



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOO  
INSENERITEADUSKOND  
EHITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOO

**RAUDBETOONSEINTE PROJEKTEERIMINE  
VARRASMEETODI JA MITTELINEAARSE  
ANALÜÜSIGA**

**THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE WALLS  
WITH THE IMPLEMENTATION OF STRUT-AND-TIE  
METHOD AND NONLINEAR ANALYSIS**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Artur Andersalu  
Üliõpilaskood: 153830EAEI

Juhendaja: Ahti Lääne  
Kaasjuhendaja: Jürgen Einpaul

Tallinn 2022

# 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.

..... . mai 2022

Autor: .....

/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

..... mai 2022

Juhendaja: .....

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

".....".....201... .

Kaitsmiskomisjoni esimees .....

/ nimi ja allkiri /

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

Mina Artur Andersalu (sünnikuupäev: 13.12.1995)

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

„Raudbetoonseinte projekteerimine varrasmeetodi ja mittelineaarse analüüsiga“, mille juhendaja on Ahti Lääne ning kaasjuhendaja Jürgen Einpaul,

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)

# Ehituse ja arhitektuuri instituut

## LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

**Üliõpilane:** Artur Andersalu, 153830EAEI

Õppekava, peeriala: EAEI02/15 - Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine

**Juhendaja(d):** vanemlektor, Ahti Lääne, +372 512 8469

projekteerija, Jürgen Einpaul, +372 512 8469

### Lõputöö teema:

Raudbetoonseinte projekteerimine varrasmeetodi ja mittelineaarse analüüsiga

*The design of reinforced concrete walls with the implementation of strut-and-tie method and nonlinear analysis*

### Lõputöö põhieesmärgid:

1. Varrasmeetodi täpsem uurimine ning rakendamine
2. Mittelineaarse analüüsi jaoks eelteadmiste omandamine ning rakendamine
3. Raudbetoonseinte projekteerimisvõtete rakendamine

### Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Varrasmeetodi teoreetiline osa	04.10.2021
2.	Mittelineaarse analüüsi teoreetiline osa	06.12.2021
3.	Praktilise ülesande lahendus	07.02.2022
4.	Esimene eellugemine	07.03.2022
5.	Lõppvormistus	02.05.2022

**Töö keel:** eesti

**Lõputöö esitamise tähtaeg:** "....." mai 2022 a

**Üliõpilane:** Artur Andersalu

..... "....." mai 2022.a  
/allkiri/

**Juhendaja:** Ahti Lääne

..... "....." mai 2022.a  
/allkiri/

**Kaasjuhendaja:** Jürgen Einpaul

..... "....." mai 2022.a  
/allkiri/

**Programmijuht:** Irene Lill

..... "....." mai 2022.a  
/allkiri/

# SISUKORD

SISUKORD .....	5
EESSÕNA .....	7
LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU .....	8
1. SISSEJUHATUS .....	12
2. ÜLDANDMED .....	14
2.1 Töö piiritletus ja alusdokumendid .....	14
2.2 Hoone lühikirjeldus .....	14
3. PLASTSUSTEORIA .....	16
4. VARRASMEETOD .....	18
4.1 Varrasmeetodi ajalugu .....	18
4.2 Diskontinuiteet ja selle määratlus konstruktsioonis .....	19
4.3 Varraskeemi koostamine .....	20
4.4 Betooni efektiivsustegur .....	22
4.5 Vardad .....	24
4.5.1 Survevardad .....	25
4.5.2 Tõmbid .....	27
4.6 Sõlmed .....	27
4.7 Varraskeemide konservatiivsus .....	31
5. SEINTE PROJEKTEERIMINE .....	34
6. MITTELINEAARSETE ARVUTUSMUDELITELE VARUTEGURITE RAKENDAMINE .....	37
6.1 Globaalse kandevõime meetod .....	37
6.1.1 Standardi EVS-EN-1992-2 käsitletus .....	37
6.1.2 Eeldatud variatsioonikoefitsiendi meetod .....	39
6.1.3 Tõenäosuslik meetod .....	40
6.1.4 Varutegurite meetod .....	40
6.1.5 Varutegurite meetod PFM uue eurokoodi järgi .....	40
7. MITTELINEAARSE ARVUTUSMUDELI VASTAVUSE HINDAMINE .....	42
7.1 Tase 1 mudeli kalibreerimine materjalide omadustega .....	42
7.2 Tase 2 kalibratsioon .....	42
7.3 Tase 3 kalibreerimine: valideerimine ja kalibreerimine konstruktsiooni tasandil .....	43
8. MITTELINEAARSE ANALÜÜSI TEOREETILISED ALUSED .....	44
8.1 Materjalimudelid mittelineaarsel analüüsil .....	44
8.1.1 Pinged, siirded ja materjali jäikus .....	44
8.1.2 Pragunemise teooria .....	47
8.1.3 Survepurunemise teooria .....	48

8.1.4	Pragunemise protsess.....	50
8.1.5	Kaks mudelit jaotatud prao avanemisele.....	51
8.1.6	Pragunenud betooni survetugevus.....	53
8.1.7	Tõmbekalestumine pragunenud betoonis.....	53
8.2	Lahendusparameetrid.....	54
8.2.1	Newton Raphson.....	54
8.2.2	Arc length meetod.....	55
8.2.3	Üldised arvutusmudeli konvergeerumise tingimused.....	55
8.3	Arvutusvõrgu valimine.....	55
8.4	Pragude modelleerimine.....	56
9.	ARMATUURI ANKURDUS.....	58
10.	LIHTSUSTATUD SEINA ARVUTUS.....	65
10.1	Diagonaalvardaga sein.....	65
10.2	Diagonaalvardata sein.....	68
10.3	Mittelineaarne analüüs.....	69
10.3.1	Arvutusmudelite tundlikkuse analüüs.....	69
10.3.2	Mittelineaarses analüüsis kasutatavad materjaliomadused.....	71
10.3.3	Seina koormustsüklid mittelineaarsel analüüsil.....	72
10.4	Kokkuvõtte lihtsustatud seinte näitest.....	73
11.	KESKKONNAMAJA SEIN.....	79
11.1	Keskkonnamaja seina arvutus tarkvaraga CAST.....	80
11.2	Mittelineaarne arvutus.....	85
11.2.1	Seina armeering.....	85
11.2.2	Arvutusvõrk.....	86
11.2.3	Koormustsüklid.....	86
11.2.4	Materjalide parameetrid.....	87
11.2.5	Arvutustulemused.....	88
11.2.6	Tugede B ja C toereaktsioonid.....	89
	KOKKUVÕTE.....	94
	SUMMARY.....	96
	KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU.....	96
	LISA 1.....	99
	LISA 2.....	103
	LISA 3.....	107
	LISA 4.....	108
	LISA 5.....	109

## **EESSÕNA**

Lõputöö koostati Tallinna Tehnikaülikoolis. Töö juhendajaks oli vanemlektor Ahti Lääne ja kaasjuhendajaks PhD Jürgen Einpaul, EstKONSULT OÜ projekteerija. Lõputöös käsitletakse seinte projekteerimise teoreetilist tausta ja seinte arvutamist varrasmeetodi ja mittelineaarse analüüsiga praktiliste näidete abil.

Autor tänab:

Jürgen Einpauli, kes tutvustas antud teema valdkonda ning oli suureks abiks lõputöö koostamisel;

Ahti Läänet, kes andis omapoolsed hinnangud ja soovitused lõputöö kirjutamisel;

Martin Truutsu, kes nõustas programmi Atena 2D ja programm ARSA osas.

Lõputöö märksõnad: Mittelineaarne analüüs, raudbetoonseinad, varraskeemimeetod, magistritöö

# LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU

## Ladina suurtähed

$A_c$  – betooni ristlõikepindala  
 $A_{cs}$  – betoonvarda ristlõikepindala standardi ACI318 järgi  
 $A_{s,min}$  – minimaalselt nõutud armatuuri ristlõikepindala  
 $A_s$  – armatuuri ristlõikepindala  
 $A_w$  – keevisepindala  
 $C_e$  – betoonvardad surves  
 $E_c$  – betooni elastsusmoodul  
 $E_{cm}$  – Betooni elastsusmoodul  
 $E_d$  – arvutuslik koormus  
 $E_k$  – normatiivne koormus  
 $F_{bt}$  – armatuurist tulenev ankurdusjõud  
 $F_i$  – Vardas mõjuv jõud  
 $F_{nm}$  – betoonsõlme tugevus ACI318 järgi  
 $F_{ns}$  – survevarda tugevus ACI318 järgi  
 $F_s$  – üksiku armatuurvarda tõmbetugevus  
 $G_F$  – betooni tõmbepurunemisele kuluv energia  
 $G_k$  – normatiivne alaline punktkoormus  
 $L'_d$  – purunemisriba pikkus  
 $P_f$  – tõenäosus  
 $P_i$  – Välisjõud  
 $Q_k$  – normatiivne muutuv punktkoormus  
 $R_k$  –mittelineaarse analüüsi maksimaalne kandevõime normatiivsete materjalide väärtustega  
 $R_m$  – mittelineaarse analüüsi maksimaalne kandevõime keskmiste materjalide väärtustega  
 $R_d$  – arvutuslik kandevõime  
 $T_c$  – betoonvardad ilma täiendava armatuurita tõmbes  
 $T_s$  – betooniga ümbritsetud terastõmbid  
 $V_R$  – mittelineaarsest analüüsist tulenev variatsioonikoefitsient

## Ladina väiketähed

$a_b$  – pool painutustasandiga risti mõõdetud varraste tsentrite vahekaugusest või elemendi välispinna juures paiknevale vardale;  
 $c_{nom}$  – raudbetooni nominaalne kaitsekiht  
 $f_{bd}$  – betooni armatuuri nakketugevus ribilise profiili korral  
 $f_{cd}$  – betooni survetugevus  
 $f_{ce}$  – betooni survepinge ACI318 järgi  
 $f_{ck}$  – 28 päeva vanuse betooni silindriline normsurvetugevus  
 $f_{cm}$  – betooni keskmine survetugevus  
 $f_{ctd}$  – betooni arvutuslik tõmbetugevus  
 $f_{ctk,0,05}$  – betooni normatiivne tõmbetugevus tõenäosusega 95%  
 $f_{ctm}$  – betooni keskmine tõmbetugevus  
 $f_d$  – materjali arvutuslik tugevus  
 $f_t$  – betooni tõmbetugevus mittelineaarses analüüsis  
 $f_t^{'ef}$  – efektiivtõmbepinge  
 $f_u$  – terase tõmbetugevus  
 $f_{yk}$  – armatuuri normatiivne voolavuspiir  
 $g_k$  – normatiivne alaline koormus  
 $k_{ci}$  – betooni survevarda kandevõime vähendustegur Model Code 2010 järgi  
 $k_i$  – betooni survevarda kandevõime vähendustegur Eurokood 2 järgi  
 $l_{0,min}$  – minimaalne ülekattepikkus armatuuril



$l_0$  – armatuuri ülekattepikkus  
 $l_{b,rqd}$  – vajalik minimaalne ankurduspikkus  
 $l_i$  – varda pikkus  
 $q_k$  – normatiivne muutuv koormus  
 $q_{ud}$  – mittelineaarse analüüsi teel saavutatud maksimaalne koormus  
 $r_0$  – keevise geomeetriast tuletatav abitegur tüvikoonuse küljepindala arvutamiseks  
 $s_{max}$  – suurim lubatud armatuurvarraste samm  
 $u_i$  – välisjõust tingitud üldsiire  
 $w_c$  – prao lõplik suurus pinge ammendumisel betoonis  
 $w_d$  – plastse siirde pikkus  
 $a$  – geomeetriline suurus;  
 $c$  – betooni survetugevuse vähendustegur pragude olemasolul betoonkehas  
 $d$  – armatuurterase kasuskõrgus raudbetoonil  
 $k$  – armatuurterase tegur kalestumisel  
 $r$  – arvutusmudel funktsiooni kujul  
 $w$  – prao avanemislaius  
 $z$  – sisejõudude õla tähis

## Indeksid

1k – 1. korruse asukohale viitav tähis  
 at – abitala  
 B – büroopindade muutuvale koormusele viitav tähis  
 C – kogunemispindade muutuvale koormusele viitav tähis  
 d – arvutuslik koormus  
 E – laopindade muutuvale koormusele viitav tähis  
 g – alaline koormus  
 G – alalise koormuse varuteguri indeks  
 IL – muutuvale koormusele viitav tähis (ingl k. Imposed Load)  
 inf – soodne koormus  
 jk – normatiivne joonkoormus  
 k – normatiivne koormus  
 KIPS – kipsist materjali tähis erikaalu jaoks  
 KL – katuslae konstruktsioonitüüp  
 korrus – korruse mõõtu tähistav väärtus  
 L1...L5 – Teljel L1 kuni L5 asuvad pingebetoonialade viited  
 LA...LJ – Linnamaja telgedele viitavad tähised  
 laag – põrandalaagid  
 LVL – liimkihtkuit GL 32h  
 LVLpp – liimkihtkuidust ehitusplaadi erikaal  
 lõug – tala lõuaga seonduvad gabariidid  
 MW – kivivill  
 MWR – jäik mineraalvillaplaat tuulutussoontega  
 neel – katuslael olevate püramiidide vahelistele neeludele viitav tähis  
 ns – näitusesaal  
 NSVL – näitusesaali vahelaele viitav tähis  
 par – parapetile viitav tähis  
 PBT/JärP – järelpingebetoontala  
 PBTots – pingebetooniala konsoolne ots  
 pk – punktkoormus (nt. koos tähisega L4\_L5 tähistab nende telgede ristumisel esinevat punktkoormust)  
 pp – puitpruss  
 ps – posti samm  
 PSP – päikesepaneelide koormus koos ballastiga  
 pür – katuslael olevate puitpüramiidist aknaluukidele viitav tähis  
 pürtip – kogu püramiiditippude alla minev pindala  
 q – muutuv koormus

Q – muutuva koormuse varuteguri indeks  
 RB – armeeritud raudbetoon  
 RIP – riputuskooormusele viitav tähis  
 roov – roovitis  
 sa – sildeava tähistav viide  
 saag – lumekoormusega seoses saagkatuse neelu tähistav suurus  
 SBS – rullbituumenmaterjal  
 sk – soklikorrus  
 SM – okaspuidust saematerjal C24  
 SN – lumekoormusele viitav tähis  
 SS – sisesein  
 sup – mittesoodne koormus  
 z – vertikaalkoormusele viitav tähis  
 tak – takistuse gabariidile viitav tähis  
 TEH – tehnoloogilisele inventarile viitav koormus  
 TK – täiendav koormus  
 tv – teljevahe  
 VL – vahelae konstruktsioonitüüp  
 VS – välissein  
 XPS – XPS soojustusmaterjali erikaal  
 $\Delta$  – eesliide vahemiku defineerimiseks

