



1918  
TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL  
TARTU KOLLEDŽ  
Säästva tehnoloogia õppetool

---

## MONOLIITSETE RAUDBETOONIST VAHELAGEDE PROJEKTEERIMINE (VESKI 6, TARTU)

DESIGN OF REINFORCED CONCRETE MASSIVE SLAB CEILINGS  
(VESKI 6, TARTU)

Magistritöö  
Ehitiste restaureerimise peerialal

Üliõpilane : Peeter Kulasalu

\_\_\_\_\_

Juhendaja : Ivo Roolaht

\_\_\_\_\_

Kaasjuhendaja : Aime Ruus

\_\_\_\_\_

Tartu, 2014

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

..... (töö autori allkiri ja kuupäev)

Üliõpilase kood: 073525NAEI

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

..... (juhendaja allkiri ja kuupäev)

Kaitmisele lubatud: ..... (kuupäev)

Kaitismiskomisjoni esimees: ..... (allkiri)

## **ABSTRACT**

Kulasalu, P. „Design of reinforced concrete massive slab ceilings (Veski 6, Tartu)“. Master's thesis. – Tartu, 2014. 2 volumes : first volume 61 pages, 16 illustrations, 8 tables, format A4; second volume 18 drawings. Place of writing: engineering company OÜ Roolahht ja Partnerid, 2014, in estonian language.

This thesis is based on the design of reinforced concrete massive slab ceilings in Veski 6, Tartu. The building is classified as a national heritage building and is planned to be partly reconstructed. The southern part of the building described in this thesis has two floors and half basement. According to the project assignment the existing structures are in poor condition and needs to be reconstructed. This paper does not include the demolition of the existing structures.

The aim of this work is to design load bearing structures made of reinforced concrete. The main calculus bases on the stability of the load bearing strucures. Calculations for the basement massive slab ceiling and first floor massive slab ceiling will be described in this paper. Results and material consumption analysis are given in conclusions. Calculations for foundation, stairs and other concrete structures seen on drawings are not included in this work.

Keywords: control of cracking, reinforced concrete massive slab, stability limit state, serviceability limit state.

# SISUKORD

SISSEJUHATUS .....	5
1. METOODIKA .....	7
1.1. Hoone tutvustus .....	7
1.2. Kandeskeemi kirjeldus.....	8
1.3. Arvutusmeetodi kirjeldus.....	9
1.4. Arvutusalused .....	11
2. KOORMUSED .....	13
2.1. Piirseisundid, koormuskombinatsioonid ja osavarutegurid .....	13
2.2. Alaliskoormus .....	14
2.3. Lumekoormus .....	14
2.3.1. Lumekoormus kahepoolse kaldega katusele .....	15
2.3.2. Lumekoormus katusele lume kuhjumisel .....	15
2.4. Kasuskoormused .....	18
3. KELDRIKORRUSE RAUDBETOONIST VAHELAEPLAADI ARVUTUS.....	20
3.1. Konstruktsiooni kirjeldus.....	20
3.2. Koormused .....	20
3.3. Plaadi põhiarmatuuri dimensioonimine .....	21
3.4. Lisaarmatuur plaadi ülapinnas .....	24
3.5. Plaadi põikjõukindluse kontroll .....	25
3.6. Pragudekindluse kontroll .....	29
3.7. Läbipainete kaudne kontroll .....	34
4. ESIMESE KORRUSE RAUDBETOONIST VAHELAEPLAADI ARVUTUS.....	37
4.1. Konstruktsiooni kirjeldus.....	37
4.2. Koormused .....	37
4.3. Plaadi põhiarmatuuri dimensioonimine .....	38
4.4. Plaadi põikjõukindluse kontroll .....	39
5. ANALÜÜS JA JÄRELDUSED .....	42
5.1. Materjalikulu analüüs .....	42
5.2. Hinnang arvutustele .....	43



TÖÖ KOOSTAMISEKS KASUTATUD ARVUTIPROGRAMMID: .....	45
LISA A. Hoone ajalooline ülevaade .....	48
A.1. Hoone asukoht ja ajalooline ümbrus.....	48
A.2. Tartu arhitektuuris levinud tellisstiil.....	48
A.3. Hoone kirjeldus.....	50
Lisa B. Keldrikorruse monoliitse vahelae sisejõud ja toereaktsioonid (kuvatõmmised programmist XPLA). .....	53
LISA C Esimese korruse monoliitse vahelae sisejõud ja toereaktsioonid (kuvatõmmised programmist XPLA). .....	59

## SISSEJUHATUS

Käesoleva töö objektiks on riikliku kaitse all olev arhitektuurimälestis (registri number 6965) asukohaga Tartu kesklinnas Veski tänav 6, Kassitoome nõlval. Hoone ajalooline taust ja pikem arhitektuurne kirjeldus on toodud käesoleva töö lisas A. Vaatluse all olev objekt on projekteeritud 1881. aastal ning on aja jooksul täitnud erinevaid funktsioone. Algselt eramuks projekteeritud hoones on 20. sajandil olnud nii lastehaigla, tuberkuloosidisperser kui ka Eesti Põllumajandusakadeemia (EPA) klubi. Aastast 2011 kuulub hoone taas eraomandisse ning käimasolevate ehitustööde eesmärgiks on taastada ehitise esialgne funktsioon ühepereelamuna. [6]

Antud töös käsitletakse lähemalt hoone lõunapoolses otsas asuvat kahekorruselist hooneosa. Esialgsele põhihoonele 1930. aastatel juurde ehitatud hooneosa kandekonstruktsioonid on amortiseerunud ning vajavad põhjalikku rekonstrueerimist. Olemasoleva hooneosa asemele on plaanis rajada olemasolevaga väliselt sarnane raudbetoonist põhikehandiga hooneosa. [6], [10]

Töö eesmärgiks on lähemalt kirjeldada rekonstrueeritava hooneosa raudbetoonist monoliitsete vahelagede projekteerimist ning võrrelda konstruktsioonide rajamiseks vajaliku materjalide kulu. Käesolevas töös ei käsitleta põhihoone ehitustöid ega katusekonstruktsioonide projekteerimist. Samuti ei käsitleta käesolevas töös olemasolevate konstruktsioonide lammutustöid.

Käesolev töö jaguneb oma sisult nelja osasse: hoone ja arvutusmeetodite tutvustus, mõjuvate koormuste leidmine, konstruktsiooniarvutused ning graafiline osa. Esimene osa tööst kirjeldab projekteeritavaid konstruktsioone ja arvutusteks kasutatavaid arvutiprogramme ning meetodikat. Töö teises osas leitakse projekteeritavatele konstruktsioonidele mõjuvad alalis- ja muutuvkoormused. Töö kolmandas osas teostatakse vajalikud konstruktsiooniarvutused kande- ja kasutuspiir seisundis. Neljas osa tööst koosneb projekteeritavate konstruktsioonide joonistest, mis on toodud lisana eraldi köites. Joonised on koostatud vastavalt standardis EVS 865-2:2006 põhiprojektile esitatud nõuetele. [7]

Töös käsitletavat konstruktsioonid on projekteeritud käesoleva töö autori poolt inseneribüroos OÜ Roolaht ja Partnerid projekti vastutava inseneri, Ivo Roolaht, juhendamisel. Antud teema valimisel sai määravaks autori arusaam arhitektuurselt väärtuslike ajalooliste hoonete säilitamisest linnaruumis. Töö koostaja on seisukohal, et ehitised on pikast kasutuseast tingituna oluliseks allikaks ühiskonnas toimunud ja käimasolevate protsesside mõistmisel ja hindamisel. Koos ühiskonnaga muutub tihti ajaska hoone kasutusviis, mistõttu peab autor õigustatuks hoone funktsioonist tingitud vajalikke muudatuste tegemist, kui suudetakse tagada hoone ja ümbritseva keskkonna kuiterviku säilimine.

# 1. METOODIKA

## 1.1. Hoone tutvustus

Projekteeritav hooneosa on poolkeldri ning kolme maapealse korrusega juurdeehitus põhihoonele. Arhitektuursest projektist lähtuvalt on keldrikorrusele planeeritud garaaž, esimesele korrusele avar ruum kaminaga, teisele korrusele sportimisvõimalustega ruum, basseini tehniline abiruum ja tualettruum ning kolmandale korrusele saunad, dušš ja sissepääs basseini. Kolmandale korrusele avaneva basseini põhi asub kõrguslikult esimese korruse vahelae peal ning lahendatakse eraldiseisva veetiheda vannina, mis toetub hoone kandetarinditele.

Hoone peamised kandvad konstruktsioonid rajatakse monoliitsest raudbetoonist klassiga C30/37 ning kõik koormused kantakse läbi vahelagede ja seinte lintvundamendile. Käesolevas töös ei ole rajatavaid vundamente ega geoloogilisi tingimusi täpsemalt kirjeldatud. Keldrikorruse põrand, 150 mm paksune monoliitsest raudbetoonist plaat, valatakse 100 mm vahtpolüstüroolist soojustuse kihi peale. Keldrikorruse põrand eraldatakse kandvatest vertikaalsetest konstruktsioonidest vuugilindiga.

Hoone kandvad välisseinad ja kandev trepikoja sisesein toetatakse vahetult lintvundamentidele. Kandvate välisseinte paksuseks on arhitektuurse projektiga määratud 300 mm. Trepikoja kandev sisesein on keldri ja esimese korruse ulatuses paksusega 300 mm ning teise korruse trepi külgeina osas paksusega 200 mm.

Hoone keldrikorruse raudbetoonist vahelagi paksusega 220 mm toetatakse kandvatele keldrikorruse välisseintele ning teljel „2“ asuvale siseseinale. Täisplaadi pealispinna kõrguseks on põhihoone põranda pealispinna järgi määratud hoone suhteline  $\pm 0.000$ .

Esimese korruse vahelagi paksusega 200 mm toetatakse esimese korruse kandvatele välisseina osadele, teljel „2“ asuvale siseseinale ning on riputatud teise korruse kandvate diafragmadena töötavate seinte külge. Täisplaadi pealispinna kõrgusmärk on  $+3.300$ .

Teise korruse vahelagi on kõrguslikult kahetasandiline. Kõrgemal paikneva plaadi paksus on 220 mm ning plaadi pealispinna kõrgusmärk on +5.910. Alumise tasandi plaadi paksus 150 mm ning plaadi pealispinna kõrgusmärk on +5.610. Erikõrguselised vahelae tasapinnad ühendatakse kaheastmelise monoliitsest raudbetoonist valatud trepiga. Teise korruse vahelae plaadid toetatakse teise korruse kandvatele sise- ja välisseintele. Teise korruse vahelae arvutusi käesolevas töös täpsemalt ei kajastata.

Hoone korrused ühendatakse omavahel põhihoone poolses osas asuva trepikojaga ning teiselt korruselt kolmandale viiva eraldiseisva trepiga. Trepid rajatakse monoliitsest raudbetoonist ning toetatakse otstest vahelagedele ning tapiga külgnevatele kandvatele raudbetoonist seintele. Treppide täpsemaid arvutusi ei ole käesolevas töös kajastatud. Treppide toereaktsioonid on vahelagede projekteerimisel arvesse võetud koormustena.

Katus on kahekaldeline otsakelbaga viilkatus, mille põhikalle on 9° ning kelbaosa kalle 11°. Katuse kandetarindid on projekteeritud eraldiseisvalt raudbetoonkonstruktsioonidest ning seetõttu pole antud töös neid täpsemalt kirjeldatud. Katusekonstruktsiooni tüüplõige on leitav käesoleva töö graafilises osas. Katuse omakaalukoormus on leitud tüüplõikel toodud konstruktsiooni kihtide paksustest ja mahukaalust lähtuvalt. Katuse geomeetriast tulenev lumekoormus on määratud käesoleva töö teises peatükis. Katuse toereaktsioonid on kantud koormustena välisseinte arvutustesse.

## **1.2. Kandeskeemi kirjeldus**

Käesolevas töös vaadeldava hooneosa ruumiline püsivus tagatakse vertikaalsetest ja horisontaalsetest jäikuselementidest moodustuva süsteemiga. Vertikaalsete jäikuselementidena toimivad monoliitsest raudbetoonist seinad, horisontaalsete jäikuselementidena neile toetuvad ja ankurdatud monoliitsed raudbetoonist vahelaeplaadid.

Käesoleva punkti kirjeldustega paralleelselt vaadata käesoleva töö graafilist osa (eraldi köites), kus on toodud hoone teljestik, korruste plaanid, kattekonstruktsioonide tüüplõiked ning kogu kõrguses tehtud lõiked kirjeldatud hooneosast.

Hoone on korruste lõikes plaaniliselt tugevalt liigendatud, mistõttu peale välisseinte ning teljel „2“ asuva kandva trepikoja seinu puuduvad korruseid läbivad kandekonstruktsioonid. Suured akna- ja ukseavad välisseintes vähendavad kandekonstruktsioonidele toetamiseks sobilikke kohti veelgi. Teljel „3“ asuvas välisseinas on garaažiukse ava kõrgusega 2250 mm ja laiusel 4750 mm. Ava kohal oleva silluse kõrgus koos vahelaepaadiga on 430 mm. Keldrikorruse vahelaeplaat on toetatud välisseintele telgedel „A“, „B“ ja „3“ ning siseseinale teljel „2“. Esimese korruse vahelaeplaat riputatakse lisaks eelpool toodud läbivatele kandvatele konstruktsioonidele ka teise korruse kandvate siseseinte külge. Esimese korruse vahelagel kandvate siseseinte kaudu, mis on omakorda toetatud välisseintele ja seinale teljel „2“, kantakse koormused vundamendile. Teise korruse vahelaeplaat on kõrguslikult liigendatud ning on toetatud alumistele kandvatele konstruktsioonidele. Kõrgemal asuva plaadi vaba serva läbipainete vältimiseks valatakse kogu vaba serva ulatuses plaadi pealispinda ribi, mille laius on 100 mm ja kõrgus koos plaadi paksusega 350 mm.

Hoone katuse kandekonstruktsioonid toetatakse hoone välisseintele telgedel „A“ ja „B“. Lihttala skeemi järgi saadud toereaktsioonid kantakse mõjuvate koormustena hoone välisseintele. Tingituna katusekonstruktsioonide võimalikust toetusest basseiniga külgnevale kandvale raudbetoonist siseseinale, leitakse toereaktsioonid toel jätkuvtala skeemi alusel ning arvestatakse seinale mõjuva koormusena. Käesolevas töös katusekonstruktsioonide täpsemat lahendust ja arvutusi ei käsitleta.

Kuna käesolevas töös ei kirjeldata lähemalt katusekonstruktsioonide ega välisseinte arvutamist ning ühtse jäikuselementide süsteemina töötavale raudbetoonist kehandile tuulekoormus märkimisväärset mõju ei avalda, jäetakse lihtsustuse huvides käesolevas töös tuulekoormus täpsemalt käsitlemata.

### **1.3. Arvutusmeetodi kirjeldus**

Antud töö objektiks oleva hoone raudbetoonist kandetarinditest käsitletakse lähemalt keldrikorruse ja esimese korruse vahelae monoliitsete raudbetoonist plaatide arvutusi. Teised kandekonstruktsioonide arvutused on hooneosa projekteerimisel teostatud, kuid pole käesolevas töös kajastatud

Vahelae plaatide arvutamiseks määratakse koormusskeemidest kõik plaatidele mõjuvad alalised ja muutvad koormused ning koostatakse arvutusteks vajalikud skeemid. Arvutuste teostamiseks määratakse kande- ja kasutuspiirseisundi koormuskombinatsioonid ning koormuste osavaru- ja kombinatsioonitegurid.

Raudbetoonist vahelae plaatide põhiarmatuuri dimensioonimisel kasutatakse kandepiirseisundi koormuskombinatsioonist arvutusprogrammiga XPLA saadud tulemusi. Vastavalt plaadi alapinnas mõjuvate maksimaalsete paindemomentide väärtustele, leitakse arvutuslikult vajaliku pikitõmbearmatuuri intensiivsus alapinnas. Arvutuslikku tulemust võrreldakse konstruktiivsetest nõuetest tuleneva minimaalse armatuuri intensiivsusega ning seejärel määratakse plaadi põhiarmatuur alapinnas. Kuna plaatide alapinnas on maksimaalsete paindemomentide jaotus suhteliselt ühtlane, siis dimensioonitakse alapinna põhiarmatuur nii, et see kataks kogu alapinna armatuuri vajaduse.

Plaadi ülapinna armatuuri dimensioonimisel lähtutakse ülapinnas tekkivate paindemomentide suurimatest väärtustest. Üldine põhiarmatuuri vajadus plaadi ülapinnas on väiksem kui alapinnas, kuid tugede kohal tekivad ülapinda paindemomendi väärtuste maksimumid. Nendesse kohtadesse nähakse ette lisaarmatuur. Lisaarmatuuri määramisel vaadeldakse konkreetse plaadiosa laiusele ribale mõjuvaid paindemomendi väärtusi ning leitakse arvutustega vajamineva armatuuri ristlõikepindala. Käesolevas töös on leitud ühel toel tekkiva paindemomendi maksimaalsele väärtusele vastav lisaarmatuuri vajadus plaadis. Analoogselt töös toodud näitele on vastavad arvutused tehtud ka kõigis teistes sarnast käsitlust nõudvates kohtades, kuid kõigi arvutuste tulemusi pole antud töös esitatud.

