



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL  
INSENERITEADUSKOND  
Instituudi nimetus

**SUURPANEELAMUTE UUENDAMINE  
KATUSETERRASSI JA „SLENDER“ FASSAADIGA**

**RENOVATION OF CONCRETE ELEMENT HOUSES BY A  
ROOF TERRACE AND A „SLENDER“ FACADE**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Kreete-Karoline Pleiats

Üliõpilaskood: 182376 EAEI

Juhendaja: Professor Alar Just

Kaasjuhendaja: Eero Tuhkanen

Tallinn 2023

# 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.

"....." ..... 2023.

Autor: .....

/ allkiri /

Töö vastab bakalaureusetöö/magistritööle esitatud nõuetele

"....." ..... 2023.

Juhendaja: .....

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

".....".....2023 .

Kaitsmiskomisjoni esimees .....

/ nimi ja allkiri /

## **Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks<sup>1</sup>**

Mina \_\_\_\_\_ (autori nimi) (sünnikuupäev: ..... )

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_ ,

(lõputöö pealkiri)

mille juhendaja on

\_\_\_\_\_ ,

(juhendaja nimi)

1.1 reprodutseerimiseks lõputöö säilitamise ja elektroonse avaldamise eesmärgil, sh Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogusse lisamise eesmärgil kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni;

1.2 üldsusele kättesaadavaks tegemiseks Tallinna Tehnikaülikooli veebikeskkonna kaudu, sealhulgas Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogu kaudu kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni.

2. Olen teadlik, et käesoleva lihtlitsentsi punktis 1 nimetatud õigused jäävad alles ka autorile.

3. Kinnitan, et lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega isikuandmete kaitse seadusest ning muudest õigusaktidest tulenevaid õigusi.

---

<sup>1</sup>Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil.

\_\_\_\_\_ (allkiri)

\_\_\_\_\_ (kuupäev)

## LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

**Üliõpilane:** Kreete-Karoline Pleiats, 182376  
Õppekava, peeriala: EAEI02 Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine  
**Juhendaja(d):** Professor Alar Just, vanemlektor Eero Tuhkanen

### Lõputöö teema:

Suurpaneel lamute uuendamine katuseterrassi ja „sLender“ fassaadiga  
Renovation of concrete element houses by a roof terrace and a „sLender“ facade

### Lõputöö põhieesmärgid:

1. Koostada kirjanduse ülevaade amortiseerunud elamufondi kaasajastamise trendidest meil ja mujal maailmas
2. Tutvustada sLender fassaadi ideoloogiat
3. Anda ülevaade renoveeritava tüüp-paneel lamu katuse ja otsaseina konstruktsioonidest
4. sLender fassaadi rakendamine olemasolevate paneel lamute rekonstrueerimisel

### Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Kirjanduse ülevaade ning teoreetiliste aluste koostamine	31.03.2023
2.	sLender fassaadi konstruktsioonide kandeskeemi koostamine ja arvutused	14.04.2023
3.	sõlmlahenduse väljatöötamine	28.04.2023
4.	Lõputöö vormistamine	15.05.2023

**Töö keel:** eesti      **Lõputöö esitamise tähtaeg:** "19." mai 2023.a

**Üliõpilane:** Kreete-Karoline Pleiats ..... ".....".....2023.a  
/allkiri/

**Juhendaja:** Alar Just ..... ".....".....2023.a  
/allkiri/

**Kaasjuhendaja:** Eero Tuhkanen ..... ".....".....2023.a  
/allkiri/

# SISUKORD

1. SISSEJUHATUS .....	8
2. ROHEFASSAADI IDEE .....	11
3. NÄITEID ROHEFASSAADIDE KASUTUSEST MUJAL MAAILMAS .....	13
3.1 Rohefassaadide vajalikkus .....	13
3.2 KMC Corporate Office, Hyderabad, India, RMA Architects .....	13
3.3 Boeri Studio, Milan, Italy, Stefano Boeri Architetti .....	14
4. SUUR-PANEELELAMUD EESTIS .....	15
4.1 Paneelmajade ajalugu .....	15
4.2 Seeria 1-464 konstruktsioonitüübid .....	16
4.3 Paneelide seisukorra analüüs lähtudes uuringust „Eesti eluasemefondi suurpaneel-korterelamute ehitustehniline seisukord ning prognoositav eluiga“ .....	18
5. OLEMASOLEVA KATUSEPANEELI JA VÄLISSEINA KANDEVÕIME HINDAMINE .....	20
5.1 Üldised määratlused ja selgitused .....	20
5.2 Olemasoleva katusepaneeli kandevõime .....	20
5.2.1 Katusepaneelile tulev koormus: .....	21
5.2.2 Katusepaneeli kandevõime .....	21
5.3 Olemasoleva välisseinapaneeli kandevõime .....	22
5.3.1 Koormused välisseinapaneelile .....	22
5.3.2 Seinas mõjuva pikijõu arvustuslik ekstsentrilisus ülemistelt seintelt ja vahelagedelt ja katusest .....	25
5.3.3 Seinas mõjuva pikijõu arvustuslik ekstsentrilisus esimeselt vahelaelt .....	28
5.3.4 Posti kandevõime kontroll .....	28
6. UUE KATUSE KONSTRUEERIMINE .....	30
6.1 Koormuste jagunemine .....	30
6.2 Olemasolevate katusekihtide analüüs .....	30
7. KATUSETERRASSI LAHENDUSI .....	32
7.1 Lahenduste väljatöötamine .....	32
7.2 Õõnespaneelidel lahendus .....	32
7.3 Terasraamil lahendus .....	34
7.3.1 Terasraami arvutus .....	35
7.3.2 Terrassi roovituse dimensioneerimine .....	36
7.4 Kahe lahenduse võrdlus .....	38
7.5 Esimese lahendusega välisseinapaneeli kandevõime kontroll .....	38
7.5.1 Koormused ja nende jagunemine aknaposti .....	38
7.5.2 Seinas mõjuva pikijõu arvustuslik ekstsentrilisus ülemistelt seintelt ja vahelagedelt ja katusest .....	41

7.5.3	Seinas mõjuva pikijõu arvustuslik ekstsentrilisus esimeselt vahelaelt.....	44
7.5.4	Posti kandevõime kontroll .....	45
7.6	Teise lahendusega välisseinapaneeli kandevõime kontroll .....	46
8.	FASSAADISÜSTEEM.....	48
8.1	Konstrueerimine .....	48
8.2	Fassaaditrepi posti dimensioneerimine.....	50
8.3	Fassaaditrepi posti tulepüsivusarvutus.....	53
8.3.1	Söestumissügavuse määramine .....	53
8.3.2	Efektiivristlõike leidmine: .....	54
8.3.3	Kandevõime kontroll.....	54
8.4	Trepikoja mademe dimensioneerimine.....	55
8.4.1	Paindekandevõime .....	57
8.4.2	Nihkekandevõime.....	58
8.4.3	Surve mademele ristikiudu .....	60
8.5	Trepikoja mademe tulepüsivusarvutus.....	60
8.5.1	Söestumissügavuse määramine .....	61
8.5.2	Efektiivristlõike leidmine: .....	61
8.5.3	Kandevõime kontroll.....	61
8.6	Trepikoja liimpuidust seinadimensioneerimine .....	63
8.6.1	Seina kandevõime .....	64
8.6.2	Paine .....	65
8.6.3	Painde ja surve koosmõju .....	66
8.7	Trepikoja liimpuidust seinatulepüsivusarvutus .....	66
8.7.1	Söestumissügavuse määramine .....	66
8.7.2	Efektiivristlõike leidmine .....	66
8.7.3	Seinapaneeli kandevõime kontroll .....	67
8.8	Fassaadisüsteemi koormust vastu võttev teraskonstruksioon .....	67
8.8.1	Teraskonstruksiooni konstrueerimine.....	67
8.8.2	Terasdiagonaali dimensioneerimine .....	68
8.8.3	Terasposti dimensioneerimine.....	69
8.8.4	Teraslehe dimensioneerimine.....	70
8.9	Riputid ja kinnitid .....	71
8.9.1	Teraskonstruksiooni kinnitamine olemasoleva seinapaneeli külge .....	71
8.9.2	Mademe kinnitamine CLT-seinapaneeli külge .....	72
8.9.3	Posti kinnitamine mademe külge .....	73
8.9.4	CLT-seinapaneeli ankrud horisontaalse tuulekoormuse vastu võtmiseks ...	74
9.	TREPIKOJA NÕUETELE VASTAVUS .....	75
9.1	Fassaadisüsteemi tuleohutus ja ilmastikukindlus.....	75

9.2 Õigusabi rekonstrueerimisel .....	75
KOKKUVÕTE .....	77
SUMMARY .....	80
KASUTATUD KIRJANDUS .....	83
LISAD .....	86

# 1. SISSEJUHATUS

Eesti soovib koos Euroopa Liiduga saavutada aastaks 2050 kliimanetraalse ja keskkonnasõbraliku majanduse [[1]].

Ligi 70% Eesti elanikkonnast elab kortermajades ning eeldused näitavad, et enamus nendest kortermajadest on alles ka peale 2050. aastat. Hoonete rekonstrueerimise pikaajalise strateegia peamine eesmärk on enne 2000. aastat ehitatud eluhoone fond terviklikult rekonstrueerida aastaks 2050. Terviklik rekonstrueerimine tähendab energiatõhususe miinimumnõude saavutamist, mis vastab energiamärgise klassile C1.[2]

Korterelamute rekonstrueerimine on oluliseks osaks rohepöördes, kuna sellega on võimalik oluliselt vähendada CO<sub>2</sub> paiskamist keskkonda. Hoonete rekonstrueerimise pikaajalises strateegias toodud analüüsi põhjal on olemasolevate hoonete CO<sub>2</sub> heite vähenemise potentsiaal ~90%, mis näitab selgelt kui oluline on olemasolevate hoonete rekonstrueerimine.[3]

Keskkonda ja inimeste tervist mõjutab, eriti linnas, õhu kvaliteet. Tiheda liiklusega, tööstuslikes või fossiilkütuse põletamisega elektrit tootvates piirkondades võib õhku pidada üsna saastatuks.[4]

Õhusaastet aitaksid vähendada rohealad, sest taimed püüavad kinni saasteaineid ning rohealad ise annaksid võimaluse inimestele viibida puhtama õhuga keskkonnas. Kahjuks on Eesti roheindeks madalaim Tallinnas. Teadlaste sõnul elaksid inimesed palju kauem, kui nende elupaik oleks rohelisem.[5]

Rohealad võiksid lisaks õhukvaliteedi parandamisele linnainimestele anda ka materiaalselt kasu, näiteks katta nende toidulauda. Varem oli linnainimestel võimalus omada väikest maalappi linnaservas, mida kutsuti datšaks ehk suvilaks, kus said linnainimesed ise kasvatada omale puu- ja köögivilju. Tänapäevaks on enamus datšadest kaotatud, kuna need jäid rääma ja maalapid on kasutusel teise otstarbega.

Tõstatatud probleemidest ajendatult on Puitarhitektuuri Kompetentsikeskuse uurimisrühma arhitektidel tulnud idee kortermajade rekonstrueerimiseks, mis lisaks hoone energiatõhususe parandamisele annab lisandväärtuse linnaruumi rohelisemaks muutmisel. Paneelmajad muudetakse modernsemaks rohefassaadi ja rohealaga käidaval katusel. Moderniseerimise käigus täieneb elamu otsasein fassaadisüsteemiga, mille kaudu on võimalik pääseda katusele. Fassaadisüsteemi moodustavad puidust trepikoda ja ruumiline klaasfassaad, millest moodustavad kasvupotid taimede jaoks.



Rohefassaad on hea võimalus, kuidas linnaelanikke ümbritsevat õhku paremaks muuta ning annab võimaluse majaelanikule kasvatada endale meelepäraseid taimi või vilju. Katus muutub rekonstrueerimise käigus käidavaks ning sinna nähakse ette majaelanikele taimedega terrass.



Joonis 1.1 Lõputöö ideed illustreeriv pilt. PART Arhitektuuribüroo.

Käesolev magistritöö keskendub arhitektide idee konstruktiivse osa elluviimisele. Töö eesmärk on uurida olemasoleva paneelmaja konstruktsiooni olukorda ja hinnata selle kandevõimet olemasolevale ja rekonstrueerimise järgsele koormusele. Dimensioneeritakse puidust trepikoja kandvad konstruktsioonid ning leitakse võimalused katuseterrassi teostamiseks. Nähakse ette võimalus, kuidas olemasoleva sein külge kinnitada uus fassaadisüsteem. Lisaks analüüsitakse töös tuleohutuse mõju puidust konstruktsioonidele.

Lõputöö käsitleb Tallinnas Mustamäe linnaosas asuvaid vanu paneelmaju, mis on enamuses ehitatud 60ndatel. Fookuses on vanimad ja enamlevinud renoveerimata 5. korruselised paneelmajad. Kortermajadest on töösse valitud 1-464 seeria, mis tähistab hoonele omast konstruktsioonitüüpi. Selgemate arvutustulemuste esitamiseks on seeriast valitud hooned, mille otsaseinad on ilma akendeta ning katus välise äravooluga.

Renoveerimise käigus arvestatakse ka seda, et olemasolevad hooned vajavad lisaks moodsale fassaadile ja katusele lisasoojustamist, et hoone muuta energiatõhusamaks,

mis omakorda vähendaks kommunaalkulusid. Katusele ja fassaadile nähakse ette ka päikesepaneelid, et ühistul oleks võimalik osa kuluvast energiast ise toota. Töö kirjutamisel lähtutakse palju uuringus „Eesti eluasemefondi suurpaneel-korterelamute ehitustehniline seisukord ning prognoositav eluiga“ tehtud proovidest ja soovitatud energiatõhususlahendustest [6].

Töö keskendub peamiselt paneelmajade konstruktsioonidele, mitte niivõrd arhitektuursele lahendusele. Tuleb silmas pidada, et tehtud arvutused põhinevad eelnevalt kirjeldatud kriteeriumitega hoonetele, kuid renoveerides tuleb igat konkreetset hoonet vaadata siiski eraldi. Käesolev töö hindab üleüldiselt, sellise idee võimalikkust.

## 2. ROHEFASSAADI IDEE

Magistritöö idee pärineb Eesti Kunstiakadeemias asutatud Puitarhitektuuri Kompetentsikeskuse (PAKK) Algoritmilise puitarhitektuuri uurimisrühmalt. Uurimisrühma eesmärk on luua puitehitusega innovatsiooni, integreeritud disaini ning samal ajal proovitakse materjali kasutada võimalikult optimaalselt.[7]

Uurimisrühma praegune põhiline töö käib projektiga „sLender fassaad- masskohandatav, multifunktsionaalne mahuline hoone piirdetarind“, mille eesmärgiks on arendada uute hoonete (puit)konstruktsioonide kaitsmiseks ja olemasolevate rekonstrueerimiseks alternatiivseid lahendusi. Lisaks sellele uuritakse sLender fassaadi ruumilisi, energeetilisi ja looduspõhiseid lahendusi.[8]

Voldemar Lenderi järgi on nime saanud 19.sajandi alguses ehitatud puidust üürimajad, mida kutsuti Lender majadeks. Nime sLender võib pidada selle moodaks edasiarenduseks. [9]

Nimi sLender (slender) tähendab otse tõlgituna nõtket, paindlikku, jätkusuutlikku arhitektuuri. Puit ehitusmaterjalina käib eelnevate märksõnadega hästi kokku. PAKK soovib peagi luua sLender maja, mis ei ole üle kaheksa korruse, mille klaasipinna suurus sõltub ilmakaarest ning materjale on kasutatud nii optimaalselt kui võimalik.[10]



Joonis 2.1 Puitkonstruktsioonil kortermaja Tallinna kesklinnas. PART arhitektibüroo.

PAKK soovib uudset sLender fassaadi kasutada ka olemasolevate hoonete rekonstrueerimiseks. Ruumilist fassaadi saab edasi arendada rohefassaadiks. Kasvupotid fassaadis annavad linnaelanikele võimaluse ise omale meelepäraseid taimi kasvatada. Selliselt fassaadi kasutusele võtt aitaks oluliselt parandada aknatagust õhukvaliteeti ning tuua tarbimine lähemale.[10]



Joonis 2.2 Tallinna arhitektuuri biennaali näitusel esitletud fassaadile paigaldatava vertikaalaia "Dacha-Wrap"

## 3. NÄITEID ROHEFASSAADIDE KASUTUSEST MUJAL MAAILMAS

### 3.1 Rohefassaadide vajalikkus

Kui Eestis on võimalik lühikese autosõiduga jõuda metsa või jalutuskäiguga parki, siis igal pool mujal maailmas see nii lihtne ei pruugi olla. Täisehitatud linnad ja suured lageraied on hävitanud suure osa loodusest. Linnadesse roheluse tagasi toomine pole aga nii lihtne. Kuna piisav ruum parkide loomiseks linnades puudub, siis tuldi ideele, et kui taimi ei saa istutada maasse, siis võib need kasvama panna hoone külge. Idee rohefassaadidest on laialt kasutuses juba mujal maailmas, sest lisaks linna looduse toomine ja inimeste õhukvaliteedi parandamisele, kaitsevad hoone fassaadil olevad taimed palavatel päevadel hoone liigse kuumenemise eest. Järgnevalt on välja toodud paar näidet, kus rohefassaade kasutatud on.

### 3.2 KMC Corporate Office, Hyderabad, India, RMA Architects

Indias, linnas nimega Hyderabad asub ärihoone, mis valmis juba 2012. aastal. Sellel on visuaalselt just kui topelt fassaad. Hoone sisemine fassaad on raudbetoonkarkass, millel on alumiiniumaknad. Välimine fassaad on tehtud alumiiniumvõrgust, mille külge on kasvama pandud taimed. Taimefassaad niisutab hoonesse sisenevat õhku, mis tagab hoonesisese jahutuse. Fassaadil on ka niisutussüsteem, mis aitab reguleerida taimedele eralduva vee hulka, mis on vajalik kuumade ilmadega hoone jahutamiseks või fassaadi tolmust puhastamiseks. Selles hoones töötab 20 aednikku, kes tegelevad fassaadil kasvavate taimedega. Taimed on valitud selliselt, et erinevad liigid õitsevad erinevatel aastaegadel, mis juhib tähelepanu maja fassaadi erinevatele osadele aastaegade muutudes.[11]



Joonis 3.1 Piltidel on KMC Corporate Office. RMA Architects töö.

### 3.3 Boeri Studio, Milan, Italy, Stefano Boeri Architeti

2014. aastal Milanos valminud kaks torni, mis on vastavalt 80 ja 112 meetrit kõrged. Kortermajadel kasvab kokku 800 puud, 15 000 püsilille ja 5000 põõsast, pakkudes taimestikku, mis vastab 30 000 ruutmeetri metsamaale. Hoone fassaadile loodi „vertikaalne mets“, et tuua linna loodust lähemale. Võrreldes klassikalise klaasist või kivist fassaadiga ei peegelda taimne fassaad päikesekiiri ega võimenda neid. Rohefassaad aitab luua hea mikrokliima, reguleerib õhuniiskust, toodab hapnikku ja seob süsihappegaasi ja mikroosakesi. Tornide astmelised ja üleulatuvad rõdud koos suurte välitünnidega, võimaldavad seal kasvatada suuri puid kuni kolmel korrusel. Taimede värvi- ja kujuerinevused loovad igal aastaajal imelise vaatepildi. Kogu hooldustöö käib korteriühistu tasandil ning kastmine toimub digitaalselt ja kaugjuhitava paigaldise abil. Vajalik vesi saadakse tornide filtreeritud heitveest.[12]



Joonis 3.2 Piltidel on Boeri Studio tornid. Stefano Boeri Architeti töö.

## 4. SUUR-PANEELELAMUD EESTIS

### 4.1 Paneelmajade ajalugu

Suurpaneel lamute alguseks Eestis võib lugeda 1960.aastat. Suurimad paneelmajade piirkonnad ehk magalad tekkisid Mustamäele, Õismäele, Lasnamäele ja Tartus Annelinna. Magalad oli eelistatud, sest asusid linna servas, kust oli lihtne liikuda tööle ja lähedusest kätte saada muu eluks tarvilik kaup.[13]

Suuri paneel lamuid hakati ehitama põhjusel, et tööpuuduse tagajärjel kolis suur hulk inimesi maalt tööstuslinnadesse. See tõi endaga kaasa eluaseme puuduse linnades. Probleemi lahendamiseks ehitati linnaosadesse niinimetatud suured magalad. Lisaks massilisele maalt linna kolimisele põhjustas eluaseme puudust veel II maailmasõda, mille käigus paljud majad hävisid ja inimesed jäid peavarjuta.[14]



Joonis 4.1 Vasakul pilt elementide tootmisest ja paremal paneelmaja ehitusest. Piltide päritolu: Karl Õigeri pildikogu.

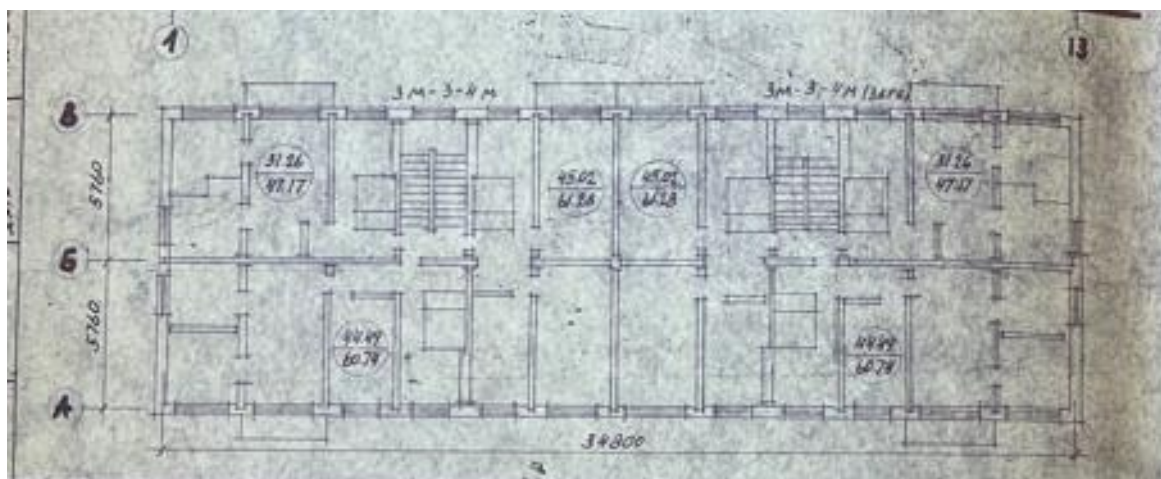
Paneelmajad on kokku pandud tehases toodetud paneelidest ja elementidest. Selline viis muutis majade ehitamise väga kiireks ja lihtsaks. Samas see tekitas olukorra, kus tehases valminud elemente tuli hakata kiiremini juurde tootma, kuna nõudlus suurenes. Betoon vajab oma tugevuse saavutamiseks aega. Selleks, et betoon saavutaks oma tugevuse kiiremini, hakati kasutama kõrgeid temperatuure. Selle tulemusena, aga võis

juhtuda, et betoon ei kivinenud korralikult ära, betooni struktuur jäi väga ebamäärane ning oli aldis ettringiidi<sup>1</sup> tekkimisele.[6]

Selline kiire paneelide ja elementide tootmine tõi kaasa kvaliteedi languse. Näiteks kortermaju rekonstrueerides ei saa lähtuda ainult hoone projektist ja selle joonistest, vaid tuleb vaadelda ja analüüsida olemasolevat hoonet koha peal oma silmaga ja tehes vajalike proove ja uuringuid, et olla kindel olemasoleva konstruktsiooni seisukorras ja selle vastupidavuses.

## 4.2 Seeria 1-464 konstruktsioonitüübid

Tavaline 1-464 seeria paneelhoone on viie korruseline. Kandekonstruktsioon koosneb pöikseintest ja keskel asetsevast pikivaheseinast, kolmekihilistest raudbetoonvälisseintest, raudbetoon-vahelagedest, mis on 100-220 mm ja vundamentidest.[13]



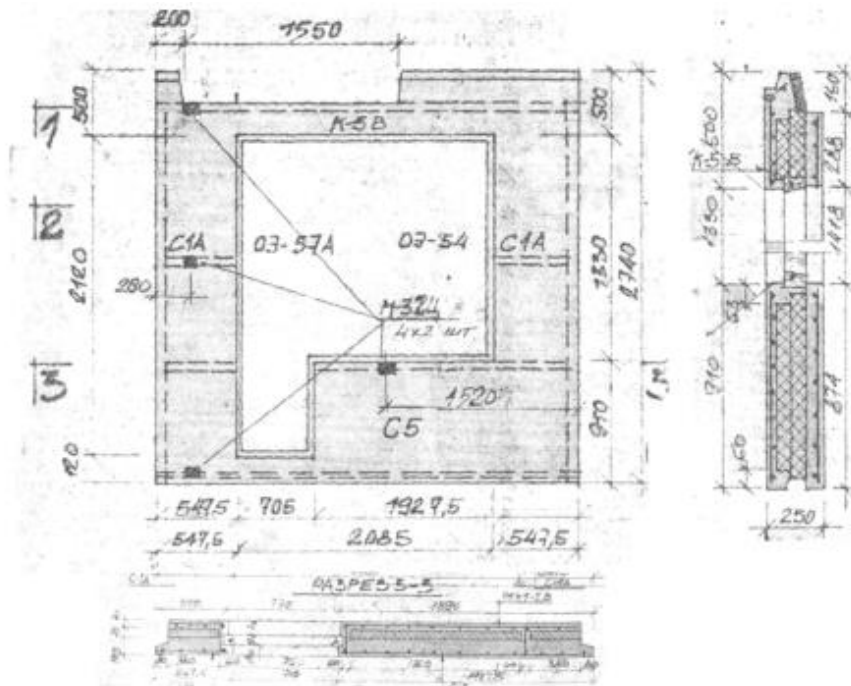
Joonis 4.2 Plaanil on näha pöik- ja keskmise pikivahesein. Riigiarhiiv

Kolmekihiline välisseinapaneel on tavaliselt 250 mm paks. See koosneb kandvast raudbetoon sisekoorest paksusega 75-80mm ja väliskoorest paksusega 50-60mm, mis on omavahel seotud terasribidega. Soojustuseks on kasutatud mineraalvilla, TEP-plaati, fenoplasti, vahtpolüstüreeni vms, mille paksus on orienteeruvalt 110-125mm. [6]

<sup>1</sup> Tsemendi koostises olevad trikaltsiumaluminaadid ( $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ ) annavad tsemendikivi moodustumisel koostisesse suhteliselt kõrge reaktsioonivõimega kaltsiumhüdroaluminaadid. Need omakorda reageerivad väljast sisenevate sulfaatioonidega ja tulemuseks on ettringiidi,  $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot3\text{CaSO}_4\cdot32\text{H}_2\text{O}$ , hiigelmolekulid, mis põhjustavad suuri paisumispingeid väljakujunenud struktuuris ja betooni pragunemist. Väljakristallunud ettringiit põhjustab tunduvalt paisumist, mistõttu tsemendikivi praguneb, mis omakorda suurendab korrosiooniprotsessi intensiivisust. Sellisele korrosioonile on eriti vastuvõtlikud kõrge trikaltsiumaluminaadi ( $\text{C}_3\text{A}$ ) sisaldusega tsemendid. [15]



Kasutatud on betooni margiga 150 või 200, selle võib tänapäeval ligikaudu võtta tugevusklassiks C8/10. Paneelid ise on omavahel ühendatud terasankrutege, mis on omakorda sissemoneolitiseeritud. [13]

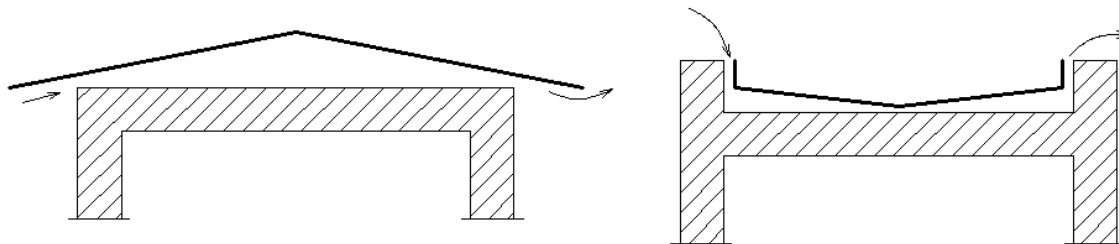


Joonis 4.3 Välisseina paneel. Riigiarhiiv.