### Kreeka tähed

$\alpha_i$  – ankurdust soodustav või vähendav tegur  
 $\beta_c$  – betooni tugevustegur mitmetelgse pingelokorra jaoks ACI318 järgi  
 $\beta_{ni}$  – betoonsõlme vähendustegur ACI318 järgi  
 $\beta_{si}$  – betoonist survevarda vähendustegur ACI318 järgi  
 $\beta_{tgt}$  – konstruktsiooni usaldusväärsuse indeks EVS-EN 1992-1-1:2021 järgi  
 $\beta_w$  – keevise normaliseeriv tegur  
 $\gamma_{O'}$  – modifitseeritud kandevõime vähendustegur, kui arvutuskeemi määramatust arvutuses otseselt ei vaadelda  
 $\gamma_C$  – betooni tugevuse osavarutegur  
 $\gamma_{M2}$  – terase varutegur poltidele ja keevistele  
 $\gamma_O$  – üldine varutegur mittelineaarse analüüsi määramatuse osas  
 $\gamma_{O'}$  – üldine varutegur mittelineaarse analüüsi määramatuse osas koos arvutusmudeli määramatusega  
 $\gamma_R$  – mittelineaarsetest analüüsides tuletatud globaalne varutegur kandevõimele  
 $\gamma_{Rd}$  – arvutusmudeli määramatuse osavarutegur kandevõimele  
 $\gamma_S$  – armatuurterase varutegur  
 $\gamma_{sd}$  – arvutuskeemi määramatuse osavarutegur suhtele koormus/koormustulem  
 $\gamma_{cf}$  – betooni vähendustegur mittelineaarsel analüüsil EVS-EN 1992-2 järgi  
 $\bar{\epsilon}$  – vastavalt pingeaotusele toimuvad siirded konstruktsioonis  
 $\epsilon_1$  – betooni maksimaalne suhteline siire tõmbel  
 $\epsilon_1$  – betooni maksimaalne siirdumise võime survele  
 $\epsilon_c$  – betooni siire elastses staadiumis  
 $\epsilon_{c2}$  – betooni piirpingele  $f_c$  vastav suhteline surve deformatsioon  
 $\epsilon_d$  – betooni kogusiire  
 $\epsilon_{mi}$  – varda keskmine pikisuunaline siire  
 $\eta_1$  – betooni nakketugevuse tegur heade nakketingimuste korral  
 $\eta_2$  – betooni armatuuri diameetrist olenev nakketegur  
 $\eta_{fc}$  – efektiivsustegur betoonile Model Code 2010 järgi  
 $\theta_{cs}$  – kaldenurk tõmbi ja survevarda vahel EVS-EN 1992-1-1:2021 järgi  
 $\theta_{cs}$  – survepingete suuna kaldenurk armatuuri suhtes EVS-EN 1992-1-1:2021 järgi  
 $\sigma_s$  – keevise normaalsuunaline pingekomponent  
 $\bar{\sigma}$  – staatiliselt määratav pingete jaotus konstruktsioonis

$\sigma_{Rd,max}$  – kandevõimele vastav maksimaalne survepinge  
 $\sigma_c$  – betooni survepinge  
 $\sigma_{cd}$  – betoonist survevarda arvutuslik survepinge  
 $\sigma_y$  – terase voolavuspiir  
 $\tau_x$  – keevise ristsuunalise nihkepinge komponent  
 $\psi_0$  – kombinatsioonitegur kandepiirseisundile ja normatiivsele kombinatsioonile  
 $\psi_1$  – kombinatsioonitegur tavakombinatsioonile  
 $\psi_2$  – kombinatsioonitegur tõenäolisele kombinatsioonile  
 $\phi_m$  – minimaalne painutusspindli läbimõõt  
 $\Phi$  – vähendustegur betooni tugevusele ACI318 järgi  
 $\beta$  – variatsiooni määramatuse koefitsient  
 $\theta$  – kaldenurk tõmbi ja survevarda vahel  
 $\nu$  – põikjõu toimel pragunenud betooni tugevuse vähendustegur (efektiivsustegur)  
 $\nu$  – Poisson'i tegur  
 $\nu'$  – survevarda tugevuse vähendamise tegur ehk betooni efektiivsustegur Eurokood 2 järgi  
 $\pi$  – Pii kordaja  
 $\rho$  – armeerimistihedus  
 $\phi$  – armatuur läbimõõt

### Lühendid

AASHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials*  
 ACI - *American Concrete Institute*  
 AL - Arc Length lahendusmeetod  
 ARV-XX - arvutuskäik ja selle järg  
 CAST - *Computer Aided Strut-and-Tie programm*  
 MC2010 - *Model Code 2010*  
 NR - Newton Raphsoni lahendusmeetod  
 EC2 - Eurokood 2  
 LS- *Load Step*, koormamistsükkel  
 SBeta - *StahlBeton Analyse*, raudbetooni analüüs  
 VSM - Varrasmeetod

# 1. SISSEJUHATUS

Raudbetoonseinte arvutamisel ei ole välja kujunenud selget ning põhjalikku arvutusmetoodikat. Samas, talade ja postide arvutamisel on standardites täpsemaid ja selgelt mõistetavaid juhiseid rohkem. Seega hetkel puudub üheselt standardiseeritud meetod raudbetoonseinte arvutamiseks – arvutamise detailsus jääb enamasti ehitusinseneri enda vastutada. Raudbetoonseinte arvutus ei ole keeruline, kui sein on ühtlaselt toetatud ning sellel puuduvad avad. Probleeme tekitavad aga skeemid, kus seintele on rakendatud suured punktkoormused. Ka Eestis ehitatavate uusarenduste puhul on järjest enam näha kortermajade lahendusi, kus kandvad raudbetoonist seinad toetatakse maapealsete või -aluste parklate postidele või vastupidi, postid kandeseintele.

Selliste arvutusolukordade lahendamiseks on kõige sobilikum varrasmeetod, mida käsitletakse antud lõputöös. Varrasmeetodi idee põhineb eeldusel, et sein saab käsitleda sõrestikskeemina. Jaotades sein erinevateks tsoonideks, kus valdav sisejõud on tõmme või surve, mida omakorda saab lihtsustada varrastest koosnevaks skeemiks. Sellise käsitluse alusel saab staatiliselt määrata süsteemi tasakaalu välisjõudude ja toereaktsioonide vahel, mis peaks kokkuvõttes andma ohutu lahenduse.

Mittelineaarse arvutuse kasutamise eesmärk antud lõputöös on tutvustada selle võimalusi raudbetoonkonstruktsioonide arvutamisel. Lisaks, tutvustakse üldisi põhimõtteid ja eeldusi, mida on tehtud materjalimudelite rakendamisel konstruktsiooni arvutusel. Samuti selgitatakse, mida näitavad mittelineaarse arvutuse tulemused ning kuidas hinnata standardite toel ohutut lahendust.

Antud lõputöös on võetud peamiseks uurimisobjektiks Tallinna Lennusadama juurde planeeritud Keskkonnamaja Linnamaja maa-alune betoonkarkassi osa. Raudbetoonkarkassile toetub 3-korruseline puitelementidest maapealne hooneosa. Võib jääda mulje, et puitkonstruktsiooni korral ei ole vertikaalkoormused suured, kuid antud ehitise iseloomuliku kandevskeemi tõttu rakendub kogu maapealse hooneosa vertikaalkoormus suurte punktkoormuste näol maa-alustele raudbetoonseintele. Kuna kandvates raudbetoonseintes on ka arhitektuursed avad ning osaliselt toetub sein postidele, siis muudab see projekteerimise keeruliseks.

**Lõputöö eesmärgid:**

- tutvuda olemasoleva kirjanduse põhjal raudbetoonseinte ja kõrgete talade varrasmeetodipõhise arvutusmetoodikaga;
- tutvuda erinevate rahvusvaheliste standardite seinu käsitlevate osadega ning rakendada neid vajadusel oma arvutustes;
- määrata ratsionaalne varraskeem näiteseina arvutustele, mille põhjal konstrueerida raudbetoonseina armatuur ning määrata selle vajalik survetugevusklass;
- luua varrasmeetodiga projekteeritud lahenduste põhjal arvutusmodelid programmis Atena 2D ning viia läbi mittelineaarne analüüs, et selgitada välja seina purunemise viis ning hinnata varrasmeetodi armeerimisskeemi sobivust ja ratsionaalsust;
- tutvuda mittelineaarse arvutuse metoodikaga, et paremini hinnata programmi Atena 2D poolt arvutatud tulemusi;
- selgitada, kas varrasmeetodit rakendades võib saavutada ligilähedasi tulemusi võrdluses mittelineaarse arvutusega või saavutada sellest vähemalt konservatiivsemaid tulemusi;
- hinnata mittelineaarse arvutuse ja varrasmeetodi ohutust ning otstarbekust igapäevases projekteerimises raudbetoonseinte osas;

## 2. ÜLDANDMED

### 2.1 Töö piiritlus ja alusdokumendid

Antud magistritöös käsitletakse raudbetoonseinte arvutust ning sobilike meetodite rakendamist. Lõputöös võetakse arvutusnäite lähteandmete aluseks olemasolev põhiprojekt, mille jätkuna üritatakse konstrueerida tööprojekti detailsusele vastavat raudbetoonseina osa.

Töös on kasutatud lähteandmetena ettevõtte EstKONSULT OÜ poolt koostatud Keskkonnamaja põhiprojekti [1]. Koormuste arvutamisel on aluseks võetud põhiprojekti tüüpkonstruktsioonid ning korrustele määratud kasutusklassid ja erikoormused.

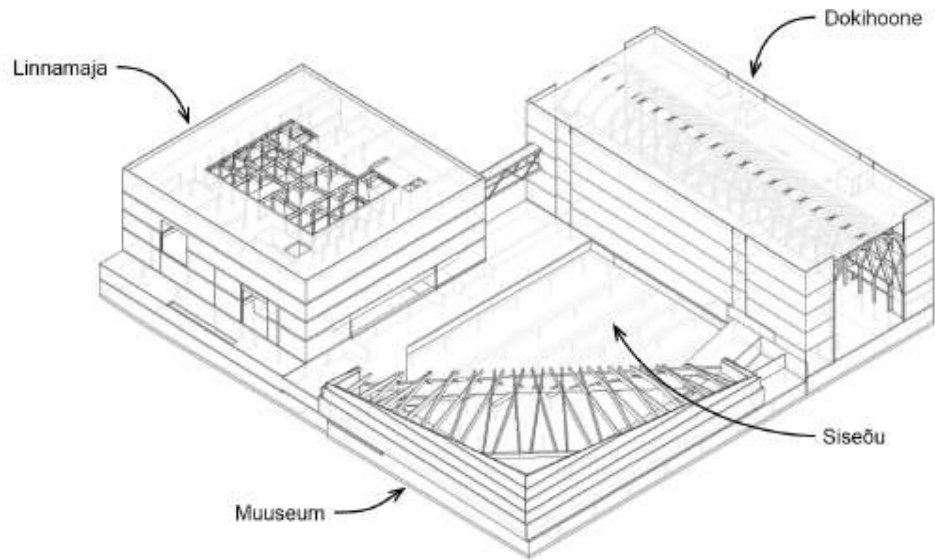
#### **Kasutatud arvutiprogrammid:**

- Tabelitöötlus: Microsoft Excel
- Joonestamine/modelleerimine: Autodesk AutoCAD 2018, Tekla Structures 2019i
- Arvutusmudelid: CAST, ATENA 2D, Autodesk Robot Structural Analysis.

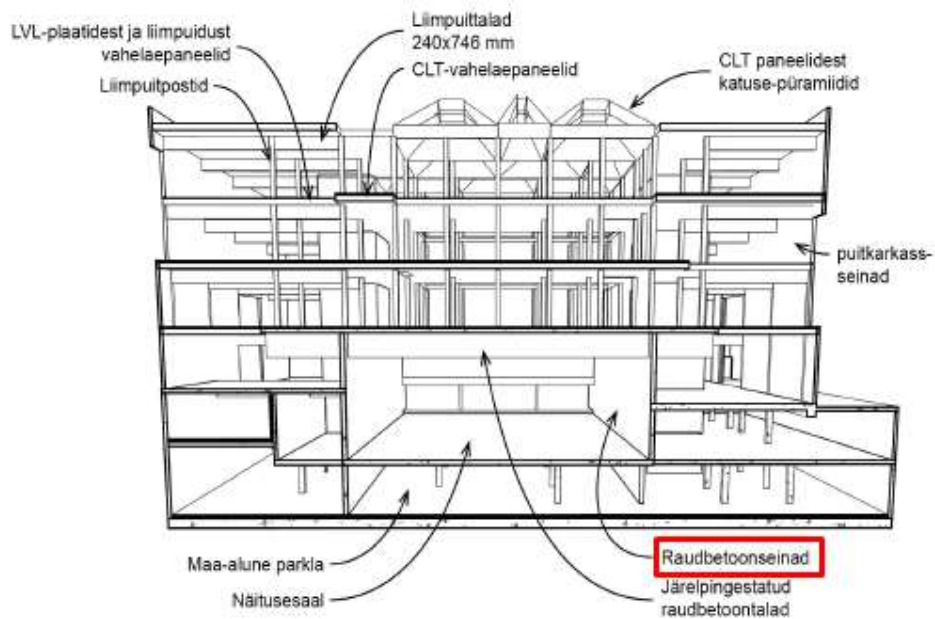
### 2.2 Hoone lühikirjeldus

Arvutusnäites kasutatud hoone on osa Vesilennuki 12, Tallinnasse rajatava Keskkonnamaja hoonete kompleksist, mille moodustavad Muuseumihoone, Dokihoone ja Linnamaja ning nende ühine maa-alune osa. Huvipakkuv raudbetoonsein asub Linnamaja maa-aluses osas (joonised 2.1 ning 2.2).

Maa-alusesse osasse on planeeritud suur näitusesaal kogu Linnamaja hoone pikkuses, mille vahelage sildega 20 m toestavad suured pingebetoontalad ristlõigetega 1500x1000, 1260x850 mm ning enamasti sammuga 6,6 m. Pingebetoontalad toetuvad kahele 300 mm paksusele raudbetoonseinale. Raudbetoonseinad kulgevad samuti läbi kogu hoone pikkuse. Antud lõputöö raames on vaatluse all üks osa antud seintest. Valitud sektsioon raudbetoonseinast toetub osaliselt kahele postile, ristuvale seinale ning teiselt poolt maa-aluses parklas konsoolselt jätkuvalle seinaosale. See osa seinast valiti välja ebameeldiva avade asetuse tõttu, mis mõjutab jõudude ümberjagunemist seinas, tulenevalt pingebetoontalade vertikaalreaktsioonidest.



Joonis 2.1 Kesklinna kvartal



Joonis 2.2 Linnamaja läbilõige

### 3. PLASTSUSTEORIA

Plastsusteooria jaguneb kahte kategooriasse: alampiiri ja ülempiiri teoreemiks.

Plastsuse alampiiri meetodi järgi moodustub süsteem uuritavast kehast, tugedest ja rakendatud välisjõududest, kui nad rahuldavad järgnevaid tingimusi a ja b:

- a) sisejõud on tasakaalus etteantud välisjõududega;
- b) sisejõud igas elemendis (survevarrastes, tõmbides, sõlmedes) ei ületa voolavuspiiri;
- c) konstruktsioonil peab olema piisavat plastsust, et teha läbi muutus elastsest käitumisest plastse käitumiseni, mis jaotab sisemised jõud nii, et need rahuldavad tingimusi a ja b [2, pp. 881–882].

Alampiiri meetodi põhjal on olemas selline koormus, millega saab leida vastavat jõudude ja pingete jaotumist enne plastse piiriseisundi teket ning rahuldab staatilise tasakaalu tingimusi välis- ja sisejõudude vahel. Alampiiri teoreemi tingimuste täitmisel määratakse selline koormus, mis ei põhjusta konstruktsiooni purunemist. Valemid 3.1...3.3 kirjeldavad alampiiri teoreemi ning toetuvad virtuaalsiirete teoreemile. Valem 3.3 põhjal peab alampiiri teoreemi täitmiseks konstruktsioonis olev koormamisest tulev energia olema väiksem kui konstruktsiooni purunemiseks vajalik energia.

$$\bar{\sigma}' = (Q'_1, \dots) \quad (3.1)$$

$$\sum P_i u_i = \int_V \bar{\sigma}' \bar{\epsilon} dV \quad (3.2)$$

$$\bar{\sigma}' \bar{\epsilon} < \bar{\sigma} \bar{\epsilon} \quad (3.3)$$

kus  $P_i$ - Välisjõud

$u_i$ - välisjõust tingitud üldsiire

$\bar{\sigma} = (Q_1, Q_2, \dots)$ -staatiliselt määratav pingete jaotus konstruktsioonis

$\bar{\sigma}' = (Q'_1, \dots)$  - ohutu staatiliselt määratav pingete jaotus konstruktsioonis

$\bar{\epsilon} = (q_1, q_2, \dots)$ - vastavalt pingajaotusele toimuvad siirded konstruktsioonis

$dV$ - mahuühik, mille piires pingete jaotumine toimub.

Ülempiiri teoreemi põhjal otsitakse konstruktsioonis mehhanismi. Eeldatakse, et on olemas välisjõud, mis vastab või on suurem kui elemendi kandevõimele vastav maksimaalne koormus. Seda purustavat koormust saab arvutada välis- ja sisejõudude



omavahelisest tasakaalutingimusest. Selline koormus on suurem või võrdne konstruktsiooni tegeliku kandevõimega.