Ehitustehnoloogias tulenevalt valitakse ülapinna põhiarmatuuriks võrk, mille varraste läbimõõt  $\varnothing \geq 10$ , kuna väiksema läbimõõduga varrastest armatuurvõrgul kõndimine, mis on ehitusel vältimatu, võib põhjustada armatuurvarraste deformeerumist.

Vahelaeplaatide põikjõukontroll teostatakse kriitiliste põikjõudude piirkonnas toe kohal. Kontrollitakse põikarmatuurita plaadi läbisurumiskandevõimet toe perimeetril ning baaskontrollperimeetril. Vajadusel nähakse ette põikjõuarmatuur.

Kasutuspiiriseisundi arvutustest saadud tulemustega kontrollitakse monoliitset raudbetoonist plaatides pragude tekkimist ning pragude tekkimisel kontrollitakse nende avanemislaiust.

Pragudekindluse kontroll on sarnaselt lisaarmatuuri leidmisega tüüpne arvutus, millest on käesolevas töös esitatud vaid 1 näide, kuid analoogselt on kontrollitud kõiki sarnaseid kriitilisi kohti eraldi.

Antud töös on Ehituskonstruktori käsiraamatus toodud kaudsel meetodil kontrollitud kasutuspiiriseisundi arvutustest saadavate tulemustega konstruktsioonide läbipaindeid. Kaudselt on läbipaindeid võimalik hinnata ka arvutusprogrammiga XPLA leitavate elastsete läbipainete järgi. Elemendi pragunemisel kujunevad tegelikud läbipained hinnanguliselt kuni 5 korda programmi leitud elastsetest läbipainetest suuremaks.

Arvutusprogrammi XPLA puhul on tegemist lõplike elementide meetodile (LEM) baseeruva insener-tehniliste arvutuste teostamiseks mõeldud arvutiprogrammiga plaalementide jaoks. Programmi algandmetes on olemas enamlevinud konstruktsioonimaterjalide karakteristikud ning seega suudab programm sisestatud dimensioonide alusel konstruktsioonide omakaalu automaatselt arvesse võtta. Koormused sisestatakse erinevate koormusgruppidega, mis võimaldab rakendada alalis- ja muutuvkoormustele erinevaid osavaru- ja kombinatsioonitegureid.

Kombinatsioonide defineerimisega on võimalik programmi abil leida sisejõudude väärtusi ja tekkivaid toereaktsioone erinevatest koormuskombinatsioonidest. Kuigi antud programm võimaldab määrata ka konstruktsioonis vajamineva töötava armatuuri pindala ning leida elastseid läbipaindeid, on käesolevas töös kasutatud programmi ainult koormustest tingitud sisejõudude ja toereaktsioonide leidmiseks.

#### **1.4. Arvutuselused**

Arvutuste aluseks on eelprojekti seletuskirjas esitatud nõuded ja määratud tingimused projekteeritavale hoonele. Hoone planeeritav kasutusiga on 50 aastat. Hoone võetakse kasutusele ühepereelamuna. Hoone tulepüsivusklass on TP2, kasutusviis I ning hoones



tagatakse I tulekaitsetase. Põlemiskoormus hoones jääb alla  $600 \text{ MJ/m}^2$  ning konstruktsioonide nõutav tulepüsivus on R60. Projekteeritavate raudbetoonist konstruktsioonide tulepüsivus tagatakse betooni kaitsekihiga. [10]

Käesolevas töös käsitletava hooneosa raudbetoonkonstruktsioonid rajatakse betoonist klassiga C30/37 ning armeeritakse profileeritud terasest armatuurvarrastega klassiga B500B. Eelpool toodud materjalide arvutustes kasutatavad vajalikud karakteristikud on toodud tabelites 1.1 ja 1.2. Karakteristikuid on täpsemalt seletatud valemite juures.

**Tabel 1.1.** Betoon C30/37 karakteristikud (tugevuse ühik on MPa). [9, lk263]

Betoon	$f_{ck}$	$f_{cm}$	$f_{ctm}$	$f_{ctk,0,05}$	$f_{ctk,0,95}$	$E_{cm}$	$f_{cd}$	$f_{ctd}$
C30/37	30	38	2,9	2,0	3,8	33	20	1,35

**Tabel 1.2.** Armatuurterase B500B karakteristikud (tugevuse ühik on MPa). [9, lk271]

Teras	$f_{yk}$	$f_{yd}$
B500B	500	435

Hoone monoliitsete raudbetoonist vahelagede konstruktsiooniklass S3 on määratud vastavalt Ehituskonstruktorigi käsiraamatus toodud juhistele. Konstruktsiooniklass sõltub hoone projekteeritud kasutuseast, keskkonnaklassist ning betooniklassist. [9, lk 277]

Plaadi nimekaitsekiht  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ , kus minimaalne kaitsekiht  $c_{min} = 10 \text{ mm}$ ; kaitsekihi lubatav hälve  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ . Seega on käesolevas töös käsitletavate raudbetoonist konstruktsioonide nominaalseks kaitsekihiks  $c_{nom} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$ . [9, lk 276]

## 2. KOORMUSED

### 2.1. Piirseisundid, koormuskombinatsioonid ja osavarutegurid

Käesolevas peatükis leitakse konstruktsioonidele mõjuvate koormuste normväärtused. Konstruktsiooniarvutustega kontrollitakse piirseisundist tulenevatele tingimustele vastavust. Antud töös kontrollitakse alalist arvutusolukorda ning sellele vastavaid võimalikke koormusjuhte, tehes vahet kande- ja kasutuspiirseisundite vahel. [9]

Kandepiirseisundid on seotud konstruktsiooni purunemise, staatilise tasakaalu kaotuse, stabiilsuse kaotuse või kahjustustega, millest tuleneb konstruktsiooni kandevõime kaotus. Kandepiirseisundi arvutustes võetakse mõjuvate alaliste koormuste puhul osavaruteguriks  $\gamma_G = 1,2$  ning muutuvkoormuste osavaruteguriks  $\gamma_Q = 1,5$ . Mitme muutuvkoormuse samaaegsel mõjumisel korrutatakse mittedomineerivad muutuvkoormused läbi kombinatsiooniteguriga  $\Psi_0$ . [4]

Kasutuspiirseisundid on seotud konstruktsiooni kasutamisest ja välimusest tingitud nõuetega (deformatsioonid, vibratsioonid). Vastavalt koormuse põhjustatud tagajärgede püsivusele eristatakse taastuvaid ja taastumatuid kasutuspiirseisundeid. Üldjuhul rakendatakse taastumatute kasutuspiirseisundite puhul normkombinatsiooni ning taastuvate piirseisundite puhul tavalist koormuskombinatsiooni. Kasutuspiirseisundi normkombinatsiooni kontrollalaldistes võetakse osavarutegurite väärtuseks 1,0. Mittedomineerivad muutuvkoormused korrutatakse läbi kombinatsiooniteguriga  $\Psi_0$ . Kasutuspiirseisundi tavakombinatsiooni kontrollalaldistes võetakse koormuste osavarutegurite väärtuseks 1,0. Domineerivad muutuvkoormused korrutatakse läbi kombinatsiooniteguriga  $\Psi_1$  ning muud muutuvkoormused kombinatsiooniteguriga  $\Psi_2$ . Hoone kasutusklassist A – eluruumid tulenevalt on kombinatsioonitegurid:  $\Psi_0 = 0,7$ ;  $\Psi_1 = 0,5$ ;  $\Psi_2 = 0,3$ . Lumekoormuse kombinatsioonitegurid on vastavalt  $\Psi_0 = 0,5$ ;  $\Psi_1 = 0,2$ ;  $\Psi_2 = 0,0$ . [4]

## 2.2. Alaliskoormus

Antud töös on konstruktsioonide omakaalucoormused leitud katusele, vahelagedele ja välisseintele vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002. Arvutustes kasutatud materjalide mahukaalude väärtused on määratud vastavalt standardis ning Ehituskonstruktõri käsiraamatus toodud andmetele. Konstruktsioonide omakaalucoormuste normväärtused on toodud vahetult käesoleva töö vastavate konstruktsioonide kirjelduse juures. [4], [9]

Lisaks omakaalucoormusele rakendatakse rajatavatele vahe- ja katuslagedele täiendava riputuscoormusena (riputatavad kommunikatsioonid) alaliskoormust normväärtusega  $g_k = 0.25 \text{ kN/m}^2$ . [10]

## 2.3. Lumecoormus

Lumecoormuse arvutused on tehtud vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006. Lumecoormuse leidmiseks on arvutused jagatud kaheks. Esiteks leitakse kogu katusele mõjuv lumest tekkiv normcoormus, arvestades lumecoormuse normsuurust maapinnal ning katuse kaldenurgast tulenevaid tegureid. Teiseks leitakse lume kuhjumisest tekkiv coormus põhihoone otsaseinaga külgnevale katuse osale. Arvesse võetakse maksimaalset võimalikku tekkivat coormust.



Joonis 2.1. Lume normcoormus  $s_k$  maapinnal  $\text{kN/m}^2$ . [9, lk 189]

Vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatus toodud juhistele on geograafilisest asukohast (Tartu) tingitud lume normkoormuse väärtus maapinnal  $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$  (joonis 2.1).

### 2.3.1. Lumekoormus kahepoolse kaldega katusele

Katusele mõjuv lume normkoormus  $s_l$  ( $\text{kN/m}^2$ ) on leitav valemiga:

$$s_l = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (2.1)$$

kus

$\mu_i$  – lumekoormuse kujutegur, mille väärtus määratakse tabelist 2.1,

$C_e$  – avatustegur,

$C_t$  – soojustegur,

$s_k$  – lume normkoormus maapinnal, antud juhul  $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ .

Vastavalt standardi rahvuslikule lisale võetakse  $C_e = 1,0$  ja  $C_t = 1,0$ . Kuna tegemist on kahekaldelise katusega, mille kaldeks  $\alpha = 9^\circ$ , siis vastavalt tabelile 2.1 on lumekoormuse kujutegur  $\mu_l = 0,8$ . [5]

**Tabel 2.1.** Lumekoormuse kujutegurid ja koormusvariandid. [9, lk 189]

Katuse kaldenurk $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha / 30$	1,6	–

Arvestades katuse kaldest tingitud kujutegurit  $\mu_1$ , standardiga määratud tegurite  $C_e$  ja  $C_t$  väärtusi ning normatiivset lumekoormust maapinnal  $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ , leitakse normatiivne lumekoormus kaldkatusele valemiga (2.1):

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

### 2.3.2. Lumekoormus katusele lume kuhjumisel

Käesolevas töös käsitletava hooneosaga külgnevast põhihoone otsaseinast tingituna määratakse lume normkoormus katusele lume kuhjumisel katuse kõrguse muutusest. Vastavalt standardile määratakse lumekoormuse kujutegur  $\mu_2$  valemiga:

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w \quad , \quad (2.2)$$

kus

$\mu_s$  – külgnevalt katuselt allalibiseva lume kuhjumisest tekkiva hange kujutegur,

$\mu_w$  – tuule mõjul lume kuhjumisest tekkiva hange kujutegur. [5]

Külgnev katus on vaadeldava hooneosa katusest eraldatud põhihoone otsaseinast moodustuva parapetiga ning allalibisev lumi saab koguneda vaid vaadeldava hooneosa katuse äärtesse  $\frac{1}{4}$  laiuse ulatuses (joonis 2.3). Vastavalt standardis toodud juhistele võetakse allalibiseva lume koormuseks 50% kõrgemal asuva katuse tahu suurimast lumekoormusest arvestades sealjuures vastava katuse kujutegureid. Allalibisevast lumest tingitud kujutegur  $\mu_s$ :

$$\mu_s = \frac{b^* \cdot \mu^*}{l_s} \quad , \quad (2.3)$$

kus

$b^*$  – külgneva katuse astme poolse tahu horisontaalprojektsiooni laius m,

$\mu^*$  – külgneva katuse astme poolse tahu kujutegur,

$l_s$  – hange pikkus m.

Antud juhul on külgnev katuseosa erinevate kalletega, millest põhiosa kaldenurk  $\alpha > 60^\circ$ . Vastavalt tabelile 2.1 on katuse lumekoormuse kujutegur  $\mu^* = 0$ . Allalibisevast lumest tingitud kujutegur  $\mu_s$  leitakse valemiga (2.3):

$$\mu_s = \frac{b^* \cdot 0}{l_s} = 0$$

Kuna  $\mu^* = 0$ , siis ei ole teiste tegurite täpne määramine antud juhul oluline ning allalibiseva lume kuhjumist arvestav teguri väärtus on teistest teguritest sõltumata  $\mu_s = 0$ .

Tuule mõjul kuhjuva lumehange kujutegur  $\mu_w$  on leitav valemiga ning peab vastama tingimusele:

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{l_s} < \frac{\gamma \cdot h}{s_k} \quad , \quad (2.4)$$

kus

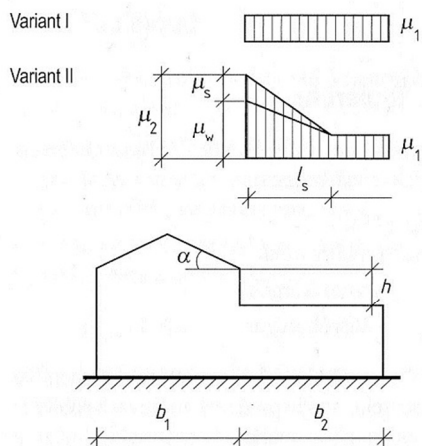
$b_1$  – kõrgema katusega hooneosa laius m,

$b_2$  – madalama katusega hooneosa laius m,

$l_s$  – hange pikkus m,

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

$h$  – katuse astme kõrgus.



**Joonis 2.2.** Kõrgema ehitisega külgneva katuse kujutegurid. [9, lk 191]

Vastavalt joonisele 2.2 toodud määratlusele on antud hoone puhul katuse astme keskmine kõrgus  $h = 1,50 \text{ m}$  ning  $b_1 = 5,0 \text{ m}$  ja  $b_2 = 9,34 \text{ m}$ .

Hange pikkus  $l_s$  on leitav seosest:

$$l_s = 2 \cdot h \quad (2.5)$$

kus

$h$  – katuse astme kõrgus m.

Antud juhul on hange pikkus  $l_s$ :

$$l_s = 2 \cdot 1,5 = 3,0 \text{ m}$$

Vastavalt standardis toodud rahvuslikule lisale on hange pikkus  $l_s$  piiritletud tingimusega  $2 \text{ m} \leq l_s \leq 6 \text{ m}$ , seega mahub antud juhul hange pikkus määratud piiridesse. Kuna  $b_2 = 9,34 \text{ m} > l_s = 3,0 \text{ m}$ , siis nendele tingimustele vastava koormusvariandi skeem lume kuhjumisest on näidatud joonisel 2.2. [5]

Tuule mõjul kuhjuva lumehange kujutegur  $\mu_w$  leitakse valemiga (2.4) ning võetakse arvesse ka valemi juures toodud tingimust:

$$\mu_w = \frac{5,0 + 9,34}{4,5} = 4,78 > \frac{2 \cdot 1,5}{1,5} = 2,0$$

Antud juhul on seatud tingimusest tulenevalt  $\mu_w = 2,0$ . Vastavalt standardis toodud rahvuslikule lisale peab tuule mõjul kuhjuva lumehange kujutegur  $\mu_w$  olema vahemikus  $0,8 \leq \mu_w \leq 2,5$ , seega mahub antud juhul  $\mu_w = 2,0$  etteantud piiridesse.