Suurpaneel lamute konstruktiivse süsteemi moodustavad toasuured 100 mm paksused raudbetoonist vahelaepaneelid, mis toetuvad neljast küljest kandvatele raudbetoonist seinapaneelidele. „Eesti eluasemefondi suurpaneel-korterelamute ehitustehniline seisukord ning prognoositav eluiga” Vahelaepaneelid on kui maja horisontaalsed diafragmad, mis tagavad selle jäikuse. [13]

Katuslaed on ehitatud tuulutatavatena. Tüübi 1-464 katuslae tuulutus võis olla lahendatud ka laineliste eterniitplaatidega, millest moodustusid tuulutuskanalid. [6]

1-464 seeria paneelmajade hulgas on nii sisemise kui ka välise äravooluga katuseid. Sisemise äravooluga katuse puhul juhitakse sademevesi ära kallete ja sisemise äravoolutorude kaudu ning on ümbritsetud parapetiga. Välise äravoolu puhul juhitakse sademevesi ära sademeveerennide ja -kanalite kaudu. [16]



Joonis 4.4 Vasakul välise äravooluga ja paremal sisemise äravoolusüsteemiga lamekatus.



Joonis 4.5 Katuslae läbilõige. Riigiarhiiv.

### 4.3 Paneelide seisukorra analüüs lähtudes uuringust „Eesti eluasemefondi suurpaneel-korterelamute ehitustehniline seisukord ning prognoositav eluiga“

Praegu 50-60 aastat hiljem on samad paneelmajad endiselt alles ja koduks väga paljudele inimestele.

Eesti eluasemefondi suurpaneel-korterelamute ehitustehniline seisukord ning prognoositav eluiga uuringu eesmärk oli uurida olemasolevate paneelmajade seisukorda ja nende rekonstrueerimise võimalusi. [6]

Uuringus võeti proove olemasoleva paneelmaja välisseina paneelidest, millest selgus, et puuringute paksused varieerusid väga palju nii hoone ulatuses kui ka paneeli

ulatuses. Kui projekti kohaselt peaks välisseina välimine koorik olema umbes 60mm paks, siis katsekehasid võrreldes leiti, et kõige õhema ja kõige paksema väliskoore paksus võis varieeruda kuni 10 cm. Kõige õhema väliskoore paksuseks mõõdeti ainult 2-3cm. Uuringus juhiti tähelepanu sellele, et soovides lisasoojustust kinnitada ainult väliskoore, tuleb olla ettevaatlik. Uurides välisseina armatuurräua korrosiooni võetud proovikehadelt võib öelda, et korrosiooni peaaegu üldse ei ole. Seega on olukord hea.[6]

Võetud proovikehadele tehti survekatsed, et hinnata betooni tugevust. Saadud tulemused näitasid, et betooni survetugevus on 25-30 MPa.[6] Seega võib öelda, et betooni tugevusklassi, millega arvutusi teha, võib võtta C20/25.

Katusel on kasutatud enamasti veetõkkena ruberoidi 3 kuni 5 kihti, mis on paigaldatud bituumenmastiksiga. Kaitsmaks katust mehaaniliste vigastuste ja päikesekiirguse eest kaeti katuskivipulistega või värviti alumiiniumvärviga. Uuringust selgus aga, et ette nähtud kivipuru enamasti puudus või värv oli ära kulunud. Seega katusekate ei vasta enam nõuetele ja vajab enamasti välja vahetamist. Lisaks põhjustab katusekatte lagunemist seisev vesi katusel ja ummistunud äravoolutorud. Ebatasasused katusel soodustavad vee voolamist katusesse, mis jäätudes põhjustavad seal lisapinged ja lõhuvad konstruktsiooni. [6]

Põhiline probleem paneelmajadel on välisseinte soojapidavus, mis ei vasta enam praegustele nõuetele. Varem ei olnud kütmine kulukas ja seetõttu puudus vajadus soojustusele tähelepanu pöörata. Praegu on suured kommunaalkulud seotud just vähesest ja kehvast soojustusmaterjalist. [13]

Suurpaneelilamute põhikandekonstruktsioonide: vundamendid, kandvad siseseinad, laepaneelid, trepimademed, trepimarsid, välisseinte kandvad siseplaadid on heas seisukorras. [13]

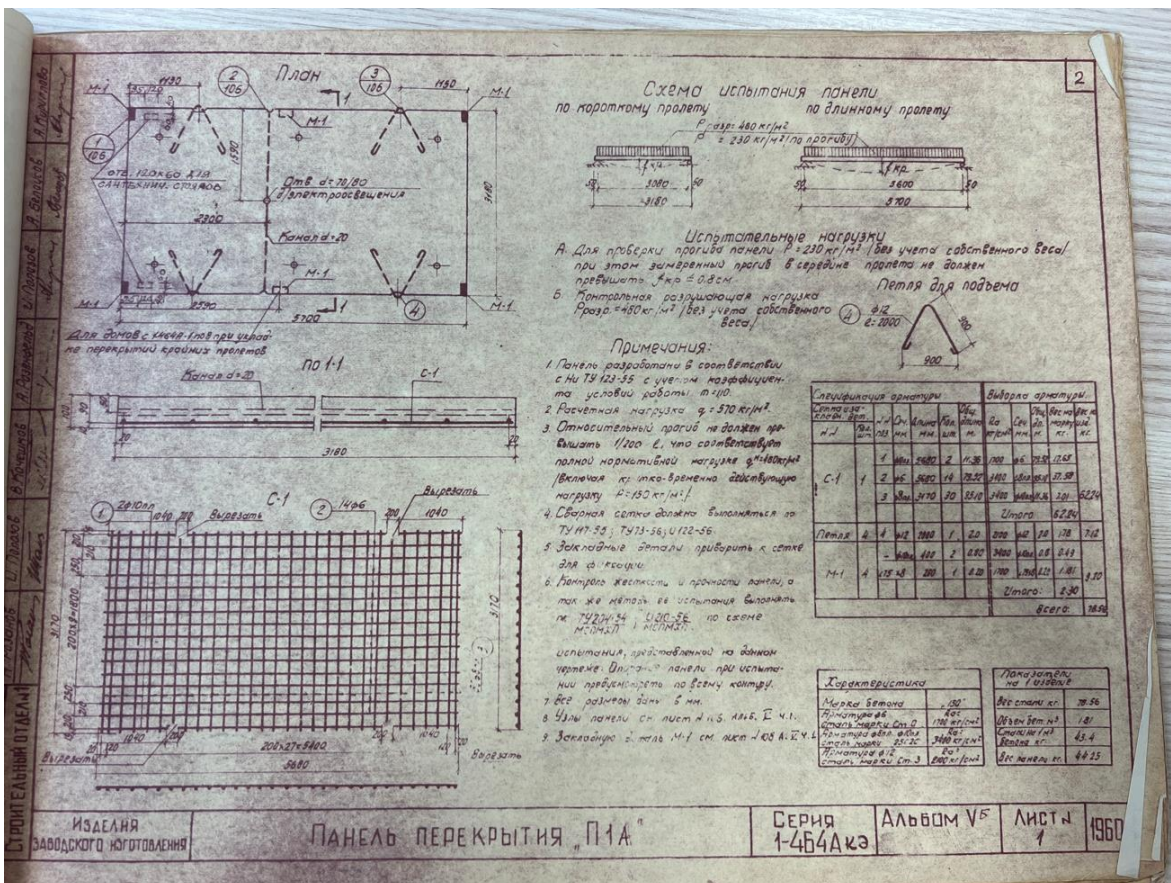
# 5. OLEMASOLEVA KATUSEPANEELI JA VÄLISSEINA KANDEVÕIME HINDAMINE

## 5.1 Üldised määratlused ja selgitused

Olemasoleva katusepaneeli ja välisseina kandevõime kontroll tehakse olemasoleva koormuse olukorrale, kus eeldatakse, et renoveerimistööd pole vahepeal tehtud. Kontroll on vajalik, et hinnata kui suure varuga konstruktsioonid on dimensioneeritud ja kui suurt lisakoormust saab rakendada. Sellest oleneb edasine uue katuseterrassi ja fassaadi lahendus ja selle koormuse jagunemine.

## 5.2 Olemasoleva katusepaneeli kandevõime

Riigiarhiivist pärineva kortermaja projekti katusepaneeli jooniselt selgub, et katusepaneeli kandevõime ilma omakaalukoormuseta on  $480 \text{ kg/m}^2$  ehk  $4,75 \text{ kN/m}^2$ .



Joonis 5.1 Vahelaepaneeli joonis. Riigiarhiiv.

Seega katusepaneeli kandevõimet tuleb võrrelda katusele tuleva normatiivse koormusega.

## 5.2.1 Katusepaneelile tulev koormus:

Katuselt omakaal:

Tabel 5.1 Katuse omakaalu arvutus.

Materjal	Mahukaal	Paksus	Kaal
	kN/m <sup>3</sup>	m	kN/m <sup>2</sup>
Ruberoid	14	0,015	0,21
Betoon	25	0,03	0,75
Laineline eterniit	19,1	0,0055	0,11
Soojustus	4,95	0,16	0,79
Tuhkbetoon	10	0,0975	0,98
<b>Normatiivne Kokku:</b>			<b>2,83</b>

Lumekoormus:

Lumekoormuse arvutan SNiPi järgi, et seda võrrelda etteantud katusepaneeli kandevõimega.

SNiPi arvutuste järgi tuleb lumekoormus katusele:

Normatiivne lumekoormus määratakse valemiga:  $p^H = p_0 c$ ,

Kus  $p_0$ - lumikatte kaal horisontaalse maapinna ühel ruutmeetril vastavalt tabelile.

$c$ - tegur üleminekuks horisontaalse maapinna lumikatte kaalult katuse normatiivsele lumekoormusele vastavalt tabelile.

Antud juhul kuulub Eesti rajooni II, mille lumikatte kaal horisontaalsel maapinnal on 70 kg/m<sup>2</sup> ja kuna katuse kalle on <25 kraadi siis tegur  $c=1$ .

Saan normatiivse lumekoormuse:  $p^H = 70 * 1 = 70 \frac{kg}{m^2}$  ehk 0,69 kN/m<sup>2</sup>

## 5.2.2 Katusepaneeli kandevõime

Eldan, et katusepaneeli kandevõimet tuleb võrrelda katusele tuleva normatiivse koormusega siis normatiivne koormus katusepaneelile kokku on: 2,83+0,69=3,52 kN/m<sup>2</sup>.

Katusepaneeli kandevõime on 4,75 kN/m<sup>2</sup> ja katusele tulev normatiivne koormus 3,52 kN/m<sup>2</sup>, millest saab järeldada, et katusepaneelil on 25% kandevõime varu.

On juba teada, et katusele rajatava terrassi tõttu tuleb katusele võtta standardi kohaselt kasuskoormus  $5\text{kN/m}^2$ , mis tuleb ilma uusi omakaalukoormuseid arvestamata juba suurem, kui katusepaneeli kandevõime varu.

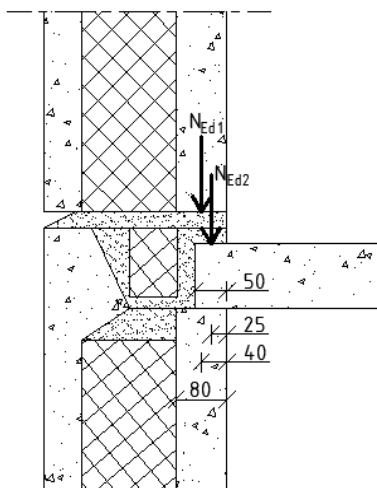
Lahendusena tuleb sellisel juhul välja pakkuda võimalused, kuidas olemasolevat katusepaneeli mitte koormata.

## 5.3 Olemasoleva välisseinapaneeli kandevõime

### 5.3.1 Koormused välisseinapaneelile

Kandevõime leitakse esimese korruse seinapaneelile. Seina arvutatakse kui 2,7 meetrist posti, mille ristlõige on  $80 \times 1000$  mm. Koormus jagatakse selliselt, et kogu koormus, mis tuleb kõrgemalt, kui esimeselt vahelaelt rakendatakse seina suhtes tsentriliselt ning koormus esimeselt vahelaelt 15mm ekstsentrilisusega, sest vahelaet toepind on 50mm. Kandevõimearvutus viiakse läbi standardis EVS-EN 1992-1-1:2005 antud valemite põhjal.[17]

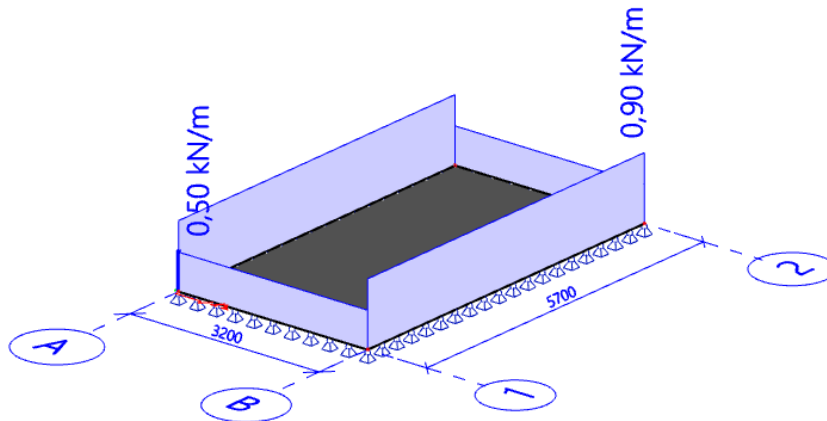
Tuginedes uuringu survekatsede tulemustele saab arvutuses betooni klassiks võtta C20/25. Kandvas koores on  $\phi 6$  sammuga 150mm võrk.



Joonis 5.2 Ülemistelt seintelt, vahelagedelt ja katuselt tulev koormus  $N_{Ed1}$  ja esimeselt vahelaelt tulev koormus  $N_{Ed2}$ .

Vahelaepaneelid annavad oma koormuse edasi neljast küljest. Vahelaeplaadi mõõtmed on  $5,7 \times 3,2$  meetrit, kus 5,7 on otsaseina poolne serv ja 3,2 külgmise seina poolne serv. Seinale mõjuva osakoormuse leidmiseks kasutatakse Scia tarkvara. Vahelaepaneelile kantakse ühikkoormus  $1\text{kN/m}^2$  ja saadakse tulemused (Joonis 5.3), mis tuleb läbi

korrutada vahelae koormusega. Otsaseinale tekib ühikkoormusest reaktsioon 0,9 kN/m ja külgmisele seinale 0,5kN/m.



Joonis 5.3 Seinale tulev koormus, kui vahelae plaadile on rakendatud 1kN/m<sup>2</sup>. Scia tarkvara.

Katuselt tulev koormus:

Tabel 5.2 Katuse omakaalu koormus.

Materjal	Mahukaal	Paksus	Kaal
	kN/m <sup>3</sup>	m	kN/m <sup>2</sup>
Ruberoid	14	0,015	0,21
Betoon	25	0,03	0,75
Laineline eterniit	19,1	0,0055	0,11
Soojustus	4,95	0,16	0,79
Tuhkbetoon	10	0,0975	0,98
Betoon plaat	25	0,1	2,50
<b>Normatiivne Kokku:</b>			<b>5,33</b>

Katuselt tulev koormus seinale: 5,33\*0,9= 4,80 kN/m

Tabel 5.3 Lumekoormus.

Eurokoodeksi järgi:			
Normatiivne lumekoormus maapinnal:	s <sub>k</sub> =	1,5	kN/m <sup>2</sup>
avatustegur	C <sub>e</sub> =	1	
Soojustegur:	C <sub>t</sub> =	1	
Kujutegur:	μ <sub>i</sub> =	0,8	
<b>Normatiivne lumekoormus:</b>		<b>1,2</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Lumekoormus seinale:  $1,2 \cdot 0,9 = 1,08 \text{ kN/m}$

Vahelae koormus:

Tabel 5.4 Vahelae omakaalu koormus.

Materjal	Mahukaal	Paksus	Laius	Samm	Kaal
	$\text{kN/m}^3$	m	m	m	$\text{kN/m}^2$
Betoon	25	0,1			2,50
Vill	0,77	0,1			0,08
Puit	5	0,1	0,05	0,3	0,08
Parkett	7,2	0,005			0,04
Kipsivalu	19,6	0,02			0,39
<b>Normatiivne Kokku:</b>					<b>3,09</b>

Vahelae omakaalu koormus seinale:  $3,09 \cdot 0,9 = 2,78 \text{ kN/m}$

Standardi EVS-EN 1991-1-1 põhjal on arvatud korruste arvust sõltuv vähendustegur, millega saab vähendada kogukasuskoormust postidele ja seintele [18]:

$$\alpha_n = [2 + (n - 2)\psi_0]/n$$

Kus n- vaadeldavast konstruktsioonelemendist kõrgemal olevate ja samasse klassi kuuluvate korruste arv (>2)

$\psi_0$  – vastavuses NE 1990 lisa A.1 tabeliga A.1.1- antud juhul  $\psi_0 = 0,7$ , kuna hoone kuulub klassi A: elamispinnad.

Seega:

$$\alpha_n = \frac{[2 + (4 - 2)0,7]}{4} = 0,85$$

Kasuskoormus kortermajal:  $2 \text{ kN/m}^2$

Vähendatud kasuskoormus:  $2 \cdot 0,85 = 1,7 \text{ kN/m}^2$ .

Vahelagede kasuskoormus seinale:  $1,7 \cdot 0,9 = 1,53 \text{ kN/m}$

Tabel 5.5. Välisseina omakaalu koormus.

Materjal	Mahukaal	Paksus	Kaal
	$\text{kN/m}^3$	m	$\text{kN/m}^2$
Betoon	25	0,06	1,50
Vill	0,77	0,11	0,08
Betoon	25	0,08	2,00
<b>Normatiivne Kokku:</b>			<b>3,58</b>



Koormuskombinatsioonid:

Kandepiir seisund:

Koormus ülevalt v.a 1.korruse vahelagi (domineerib kasuskoormus):

ULS1:  $1,2 \cdot OK + 1,5 \cdot \text{kasus} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot \text{lumi} \Rightarrow$

$$1,2 \cdot (3 \cdot 2,78 + 4,80 + 4 \cdot 9,68) + 1,5 \cdot (1,53 \cdot 3) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 1,08 = 69,92 \text{ kN/m}$$

Koormus 1.korruse vahelaelt (domineerib kasuskoormus):

ULS1:  $1,2 \cdot OK + 1,5 \cdot \text{kasus} \Rightarrow$

$$1,2 \cdot 2,78 + 1,5 \cdot 1,53 = 5,63 \text{ kN/m}$$

Koormus ülevalt v.a 1.korruse vahelagi (domineerib lumi):

ULS2:  $1,2 \cdot OK + 1,5 \cdot \text{lumi} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot \text{kasus} \Rightarrow$

$$1,2 \cdot (3 \cdot 2,78 + 4,80 + 4 \cdot 9,68) + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (1,53 \cdot 3) + 1,5 \cdot 1,08 = 68,66 \text{ kN/m}$$

Koormus 1.korruse vahelaelt (domineerib lumi):

ULS2:  $1,2 \cdot OK + 1,5 \cdot \text{lumi} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot \text{kasus} \Rightarrow$

$$1,2 \cdot 2,78 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,53 = 4,94 \text{ kN/m}$$

Seega ULS1 on määrav!

### **5.3.2 Sein as mõjuva pikijõu arvustuslik ekstsentrilisus ülemistelt seintelt ja vahelagedelt ja katuselt**

Seinapaneel ja vahelaeplaat on omavahel kokku valatud ning seinapaneel ise kahe betoonkooriku ja nende vahelise soojustusega moodustab terviku, mis vabalt pöörduda ei saa. Seetõttu saab võtta toetingimuseks ühe otsa liigendi ja teise jäiga.

Posti arvutus pikkus:  $l_0 = 2,7 \cdot 0,7 = 1,89 \text{ m}$

Konstruksioonihälve:  $\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 1 \cdot 1 = \frac{1}{200}$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{3}} = 1,15; \text{ kuna } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \Rightarrow \alpha_h = 1$$

Koostöötavate postide arvu arvestav vähendustegur  $\alpha_m = 1$

Geomeetriliste konstruktsioonihälvete arvesse võtmiseks suurendatakse pikijõu ekstsentrilisust vaadeldavas suunas lisaekstsentrilisuse  $e_i$  võrra:

$$e_i = \frac{\theta \cdot l_0}{2} = \frac{0,005 \cdot 1,89}{2} = 0,00472 \text{ m}$$

Teist järku ekstsentrilisusega arvestamine:

$$\text{Inertsiraadius: } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{80/1000}{\sqrt{12}} = 0,023$$

$$\text{Eraldiseisva posti saledus: } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1,89}{0,023} = 81,84$$

$$\text{Posti piirsaledus: } \lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot \frac{1}{\sqrt{0,066}} = 42,11$$

Kus  $A=0,7$  ;  $B=1,1$  ;  $C=0,7$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{69,9 \cdot 10^3}{80 \cdot 1000 \cdot 13,3} = 0,066$$

Kuna  $\lambda = 81,84 > \lambda_{lim} = 42,11$  on vaja arvesse võtta 2. järku ekstsentrilisus.

$$\text{Teist järku ekstsentrilisuse leidmine: } e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{r}$$

$$\text{Posti telje kõverus: } \frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}$$

$$\text{Pikijõudu arvestav parandustegur: } K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + 0,060 = 1,060$$

$n_{bal}$  on maksimaalsesle paindekandevõimele vastav  $n$  väärtus. Võib kasutada väärtusta:

$$n_{bal} = 0,4.$$

Valitud on armatuurvõrk  $\varnothing 6$  sammuga 150mm.

$$A_s = 6^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 6,7 = 188,5 \text{ mm}^2$$

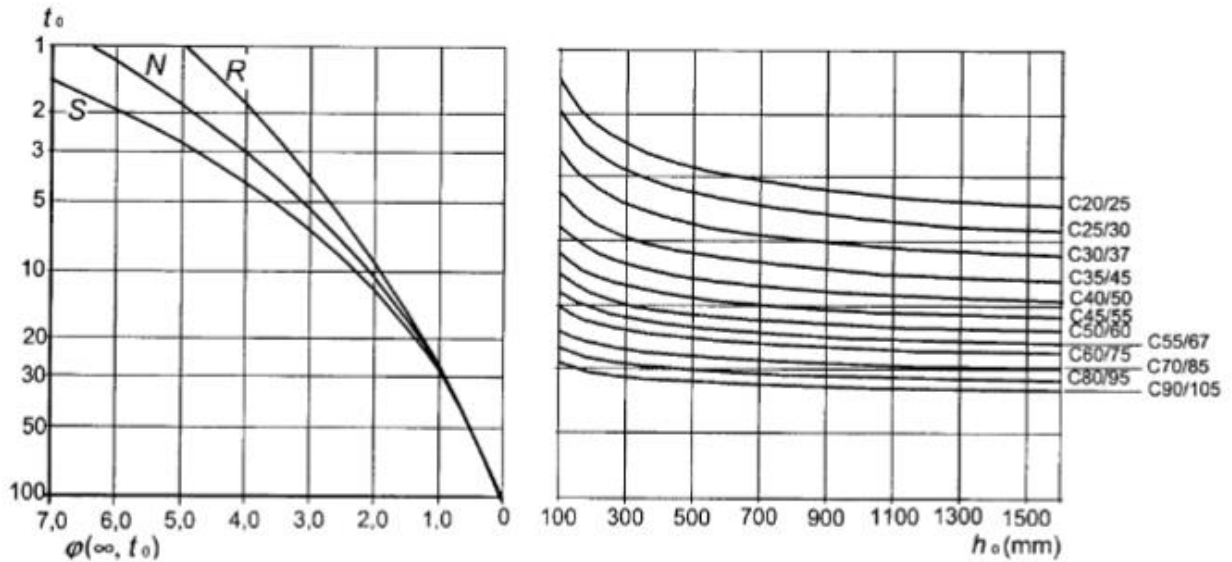
$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{188,5 \cdot 340}{80 \cdot 1000 \cdot 13,3} = 0,060$$

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,060 - 0,067}{1,060 - 0,4} = 0,96$$

Betooni roomet arvestav parandustegur:  $K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{20}{200} - \frac{81,84}{150} = -0,09$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) = 3,1 \Rightarrow h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 80 \cdot 1000}{2 \cdot 1000} = 80,0 \text{ mm}$$



Joonis 5.4 Roometeguri lõppväärtuse määramise graafikud. EVS-EN 1992-1-1.