Kui alampiiri teoreemi rakendades on välis- ja sisejõud, plastsete liigendite asukohad ning konstruktsiooni siirded samad, mis ülempiiri teoreemi puhulgi, siis sellest tulenev kandepiiriseisundile vastav jõud on tegelik ja unikaalne kandepiiriseisundi koormus. Sellest tulenevalt nimetatakse seda ka unikaalsuse erijuhuks, mis väljendub kahe teoreemi lahendite kattuvusel.

Selleks, et ülem- või alampiiri lahendused saaksid teostuda, peab konstruktsioon olema piisava pöördumis- või deformeerumisvõimega, et see saaks sisejõude vastavalt ümber jaotada. Sisejõudude piisav ümberjaotumine on tarvilik selleks, et loodud arvutusskeem saaks konstruktsioonis realiseeruda ning ei toimuks juhuslikku habrast purunemist enne plastse skeemi järgi saavutatud kandepiiriseisundit.

Kuna varrasmeetodit arvutatakse staatiliselt tasakaalus oleva süsteemina, siis see on alampiiri meetodile vastav arvutusmeetod. [2, p. 22]

## 4. VARRASMEETOD

### 4.1 Varrasmeetodi ajalugu

Varraskeemi analoogiat hakati teadvustama 19. ja 20. sajandi vahetuse perioodil ehk ajal, kui ehituses hakati raudbetooni laialdasemalt kasutama konstruktsioonimaterjalina. Aastal 1899 avaldas Wilhelm Ritter antud teemal artikli ning 1912. aastal ka Emil Mörsch. Kuna raudbetoonkonstruktsioonide kohta hakati sellel ajal arvutusmeetodeid alles välja töötama, siis kandepiirseisundi hindamisel kujuneski ohutuks meetodiks sõrestikanalooogia kasutamine. Sõrestikanalooogia kasutamine väljendub ka tänapäeval, kui kasutame Eurokood 2 standardit põikjõukandevõime hindamisel. Sõrestikanalooogia võeti kasutusele, kuna staatiliselt määratava süsteemi puhul oli arvutusmaht piisavalt väike, et mõistliku aja jooksul projekteerida ohutult konstruktsioone. Põhiideena eraldatakse betoonkeha tsoonideks, kus tinglikud vardad töötavad, kas tõmbele või survele. Survejõude võetakse vastu betooniga ning tõmbejõudude ilmnemisel skeemis, tuleb nendesse aladesse määrata vastava ristlõikepindalaga armatuur.

Varraskeemi analoogiat on pidevalt kasutuses olnud, kuid arvutusvõimekuse pideva kasvuga arvutite näol on kohati ununenud lihtsustatud skeemide olulisus. Ilma lihtsustatud skeemi kontrollita, nagu see on sõrestikanalooogia, võib insener arvutusprogramme kasutades hinnata konstruktsiooni kandevõimet valesti. See on paratamatu nähtus, kuna arvutusprogrammid eeldavad suuremat hulka sisendandmeid ning nende suurema arvu korral on ka inimliku eksimuse tõenäosus suurem. Varrasmeetod võimaldab anda esialgse hinnangu konstruktsiooni töötamise skeemile – see ei pruugi olla täpne, sest sõltub suurel määral skeemi kujust, kuid annab konservatiivse lahenduse, mis vastab alampiiri meetodile. Varrasmeetodi olulisus väljendubki tänapäeval võrdlusmomendi tekitamises arvutusprogrammi tulemustega.

Varrasmeetod on taas aktuaalsemaks muutunud alates 1980-ndate lõpust, kui ilmus detailsem käsitlus varrasmeetodist artiklis "Toward a Consistent Design of Structural Concrete"[3]. Antud teos on kokkuvõtlik ning hetkese seisuga enim viidatud teos varrasmeetodit kirjeldavas kirjanduses.

Varasemalt mainitud arvutusvõimekuse kasvuga on võimalik tänapäeval ka mittelineaarne analüüs raudbetoonkonstruktsioonidele. Kuna varrasmeetod põhineb plastuse teoreemil, siis võib tuleviku väljavaadete seisukohalt varrasmeetodi rakendamist koos mittelineaarse arvutusega viia optimaalsete ja ohutute lahendusteni.

See on ka selle lõputöö üks eesmärkidest, propageerida varrasmeetodi kasutamist koos mittelineaarse analüüsiga.

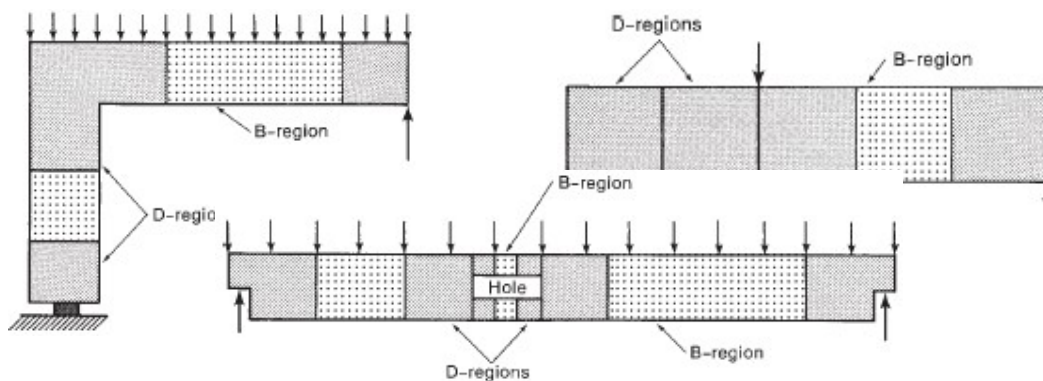
## 4.2 Diskontinuiteet ja selle määratlus konstruktsioonis

Konstruktsiooni saab jaotada erinevateks arvutuslikeks tsoonideks. Saint Venanti printsiibi järgi ei sõltu sisejõud piisava rakenduskauguse korral koormuse rakendamise viisist. Samasugune olukord kehtib ka konstruktsioonitüüpide puhul nagu kõrged talad, seinad, postid jne.

Üldist konstruktsiooni kandevõimet saab arvutada sise- ja välisjõudude tasakaalutingimuste põhjal. Piirkondi, kus saab rakendada üldiseid tasakaalutingimusi, nimetatakse B-piirkondadeks. Sellistes piirkondades on jõud piisavalt jaotunud, et neid saab kontrollida tasakaalutingimuste abil.

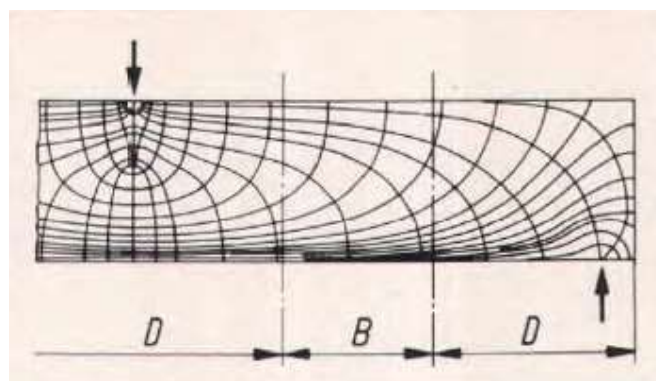
Piirkondades, kus toimub sisejõudude üleminek ühest B-piirkonnast teise või punktkoormuse tõttu sisejõud alles alustavad ümberjagunemist, nimetatakse D-piirkondadeks ehk diskontinuiteedi piirkondadeks (joonis 4.1). Osaline diskontinuiteet saab areneda betoonikeha poolt piiratud alani ning täieliku diskontinuiteedi puhul saab pingeväli jaotada vastavat pinget üle kogu saadaoleva betoonkeha ala. Diskontinuiteeti ilmestab enamasti olukord, kus konstruktsioonile mõjuv koondatud jõud alustab ümberjagunemist koondatud koormuse rakendumise pinnalt. Sellist sisejõudude ümberjagunemist võib vaadelda ka varraskeemina töötavat piirkonda, kus teatud osa alast töötab tõmbele ning osa survele.

Konstruktsiooni saab tinglikult jaotada nii B- kui ka D-piirkondadeks. Pärast konstruktsiooni esialgset jaotamist erinevateks piirkondadeks, saab neid piirkondi lokaalselt kontrollida, kas vastavalt tasakaalutingimustele või varrasmeetodit kasutades. [2, p. 880]



Joonis 4.1 B- ja D-piirkondade näiteid

Diskontinuiteedi eristamine B-piirkonnast on oluline seetõttu, et D-piirkonna betooni survetugevust ei saa hinnata samaväärselt B-piirkonna omaga ehk betooni silindrilise tugevusega. See tuleneb asjaolust, et D-piirkonnas ei ole jõudude jaotumine ühtlane ning betoonkehas tekib surve olemasolul kahetelgne pingeolukord ehk moodustuvad peapinged. Survevarda moodustumisel betoonkehas on suurimaks pingeks survepeapinge ning sellega kaasneb ristsuunaline tõmbepinge. Tõmbepinge olemasolul moodustuvad betoonis selle tõmbetugevuse ületamisel praod, mis omakorda nõrgestavad betooni survetugevust. Eriti ohtlik võib see olla olukordade puhul, kus ei ole pragude piiramiseks ka vajalikku armeeringut. Seetõttu diskontinuiteedi piirkondade ilmnmisel tuleb betooni arvutuslikku tugevust vähendada. Teadmine, et betoonist survevarraste puhul tuleb nende survetugevust piirata diskontinuiteedi tõttu, annab aluse varrasskeemide ohutuks konstrueerimiseks. Joonisel 4.2 on kujutatud elastsete pingetrajektoride jaotust B- ja D-piirkondades. [3, p. 79]



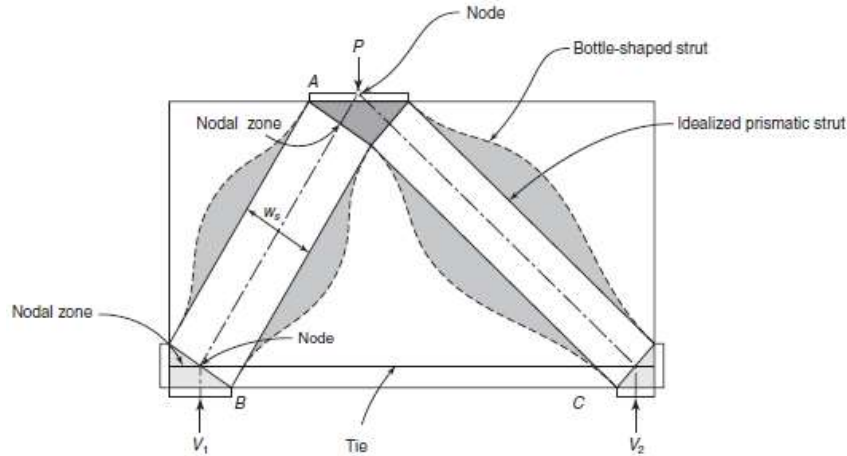
Joonis 4.2 B- ja D- piirkondades ilmnevad elastsed pingetrajektorid

### 4.3 Varrasskeemi koostamine

Alades, kus esineb diskontinuiteet, saab selle arvutusskeemi konstrueerida üksikutest varrastest ja sõlmedest. Varraste kuju ja suuruse osas on projekteerijal valikuvabadus. Oluline on tagada skeem, mis oleks staatiliselt määratav ning varraste kuju ei ületaks betoonkeha geomeetrilisi piire.

Varrasmeetodi puuduseks on asjaolu, et seda on raske piiritleda kindlate juhiste ja/või nõuetega. Varrasmeetodi rakendamisel lasub suur vastutus projekteerijal ning tema kogemustel – õigesti tuleb hinnata konstruktsiooni ääretingimusi ning seejärel määrata ka sellele vastav varrasskeemi kuju. Kusjuures, alati ei pea skeemi kuju olema esimesel katsel õige, kuna plastuse teooriale toetudes võib eksisteerida mitmeid variante töötavatest varrasskeemidest. Varrasskeemi loomine on iteratiivne protsess, kus esialgne skeem määratakse inseneri kogemuse põhjal või keeruka skeemi puhul lõplike elementide analüüsist saadud elastsete jõujoonte järgi. Lisaks on oluline, et lõplikult

valitud arvutuskeem vastaks ka lõplikule armeerimisskeemile pärast tõmbevarraste dimensioneerimist [3, p. 97]. Joonisel 4.3 on näide kõige lihtsamast kõrge tala varrasskeemist, mida on võimalik koostada. Parema kogemuse saamiseks tuleb alati lihtsamad põhitõed enne selgeks saada ning sealt edasi liikuda keerukamate skeemide suunas.



Joonis 4.3 Näide kõrgest talast

Kui varrasskeemi kuju hinnatakse algul valesti, ei pruugi see otseselt tähendada olulist kandevõime kaotust konstruktsioonile. Ka n-ö vale varrasskeem võib tööle hakata, kui betoonis on toimunud piisav jõudude ümberjagunemine betoonkeha siirdumise ja pragunemise näol. Kuna varrasmeetodi kasutamisel eeldatakse sisejõudude plastset ümberjagunemist, siis annab see valikuvabaduse erinevate skeemide loomisel.

Üldiselt on varrasmeetodi arvutuskeemide kasutamine alati ohutu, eraldi on küsimus skeemi ratsionaalsuses. Insener võib enda jaoks luua mitu varrasskeemi, kuna alati ei pruugi esimene skeem kõige ratsionaalsem olla. Esialgset varrasskeemi täiendades võib saavutada tulemuse, mis osutub ka optimaalseks materjali kasutamise seisukohast ning on ka ohutu. Erinevaid skeeme tuleb luua ka olukordade puhul, kus konstruktsioonile esineb mitmeid koormuskombinatsioone.

Varrasskeemide konstrueerimisel võib esineda lihtsamaid erijuhte, näiteks ühesildelised talad, postide konsolidid jne. Kuid on konstruktsioonitüüpe, millele varrasskeemi koostamine on keerulisem ja mitte kõige intuiitivsem protsess. Konstruktsioonid, mis on mitmesildelised, millel esinevad täiendavad toed või konstruktsioonil esineb erinevate jäikustega osi – kõik mis tõstab arvutuskeemi määramatuse astet – tähendavad, et õige skeemi määramiseks tuleb rohkem vaeva näha ning katsetada erinevaid variante.

Staatiliselt määramatu varrasskeemi puhul saab rakendada skeemile lihtsustusi, näiteks asendada toed vastavate jõududega, et skeem oleks staatiliselt määratav. Erinevate

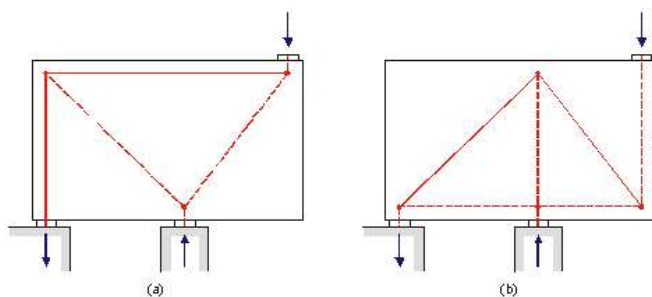
jäikustega tugede puhul võib näiteks rakendada vedrude asemel vastavaid punktkoormusi või siirdeid tugelede.

Arvutuskeemi loomisel võib esitada täiendavaid kriteeriume selle ratsionaalsuse hindamisel. Kuna betoon on materjalina vähese deformeerumise võimega võrreldes terasega, siis on tõenäoline, et arvutuskeemides domineerib olemasolevatest varrastest suurema hulga survevardaid kui tõmbevardaid. Otseselt ei ole vale, et skeemis on tõmbevarraste hulk suurem kui survevarraste oma. Samas, sellises olukorras tuleks oodata ka betoonkeha olulist pragunemist enne tõmbevarraste täielikku rakendumist arvutuskeemis. Ratsionaalse skeemi eelduseks on varraste kogupikkuse, jõudude või siirete lähenemine miinimumile, mida väljendab valem 4.1. Sisejõud liiguvad mööda kõige otsemat teed tagedeni.