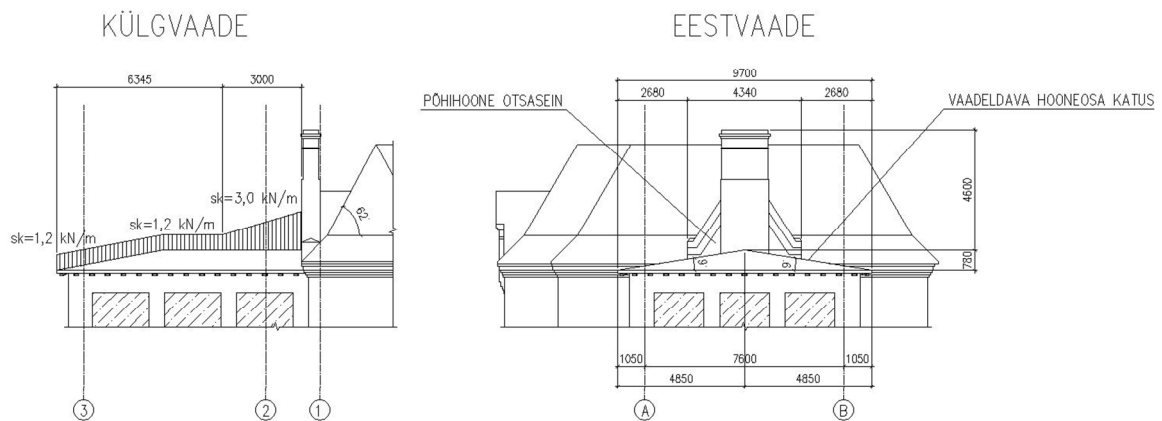
Lume kuhjumisest tingitud lumehange kujutegur  $\mu_2$  leitakse valemiga (2.2):

$$\mu_2 = 0 + 2,0 = 2,0$$

Katusele mõjuv normkoormus kuhjunud lumest leitakse valemiga (2.1):

$$s_{2,k} = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Kõrgemalt katuselt allalibiseva lume arvesse mittevõtmise tasakaalustamiseks võetakse kuhjumisest tingitud lume lisakoormus mõjuvaks mitte ainult otsaseinast moodustuva parapeti, vaid kogu katuse laiuses hange pikkusega  $l_s = 3,0$  m (joonis 2.3).



**Joonis 2.3.** Katuse skeem külj- ja eestvaates. Lume normkoormus  $s_k$  ( $\text{kN/m}^2$ ).

## 2.4. Kasuskoormused

Kasuskoormused põrandatele ja vahelagedele on jagatud ruumi funktsiooni alusel klassidesse. Antud töö objektiks olev hoone kuulub klassi A – eluruumid. Vastavalt tabelis

2.2. toodud väärtustele on põrandate ja trepikodade normikohane kasuskoormus  $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$ . Vahelae dimensioonimisel arvestatakse koormuse kõige ebasoodsama jaotumisega ruumis. [9, lk 186]

**Tabel 2.2.** Elu-, avalike ja äriruumide põrandate kasuskoormused. [9, lk 187]

Ruumi klass		$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)
A	üldiselt	2,0	2,0
	trepikojad	2,0	2,0
	rõdud	2,5	2,0
B		3,0	2,0
C	C1	3,0	4,0
	C2	4,0	4,0
	C3	5,0	4,0
	C4	5,0	4,0
	C5	5,0	4,0
D	D1	5,0	4,0
	D2	5,0	7,0

Käesolevas töös käsitletava hooneosa katus liigitub klassi H (katused, kuhu pääseb ainult hoolduseks, remondiks ja puhastustöödeks). Vastavalt tabelis 2.3 toodud andmetele tuleks katustele, mille kalle  $\alpha \leq 20^\circ$  rakendada arvutustes kasuskoormust  $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$ .

**Tabel 2.3.** Koormused H – klassi katustele. [9, lk 188]

Katuse kalle	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)
$\leq 20^\circ$	0,75	1,5
$\geq 40^\circ$	0,0	1,5

Katusele mõjuvat lume- ja kasuskoormust samaaegselt ei arvestata, millest tulenevalt jäetakse antud juhul katusele mõjuv kasuskoormus lihtsustamise huvides arvutustest välja. Määravaks saab katusele mõjuv lumekoormus. [9, lk 188]



### 3. KELDRIKORRUSE RAUSBETOONIST VAHELAEPLAADI ARVUTUS

#### 3.1. Konstruksiooni kirjeldus

Keldrikorruse monoliitne raudbetoonist vahelagi (graafiline osa, leht 6/18) on olemuslikult monoliitne täisplaat, mis toetub kandvale raudbetoonist sise- ning välisseintele telgedel „A“, „B“ ning „3“. Põhihoone olemasolevast seinast eraldatakse rajatavad konstruktsioonid vuugiga, et vältida hooneosade vundamentide erinevast vajumisest tingitud pingeid ja pragusid vahelae konstruktsioonis. Vahelae konstruktsioon koosneb monoliitsest raudbetoonplaadist ning katteplaadistusest  $h_1 = 10$  mm.

Keldrikorruse vahelaeplaadi pealispind  $\pm 0.000$  on kõrguslikult seotud põhihoone esimese korruse pöranda pealispinnaga ( $\pm 0.000 = +65.790$  Balti kõrguste süsteemis). Raudbetoonist vahelae paksuseks on kogu plaadi ulatuses  $h = 220$  mm. Vahelae plaadi valamisel kasutatakse betooni klassiga C30/37 ning plaadi armeerimiseks kasutatakse profileeritud terasest armatuurivardaid klassiga B500B. Rajatava monoliitse raudbetoonist vahelae keskkonnaklassiks on XC1 ning käesoleva töö esimeses peatükis määratud konstruktsiooniklassiks S3. Plaadi paksus ja armatuuri nominaalne kaitsekiht  $c_{nom} = 20$  mm on kooskõlas betoonkonstruktsioonide tulepüsivust tagavate nõuetega vastavalt eelprojektis toodud tingimustele hoone konstruktsioonide tulepüsivusele (R60). [2], [10]

#### 3.2. Koormused

Kogu keldrikorruse vahelae ulatuses plaadile mõjuv alaliskoormus on toodud tabelis 3.1.

**Tabel 3.1.** Keldrikorruse vahelaele mõjuvad alaliskoormused.

Kihi nr	Vahelae kiht	Paksus (mm)	Mahukaal ( $\text{kN/m}^3$ )	Koormus ( $\text{kN/m}^2$ )
1	Katteplaadistus	10	25	0,25
2	Monoliitne raudbetoonplaat	220	25	5,50
3	Muu riputatav koormus	-	-	0,25
				<b><math>g_k = 6,00</math></b>

Lisaks eelpool leitud omakaalust tingitud koormusele on alalisena mõjuvaks ka arhitektuurse projektiga esimesele korrusele ette nähtud kamin. Kamina täpse lahenduse puudumisest tingituna võetakse käesolevas töös alaliskoormuse normväärtuseks  $g_{kl} = 25,0 \text{ kN/m}^2$   $1,8 \text{ m}^2$  suurusele pinnale, mis teeb kogukoormuseks  $G_k = 45 \text{ kN}$ .

Vahelaele mõjuv kasuskoormus  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$  on määratud vastavalt standardile käesoleva töö punktis 2.4.

Keldrikorruse vahelae plaadi sisejõudude leidmisel kasutatakse arvutiprogrammi XPLA, mille arvutuspõhimõtet on seletatud töö esimeses peatükis. Lisaks käesolevas punktis toodule on alalis- ja muutuvkoormustena arvutustesse kantud ka vahelaele toetuvate treppide toereaktsioonide normväärtused.

### 3.3. Plaadi põhiarmatuuri dimensioonimine

Monoliitse raudbetoonist vahelaeplaadi vajaliku põhiarmatuuri leidmisel on aluseks võetud Ehituskonstruktori käsiraamatu punktis 10.9.1 toodud juhised. Lihtsustamise eesmärgil teostatakse arvutused 1 m laiuse plaadi riba kohta. Kandevõime arvutustes kasutatud paindemomendi arvutuslik väärtus  $M_{Ed}$  on saadud arvutusprogrammi XPLA kandepiiriseisundi koormuskombinatsiooni tulemustest (lisa B, joonised B.1 ja B.2), kus plaadi töötamisel  $x$ -telje suunas on maksimaalne paindemoment alapinnas  $27,9 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$  ning plaadi töötamisel  $y$ -telje suunas on maksimaalne paindemoment alapinnas  $25,5 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ . Varu kasuks ümardatakse saadud tulemused ülespoole ning arvutused teostatakse paindemomendi arvutusliku väärtusega  $M_{Ed} = 30 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ .

Enne plaadi pikitõmbearmatuuri  $A_{sI}$  dimensioonimist kontrollitakse survearmatuuri vajadust plaadis. Kui on täidetud tingimus  $\mu \leq \mu_c$  pole arvutuslikku survearmatuur plaadis vaja. Armatuuriterase klassi B500B korral on  $\mu_c = 0,372$ . [9, lk 315, 319]

Suhteline moment  $\mu$  on leitav valemiga:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2} \quad , \quad (3.1)$$

kus

$M_{Ed}$  – arvutuslik paindemoment kN·m/m,  
 $f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus MPa,  
 $b$  – plaadi laius mm,  
 $d_1$  – ristlõike kasuskõrgus mm.

Suhteline moment  $\mu$  leitakse valemiga (3.1):

$$\mu = \frac{30 \cdot 10^6}{20 \cdot 1000 \cdot 190^2} = 0,042$$

Kuna  $\mu = 0,042 < \mu_c = 0,372$ , siis pole arvutuslikku survearmatuuri vaja ning plaadi pikitõmbearmatuur leitakse valemiga:

$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1}{f_{yd}}, \quad (3.2)$$

kus

$f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus MPa,  
 $f_{yd}$  – armatuuriterase arvutuslik voolavustugevus MPa,  
 $b$  – plaadi laius mm,  
 $d_1$  – ristlõike kasuskõrgus mm,  
 $\omega$  – survetsooni suhteline arvutuskõrgus.

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus  $\omega$ :

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}, \quad (3.3)$$

kus

$\mu$  – suhteline moment.

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus  $\omega$  leitakse valemiga (3.3):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,042} = 0,043$$

Pikitõmbearmatuuri arvutuslik ristlõikepindala tõmbetsoonis leitakse valemiga (3.2):

$$A_{s1} = \frac{0,043 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 190}{435} = 376 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Pikitõmbearmatuuri minimaalne ristlõikepindala tõmbetsoonis  $A_{s,min}$ :

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_1 \quad , \quad (3.4)$$

kus

$f_{ctm}$  – betooni tõmbetugevus MPa,

$f_{yk}$  – armatuuriterase normikohane volavustugevus MPa,

$b_t$  – tõmbele töötava betooni osa laius mm,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus mm.

Keldrikorruse vahelaeplaadi pikitõmbearmatuuri minimaalne ristlõikepindala leitakse valemiga (3.4):

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 190 = 287 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Kuna arvutuslik pikitõmbearmatuuri pindala  $A_{s,l} > A_{s,min}$  , siis lähtutakse armatuuri valikul just arvutuslikult vajalikust suurusest.

Armatuurvarraste suurim vahekaugus võib olla ( $h$  on plaadi kogupaksus):

- suurimate paindemomentide piirkonnas ning koondatud koormuse korral
  - töötaval armatuuril :  $s_{max} < 2 \cdot h < 250$  mm
  - jaotusarmatuuril :  $s_{max} < 3 \cdot h < 400$  mm
- muudel juhtudel
  - töötaval armatuuril :  $s_{max} < 3 \cdot h < 400$  mm
  - jaotusarmatuuril :  $s_{max} < 3,5 \cdot h < 450$  mm

Arvestades eelpool toodud tingimustega armatuuri sammu kohta valitakse plaadi põhiarmatuuriks üla- ja alapinnas armatuurivardad mõlemas suunas Ø10 B500B,  $s = 200$  mm (intensiivsusega  $A_s = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$ ), mis seotakse võrkudeks. Kuna pool plaadi avas olevast töötavast armatuurist peab olema tugeudel ankurdatud, siis nähakse plaadi servades ette aasad Ø10 B500B,  $s = 400$  mm. Kogu plaadi servas ulatuses nähakse ette kontuurirauad 2tk Ø12 B500B. Vahelae plaadi all lõppeva seina armatuur painutatakse

minimaalselt ankurduspikkuse ulatuses plaadi ülapiinda. Vahelae pealt algavate seinte ankurdamiseks nähakse vahelakke ette püstised aasad.

### 3.4. Lisaarmatuur plaadi ülapiinnas

Lisaarmatuur keldrikorruse raudbetoonist vahelae plaadi ülapiinda leitakse arvutusprogrammi XPLA kandepiiriseisundist saadud paindemomendi suurimate arvutuslike väärtuste järgi plaadi ülapiinnas. Kuna plaadi põhiarmatuur ning konstruktsiooni nominaalne kaitsekiht on vahelae üla- ja alapinnas samad, siis võetakse aluseks eelmises punktis tehtud arvutuste tulemused, millest lähtuvalt on plaadi paindekandevõime ülapiinnas võrdne saadud tulemustega plaadi alapinnas.

Keldrikorruse vahelae plaadi  $x$ -telje suunalisel töötamisel tekivad paindemomentide suurimad väärtused plaadi ülapiinnas trepiava kõrval teljel „2“ paikneva seina kohal (lisa B, joonis B.3). Plaadi ülapiinna pikitõmbearmatuurile vajamineva lisaarmatuuri arvutamisel käsitletakse antud juhul plaadi riba laiusega  $b_l = 920$  mm, mis on telje „A“ poolsemas trepiava servas.

Joonise B.3 järgi on suurim paindemomendi arvutuslik väärtus vaadeldavas plaadi osas 72,9 kN·m/m ning sellest kaugusel  $b_l = 920$  mm on paindemomendi arvutuslik väärtus ligikaudu 30 kN·m/m, mille puhul on kandevõime tagatud plaadi ülapiinna põhiarmatuuriga. Esimeses lähenduses loetakse paindemomendi väärtused toel lineaarselt muutuvaks ning sellest lähtuvalt leitakse antud plaadiribale mõjuv keskmine arvutuslik paindemomendi väärtus:

$$M_{Ed,x} = \frac{30 + 72,9}{2} = 51,45 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \rightarrow M_{Ed} = 51,45 \cdot 0,92 = 47,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vastavalt valemile (3.1) leitakse suhteline moment  $\mu$ :

$$\mu = \frac{47,4 \cdot 10^6}{20 \cdot 920 \cdot 190^2} = 0,072$$

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus  $\omega$  leitakse valemiga (3.3):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,072} = 0,075$$

Kuna  $\mu = 0,072 < \mu_c = 0,372$ , siis pole arvutuslikku survearmatuuri vaja ning arvutuslik pikitõmbearmatuuri vajadus leitakse valemiga (3.2):

$$A_{s,req} = \frac{0,075 \cdot 20 \cdot 920 \cdot 190}{435} = 603 \text{ mm}^2$$

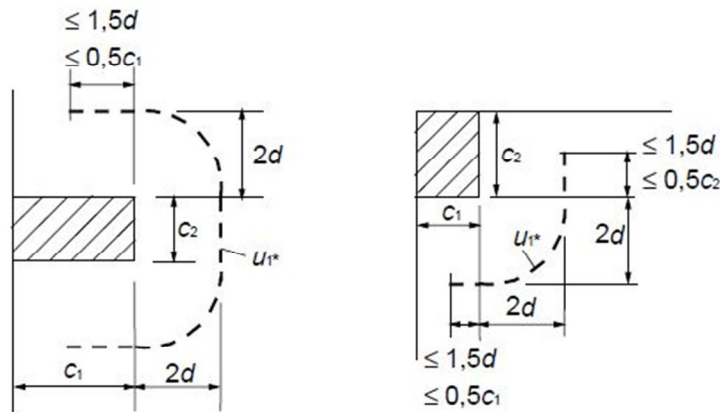
Plaadi ülapinna pikitõmbearmatuuri  $x$ -telje suunaline vajaminev lisaarmatuur  $A_{s,lisa,req}$  saadakse antud plaadiribas arvutuslikult vajaminevast pikitõmbearmatuurist  $A_{s,req}$  vaadeldavas plaadi ribas olemasoleva ülapinna põhiarmatuuri intensiivsuse  $A_{s,prov}$  lahutamisel:

$$A_{s,lisa,req} = A_{s,req} - 0,92 \cdot A_{s,prov} = 603 - 0,92 \cdot 393 = 242 \text{ mm}^2$$

Arvutusest tulenevalt nähakse plaadi ülapinda trepiava servas 920 mm laiusel plaadi ribal lisaarmatuur 4 tk Ø10 B500B, ( $A_s = 314 \text{ mm}^2 > A_{s,lisa,req} = 242 \text{ mm}^2$ ).

### 3.5. Plaadi põikjõukindluse kontroll

Põikjõukindluse kontroll teostatakse keldrikorruse plaadi toetusel üle teljel „2“ paikneva kandva seina telje „B“ poolse otsa, mis on antud plaadi põikjõu seisukohalt kõige kriitilisem. Käesolevas punktis kontrollitakse keldrikorruse plaadi põikjõukandevõimet toel laiusega  $a = c_2 = 300 \text{ mm}$ , mis on määratud seina laiusega, ning pikkusega  $b = 190 \text{ mm}$ , mis on piiritletud tingimustega  $b \leq 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 190 = 285 \text{ mm}$  või  $b \leq 0,5 \cdot c_1 = 0,5 \cdot 380 = 190 \text{ mm}$ , kus  $d$  on plaadi kasuskõrgus ning  $c_1$  toe kaugus servast (joonis 3.1, vasakpoolne skeem). Vaadeldaval toel on arvutuslik toereaktsioon  $V_{Ed} = 83,5 \text{ kN}$  (lisa B, joonis B.4). Plaadi läbisurumisarvutused tehakse vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatu punktis 10.15.2 toodud juhistele põikarmatuurita plaadi läbisurumiskandevõime kontrollimiseks.