Roomet arvestav parandustegur tuleb:

$$K_\varphi = 1 + (-0,09) \cdot 3,1 = 1 \text{ seega } K_\varphi = 1$$

$$\text{Posti telje kõverus: } \frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} = 0,96 \cdot 1 \cdot 0,102 = 0,10$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd}}{E_s 0,45d} = \frac{340}{2 \cdot 10^5 \cdot 0,45 \cdot 0,37} = 0,102$$

$$d = 34 + \frac{6}{2} = 37$$

$$\text{Teist järku ekstsentrilisus: } e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{r} = \frac{1,89^2}{\pi^2} \cdot 0,10 = 0,035 \text{ m}$$

$$\text{Summaarne ekstsentrilisus: } e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0 + 0,00472 + 0,035 = 0,04 \text{ m}$$

$$\text{Pikijõu ekstsentrilisus: } e = e_{tot} + d_1 - 0,5 \cdot h = 0,04 + \frac{37}{1000} - 0,5 \cdot \frac{80}{1000} = 0,037 \text{ m}$$

$$\text{Pikijõu moment tõmbearmatuuri suhtes: } (N \cdot e)_{Ed1} = 69,9 \cdot 0,037 = 2,60 \text{ kNm}$$

### 5.3.3 Seinas mõjuva pikijõu arvustuslik ekstsentrilisus esimeselt vahelaelt

Konstruksioonihälve:  $\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = \frac{1}{200} * 1 * 1 = \frac{1}{200}$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{3}} = 1,15; \text{ kuna } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \Rightarrow \alpha_h = 1$$

Koostöötavate postide arvu arvestav vähendustegur  $\alpha_m = 1$

Geomeetriliste konstruktsioonihälvete arvesse võtmiseks suurendatakse pikijõu ekstsentrilisust vaadeldavas suunas lisaekstsentrilisuse  $e_i$  võrra:

$$e_i = \frac{\theta * l_0}{2} = \frac{0,005 * 1,89}{2} = 0,00472 \text{ m}$$

Teist järku ekstsentrilisusega arvestamine:

$$\text{Inertsiraadius: } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{80/1000}{\sqrt{12}} = 0,023$$

$$\text{Eraldiseisva posti saledus: } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1,89}{0,023} = 81,84$$

$$\text{Posti piirsaledus: } \lambda_{lim} = 20 * A * B * C * \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 * 0,7 * 1,1 * 0,7 * \frac{1}{\sqrt{0,0053}} = 148,37$$

Kus  $A=0,7$  ;  $B=1,1$  ;  $C=0,7$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} = \frac{5,6 * 10^3}{80 * 1000 * 13,3} = 0,0053$$

Kuna  $\lambda = 81,84 < \lambda_{lim} = 148,37$  ei ole vaja arvesse võtta 2. järku ekstsentrilisus.

Summaarne ekstsentrilisus:  $e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0,015 + 0,0047 + 0 = 0,020 \text{ m}$

$$\text{Pikijõu ekstsentrilisus: } e = e_{tot} + d_1 - 0,5 * h = 0,020 + \frac{37}{1000} - 0,5 * \frac{80}{1000} = 0,016 \text{ m}$$

Pikijõu moment tõmbearmatuuri suhtes:  $(N * e)_{Ed1} = 5,6 * 0,016 = 0,094 \text{ kNm}$

### 5.3.4 Posti kandevõime kontroll

Kandevõime leidmine:

$$\text{Esialgse survetsooni kõrguse: } \chi = \frac{f_{yd} * A_{s1} - f_{ycd} * A_{s2} + N_{Ed}}{\lambda * \eta * f_{cd} * b}$$

Kus  $\lambda$ - survetsooni arvutuskõrgust määrav tegur

$\lambda=0,8$ , kui  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ ;

$\eta$ - survetsooni efektiivset tugevust määrav tegur

$\eta=1,0$ , kui  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ .

Kuna survearmatuur puudub, siis seda valemis ei pea arvestama.

$$\text{Seega } x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} + N_{Ed}}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{340 \cdot 188,5 + 75,5 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 1000} = 13,09 \text{ mm}$$

$$\xi_c \cdot d_1 = 0,6731 \cdot 37 = 24,9$$

$$\xi_c = \frac{0,0035}{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{0,0035}{0,0035 + \frac{340}{2 \cdot 10^5}} = 0,6731$$

Kuna  $x < \xi_c \cdot d_1$ , siis võib öelda, et tegu on suure ekstsentrilisusega.

Kuna survearmatuuri ei ole, siis tingimust  $x > \xi_{c2} \cdot d_2$  ei ole vaja kontrollida!

Survetsooni kõrgus:

$$x = 13,09 \text{ mm}$$

$$y = 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 13,09 = 10,47 \text{ mm}$$

Arvutuslik kandevõime:

Kuna survetsooni ei jää armatuuri, siis seda kandevõime arvutamisel ei pea arvestama.

$$(N \cdot e)_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d_1 - 0,5 \cdot y) = 13,3 \cdot 1000 \cdot 10,47 \cdot (37 - 0,5 \cdot 10,47) = 4,44 \text{ kNm}$$

Pikijõu moment tõmbearmatuuri suhtes:

$$(N \cdot e)_{Ed} = N_{Ed1} + N_{Ed2} = 2,60 + 0,094 = 2,70 \text{ kNm}$$

$$(N \cdot e)_{Ed} = 2,70 \text{ kNm} > (N \cdot e)_{Rd} = 4,44 \text{ kNm}$$

Seega ristlõike kandevõime on tagatud ja välisseinapaneelil on 40% kandevõime varu.

## **6. UUE KATUSE KONSTRUEERIMINE**

### **6.1 Koormuste jagunemine**

Peatükis 5. Olemasoleva katusepaneeli ja välisseina kandevõime hindamine alapeatükis 5.2 Olemasoleva katusepaneeli kandevõime tuli välja, et olemasoleva katusepaneeli kandevõime üsna väike. Selleks, et katus käidavaks saada, tuleb katuseterrassi kasuskoormus ja uus omakaalu koormus jaotada selliselt, et olemasolev katusepaneel lisakoormust ei saaks. Lahendusena on võimalik viia koormus otse kandvatele seintele.

### **6.2 Olemasolevate katusekihtide analüüs**

Üks lahendus on ehitada uus osa koos lisasoojustusega vana soojustuse peale. See variant on ehituslikult mugavam, sest ei pea vanu materjale lahti lõhkuma, millega võidakse alles jäävaid kihte või konstruktsioone vigastada. Negatiivsete mõjudena saab välja tuua selle, et lisasoojustuse paksus võib oleneda kandevõimest, mitte soojuslähivuse kalkulatsioonist, sest vana soojustus on juba nii raske, et katusepaneelile tulev koormus võib ületada katusepaneeli kandevõime, sest lisaks soojustuse omakaalule tuleb katusele märgatav koormuselisa kasuskoormusest. Teiseks läheb katusekonstruktsiooni kõrgus suureks, kui lisaks vanadele kihtidele tulevad juurde uued. Kolmandaks on ohtlik paigaldada vanale soojustusele uut soojustust, ilma eelnevat seisundit hindamata. Tuleb kindlasti kontrollida, et katus oleks niiskustehniliselt toimiv. Neljandaks on enamik selletüüpseid maju tuulduva katusega. Lisa soojustades tuleb tuulutussavad kinni panna, kuid enne tuulutussavade sulgemist tuleb lasta kogu niiskusel tuulutussavast välja tuulduda. Uuringust „Eesti eluasemefondi suurpaneel-korterelamute ehitustehniline seisukord ning prognoositav eluiga“ selgub, et selline välja tuuldamine võtab aega umbes aasta [6]. Seega tuulduva katusega maja lisasoojustamine hakkab kasu tooma alles aasta pärast renoveerimistööid.

Teise lahendusena on võimalik vanad katusekihid, kuni katusepaneelini, eemaldada. Et võimalikult vähe häirida ehitustöödega viimase korruse elanike, siis olemasolev katusepaneel jäetakse alles. Vanade katusekihtide eemaldamisega suurendatakse olemasoleva katusepaneeli kandevõimevaru, mis annab võimaluse uue soojustuse otse katusepaneelile toetada. Vanade kihtide asendamisel uuega ei muutuks katusekonstruktsiooni üldkõrgus. Lisaks ei teki sellist niiskustehnilist probleemi nagu siis, kui vana soojustus alles jätta ning lisasoojustamisest on kasu kohe peale paigaldamist. Vajalik lisasoojustuse paksus tuleb arvutada vastavalt konkreetse paneelmaja projektis kajastuvat katusekonstruktsiooni silmas pidades. Üldlevinud

vajalik lisa soojustuse paksus on 20-25cm. Katusekihtide eemaldamine annab hea võimaluse uurida, millises seisukorras on tegelikult olemasolevad katusepaneelid.

Antud magistritöös on valitud variant, kus olemasolevad katusekihid eemaldatakse. Selline kitsendus annab kindluse, et pakutud lahenduste kasutamine konkreetsel hoonel tagab selle edasise nõuetekohase ja ehitustehnilise toimivuse.

## **7. KATUSETERRASSI LAHENDUSI**

### **7.1 Lahenduste väljatöötamine**

Peatükis 6. Uue katuse konstrueerimine alapeatükis 6.2 olemasolevate katusekihtide analüüs on öeldud, et kitsendusena jätkatakse lahenduste väljatöötamist arvestades, et vanad katusekihid on kuni katusepaneelini eemaldatud, mis tagab kindlama ja tõhusama ehitustehnilise toimivuse.

Energiaõhususnõuete saavutamiseks eeldatakse, et paneelmajad rekonstrueeritakse tervikuna ehk katusekonstruktsiooni lahendused on pakutud selliselt, et kõik maja neli seinat lisasoojustatakse.

Välja on pakutud kaks lahendust, kuidas katus muuta käidavaks ning koormus viia kandvatele seintele.

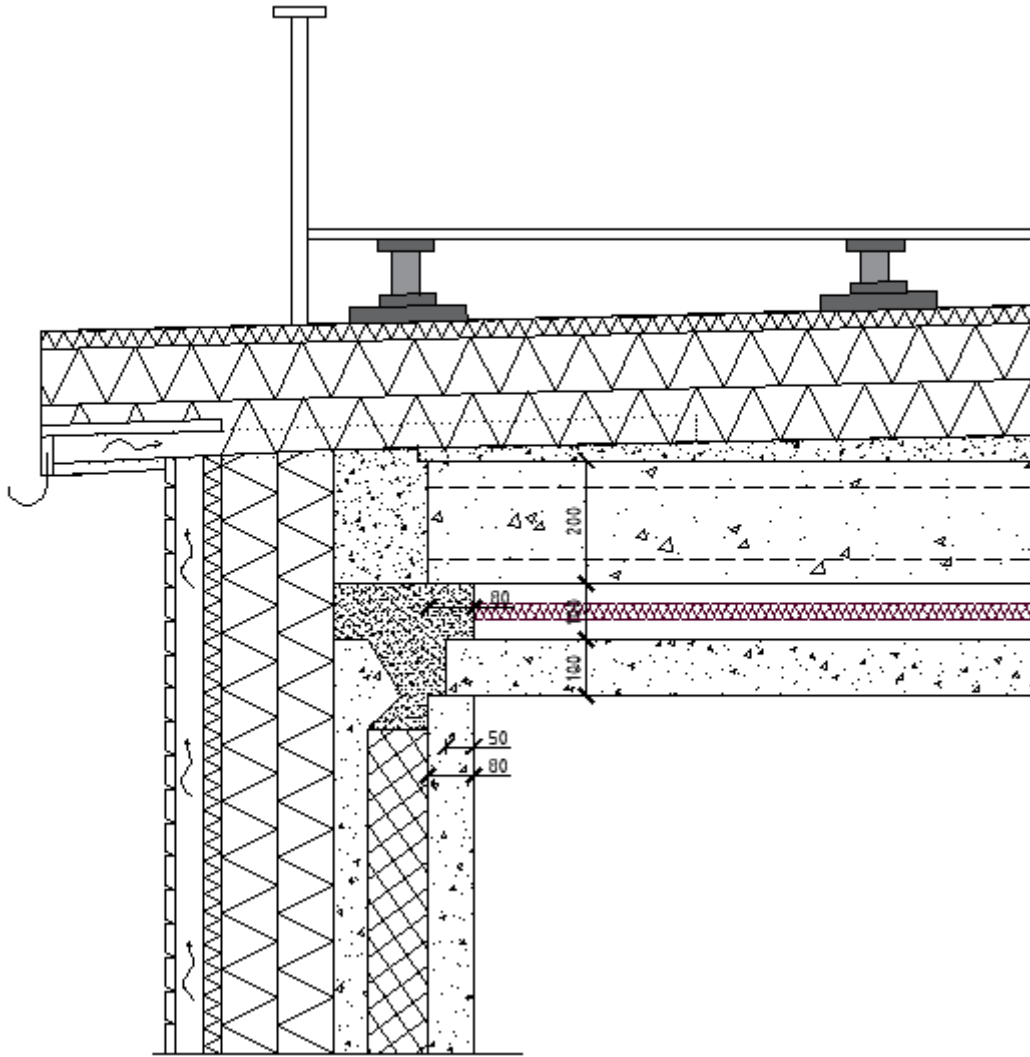
### **7.2 Õõnespaneelidel lahendus**

Katus pannakse kandma uute 200mm õõnespaneelidega, mis toetuvad seintele valatud vöödele. Silde pikkus õõnespaneelidel on umbes 5,7 meetrit ehk õõnespaneel toetub ühelt poolt kandvale välisseinale ja teiselt poolt kandvale siseseinale, mille betoonkihi paksus on 120mm. Kuna praegusel ajal on aktuaalne materjalide taaskasutamine, siis antud katuse lahenduse puhul on võimalik kasutada korduvringluse paneele. Olemasoleva katusepaneeli ja õõnespaneeli vahele jääb vöö kõrgune vahe, mis on ligikaudu 10cm. See tuleb täita mineraalvillaga, mis toetub otse olemasolevale katusepaneelile. Õõnespaneeli peale valatakse kalde andmiseks betoonist tasanduskiht, mille peale läheb aurutõke.

Uuringu „Eesti eluasemefondi suurpaneel-korterelamute ehitustehniline seisukord ning prognoositav eluiga“ kohaselt peaks katusepaneelile minema soojustust 20-25cm. [6]

Praeguse lahenduse kohaselt lisatakse 200mm vahtpolüstüreen soojustust ja selle peale 30mm tuulutussoontega jäika mineraalvilla. Katuse pealne kiht tuleb 2-3 kordsest SBS materjalist. Terrassi moodustavad terrassikandurid, mis jaotavad koormuse katusel laiali. Terrassikandurite peale saab panna terrassilauad. Ohutuse tagamiseks tuleb terrassi serva paigaldada terrassipiire katuse servast lubatud kaugusele.





Joonis 7.1 Õõnespaneelidel katuselahendus.

Normatiivne koormus, mida uus õõnepaneel peab vastu võtma on 8,88 kN/m<sup>2</sup>.

Tabel 7.1. Normatiivne koormus õõnespaneelile.

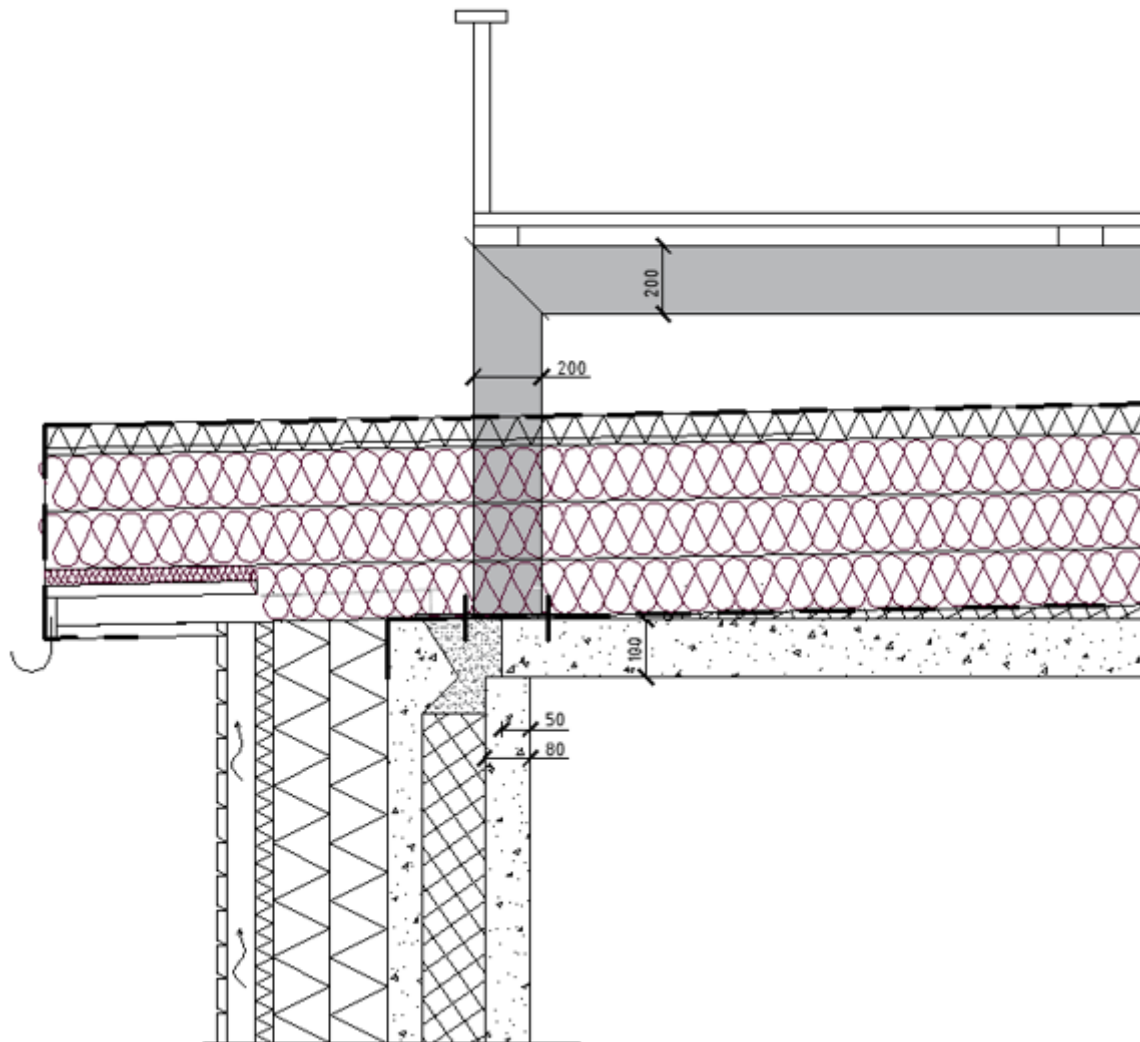
Materjal	Mahukaal	Paksus	Kaal
	kN/m <sup>3</sup>	m	kN/m <sup>2</sup>
Terrass			0,09
SBS			0,00
Tuulutussoontega min. vill	1,25	0,03	0,04
EPS 100	0,25	0,2	0,05
Raudbetoon	25	0,05	1,25
Õõnespaneel	12,26	0,2	2,45
Kasuskoormus			5,00
<b>Normatiivne kokku:</b>			<b>8,88</b>

E-Betonelemendi kodulehel olevatelt graafikutelt saab välja lugeda, et 5,7 meetrise silde puhul on 200 mm õõnespaneelile lubatud rakendada üle 10 kN/m<sup>2</sup> normatiivset koormust, mis rahuldab tingimusi. [19]

### 7.3 Terasraamil lahendus

Teise võimalusena nähakse ette, et uus soojustus pannakse otse olemasolevale katusepaneelile. See ei tohiks tekitada probleemi, kuna vana soojustuse eemaldamisega suurendame olemasoleva katusepaneeli kandevõime varu.

Terrass ehitatakse terasraamidele, mis kinnituvad seintele. Teraspostidena saab kasutada kanttorusid, mis on seest soojustatud, et vähendada tekkivat külmasilda. Soojustust tuleb lisada külmasilla kompensatsiooni võrra rohkem.



Joonis 7.2 Terasraamil katuselahendus.

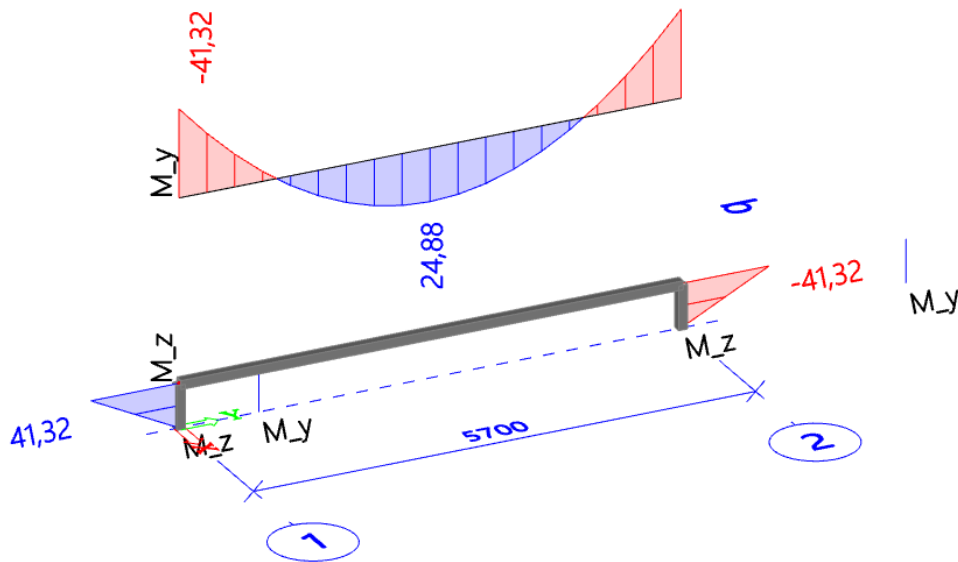
### 7.3.1 Terasraami arvutus

Terasraamile tuleb kasuskoormus  $5\text{kN/m}^2$  ja terrassikoormus, mis on võetud  $0,09\text{kN/m}^2$ . Raamid paigaldatakse sammuga  $3,2\text{m}$ . Seega raami talale mõjub joonkoormus  $5,09 \cdot 3,2 = 16,3\text{kN/m}$ . Terasraami arvutus põhineb standardil EVS-EN 1993-1-1:2005 [20].

Terasraami sõlmed on keevitatud, seega saab lugeda need jäikadeks ühendusteks.

Terastala dimensioneerimine:

Talale tekib koormusest avamoment  $24,88\text{kNm}$  ja toemomendid  $41,32\text{kNm}$ .



Joonis 7.3. Terasraamis tekkivad paindemomendid. Scia tarkvara.

Arvutus tehakse kanttorule ristlõikega  $100 \times 200 \times 5$  mm. Teraseklass S235. Ristlõige kuulub ristlõikeklassi 1 ja painutatud varda ristlõike kandevõime on arvutatav valemiga:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{181 \cdot 10^3 \cdot 235}{1} = 42,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 42,5 \text{ kNm}$$

Terasposti dimensioneerimine:

Raami posti arvutades kasutatakse sama ristlõikega kanttoru  $100 \times 200 \times 5\text{mm}$  ja teraseklass 235. Ristlõige kuulub nüüd ristlõikeklassi 2. Postile mõjub pikijõud  $46,4\text{kN}$  ja moment  $41,32\text{kNm}$ , posti pikkus on umbes  $0,5\text{m}$ .

Kiivekandevõime:

Kuna kanttorul puudub kiiveht siis kiivetegur  $\chi = 1$

$$M_{b,Rd} = \chi W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1 * 181000 * \frac{235}{1} = 42,5 * 10^6 Nmm = 42,5 kNm$$

$$M_{b,Rd} = 42,5 kNm > M_{Ed} = 41,32 kNm$$

Surve ja painde koosmõju:

$$M_h = 41,32 \text{ kNm}$$

$$M_s = 20,66 \text{ kNm}$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6$$

$$\psi = 0$$

$$k_{yy} = C_{my} \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} \right] = 0,59 > 0,63$$

$$k_{zy} = 0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} N_{Rd}} = 0,68 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rd}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} N_{Rd}} = 0,06 < 1$$

Seega posti puhul saab määravaks nõtkekandevõime ja see on ristlõikega 100x200x5 tagatud!

### 7.3.2 Terrassi roovituse dimensioneerimine

Roovitus nähakse ette saepuidust, millele tuleb kasuskoormus 5kN/m<sup>2</sup> ja terrassi laudade omakaalukoormus 0,2 kN/m<sup>2</sup>. Terrassi roovituse sille on 3,2m sammuga 0,15m. Roovituse ristlõige on 50x200mm. Roovituse arvutustes lähtutakse standardist EVS-EN 1995-1-1:2005 [21].

$$\text{Talale tekib joonkoormus: } p_d = (1,5 * 5 + 1,2 * 0,2) * 0,15 = 1,16 \text{ kN/m}$$

$$\text{Paindemoment: } M_d = \frac{1,16 * 3,2^2}{8} = 1,48 \text{ kNm}$$

$$\text{Paindetugevus: } f_{m,g,d} = \frac{f_k * k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{24 * 0,65}{1,3} = 12,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M}{W} = \frac{1,48 * 6 * 10^6}{50 * 200^2} = 4,44 \text{ MPa}$$

Tugevuskontroll:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{1,48 \cdot 6 \cdot 10^6}{50 \cdot 200^2 \cdot 12,0} = 0,37 < 1$$

Nihkekandevõime:

$$\text{Maksimaalne põikjõud: } V_d = \frac{1,16 \cdot 3,2}{2} = 1,86 \text{ kN}$$

$$\text{Nihe: } \tau_d = \frac{1,5 \cdot V}{k_{cr} \cdot A} = \frac{1,5 \cdot 1,86 \cdot 10^3}{0,67 \cdot 50 \cdot 200} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\text{Nihketugevus: } f_{v,d} = \frac{2,5 \cdot 0,65}{1,3} = 1,25 \text{ MPa}$$

Tugevuskontroll:  $\tau_d = 0,42 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,25 \text{ MPa}$  Tingimus on täidetud!

Läbipainde kontroll:

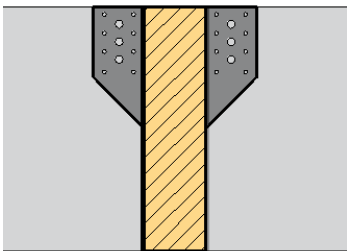
$$w = \frac{5 \cdot q_k \cdot L^4}{384 \cdot (EI)_{eff}} = \frac{5 \cdot 0,78 \cdot 3,2^4}{384 \cdot 122,22} = 0,0087 \text{ m} = 8,7 \text{ mm}$$

$$\text{Kus } (EI)_{eff} = I_y \cdot E_{mean,fin} = \frac{50 \cdot 200^3}{12} \cdot \frac{11000}{1+2} / 10^9 = 122,22$$

$$w_{lubatud} = \frac{L}{300} = \frac{3200}{300} = 10,67 \text{ mm} > 8,7 \text{ mm} \text{ Tingimus on täidetud!}$$

Praeguse arvutuse kohaselt on roovituse samm tihe. Parema tulemuse saaks, kui terasraami sammu vähendada, siis väheneb ka roovituse sille.