Selleks, et näitlikustada eelneva osa mõtet, on näide kahest erinevast varrasskeemist. Joonisel 4.4 on näha ratsionaalsemat skeemi a, kus esineb vähem arv vardaid ja jõudude teekond tagedeni on lühem. Skeemi b puhul ei ole varrasskeemi kuju otseselt vale, aga sellise skeemi rakendades on kindlasti oodata suuremat hulka pragusi, kuna ülemise pinna armeerimisega ei ole arvestatud. Lisaks, muudab selline skeem ka armeerimise asjatult keerulisemaks, kui võrrelda skeemiga a.

$$\sum F_i l_i \varepsilon_{mi} \rightarrow \min \quad (4.1)$$

kus  $F_i$  – Vardas mõjuv jõud  
 $l_i$  – varda pikkus  
 $\varepsilon_{mi}$  – varda keskmine pikisuunaline siire



Joonis 4.4 Näide kahest varrasskeemist sama olukorra jaoks

## 4.4 Betooni efektiivsustegur

Betooni tugevuse hindamisel pragunenud olukorras rakendatakse pragunemisest tingitud vähendustegurit. Ka ühetelgse surve olukorra puhul ei käitu betoon täielikult plastselt ning seetõttu on tarvis defineerida ekvivalentset plastset tugevust. Väga

olulisel kohal plastsel arvutusel on betooni efektiivsustegur, tulenevalt betooni pehmenemisest pärast maksimaaltugevuse saavutamist  $\eta_{fc}$ . Valem 4.2 kirjeldab Model Code 2010 eeskirja järgi kasutatavat vähendusteguri valemit [5, pp. 15–23].

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1 \quad (4.2)$$

kus  $\eta_{fc}$  – vähendus-/efektiivsustegur betoonile

$f_{ck}$  – 28 päeva vanuse betooni silindriline normsurvetugevus

Üldiselt on pooldatud survevarda vähendusteguriks  $\nu = 0,6$ , kuid pidades kinni elastsete trajektooride suundade järgimist  $\pm 15$  kraadi piires survevarrastega, siis võib see vähendustegur küündida ka suuruseni  $\nu = 0,85$ . Pragunemisest tingitud vähendustegur väljendab eelkõige betooni survekandevõime määramatust, arvestamata otseselt ristsuunaliselt esinevate tõmbepingete olemasoluga survevarda põiksuunas. Olukordades, kus survevarda nurk jääb alla 30 kraadi tõmbi vahele, siis betooni efektiivsustegur langeb oluliselt suuruseni  $\nu = 0,25 \dots 0,45$ . Tabelis 4.1 on võrdlusena välja toodud mitmeid erinevaid efektiivsusteguri suurusi erinevate teadustööde tulemustest [6, p. 290]. Mittepragunenud survevarraste puhul jääb efektiivsustegur üldiselt suurusjärku  $\nu = 0,85$ , kui välja arvata üksikuid erandeid teiste teadlaste poolt. Survevarrastel, mis on survejõu suunas pragunenud  $\nu = 0,7 \dots 0,8$ . Survevardad, läbi mille jookseb suurem juhuslik pragu  $\nu = 0,5 \dots 0,6$ . Minimaalne survevarda tugevus väiksema nurga kui 30 kraadi korral on efektiivsustegur  $\nu = 0,2 \dots 0,3$ . Neid efektiivsustegurite suurusi on kasutatud ka teiste standardite arvutuseeskirjades.

Tabel 4.1 Erinevad betooni efektiivsusteguri väärtused

<b>Teadlane</b>	<b>Efektiivsustegur</b>
<b>Pragunenud survevarras ühetelgses surves</b>	
Nielsen et al	0,50
Rogowsky & MacGregor	0,85
Schlaich et al	0,85
Alshegeir & Ramirez	0,80...0,95
Warwick & Foster	0,85
Foster & Gilbert	0,85
<b>Praod paralleelselt survevarda suunaga <math>\theta = 60^\circ</math></b>	
Schlaich et al	0,68
Alshegeir & Ramirez	0,75
Warwick & Foster	0,81
Foster & Gilbert	0,72
<b>Läbivad praod survevarda suhtes suvalise nurga alt <math>\theta = 45^\circ</math></b>	
Schlaich et al	0,51
Alshegeir & Ramirez	0,50
Warwick & Foster	0,63
Foster & Gilbert	0,53
<b>Minimaalne tugevus survevarrastele <math>\theta \leq 30^\circ</math></b>	
Schlaich et al	0,34
Alshegeir & Ramirez	0,20...0,25
Warwick & Foster	0,45
Foster & Gilbert	0,25

$\theta$  – väljendab kaldenurka tõmbi ja survevarda vahel

## 4.5 Vardad

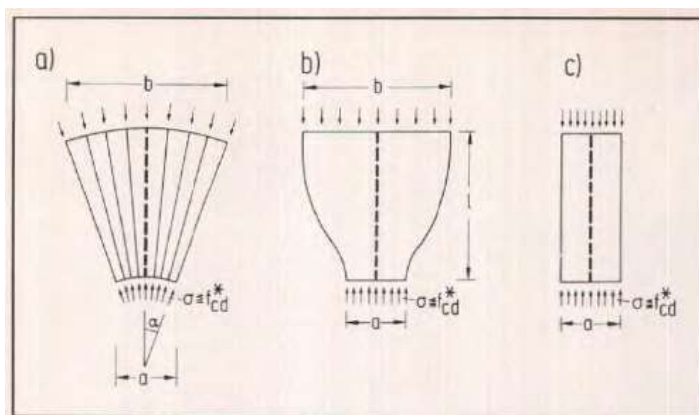
Arvutuskeemide koostamisel on kasutada kolme järgnevat vardatüüpi:[3, p. 97]

- 1)  $C_e$  – Betoonvardad surves
- 2)  $T_s$  – Betooniga ümbritsetud terastõmbid (tava- või eelpingestatud armatuuri kujul)
- 3)  $T_c$  – Betoonvardad ilma täiendava armatuurita tõmbes

Üldiselt kasutatakse eelnevalt loetletud tüüpidest kahte esimest, kuna betooni kandevõime tõmbele on väike ja hapra purunemise tõttu võivad betoonist tõmbevardad osutada praktikas ebausaldusväärseteks.

Survevardaid jaotatakse veel omakorda pingeväljade kuju järgi. Kolm põhilist survepingevälja tüüpi on järgnevad:

- a) Lehtrikujuline pingeväli („*Fanshaped*“)
- b) Pudelikujuline pingeväli („*Bottleshaped*“)
- c) Prismaatilist ehk paralleelsete pingetrajektooriga pingeväli

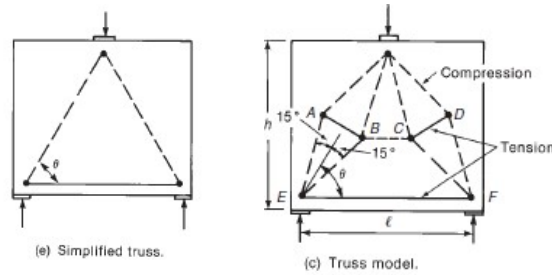


Joonis 4.5 Erinevate pingeväljade kujud

Konservatiivse ja lihtsustatud lähenemise korral võib alati valida kõik vardad skeemis prismaatilistena. Sõltuvalt vajadusest betoonvarda laiust suurendada piiratult koormuse rakendumise alalt (näiteks toe-/koormusplaadilt) võib survevarrast kirjeldada ka pingevälja üleminekuna betoonkehas suuremale ristlõikele, nagu väljendavad joonise 4.5 skeemid a ja b.

MacGregori soovitus järgi võiks survevarraste asendi määramisel järgida elastsete peapingete suunda konstruktsioonis ning nendest mitte kõrvale kalduda rohkem kui  $\pm 15$  kraadi [3, p. 88]. See aitab survevarraste kandevõimet suurendada, nagu oli mainitud ka peatükis 4.4.





Joonis 4.6 Kaks erinevat skeemi peapingete suundade järgi

Skeemide koostamisel on soovituslik jätta nurk survevarda ja tõmbi vahele nii suureks kui võimalik. Lamedamate nurkade puhul ei pruugi survejõud efektiivselt üle kanduda tõmbile ning sõlme geometria võib samuti muutuda ebarealistlikult suureks [1, pp. 904–908].

#### 4.5.1 Survevardad

Mitmed standardid hindavad survevarraste tugevusi kohati erinevalt ning vähendustegurite väärtused pärinevad teadustöö katsete tulemustest, millest oli juttu ka peatükis 4.4.

Kui üldiselt standardite vähendustegurid võivad vähesel määral varieeruda, siis enamikes standardites on jõutud ühisele seisukohale, et survevarda ja tõmbevarda vaheline nurk ei tohiks olla väiksem kui  $\sim 25^\circ$ .

Tabel 4.2 võtab kokku standardite Eurokood 2 (EC2), Ameerika Ühendriikide Betoonestandardi (ACI) ja FIB bulletäänide põhjal koostatud Model Code 2010 (MC2010) vastavate survevarraste vähendustegurid.

Tabel 4.2 Erinevate standardite vähendustegurid survevarrastele

Standard	Maksimaalne lubatav pinge vardas	Muud parameetrid	Tõmpepingeta survevardas	Põikitõmbe pingega survevarras	Enam kui ühes Suunas tõmbe pinge
EC2	$\sigma_{Rd,max} = k_i \nu' f_{cd}$	$1 - \frac{f_{ck}}{250}$	$k_1 = 1,0$	$k_2 = 0,6$	-
MC2010	$\sigma_{Rd,max} = k_c f_{ck} / \gamma_c$	$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0$	$k_{c1} = 1,0 \eta_{fc}$	$k_{c2} = 0,75 \eta_{fc}$	$k_{c3} = 0,55 \eta_{fc}$
ACI	$f_{ce} = 0,85 * \beta_c \beta_s f'_c$	$\beta_c = 1,0^{**}$	$\beta_{s1} = 1,0$	$\beta_{s2} = 0,75$	$\beta_{s3} = 0,40$

\*ACI standardis tuleb betooni tugevust vähendada varuteguriga  $\Phi F_{ns} = f_{ce} A_{cs}$ . Tegur varrasskeemide puhul  $\Phi = 0,75$ .

\*\*Üldiselt on tavaolukordades  $\beta_c = 1,0$ , kuid varda korral, mis on ühendatud sõlmega, mille läheduses oleval sõlmel on tugi, võib maksimaalselt olla  $\beta_c = 2,0$ . Arvestab mitmetelgse surve soodustavat mõju.

Hetkel kavandi tasemel 2021. aastal väljaantud Eurokood 2 mustandis on lähenetud uue põhimõttega, et vähendustegureid tuleks määrata sõltuvalt nurgast survevarda ja tõmbi vahel valemiga 4.3. Vähendustegurid vastavalt nurgale on loetletud tabelise 4.3 [7].

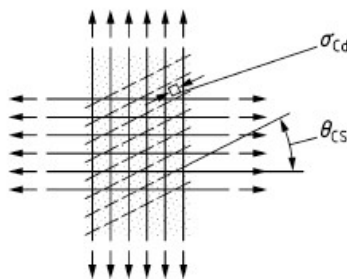
$$\sigma_{cd} \leq \nu * f_{cd} \quad (4.3)$$

kus  $\sigma_{cd}$  – survevarda lubatav pinge [MPa];  
 $\nu$  – betooni tugevuse efektiivsustegur;  
 $f_{cd}$  – betooni survetugevus [MPa].

Tabel 4.3 Uue Eurokoodi survevarda vähendustegurid vastavalt nurgasuurusele

$\nu$	0,4	0,5	0,6	0,7
$\theta_{cs}$	20...25	25...35	35...45	45...90

Alades, kus survevardale mõjub külgsuunaline surve, võib arvestada vähendusteguri suurusega  $\nu = 1,0$ . Alternatiivselt võib vähendustegurit tuletada otse nurga suurusest valemiga 4.4.



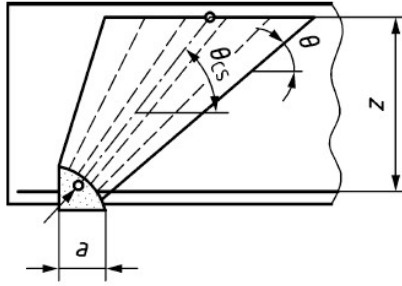
Joonis 4.7 Survevälja nurk ortogonaalse võrgu suhtes  $\theta_{cs}$

$$\nu = \frac{1}{1,11 + 0,22 \cot^2 \theta_{cs}} \leq 1 \quad (4.4)$$

Lehtrikujulise varda puhul saab nurka  $\theta_{cs}$  leida järgnevalt:

$$\cot \theta_{cs} = \frac{\cot \theta}{2} + \frac{a}{2z} \quad (4.5)$$

kus  $\theta_{cs}$  – keskmine kaldenurk survevarda ja tõmbi vahel  
 $a$  – geomeetriline suurus  
 $z$  – sisejõudude õlg



Joonis 4.8 Nurga  $\theta_{cs}$  suurus talas ja suuruste  $a$  ja  $z$  definitsioonid

Täpsemat vähendusteguri väärtust survevarrastele pragunenud betoonis saab tuletada tõmbest tingitud peasiirde kaudu järgneva valemiga [7, p. 143]:

$$v = \frac{1}{1,0 + 110\varepsilon_1} \quad (4.6)$$

kus  $\varepsilon_1$  – betooni maksimaalne suhteline siire tõmbel

#### 4.5.2 Tõmbid

Armatuur tõmbide puhul kasutatakse üldist armatuurterase varutegurit dimensioneerimisel  $\gamma_s = 1,15$ . Osati võib tõmbidena rakendada ka betooni, kus arvestatakse lisaks terase tugevusele ka betooni ristlõiget, kuid esimese praoktekkel betooni mõju kaob ning kogu jõud langeb armatuurterasele. Seega arvutustes on sellise eelduse kasutamine ohtlik, kuna töötab ainult koormamise elastses staadiumis.

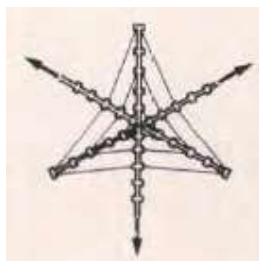
#### 4.6 Sõlmed

Sõlmed on ühenduspunktid surve- ning tõmbevarraste vahel. Sõlmede kandevõime kriitilisus sõltub suuresti sõlme kujust ja olukorrast varrasskeemis. Kui sõlme ümbritseb täielikult betoonkeha, ei pruugi nende kontrollimine kõige olulisem olla, sest pinged sõlmes suudavad hajutada end ümbritsevasse betooni. Oluline on piiritleda välja sõlmed, mis asuvad betoonkeha servades, punktkoormuste või tugevate vahetus läheduses, sest pinged võivad kontsentreeruda nendes kohtades ja põhjustada habrast purunemist või nakkekadu. Sõlmedes, mida läbib tõmbevarras, tuleb alati vähendada betooni tugevust ristsuunalise tõmbepingele olemasolu tõttu.

Üldiselt esineb arvutusskeemides nelja tüüpi sõlmi [2, p. 97]:

- 1) CCC-sõlm – tasapinnalise mitmetelgse surve all olev sõlm
- 2) CCT-sõlm – survepingetega piiritletud sõlm, millele mõjub ühes suunas tõmbepinge.

- 3) CTT-sõlm – osalise survepingega piiritletud sõlm, mida läbib kahes erisuunas tõmbepinge
- 4) TTT-sõlm – sõlm, mida läbib 3 erisuunas tõmbepinge. Kuna betooni tõmbetugevus on võrreldes survetugevusega kordades väiksem, siis on selle sõlme all mõeldud tõmbide ankurdusest tingitud survepinget vt. joonist 4.9. Kuid mitmesuunalise tõmbepinge tõttu sõlmes, tuleks siiski vähendada selle survetugevust oluliselt.



Joonis 4.9 TTT sõlm [3, p. 101]

Tabel 4.4 võtab kokku standardite Eurokood 2 (EC2), Ameerika Ühendriikide Betooniühingu (ACI) ja FIB poolt koostatud Model Code (MC2010) vastavate sõlmetüüpide pingeseisundile kehtivad vähendustegurid.