**Joonis 3.1.** Läbisurumise kontrollperimeetri määramine ääre- ja nurgatoe korral. [1]

Läbisurumiskandevõime arvutamisel on vajalik toe perimeetril  $u_0$  kontrollida tingimust:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (3.5)$$

kus

$v_{Ed}$  – maksimaalne läbisurumispinge MPa,

$v_{Rd,max}$  – plaadi maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime MPa.

Maksimaalne läbisurumispinge  $v_{Ed}$  :

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (3.6)$$

kus

$V_{Ed}$  – üldine arvutuslik põikjõud kontrollperimeetril kN,

$\beta$  – koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur (antud juhul võetakse  $\beta = 1,4$ ),

$u_i$  – vaadeldava kontrollperimeetri pikkus,

$d$  – ristlõike kasuskõrgus mm.

Plaadi kontrollperimeetri pikkus  $u_0$ :

$$u_0 = a + 2 \cdot b \quad (3.7)$$

kus

$a$  – toe laius mm,

$b$  – vaadeldava toeosa külje pikkus mm.

Plaadi kontrollperimeetri pikkus  $u_0$  leitakse valemiga (3.7) :

$$u_0 = 300 + 2 \cdot 190 = 680 \text{ mm}$$

Maksimaalne läbisurumispinge  $v_{Ed}$  toe perimeetril  $u_0$  leitakse valemiga (3.6):

$$v_{Ed} = 1,4 \cdot \frac{83,5 \cdot 10^3}{680 \cdot 190} = 0,905 \text{ MPa}$$

Plaadi maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime  $v_{Rd,max}$  :

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad , \quad (3.8)$$

kus

$f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus MPa,

$v$  – on leitav seosest ( $f_{ck}$  on betooni normikohane survetugevus MPa):

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.9)$$

Valemist (3.9) tulenevalt on klassiga C30/37 betooni korral  $v$  :

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528 \text{ MPa}$$

Plaadi maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime  $v_{Rd,max}$  leitakse valemiga (3.8):

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 20 = 5,28 \text{ MPa}$$

Plaadi maksimaalne läbisurumiskandevõime kontroll toe perimeetril valemiga (3.5):

$$v_{Ed} = 0,905 \text{ MPa} \leq v_{Rd,max} = 5,28 \text{ MPa}$$

Käesolevast järeldub, et antud tingimus läbisurumiskandevõimele toe perimeetril on tagatud varuga.

Plaadi baaskontrollperimeetril  $u_1$  tuleb kontrollida tingimust:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad , \quad (3.10)$$



kus

$v_{Ed}$  – maksimaalne läbisurumispinge MPa,

$v_{Rd,c}$  – põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime MPa.

Plaadi kontrollperimeeter  $u_1$  pikkus on määratud kontrollperimeetri pikkusega kaugusel  $2d$  toe servast:

$$u_1 = a + 2 \cdot b + \pi \cdot 2 \cdot d \quad , \quad (3.11)$$

kus

$a$  – toe laius mm,

$b$  – vaadeldava toeosa pikkus mm,

$d$  – ristlõike kasuskõrgus.

Plaadi kontrollperimeeter  $u_1$  pikkus leitakse valemiga (3.11):

$$u_1 = 300 + 2 \cdot 190 + \pi \cdot 2 \cdot 190 = 1874 \text{ mm}$$

Maksimaalne läbisurumispinge  $v_{Ed}$  plaadi baaskontrollperimeetril  $u_1$  leitakse valemiga (3.6):

$$v_{Ed} = 1,4 \cdot \frac{83,5 \cdot 10^3}{1874 \cdot 190} = 0,329 \text{ MPa}$$

Põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime peab vastama järgnevale tingimusele ning on leitav valemiga:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad , \quad (3.12)$$

kus

$k$  – 2,0 vastavalt [9, lk340] toodud tabelile,

$v_{min}$  – 0,542 MPa vastavalt [9, lk340] toodud tabelile,

$d$  – ristlõike kasuskõrgus mm,

$C_{Rd,c}$  – on leitav valemiga, kus  $\gamma_c$  on materjali varutegur:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \quad (3.13)$$

$\rho_1$  – armeerimistegur on leitav valemiga:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,02\rho_1 \quad (3.14)$$

$C_{Rd,c}$  väärtus leitakse valemiga (3.13):

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

Kuna põhiarmatuuri intensiivsus plaadi mõlema telje sihis on sama ning keskmine kasuskõrgus  $d = 190$  mm, siis armeerimistegur  $\rho_1$  leitakse valemi (3.14) teisendamisel:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,02\rho_1 \rightarrow \rho_1 = \frac{A_{s1}}{s \cdot d} = \frac{393}{200 \cdot 190} = 0,0103 \leq 0,02$$

Lähtuvalt saadud tulemustest leitakse põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime valemiga (3.12) kontrollides ka seatud tingimust:

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0103 \cdot 30)^{1/3} = 0,753 \text{ MPa} \geq v_{min} = 0,542 \text{ MPa}$$

Põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime kontroll plaadi baaskontrollperimeetril  $u_l$  teostatakse valemiga (3.5):

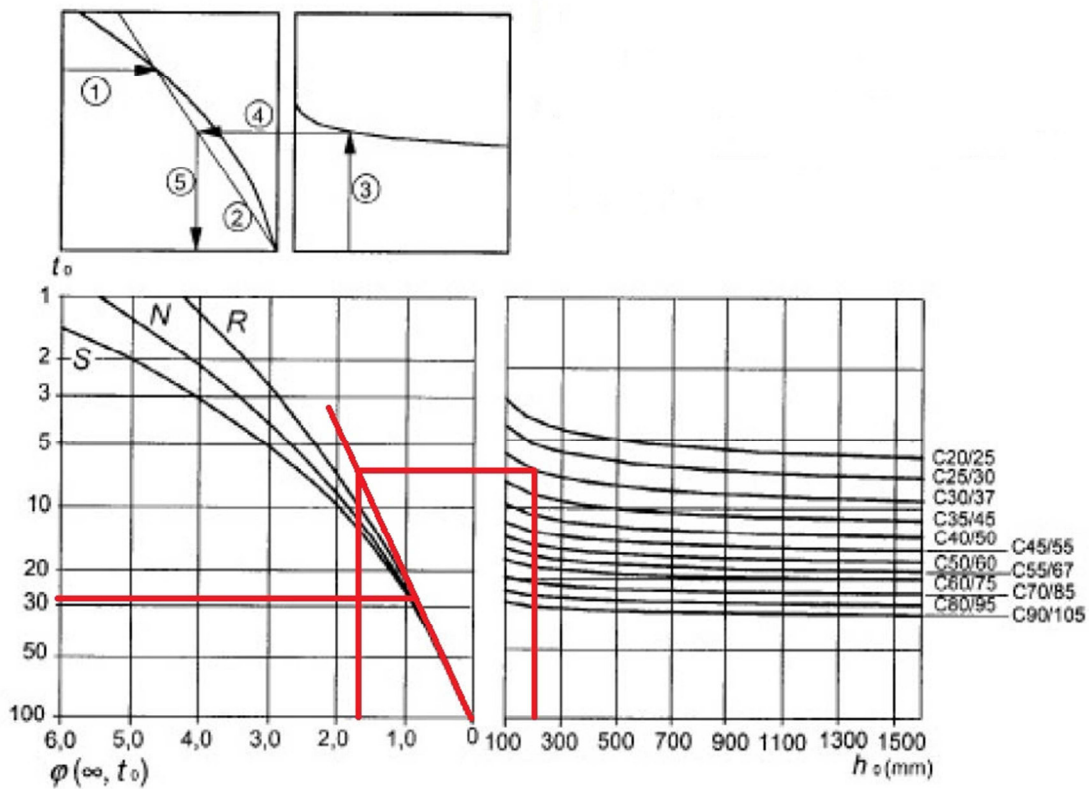
$$v_{Ed} = 0,329 \text{ MPa} < v_{Rd,c} = 0,753 \text{ MPa}$$

Käesolevast järeldatakse, et antud tingimus läbisurumiskandevõimele plaadi baaskontrollperimeetril on rahuldatud ning plaadile pole vaja ette näha arvutuslikku põikjõuarmatuuri.

### 3.6. Pragudekindluse kontroll

Monoliitsest raudbetoonist vahelae pragudekindluse kontrollimiseks tehtavates arvutustes kasutatakse kasutuspiirseisundi tavalisest koormuskombinatsioonist saadud arvutuslikke tulemusi. Pragudekindluse arvutused teostatakse lähtuvalt standardis EVS-EN 1992-1-1:2005+NA:2007, Ehituskonstruktori käsiraamatus ja „Raudbetoonkonstruktsioonid II - loengukonspekt“ toodud juhistest. Sisejõud on leitud arvutusprogrammi XPLA kasutuspiirseisundis saadud tulemustest. Pragudekindluse kontrolli teostamiseks leitaks esmalt vajaminevad abitegurid. Lihtsustuse huvides teostatakse arvutused 1 m laiuse plaadiriba kohta. [1], [9], [12]

Kuna vahelaeplaadi valamise ajal pole pealmised konstruktsioonid veel valmis, toimub kivinemine välistingimustes ning lõplik roometegur  $\varphi(\infty, t_0)$  on määratav jooniselt 3.2, võttes aluseks betoonkonstruktsiooni vanuseks lahtirakestamise ajaks 28 päeva.



**Joonis 3.2.** Betooni lõpliku roometeguri  $\varphi(\infty, t_0)$  määramine välistingimustes ( $RH=80\%$ ). [12]

Vastavalt joonisel 3.2 toodud juhistele on betooni lõplikuks roometeguriks  $\varphi(\infty, 28) = 1,7$ .

Betooni tegelik elastsusmoodul  $E_{c,eff}$ :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_{28})}, \quad (3.15)$$

kus

$E_{cm}$  – 28 päeva vanuse betooni elastsusmoodul MPa,

$\varphi(\infty, 28)$  – 28 päeva vanuse betooni lõplik roometegur.

Betooni tegelik elastsusmoodul leitakse valemiga (3.15):

$$E_{c,eff} = \frac{33 \cdot 10^3}{1 + 1,7} = 12,2 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

Terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe  $\alpha_s$ :

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{2 \cdot 10^5}{12,2 \cdot 10^3} = 16,4 \quad , \quad (3.16)$$

kus

$E_s$  – terase elastsusmoodul MPa,

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

Terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe  $\alpha_s$  leitakse valemiga (3.16):

$$\alpha_s = \frac{2 \cdot 10^5}{12,2 \cdot 10^3} = 16.4$$

Käesoleva töö punktis 3.3 leitud pikitõmbearmatuur keldrikorruse vahelaeplaadi alapinna mõlemas suunas on Ø10 B500B,  $s = 200$  mm ( $A_{s1} = 393$  mm<sup>2</sup>/m).

Survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõike pindala  $A_{red}$  :

$$A_{red} = b \cdot h + \alpha_s \cdot A_{s1} \quad , \quad (3.17)$$

kus

$h$  – plaadi kõrgus mm,

$b$  – plaadi laius mm,

$\alpha_s$  – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

$A_{s1}$  – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm<sup>2</sup>/m.

Survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõike pindala  $A_{red}$  leitakse valemiga (3.17):

$$A_{red} = 1000 \cdot 220 + 16,4 \cdot 393 = 226445 \text{ mm}^2 \rightarrow 2265 \text{ cm}^2$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast:

$$y_{0,red} = \frac{0,5 \cdot b \cdot h^2 + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (h - d_1)}{A_{red}} \quad , \quad (3.18)$$

kus

$h$  – plaadi kõrgus mm,

$b$  – plaadi laius mm,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus mm,

$\alpha_s$  – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

$A_{s1}$  – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm<sup>2</sup>/m,

$A_{red}$  – survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõike pindala mm<sup>2</sup>.

Ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast leitakse valemiga (3.18) :

$$y_{0,red} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 220^2 + 16,4 \cdot 393 \cdot (220 - 190)}{226445} = 107,7 \text{ mm}$$

Survetsooni kõrgus  $x_1$ :

$$x_1 = h - y_{0,red} \quad , \quad (3.19)$$

kus

$h$  – plaadi kõrgus mm,

$y_{0,red}$  – redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast.

Survetsooni kõrgus  $x_1$  leitakse valemiga (3.19):

$$x_1 = 220 - 107,7 = 112,3 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment  $I_{red}$ :

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (x_1 - 0,5 \cdot h)^2 + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (h - d_1)^2 \quad , \quad (3.20)$$

kus

$h$  – plaadi kõrgus mm,

$b$  – plaadi laius mm,

$x_1$  – survetsooni kõrgus mm,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus mm,

$\alpha_s$  – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

$A_{s1}$  – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm<sup>2</sup>/m.

Redutseeritud ristlõike inertsimoment  $I_{red}$  leitakse valemiga (3.20):

$$I_{red} = \frac{1000 \cdot 220^3}{12} + 1000 \cdot 220 \cdot (112,2 - 0,5 \cdot 220)^2 + 16,4 \cdot 393 \cdot (220 - 190)^2$$

$$= 8,942 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \rightarrow 8,942 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Ristlõike tugevusmoment tõmbetsooni jaoks  $W_{I,red}$ :

$$W_{I,red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}}, \quad (3.21)$$

kus

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

$y_{0,red}$  – redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast.

Ristlõike tugevusmoment tõmbetsooni jaoks leitakse valemiga (3.21):

$$W_{I,red} = \frac{8,942 \cdot 10^8}{107,7} = 8,30 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Paindemoment prao tekkimisel  $M_{cr}$ :

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{I,red} \quad (3.22)$$

kus

$f_{ctm}$  – redutseeritud ristlõike inertsimoment  $\text{mm}^4$ ,

$W_{I,red}$  – ristlõike tugevusmoment tõmbetsoonis  $\text{mm}^3$ .

Paindemoment prao tekkimisel  $M_{cr}$  leitakse valemiga (3.22):

$$M_{cr} = 2,9 \cdot 8,30 \cdot 10^6 = 24070000 \text{ Nmm} \rightarrow 24,07 \text{ kNm}$$

Maksimaalne paindemoment plaadi alapinnas  $M_{Ek} = 20,3 \text{ kNm/m}$  on leitud arvutusprogrammi XPLA kasutuspiiriseisundi tavakombinatsiooni tulemustest (lisa B, joonised B.5 ja B.6). Sildeava suurimad paindemomendi väärtused plaadi töötamisel  $x$ -telje suunas on suuremad kui plaadi töötamisel  $y$ -telje suunas.

Pragusid ei teki, kui täidetud tingimus:

$$M_{Ek} < M_{cr}, \quad (3.23)$$

kus

$M_{Ek}$  – maksimaalne arvutulsik paindemoment kNm/m,

$M_{cr}$  – paindemoment prao tekkimisel kNm/m.

Pragude tekkimise kontroll teostatakse tingimusega (3.23):

$$M_{Ek} = 20,3 \text{ kNm/m} < M_{cr} = 24,07 \text{ kNm/m}$$

Tingimusest järeldub, et pragusid plaadi alapinnas ei teki. Pragudekindluse kontroll on analoogselt teostatud ka ülapiinna kriitiliste paindemomentide suhtes, kuid käesolevas töös pole sarnaseid arvutusi täpsemalt välja toodud.

### 3.7. Läbipainete kaudne kontroll

Käesolevas töös kontrollitakse läbipaindeid Ehituskonstruktori käsiraamatus toodud empiirilise meetodiga, mis põhineb ava silde ja kasuskõrguse suhtel ja tingimustega seatud parandustegurite arvutamisel.

Läbipainete kaudseks kontrollimiseks sobib tingimus: [9, lk 357]

$$\frac{l}{d} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_u, \quad (3.24)$$

kus

$l$  – plaadi sille mm,

$d$  – ristlõike kasuskõrgus mm,

$(l/d)_u$  – ava silde ja ristlõike kasuskõrguse piirväärtus.

Piirväärtus  $(l/d)_u$  on leitav:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_u = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_\sigma \cdot \left(\frac{l}{d}\right)^* \quad (3.25)$$

kus

$k_i$  – parandustegurid,

$l_i$  – parandustegurid,

$(l/d)^*$  – ava silde ja ristlõike kasuskõrguse põhisuhe.

Parandustegur  $k_\sigma$  on leitav seosest:

$$k_\alpha = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \quad , \quad (3.26)$$

kus

$f_{yk}$  – armatuuriterase normkohane volavustugevus MPa,

$A_{s,req}$  – vajamineva pikitõmbearmatuuri pindala mm<sup>2</sup>,

$A_{s,prov}$  – tegeliku pikitõmbearmatuuri pindala mm<sup>2</sup>.

Parandustegur  $k_\sigma$  on leitakse valemiga (3.26):

$$k_\alpha = \frac{500}{500} \cdot \frac{287}{393} = 0,730$$

Armeerimisteguri võrdlusväärtus  $\rho_0$ :

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad , \quad (3.27)$$

kus

$f_{ck}$  – betooni survetugevuse normväärtus.