Selleks, et terrassi kõrgus liiga suureks ei läheks paigaldatakse roovid terasraamide vahele palgikingadega. Palgikingad keevitatakse terasraami külge. Roovide peale tulevad terrassilauad.



Joonis 7.4. Terasraami külge kinnituv roov palgikingaga.

Terasraamide jäikuse tagamiseks tuleb ette näha jäikussidemed raamide vahele. Need nähakse ette konkreetse maja tööprojekti.

Terasraamid kinnitatakse keemiliste ankrutega betoonseina.

## **7.4 Kahe lahenduse võrdlus**

Esimene lahendus on lihtsamini teostatav kui teine lahendus, sest õõnepaneelid on tehasealine tüüptoode, kuid terasraamid on erilahendus, kus raamiosad tuleb eraldi lõigata ja kokku keevitada. Esimese lahenduse puhul ei teki sellist külmasilda läbi tarindi nagu teise lahenduse puhul. Samas on esimene lahendus palju raskem ehk lisakoormus, mille välissein peab vastu võtma on suurem. Eriti tuleb tähelepanu pöörata kandvale siseseinale, mille koormus suureneb märgatavalt. Esimese lahenduse puhul tuleb valida terrassikandjad, mis suudaksid terrassile tuleva koormuse piisavalt laiali kanda, samuti tuleb need katuse külge tuule tõstva koormuse vastu. Teise lahenduse puhul on hea see, et terrass on täiesti iseseisev. Soojustuse saab kanda juba olemasolevale katusepaneelile. Terrassi kinnitus on jäik ja külmasildu saab lisasojustades kompenseerida. Teine lahendus on ehituslikult kiirem, kui esimene, sest raamid on võimalik varem tehases valmis teha ja need otse katusele tõsta, lisaks saab teise lahenduse puhul kalde anda soojustusega, mis on vähem aeganõudvam kui see valada betoonist. Negatiivseks pooleks on see, et raamid tuleb jäikussidemetega jäigastada, mis muudab soojustuse lisamise keerulisemaks.

Katuse lahenduste välja pakkumisel on arvestatud, et terrass ei ulatu üle terve katuse, vaid on osa sellest. Näiteks õõnespaneelidega variandi puhul saaks terve katuse terrassiks muutmisel problemaatiliseks kandev piki sisesein. Sellisel juhul saaks see sein õõnespaneelide koormuse mõlemalt poolt sillet ehk seinale tulev koormus suureneks märgatavalt. Isegi, kui jooniste põhjal tehtud siseseina kandevõime arvutus välja annaks ei saa kindel olla, et majaanalised pole omavoliliselt seinavaled teinud, mis kandevõime seisukohalt on väga ohtlik.

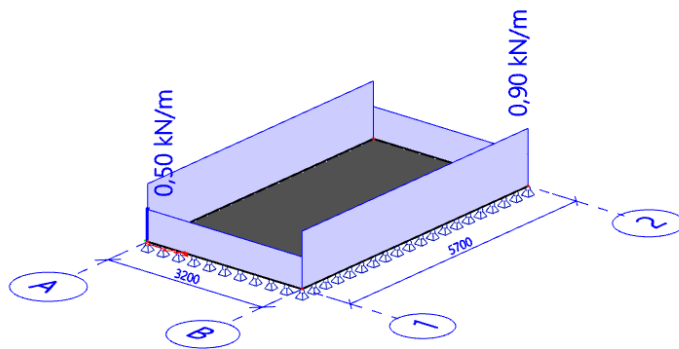
## **7.5 Esimese lahendusega välisseinapaneeli kandevõime kontroll**

### **7.5.1 Koormused ja nende jagunemine aknaposti**

Olemasoleva olukorraga on seinavaled kandevõime tagatud varuga, mis võimaldab katuserassist tuleneva täiendava koormuse kanda samuti olemasolevale seinale. Järgnevalt on esitatud arvutused uue katuselahendusega külgmise seinavaled kandevõime kontrolliks. Kandevõime arvutus viiakse läbi EVS-EN 1992-1-1:2005 põhjal [17].

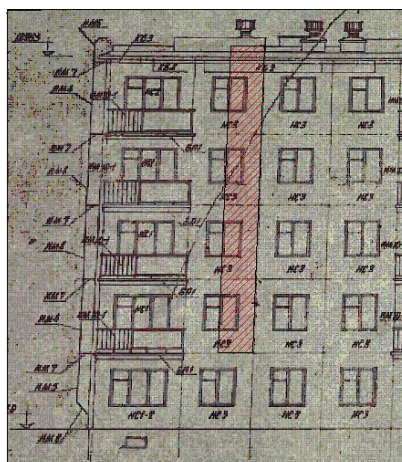
Uue kandva katuseosa moodustavad õõnespaneelid, mis toetuvad kahest otsast: sisemisele kandvale seinale ja välimisele külgmisele seinale.

Vana osana jääb alles katusepaneel, mille peale toetub 100 mm mineraalvilla. Vana katusepaneeli ja soojustuse koormus tuleb korrutada SciaSt (joonis 4) saadud külgmise serva tulemusega.



Joonis 7.5. Seinale tulev koormus, kui vahelaeplaat on toetatud neljast küljest ja sellele on rakendatud  $1\text{ kN/m}^2$ . Scia tarkvara.

Tulenevalt kortermaja külgseina laotisest, tuleb koormusolukorras arvestada akendega, mis jaotavad koormuse külgedel asuvatele seina osadele. Kuna aknad paiknevad kõigis paneelides, tuleb iga paneeli vaadelda eraldiseisvana ning kõrval paiknevasse paneeli koormust jagada ei saa. Koormust kandvaks posti osa laiuks on 570 mm, mis on laius aknast kuni paneeli välisservani. Esimesel korrusel arvestada aknalt langeva koormuse jagunemist 30 kraadise nurga all ning vastavalt paneeli pikkusele jaotub koormus kogu posti laiusele, ehk ka esimese korruse aknalt tuleneva koormuse saab jagada kogu koormuskandvale posti laiusele. Koormuse pinnaks on vastavalt joonisel 7 näidatud ala, ehk lisaks koormust kandva seinosa laiusele ka pool akna laiusest:  $570+1000=1570\text{ mm}$ .



Joonis 7.6. Külgvaade, mille viirutatud osa näitab koormuse osa, mis tuleb 1.korruse aknapostile.

Ülevalt tuleva koormuse saab lihtsustatult läbi korrutada 1,5 meetriga. Selle ala sisse jääb  $\sim 5,2 \text{ m}^2$  akna pindala ulatuses, mis arvestatakse seina mahust maha. Seina omakaal on  $3,63 \text{ kN/m}^2$  ehk  $5,2 * 3,63 = 18,9 \text{ kN}$ , mis lahutatakse maha seinasale mõjuvast koormusest. Arvutuses on kasutatud betooni C20/25 ning tehakse eeldus, et seinas on  $\emptyset 6$  sammuga 150mm võrk.

Tabel 7.2 Katuse omakaalu koormus.

Materjal	Mahukaal	Paksus	Kaal
	$\text{kN/m}^3$	m	$\text{kN/m}^2$
SBS			
Tuulutussoontega min. vill	1,25	0,03	0,04
EPS 100	0,25	0,2	0,05
Raudbetoon	25	0,05	1,25
Õõnespaneel	12,26	0,2	2,45
<b>Normatiivne kokku:</b>			3,79
Mineraalvill	0,77	0,1	0,08
Ol.o. betoonplaat	25	0,1	2,50
<b>Normatiivne Kokku:</b>			2,58

Õõnespaneeli silde pikkus on 5,7 meetrit. Seega õõnespaneelilt ja sellele toetuvatelt kihtidelt tuleb seinale koormus:  $3,79 * \frac{5,7}{2} = 10,8 \text{ kN/m}$

Olemasolevalt betoonplaadilt ja sellele toetuvalt soojustuselt tuleb koormus seinale:

$$2,58 * 0,5 = 1,29 \text{ kN/m}$$

Katuse omakaalukoormus kokku:  $10,8 + 1,29 = 12,09 \text{ kN/m}$ .

Lumekoormus ja kasuskoormus katuseterrassil samaaegselt mõjuda ei saa, seega tuleb kandevõime arvutamisel kasutada väärtust, mis on suurem. Antud juhul on selleks kasuskoormus  $5 \text{ kN/m}^2$ .

Ülejäänud koormused, mis tulevad vahelagedelt ja seintelt jäävad samaks, mis eelmises peatükis.

Vähendada saab ka korruste arvust sõltuvat vähendustegurit, millega saab vähendada kogukasuskoormust postidele ja seintele, sest nüüd on juures küll lisakorrus, kuid need kuuluvad erinevatesse kasutusklassidesse. Seega lisakorrust vähendustegur arvutamisel ei arvestata. Standardi EVS-EN 1991-1-1 põhjal on arvutatud korruste arvust sõltuv vähendustegur [18]:



$$\alpha_n = \frac{[2+(4-2)0,7]}{4} = 0,85$$

Kasuskoormus kortermajal:  $2\text{kN/m}^2 \Rightarrow$  vähendatud kasuskoormus:  $2*0,85=1,7\text{kN/m}^2$ .

Kasuskoormus terrassil:  $5\text{ kN/m}^2$

Vahelagede kasuskoormus seinale:  $1,7*0,5=0,85\text{ kN/m}$

Katuse kasuskoormus seinale:  $5* (5,7/2)=14,25\text{ kN/m}$

Koormuskombinatsioonid:

Kandepiiriseisund:

Koormus ülevalt v.a 1.korruse vahelagi:

ULS1:  $1,2*OK+1,5*kasus \Rightarrow$

$$1,2*(3*1,54+12,09+4*9,68)+1,5*(0,85*3+14,25) = 91,72\text{ kN/m}$$

Koormus 1.korruse vahelaelt:

ULS1:  $1,2*OK+1,5*kasus \Rightarrow 1,2*1,54+1,5*0,85=3,12\text{ kN/m}$

## **7.5.2 Seinas mõjuva pikijõu arvustuslik ekstsentrilise ülemistelt seintelt ja vahelagedelt ja katuselt**

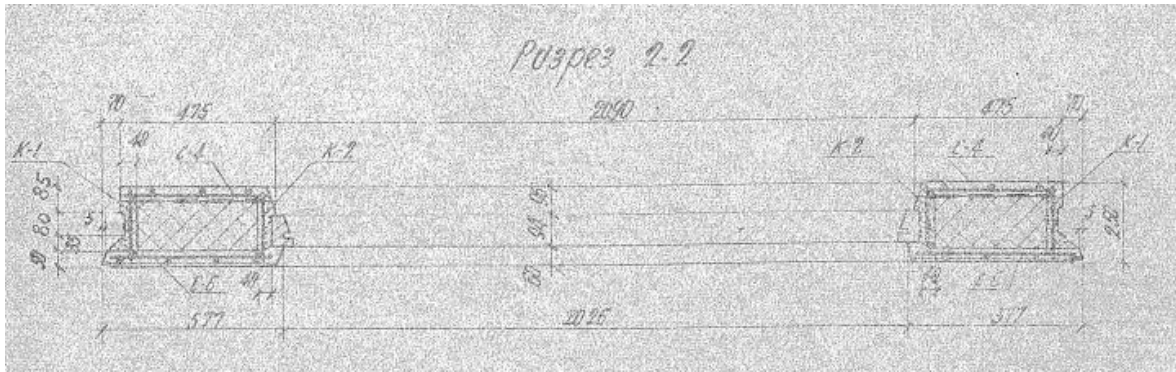
Arvustuslik koormus mõjub 1,5 meetri laiusel alal:  $F_{Ed}=91,72*1,5=137,58\text{kN}$ .

Arvustuslikku koormust saab vähendada akende alla jääva seinamahu võrra:  $F_{Ed}=137,58-18,9=118,68\text{kN}$ .

Posti kõrgus on 2,7 meetrit. Posti ristlõige on 80x570 mm.

Posti toetingimust saab vähendada, kuna vaadates aknaposti lõiget (joonis 6), siis on näha, et kandev sisekoor on seotud väliskoorega. See moodustab tinglikult betoonist toruprofiili ehk kandev sisekoor ei ole eraldiseisev ning ei saa eraldi välja nõtkuda.

Posti arvutuspikkus:  $2,7*0,5=1,35\text{m}$



Joonis 7.7 Aknaga seinapaneeli lõige. Riigiarhiiv.

Konstruksioonihälve:  $\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = \frac{1}{200} * 1 * 1 = \frac{1}{200}$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{3}} = 1,15; \text{ kuna } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \Rightarrow \alpha_h = 1$$

Koostöötavate postide arvu arvestav vähendustegur  $\alpha_m = 1$

Geomeetriliste konstruksioonihälvete arvesse võtmiseks suurendatakse pikijõu ekstsentrilisust vaadeldavas suunas lisaekstsentrilisuse  $e_i$  võrra:

$$e_i = \frac{\theta * l_0}{2} = \frac{0,005 * 1,35}{2} = 0,0034 \text{ m}$$

Teist järku ekstsentrilisusega arvestamine:

$$\text{Inertsiraadius: } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{80/1000}{\sqrt{12}} = 0,023$$

Eraldiseisva posti saledus:  $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1,35}{0,023} = 58,46$

Posti piirsaledus:  $\lambda_{lim} = 20 * A * B * C * \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 * 0,7 * 1,1 * 0,7 * \frac{1}{\sqrt{0,19}} = 25,04$

Kus  $A=0,7$  ;  $B=1,1$  ;  $C=0,7$

$$n = \frac{NEd}{A_c * f_{cd}} = \frac{118,68 * 10^3}{80 * 570 * 13,3} = 0,19$$

Kuna  $\lambda = 58,46 > \lambda_{lim} = 25,04$  on vaja arvesse võtta 2. järku ekstsentrilisus.

Teist järku ekstsentrilisuse leidmine:  $e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} * \frac{1}{r}$

Posti telje kõverus:  $\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0}$

Pikijõudu arvestav parandustegur:  $K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$

$n_u = 1 + \omega = 1 + 0,11 = 1,11$

$n_{bal}$  on maksimaalsesle paindekandevõimele vastav  $n$  väärtus. Võib kasutada väärtusta:

$n_{bal} = 0,4.$

Valin armatuuriks  $\phi 6$  võrgu sammuga 150mm.

$A_s = 6^2 * \frac{\pi}{4} * 6,7 = 188,5 \text{ mm}^2$

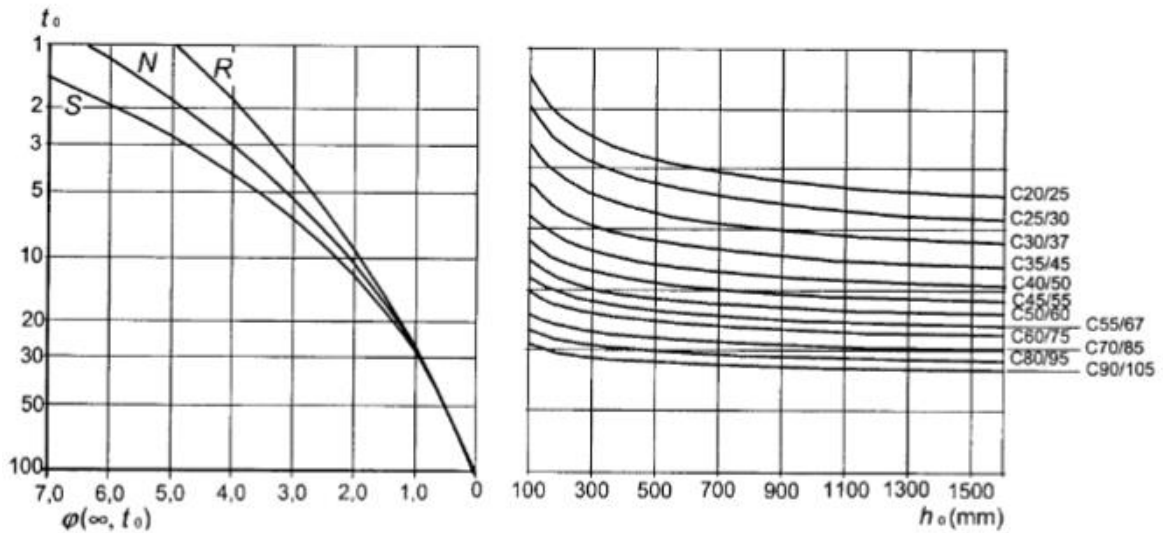
$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} = \frac{188,5 * 340}{80 * 570 * 13,3} = 0,11$

$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,11 - 0,19}{1,11 - 0,4} = 0,84$

Betooni roomet arvestav parandustegur:  $K_\varphi = 1 + \beta * \varphi_{ef} \geq 1$

$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{20}{200} - 58,45 = 0,06$

$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) = 3,1 \Rightarrow h_0 = \frac{2 * A_c}{u} = \frac{2 * 80 * 570}{2 * 570} = 80,0 \text{ mm}$



Joonis 7.8. Roometeguri lõppväärtuse määramise graafikud. EVS-EN 1992-1-1.

Saan tulemuseks, et roomet arvestav parandustegur tuleb:

$K_\varphi = 1 + 0,06 * 3,1 = 1,18 > 1$  seega  $K_\varphi = 1,18$

Posti telje kõverus:  $\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} = 0,84 * 1,18 * 0,102 = 0,102$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd}}{E_s 0,45d} = \frac{340}{2 \cdot 10^5 \cdot 0,45 \cdot 0,37} = 0,102$$

$$d = 34 + \frac{6}{2} = 37$$

Teist järku ekstsentrilisus:  $e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} * \frac{1}{r} = \frac{1,35^2}{\pi^2} * 0,102 = 0,019m$

Summaarne ekstsentrilisus:  $e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0 + 0,0034 + 0,019 = 0,022m$

Pikijõu ekstsentrilisus:  $e = e_{tot} + d_1 - 0,5 * h = 0,022 + \frac{37}{1000} - 0,5 * \frac{80}{1000} = 0,019m$

Pikijõu moment tõmbearmatuuri suhtes:  $(N * e)_{Ed1} = 118,68 * 0,019 = 2,25 \text{ kNm}$

### 7.5.3 Seinas mõjuva pikijõu arvustuslik ekstsentrilisus esimeselt vahelaelt

Konstruksioonihälve:  $\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = \frac{1}{200} * 1 * 1 = \frac{1}{200}$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{3}} = 1,15; \text{ kuna } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \Rightarrow \alpha_h = 1$$

Koostöötavate postide arvu arvestav vähendustegur  $\alpha_m = 1$

Geomeetriliste konstruksioonihälvete arvesse võtmiseks suurendatakse pikijõu ekstsentrilisust vaadeldavas suunas lisaekstsentrilisuse  $e_i$  võrra:

$$e_i = \frac{\theta * l_0}{2} = \frac{0,005 * 1,35}{2} = 0,0034 \text{ m}$$

Teist järku ekstsentrilisusega arvestamine:

Inertsiraadius:  $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{80/1000}{\sqrt{12}} = 0,023$

Eraldiseisva posti saledus:  $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1,35}{0,023} = 58,46$

Posti piirsaledus:  $\lambda_{lim} = 20 * A * B * C * \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 * 0,7 * 1,1 * 0,7 * \frac{1}{\sqrt{0,0051}} = 150,95$

Kus A=0,7 ; B=1,1 ; C=0,7

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} = \frac{3,12 * 10^3}{80 * 570 * 13,3} = 0,0051$$

Kuna  $\lambda = 58,46 < \lambda_{lim} = 150,95$  , siis ei ole vaja 2. järku ekstsentrilisust arvestada.

Summaarne ekstsentrilisus:  $e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0,015 + 0,0034 + 0 = 0,018m <$   
 $e_{tot,min} = 0,02$ . Seega  $e_{tot} = 0,02m$

Pikijõu ekstsentrilisus:  $e = e_{tot} + d_1 - 0,5 * h = 0,020 + \frac{37}{1000} - 0,5 * \frac{80}{1000} = 0,017m$

Pikijõu moment tõmbearmatuuri suhtes:  $(N * e)_{Ed1} = 3,12 * 0,017 = 0,053 \text{ kNm}$

## 7.5.4 Posti kandevõime kontroll

Esialgse survetsooni kõrguse:  $x = \frac{f_{yd} * A_{s1} - f_{ycd} * A_{s2} + N_{Ed}}{\lambda * \eta * f_{cd} * b}$

Kus  $\lambda$ - survetsooni arvutuskõrgust määrav tegur

$$\lambda = 0,8, \text{ kui } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa};$$

$\eta$ - survetsooni efektiivset tugevust määrav tegur

$$\eta = 1,0, \text{ kui } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}.$$

Kuna survearmatuur puudub, siis seda valemis ei pea arvestama.

Seega  $x = \frac{f_{yd} * A_{s1} + N_{Ed}}{\lambda * \eta * f_{cd} * b} = \frac{340 * 188,5 + 121,8 * 10^3}{0,8 * 1 * 13,3 * 570} = 30,65 \text{ mm}$

$$\xi_c * d_1 = 0,6731 * 37 = 24,9$$

$$\xi_c = \frac{0,0035}{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{0,0035}{0,0035 + \frac{340}{2 * 10^5}} = 0,6731$$

Kuna  $x > \xi_c * d_1$ , siis võib öelda, et tegu on väikse ekstsentrilisusega.

Arvutan abiparameetrid:

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b * d_1} = \frac{2 * 188,5}{570 * 37} = 0,018$$

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} * b * d_1} = \frac{121,8 * 10^3}{13,3 * 570 * 37} = 0,43$$

$$\alpha_s = \frac{f_{yd} * \rho}{f_{cd}} = \frac{430 * 0,018}{13,3} = 0,58$$

$$\sigma_{sc,u} = 0,0035 * E_s = 0,0035 * 200000 = 700 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{sc,u} = \frac{\sigma_{sc,u} * \rho}{f_{cd}} = \frac{700 * 0,018}{13,3} = 0,95$$

$$\lambda_1 = 0,625 * (\alpha_n - \alpha_s - \alpha_{sc,u}) = 0,625 * (0,43 - 0,58 - 0,95) = -0,69$$

$$\lambda_2 = 1,25 * \alpha_{sc,u} = 1,25 * 0,95 = 1,19$$

$$\xi = \lambda_1 + \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2} = -0,69 + \sqrt{(-0,69)^2 + 1,19} = 0,60$$

Survetsooni kõrgus:

$$x = \xi * d_1 = 0,6 * 37 = 22,2 \text{ mm}$$

$$y = 0,8 * x = 0,8 * 22,2 = 17,76 \text{ mm}$$

Arvutuslik kandevõime:

Kuna survetsooni ei jää armatuuri, siis seda kandevõime arvutamisel ei pea arvestama.

$$(N * e)_{Rd} = f_{cd} * b * y * (d_1 - 0,5 * y) = 13,3 * 570 * 17,76 * (37 - 0,5 * 17,76) = 3,79 * 10^6 \text{ Nmm} = 3,8 \text{ kNm}$$

Pikijõu moment tõmbearmatuuri suhtes:

$$(N * e)_{Ed} = N_{Ed1} + N_{Ed2} = 2,25 + 0,053 = 2,30 \text{ kNm}$$

$$(N * e)_{Ed} = 2,30 \text{ kNm} < (N * e)_{Rd} = 3,80 \text{ kNm}$$

Seega kandevõime on antud juhul tagatud.

## 7.6 Teise lahendusega välisseinapaneeli kandevõime kontroll

Terasraamiga lahenduse puhul jääb esimese korruse seina kandevõime arvutuskäik samaks. Muutub vaid omakaalukoormus. Kandevõime arvutuse aluseks on võetud standard EVS-EN 1992-1-1:2005 [17].

Raamide ja terrassilaudade vahele on vajalik paigaldada puidust prussid ristlõikega 50x150mm, mida on omakaalukoormusena eraldi juurde arvestatud.

Tabel 7.3 Terrasist omakaalukoormus.

Materjal	Mahukaal	Kõrgus	Laius	Samm	Kaal
	kN/m <sup>3</sup>	m	m	m	kN/m <sup>2</sup>
Terrass	6,00				0,18
Prussid	6,00	0,15	0,05	0,25	0,18
Kokku:					0,36

Välisseinale tuleb koormus terrassist:  $0,36 \cdot (5,7/2) = 1,03 \text{ kN/m}$ .

Terasraam on  $100 \times 200 \times 5$  kanttoru, mille meetri kaal on  $0,22 \text{ kN/m}$ . Välisseinale tuleb kanttoru koormust  $(5,7+0,5+0,5)/2=2,9 \text{ m}$  ehk  $2,9 \cdot 0,22=0,64 \text{ kN}$ .

Terasraamid asetsevad  $3,2 \text{ m}$  saamuga. Esimese korruse seinale tuleb raamist joonkoormus:  $0,64/3,2=0,2 \text{ kN/m}$ .

Soojustusekihid toetuvad olemasoleva katusepaneeli peale ehk välisseinale koormuse teisendamiseks tuleb nende omakaalu koormus läbi korrutada  $0,5$ -ga (vt Joonis 7.5).

Tabel 7.4. Soojustuse ja ol.o. katusepaneeli omakaal.

Materjal	Mahukaal	Kõrgus	Kaal
	$\text{kN/m}^3$	m	$\text{kN/m}^2$
Tuulutussoontega min. vill	1,25	0,03	0,04
Min. vill	0,77	0,3	0,23
EPS kalde andmiseks	0,25	0,08	0,02
Raudbetoon	25	0,1	2,50
<b>Normatiivne kokku:</b>			2,79

Koormus välisseinale:  $2,79 \cdot 0,5=1,40 \text{ kN/m}$ .

Kasuskoormust arvestatakse katusele  $5 \text{ kN/m}^2$ .

Nagu juba öeldud on lahenduskäik sarnane eelmisele lahendusele. Mõjuv koormus, millega arvutus tehakse on ülemistelt vahelagedelt ja katuselt  $95,7 \text{ kN}$  ja esimeselt vahelaelt  $3,1 \text{ kN/m}$ . Kuna mõjuv koormus on väiksem kui eelmise lahenduse korral, siis saab järeldada, et ka selle lahenduse puhul on välisseina kandevõime tagatud.