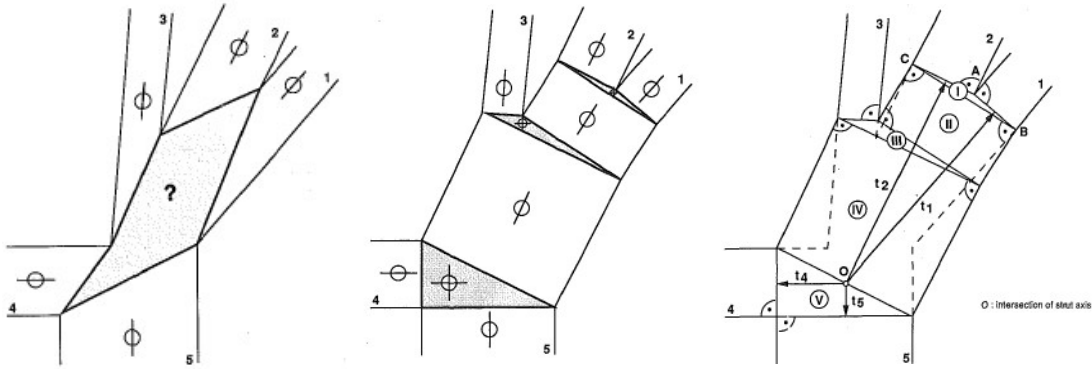
Tabel 4.4 Erinevate standardite vähendustegurid sõlmedele

Standard	Maksimaalne lubatav pinge sõlmes	Täiendavad abiparameetrid	CCC sõlm	CCT sõlm	CTT sõlm
EC2	$\sigma_{Rd,max} = k_i v' f_{cd}$	$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$	$k_1 = 1,0$	$k_2 = 0,85$	$k_2 = 0,75$
MC	$\sigma_{Rd,max} = k_c f_{ck} / \gamma_c$	$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0$	$k_{c1} = 1,0 \eta_{fc}$	$k_{c2} = 0,75 \eta_{fc}$	$k_{c3} = 0,55 \eta_{fc}$
ACI*	$f_{ce} = 0,85 \beta_c \beta_n f'_c$	$\beta_c^{**} = 1,0$	$\beta_{n1} = 1,0$	$\beta_{n2} = 0,80$	$\beta_{n3} = 0,60$

\*Lõplikku jõudu sõlmes tuleb veel omakorda vähendada  $\Phi F_{nn} = f_{ce} A_{cs}$ . Tegur varrasskeemide puhul  $\Phi = 0,75$ .

\*\*Üldiselt on tavaolukordades  $\beta_c = 1,0$ , kuid tugevate läheduses olevatel sõlmedel võib maksimaalselt olla  $\beta_c = 2,0$ . Tegur arvestab mitmetelgse surve soodustavat mõju.

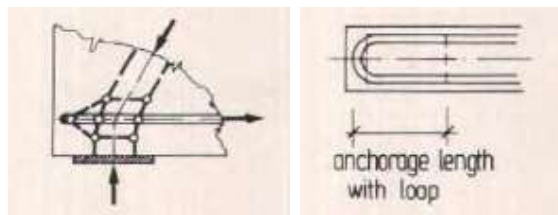
Kui sõlmega on seotud rohkem kui 3 varrast, siis arvutuspõhimõtte ja vähendustegurite väärtused jäävad samaks, juhul kui antud sõlme jaotatakse veel omakorda tinglikeks varrasteks. Sõlmi tuleb nii kaua jaotada, kuni iga sõlme kohta on maksimaalselt seotud 3 varrast. Joonisel 4.10 on näha ühe keerulisema sõlme arvutusmudeli rafineerimisest, kus üks sõlm jaguneb kolmeks erinevaks sõlmeks. Kui määrav on sõlme kandevõime, siis on võimalik selle teel leida ka vastavatest sõlmedest tulenevad peapinged.



Joonis 4.10 Sõlmede trianguleerimine [8, pp. 16–17]

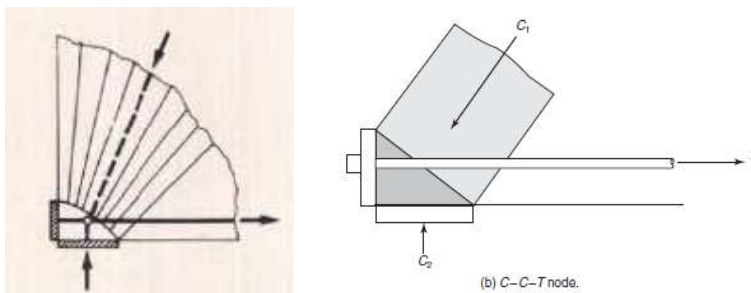
Tõmbevarraste ankurdamisel sõlmedesse võib olla mitmeid variante:

- a) Aasadega ankurdukus ehk armatuuri pingete ülekandmine betoonile läbi ankurduspikkuse ja aasa põlvest tingitud betooni muljumispingest. Määravaks saab aasast tingitud muljumispinge suurus betoonis, mis sõltub suuresti aasa painutusraadiusest. Näide aasaga ankurdamisest on joonisel 4.11.



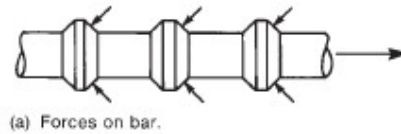
Joonis 4.11 Sõlme ankurdamine armatuurist aasaga

- b) Ankurduslappidega ehk terasplaatide abil betooni ankurdamine. Määravaks saab betooni purunemine muljumispingetele või ankurduslapi ühendus armatuuriga. Joonisel 4.12 on näide ankurduslappiga tõmbevarda ankurdamisest toel.



Joonis 4.12 Ankurduslappiga tõmbevarraste näited

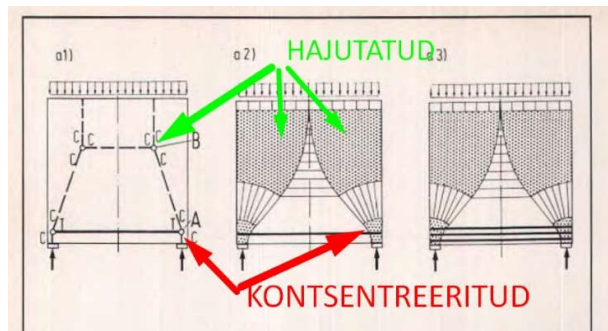
c) Tüüblite või armatuuri eriprofiiliga ankurdamine. Pingete ülekandumise põhimõte on sarnane ankurduslapi omaga. Joonisel 4.13 näide eriprofiiliga armatuurrauast.



Joonis 4.13 Eriprofiiliga armatuurvarras

Sõlmede ankurdamine on oluline seetõttu, et vastasel korral võivad tekkida lokaalsed muljumispraod, mis vähendavad oluliselt sõlme ümbruses oleva betooni tugevust [9].

Sõlmi saab käsitleda hajutatuteks kui ka kontsentreerituteks. See on tingitud põhjusest, et osade sõlmede geomeetriliste piiride määratlemine ei ole asjakohane. Näiteks jaotatud armatuuri korral võivad sõlmed kujuneda geomeetriselt liiga suureks, et neid oleks mõttekas käsitleda samadel põhimõtetel kui kontsentreeritud sõlmed. Üldiselt hajutatud sõlmed survepingete jaotumise tõttu betoonkehas enamasti määravaks kandevõime määramisel ei saa [3, p. 105]. Seetõttu hajutatud ja hajutamata sõlmede eristamisel võib need jätta kontrollimata, kui on tagatud ümbritsetud varraste kandevõime ja tõmbevõime on sõlme geomeetriast väljaspool ankurdatud betooni. Hajutatud sõlmede teke võib sõltuda ka koormamise viisi poolest nagu on näha ka joonisel 4.14.

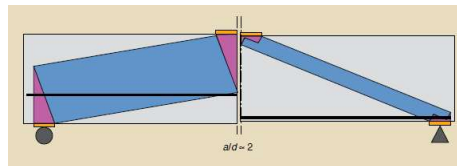


Joonis 4.14 Sõlmede kujutamine kõrges talas [3, p. 98]

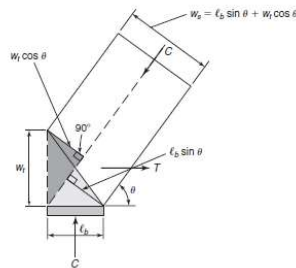
Sõlmesisest pinget võib käsitleda pseudo-hüdrostaatilisena ehk iga sõlme sisepinge on võrdväärne selle sõlme ühilduvate varraste kontaktpingega. Võib eeldada ka mittehüdrostaatilist käsitlust ehk sõlme kontaktpinnal varrastega on erinevad pinged.

Mittehüdrostaatilise sõlmede vajadus võib olla tingitud varrasskeemi geomeetriast. Kui varrasskeemi sõlm kasvab hüdrostaatilise käsitluse jaoks ebareaalselt suureks, siis võib nende sõlmede geomeetriat ümber kujundada, et pingete kontsentreerumise ala jääks reaalsuse piiresse.

Joonisel 4.15 on vasakul pool hüdrostaatilist sõlme kujutatav ning paremal mittehüdrostaatilist sõlme kujutatav arvutuskeem. Mittehüdrostaatiline sõlm võimaldab skeemis arvestada tõmbi kasuskõrgust nii nagu see ka realselt oleks armeermisel. Hüdrostaatilise sõlme puhul tuleb toe ja tala survetsooni korrektselt kujutamisel skeemis vähendada tõmbevarda kasuskõrgust, et skeemi põhjal oleks võimalik vardaid dimensioneerida ja kontrollida. Joonisel 4.16 on kujutatud täpsemalt mittehüdrostaatilise sõlme arvutuskeemi ACI standardi järgi [10].



Joonis 4.15 Mitte- ja hüdrostaatiline sõlm



Joonis 4.16 Mittehüdrostaatiline sõlm

## 4.7 Varrasskeemide konservatiivsus

Varrasskeemid on konservatiivsed, kuna rakendatakse alampiiri meetodit ehk kasutatakse materjalist ära teatav kandevõime osa.

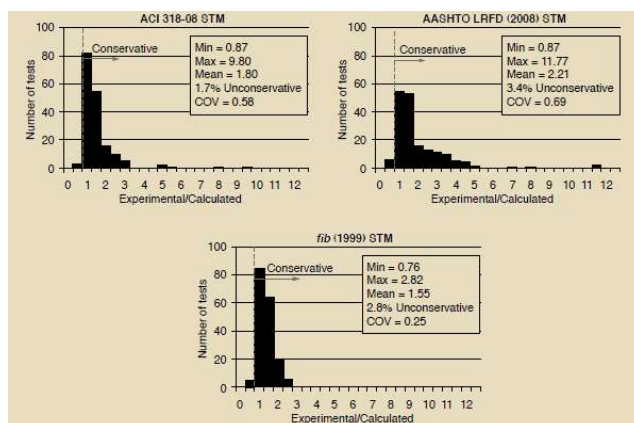
Uuringus „*Strut- and-tie model design provisions*” [11], kus selgitati erinevate standardite arvutusmetoodika hajuvust katsetulemustega võrreldes selgus, et AASHTO LRFD ja ACI-318-08 nõuded olid ebaefektiivsed ning üleliigselt konservatiivsed. Uuringu tulemusel jagati soovitusi varrasskeemide määramisel, mis aitas muuta dimensioneerimist ratsionaalsemaks. Vähendustegureid kalibreeriti ainult nende katsetulemustega, mis sarnanesid kõige rohkem igapäevastele konstruktsioonelementidele ehituses. Tagati ka kooskõla juba olemasolevate standardite AASHTO LRFD ja ACI318-08 eeskirjadega. Efektivemaks peeti EC2 ja FIB Model Code 2010 eeskirjade meetodeid. Seetõttu keskendutakse ka selles lõputöös pigem EC2 põhisele arvutusmetoodikale.

Selleks, et hinnata kõrgete talade põikjõukandevõimet, loodi andmebaas, mis sisaldas 868 kõrge tala põikjõu purunemise katset ( $a/d < 2,5$ ;  $a$  – punktkoormuse kaugus lähimast toest;  $d$ -tala kõrgus), mis koguti olemasolevast kirjandusest. Täiendavalt 868

katse tulemusele, *Birrcer et al.* viis läbi täiendavalt 37 katset. Andmebaas sisaldas 905 tulemit.

Andmebaas filtreeriti kahte staadiumisse. Esimeses staadiumis, kus katsetulemused eemaldati kogumist täpsemate andmete puudumise tõttu varrasskeemi konstrueerimiseks. Teises staadiumis eemaldati andmebaasist täiendavad katsetulemused, mis ei väljendanud tavapraktikas projekteeritavaid elemente.

Kui eksperimentaalselt saavutatud tala kandevõime on  $>1$ , siis see näitab arvutusmetoodika konservatiivsust. Võib järeldada, et kõigi kolme standardi arvutusmeetodid alahindasid tegelikku tugevust. Kõikides tulemites, vähem kui 5% katsetest olid mittekonservatiivsed ennustused. Varrasmeetodi arvutustulemusi võrreldi vastavate elementide katsetulemustega läbi variatsioonikoefitsiendi (standardhälbe ja aritmeetilise keskmise suhte). Kõrge variatsioonikoefitsient väljendab ebavajalikku varu tegelikule tugevusele. Näiteks, keskmine eksperimentaal-arvutuslik suhe AASHTO LRFD sätetele oli 2,21, mis on 30% kõrgem *FIB* juhustega võrreldes (suhe 1,55). Lisaks, andmebaasis olnud kaks tala kandsid katses 12x suuremat kandevõimet, kui oli ennustatud arvutusega AASHTO LRFD sätete põhiselt. Variatsioonikoefitsiendi suhtega 0,69 ja keskmise eksperimentaal-arvutusliku suhtega 2,21, oli varrasskeemi meetoditest kõige ebatäpsem ja konservatiivsem Ameerika teedeühingu projekteerimisstandard AASHTO LRFD. Teadustöö läbiviijate arvates tuleneb see asjaolust, et kasutati sõlmede kandevõime määramisel hüdrostaatilist sõlmede mudelit. Joonisel 4.17 on ka artiklist pärit võrdlus erinevate arvutuseeskirjade konservatiivsusest võrreldes katsetulemustega.



Joonis 4.17 Standardite arvutustulemuste hajuvus katsetest



FIB MC2010 meetod oli teistest projekteerimisjuhistest kõige täpsem variatsioonikoefitsiendiga 0,25, võrreldes ACI 318-08 näitajaga 0,58 ja AASHTO LRFD näitajaga 0,69.

Autorite hinnangul võiks varrasskeemide dimensioneerimisel kasutada FIB Model Code 2010 eeskirjadest lähtuvaid juhiseid ning neid vastavalt rakendada kombineerides AASHTO LRFD ja ACI 318-08 eeskirjadega.

## 5. SEINTE PROJEKTEERIMINE

Raudbetoonseinte armeerimise eesmärgiks on tagada nende jäikus ning vältida tõmbepingete esinemisel betooni lokaalset ja enneaegset purunemist. Kuna betoon käitub purunemisel hapralt, siis peab üle kogu betoonseina pinna olema tagatud minimaalne konstruktiivne võrk. Varrasmeetodiga dimensioneerimisel on see eriti oluline, kuna vähendustegurite rakendamisel varrastele eeldatakse teatud määral ristsuunalist tõmbepinget. Selle tõmbepinge vastu võtmiseks ja survevarda kontrollitud pragunemise eesmärgil on ka seetõttu ettenähtud minimaalne armeerimistihedus betoonkehas. Üldiselt on tavaks, et iga betoonseina pinna kohta tuleb seina armeerida armatuurpindala ja betoonristlõike suhte põhiselt  $0,001A_c$  iga pinna kohta.

Armatuuri kasutamine survevarraste pragude piiramisel tõstab oluliselt selle efektiivset tugevust. Foster ja Gilberti uurimistööst tulenes, et koos betooni tugevusklassi kasvamisega, kasvab ka minimaalse armeeringu vajadus survevardas. See tuleneb loogilisest järeldusest, et suurema tugevusklassi korral on ka lõhestusjõud suuremad. Eeldades, et pragunenud betoon säilitab jääktõmbetugevust 30% piires, siis minimaalne soovituslik armeerimistihedus on 0,2...0,4% betooni tugevusklasside 25...80 MPa korral [6].