Armeerimisteguri võrdlusväärtus  $\rho_0$  leitakse valemiga (3.27):

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{30} = 0,00548$$

Arvutuskooormuse põhjustatud paindemomendi vastuvõtmiseks vajalik tõmbearmatuuri armeerimistegur  $\rho$ : [9, lk313]

$$\rho = \frac{A_{s,req}}{b \cdot d} \quad , \quad (3.28)$$

kus

$A_{s,req}$  – pikitõmbearmatuuri vajalik pindala mm<sup>2</sup>,

$b$  – plaadi laius mm,

$d$  – ristlõike kasuskõrgus mm.



Arvutuskoormuse põhjustatud paindemomendi vastuvõtmiseks vajalik tõmbearmatuuri armeerimistegur  $\rho$  leitakse valemiga (3.28):

$$\rho = \frac{287}{1000 \cdot 190} = 0,00151$$

Tingimusest  $\rho \leq \rho_0$  tulenevalt kehtib  $(l/d)^*$  leidmiseks valem: [9, lk 357]

$$\left(\frac{l}{d}\right)^* = K \cdot \left(11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2}\right), \quad (3.29)$$

kus

$K$  – konstruktsiooni skeemi arvesse võttes tegur antud juhul 1,0 [9, lk358].

Põhisuhte  $(l/d)^*$  leitakse valemiga (3.29):

$$\left(\frac{l}{d}\right)^* = 1,0 \cdot \left(11 + 1,5 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0,00548}{0,00151} + 3,2 \cdot \sqrt{30} \cdot \left(\frac{0,00548}{0,00151} - 1\right)^{3/2}\right) = 54,45$$

Piirväärtus  $(l/d)_u$  leitakse valemiga (3.25):

$$\left(\frac{l}{d}\right)_u = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,730 \cdot 54,45 = 39,75$$

Kahes suunas töötava plaadi läbipainete kaudsel kontrollimisel kontrollitakse lühema silde suunas tingimust (3.24):

$$\frac{l}{d} = \frac{7100}{190} = 37,37 < \left(\frac{l}{d}\right)_u = 39,75$$

Ehituskonstruktori käsiraamatus toodud märkustes tuuakse välja, et saadavad tulemused on pigem konservatiivsed, mistõttu võib antud juhul üsnagi täpselt täidetud tingimust lugeda siiski piisava varuga rahuldatuks. Seega on läbipainded kaudsel meetodil saadud tulemuste põhjal lubatud piires. [9, 358]

## 4. ESIMESE KORRUSE RAUSBETOONIST VAHELAEPLAADI ARVUTUS

### 4.1. Konstruksiooni kirjeldus

Esimese korruse monoliitne raudbetoonist vahelagi (graafiline osa, leht 7/18) on olemuslikult kahes suunas töötav täisplaat, mis toetub kandvale raudbetoonist trepikoja siseseinale ja välisseintele telgedel „A“, „B“ ning „3“. Lisaks on esimese korruse vahelagi riputatud vahetult välisseintele toetuvate kandvate siseseinte külge. Käesolevas töös ei ole nende seinte arvutusi täpsemalt kirjeldatud. Põhihoone olemasolevast seinast eraldatakse rajatavad konstruktsioonid vuugiga, et vältida hooneosade vundamentide erinevast vajumisest tingitud pingeid ja pragusid vahelae konstruktsioonis. Vahelae konstruktsioon koosneb monoliitsest raudbetoonplaadist ning katteplaadistusest  $h_1 = 10$  mm. Esimese korruse vahelaeplaadi pealispind  $+3.300$  on kõrguslikult seotud põhihoone esimese korruse põranda pealispinnaga ( $\pm 0.000 = +65.790$  Balti kõrguste süsteemis). Raudbetoonist vahelae paksuseks on kogu plaadi ulatuses  $h = 200$  mm. Vahelae plaadi valamisel kasutatakse betooni klassiga C30/37 ning plaadi armeerimiseks kasutatakse profileeritud terasest armatuurivardaid klassiga B500B. Rajatava monoliitse raudbetoonist vahelae keskkonnaklassiks on XC1 ning käesoleva töö esimeses peatükis määratud konstruktsiooniklassiks S3. Plaadi paksus ja armatuuri nominaalne kaitsekiht  $c_{nom} = 20$  mm on kooskõlas betoonkonstruktsioonide tulepüsivust tagavate nõuetega vastavalt eelprojektis toodud tingimustele hoone konstruktsioonide tulepüsivusele (R60). [2], [10]

### 4.2. Koormused

Esimese korruse vahelae ulatuses plaadile mõjuv alaliskoormus on toodud tabelis 4.1.

**Tabel 4.1.** Esimese korruse vahelaele mõjuvad alaliskoormused.

Kihi nr	Vahelae kiht	Paksus (mm)	Mahukaal ( $\text{kN/m}^3$ )	Koormus ( $\text{kN/m}^2$ )
1	Katteplaadistus	10	25	0,25
2	Monoliitne raudbetoonplaat	200	25	5,00
3	Muu riputatav koormus	-	-	0,25
				<b><math>g_k = 5,50</math></b>

Lisaks eelpool leitud omakaalust tingitud koormusele võetakse alalise koormusena mõjuvaks ka arhitektuurse projektiga teisele korrusele ette nähtud basseini omakaalust ja veest tingitud toereaktsioonid. Basseini täpse lahenduse puudumisest tingituna võetakse käesolevas töös normatiivseks alaliskoormuseks  $g_{kl} = 15,0 \text{ kN/m}^2$ , mis on saadud veetaseme kõrguse  $h_{vesi} = 1,5 \text{ m}$  ning vee mahukaalu  $\gamma_{vesi} = 10 \text{ kN/m}^3$  korrutisest. Basseinile valatakse topeltpõhi, mis toetatakse kogu perimeetril kandvatele konstruktsioonidele. Basseini konstruktsioonidest ning veest tingitud toereaktsioonid võetakse jooksva koormusena mõjuma kogu basseini perimeetril. Käesolevas töös basseini konstruktsioone täpsemalt ei kirjeldata.

Ülejäänud vahelaele mõjuv kasuskoormus  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$  on määratud vastavalt standardile käesoleva töö punktis 2.4.

Esimese korruse vahelaeplaadi sisejõudude leidmisel kasutatakse arvutiprogrammi XPLA, mille arvutuspõhimõtet on kirjeldatud töö esimeses peatükis. Lisaks käesolevas punktis toodud koormustele on alalis- ja muutuvkoormustena arvutustesse kantud ka toetuvate konstruktsioonide (trepid, mittekandvad seinad, basseini) toereaktsioonide normväärtused.

### 4.3. Plaadi põhiarmatuuri dimensionimine

Monoliitse raudbetoonist vahelaeplaadi vajaliku põhiarmatuuri leidmisel on aluseks võetud Ehituskonstruktori käsiraamatu [9] punktis 10.9.1 toodud juhised. Lihtsustamise eesmärgil teostatakse arvutused 1 m laiuse plaadi riba kohta. Kandevõime arvutustes kasutatud paindemomendi arvutuslik väärtus  $M_{Ed}$  on saadud arvutusprogrammi XPLA kandepiirseisundi koormuskombinatsiooni tulemustest (lisa C, joonised C.1 ja C.2), kus plaadi töötamisel  $x$ -telje suunas on maksimaalne paindemoment alapinnas  $9,95 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$  ning plaadi töötamisel  $y$ -telje suunas on maksimaalne paindemoment alapinnas  $14,15 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ . Varu kasuks ümardatakse saadud andmed ülespoole ning arvutused teostatakse paindemomendi arvutusliku väärtusega  $M_{Ed} = 15 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ .

Enne plaadi pikitõmbearmatuuri  $A_{sI}$  dimensionimist kontrollitakse survearmatuuri vajadust plaadis. Tingimuse  $\mu \leq \mu_c$  täitmisel pole arvutuslik survearmatuur plaadis vajalik [9, lk 319]. Armatuuriterase B500B korral on  $\mu_c = 0,372$ . [9, lk 315]

Suhteline moment  $\mu$  leitakse valemiga (3.1):

$$\mu = \frac{15 \cdot 10^6}{20 \cdot 1000 \cdot 170^2} = 0,026$$

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus  $\omega$  leitakse valemiga (3.3):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,026} = 0,026$$

Kuna  $\mu = 0,026 < \mu_c = 0,372$ , siis pole arvutuslikku survearmatuuri vaja ning plaadi pikitõmbearmatuur leitakse arvutuslik ristlõikepindala tõmbetsoonis valemiga (3.2):

$$A_{s1} = \frac{0,026 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 170}{435} = 204 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Pikitõmbearmatuuri minimaalne ristlõikepindala tõmbetsoonis leitakse valemiga (3.4):

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 170 = 257 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Kuna arvutuslik pikitõmbearmatuuri pindala  $A_{s1} > A_{s,min}$ , siis lähtutakse armatuuri valikul just minimaalsest vajalikust pindalast.

Plaadi põhiarmatuuriks üla- ja alapinnas valitakse armatuurivardad mõlemas suunas Ø10 B500B,  $s = 200$  mm ( $A_s = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$ ), mis seotakse võrkudeks. Kuna pool plaadi avas olevast töötavast armatuurist peab olema tugeudel ankurdatud, siis nähakse plaadi servades ette aasad Ø10 B500B,  $s = 400$  mm. [9, lk 293]

Kogu plaadi serva ulatuses nähakse ette kontuurirauad 2tk Ø12 B500B. Vahelae plaadi all lõppeva seina armatuur painutatakse minimaalselt ankurduspikkuse ulatuses plaadi ülapingi. Vahelae pealt algavate seinte ankurdamiseks nähakse vahelakke ette püstised aasad.

#### 4.4. Plaadi põikjõukindluse kontroll

Põikjõukindluse kontroll teostatakse esimese korruse vahelae toetusel üle teljel „2“ asuva kandva seina telje „A“ poolse otsa (trepiava servas), mis on põikjõu seisukohalt kõige kriitilisem koht antud plaadis. Käesolevas punktis kontrollitakse esimese korruse plaadi

põikjõukandevõimet kontrollperimeetri toe laiusena  $a = 150$  mm, mis on määratud tingimustega  $a \leq 0,5 \cdot c_2 = 0,5 \cdot 300 = 150$  mm või  $a \leq 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 170 = 255$  mm, ning pikkusega  $b = 255$  mm, mis on piiritletud tingimustega  $b \leq 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 170 = 255$  mm või  $b \leq 0,5 \cdot c_1 = 0,5 \cdot 3030 = 1515$  mm, kus  $d$  on plaadi kasuskõrgus ning  $c_1$  ja  $c_2$  vaadeldava toe mõõtmed (joonis 3.1, parempoolne skeem). Vaadeldaval toel on arvutuslik toereaktsioon  $V_{Ed} = 61,0$  kN (lisa C, joonis C.3). Plaadi läbisurumiskontrolli arvutused tehakse vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatu punktis 10.15.2 toodud juhiste põhikarmatuurita plaadi läbisurumiskandevõime kontrollimiseks.

Plaadi kontrollperimeeter  $u_0$  pikkus on määratud toe perimeetri pikkusega:

$$u_0 = a + b = 150 + 255 = 405 \text{ mm} \quad (4.1)$$

kus

$a$  – kontrollperimeetri toe laius mm,

$b$  – vaadeldava kontrollperimeetri toe pikkus mm.

Maksimaalne läbisurumispinge  $v_{Ed}$  toe perimeetril  $u_0$  leitakse valemiga (3.6):

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = 1,5 \cdot \frac{61,0 \cdot 10^3}{405 \cdot 170} = 1,33 \text{ MPa}$$

Plaadi maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime  $v_{Rd,max}$  on leitud peatükis 3:

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 20 = 5,28 \text{ MPa}$$

Esimese korruse vahelaepaadi maksimaalne läbisurumiskandevõime kontroll toe perimeetril teostatakse valemiga (3.5):

$$v_{Ed} = 1,33 \text{ MPa} \leq v_{Rd,max} = 5,28 \text{ MPa}$$

Käesolevast järeldub, et antud tingimus läbisurumiskandevõimele toe perimeetril on tagatud varuga.

Plaadi baaskontrollperimeetril  $u_1$  tuleb kontrollida tingimust (3.10):

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

Plaadi kontrollperimeeter  $u_1$  pikkus on määratud kontrollperimeetri pikkusega kaugusel  $2d$  toe servast ning avaldub kujul:

$$u_1 = a + b + \pi \cdot d = 150 + 255 + \pi \cdot 170 = 939 \text{ mm} \quad (4.2)$$

kus

$a$  – kontrollperimeetri toe laius mm,

$b$  – vaadeldava kontrollperimeetri toe pikkus mm,

$d$  – ristlõike kasuskõrgus (antud juhul 170 mm).

Maksimaalne läbisurumispinge  $v_{Ed}$  baaskontrollperimeetril  $u_1$  leitakse valemiga (3.6):

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 1,5 \cdot \frac{61,0 \cdot 10^3}{939 \cdot 170} = 0,573 \text{ MPa}$$

$\rho_1$  on leitav valemiga (3.14):

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,02\rho_1 \rightarrow \rho_1 = \frac{A_{s1,xy}}{s \cdot d} = \frac{393}{200 \cdot 170} = 0,0116 \leq 0,02$$

Lähtuvalt saadud tulemustest leitakse põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime valemiga (3.12):

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0116 \cdot 30)^{1/3} = 0,784 \text{ MPa} \geq v_{min} = 0,542 \text{ MPa}$$

Põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime kontroll baaskontrollperimeetril  $u_1$  teostatakse valemiga (3.5):

$$v_{Ed} = 0,573 \text{ MPa} < v_{Rd,c} = 0,784 \text{ MPa}$$

Käesolevast järeldatakse, et antud tingimus läbisurumiskandevõimele toe baaskontrollperimeetril on rahuldatud ning plaadile pole vaja ette näha arvutuslikku põikjõuarmatuuri.

Käesolevas töös jäetakse esimese korruse monoliitse raudbetoonist vahelaeplaadi lisaarmatuuri, ja pragudekindluse kontrollarvutused kajastamata. Arvutused on analoogilised antud töö keldrikorruse vahelaeplaadile tehtud arvutustega. Samuti ei ole siinkohal välja toodud kaudsel meetodil teostatud läbipainete kontrollist saadud tulemusi, kuid need jäävad läbipainetele esitatud piiridesse.

## 5. ANALÜÜS JA JÄRELDUSED

### 5.1. Materjalikulu analüüs

Käesolevas töös projekteeritud raudbetoonist vahelaeplaatide materjalikulu ligikaudsed väljavõtted on toodud tabelis 5.1 ning konstruktsioonide joonistel (graafiline osa, leht 6/18 ja 7/18). Materjalide väljavõtetes ei sisaldu materjalide kulu armatuuri ülekatetele.

**Tabel 5.1.** Keldrikorruse ja esimese korruse vahelae materjalide väljavõte.

<b>Konstruktsioon</b>	<b>Betoon C30/37 (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Sarrus B500B (kg)</b>	<b>Armatuuri kulu 1m<sup>3</sup> betooni kohta (kg/m<sup>3</sup>)</b>
Keldrikorruse vahelagi ( $h = 220$ mm)	14,8	1143,1	77,2
Esimese korruse vahelagi ( $h = 200$ mm)	13,2	1050,7	79,6

Tabelist 5.1 järeldub, et materjalide kulu mõlema vahelaeplaadi puhul jääb samasse suurusjärku. Õhema plaadi puhul on suhteline armatuuri kulu 1 m<sup>3</sup> betooni kohta suurem, mis on tingitud koormuste ning konstruktsioonide erinevusest. Keldrikorruse vahelagi on 20 mm paksem kui esimese korruse vahelaeplaat. Keldrikorruse vahelae armatuurikoguse hulka on arvatud ka garaaži ukse kohal oleva silluse pikitõmbearmatuur ning rangid. Sellest tulenevalt ei saa materjalide väljavõtet üheselt võrrelda, kuid ligikaudne armatuuri kulu (~80 kg/m<sup>3</sup>) on analoogsete konstruktsioonidega võrreldav.

Armatuurvardaid on lubatud jätkata lähtudes varda ankurdamisele esitatud nõuetest. Kuna armatuurvarraste jätkukohad ei ole projektis ette nähtud, siis sellest tulenevalt ei sisaldu armatuuri kogustes ka ülekatetele kuluv armatuur. Armatuurvardad seotakse võrkudeks. Sidumiseks kasutatakse spetsiaalset sidumistraati, mida ei ole materjalide väljavõttes kajastatud.

Vahelagedesse ette nähtud armatuur koosneb põhiarmatuurist plaadi üla- ja alapinnas, lisaarmatuurist, ankurdusarmatuurist ning kogu plaadi serva ulatuses olevast kontuuri

armatuurist. Vabade servade armeerimine ja kontuurirauad vastavad konstruktiivsetele nõuetele ning ei ole arvutustes kajastatud.