Lisaks esimese korruse välisseinale tuleb selle lahenduse puhul kontrollida kõige ülemise välisseina lokaalset kandevõimet, sest terasraamidest tuleb punktkoormus, mis ülemise seinapaneelis pole veel laiali jagunenud.

Terrassilt tuleb koormus raamile:  $(0,36 \cdot 1,2+5 \cdot 1,5) \cdot 3,2=25,38 \text{ kN/m}$ .

Raamilt koormus seinale:  $0,64 \cdot 1,2+25,38 \cdot 5,7/2=73,10 \text{ kN}$ .

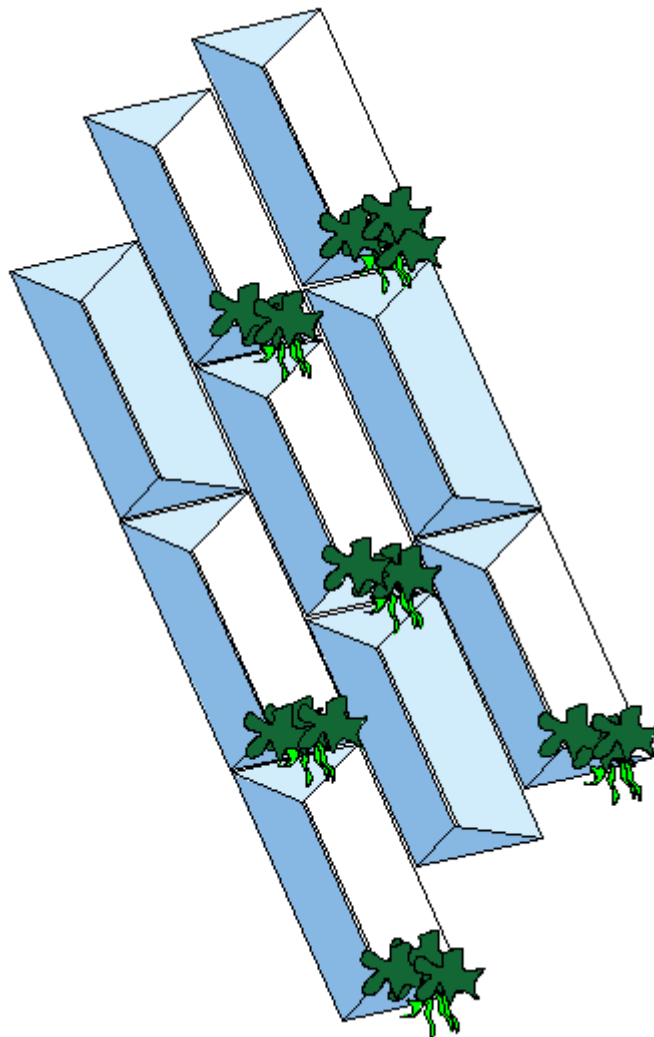
$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{73,1}{0,1 \cdot 0,08} = 9,14 \text{ MPa}$$

Betooni tugevusklassiga C20/25 arvutuslik survetugevus  $f_{cd} = 13,3 \text{ MPa}$ . Seega lokaalne tugevus on tagatud.

## 8. FASSAADISÜSTEEM

### 8.1 Konstrueerimine

Fassaad nähakse ette klaasidest, mis moodustavad ruumilisi kujundeid. Arhitektide poolt pole veel kindel, millist fassaadimaterjali kasutada soovitakse, siis klaasi rasket omakaalu arvutustes kasutades annab hea võimaluse hiljem asendada see mõne muu fassaadimaterjali vastu.



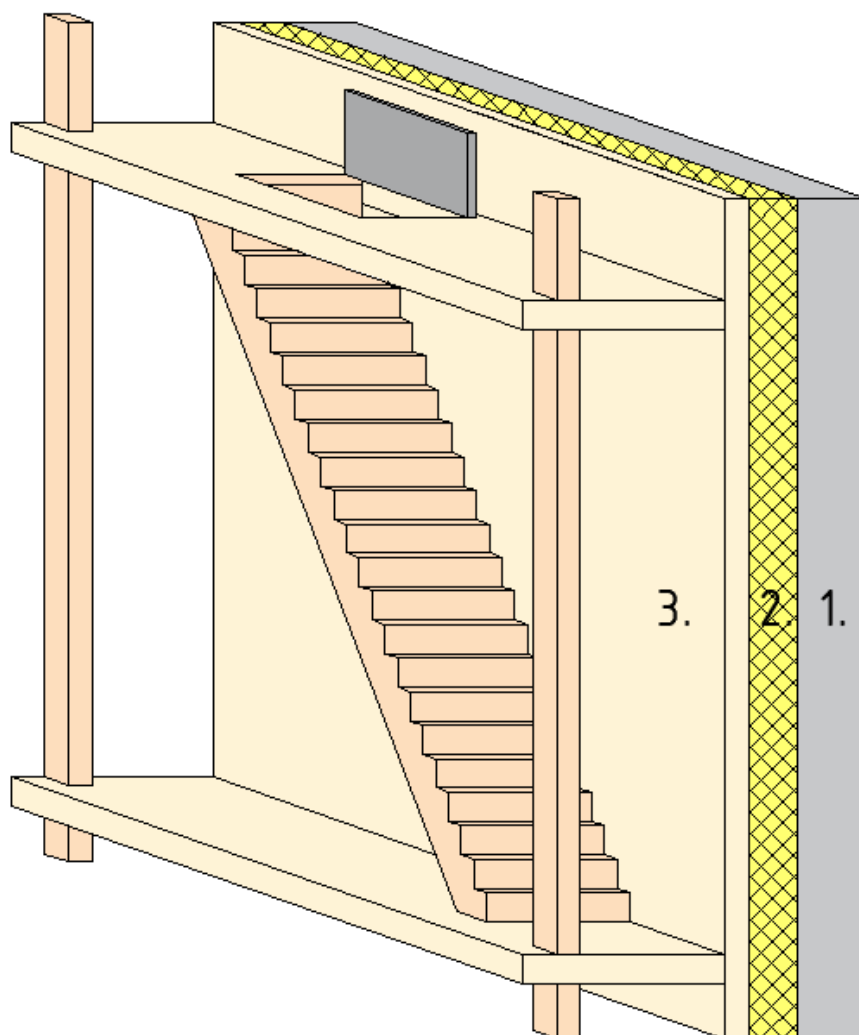
Joonis 8.1. Fassaadi kujundite skitseering.

Ruumiline klaasfassaad kinnitub puidust trepikoja külge. Trepikoda moodustub liimpuitpostidest ja ristkihtliimpuidust seinapaneelidest, mille vahel ristkihtliimpuidust trepimademed ja trepiastmed. Kogu trepikoja omakaalukoormuse ja kasuskoormuse võtab vastu soklikorrusel asetsev kolmnurkne teraskonstruksioon, mis omakorda viib



koormuse vertikaalselt olemasolevasse või uude vundamenti. Trepikoja horisontaalne koormus võetakse vastu tüüblitega, mis on kinnitatud olemasolevasse kandvasse sisekoorde. Võimalus on vertikaalne koormus vastu võtta samade riputitega, millega võetakse vastu horisontaalne koormus, kuid siis läheb riputite ristlõige väga suureks. Kuna ohutum on koormus viia kandvasse sisekoorde, see aga tekitaks suure ristlõikega riputite puhul suured külmasilla kohad, et neid vältida on parem esmalt välja toodud lahendus.

Efektiivsema lahenduse looks, kui fassaadisüsteemi oleks võimalik toota tehases valmivate elementidena. Antud töö raames elementideks jagamist ei kajastata, kui see tagaks parema ehituskvaliteedi ning kiirema ja lihtsama ehituse platsil.



Joonis 8.2. Uue trepikoja osa skitseering, kus 1. Vana sein; 2. Lisasoojustus; 3. Ristkihtliimpuidust fassaadiplaat

## 8.2 Fassaaditrepi posti dimensioneerimine

Postid on jaotatud 11,6 m laiusele otsaseinale 1,45m sammuga. Postid nähakse ette liimpuidust ja esimesel korruse postis mõjuvad sisejõud saadakse Scia arvutustarkvara kasutades. Posti arvutustes lähtutakse standardist EVS-EN 1995-1-1:2005 [21].

Fassaad kinnitub postile ja selle koormuseks võetakse  $\sim 1\text{kN/m}^2$  ehk postile tuleb sellest koormus  $1*1,45=1,45\text{ kN/m}$ . Äärmistele postidele pool saadud koormusest.

Postile mõjub tuulekoormus  $0,38*1,45=0,55\text{kN/m}$ .

Madedelt tuleb kasuskoormus  $3\text{kN/m}^2$ .

Koormuskombinatsioonid kandepiirseisundis:

ULS1:  $1,2*OK+1,5*Kasus+1,5*Lumi+1,5*0,6*Tuul(D)$

ULS2:  $1,2*OK+1,5*Kasus+1,5*Lumi+1,5*0,6*Tuul(A)$

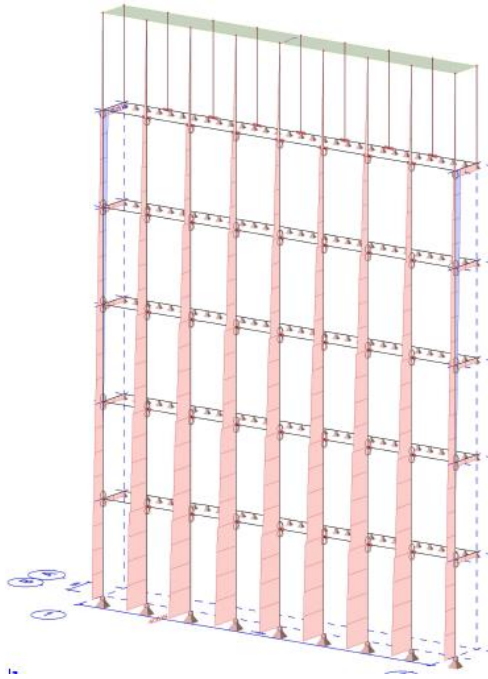
ULS3:  $1,2*OK+1,5*Tuul(D)+1,5*0,7*Kasus+1,5*0,5*Lumi$

ULS4:  $1,2*OK+1,5*Tuul(A)+1,5*0,7*Kasus+1,5*0,5*Lumi$

Tabel 8.1. Koormuskombinatsioonidest tekkivad sisejõud 1.k postis.

Sisejõud	ULS1	ULS2	ULS3	ULS4
N [kN]	41,93	41,24	39,36	38,21
M [kNm]	0,45	0,77	0,75	1,28
V [kN]	0,67	1,14	1,11	1,90

Suurim pikijõud tekib esimesest koormuskombinatsioonist ja suurim paindemoment ja põikjõud neljanda koormuskombinatsioonist. Posti dimensioneerides tuleb kontroll teha nii ULS1-le kui ULS4-le.



Joonis 8.3 Postides tekkivad pikijõud ULS1 korral. Scia väljavõte.

Posti ristlõikeks valitakse esialgu 100\*100 mm (GL24h).

Liimpuidu norm- ja arvutussuurused:

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

Tõmbetugevus:  $f_{t,0,g,k} = 19,2 \text{ k N/mm}^2$

Survetugevus:  $f_{c,0,g,k} = 24 \text{ k N/mm}^2$

Elastsusmoodul:  $E_{0,g,0,5} = 9600 \text{ N/mm}^2$

Posti stabiilsuskontroll raami tasapinnas:

Inertsiraadius:  $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{100 \cdot 100^3}{12 \cdot 100 \cdot 100}} = 28,87$

Posti saledus:  $\lambda_z = \frac{l_{ef}}{i_z} = \frac{2700 \cdot 1}{28,87} = 93,53$

Tulenevalt tugedest on  $\mu = 1$  ja arvutuslikuks pikkuseks seega:  $l_{ef} = 2,7 \cdot 1 = 2,7 \text{ m}$

Suhteline saledus:

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{93,53}{\pi} * \sqrt{\frac{24}{9600}} = 1,49$$

Nõtketegur:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,67 + \sqrt{1,67^2 - 1,49^2}} = 0,41$$

kus

$$k_z = 0,5 * [1 + \beta_c * (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] = 0,5 * [1 + 0,1 * (1,49 - 0,5) + 1,49^2] = 1,67$$

$\beta_c = 0,1$ - liimpuit

Arvutuslikud survepinged postis:

$$\text{ULS1: } \sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{41,92 \cdot 10^3}{100 \cdot 100} = 4,19 \text{ MPa}$$

$$\text{ULS4: } \sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{39,36 \cdot 10^3}{100 \cdot 100} = 3,82 \text{ MPa}$$

Arvutuslikud paindepinged postis:

$$\text{ULS1: } \sigma_{m,0,d} = \frac{M_d}{W_y} = \frac{0,45 \cdot 10^6 \cdot 2,7}{100 \cdot 100^2} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$\text{ULS4: } \sigma_{m,0,d} = \frac{M_d}{W_y} = \frac{1,28 \cdot 10^6 \cdot 2,7}{100 \cdot 100^2} = 3,46 \text{ MPa}$$

Tugevustingimuse kontroll:

$$\text{ULS1: } \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,0,d}} = \frac{4,19}{0,41 \cdot \frac{0,8 \cdot 24}{1,25}} + \frac{1,22}{\frac{0,8 \cdot 24}{1,25}} = 0,74 < 1 \text{ Tugevus on tagatud!}$$

$$\text{ULS4: } \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,0,d}} = \frac{3,82}{0,41 \cdot \frac{0,8 \cdot 24}{1,25}} + \frac{3,82}{\frac{0,8 \cdot 24}{1,25}} = 0,83 < 1 \text{ Tugevus on tagatud!}$$

Kontroll põikjõule:

Suurim põikjõud tekkis ULS4 puhul. Seega kontrollin kandevõimet põikjõule 1,90kN.

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_d}{k_{cr} \cdot b \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 1900}{0,67 \cdot 100 \cdot 100} = 0,43$$

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

Tugevuskriteerium:

$$\tau_d = 0,43 \leq f_{v,d} = \frac{3,5 \cdot 0,8}{1,25} = 2,24 \quad \Rightarrow \quad \text{Põikjõule on tugevus tagatud.}$$

Tugevustingimused on rahuldavad, seega sobib post ristlõikega 100x100 mm.

## 8.3 Fassaaditrepi posti tulepüsivusarvutus

Trepikoja postid ristlõikega 100x100mm on dimensioneeritud liimpuidust ilma viimistluseta. Trepikoda käsitletakse fassaadina, millel ühel pool on tulekahjuolukorras välisõhu temperatuur ning mille kasutamine toimub samuti väljast poolt. Trepid ei ole mõeldud evakuaatsioonitrepikojana. Katusest evakueerumine toimub põhitrepikodade kaudu. Posti kandevõimet on kontrollitud 30 minutilise standardtulekahju olukorras. Tulepüsivuse arvutustes lähtutakse standardist EVS-EN 1995-1-2:2005 [22].

Posti andmed:

Ristlõige: 100x100mm

Kõrgus: 2700mm

Postile mõjuv koormus: 41,93 kN

Tulekahjuolukorras saab postile mõjuvat koormust vähendada:

$$E_{d,1} = \eta_1 * E_d = 0,71 * 41,93 = 29,77 \text{ kN}$$

Kus  $E_d$ - arvutuslike koormuse mõju koormuste põhikombinatsioonis normaaltempertauuri kohasel arvutusel;  $E_d = 41,93 \text{ kN}$

$\eta_1$  - arvutuskooormuse vähendustegur tulekahjuseisundis.

$$\eta_1 = \frac{G_k + \psi_1 * Q_{k,1}}{\gamma_G * G_k + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1}} = \frac{25,96 + 0,5 * 6,72}{1,2 * 25,96 + 1,5 * 6,72} = 0,71$$

Kus  $G_k$ - alaliskooormuse normväärtus

$\psi_1$  - sagedamini erineva muutuvkoormuse kombinatsioonitegur tulekahjuseisundis

$Q_{k,1}$  - domineeriva muutuvkoormuse normväärtus; antud juhul katus+lumi

$\gamma_G$  - alaliskooormuse osavarutegur; 1,2

$\gamma_{Q,1}$  - muutuvkoormuse 1 osavarutegur; 1,5

### 8.3.1 Söestumissügavuse määramine

$$d_{char,n} = \beta_n * t = 0,7 * 30 = 21 \text{ mm}$$

Kus  $\beta_n = 0,7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$  (lamell-liimpuit puhul)

### 8.3.2 Efektiivristlõike leidmine:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 * d_0 = 21 + 1 * 7 = 28 \text{ mm}$$

Kus  $k_0 = 1,0$ , kui  $t \geq 20 \text{ min}$

$$d_0 = 7 \text{ mm (EVS-EN 1995-1-2)}$$

Efektiivristlõike mõõdud posti sõestumisel 4 küljest:

$$b_{fi} = b - 2 * d_{ef} = 100 - 2 * 28 = 44 \text{ mm}$$

$$h_{fi} = h - d_{ef} = 100 - 2 * 28 = 44 \text{ mm}$$

### 8.3.3 Kandevoime kontroll

Survetugevus tulekahjuolukorras:  $f_{c,d,fi} = k_{mod,fi} * \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}}$

$$\text{Kus } f_{20} = k_{fi} * f_{c,k}$$

$$k_{fi} = 1,15 \text{ (lamell-liimpuit)}$$

$$f_{c,k} = 24 \text{ MPa}$$

$$k_{mod,fi} = 1,0$$

$$f_{c,d,fi} = 1,0 * \frac{1,15 * 24}{1,0} = 27,6 \text{ MPa}$$

Saleduse kontroll:

$$\text{Posti saledus: } \lambda_y = \frac{l_y * \sqrt{12}}{h_{fi}} = \frac{2700 * \sqrt{12}}{44} = 14,58$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{14,58}{\pi} * \sqrt{\frac{24}{7400}} = 0,26$$

$$k_y = 0,5 * (1 + \beta_c * (\lambda_{rel,y} - 0,3)) + \lambda_{rel,y}^2 = 0,5 * (1 + 0,1 * (0,26 - 0,3)) + 0,26^2 = 0,53$$

Kui  $\beta_c = 0,1$  (liimpuit) [21]

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,53 + \sqrt{0,53^2 - 0,26^2}} = 1,00$$

$$\text{Posti survekandevoime: } N_{d,fi} = A_{fi} * k_{c,y} * f_{c,d,fi} = (44 * 44) * 1,00 * 27,6 = 53,64 \text{ kN}$$

Tugevuskontroll:  $N_{d,fi} = 53,64 \text{ kN} > F_{Ed} = 29,77 \text{ kN}$

Posti tulepüsivus R30 on tagatud.

## 8.4 Trepikoja mademe dimensioneerimine

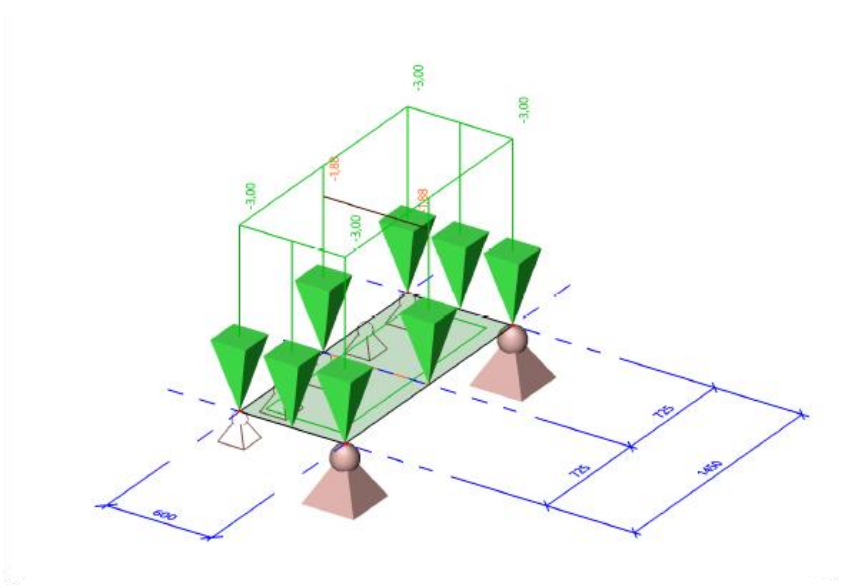
Trepikoja made tuleb 5-kihiline ristkiht-liimpuitpaneel 1450 x 600 x 120 mm. Mademe arvutamisel on lähtutud standardist EVS-EN 1995-1-1:2005 [21]. Lisaks on ristkihtliimpuidu arvutamisel kasutatud käsiraamatut The CLT Handbook: CLT structures- facts and planning [23].

Tabel 8.2. Vasakul lamellide paiknemine ristlõikes, kui sille on 1,45m ja paremal, kui sille 0,6m.

Kiht	Kihi paksus [mm]	Suund	Materjal	Kiht	Kihi paksus [mm]	Suund	Materjal
1	20	0	GL24h	1	20	90	GL24h
2	30	90	GL24h	2	30	0	GL24h
3	20	0	GL24h	3	20	90	GL24h
4	30	90	GL24h	4	30	0	GL24h
5	20	0	GL24h	5	20	90	GL24h

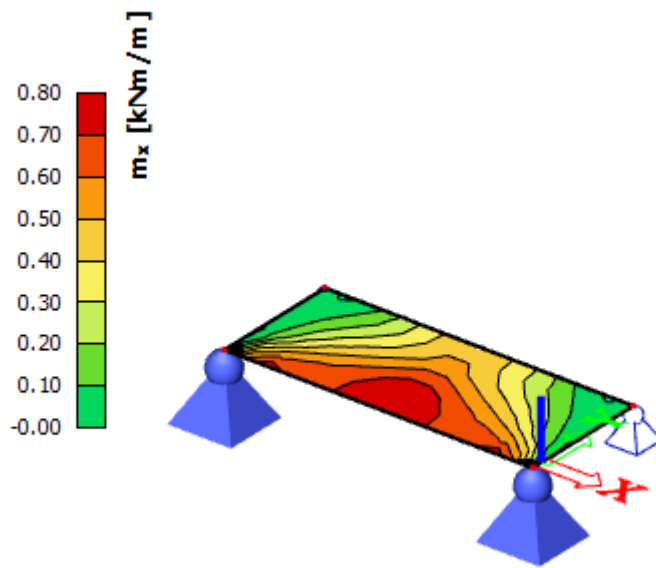
Madele tulevad koormused kasuskoormusest 3,0 kN/m<sup>2</sup> ja trepimarsi omakaalust ~1,88kN/m.

Made toetub ühest küljest ristkiht-liimpuidust fassaadipaneelile ja teise kahe otsaga postidele. Parema ülevaate saamiseks, millised sisejõud mades tekivad, on made skeem pandud koos mõjuvate koormustega Scia tarkvarasse.

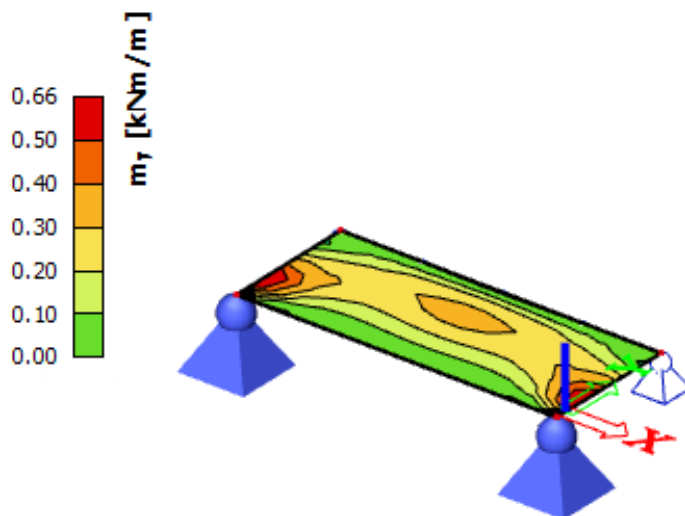


Joonis 8.4. Trepimade koos sellele mõjuvate koormustega.

Tulemused on järgmised:



Joonis 8.5. Mades tekkiv paindemoment  $M_x$ . Scia tarkvara.



Joonis 8.6. Mades tekkiv paindemoment  $M_y$ . Scia tarkvara.

Liimpuidu tugevusklassiga GL24h normatiivsed väärtused.

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

Tõmbetugevus:  $f_{t,0,g,k} = 19,2k \text{ N/mm}^2$

Survetugevus:  $f_{c,0,g,k} = 24k \text{ N/mm}^2$



Elastsusmoodul:  $E_{0,g,mean} = 11500 \text{ N/mm}^2$

Kasutusklass on 2 ja koormuse keskkestva klassi puhul:  $k_{mod} = 0,8$  ;  $\gamma_M = 1,25$

Sellest tulenevad arvutuslikud väärtused.

$$f_{m,g,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,8 * \frac{24}{1,25} = 15,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,g,d} = k_{mod} * \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} = 0,8 * \frac{3,5}{1,25} = 2,24 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{r,g,d} = k_{mod} * \frac{f_{r,g,k}}{\gamma_M} = 0,8 * \frac{1,2}{1,25} = 0,77 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike efektiivne paindejäikus:

$$\text{Kui sille on } 1,45\text{m: } (EI)_{ef} = \sum(E_i I_i + E_i A_i e_i^2) = 3 * 11500 * 600 * \frac{20^3}{12} + 2 * 11500 * 600 * 20 * 50^2 = 7,04 * 10^{11} \text{ N/mm}^2 \quad 1,17 * 10^{11}$$

$$\text{Kui sille on } 0,6\text{m: } (EI)_{ef} = \sum(E_i I_i + E_i A_i e_i^2) = 2 * 11500 * 1450 * \frac{30^3}{12} + 2 * 11500 * 1450 * 30 * 25^2 = 7,00 * 10^{11} \text{ N/mm}^2 \quad 0,483 * 10^{11}$$

Ristlõike efektiivne paindejäikus toe lausele ribale:

$$\text{Kui sille on } 1,45\text{m: } (EI)_{ef} = \sum(E_i I_i + E_i A_i e_i^2) = 3 * 11500 * 100 * \frac{20^3}{12} + 2 * 11500 * 100 * 20 * 50^2 = 1,17 * 10^{11} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Kui sille on } 0,6\text{m: } (EI)_{ef} = \sum(E_i I_i + E_i A_i e_i^2) = 2 * 11500 * 100 * \frac{30^3}{12} + 2 * 11500 * 100 * 30 * 25^2 = 0,483 * 10^{11} \text{ N/mm}^2$$

### 8.4.1 Paindekandevõime

Kui sille on 1,45m:

Maksimaalne paindemoment  $M_d=0,80 \text{ kNm}$

$$\text{Maksimaalsed servapinged: } \sigma_{max} = \frac{E_{0,g,mean} * M_d * z}{(EI)_{ef}} = \frac{11500 * 0,8 * 10^6 * 60}{7,04 * 10^{11}} = 0,78 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{max} = 0,78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{m,g,d} = 15,4 \text{ N/mm}^2 \text{ . Paindekandevõime on tagatud.}$$

Kui sille on 0,6m:

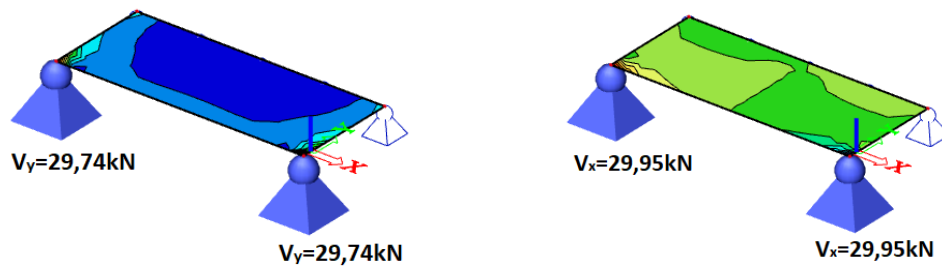
Maksimaalne paindemoment  $M_d=0,66 \text{ kNm}$

Maksimaalsed servapinged:  $\sigma_{max} = \frac{E_{0,g,mean} * M_d * z}{(EI)_{ef}} = \frac{11500 * 0,66 * 10^6 * 60}{7,00 * 10^{11}} = 0,65 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{max} = 0,65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{m,g,d} = 15,4 \text{ N/mm}^2$  . Paindekandevõime on tagatud.