Tabelis 5.1 on võrdlusena toodud välja standardite ACI, MC2010 ja EC2 nõuded konstruktiivse armatuuri osas ühe suuna ja 2 tasapinna kohta, samuti ka maksimaalselt lubatav armatuurvarraste samm.

Tabel 5.1 Standardite nõutav minimaalne konstruktiivne armatuur, EC2 [12, p. 263], ACI318 [10, p. 445], MC2010 [13, p. 228]

Standard	$A_{s,min} [mm^2]$	$s_{max} [mm]$
EC2	$0,002A_c$	400
ACI	$0,0025A_c$	~305
MC2010	$0,002A_c$	300

Kui rakendada varrasmeetodit seinte arvutusel, siis ratsionaalsem on valida skeem selline, kus tõmbevardad oleksid ortogonaalselt asetatud. See võimaldab ehitusplatsil või tehases armeerimist lihtsustada, kuna võimaldab armatuurvõrkude kasutamist. Kuna seintele on enam standardite järgi ettenähtud minimaalne võrk, mis aitab piirata suuremate pragude arenemist, siis pole otsest vajadust põhivarrastena diagonaalseid vardaid määrata. Väiksemas mahus, näiteks avatäidete ümber võiks siiski määrata täiendavat konstruktiivset armatuuri nurkadesse, kus pinged võivad kontsentreeruda.

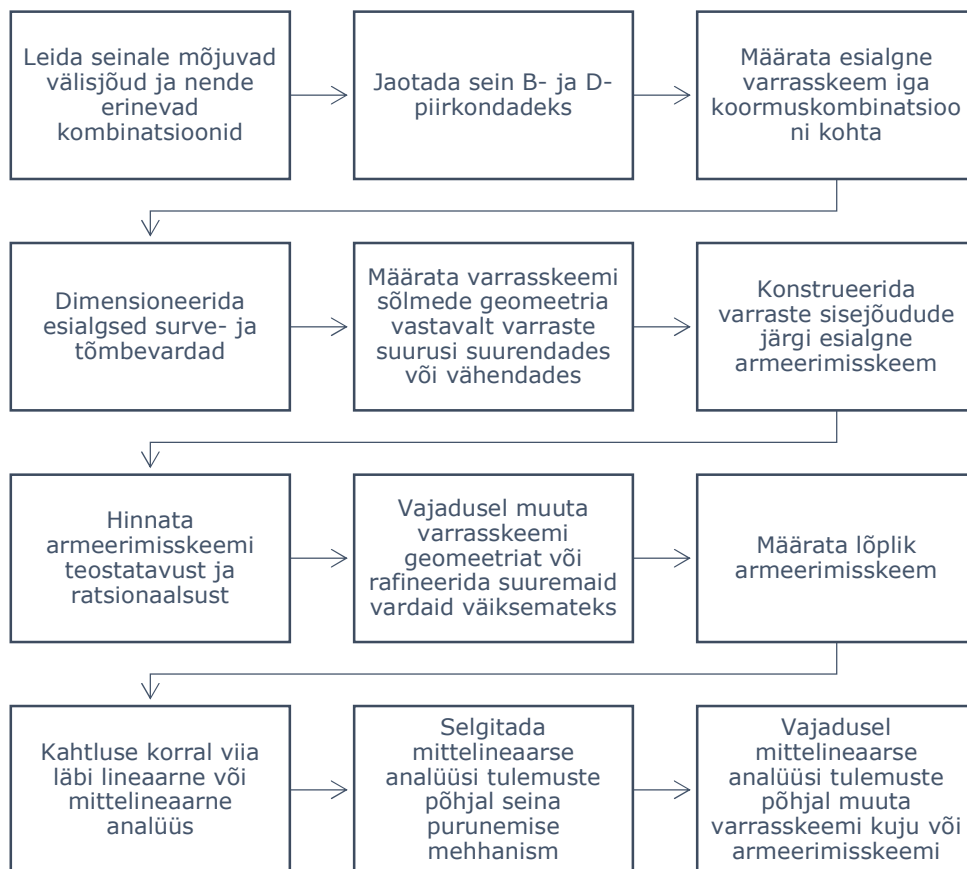
Eurokood 2 käsitleb kõrget tala või seina kui elementi, mille sildeava on väiksem kui selle ristlõike kolmekordne üldkõrgus. Näiteks 3 meetri pikkuse elemendi puhul saaks selle minimaalne üldkõrgus olla 1 m, et seda käsitleda kõrge tala või seinana.

Plastse arvutuse rakendamisel ei soovitata kasutada venivusklassi A. Soovitatakse eelistada venivusklasse B või C. Parema venivusklass võimaldab armatuuril pikemalt voolata, et vältida armatuuri tõmbepurunemist ning sellega kaasnevat ahelreaktsiooni üldisele purunemisele. Kui praktikas on vähetõenäoline leida B või C klassi varrastega keevitatud armatuurvõrku, siis suurema venivuse nõude korral tuleb võrk siduda üksikutest varrastest. Teatud olukordades võib ka väiksema venivusklassiga armatuuri kasutada, kui ollakse veendunud purunemismehhanismis. Kui konstruktsiooni purunemine on valdavalt habras, siis ei pruugi enamus armatuuri tõmbepingeid küündida voolavuspiirini ning sel juhul ei ole suurem venivusklass õigustatud. Selle veendumuse kinnitamiseks tuleb sel juhul kindlasti antud konstruktsioonile viia läbi mittelineaarne analüüs. Ainult varrasmeetodiga kandevõime hindamisel tuleb ohutuse huvides kasutada armeerimisel alati kõrgema venivusklassiga armatuuri.

Seinte arvutamist lihtsamate koormamisskeemide korral on võimalik kasutades posti analoogiat. Seinade kandevõimet hinnatakse sel juhul stabiilsuskaoga määravaks, arvestades esimest ja teist järku hälbeid. Posti analoogial arvutamisel ei suuda see arvestada aga seinade keerulist geomeetriat ning jõudude ümberjagunemist D-piirkondades. Arhitektuursetel põhjustel võib hoone seintel esineda mitmeid suuremaid avasi, mis takistab lihtsustatud posti meetodika kasutamist seintel. Elementseintel võib olla probleeme ka omavaheliste vertikaalvuukide tõttu ja suuremate avade olemasolu koosmõjul.

Seinu on võimalik projekteerida ka elastse analüüsi alusel. Standardi EVS-EN 1992-1-1 lisa F all on kirjeldatud Wood and Armeri põhiselt raudbetooni armeerimise juhust. Lisa sisuks on see, et armeerimisel arvestatakse elastsete pingetega ortogonaalsetes suundades ning lisatakse vastava suuna pingele ka nihkepinge vastav komponent. See on hea lihtsustatud meetod, mida võib kohata ka mõnes elastse analüüsi programmis, nagu ARSA. Negatiivne pool seisneb selles, et peapinged võivad avade ümbruses kontsentreeruda ning see võib armeerimisel muutuda materjali kasutamise mõttes ebamõistlikuks. Elastse analüüsi puhul ei tohiks liigselt eeldusi teha pingete hajumise osas, kuna kindlad reeglid selle jaoks puuduvad.

Raudbetoonseinte projekteerimise protsessi on kujutatud joonisel 5.1. See kirjeldab soovituslikke etappe seinade projekteerimisel, kasutades varrasmeetodit ja/või mittelineaarset analüüsi.



Joonis 5.1 Raudbetoonseinte projekteerimise protsess

## 6. MITTELINEAARSETE ARVUTUSMUDELITELE

### VARUTEGURITE RAKENDAMINE

Konstruksiooni kandevõime määramisel läbi mittelineaarse analüüsi tuleb rakendada varutegurite meetodit. Varutegurid tuletatakse Gaussi normaaljaotuse kõvera abil. See annab ka kõige ohutuma hinnangu, kuna arvestatakse kogu jaotuskõvera osast ainult 5% fraktsiooni osaga. Igapäeva praktikas on küllaltki tülikas ja ajamahukas iga konstruksiooni puhul viia läbi eraldi tõenäosuslik analüüs. Seetõttu on standardites rakendatud tõenäosusliku meetodile toetudes eeldusi materjali tugevuse osas ning mudeli määramatuses. Rakendades neid vähendustegureid võib oodata sarnaseid tulemusi tõenäosusliku lähenemisega.

### 6.1 Globaalse kandevõime meetod

#### 6.1.1 Standardi EVS-EN-1992-2 käsitus

Selle meetodi kohta leiab kirjeldust standardis EVS-EN-1992-2. Standard on eelkõige mõeldud sildade arvutamise eeskirjana, kuid saab rakendada ka seinte analüüsimisel. Plastse arvutuse eeskirjades on eelkõige mõeldud taladele, plaatidele ja raamidele. Seinte osas või kõrgete talade osas täpsem määratlus puudub.

Mittelineaarset arvutust võib kasutada tingimusel, et arvutusskeem suudab katta kõik võimalikud purunemisviisid ning üldist kandevõimet ei tagata betooni tõmbetugevusega.

Mittelineaarsel arvutusel tuleb normatiivseid armatuurterase väärtuseid  $f_{yk}$  ja  $kf_{yk}$  asendada keskmistatud väärtustega ehk  $1,1f_{yk}$  ja  $1,1kf_{yk}$ .

Täpsemalt kirjeldab ka antud meetodit Bertagnoli et al poolt koostatud artikkel „*Safety format for the nonlinear analysis of concrete structures*” [14, pp. 5–7].

Betooni keskmine survetugevus  $f_{cm}$  tuleb asendada suurusega  $\gamma_{cf}f_{ck}$ , kus  $\gamma_{cf} = 1,1\gamma_s/\gamma_c \approx 0,85$

Vähendustegur  $0,85f_{ck}$  tuleneb põhimõttest, et 5% alampiiri fraktsiooni tugevus karakteristikust tugevusest on  $\frac{f_{c,structure,0,05}}{f_{ck}} = 0,85$ . Sellest tulenevalt saame tuletada uue varuteguri betooni jaoks mittelineaarse analüüsi eesmärgil.

Põhieesmärk terase vooletugevuse suurendamisel ja betooni tugevuse vähendamisel on see, et saaks rakendada globaalset vähendustegurit mittelineaarse analüüsi tulemustele nii armatuuri plastse kui ka betooni hapra purunemismehhanismi korral.

Mittelineaarse analüüsi koormamisskeemis tuleb pärast normatiivse koormuskombinatsiooni saavutamist suurendada koormusi vastavalt varuteguritele  $\gamma_G$  ja  $\gamma_Q$  kuni kandepiirseisundini. Pärast arvutusliku koormuse rakendamist peab konstruktsiooni koormama kuni mõni piirkond arvutusmudelist saavutab tegurit  $\alpha_{cc}$  arvesse võtva kandevõime või kuni saabub konstruktsiooni üldine purunemine. Vastavat purustavat koormust tähistatakse  $q_{ud}$ .

Purustavat koormust saab vähendada vastavate vähendusteguritega arvutuslikuks koormuseks mitmel viisil, kas vähendades koormust või koormustulemit. Selleks saab rakendada üldist varutegurit  $\gamma_O$ .

Rahuldatud peab olema üks valemiteist 6.1...6.3.

$$\gamma_{Rd} E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right) \quad (6.1)$$

$$E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_O} \right) \quad (s. o) R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_{O'}} \right) \quad (6.2)$$

$$\gamma_{Rd} \gamma_{Sd} E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right) \quad (6.3)$$

- kus  $\gamma_{Rd} = 1,06$  – arvutusmudeli määramatuse osavarutegur kandevõimele  
 $\gamma_{Sd} = 1,15$  – arvutusskeemi määramatuse osavarutegur suhtele koormus/koormustulem  
 $\gamma_O = 1,20$  – üldine varutegur mittelineaarse analüüsi määramatuse osas  
 $q_{ud}$  – mittelineaarse analüüsi teel saavutatud maksimaalne koormus

Kui arvutusskeemi määramatusega arvutusmudelil ei arvestata varuteguritega  $\gamma_{Rd}$  ja  $\gamma_{Sd}$ , tuleb kasutada tegurit  $\gamma_{O'} = 1,27$

Antud standardi positiivne pool seisneb selles, et antud varuteguritega saab ohutult hinnata konstruktsiooni kandevõimet, teadmata täpset purunemise põhjust. Vähendustegurid arvestavad mõlema olukorraga, kui saab määravaks kas betooni või armatuurterase purunemine ning seetõttu on tarvis viia läbi ainult üks mittelineaarne analüüs [12, p. 18].

## 6.1.2 Eeldatud variatsioonikoefitsiendi meetod

Meetodi rakendamisel on tarvis teostada kaks mittelineaarset analüüsi samale konstruktsioonile. Üks analüüs keskmiste materjaliparameetritega ja teine analüüs normatiivsete materjaliomadustega, valem 6.4. Meetodit on kirjeldatud standardis Model Code 2010 [13, pp. 199–200].

$$R_m = r(f_m, \dots), R_k = r(f_k, \dots) \quad (6.4)$$

Variatsioonikoefitsiendi tuletatakse valemiga 6.5.

$$V_R = \frac{1}{1,65} \ln\left(\frac{R_m}{R_k}\right) \quad (6.5)$$

Kus  $V_R$  – mittelineaarsest analüüsist tulenev variatsioonikoefitsient  
 $R_m$  – mittelineaarse analüüsi maksimaalne kandevõime keskmiste materjalide väärtustega  
 $R_k$  – mittelineaarse analüüsi maksimaalne kandevõime normatiivsete materjalide väärtustega

Seejärel määratakse globaalne varutegur mittelineaarsele arvutusele valemiga 6.6.

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta V_R) \quad (6.6)$$

kus  $\alpha_R$  – kandevõime usaldusväärsuse varutegur  
 $\beta$  – variatsiooni määramatuse koefitsient  
 $\gamma_R$  – mittelineaarsetest analüüsist tuletatud globaalne varutegur kandevõimele

Lõplik kandevõime leitakse valemiga 6.7.

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_{Rd} \gamma_R} \quad (6.7)$$

kus  $\gamma_{Rd}$  – arvutusmodeli määramatuse varutegur  
 $R_d$  – arvutuslik kandevõime

Antud meetod on püstitatud M. Holicki poolt ning propageeritud V. Červenka poolt, kes on ka mittelineaarse arvutusprogrammi Atena 2D üks loojatest.

### 6.1.3 Tõenäosuslik meetod

Kandevõimet  $R_d$  saab hinnata tõenäosuslikust analüüsist, valem 6.8. Ohutust saab hinnata usaldusväärsuse indeksi abil  $\beta$  või alternatiivselt kandevõime kaotuse tõenäosusest  $P_f$ , võttes arvesse kõiki määramatusi, mis tulenevad materjalide omadustest, mõõtmetest ja ka muudest võimalikest muutujatest.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R(\alpha \beta) \quad (6.8)$$

Kui täpsemad andmed puuduvad, siis võib arvulise väärtusena rakendada  $\alpha\beta = 0,8 * 3,8 = 3,04$ . Selline väärtus vastab kandevõime kaotuse tõenäosusele  $P_f = 10^{-3}$ . [13, pp. 197–198]

Tõenäosuslikku analüüsi läbi viies rakendatakse enamasti Monte Carlo meetodil materjaliparameetrite valimit. Tõenäosusliku analüüsi läbiviimisel võib selle meetodi rakendamisel olla tarvis teostada ligikaudu 50 eraldiseisvat mittelineaarset analüüsi ning nende tulemused jaotada Gaussi normaalkõvera järgi. Normaalkõverast on seejärel võimalik tuletada vajalik üldvarutegur, mis rahuldaks kandevõimet 95% tõenäosusega.

### 6.1.4 Varutegurite meetod

Varutegurite meetodi abil kasutatakse sisendparameetritena materjaliomaduste arvutuslike väärtusi, millele on juba rakendatud standardipõhiseid vähendustegurid, valem 6.9.

$$R_d = r(f_d, \dots) \quad (6.9)$$

Kus  $r$  – tähistab arvutusmudelit funktsiooni kujul

$f_d$  – materjali arvutuslik tugevus

Mittelineaarse analüüsi läbiviimisel varutegurite meetodil ei pruugi tegelikku olukorda kirjeldada, kuid täpsemate sisendandmete puudumisel või soovimatusest tõenäosuslikku analüüsi läbi viia, saavutatakse seda meetodit kasutades konservatiivsemad tulemused konstruktsiooni arvutuse osas [13, p. 200].