## **5.2. Hinnang arvutustele**

Antud töös lähemalt käsitletud arvutused pikitõmbearmatuuri dimensioonimiseks ja pragudekindluse kontrollimiseks annavad üsnagi võrreldavaid tulemusi ning kogemuslikult on võimalik ligikaudne hinnang vajaliku armatuuri kohta anda ka täpsemaid arvutusi teostamata.

Käesolev töö näitab samas ilmekalt, kui mahukad võivad olla insener-tehnilised arvutused, kui neid teostada vastavalt standardites toodud juhiste ja mahus. Karakteristikute ja tegurite määramist saaks lihtsustada, kui kasutada selleks tabel- või muud analoogset arvutusprogrammi. Eelsisestatud valemid ja defineeritud materjalide karakteristikud võimaldaksid vajalike algandmete sisestamisel kiiresti otsitavaid tulemusi saada ning kontrollida lubatavaid piirväärtusi. Keerulisemate kandeskeemide korral, kus arvutusi tegemata on tugede või koormuste muutustest tingitud mõju keeruline hinnata, on käesolevas töös näidatud viisil vajamineva armatuuri arvutamine ja piirseisundite kontrollimine ebaotstarbekas. Abivahendite kasutamine võimaldaks käsitsi arvutamisega võrreldes rohkem arvutuskombinatsioone ja skeemi modelleerimisest tingitud muutusi läbi proovida ning seeläbi ka optimaalsema lahendusteni jõuda.

Eelpool toodule vaatamata on käesoleva töö autor seisukohal, et kuigi arvutuste teostamist lihtsustavate abivahendite kasutamine on põhjendatud, võib liigne programmidele tuginemine kujutada endast tõsist ohtu, kui sellega ei käi kaasas võime hinnata kriitiliselt saadud tulemusi.



## KOKKUVÕTE

Käesolevas töö objektiks on Tartu linnas Veski tn 6 asuva hoone. Täpsemalt käsitletakse hoone lõunapoolse osa monoliitset raudbetoonist vahelagede projekteerimist. Teostatakse on vajalikud insener-tehnilised arvutused raudbetoonist täisplaatide armatuurvarraste määramiseks ning põikjõukindluse, pragudekindluse ja läbipainete kontrollimiseks.

Töö esimeses osas on tutvustatakse arvutusmetoodikat ning hoone konstruktsioone ning kandeskeemi üldisemalt. Samuti kirjeldatakse töös kasutatava arvutusprogrammi XPLA tööpõhimõtet ning leitavate tulemuste kasutatavust. Töö teises osas leitakse konstruktsioonidele mõjuvad alalis- ja muutuvkoormused. Töö kolmandas osas teostatakse projekteerimiseks vajalikud insener-tehnilised arvutused kasutus- ja kandepiiriseisundi koormuskombinatsioonide arvutustulemustega. Leitakse keldrikorruse ja esimese korruse raudbetoonist vahelagedes vajaminev põhiarmatuur plaadi üla- ja alapinnas ning kontrollitakse põikjõukandevõimet kriitilisel alal. Keldrikorruse vahelaele leitakse arvutuslik vajaminev lisaarmatuur toel, kontrollitakse pragudekindlust ning hinnatakse kaudsel meetodil läbipaindeid. Töö neljandaks, graafiliseks osaks, on põhiprojektile esitatavatele nõuetele vastavad raudbetoonist kandekonstruktsioonide joonised (eraldi köites).

Hinnanguliselt on arvutustega määratud ning konstruktiivsetest nõuetest tuleneva armatuuriterase kogukulu keldrikorruse ja esimese korruse vahelagede plaatides ootuspärane. Vajamineva armatuuriterase kulu  $1 \text{ m}^3$  betooni kohta ( $\sim 80 \text{ kg/m}^3$ ) on võrreldav analoogsete konstruktsioonelementide materjalikulule.

Käesolevas töös projekteeritud konstruktsioonid ei ole tüüpsed ning antud lahenduse otsene kasutamine teistel objektidel ei ole võimalik. Siiski leiab töö autor, et objektide puhul, mis on korruste lõikes tugevalt liigendatud ning mille kandeskeemist tulenev eripära ei võimalda valmistoodete ja tüüpsete lahenduste kasutamist, on võimalik käesolevas töös toodud arvutusi kasutada võrdlusmaterjalina.

## TÖÖ KOOSTAMISEKS KASUTATUD ARVUTIPROGRAMMID:

- Autodesk AutoCAD 2010
- D.I.E XFEMily, 2000: XPLA – v. 7.15
- Mathcad 15 Enterprise Edition
- Microsoft Office 2010

## KASUTATUD KIRJANDUS

1. Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele. EVS-EN 1992-1-1:2005+NA:2007. Eesti standardikeskus, 2005.
2. Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-2 : Üldeeskirjad, tulepüsivusarvutus. EVS-EN 1992-1-2:2005+NA:2008. Eesti standardikeskus, 2008.
3. EAA.402.10.155, Eesti Ajalooarhiiv, säilik.
4. Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused, mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused. EVS-EN 1991-1-1:2002. Eesti standardikeskus, 2002.
5. Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused, lumekoormus. EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006. Eesti standardikeskus, 2006.
6. Elken, A., Kõlu, A. Muinsuskaitse eritingimused hoone restaureerimiseks ja ümberehitamiseks – Veski 6, Tartu. Tartu: Arhitektuuriklubi, 2008.
7. Hoone ehitusprojekti kirjeldus. Osa 2: Põhiprojekti ehituskirjeldus. EVS 865-2:2006. Eesti standardikeskus, 2006.
8. Kimmel, M., Siilivask, M. Jalutaja teejuht. Tartu I – südalinn ja toometagune. Tallinn: Solnessi Arhitektuurikirjastus, 2009.
9. Masso, T. Ehituskonstruktoriga käsiraamat. Tallinn: Ehitame, 2010.
10. Roolaht, I. Eelprojekti seletuskiri Veski 6, Tartu. Tartu: OÜ Roolaht ja Partnerid, 2013.
11. Siilivask, M. Tartu arhitektuur 1830 – 1918. Historitsism ja juugend. Tartu: OÜ Greif, 2006.
12. Valgur, J. Raudbetoonkonstruktsioonid II – Loengukonspekt. Tartu, 2011.

## LISAD

## **LISA A. Hoone ajalooline ülevaade**

### **A.1. Hoone asukoht ja ajalooline ümbrus**

Käesolevas lõputöös käsitletud hoone asub Tartu kesklinna piiril, Veski tänaval, Kassitoome nölval. Veski tänav sai nime umbes praeguse Veski ja Hermanni tänava alguse vahel asunud Tähtvere mõisa tuuleveski järgi. 19. sajandil linna piiril kulgenud tänav on kandnud ka Piiri tänava nime, nõukogude ajal aga Vene neurokirurgia rajaja Nikolai Burdenko nime.

18. sajandi esimesel poolel hakkas ülikool rendile andma oma Veski tänava Toomepoolseid krunte ülikooliga seotud inimestele ja riigiteenistujatele. Samal ajal asus krunte rentima ka Tähtvere mõis, jagades tänase kvartali laiuse siilu endisest põllumaast kruntrendiõiguse alusel rendikruntideks. Maaomanikena säilitasid nii ülikool kui ka mõis ehitusõiguse ning omandiküsimustes kaasaráakimisõiguse kuni 1940. aastani.[8]

18. sajandil rajati Toomkiriku läänetornide vastu, üle vallikraavi, muldkindlustuse osa ehk teine raveliin, mille kolmnurkse muldkehendi kontuurid on looduses veel praegugi paiguti aimatavad. Seda ala kasutati hiljem savi- ja liivakarjäärina. Veel 1860. aastail väljastas ülikool sealt liiva võtmise tasulisi lube peamiselt oma professoritele ja teenistujatele. 1873. aastal hakati senist liivaauku professor Alexander von Oettingeni eestvedamisel heakorrastama. Istutusmaterjali saadi peamiselt ülikooli Toome puukoolist ja botaanikaaiast. 1874. aastal rajati muruplatse, teid ja sillakesi ning paigaldati istepinke. Geoloogiprofessor Konstantin von Grewingki ettepanekul rajati sinna kunstlik geoloogiline profiil: erialane huviobjekt, mis ühtlasi kujunes maalilise pargiruumi osaks ja vaatamisväärsuseks. Kahjuks jäi see unikaalne objekt hiljem unustusse ja oli 1930. aastateks kokku varisenud. 19. sajandi lõpul rajati Kassitoomele veel väike puust paviljon magnetismi uurimiseks, mis püsis I Maailmasõjani. [8]

### **A.2. Tartu arhitektuuris levinud tellisstiil**

19. sajandi lõpus levis Tartus „tellisstiili“ suund, mille üheks propageerijaks oli Viktor Schröter. Parimaks näiteks tellisstiili suuna kohta on Tartu Peetri kirik ja selle ehituslugu.

Uue kirkuhoone esimesed projektid valmistas 1876. aastal linnaarhitekt Maximilian Roetscher, need aga lükati kooskõlastavate instantside poolt tagasi. [11] Seejärel korraldati 1880. aastal akadeemik Rudolf Bernhardti eestvõttel Peterburis avalik konkurss uue projekti saamiseks. Wilhelm Eisenschmidt andmetel oli võistlusprojektidele esitatud kolm tingimust: kirik pidi telliskivist ja „gooti moodu“ olema, seal pidi olema kolm tuhat istekohta ja ehitise maksumus ei tohtinud ületada 80 000 rubla. Võitjaks osutus professor V. Schröter, kellelt seejärel telliti juba üksikasjalikud projektid, mis jaanuaris 1881 ka siseministeriumis kinnitati. [11]

Kiriku põhiosa valmis 1882-1884, seejärel ehitus seiskus rahapuudusel ja tornid valmisid alles kakskümmend aastat hiljem (1903, metallkonstruktsioonid kavandas Georg Hellat). Arhitekt näib olevat lähtunud pigem romaani kui gooti stiili eeskujudest, eriti läänefassaadil domineeriva jõulise kaarava ja polügonaalsete külgmiste trepitornide käsitluses. Siiski on tegu „tellisstiilile“ tüüpilise stiilide kombinatsiooniga. Peafassaadi keskosa rõhutab vertikaalsust, moodustades astmelise ülemineku torniosale. Massiivsete vormidega on rõhutatud hoone tugevuse ja staatilisuse muljet. Plaanilahenduses on pööratud tähelepanu ruumstruktuuri terviklikkusele. Külglöövid on lahendatud kolmekorruselistena, puitkonstruktsioonis galeriidega kahel ülemisel tasandil, mis omakorda on ühendatud hoone neljas nurgas paiknevate trepitornidega. Interjööris annavad tooni tahutud puitpilastrite ja gootipärase saelõikeornamendiga dekoreeritud puitkonstruktsioonid. [11]

1881. aastal projekteeris Schröter Tartusse veel teisegi ehitise – insener Peter von Götte villa Veski tänaval (Veski 6). Tellija oli Peterburi päritolu raudteeinsener, kes pärast Pihkva-Riia raudtee valmimist tegutses Tartus Vene kindlustusseltside inspektori ja agendina. [11] Selles ehitises järgib arhitekt suunda, mida ta juba alates 1870. aastaist oli kasutanud Peterburi üürimajade ja eramute arhitektuuris. Fassaadidel ilmneb tellisfaktuuri dekoratiivne käsitlus eri värvi fassaaditellise kasutamises. Küljele viidud nurgatorni ja gootipärase fassaadiviilu abil liigendatud kõrge katusemaht ja erinevad dekoorielemendid fassaadidel annavad hoonele maalilise ilme. [11]

1890. aastail kasutasid eelnimetatud ehitistele lähedast stiili oma projektides ka Tartu arhitektid, peamiselt seotuna neorenessansi arhitektuurivormidega. 1892. aastal projekteeris Otto Schröder Toomemäe jalamile (Lai 1) Ado Grenzsteini elamu. Hoone

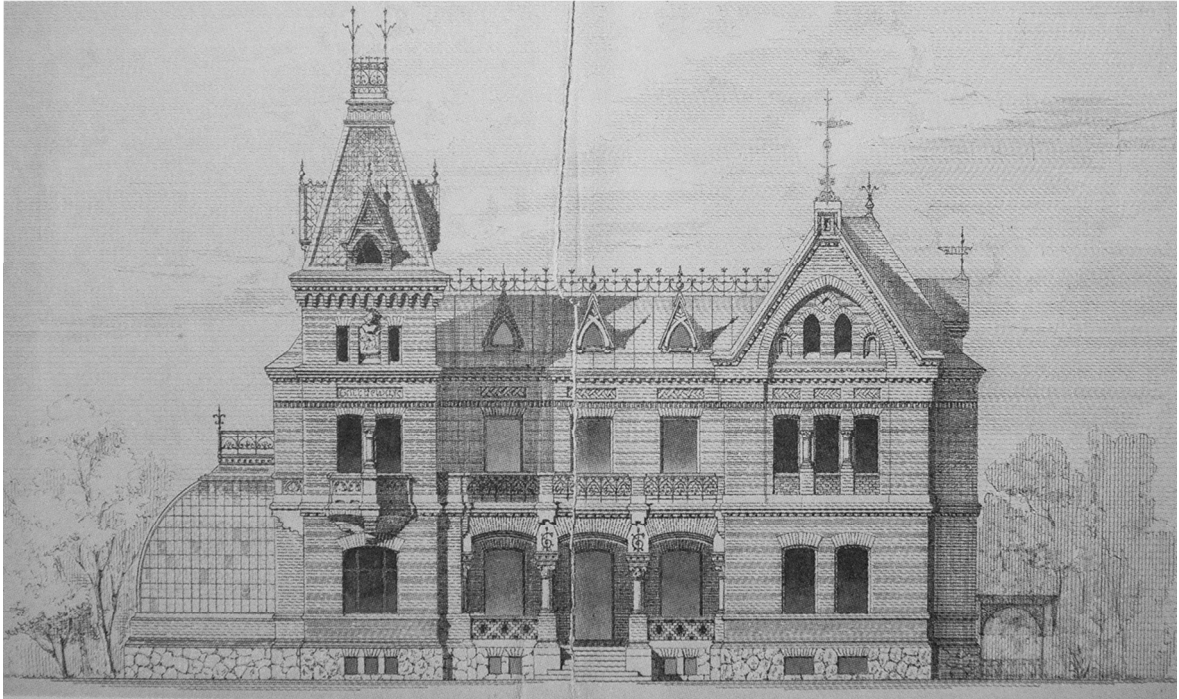
mahulises liigenduses on taotletud eramuarhitektuurile omast asümmeetrilist ja maalilist siluetti. [11]

Samasse suunda kuuluvad ka Reinhold Guleke 1890. aastail projekteeritud uus linnavõimla (Lai 37), korporatsioon „Livonia“ konvendihoone (Veski 13) ja korporatsioon „Estonia“ konvendihoone (Tähe 3), samuti 1902-1904 valminud ülikooli ühiselamu (praegune arhiivihooned J. Liivi 4). Need eelnimetatud ehitised on vaoshoitud krohvimate tellishooned, mille kujunduses tõusevad esile materjal ja faktuur: korrektselt vuugitud punased tellispinnad, tektoonilisi klassitsismivorme järgiv fassaadiliigendus pilastrite ja profileeritud tellisest vahekarniisidega. Dekoorina on kasutatud tüüpseid malm detaile. [11]

Materjalieheduse kontseptsioon ületab stiilide piirid ja kandub edasi uutele stiilivariatsioonidele. Sajandi lõpu hoonetel on näha enam tellis- ja dekoratiivse viimistlusega krohvipindade ning samuti metall ja puitelementide kõrvuti eksponeerimist fassaadil. Seega võib väita, et materjalieheduse ideele tuginev „tellisstiil“ soodustas kaudselt erinevate stiilikontseptsioonide lähenemist. [11]

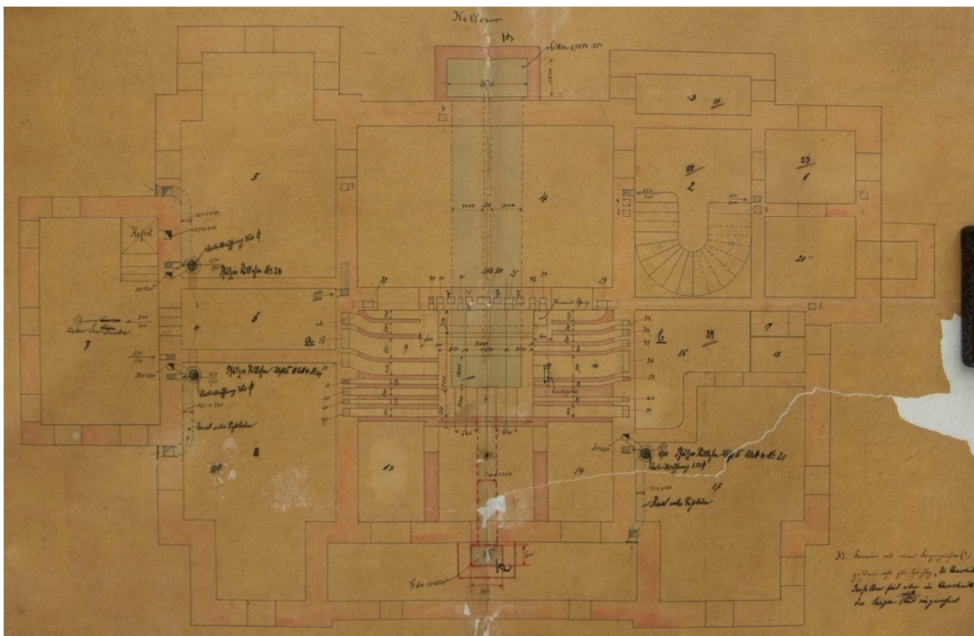
### **A.3. Hoone kirjeldus**

19. sajandi teise pooleni lubas ülikool Veski tänava äärsel Toomemäe nõlval vaid aiamaad pidada. 1881. aastal ostis krundi Peter von Götte, kuhu plaaniti rajada villa. Villa projekteeris samal aastal V. Schröter. Selles ehitises järgis Schröter sama suunda, mida ta juba 1870. aastaist oli Peterburi üürimajade ja eramute arhitektuuris kasutanud. Villa kujundus lähtub tol ajal populaarsest materjalieheduse kontseptsioonist ja taotlusest luua uus kaasaegne arhitektuurstiil. Arhitekt on kasutanud erinevaid ajaloolisi stiilielemente, tuntavam neist gooti teravkaarava. Hoonele eriti iseloomulik on metallelementide (sissekäigu varikatus, dekoratiivvõred katuseharjal jm) dekoratiivne käsitus, mis meenutab struktuuriratsionalistide (A.K. Krasovski) teesi rauast kui kaasaegse arhitektuurstiili eeldusest.