### 8.4.2 Nihkekandevõime

Maksimaalne põikjõud toel:



Joonis 8.7. Vasakul  $v_y$  ja paremal  $v_x$ . Scia tarkvara.

Nihkekandevõime pikikiudu:

Kui sille on 1,45m:

$$V_{Rd} = \frac{f_{v,g,d} * (EI)_{ef} * b}{\Sigma(S E_{0,g,mean})} = \frac{2,24 * 1,17 * 10^{11} * 100}{11500 * \left(20 * 100 * 50 + \frac{10^2}{2} * 100\right)} = 21704 \text{ N} = 21,7 \text{ kN}$$

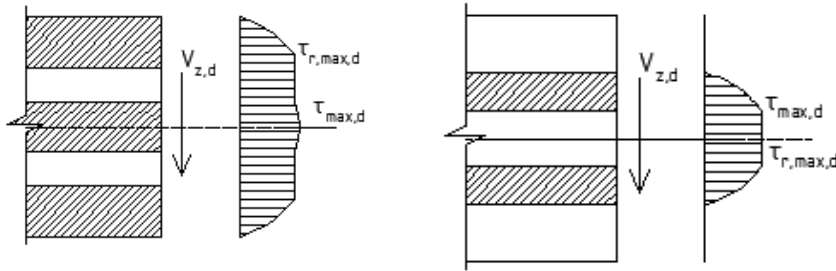
Kui sille on 0,6m:

$$V_{Rd} = \frac{f_{v,g,d} * (EI)_{ef} * b}{\Sigma(S E_{0,g,mean})} = \frac{2,24 * 0,483 * 10^{11} * 100}{11500 * 30 * 100 * 25} = 12537 \text{ N} = 12,54 \text{ kN}$$

Tingimus:

$$\frac{29,95}{21,7 + 12,5} = 0,87 < 1 \text{ Tingimus on täidetud!}$$

Nihkekandevõime ristikiudu:



Joonis 8.8. Made ristlõikes tekkivad nihkepingeepüürid, kui sille 1,45m (vasakul) ja kui sille 0,6m (paremal).

Kui sille on 1,45m:

$$V_{Rd} = \frac{f_{v,g,d} \cdot (EI)_{ef} \cdot b}{\Sigma(S E_{0,g,mean})} = \frac{0,77 \cdot 1,17 \cdot 10^{11} \cdot 100}{11500 \cdot 20 \cdot 100 \cdot 50} = 7856 \text{ N} = 7,83 \text{ kN}$$

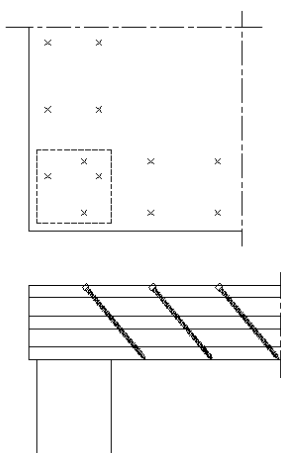
Kui sille on 0,6m:

$$V_{Rd} = \frac{f_{v,g,d} \cdot (EI)_{ef} \cdot b}{\Sigma(S E_{0,g,mean})} = \frac{0,77 \cdot 0,483 \cdot 10^{11} \cdot 100}{11500 \cdot 30 \cdot 100 \cdot 25} = 4309 \text{ N} = 4,31 \text{ kN}$$

Tingimus:

$$\frac{29,95}{7,83 + 4,31} = 2,46 > 1 \text{ Tingimus ei ole täidetud!}$$

Kuna ristikiudu nihkekandevõime on ületatud, siis saab nihketugevuse suurendamiseks kasutada erinevaid variante. Üheks võimaluseks on made armeerida toelähedases piirkonnas.



Joonis 8.9 Toelähedase piirkonna armeerimine.

Sellisel juhul armeering jaotab nihkepingeid lamellide vahel, tagades suurema nihkekandevõime.

Teiseks võimaluseks on suurendada posti läbimõõtu või näha ette posti paksendus, et toepikkus suureneks ja koormus jaguneks suurema ala peale.

Veel on võimalik suurendada made paksust, kuid sellisel juhul läheks made ebamõistlikult paksuks.

### 8.4.3 Surve mademele ristikiudu

Täidetud peab olema tingimus:  $\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} * f_{c,90,d}$

Kus  $\sigma_{c,90,d}$ - efektiivse kontaktpinna arvutuslik survepinge ristikiudu;

$k_{c,90}$  – tegur, mis arvestab koormuse konfiguratsiooni. Lõhestumisvõimalust ning survedeformatsioonide astet, antud juhul  $k_{c,90} = 1$ ;

$f_{c,90,d}$  –arvutuslik survetugevus ristikiudu (GL24h puhul 2,5MPa).

Arvutuslik survepinge leitakse valemiga:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{41,93 \cdot 10^3}{160 \cdot 160} = 1,64 \text{MPa}$$

Kus  $F_{c,90,d}$ - arvutuslik survejõud ristikiudu, antud juhul 41,93kN;

$A_{ef}$  – efektiivne kontaktpind ristikiudu survele. Saadakse, kui tegelikku kontaktpikkust suurendatakse mõlemas suunas 30mm võrra, kuid mitte rohkem kui koormuse mõjumise äärest made servani, antud juhul 30mm.

Seega:  $\sigma_{c,90,d} = 1,64 \text{MPa} \leq 1 * 2,5 = 2,5 \text{MPa}$ . Surve ristikiudu on tagatud.

## 8.5 Trepikoja mademe tulepüsivusarvutus

Trepikoja made ristlõikega 120x600mm on dimensioneeritud ristkihtliimpuidust ilma viimistluseta. Plaadi pikkus on 1450mm. Mademe kandevõimet on kontrollitud 30 minutit standardtulekahjuolukorrale. Mademe tulepüsivusarvutusel on lähtutud standardist EVS-EN 1995-1-2:2005 [22] ja käsiraamatust The CLT Handbook: CLT structures- facts and planning [23].

Tulekahjuolukorras saab postile mõjuvat koormust vähendada.

$$E_{d,1} = \eta_1 * E_d$$

Kus  $E_d$ - arvutuslike koormuse mõju koormuste põhikombinatsioonis normaaltempertauuri kohasel arvutusel;  $E_d = 41,93kN$

$\eta_1$  – arvutuskoormuse vähendustegur tulekahjuseisundis, tavaliselt kasutatakse tegurit 0,6 või 0,7, et olla tagavara kasuks, siis kasutada 0,7.

Kui sille on 1,45m:

Maksimaalne paindemoment  $M_d=0,80*0,7=0,56$  kNm

Maksimaalne põikjõud  $V_{ed}=29,95*0,7=20,97$ kN

Kui sille on 0,6m:

Maksimaalne paindemoment  $M_d=0,66*0,7=0,46$  kNm

Maksimaalne põikjõud  $V_{ed}=29,74*0,7=20,82$ kN

### 8.5.1 Söestumissügavuse määramine

$$d_{char,n} = \beta_n * t = 0,7 * 30 = 21 \text{ mm}$$

Kus  $\beta_n = 0,7 \frac{mm}{min}$  (lamell-liimpuit puhul)

### 8.5.2 Efektivristslõike leidmine:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 * d_0 = 21 + 1 * 7 = 28 \text{ mm}$$

Kus  $k_0 = 1,0$ , kui  $t \geq 20min$

$$d_0 = 7mm$$

Efektivristslõike mõõdud posti söestumisel 4 küljest:

$$b_{fi} = b - 2 * d_{ef} = 120 - 2 * 28 = 64 \text{ mm}$$

$$h_{fi} = h - d_{ef} = 600 - 2 * 28 = 544 \text{ mm}$$

### 8.5.3 Kandevoime kontroll

Kandevoime kontroll käib sarnaselt 8.4.1; 8.4.2 ja 8.4.3 järgi. Kasutades vähendatud koormuseid ja vähendatud ristlõiget ei andnud made kandevoime välja.

Uued mademe lamellide paiknemised ja paksused on järgmised:

Tabel 8.3. Vasakul lamellide paiknemine ristlõikes, kui sille on 1,45m ja paremal, kui sille 0,6m.

Kiht	Kihi paksus [mm]	Suund	Materjal
1	40	0	GL24h
2	30	90	GL24h
3	20	0	GL24h
4	30	90	GL24h
5	40	0	GL24h

Tulekahjuolukorras on:

$$k_{mod} = 1,0$$

$$\gamma_M = 1,0$$

Sellest tulenevad arvutuslikud väärtused.

$$f_{m,g,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,g,k} * k_{fi}}{\gamma_M} = 1,0 * \frac{24 * 1,15}{1,0} = 27,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,g,d} = k_{mod} * \frac{f_{v,g,k} * k_{fi}}{\gamma_M} = 1,0 * \frac{3,5 * 1,15}{1,0} = 4,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{r,g,d} = k_{mod} * \frac{f_{r,g,k} * k_{fi}}{\gamma_M} = 1,0 * \frac{1,2 * 1,15}{1,0} = 1,38 \text{ N/mm}^2$$

Efektivistlõike mõõdud posti söestumisel 4 küljest:

$$b_{fi} = b - 2 * d_{ef} = 160 - 2 * 28 = 104 \text{ mm}$$

$$h_{fi} = h - d_{ef} = 600 - 2 * 28 = 544 \text{ mm}$$

Kui sille on 1,45m saadi tulemused paindele:

$$\sigma_{max} = 1,44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{m,g,d} = 27,6 \text{ N/mm}^2 . \text{ Paindekandevõime on tagatud.}$$

$$\sigma_{max} = 0,61 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{m,g,d} = 27,6 \text{ N/mm}^2 . \text{ Paindekandevõime on tagatud.}$$

Nihkekandevõime pikikiudu:

$$\text{Kui sille 1,45m, siis } V_{Rd,piki} = 34,38 \text{ kN}$$

$$\text{Kui sille 0,6m, siis } V_{Rd,piki} = 22,4 \text{ kN}$$

$$\frac{20,97}{34,38 + 22,4} = 0,37 < 1 \text{ Tingimus on täidetud!}$$

Nihkekandevõime ristikiudu:

Kui sille 1,45m, siis  $V_{Rd,risti} = 12,93kN$

Kui sille 0,6m, siis  $V_{Rd,risti} = 7,73kN$

$\frac{20,97}{12,93+7,73} = 1$  Tingimus on täidetud!

## 8.6 Trepikoja liimpuidust seina dimensioneerimine

Maja fassaadiks lisasoojustuse peale tuleb 3-kihiline ristkiht liimpuitpaneel GL24h. Paneeli mõõtmed on 1450\*2700\*100mm. Seina arvutatakse kui 1m laiust posti. Seina arvutuste tegemisel on aluseks võetud standard EVS-EN 1995-1-1:2005 [21] ja käsiraamat The CLT Handbook: CLT structures- facts and planning [23].

Tabel 8.4. Lamellide asetus ristlõikes.

Kiht	Kihi paksus	Suund
1	40	0
2	20	90
3	40	0

GL24h tugevusomadused:

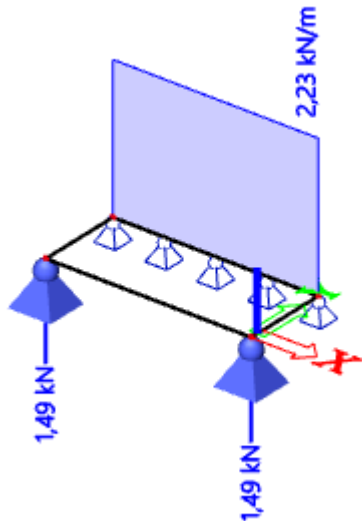
Paindetugevus:  $f_{m,g,k} = 24N/mm^2$

Survetugevus pikikiudu:  $f_{c,0,g,k} = 24N/mm^2$

Elastsusmoodul:  $E_{0,g,05} = 9600N/mm^2$

1.korruse seinapaneelile mõjuvad koormused:

Mademelt tuleb seinale koormus 2,23kN/m.



Joonis 8.10. Mademe toereaktsioonid. Scia tarkvara.

Esimese korruse seina külge kinnituv made tuleb arvestada ekstsentrilisusega 50mm.

Seina tsentrisse arvestatakse kõik ülevalt poolt tulev koormus  $N=15,76\text{kN/m}$ .

Kasutusklass on 2 ja keskkestev, seega  $k_{mod} = 0,8$  ja  $\gamma_M = 1,25$ .

### 8.6.1 Seina kandevõime

Rahuldatud peab olema tingimus:  $\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} * k_{c,z}$

Kus  $\sigma_{c,0,d}$ - arvutuslik survepinge pikikiudu;

$f_{c,0,d}$  - arvutuslik survetugevus pikikiudu

$k_{c,z}$ - nõtketegur.

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{ed}}{A_{ef}} = \frac{(15,76+2,23)}{(40+40)*1000} = 0,225\text{N/mm}^2$$

Kus  $N_{ed}$ - arvutuslik survejõud pikikiudu;

$A_{ef}$  – efektiivne kontaktpind pikikiudu survele.

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,g,k} * k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{24 * 0,8}{1,25} = 15,36\text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{c,0,d} = 0,225\text{MPa} < f_{c,0,d} = 15,36\text{MPa}$  Tingimus on täidetud.

$$\text{Inertsimoment: } I_{x,ef} = \sum b_x * \left( \frac{t_i^3}{12} + \gamma_i * t_i * a_i^2 \right) = 1000 * \left( \frac{40^3}{12} + 1 * 40 * 30^2 \right) * 2 = 8,27 * 10^7\text{mm}^4$$



$$\text{Inertsiraadius: } i_z = \sqrt{\frac{I_{x,ef}}{A_{ef}}} = \sqrt{\frac{8,27 \cdot 10^7}{8 \cdot 10^4}} = 32,15 \text{ mm}$$

$$\text{Saledus: } \lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{2700}{32,15} = 83,99$$

$$\text{Tingsaledus: } \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{E_{0,g,05}}} = \frac{83,99}{\pi} \sqrt{\frac{24}{9600}} = 1,34 > 0,3$$

Tegurid:

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 * (1 + 0,1 * (1,34 - 0,3) + 1,34^2) = 1,445$$

Kus  $\beta_c = 0,1$ , kui tegur on liimpuidu või spoonliimpuiduga.

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,445 + \sqrt{1,445^2 - 1,34^2}} = 0,5$$

Tugevustingimus:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} * f_{c,0,d}} = \frac{0,225}{0,5 * 15,36} = 0,029 < 1 \text{ Tingimus on täidetud.}$$

## 8.6.2 Paine

Paindemoment tekib ekstsentrilisest koormusest ja juhuslikust ekstsentrilisusest. Paindemoment tuleb arvutada kõige nõtkohtlikumas piirkonnas. Antud juhul asub 3/5 paneeli kõrgusest.

$$\text{Ekstsentrilisus mademest on: } e = \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Juhuslik ekstsentrilisus: } e_a = \frac{H}{300} = \frac{2,7}{300} = 0,009 \text{ m}$$

Roomest tekkivat ekstsentrilisust ei arvesta.

$$\text{Paindemoment: } M_{ed} = \frac{3}{5} * (2,23 * (0,05 + 0,009) + 15,76 * 0,009) = 0,164 \text{ kNm}$$

$$\text{Vastupanumoment: } W_{x,ef} = \frac{I_{x,ef}}{\max\{z; h_{ef} - z\}} = \frac{8,27 \cdot 10^7}{50} = 16,53 * 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\text{Paindepinge: } \sigma_{m,y,d} = \frac{M}{W} = \frac{0,164}{0,001653} = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Arvutuslik paindetugevus: } f_{m,y,d} = \frac{f_{m,g,k} * k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{24 * 0,8}{1,25} = 15,36 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{m,y,d} = 15,36 \text{ N/mm}^2 \text{ Tingimus on täidetud.}$$

### 8.6.3 Paine ja surve koosmõju

Tugevustingimus:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,225}{0,5 * 15,36} + \frac{0,10}{15,36} = 0,0357 < 1 \text{ Tingimus on täidetud.}$$

## 8.7 Trepikoja liimpuidust seina tulepüsivusarvutus

Ristkihtliimpuidust paneeli kandevõimet on kontrollitud 30 minutilise standardtulekahjuulukorras. Tulepüsivusarvutusel on aluseks võetud standard EVS-EN 1995-1-2:2005 [22] ja käsiraamat The CLT Handbook: CLT structures- facts and planning [23].

Mõjuvaid koormuseid saab vähendada:

Seina tsentrisse mõjuv jõud:  $N=11,03 \text{ kN/m}$ .

Ekstsentriliselt mõjuv jõud:  $N_e=1,56 \text{ kN/m}$ .

Kus Survetugevus tulekahjuulukorras:  $f_{c,d,fi} = k_{mod,fi} * \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}}$

$$f_{20} = k_{fi} * f_{c,k}$$

$$k_{fi} = 1,15 \text{ (lamell-liimpuit)}$$

$$f_{c,k} = 24 \text{ MPa}$$

$$k_{mod,fi} = 1,0$$

$$f_{c,d,fi} = 1,0 * \frac{1,15 * 24}{1,0} = 27,6 \text{ MPa}$$

$$\text{Paindetugevus: } f_{m,g,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,g,k} * k_{fi}}{\gamma_M} = 1,0 * \frac{24 * 1,15}{1,0} = 27,6 \text{ N/mm}^2$$

### 8.7.1 Söestumissügavuse määramine

$$d_{char,n} = \beta_n * t = 0,65 * 30 = 19,5 \text{ mm}$$

Kus  $\beta_n = 0,65 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$  (ühemõõtmelise söestumise korral)

### 8.7.2 Efektivristslõike leidmine

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 * d_0 = 19,5 + 1 * 7 = 26,5 \text{ mm}$$

Kus  $k_0 = 1,0$ , kui  $t \geq 20 \text{ min}$

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

Efektiivristlõike mõõdud paneeli söestumisel ühest küljest:

$$b_{fi} = b - d_{ef} = 100 - 26,5 = 73,5 \text{ mm}$$

$$h_{fi} = 1000 \text{ mm}$$

### 8.7.3 Seinapaneeli kandevõime kontroll

Kandevõime kontroll käib sarnaselt peatükile 8.6.1; 8.6.2; 8.6.3 ja 8.6.4.

Tulemused:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} * f_{c,0,d}} = \frac{0,235}{0,42 * 27,6} = 0,020 < 1 \text{ Tingimus on täidetud.}$$

Paine:  $\sigma_{m,y,d} = 0,083 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{m,y,d} = 27,6 \text{ N/mm}^2$  Tingimus on täidetud.

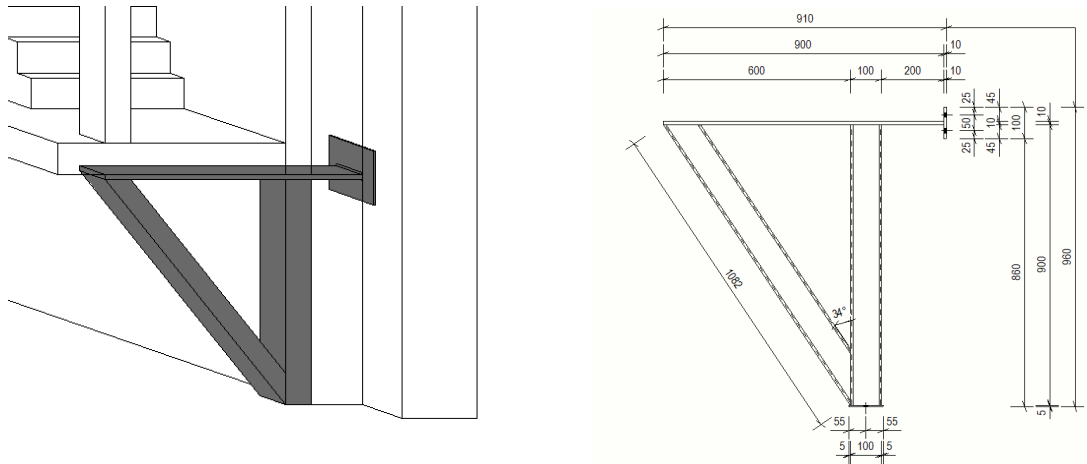
Surve ja paine koos:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{z,y} * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,235}{0,42 * 27,6} + \frac{0,083}{27,6} = 0,023 < 1 \text{ Tingimus on täidetud.}$$

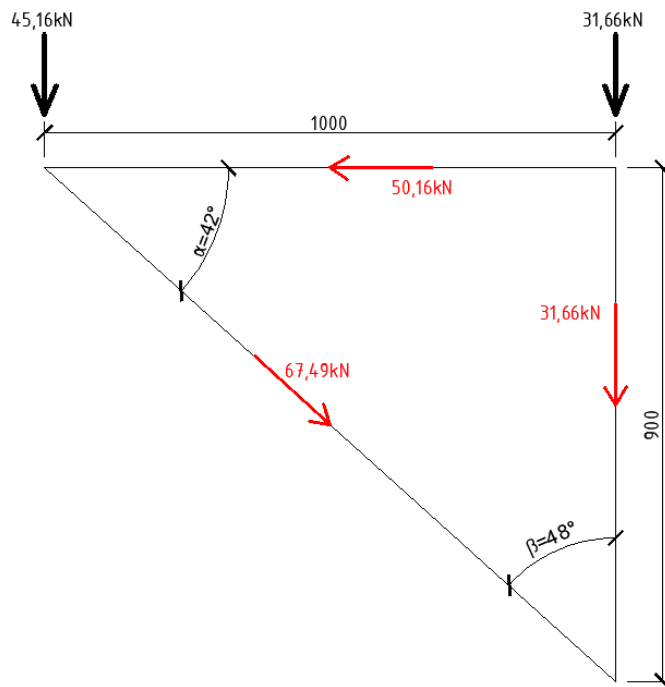
## 8.8 Fassaadisüsteemi koormust vastu võttev teraskonstruksioon

### 8.8.1 Teraskonstruksiooni konstrueerimine

Trepikoja vertikaalse koormuse võtab vastu terasest konstruksioon, mis asub sokli korrusel. Teraskonstruksioon valmistatakse tehaslikult ning paigaldatakse platsil postide alla. Teraskonstruksioon annab koormuse omakorda olemasolevale või uuele vundamendile. Vundamendi kandevõimet antud töö mahus ei kajastata. Teraskonstruksiooni arvutused on tehtud standardi EVS-EN 1993-1-1:2005 põhjal [20].



Joonis 8.11. Vasakul teraskonstruktsiooni 3D vaade ja paremal lõige.



Joonis 8.12. Teraskonstruktsioonis mõjuvad jõud.

### 8.8.2 Terasdiagonaali dimensioneerimine

Diagonaalis mõjub survejõud:  $\sin \alpha = \frac{41,93}{x} \Rightarrow x = \frac{41,93}{\sin 42^\circ} = 62,67 \text{ kN}$

Arvutamiseks vajalikud andmed:

Posti ristlõikeks: 100x100x3. Kasutada tuleks sama ristlõige terasposti nagu on liimpuitpost.

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$E = 210\,000 \text{ MPa}$$

Tabel 8.5. Posti andmed.

A=	1140	mm <sup>2</sup>
h=	100,00	mm
t=	3	mm
c=	91	mm
i=	39,4	mm
W <sub>el</sub> =	35400	mm <sup>3</sup>
W <sub>pl</sub> =	41200	mm <sup>3</sup>
g=	0,980	kN/m
RK=	1	
N <sub>max</sub> =	67,49	kN
μ=	1	
L=	1345	mm

$$\lambda = \frac{L \cdot \mu}{i} = \frac{1345 \cdot 1}{39,4} = 34,1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{34,1}{\pi} \sqrt{\frac{355}{210000}} = 0,45$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,45 - 0,2) + 0,45^2] = 0,66$$

kus  $\alpha=0,49$  (külmpainutatud kanttoru)

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,66 + \sqrt{0,66^2 - 0,45^2}} = 0,87$$

$$N_{Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,87 \cdot 1140 \cdot 355}{1 \cdot 10^3} = 353 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 353,0 \text{ kN} > N_{max} = 67,49 \text{ kN} \quad \text{Kandevõime on tagatud!}$$

### 8.8.3 Terasposti dimensioneerimine

Teraspostis mõjub survejõud  $N=28,43$  kN. Arvutuskäik sarnaselt eelmisele peatükile.

Posti ristlõikeks: 100x100x3

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$E = 210\,000 \text{ MPa}$$

Tabel 8.6. Posti andmed.

A=	1140	mm <sup>2</sup>
h=	100,00	mm
t=	3	mm
c=	91	mm
i=	39,4	mm
W <sub>el</sub> =	35400	mm <sup>3</sup>
W <sub>pl</sub> =	41200	mm <sup>3</sup>
g=	0,980	kN/m
RK=	1	
N <sub>max</sub> =	67,49	kN
μ=	1	
L=	900	mm

$$\lambda = \frac{L \cdot \mu}{i} = \frac{900 \cdot 1}{39,4} = 22,8$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{22,8}{\pi} \sqrt{\frac{355}{210000}} = 0,30$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,30 - 0,2) + 0,30^2] = 0,57$$

kus  $\alpha=0,49$  (külmpainutatud kanttoru)

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,30^2}} = 0,95$$

$$N_{Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,95 \cdot 1140 \cdot 355}{1 \cdot 10^3} = 384 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 384,0 \text{ kN} > N_{max} = 28,43 \text{ kN} \quad \text{Kandevõime on tagatud!}$$

### 8.8.4 Teraslehe dimensioneerimine

Teraslehes mõjub tõmbejõud 50,16 kN.