### 6.1.5 Varutegurite meetod PFM uue eurokoodi järgi

Uue eurokoodi versioonis EN 1992-1-1:2021 sisaldab lisa F täiendavaid juhiseid mittelineaarseks analüüsiks. Mudeli määramatuse varuteguri puhul, kui eelnevalt ei



teostata tõenäosuslikku analüüsi, tuleb varuteguri väärtus valida fikseeritud suurusena  $\gamma_{Rd} = 1,30$  või  $\gamma_{Rd} = 1,06$ . Suurust  $\gamma_{Rd} = 1,06$  tuleb rakendada ainult juhul, kui analüüs viiakse läbi ühemõõtmeliste elementidega ning kandevõime kao põhjuseks on paindepurunemisest tingitud armatuuri purunemine. Antud varutegurid on eeldatud usaldusväärsuse indeksiga  $\beta_{tgt} = 3,8$ , konstruktsiooni kestvusega 50 aastat ehk sarnaselt eeldatud variatsioonikoefitsiendi meetodikale peatükis 6.1.2.

Materjalide varutegurid valitakse standardi EN 1992-1-1:2021 lisa A, tabeli A.1a, rea f põhjal. Armatuurterase varuteguriks  $\gamma_S = 1,20$  ja betooni varuteguriks  $\gamma_C = 1,46$ . Antud varutegureid võib kasutada, kui mudeli määramatust käsitletakse eraldiseisva varuteguriga  $\gamma_{Rd}$ .

## **7. MITTELINEAARSE ARVUTUSMUDELI VASTAVUSE**

### **HINDAMINE**

Arvutusmudeli vastavuse hindamist on tarvis teostada olukordades, kus hinnatakse juba olemasoleva konstruktsiooni käitumist, mis ei vasta enam kehtivatele standarditele ning arvutusliku täpsuse saavutamine on oluline.

#### **7.1 Tase 1 mudeli kalibreerimine materjalide**

##### **omadustega**

Materjali karakteristiklike väärtuste valimisel tuleb võtta aluseks mediaanväärtused. Tegelikud materjalide omadused võivad erineda laboris katsetatud katsekehade tulemustest. Näiteks, täiendava mahukahanemise tõttu õhukestes elementides on armatuur juba osaliselt pingestatud ja on tavaline, et raudbetoon võib praguneda pingete all, mis on tunduvalt väiksemad kui on saadud materjalide katsetustest. Võib olla ka suur variatsioon materjaliomadustes ja usaldusväärsuses analüüsi tulemustes, kui kasutatakse ainult materjali katsetelt saadud omaduste väärtuseid. Oluline oleks kalibreerida antud omadusi, kui need on kuidagi seotud konstruktsiooni purunemise viisiga. [15, p. 235]

#### **7.2 Tase 2 kalibratsioon**

Tase 2 kalibreerimine ei ole täielik valideerimise protsess. Kalibreeritakse elemendi käitumisele vastavaid omadusi, nagu survepehmenemine, tõmbekalestumine, põikjõu ülekandumise mehhanism, nakkekadu armatuuril, pragude jaotumine jne. Katsed, mis suudavad kirjeldada kindlaid kandevõime kadumise mehhanisme, peavad olema lihtsad ning ei tohi olla mitut moodi tõlgendatavad. Neid võib pidada fundamentaal- või elemendi tasandil olevateks katseteks. [15, p. 236]

Keerukate pingeolukordade puhul võib tulemuste varieeruvus olla suur, kuigi mittelineaarsed mudelid võivad õigesti kalibreerides anda ka katsetega võrdväärseid või lähedasi tulemusi.

## **7.3 Tase 3 kalibreerimine: valideerimine ja kalibreerimine konstruktsiooni tasandil**

Oluline on määrata katsetulemuste põhjal õiged ääritingimused. Tavaliselt kõige olulisemad aspektid on esialgne jäikus, kandevõime, deformeerumine vahetult enne kandepiiriseisundi saabumist ja deformeerumine kandevõime kaotusel. Üleüldine koormus-siirde diagramm kajastab kõiki neid näitajaid.

Tase 3 kalibratsiooni eesmärgil tuleb arvutusmodeli tulemusi võrrelda tegelike konstruktsioonide peal teostatud katsetega. Võrrelda näitajaid konstruktsiooni jäikuses, pragude avanemise mustrid, betooni ning terase siirded jne. Nende näitajate põhjal on võimalik tuletada ka lõplik varutegur erinevate konstruktsioonitüüpide või purunemismehhanismide kohta eraldi.

## 8. MITTELINEAARSE ANALÜÜSI TEOREETILISED

### ALUSED

Atena 2D on mittelineaarne arvutusprogramm, mis käsitleb kahetelgse pingeseisundi põhist lõplike elementide analüüsi. Järgnev peatükk kirjeldab arvutusmodeli põhilisi eeldusi. Atena 2D võimaldab kasutada erinevaid eeldusi materjaliomaduste seisukohalt. Betooni materjalimudel toetub mitmetele teadustöödele erinevate teadlaste poolt. Atena 2D analüüse on kõrvutatud tegelike katsetega ning seda programmi võib pidada üheks usaldusväärsemaks ja täpsemaks tarkvaraks hetkese seisuga.

### 8.1 Materjalimudelid mittelineaarsel analüüsil

#### 8.1.1 Pinged, siirded ja materjali jäikus

Arvutusmudel põhineb lõplike elementide meetodil, kus rakendatakse tasapinnalist arvutusmudelit. Element jaotatakse lõplikeks elementideks vastava ruumala kohta ning iga lõplik element on omavahel seotud kogu konstruktsiooniga. Iga lõplikule elemendile uuendatakse sõltuvalt sisejõududest ja siiretest mittelineaarse arvutusega kaasnevaid parameetreid kogu analüüsi vältel iteratsioonidena.

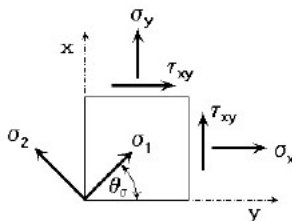
Sisejõud arvutatakse elastse analüüsi alusel maatriksarvutuse kujul, arvestades materjali jäikusmoodulit ja sisejõude, valem 8.1. Joonisel 8.1 on kujutatud programmi globaalset teljestikku ja vastavaid jõukomponente.

$$s = D e, s = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}^T, e = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}\}^T \quad (8.1)$$

kus  $s$  – pingevektorid

$D$  – materjali jäikusmaatriks

$e$  – siirdevektor



Joonis 8.1 Tasapinnalise arvutusskeemi sisejõud

Igal lõplikul elemendil on oma jäikus, välisjõudude olemasolul pingeseisund ja pingeseisundile vastav siire. Komposiitse materjali nagu raudbetooni puhul saab pingevektoreid ja jäikusmaatrikseid jaotada eraldi betooni ja terase osale, valem 8.2.

$$s = s_c + s_s, \mathbf{D} = \mathbf{D}_c + \mathbf{D}_s \quad (8.2)$$

Jaotatud armatuuri korral betoonis saab armatuuride pingeid summeerida, valem 8.3.

$$s_s = \sum_{i=1}^n s_{si} \quad (8.3)$$

Diskreetse ehk üksiku armatuuri olemasolul väljendab pingeseisundit üksik vektor valemi 8.4 kujul.

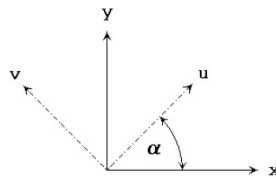
$$s_{si} = \mathbf{T}_\sigma p_i \sigma'_{si} \quad (8.4)$$

kus  $p_i = \frac{A_{si}}{A_c}$  – väljendab armeerimistihedust  
 $\sigma'_{si}$  – pinge armatuuris  
 $T_\sigma$  – pingete transformatsioonimaatriks

Arvutusmudelil arvestatakse betooni ristlõike puhul betooni brutopindala ehk  $A_c \approx A$ .

Pinge- ja siirdevektorid on transformeeritud uutele telgedele  $u$  ja  $v$ , vastavalt nurga  $\alpha$  pöördumise põhjal globaalsetest telgedest  $x$  ja  $y$ . Isotroopse materjali puhul, nagu pragunenud betoon, peapinged ning peasiirded kattuvad, kuid anisotroopse materjali puhul nagu pragunenud betoon, võivad need erineda.

Pinged globaalsest  $x$  ja  $y$  teljestikust teisendatakse uutele lokaalsetele telgedele  $u$  ja  $v$ . Transformatsioon toimub teistele telgedele selleks, et leida peapingeid ning nende suunad, et selle põhjal määrata pragude arenemise suunad. Joonisel 8.2 on skeem lokaalse teljestiku pöördumisest globaalse teljestiku ümber.



Joonis 8.2 Lokaalse teljestiku pöördumine globaalse teljestiku ümber

Atena 2D materjalimudel SBeta kaasab järgnevaid olulisi näitajaid:

- 1) Betooni mittelineaarne käitumine surveel, arvestatud on betooni tugevnemist surveel kui ka selle pehmenemist;

- 2) Betooni tõmbepurunemine, põhinedes mittelineaarsele tõmbepurunemisele ehk energia tasakaalust tuletatud pragunemismudel;
- 3) Kahetelgse survepurunemise tingimus;
- 4) Betooni survetugevuse vähendamine ristsuunaliste tõmbepingete olemasolul;
- 5) Nihkejäikuse vähenemine betooni pragunemisel;
- 6) 2 pragunemismudelit: fikseeritud prao ja pöörduva prao suunaga (ingl. k. *fixed and rotated crack direction*).

Armatuuri ja betooni vahel on eeldatud ideaalset naket jaotatud armatuuri puhul. Otsest nakkekao mudelit armatuurile ei saa modelleerida. Saab tagada teatud pinge juures armatuuri libisemist või nakkekadu tõlgendada betooni purunemisega ümber armatuurvarda.

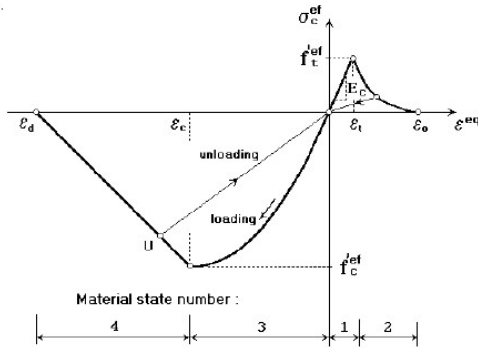
Konstruksiooni koormamisel ja koormuse eemaldamisel rakendatakse betooni jäikusomadusi koormus-siirdegraafiku alusel. See tagab seda, et purunemisest tekkinud energia dissipeerub ning mitmekordsel koormamisel ei taastu materjali endised omadused, mis väljendabki arvutuse mittelineaarsust.

Betooni mittelineaarseks väljendamiseks kasutatakse efektiivpinge mõistet  $\sigma_c^{ef}$  ja sellest sõltuvat ekvivalentset siiret  $\varepsilon^{eq}$ . Efektiivpinge on enamikes olukordades ka peapinge. Efektiivpinge sissetoomine arvutusmudelis aitab kõrvaldada Poisson' efekti mõju mitmetelgses pingeolukorras, valem 8.5.

$$\varepsilon^{eq} = \frac{\sigma_{ci}}{E_{ci}} \quad (8.5)$$

kus  $\varepsilon^{eq}$  – ekvivalentne siire  
 $\sigma_{ci}$  – efektiivpinge ühes suunas  
 $E_{ci}$  – betooni elastsusmoodul

Ekvivalentset ühetelgset siiret võib pidada siirdeks, mis tuleneb pingest ühetelgse katse korral, näiteks silindrilise proovikeha purustamisel. Sellise eelduse korral väljendab mittelineaarsust pinge  $\sigma_{ci}$  poolt põhjustatud betooni purustav pinge. Batoon puruneb arvutusmudelis vastavale pingele joonise 8.3 põhjal, ka mitmekordsel koormamisel.



Joonis 8.3 Mitmetelgse betooni purunemise graafik

Joonise 8.3 väärtused vastavale pingeseisundile annab uusi sisendeid betoonile tekitatud kahjustuste hindamisel. Oluliseks muutub ka koormamise ajalugu, mis jätkub koormuse eemaldumisel samast kohast, kus see betooni koormamisel pooleli jäi. Maksimaalsed väärtused surve- ja tõmbepinge kohta arvutatakse kahetelgsest pingeseisundist. Sellest tulenevalt peegeldab ühetelgne pingelolukord ka kahetelgset olukorda. Eelpool näidatud joonise 8.3 graafiku põhjal tuletatakse ka materjali jäikusmaatriksi. Sekant elastsusmoodul tuletatakse pinge ja siirde seosest, valem 8.6.

$$E_c^s = \frac{\sigma_c}{\varepsilon^{eq}} \quad (8.6)$$

kus  $E_c^s$  – sekant elastsusmoodul

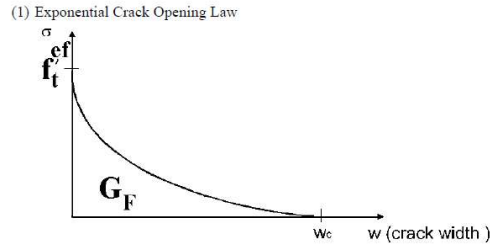
Valemi 8.6 elastsusmoodulit kasutatakse pingete arvutamiseks sellele vastavatele suhtelisele siirdele betoonis. Tangentsiaalset elastsusmoodulit  $E_c^t$  kasutatakse iteratiivsel arvutamisel betooni  $D_c$  jäikusmaatriksi konstrueerimiseks. Tangentsiaalsel elastsusmoodulil on alati miinimumväärtus. See on selleks, kui pinge-siirde graafikul peaks toimuma jäikuse kadu ning graafiku kõver hakkab langema.

### 8.1.2 Pragunemise teooria

Kahte tüüpi materjalimudelit on kasutatud olukorras, kus praod on juba tekkinud:

- 1) Fiktiivne praomudel, põhinedes prao avanemise seadusele. Selline mudel on sobilik pragude esialgsel arenemisel betoonis.
- 2) Pinge-siirde seosel materjali lokaalses punktis. Selline mudel ei ole sobilik tavajuhtude korral ja tuleks kasutada ainult erijuhtudel.

Ekspponentsiaalne prao avanemise mudel, mis põhineb Hordijk (1991) katsete põhjal. Arvutusmudelil kasutatav siirdegraafiku mudel pragunemisel, joonis 8.4.



Joonis 8.4 Eksponentsiaalse prao avanemise mudeli graafik

Prao avanemislaius programmis Atena 2D tuletatakse valemiga 8.7.

$$w_c = 5,14 \frac{G_F}{f_t^{ef}} \quad (8.7)$$

kus  $w_c$  – prao lõplik suurus pinge ammendumisel betoonis  
 $G_F$  – pragunemiseks kuluv energia  
 $f_t^{ef}$  – efektiivtõmbepinge

Graafikualune pindala  $G_F$  väljendab prao tekitamiseks kulunud energiat ühiksuuruse prao nomaalsihilise pinna kohta.