**Joonis A.1.** Vaade hoonele idast. [3]

Algselt oli hoone lõunaküljele projekteeritud ka klaas- ja teraskonstruktsioonist talveaed (joonis A.1). Hoonesse oli projekteeritud ka sel ajal Tartus veel täiesti uudne keskküttesüsteem ja veevõrk (joonis A.2). Ansambliksse projekteeriti ka 19. sajandi lõpul rajatud maaliline parkaied, mille põhjanurgas Kassitoome oru serval paikneb 1881. aastal rajatud vaatepaviljon. [8]



**Joonis A.2.** Hoonesse projekteeritud küttesüsteem. [3]

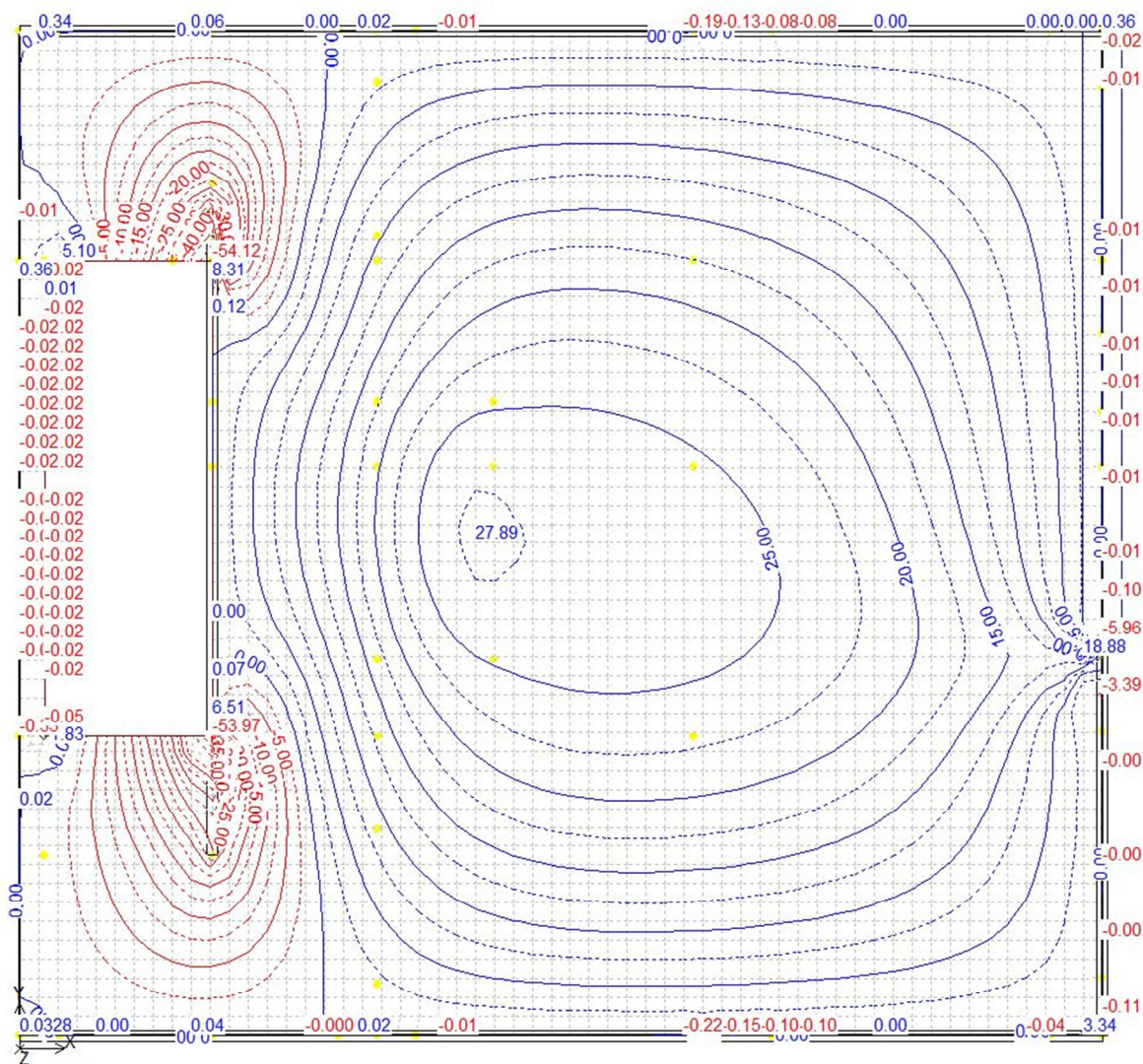


Käesoleva töö objektiks olev hooneosa on tõenäoliselt ehitatud 1930.aastatel. Algselt projekteeritud talveaia asemel rajati proportsioonidelt sobimatu ja raskepärane juurdeehitus, mille korrused on eeldatavalt ehitatud erinevatel aegadel. Joonised ja projektid juurdeehituse kohta puuduvad. [6]

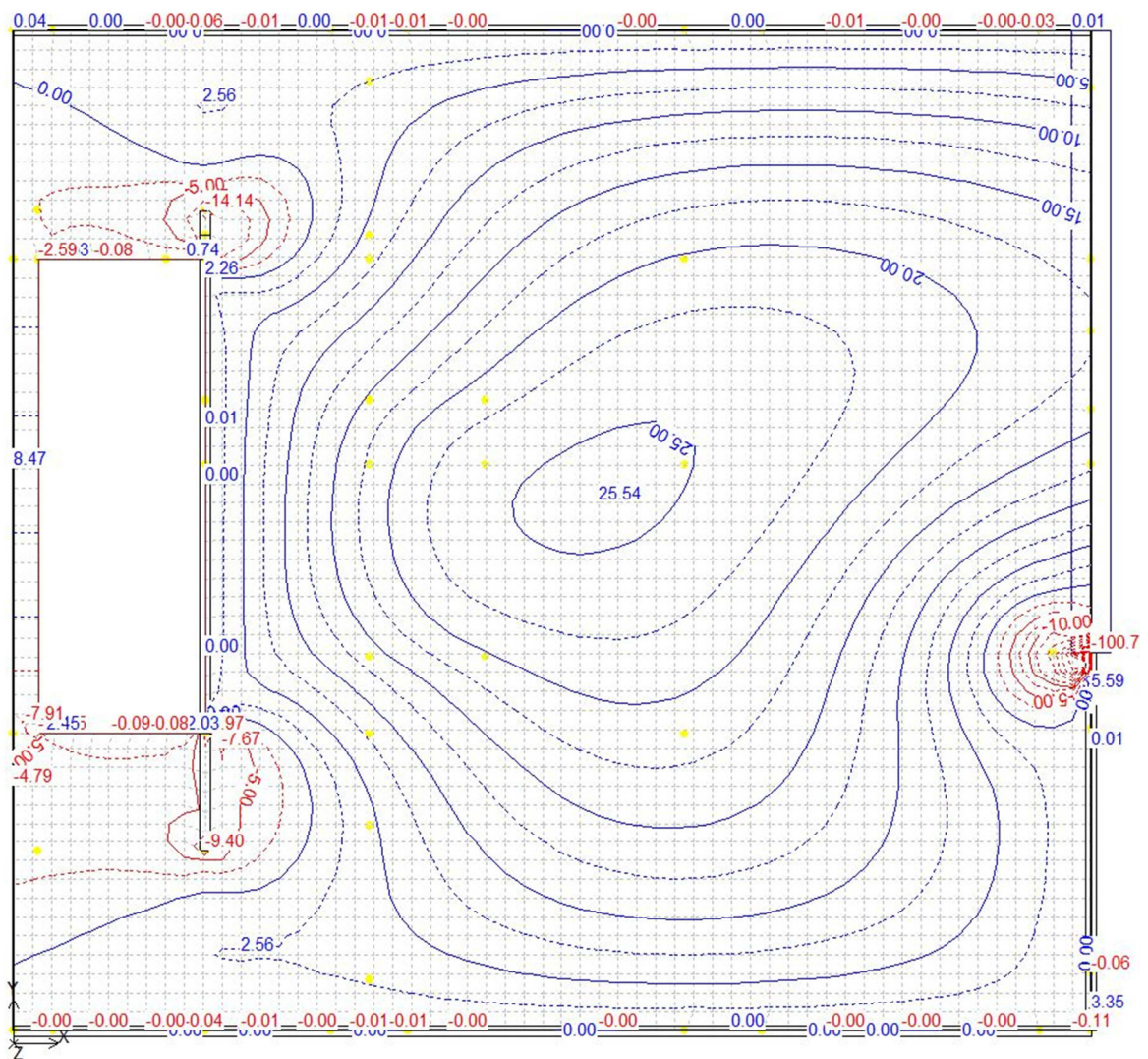
Kaasaegsete kohalike arhitektide töödega võrreldes iseloomustavad hoonet suurem ekspressiivsus ja atraktiivsem vorm, samuti väljapeetum detailikäsitus. Hoone ehitustööde järelvalvet teostas ja detailijoonised valmistas hoone omanik insener von Götte ise.[11]

1911. aastal ostis ülikool von Göttedelt hoone Tartu lastekliiniku jaoks, mis tegutses siin kuni 1930. aastateni. Pärast II Maailmasõda on hoones olnud väikelastekodu, tuberkuloosidisperser ja Eesti Põllumajandusakadeemia klubi. Alates 2011. Aastast kuulub hoone taas eraomandisse. [6]

**Lisa B. Keldrikorruse monoliitse vahelaie sisejõud ja toereaktsioonid (kuvatõmmised programmist XPLA).**

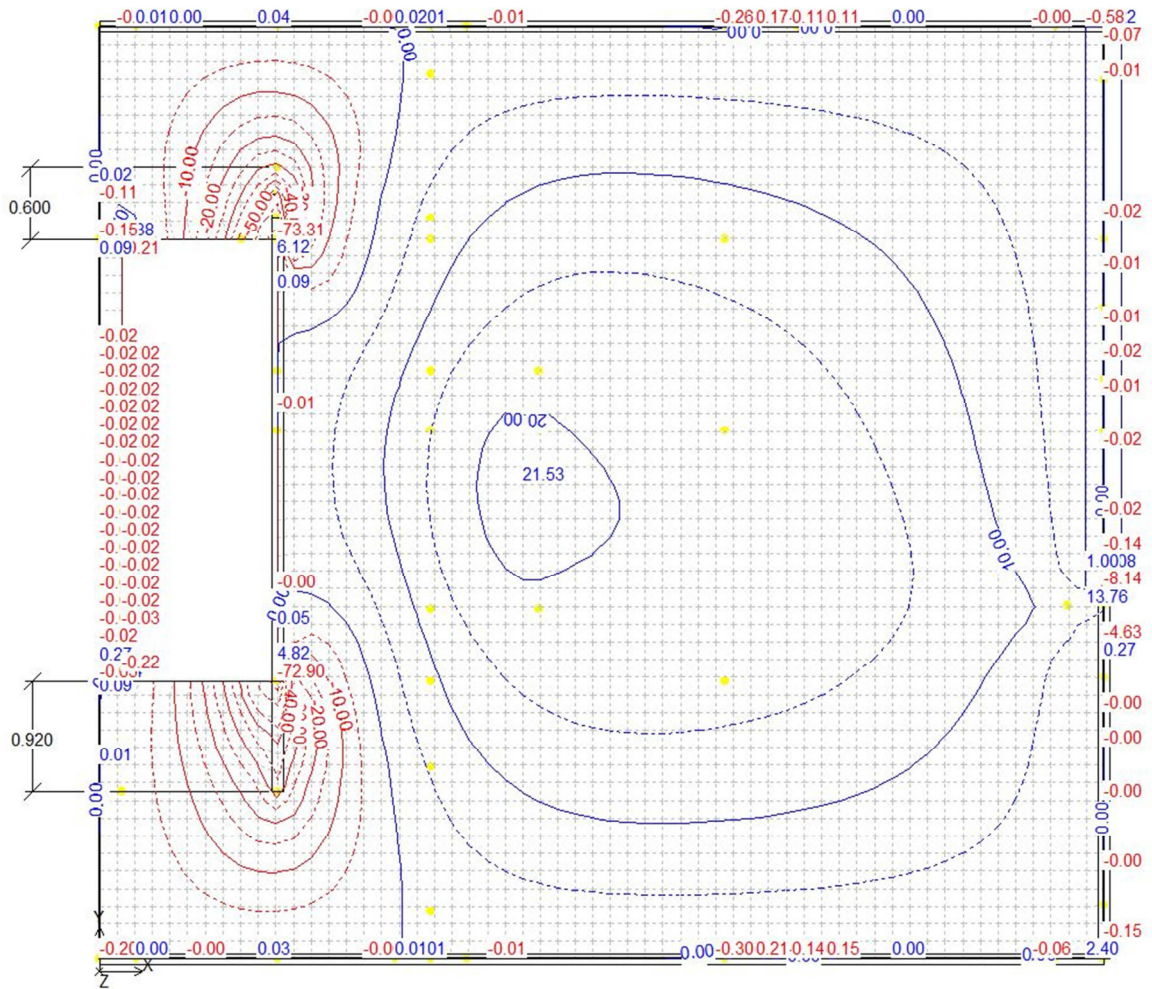


**Joonis B.1.** Keldrikorruse vahelaieplaadi alapinnas *x* - telje suunalisel töötamisel tekkivad suurimad paindemomendid kandepiirsesundis (kN m/m).

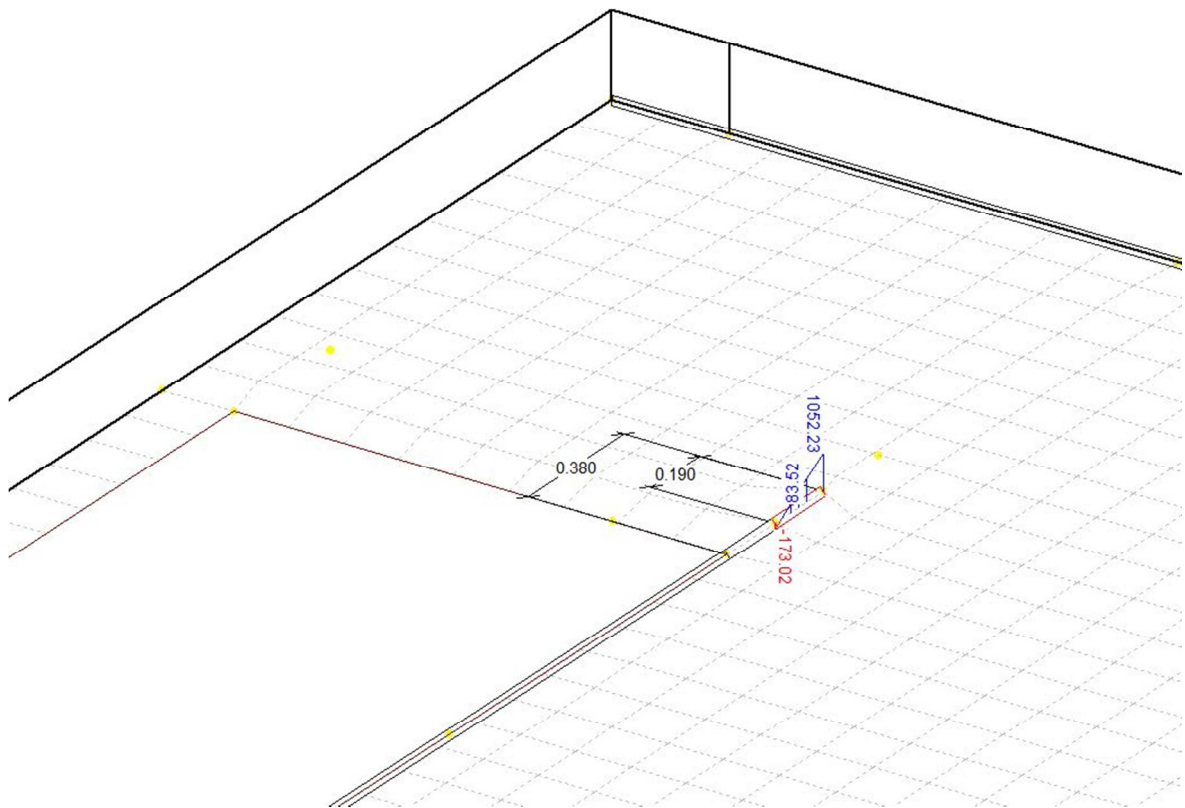


**Joonis B.2.** Keldrikorruse vahelaeplaadi alapinnas y - telje suunalisel töötamisel tekkivad suurimad paindemomendid kandepiirteisundis (kN m/m).