Teraslehe ristlõige on 200x10mm. Pikkus 900mm.

Tsentriselt tõmmatud varda ristlõikekandevõime leitakse:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{200 \cdot 10 \cdot 355}{1 \cdot 10^3} = 710 \text{ kN}$$

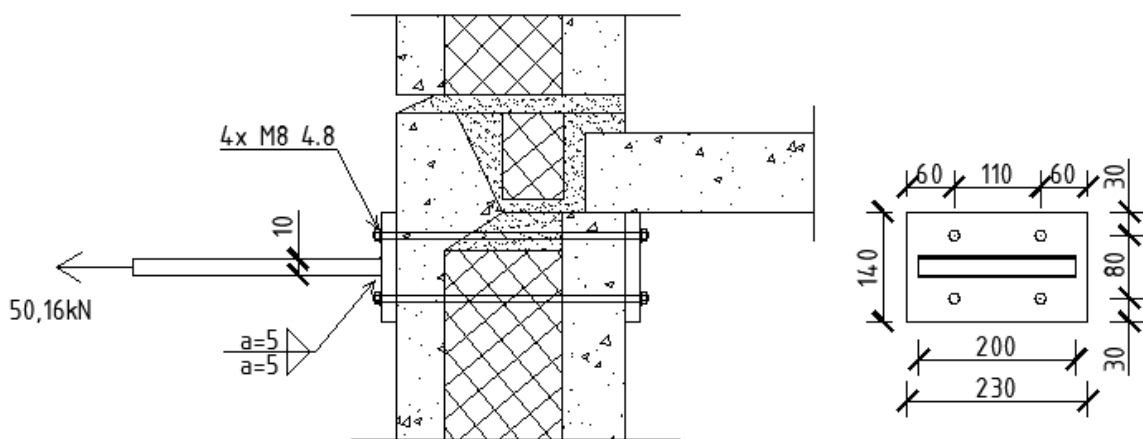
$$N_{pl,Rd} = 710 \text{ kN} > N_{Ed} = 50,16 \text{ kN}$$

Lisaks tuleks arvestada kinnitusvahendite aukusid, mis vähendavad kandevõimet. Samas antud koormuse juures piisaks teraslehest ristlõikega 15x10mm, et kandevõime

oleks tagatud. Seega ei ole tarvis teha eraldi kontrolli kinnitusvahendite aukusid arvestades, sest on selge, et kandevõime on tagatud.

## 8.9 Riputid ja kinnitid

### 8.9.1 Teraskonstruksiooni kinnitamine olemasoleva seinapaneeli külge



Joonis 8.13. Teraskonstruksiooni kinnitusviis.

Teras on tugevusega S355

Nurkõmbluse kandevõime leitakse jõukomponentide meetodiga.

Pinged keevises:

$$\sigma_{\perp} = \frac{F_{\perp} \cdot \cos 45^{\circ}}{a \cdot l \cdot 2} = \frac{50,16 \cdot 10^3 \cdot \cos 45^{\circ}}{5 \cdot 200 \cdot 2} = 17,7 \text{ MPa} ; \quad \tau_{\perp} = 17,7 \text{ MPa} ; \quad \tau_{\parallel} = 0$$

Kandevõime on tagatud, kui järgmised tingimused on täidetud:

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

$$\sqrt{17,7^2 + 3 \cdot (17,7^2 + 0^2)} = 35,4 \text{ MPa} < \frac{510}{0,9 \cdot 1,25} = 453 \text{ MPa} \text{ Tingimus on täidetud!}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$17,7 \text{ MPa} < \frac{0,9 \cdot 510}{1,25} = 367,2 \text{ MPa} \text{ Tingimus on täidetud!}$$

Teraskonstruksiooni horisontaalkoormus võrreldes tavalise tuulekoormusega on suur. See tuleb vastu võtta keermelattidega, mis lähevad läbi olemasoleva seinapaneeli. Kuna teraskonstruksioon asub soklikorruusel, siis keermelattidest tekkiv külmasild ei põhjusta nii suurt probleemi.

Teraskonstruksioonis tekkiv horisontaaljõud on 50,16kN. Kasutada 4.8 M8 keermelatte DIN975. Tõmbetugevus on 15,4kN. Keermelatte nähakse ette neli tükki [24].

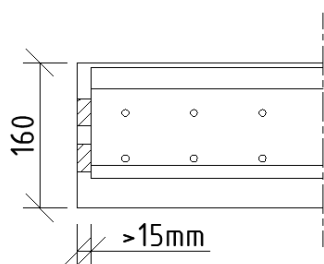
Uurida tuleb, kas seinapaneel ja vahelaeplaat on omavahel ühendatud. Ühenduse puudumisel tuleks teraskonstruksiooni kinnitus viia vahelakke edasi või näha ette sinna kaldtugi, mis välistaks seinapaneeli nihkumise vahelae suhtes.

### 8.9.2 Mademe kinnitamine CLT-seinapaneeli külge

Madelt seinale tuleb koormus 2,23 kN/m. Made kinnitamiseks seinale külge kasutada Rothoblaasi toodet Lock T Floor, mis on mõeldud CLT-st seinale ja põrandale omavaheliseks kinnitamiseks. Peidetud kinnitusega lahendus sobib hästi, sest trepikoja puidust osad on ette nähtud ilma viimistluseta.

Täpsemalt kasutada LockFloor135 toodet, mis on 1200mm pikk. Seda on võimalik lõigata 300,600,900 mm juppideks. Vajalik seinale paksus on 80mm ja made paksus 135mm, mis on tagatud. [25]

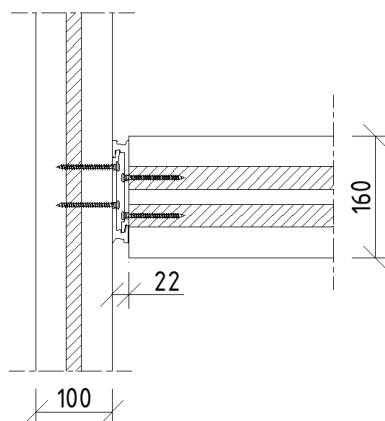
Kinnitamisel tuleb äärtesse jätta vähemalt 15mm vahe (joonis 8.13).



Joonis 8.14. LockFloor135 paigaldusnõuded.

Antud juhul on kahe posti vaheline made pikkus 1,45 m, seega sobib kasutada kahte 600mm pikkust toodet. Tooted paigaldatakse made ja seinale külge LBS kruvidega  $\varnothing 7 \times 80$ mm.





Joonis 8.15. LockFloor135 sõlmejoonis.

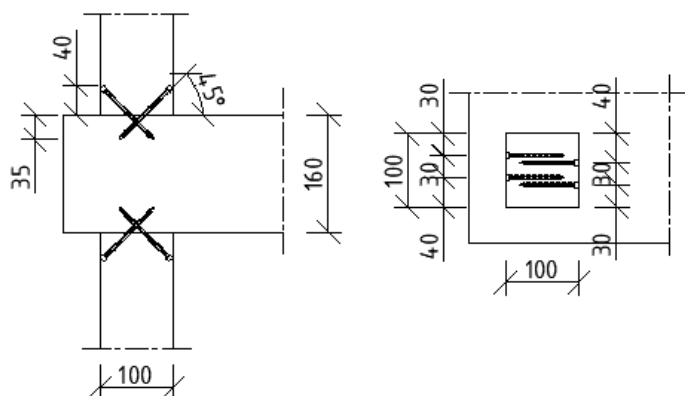
Paigaldamine vastavalt kinnititootja paigaldusjuhistele.

### 8.9.3 Posti kinnitamine mademe külge

Post kinnitada mademe külge ristkruvidega. Kruvid peavad vastu võtma horisontaalset koormust 1,9 kN.

Valitud on Rothoblaasi tooted VGZ EVO kinnitid. Sobivad kasutamiseks kõikides kasutusklassides. Kinnitid paigaldatakse 45 kraadise nurga all. Sobivaks kinnitik on VGZ EVO 5100- 5,3x100. [26]

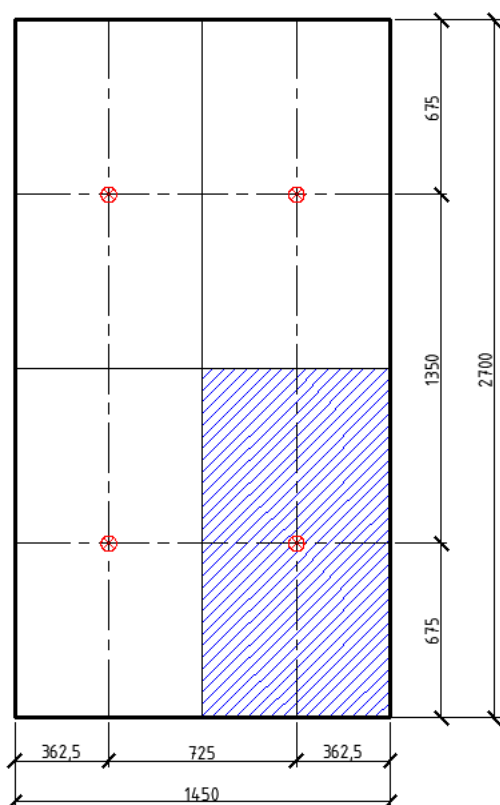
Paigaldada posti fassaadi ja selle vastaspoolele mõlemale poole kaks kinnitit. Paigaldamine vastavalt kinnititootja paigaldusjuhistele. Kinnitite vaheline vajalik kaugus 5d ning kaugus servast samuti 5d. Kruvid pooltele paigaldada nihkega, et need kokku ei puutuks. Vajalik kruvi pikkus nii postis kui mades on vähemalt 35mm, mis on tagatud.



Joonis 8.16. Vasakul kinnitite asetus külgsuunas ja paremal kinnitite asetus pealsuunas.

### 8.9.4 CLT-seinapaneeli ankrud horisontaalse tuulekoormuse vastu võtmiseks

Horisontaalne imav tuulekoormus tekib 0,648 kN/m<sup>2</sup>. Tuulekoormus võetakse vastu keemiliste ankrutega. Paneeli nähakse ette neli keemilist ankrut M8 5.8 [27]. Ankrute vahelised kaugused ja äärekaugused on näha jooniselt 25. Tuulekoormus, mis üks ankur peab vastu võtma tuleb:  $0,648 * (1,45/2) * (2,7/2) = 0,63$  kN.



Joonis 8.17. Koormusala, mis tuleb vastu võtta ühel ankrul CLT-seinapaneelis.

Keemiline ankur vajab kinnitamiseks juhendi aluselt minimaalselt 100mm betooni. Antud juhul on kandev sisemine koor paksusega 80mm. Tootja sõnul on realsuses ankrud kasutatavad ka 80mm betooni kihi korral. Lisaks jõud, mis tuleb vastu võtta ei ole väga suur. Et keemilisi ankruid kasutada, tuleks teha platsil tõmbekatsed, mille alusel tootja saab väljastada protokollid ankrute kasutamiseks.

## **9. TREPIKOJA NÕUETELE VASTAVUS**

### **9.1 Fassaadisüsteemi tuleohutus ja ilmastikukindlus**

Uus trepikoda ei vasta Riigi Teatajas esitatud määruse „Ehitistele esitatavad tuleohutusnõuded“ evakuatsiooni nõuetele. Uut trepikoda saab tulekahju korras kasutada lisaväljapääsuna, kui mingil põhjusel pole võimalik tavatrepikoda evakueerimiseks kasutada.

Trepikojale on marsside lõppu mademele ettenähtud luugid, mis aitavad mademel ohutult liigelda, kuid on samas tuleohutuse seisukohalt tuld tõkestavad, kuna luuke kinni hoides saab tulelevikut piirata ühelt korruselt teisele.

Trepikoja puidust konstruktsioonid on arvatatud tulekahju olukorrale 30 minutit. Parema tulekaitse saavutamiseks on võimalus konstruktsioonid katta tulekaitselakiga.

Trepikoja puidust elemente kaitseb otsese vihma eest katuse varjualune ja fassaad.

### **9.2 Õigusabi rekonstrueerimisel**

Lõputöö terviklikkuse tagab see, kui välja pakutud lahendused on päriselt teostatavad. Rekonstrueerimisel õigusabi saamiseks pöördus autor Linnaplaneerimisameti poole, kes sätestab nõuded, teostab kontrolli ja vajadusel pakub konsultatsiooniteenust rekonstrueerimisprotsessis.

Linnaplaneerimisametilt uuriti, kas rekonstrueerimist on määruse „Ehitise tehniliste andmete loetelu ja arvestamise alused“ alusel võimalik kohaldada ka selliselt, et ehitusalune pind ei muutuks. Nimelt § 19. Ehitisealune pind on öeldud, et hoonealuse, sealhulgas hoone maapealse osa aluse ja hoone maa-aluse osa aluse pinna leidmisel ei võeta arvesse hoone küljes olevat: kaldteed ning treppi; liikuvat või alla kahe ruutmeetrise horisontaalprojektsiooniga maapinnale mittetoetuvat varikatust. Seaduse tõlgendus Linnaplaneerimisametnike poolt on, et paragrahvi alla kuuluvad ainult välisukse esiseid kaldteed ja trepid. Tõlgendusest lähtuvalt ei ole võimalik teostada antud töö ideed nii, et ehitusalune pind ei muutuks. [28]

Linnaplaneerimisameti sõnul tekib Tallinnas Mustamäel asuvate paneelmajade rekonstrueerimisel probleem krundi piiriga. Tavaliselt kulgeb piir piki hoone välisseina või väga lähedal sellele, seega uus fassaadisüsteem jääks naaberkinnistu kohale. Selline olukord eeldab servituudi seadmise lepingut.

Tallinnas on need naaberkiinnistud üldkasutatava maa sihtotstarbega kiinnisasjad (avalikult kasutatav, iseseisvat katastriüksust moodustav, üldjuhul hooneteta maa, millel võivad paikneda üksnes abihooned, sh: haljasala ja pargi maa; supelranna maa; rahvapeo- ja kokkutulekuväljaku maa; lautri maa; laste mänguväljaku maa; spordiplatsi ja terviseraja maa; kalmistu maa), mis kuuluvad Tallinna linnale. Seega juhul kui soov on koostada lahendus, mis väljub kiinnistu piiridest, ei ole see võimalik, sest üldkasutatava maa sihtotstarbega alal ei saa paikneda elamud või nende osad. [29]

Hoonete rekonstrueerimisel tuleb arvestada, et hoonete laiendamisel (trepikoja rajamisel) kuni 33% selle esialgsest mahust, tuleb koostada ehitusprojekt ja esitada ehitusteatis läbi ehtisregistri. Hoone laiendamisel üle 33% selle esialgsest mahust tuleb taotleda projekteerimistingimused, koostada selle alusel ehitusprojekt ning taotleda ehitusluba läbi ehtisregistri. Kuivõrd tegemist on Mustamäel asuva korterelamuga, tuleb arvestada ka Mustamäe linnaosa üldplaneeringus toodud nõuetega. [30]

Suhtlus Linnaplaneerimisametiga läbi meilivahetuse oli keeruline. Kirjadele vastuseid tuli oodata väga kaua ning konkreetseid vastuseid tuli vähe. Autori arvates jäi puudu professionaalsusest ja soovist inimesi nende küsimustega aidata. Kirjadele vastati emotsionaalselt ja pahuralt, mis pani mõtlema, et miks peaks keegi tahtma sellist muudatust ette võtta, kui juba lihtsatele küsimustele vastuse saamine on nii keeruline ja ebameeldiv.

Linnaplaneerimisametiga suheldes jäi lõplik arusaam, et selline idee justkui pole teostatav. Samas on kindel, et vanu paneelmaju tuleb hakata renoveerima ning nõudlus põnevamate ja atraktiivsemate renoveerimislahenduste järgi on olemas, mis aga hetkel jääb keerulise bürokraatia taha kinni. Ideede elluviimiseks peaksid bürokraatiaga tegelevad ametkonnad koos teiste osapooltega uuendama ja ümber hindama olemasolevad nõuded ja tingimused. Suurimaks probleemiks nähakse, et niigi väiksed üldkasutatavad maalapid peaksid säilima ilma hoonestuseta. Reaalsuses asub nendel maalappidel asfaltkate või lihtsalt muru, mis ei paku inimestele suurt väärtust. Nõuete raamistikku saaks laiendada ideega, et juurde ehitataval hoone osal peab sisalduma teatud % taimestikku, mis kompenseerib üldkasutatava maa vähenemist, luues paremat ja rohelisemat keskkonda.

## KOKKUVÕTE

Eesti soovib koos Euroopa Liiduga saavutada aastaks 2050 kliimaneutraalse ja keskkonnasõbraliku majanduse [[1]]. Üheks vajalikuks tegevuseks, selle saavutamiseks, on vanade kortermajade energiatõhususe parandamine. Korterelementide rekonstrueerimine on oluliseks osaks rohepöördes, kuna sellega on võimalik oluliselt vähendada CO<sub>2</sub> paiskamist keskkonda. [3] Õhusaastet aitaksid vähendada rohealad, sest taimed püüavad kinni saasteaineid ning rohealad ise annaksid võimaluse inimestele viibida puhtama õhuga keskkonnas. Rohealad võiksid lisaks õhukvaliteedi parandamisele anda linnainimestele materiaalselt kasu, näiteks katta nende toidulauda. [5]

Puitarhitektuuri Kompetentsikeskuse uurimisrühma arhitektidel tuli idee kortermajade rekonstrueerimiseks, mis lisaks hoone energiatõhususe parandamisele annab lisandväärtuse linnaruumi rohelisemaks muutmisel. [7]

Idee on muuta paneelmajad modernsemaks rohefassaadi ja katusel asetseva rohealaga. Moderniseerimise käigus täieneb elamu otsasein fassaadisüsteemiga, mis koosneb puidust trepikojast ja ruumilisest klaasfassaadist. Fassaadil on omakorda kasvupotid, mis loovad võimaluse taimede kasvatamiseks. Trepikoda on pääsuks katusele, kus nähakse ette majaanikele taimedega terrass. Rohefassaad on hea võimalus, kuidas linnaelanikke ümbritsevat õhku paremaks muuta ning annab võimaluse majaanikele kasvatada endale meelepäraseid taimi või vilju.

Töös uuriti olemasoleva paneelmaja konstruktsiooni olukorda ja hinnati selle kandevõimet olemasolevale ja rekonstrueerimise järgsele koormusele. Lõputöös käsitleti Tallinnas Mustamäe linnaosas asuvaid vanu paneelmaju, mis on ehitatud 60ndatel. Fookuses renoveerimata 5. korruselised majad, mis on vanimad ja enamlevinud paneelmajad sealkandis. Kortermajadest on töösse valitud 1-464 seeria, mis tähistab hoonele omast konstruktsioonitüüpi. Selgemate arvutustulemuste esitamiseks on seeriast valitud hooned, mille otsaseinad on ilma akendeta ning katuse välise äravooluga. Olemasoleva olukorra hindamisel lähtuti uuringust „Eesti eluasemefondi suurpaneel-korterelementide ehitustehniline seisukord ning prognoositav eluiga“ [6].

Tulemusena selgus, et paneelmajade konstruktsioonid on üldiselt heas seisukorras [6]. Samas selgus arvutustest, et olemasoleva katusepaneeli kandevõime varu on väike. Uue katusekonstruktsiooni lahendusega, mille käigus katuse pind muutub käidavaks, ei saa koormust olemasolevale katusepaneelile edasi kanda. Uue lahendusega viiakse

terrassist tulev koormus otse kandvatele seintele. Selle teostamiseks pakuti ühe lahendusena välja õõnespaneelidel lahendus, kus kogu katusekonstruktsioon toetub uutele õõnespaneelidele, mis viib koormuse otse välisseinale ja kandvale siseseinale. Pakutud lahenduse kasutamisel tuleb kindlasti enne kontrollida konkreetse hoone siseseintesse tehtud avasid. Kandev sisesein on 120mm paksune betoonsein, kuid sellegipoolest tuleks selle kandevõimet kontrollida avade olemasolul, sest see muudab oluliselt koormuste jagunemist.

Uuringust tuli välja, et seinapaneelide olemasolev olukord on samuti hea [6]. Arvutuste tegemisel tuleb silmas pidada, et seinapaneeli väline koorik ei pruugi reaalsuses vastata projektile. Seega igasugused kinnitused tuleks võimalusel viia kuni sisemise kandva kooreni. Vanades projektides tuleb välja, et betooni mark on 150, mis vastab tänapäevasele C8/10 betooniklassile. Uuringus tehtud survekatsetel selgus aga, et paneelis kasutatud betooni survetugevus on 25-30MPa. Seinapaneeli kandevõime arvutuse toetingimuste valikul arvestati väliskoore ja vahelagede kaasa töötamist.

Trepikoja lahendusel kasutati materjalina peamiselt puitu, mis on keskkonnasõbralik ehitusmaterjal. Postid lahendati liimpuidust ristlõikega 100x100mm. Trepikoja made ja fassaadiplaat on ristkihtliimpuidust. Algselt dimensioneerimisel saadi mademe paksuseks 120mm, kuid tulepüsivuse arvutusel tulekahju olukorras 30 minutit selgus, et vajalik mademe paksus on 160mm. Fassaadiplaadi paksuseks võeti 100mm. Fassaadi materjali ja selle kinnitamist töös konkreetsemalt ei kajastatud, sest fassaadil kasutatava materjali tüüp pole veel lõplik. Arvutustes kasutati klaasi suurt mahukaalu, mis annab piisava kindluse ja kandevõime varu selleks, et kasutada mõnda muud fassaadimaterjali.

Oluline on juurde märkida, et kogu töö lahendused ei ole rakendatavad üks ühele, vaid igat paneelmaja tuleb vaadelda eraldi, millised on sellele konkreetsele hoonele omased konstruktsioonitüübid ja kandekonstruktsiooni olukord.

Töö käigus uuriti Linnavalitsuselt, kas rohefassaadi idee on reaalselt rakendatav. Tagasisidena sai töö autor suurel hulgal määrustest pärit punkte, mis lähevad vastuollu antud töö lahendustega ja ei ole seetõttu reaalselt rakendatav. Töö autor on seisukohal, et kui hetkeline olukord ja kliimalepe nõuavad paneelmajade parendamist ning Eesti inseneridel ja arhitektidel on ideid, kuidas neid huvitavamalt ellu viia, kui lihtsalt lisa soojustada, aga uued lahendused jäävad vanade määruste taha pidama, siis tuleks ümber hinnata määruste punktid, mis arvestaksid tänast olukorda ja vajadusi. Üldkasutatavad maalapid, milleks on hetkel asfalt või murulapp asenduksid fassaadisüsteemiga, mille taimestik nii fassaadil kui katuseterrassil kompenseeriks seda.

Lahenduse edasiarendusel tuleks mõelda, kuidas saada fassaadisüsteemi tehaslikult toodetavaks, mis tagaks kiirema ja lihtsama ehituse platsil ning paremini kontrollitud ehituskvaliteedi. Töö raames jääb lahendamata vertikaalse koormuse vastu võtmine vundamendiga. Tuleks uurida, kas vertikaalset koormust on võimalik vastu võtta olemasoleva vundamendiga või tuleks selle lähedusse rajada uus.

Üldiselt jäi töö autor saadud tulemustega rahule. Idee välja mõelnud arhitektidele oli võimalik anda uut sisendit, millised on kriitilisemad kohad olemasolevas konstruktsioonis ja kuidas on uut lahendust võimalik ellu viia.

## SUMMARY

In cooperation with European Union, Estonia wants to achieve a climate-neutral and environmentally friendly economy by year 2050 [1]. One of the necessary actions to achieve climate-neutral environment is improving the energy efficiency of old apartment buildings. The reconstruction of apartment buildings is a key part of the green revolution, as it is possible to significantly reduce the emission of CO<sub>2</sub> into the environment. [3] Green areas would help to reduce air pollution, as plants trap pollutants, and green areas themselves would give people the opportunity to live in a clear air environment. In addition to improving air quality, green areas could provide material benefits to urban citizens, such as covering table with fresh ingredients. [5]

Group of research architects from The Competence Center for Wooden Architecture came up with an idea for the reconstruction of apartment buildings, as it is improving the energy efficiency of the buildings, and adding extra value by making the urban area greener. [7]

The idea is to make the panel houses more modern with a green facade and a green area on the rooftop. In the course of modernization, the end wall of the residential building is supplemented with a facade system consisting of a wooden staircase and a spacious glass facade. The growing pots are built in to the facade, that creates an additional opportunity to grow plants. The staircase is the access to the rooftop, where a terrace with green plants are provided for the residents of the house. A green facade is a good opportunity to improve the surrounding air quality, as well as giving the resident of the apartment building an opportunity to grow green plants or food ingredients as preferred by one self.

During work process, the condition of the existing panel house structure was investigated and its bearing capacity for the existing and post-reconstruction load was evaluated. In thesis the orientation is on old panel houses in Tallinn, at Mustamäe district, which were built in the 1960s. The focus is on unrenovated 5-storey apartment buildings, which are the oldest and most common panel houses in the area. Out of all the apartment buildings, the 1-464 series has been selected for the reconstruction plan, which represents the construction type specific to the building. To present up clearer calculation results, buildings with end walls without windows and roof with external drainage has been selected from the series. The assessment of the existing situation was based on the study "Construction technical condition of large-panel apartment buildings of the Estonian housing fund and expected lifespan". [6]



As a result, it turned out that the constructions of panel houses are generally in good condition [6]. At the same time, it was found out from the calculations that the margin of the existing roof panel's bearing capacity is small. With the new roof construction solution, during which the roof surface becomes walkable, the load cannot be transferred to the existing roof panel. With the new solution, the load from the rooftop terrace is transferred directly to the load-bearing walls. To achieve this, a solution based on hollowcore panels was proposed as one solution, where the entire roof structure leans on new hollowcore panels, which transfers the load directly to the outer wall and the load-bearing inner wall. When using the proposed solution, the off-project openings made in the inner walls of a specific building must be checked first. The load-bearing inner wall is a 120 mm thick concrete wall, but nevertheless, its load-bearing capacity should be checked if there are existing off-project openings, because it significantly changes the load distribution.

The survey found that the existing condition of the wall panels is also good [6]. When making calculations, it should be borne in mind that the outer shell of the wall panel may not correspond to the project in reality. Therefore, all fastenings should be carried up to the inner load-bearing shell, if possible. In old projects, it turns out that the mark of concrete is 150, which corresponds to the modern C8/10 concrete class. However, the compression test performed in the study revealed that the compressive strength of the concrete used in the panel is 25-30MPa. When choosing the support conditions for the calculation of the load-bearing capacity of the wall panel, the cooperation of the outer shell and false ceilings was taken into account.

In the facade system staircase solution is mainly used timber, which is an environmentally friendly building material. The posts were made of glulam with a cross section of 100x100mm. The staircase half space and the facade panel is made of cross-laminated timber. Initially, when dimensioning, the thickness of the staircase half space was 120 mm, but after the calculation of fire resistance in a fire of 30 minutes, the results revealed that the required half space thickness is 160 mm after all. The thickness of the facade panel is 100 mm. The material of the facade and its fastening were not specifically reflected in the work, because the material used on the facade is not final. In order to use another facade material, the volume weight of the glass was used in calculations, which provides sufficient safety and bearing reserve.

It is important to note that the solutions for the entire work cannot be applied exactly the same. Each panel house must be looked at separately, to understand the construction types and the condition of the load-bearing structure.

During the work, the municipality was asked whether the idea of a green facade is actually applicable. As feedback, the author received a large number of points from the regulations, which contradict the solutions of given study and are therefore not realistically applicable. The studys author believes that if the current situation and the climate agreement require the improvement of panel houses, and Estonian engineers and architects have ideas on how to implement them in a more interesting way than simply insulating them, also considering that the new solutions remain behind the old regulations, then the regulation points would need to be reconsidered to todays situation and needs. A facade system with plants on the facade and on the roof terrace would compensate commonly used plots of land, which are currently asphalt or grass.

In the further development of the solution, one should think about how to make the facade system factory-produced, which would ensure faster and easier construction on the site and better controlled construction quality. As part of the work, the bear up of the vertical load by the foundation remains unresolved. It should be investigated whether the vertical load can bear up with the existing foundation or whether a new one should be built near it.

In general, the author of the study was satisfied with the obtained results. It's now possible to give architects new input on which are the most critical points in the existing structure and how the new solution can be implemented.

## KASUTATUD KIRJANDUS

- [1] Vabariigi Valitsus. *Rohepööre*. <https://www.valitsus.ee/valitsuse-eesmargid-ja-tegevused/rohepoliitika>. Kasutatud 24.03.2023.
- [2] *Eluhoonete energiatõhususe suurendamine*. Riigi Tugiteenuse Keskus. <https://pilv.rtk.ee/index.php/s/HdtQLNSo9To2QGL>. Kasutatud 24.03.2023.
- [3] Majandus ja Kommunikatsiooniministeerium. *Hoonete rekonstrueerimise pikaajaline strateegia*. [Uurimus], Tallinn, 2020. Loetud aadressil <https://www.mkm.ee/ehitus-ja-elamumajandus/elamud-ja-hooned/renoveerimislaine>. Kasutatud 24.03.2023.
- [4] European Environment Agency. *Õhusaaste*. <https://www.eea.europa.eu/et/themes/air/intro>. Kasutatud 24.03.2023.
- [5] *Eesti õhukvaliteet on läinud paremaks, ent rohe-ebavõrdsus suureneb*, Peegel, M. ja Leas, R. Tallinn: Eesti Rahvusringhääling, 2022. <https://www.err.ee/1608805126/eesti-ohukvaliteet-on-lainud-paremaks-ent-rohe-ebavordsus-suureneb>. Kasutatud 24.03.2023.
- [6] T. Kalamees, K. Õiger, T-A. Kõiv, R. Liias, U. Kallavus, L. Mikli jt. *Eesti eluasemefondi suurpaneel-korterelamute ehitustehniline seisukord ning prognoositav eluiga: uuringu lõppraport*. Tallinna Tehnikaülikool. 2009.
- [7] Puitarhitektuuri Kompetentsikeskus. <https://pakk.artun.ee/>. Kasutatud 24.03.2023.
- [8] *Eesti Kunstiakadeemia jagas uurimisgrante*. P. Epner, Tallinn: Eesti Kunstiakadeemia, 2023. <https://www.artun.ee/eesti-kunstiakadeemia-jagas-uurimisgrante/>. Kasutatud 24.03.2023.
- [9] *Renoveerimismaraton* esimene kilomeeter. M. Karro-Kalberg, Sirp, 2023. <https://www.sirp.ee/s1-artiklid/arhitektuur/renoveerimismaraton-esimene-kilomeeter/>. Kasutatud 04.05.2023.
- [10] *Ei ühtki klaasist kõrghoonet enam*. S. Pihlak, Edasi, 2021, <https://edasi.org/94163/arhitektuur-sille-pihlak-ei-uhcki-klaasist-korghoonet-enam/>. Kasutatud 24.03.2023.

- [11] RMA Architects. *KMC Corporate Office*.  
<https://rmaarchitects.com/architecture/kmc-corporate-office/>. Kasutatud  
 24.03.2023.
- [12] Stefano Boeri Architetti. *Vertical Forest*.  
<https://www.stefano-boeri-architetti.net/en/project/vertical-forest/>. Kasutatud  
 24.03.2023.
- [13] K. Öiger, *Ehitiste Renoveerimine*. Tallinn: TTÜ Kirjastus, 2015.
- [14] M. Sild, „Modernistlikud linnaplaanid ja nende tähendus täna -  
 paneelelamurajoonide planeerimine Nõukogude perioodil Lasnamäe ja Annelinna  
 näitel“, [Magistritöö], Loodus- ja tehnoloogiateaduskond, Tartu Ülikool, Tartu,  
 Eesti, 2014. Loetud aadressil  
[http://dspace.ut.ee/bitstream/handle/10062/42779/Sild\\_Marju.pdf](http://dspace.ut.ee/bitstream/handle/10062/42779/Sild_Marju.pdf). Kasutatud  
 24.03.2023.
- [15] L-M. Raado, *Korrosioonikaitse ehituses*. Tallinn: Karl Öigeri Stipendiumifond,  
 2022.
- [16] A. Karu, *Lamekatuse renoveerimine*. Tallinn: Ehitame, 2005.
- [17] *Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja  
 reeglid hoonetele: EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015*, 2015.
- [18] *Eurokoodeks 1: Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused.  
 Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused: EVS-EN 1991-1-  
 1:2002+NA:2002*, 2003.
- [19] E-Betonelement. *Õõnespaneelid*.  
<https://betonelement.ee/tooted/oonespaneelid/>. Kasutatud 28.04.2023.
- [20] *Eurokoodeks 3: Teraskonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja  
 reeglid hoonete projekteerimiseks: EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015*,  
 2015.
- [21] *Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldist.  
 Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks: EVS-EN 1995-1-  
 1:2005+A1+NA+A2*, 2015.
- [22] *Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-2: Üldreeglid.  
 Tulepüsivusarvutus: EVS-EN 1995-1-2:2005+NA:2006*, 2006.

- [23] E. Borgström, J. Fröbel, *The CLT Handbook- CLT structures- facts and planning*, Swedish wood, Stockholm, 2019.
- [24] Hammer Jack OÜ. *Keermelatt DIN975. Toimivusdeklaratsioon*.  
<https://hammerjack.eu/download/certificate/65-/65-97501ZN4804-DIN975-DoP.pdf>. Kasutatud 22.04.2023.
- [25] Rothoblaas. *LockFloor*.  
<https://www.rothoblaas.com/products/fastening/brackets-and-plates/concealed-connections/lock-floor>. Kasutatud 22.04.23.
- [26] Rothoblaas. *VGZ EVO*.  
<https://www.rothoblaas.com/products/fastening/screws/screws-structures/vgz-evo>. Kasutatud 22.04.2023.
- [27] ESSVE. *Keemilised kinnituslahendused*.  
[https://eshop.essve.ee/ProductDisplay?urlRequestType=Base&productId=956009&catalogId=18054&categoryId=&errorViewName=ProductDisplayErrorView&urlLangId=372&langId=372&top\\_category=&parent\\_category\\_rn=&storeId=14653](https://eshop.essve.ee/ProductDisplay?urlRequestType=Base&productId=956009&catalogId=18054&categoryId=&errorViewName=ProductDisplayErrorView&urlLangId=372&langId=372&top_category=&parent_category_rn=&storeId=14653). Kasutatud 26.04.23.
- [28] Ehitusseadustik, Lisa 1. Vastu võetud 11.02.2015. RT I, 07.03.2023, 72.  
[https://www.riigiteataja.ee/akt/1050/3201/5001/Lisa\\_1.pdf](https://www.riigiteataja.ee/akt/1050/3201/5001/Lisa_1.pdf). Kasutatud 25.03.2023.
- [29] Ehitise tehniliste andmete loetelu ja arvestamise alused. Vastu võetud 05.06.2015. RT I, 10.06.2015,8.  
<https://www.riigiteataja.ee/akt/110062015008>. Kasutatud 25.03.2023.
- [30] Maakatastriseadus. Vastu võetud 12.10.1994. RT I, 17.03.2023,55.  
<https://www.riigiteataja.ee/akt/110032022031?leiaKehtiv>. Kasutatud 25.03.2023.

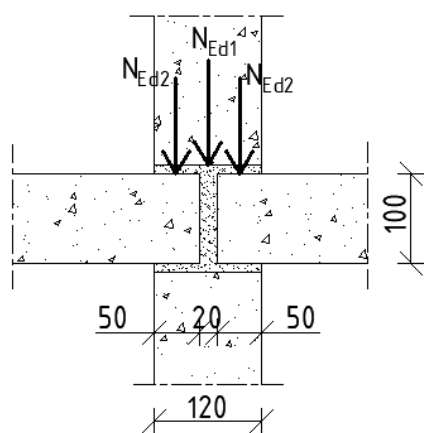
# LISAD

Lisa 1. Kandva siseseina kandevõime kontroll õõnespaneelidel katusekonstruktsiooniga

Siseseinale mõjuvad koormused:

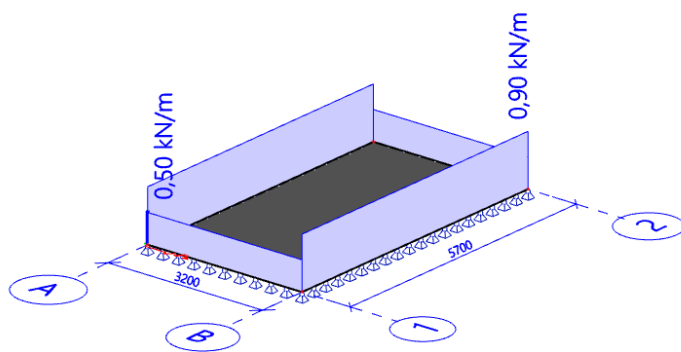
Kandevõime kontroll tuleb teha 1. korruse kandvale piki siseseinale. Kontroll tehakse 1 meetri laiusele ja 120mm paksusele betoonpostile. Siseseintesse tehtud avasid ei ole arvutuses arvestatud, neid tuleb vaadelda iga maja juures eraldi, sest tehtud avad ei pruugi realsuses vastata projektile. Koormus jagatakse selliselt, et kogu koormus, mis tuleb kõrgemalt, kui esimeselt vahelaelt rakendatakse seina suhtes tsentriliselt ning koormus esimeselt vahelaelt 15mm ekstsentrilisusega, sest vahelaet toepind on 50mm. Kandevõimearvutus viiakse läbi standardis EVS-EN 1992-1-1:2005 antud valemite põhjal.[17]

Tuginedes uuringu survekatsede tulemustele saab arvutuses betooni klassiks võtta C20/25. Kandvas koores on  $\phi 6$  sammuga 150mm võrk.



Joonis 0.1. Ülemistelt seintelt, vahelagedelt ja katuselt tulev koormus  $N_{Ed1}$  ja esimeselt vahelaelt tulev koormus  $N_{Ed2}$ .

Vahelaepaneelid annavad oma koormuse edasi neljast küljest. Vahelaeplaadi mõõtmed on 5,7x3,2 meetrit, kus 5,7 on otsaseina poolne serv ja 3,2 külgmise seina poolne serv. Koormuste leidmiseks seinale kasutatakse Scia tarkvara. Vahelaepaneelile kantakse 1kN/m<sup>2</sup> ja saadakse tulemused (Joonis 2), mis tuleb läbi korrutada vahelaet koormusega. Otsaseinale tekib reaktsioon 0,9 kN/m ja külgmisele seinale 0,5kN/m.



Joonis 0.2. Seinale tulev koormus, kui vahelae plaadile on rakendatud  $1\text{kN/m}^2$ . Scia tarkvara.

Katuselt tulev koormus:

Tabel 0.1. Katuse omakaalu koormus.

Materjal	Mahukaal	Paksus	Kaal
	$\text{kN/m}^3$	m	$\text{kN/m}^2$
SBS			
Tuulutussoontega min. vill	1,25	0,03	0,04
EPS 100	0,25	0,2	0,05
Raudbetoon	25	0,05	1,25
Õõnespaneel	12,26	0,2	2,45
<b>Normatiivne kokku:</b>			3,79
Mineraalvill	0,77	0,1	0,08
Ol.o. betoonplaat	25	0,1	2,50
<b>Normatiivne Kokku:</b>			2,58

Vana katusekonstruktsioonilt tulev koormus seinale:  $2,58 \cdot 0,5 \cdot 2 = 2,58 \text{ kN/m}$ .

Uue katusekonstruktsioonilt tulev koormus seinale:  $3,79 \cdot 5,7 / 2 = 10,80 \text{ kN/m}$ .

Kokku katusekonstruktsioonilt tulev koormus seinale:  $2,58 + 10,80 = 13,38 \text{ kN/m}$ .

Vahelae koormus:

Tabel 0.2- Vahelae omakaalu koormus.

Materjal	Mahukaal	Paksus	Laius	Samm	Kaal
	kN/m <sup>3</sup>	m	m	m	kN/m <sup>2</sup>
Betoon	25	0,1			2,50
Vill	0,77	0,1			0,08
Puit	5	0,1	0,05	0,3	0,08
Parkett	7,2	0,005			0,04
Kipsivalu	19,6	0,02			0,39
<b>Normatiivne Kokku:</b>					3,09

Vahelae omakaalu koormus seinale:  $3,09 \cdot 0,5 \cdot 2 = 3,09$  kN/m

Lumekoormus ja kasuskoormus katuseterrassil samaaegselt mõjuda ei saa, seega tuleb kandevõime arvutamisel kasutada väärtust, mis on suurem. Antud juhul on selleks kasuskoormus 5kN/m<sup>2</sup>.

Vähendada saab ka korruste arvust sõltuvat vähendustegurit, millega saab vähendada kogukasuskoormust postidele ja seintele. Nüüd on juures lisakorrus, kuid nende kasuskoormused on erinevad siis neid kokku liita ei saa. Seega:

$$\alpha_n = \frac{[2+(4-2)0,7]}{4} = 0,85$$

Kasuskoormus kortermajal: 2kN/m<sup>2</sup> => vähendatud kasuskoormus:  $2 \cdot 0,85 = 1,7$  kN/m<sup>2</sup>.

Kasuskoormus terrassil: 5 kN/m<sup>2</sup>

Vahelagede kasuskoormus seinale:  $1,7 \cdot 0,5 \cdot 2 = 1,7$  kN/m

Katuse kasuskoormus seinale:  $5 \cdot (5,7/2) = 14,25$  kN/m

Tabel 0.3. Välisseina omakaalu koormus.

Materjal	Mahukaal	Paksus	Kaal
	kN/m <sup>3</sup>	m	kN/m <sup>2</sup>
Betoon	25	0,12	3,00
<b>Normatiivne Kokku:</b>			3,00

Seina omakaal:  $3,00 \cdot 2,7 = 8,10$  kN/m.

Koormuskombinatsioonid:

Kandepiir seisund:



Koormus ülevalt v.a 1.korruse vahelagi:

ULS1:1,2\*OK+1,5\*kasus =>

$$1,2*(10,80+2,58+3,09*3+8,1*4)+1,5*(14,25+1,7*3) = 95,08 \text{ kN/m}$$

Koormus 1.korruse vahelaelt:

ULS1:1,2\*OK+1,5\*kasus =>

$$1,2*3,09+1,5*1,7=6,26 \text{ kN/m}$$

Seinas mõjuva pikijõu arvustuslik ekstsentrilisus ülemistelt seintelt ja vahelagedelt ja katuselt:

Posti arvutus pikkus:  $2,7*1=2,7 \text{ m}$

Konstruksioonihälve:  $\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = \frac{1}{200} * 1 * 1 = \frac{1}{200}$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{3}} = 1,15; \text{ kuna } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \Rightarrow \alpha_h = 1$$

Koostöötavate postide arvu arvestav vähendustegur  $\alpha_m = 1$

Geomeetriliste konstruksioonihälvete arvesse võtmiseks suurendatakse pikijõu ekstsentrilisust vaadeldavas suunas lisaekstsentrilisuse  $e_i$  võrra:

$$e_i = \frac{\theta * l_0}{2} = \frac{0,005 * 2,7}{2} = 0,00675 \text{ m}$$

Teist järku ekstsentrilisusega arvestamine:

$$\text{Inertsiraadius: } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{120/1000}{\sqrt{12}} = 0,035$$

$$\text{Eraldiseisva posti saledus: } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2,7}{0,035} = 77,94$$

$$\text{Posti piirsaledus: } \lambda_{lim} = 20 * A * B * C * \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 * 0,7 * 1,1 * 0,7 * \frac{1}{\sqrt{0,059}} = 44,38$$

Kus  $A=0,7$  ;  $B=1,1$  ;  $C=0,7$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} = \frac{95,08 * 10^3}{120 * 1000 * 13,3} = 0,059$$

Kuna  $\lambda = 77,94 > \lambda_{lim} = 44,38$  on vaja arvesse võtta 2. järku ekstsentrilisus.

Teist järku ekstsentrilisuse leidmine:

$$e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} * \frac{1}{r}$$

Posti telje kõverus:  $\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0}$

Pikijõudu arvestav parandustegur:  $K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + 0,040 = 1,040$$

$n_{bal}$  on maksimaalsesle paindekandevõimele vastav  $n$  väärtus. Võib kasutada väärtusta:

$$n_{bal} = 0,4.$$

Valin armatuuriks  $\phi 6$  võrgu sammuga 150mm.

$$A_s = 6^2 * \frac{\pi}{4} * 6,7 = 188,5 \text{ mm}^2$$

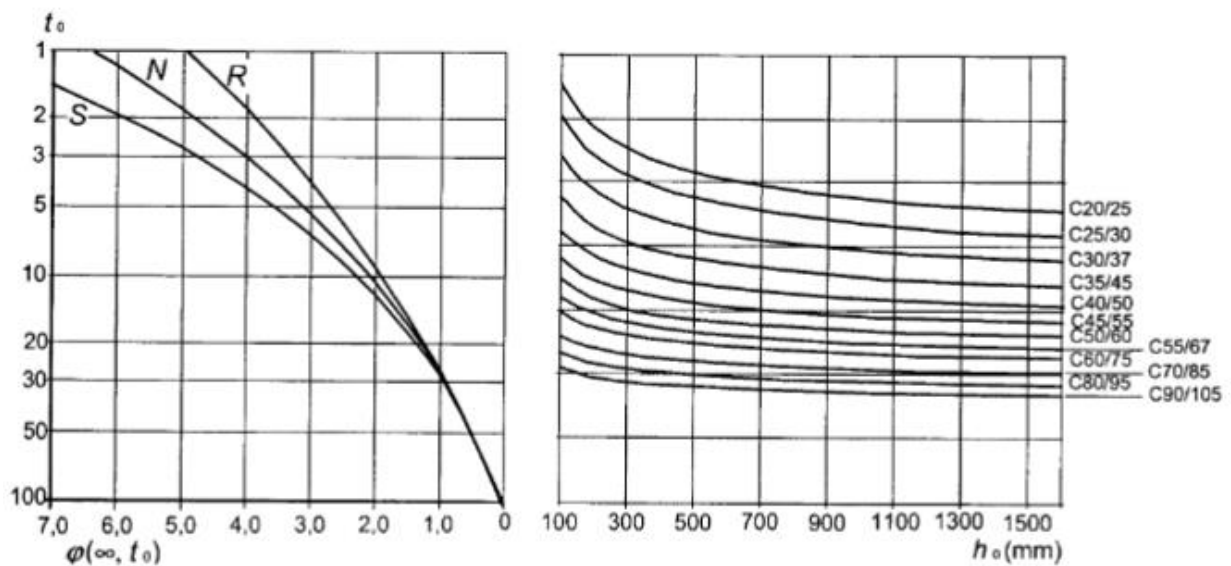
$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} = \frac{188,5 * 340}{120 * 1000 * 13,3} = 0,040$$

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,040 - 0,057}{1,040 - 0,4} = 0,95$$

Betooni roomet arvestav parandustegur:  $K_\varphi = 1 + \beta * \varphi_{ef} \geq 1$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{20}{200} - \frac{77,94}{150} = -0,07$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) = 3,0 \Rightarrow h_0 = \frac{2 * A_c}{u} = \frac{2 * 120 * 1000}{2 * 1000} = 120,0 \text{ mm}$$



Joonis 0.3. Roometeguri lõppväärtuse määramise graafikud. EVS-EN 1992-1-1.

Saan tulemuseks, et roomet arvestav parandustegur tuleb:

$$K_{\varphi} = 1 + (-0,07) * 3,0 = 0,79 < 1 \quad \text{seega } K_{\varphi} = 1$$

$$\text{Posti telje kõverus: } \frac{1}{r} = K_r K_{\varphi} \frac{1}{r_0} = 0,95 * 1 * 0,066 = 0,063$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd}}{E_s 0,45d} = \frac{340}{2 * 10^5 * 0,45 * 0,57} = 0,066$$

$$d = 54 + \frac{6}{2} = 57$$

$$\text{Teist järku ekstsentrilisus: } e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} * \frac{1}{r} = \frac{2,7^2}{\pi^2} * 0,063 = 0,047m$$

$$\text{Summaarne ekstsentrilisus: } e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0 + 0,00675 + 0,047 = 0,053m$$

$$\text{Pikijõu ekstsentrilisus: } e = e_{tot} + d_1 - 0,5 * h = 0,053 + \frac{57}{1000} - 0,5 * \frac{120}{1000} = 0,05m$$

$$\text{Pikijõu moment tõmbearmatuuri suhtes: } (N * e)_{Ed1} = 95,08 * 0,05 = 4,75 \text{ kNm}$$

Seinas mõjuva pikijõu arvustuslik ekstsentrilisus esimeselt vahelaelt:

$$\text{Konstruktsioonihälve: } \theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = \frac{1}{200} * 1 * 1 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{3}} = 1,15; \text{ kuna } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \Rightarrow \alpha_h = 1$$

Koostöötavate postide arvu arvestav vähendustegur  $\alpha_m = 1$

Geomeetriliste konstruktsioonihälvete arvesse võtmiseks suurendatakse pikijõu ekstsentrilisust vaadeldavas suunas lisaekstsentrilisuse  $e_i$  võrra:

$$e_i = \frac{\theta * l_0}{2} = \frac{0,005 * 2,7}{2} = 0,00675 \text{ m}$$

Teist järku ekstsentrilisusega arvestamine:

$$\text{Inertsiraadius: } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{120/1000}{\sqrt{12}} = 0,035$$

$$\text{Eraldiseisva posti saledus: } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2,7}{0,035} = 77,94$$

$$\text{Posti piirsaledus: } \lambda_{lim} = 20 * A * B * C * \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 * 0,7 * 1,1 * 0,7 * \frac{1}{\sqrt{0,0039}} = 172,62$$

Kus  $A=0,7$  ;  $B=1,1$  ;  $C=0,7$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{6,26 \cdot 10^3}{120 \cdot 1000 \cdot 13,3} = 0,0039$$

Kuna  $\lambda = 77,94 < \lambda_{lim} = 172,62$  ei ole vaja arvesse võtta 2. järku ekstsentrilisus.

Summaarne ekstsentrilisus:  $e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0,035 + 0,00675 + 0 = 0,042m$

Pikijõu ekstsentrilisus:  $e = e_{tot} + d_1 - 0,5 \cdot h = 0,042 + \frac{57}{1000} - 0,5 \cdot \frac{120}{1000} = 0,01875m$

Pikijõu moment tõmbearmatuuri suhtes:  $(N \cdot e)_{Ed1} = 6,26 \cdot 0,019 = 0,12 \text{ kNm}$

Posti kandevõime kontroll:

Leian kandevõime:

Esialgse survetsooni kõrguse:  $x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ycd} \cdot A_{s2} + N_{Ed}}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b}$

Kus  $\lambda$ - survetsooni arvutuskõrgust määrav tegur

$$\lambda = 0,8, \text{ kui } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa};$$

$\eta$ - survetsooni efektiivset tugevust määrav tegur

$$\eta = 1,0, \text{ kui } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}.$$

Kuna survearmatuur puudub, siis seda valemis ei pea arvestama.

$$\text{Seega } x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} + N_{Ed}}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{340 \cdot 188,5 + 101,34 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 1000} = 15,55 \text{ mm}$$

$$\xi_c \cdot d_1 = 0,6731 \cdot 57 = 38,36$$

$$\xi_c = \frac{0,0035}{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{0,0035}{0,0035 + \frac{340}{2 \cdot 10^5}} = 0,6731$$

Kuna  $x < \xi_c \cdot d_1$ , siis võib öelda, et tegu on suure ekstsentrilisusega.

Kuna survearmatuuri ei ole, siis tingimust  $x > \xi_{c2} \cdot d_2$  ei ole vaja kontrollida!

Survetsooni kõrgus:

$$x = 15,55 \text{ mm}$$

$$y = 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 15,55 = 12,44 \text{ mm}$$

Arvutuslik kandevõime:

Kuna survetsooni ei jää armatuuri, siis seda kandevõime arvutamisel ei pea arvestama.

$$(N * e)_{Rd} = f_{cd} * b * y * (d_1 - 0,5 * y) = 13,3 * 1000 * 12,44 * (57 - 0,5 * 12,44) = 8401652 \text{ Nmm} = 8,4 \text{ kNm}$$

Pikijõu moment tõmbearmatuuri suhtes:

$$(N * e)_{Ed} = N_{Ed1} + N_{Ed2} = 4,75 + 0,12 = 4,87 \text{ kNm}$$

$$(N * e)_{Ed} = 4,87 \text{ kNm} < (N * e)_{Rd} = 8,4 \text{ kNm}$$

Seega siseseina kandevõime on tagatud.