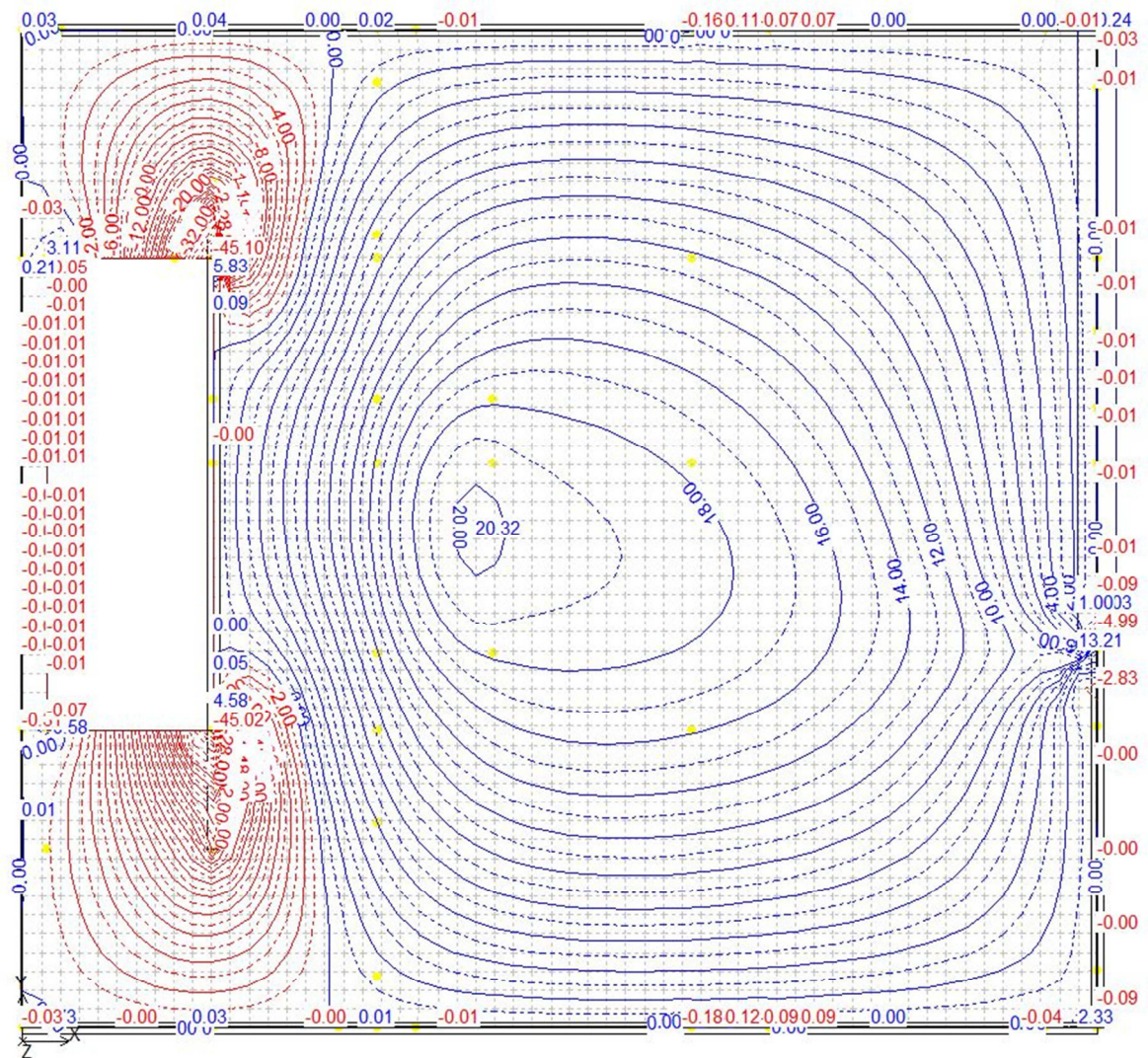




**Joonis B.3.** Keldrikorruse vahelaepaadi ülapinnas  $x$  - telje suunalisel töötamisel tekkivad suurimad paindemomendid kandepiirseisundis (kN m/m).



**Joonis B.4.** Toereaktsioon kandepiirseisundi koormuskombinatsioonist.  $V_{Ed} = 83,5$  kN on vaadeldavale toeosale mõjuv arvutuslik kogukoormus.

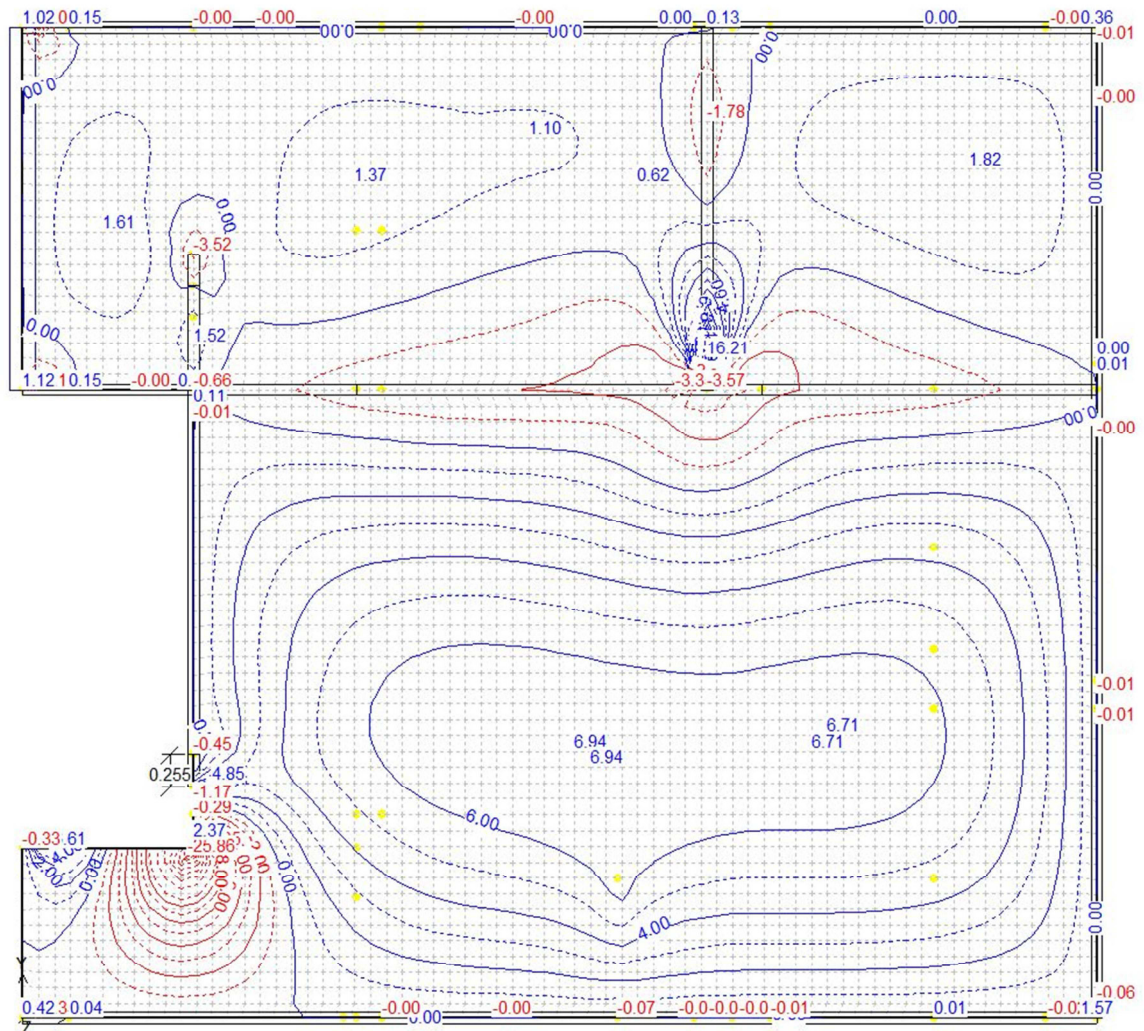


**Joonis B.5.** Keldrikorruse vahelaeplaadi alapinnas  $x$  - telje suunalisel töötamisel tekkivad suurimad paindemomendid kasutuspiiriseisundi tavakombinatsioonist (kN m/m).



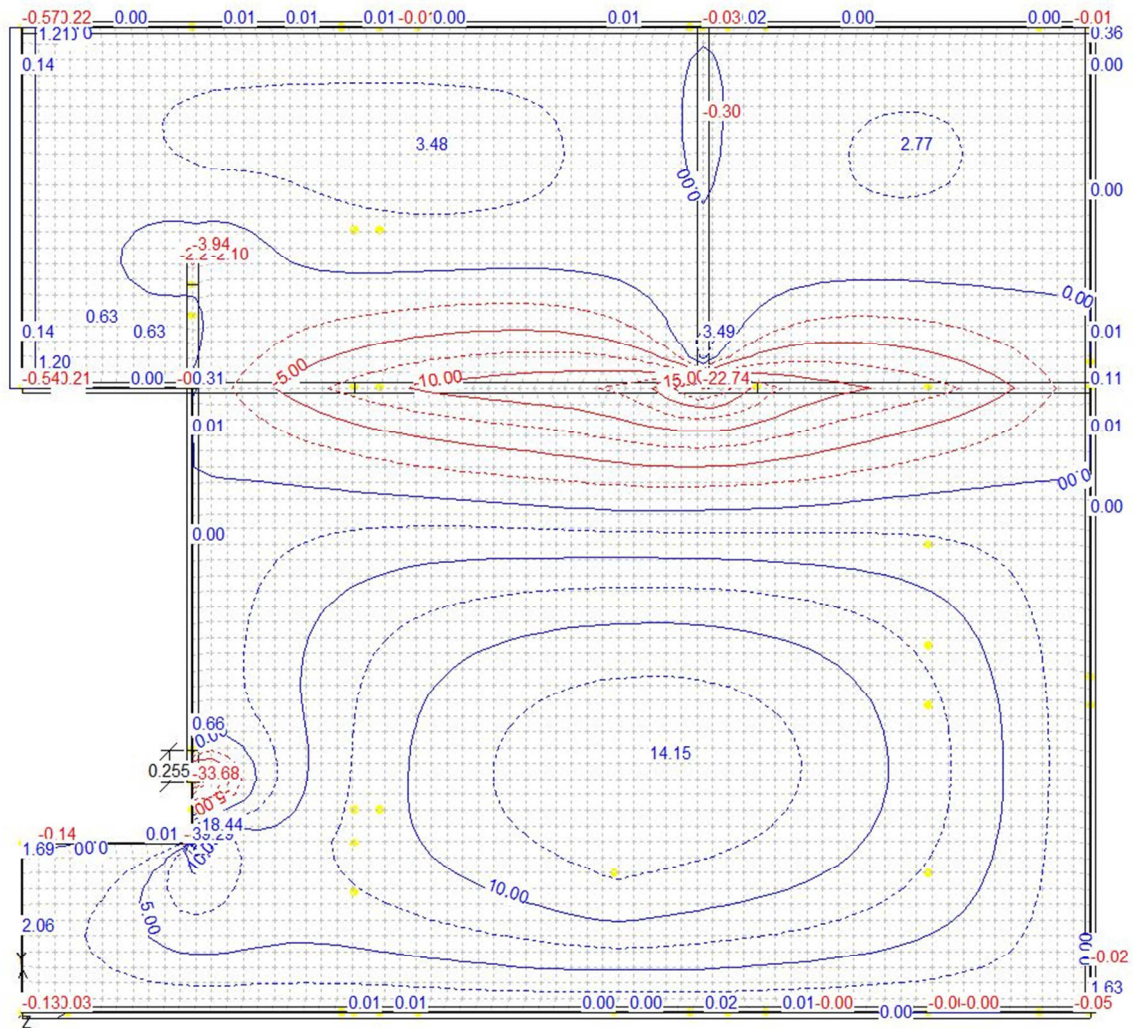


**LISA C Esimese korruse monoliitse vahelaie sisejõud ja toereaktsioonid (kuvatõmmised programmist XPLA).**

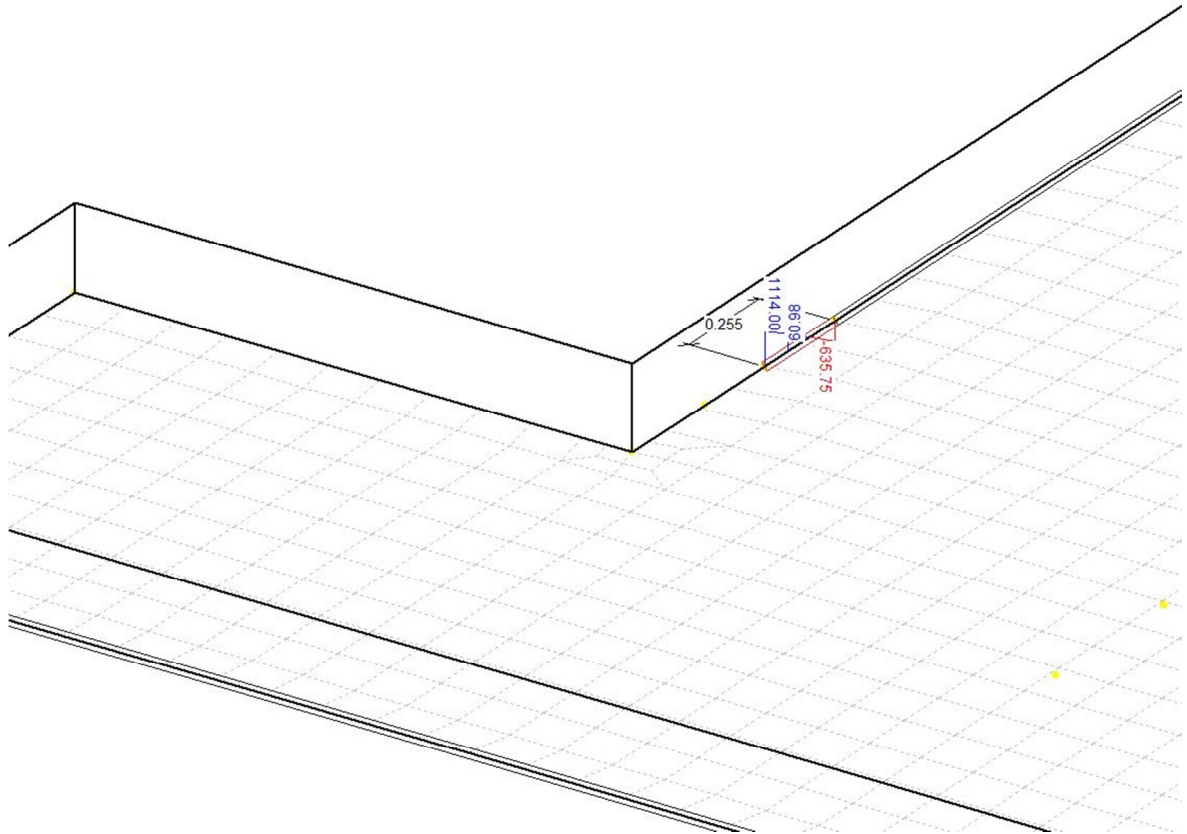


**Joonis C.1.** Esimese korruse vahelaeplaadi alapinnas  $x$  - telje suunalisel töötamisel tekkivad suurimad paindemomendid kandepiirsesundis (kN m/m).





Joonis C.2. Esimese korruse vahelaepaadi alapinnas y - telje suunalisel töötamisel tekkivad suurimad painedmomendid kandepiirsesundis (kN m/m).



**Joonis C.3.** Toereaktsioon kandepiiriseisundi koormuskombinatsioonist.  $V_{Ed} = 60.98 \sim 61,0$  kN on vaadeldavale toeosale mõjuv arvutuslik kogukoormus.