Kui tekib vajadus mittelineaarsel analüüsil tuletada ise pragunemiseks kuluv energia suurus, siis on see võimalik valemiga 8.8 [16, p. 113].

$$G_F = 73 f_{cm}^{0,18} \quad (8.8)$$

kus  $f_{cm}$  – betooni keskmine survetugevus

### 8.1.3 Survepurunemise teooria

Betooni survepurunemise mudel põhineb soovituslikul mudelil, seda soovitab CEB-FIP Model Code. See mudel kajastab väiksemate pingete korral betooni elastsena, kuid suhtelise siirdumise võimet ületades läheb üle plastse purunemise mudelile. Antud mudel on sarnane Eurokood 2 ja Model Code 2010 pinge-deformatsiooniseosega mittelineaarsel analüüsil.



$$\sigma_c^{ef} = f_c^{ef} \frac{kx - x^2}{1 + (k-2)x}, x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}, k = \frac{E_o}{E_c} \quad (8.9)$$

kus  $\sigma_c^{ef}$  -betooni efektiivne survepinge

$f_c^{ef}$  - Betooni efektiivne survetugevus

$x$ -normaliseeritud siire

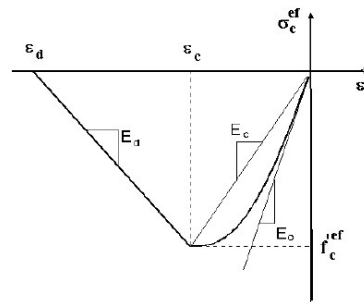
$\varepsilon$ -betooni suhteline siire

$\varepsilon_c$ -betooni suhteline siire maksimaalse pinge mõjul

$k$ - kujutegur. Võib olla ükskõik mis positiivne arv ( $k=1$  lineaarne,  $k=2$  paraboolne)

$E_o$ - betooni esialgne elastsusmoodul

$E_c$ - elastsusmoodul pärast maksimaalse pinge saavutamist



Joonis 8.5 Betooni plastse survepurunemise diagramm

Lokaalsed purunemised ilmnevad pärast maksimaalse pinge saavutamist. Pärast maksimaalse pinge saavutamist, hakkab betoon lineaarselt pehmenema kuni survekandevõime ammendub täielikult. Betoonis esinevad siirded pärast maksimaalse kandevõime saavutamist, nimetatakse plastseteks siireteks.

Maksimaalseks plastseks siireks normaalbetooni puhul võib pidada suurust  $w_d = 0,5 \text{ mm}$ , mis tuletati Van Mieri (1986) poolt sooritatud katsetest. See on oluline, kuna sellise eelduse puhul ei sõltu arvutusmudel niivõrd lõplike elementide võrgu tihedusest.

*Purunemislõigu (ingl. k. crack band)* meetodi puhul pole ka ühtset arusaama lõigu  $w_d$  suurusest, kuna erinevate konstruktsioonide katsete käigus on saadud varieeruvaid tulemusi. Van Mieri katsetest pärineb plastse siirde suurus  $w_d = 0,5 \text{ mm}$ , samas Nakamura & Higai katses on saadud tulemuseks  $w_d = 2,5 \text{ mm}$  [17, pp. 45–46]. Seetõttu on alati oluline täpsete tulemuste huvides valideerida iga konstruktsiooni arvutusmudelit eraldi. Projekteerimise eesmärgil võib kasutada kõige konservatiivsemat tulemust nagu Atena 2D programmis on  $w_d = 0,5 \text{ mm}$ .

Lõplik betooni suhteline siire on kogusumma enne pehmenemise algust toimunud siirdest ja pehmenemise käigus arenevast plastsest siirdest, valem 8.10.

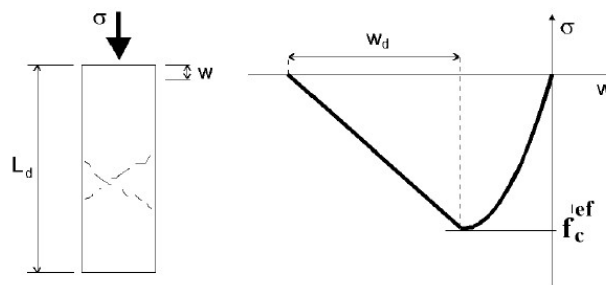
$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_d}{L'_d} \quad (8.10)$$

kus  $L'_d$  - purunemisriba pikkus

$w_d$  – plastse siirde pikkus

$\varepsilon_c$  – betooni suhteline siire elastses staadiumis

$\varepsilon_d$  – betooni suhteline kogusiire



Joonis 8.6 Betooni purunemine purunemisribana

Teatud olukordades, kus domineerivam purunemisiiv on betooni mitmetelgne purunemine, võib 2D mudel alahinnata betooni jäikust, kuid tagavara kasuks. Lubatav plastne siire  $w_d = 0,5 \text{ mm}$  on konservatiivne väärtus. Võrdluseks tegelikest katsetulemustest võib välja tuua betooni nihkepurunemise uurimisprojekti CONCRACK, kus katsetati jäikusseina nihkepurunemist. Katsetulemusega võrreldav tulemus saavutati läbi 2D analüüsi tingimusel, kui lubatavaks plastseks siirdeks määrati  $w_d = 6 \text{ mm}$ . [18]

Antud meetod piirajate kujul nagu purunemisriba pikkus on väga kasulik mittelineaarses analüüsis, kuna vähendab arvutusvõrgu mõju analüüsitulemustele, kuid liiga tihedate kui ka hõredate arvutusvõrkude korral sellised piirajad ei pruugi enam töötada, täpsemalt räägitakse sellest peatükis 8.3.

### 8.1.4 Pragunemise protsess

Prao avanemist saab jaotada kolme staadiumi, kirjeldatud graafiliselt ka joonisel 8.7.

- 1) Pragunemata, kus betoon käitub tõmbele elastselt, enne maksimaalse tõmbepingi saavutamist
- 2) Progresseerumise staadium, kus maksimaalne tõmbepinge on saavutatud ning selle tagajärjel vabaneb pragunemise energia kuni pinge ammindub betoonis liigse

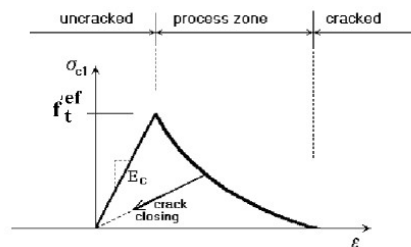
pragunemise tõttu. Tsüklilisel koormamisel, kui prao progresseerumine vahepeal seiskub, jätkub pragunemine samalt energiatasandilt edasi, kuniks on saavutatud lõplikult avanenud pragu, kus betoon ei kannu enam tõmbepingeid edasi.

3) Pragunenud staadium, tõmbepingete mõjul on läbi pragunemise protsessi energia dissipeerunud ning lokaalsel piirkonnal on prao normaali suunas betooni tõmbetugevus ammendunud, jätkub prao plastne avanemine, kus tõmbepinge kandub edasi prao läbiva armatuuri kaudu.

Prao laius  $w$  arvutatakse kogu pragunemise vältel tekkinud suhtelise siirde põhjal praoribas (ingl. k. *crack band*).

$$w = \varepsilon_{cr} L'_t \quad (8.11)$$

kus  $\varepsilon_{cr}$  - prao avanemisest tekkiv siire, normaalsuunas praost  
 $L'_t$  - lõpliku elemendi riba pikkus (ingl. k *crack band*)



Joonis 8.7 Pragunemise staadiumid

### 8.1.5 Kaks mudelit jaotatud prao avanemisele

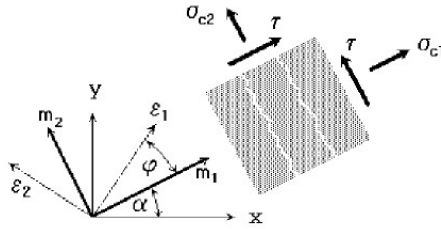
SBeta arvutusmudelis on kasutatud kahte põhilist prao avanemise mudelit:

- 1) Fikseeritud prao avanemise mudel
- 2) Pööratud prao avanemise mudel

Mõlema mudeli puhul toimub prao avanemine, kui üks peapingetest ületab tõmbetugevust. On eeldatud, et praod on ühtlaselt jaotatud üle kogu materjali mahu. Kohati võib pööratud prao mudel anda ebarealistlikke pragunemise pilte. Osade teadlaste hinnangul on fikseeritud praoga mudel ratsionaalsem [19, p. 190].

#### 8.1.5.1 Fikseeritud prao avanemise mudel

Fikseeritud prao avanemise mudelis (CERVENKA 1985, DARWIN 1974) on prao suund antud peapinge suuna järgi esimese prao avanemise hetkel. Edasisel koormamisel see suund on fikseeritud ja väljendab materjali ortotroopia suunda, skeem joonisel 8.8.



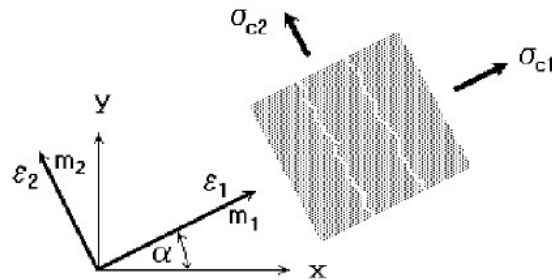
Joonis 8.8 Fikseeritud praomudeli sisejõud ja teljestik

Peapinge ja siirde suunad kattuvad mittepragunenud betoonis, sest on eeldatud materjali isotroopsust betooni osas. Pärast pragunemist tekib ortotroopia, nõrgem materjali telg  $m_1$  on normaalis prao avanemise suunaga, tugevam telg  $m_2$  on paralleelne pragudega.

Üldjuhtudel peapinge peasiirdeteljed  $\varepsilon_1$  ja  $\varepsilon_2$  pöörduvad ning ei pea kattuma ortotroopia telgedega  $m_1$  ja  $m_2$ . See loob olukorra, kus tekivad nihkepinged prao pinnal.

### 8.1.5.2 Pööratud prao avanemise mudel

Pööratud prao mudelis (VECCHIO 1986, CRISFIELD 1989). Peapingete suund kattub peasiirde suunaga. Seetõttu, täiendavat nihkepinget ei esine pragunenud pinnal ja ainult 2 perpendikulaarset pingekomponenti peab defineerima.



Joonis 8.9 Pööratud praomudeli sisejõud ja teljestik

Kui peapinge teljed pöörduvad koormamise hetkel, siis prao suunad pöörduvad ka. Et tagada koaksiaalsus (ühine telg) peasiirde suuna ja materjali teljega, on loodud tangentsiaalne nihkepinge moodul  $G_t$ , arvatatud CRISFIELD 1989 järgi.

$$G_t = \frac{\sigma_{e1} - \sigma_{e2}}{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)} \quad (8.12)$$

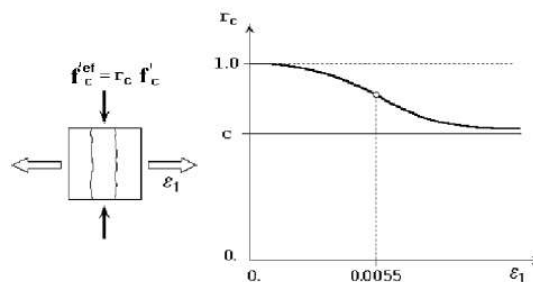
### 8.1.6 Pragunenud betooni survetugevus

Betooni survetugevuse vähendamine pärast pragunemist paralleelselt prao suunaga on tehtud sarnaselt VECCHIO and COLLINS 1982 katsete põhjal ja formuleeritud Survevälja teooria põhjal (ingl. k. Compression Field Theory). Funktsioon on Gaussi normaaljaotuse kujul. Funktsiooni parameetrid on tuletatud katsetest, mida teostasid KOLLEGER et al. 1988, mis sisaldavad ka andmeid Collins ja Vecchio katsetest (VECCHIO et al. 1982)

$$f_c^{'ef} = r_c f_c', r_c = c + (1-c)e^{-(128\varepsilon_1)^2} \quad (8.13)$$

Olematu normaalsirde puhul  $\varepsilon_u$ , ei rakendata vähendustegurit ja suurte siirete puhul läheneb betooni survetugevus teatava platooni  $c=0,8$ , millest väiksemaks pragunenud betooni survetugevus ei lange.

$$f_c^{'ef} = cf_c' \quad (8.14)$$



Joonis 8.10 Betooni survetugevuse vähendamise graafik pragunenud betoonil

Konstant  $c$  väljendab maksimaalset survetugevuse vähendustegurit ristsuunaliste tõmbepingete olemasolul. KOLLEGER et al. 1988 katsetest saadi tihedalt jaotatud võrguga  $c=0,45$ . Teiste katsetest (DYNGELAND 1989) leiti, et vähendustegurid ei ole vähem kui  $c=0,8$ . Väärtust  $c$  saab reguleerida vastavalt materjalimudeli sisendandmetest Atena 2D arvutusmudelil, vastavalt tegelikule olukorrale.

### 8.1.7 Tõmbekalestumine pragunenud betoonis

Tõmbekalestumist (ingl. k. *tension stiffening*) saab kirjeldada betooni poolt avalduvat tõmbetugevuse suurenemist betooni tõmbetugevuse arvelt enne purunemist. See jäikus tuleneb pragunenud betoonist ja pragude lokaliseerumise protsessist. Seda on kinnitatud katsetest (HARTL, G. , 1977) ja kirjeldati artiklis (MARGOLDOVA et al 1998).

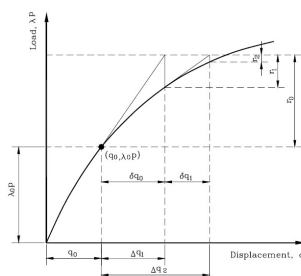
Kaasates mittelineaarses analüüsis kindlat tõmbekalestumise tegurit, hindaks see oluliselt üle selle efekti mõju kogu mudelile. Seetõttu pole uuemas ATENA arvutustarkvara versioonides sellist tegurit rakendatud.

## 8.2 Lahendusparameetrid

Peamiseks lahendusparameetriteks mittelineaarsel analüüsil on Newton-Raphson ja Arc Length (kaarepikkuse puutuja) meetod. Mõlemal lahendusparameetril on omad tugevused ning nõrkused erinevate olukordade puhul. Newton-Raphsoni meetodit kasutatakse peamiselt kindla koormuspiirini koormamisel lineaarselt. Arc Length meetodit kasutatakse pigem maksimaalse kandevõime leidmisel ehk see suudab olemasolevatest meetoditest kõige paremini konvergeeruda olukordades, kus võib iga hetk suurem stabiilsuskadu toimuda. Arc Length meetodi puhul suudab see vastava koormuse vahel itereerida, et saavutada jõudude tasakaal jäikusmaatriksis [20, p. 2].

### 8.2.1 Newton Raphson

Newton Raphsoni meetod on hästi rakendatav olukordades, kus materjalide arvutusmudelid kasutatakse lineaarseid ja/või bilineaarseid omadusi. Kuigi muutuvad ebaefektiivseks olukordades, kus arvutusmudelid esineb kõrgemaid järke mittelineaarsust. Veel üheks negatiivseks pooleks NR ja mNR meetodi puhul on see, et ilma täiendavate võteteta koormuse eemaldumist ei saa käsitleda arvutuses ehk kandevõime kadumise hetkel. Betooni modelleerimisel, mis on küllaltki mittelineaarselt käituv materjal, esineb ka asjaolu, et paljuski põhineb antud meetod esialgsel lahendil, mis loob aluse järgnevate iteratsioonide jaoks. Kandepiiriseisundi olukord võib küllaltki teistsugune olla esialgselt lahendist ning võib juhtuda kõrvalekaldumine ja/või algoritmi ebaõnnestumine. Hiljem on täiendusena võetud kasutusele koormuse/siirde kontrollitud trajektoori, et täpsemini kirjeldada kandepiiriseisundi olukorda [15, p. 215]. Joonis 8.11 kirjeldab Newton Raphsoni meetodi itereerimise põhimõtet koormus-siirdegraafikul.



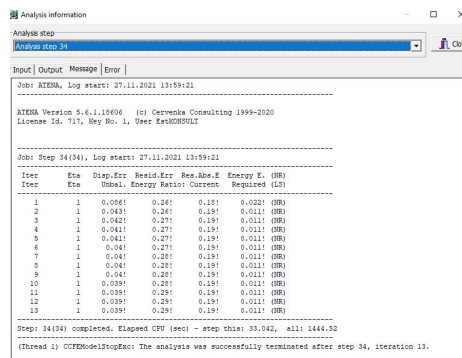
Joonis 8.11 NR meetodi itereerimise põhimõte

## 8.2.2 Arc length meetod

Arc lengthi meetod määrab arvutusmodeli lõplikule elemendile esialgse siirde ning võib vajadusel muuta koormustsüklil tulenevat koormuse rakendusväärtust selliseks, et toimuks konvergeerumine, kus üldine veaprotsent oleks minimaalne.

## 8.2.3 Üldised arvutusmodeli konvergeerumise tingimused

Arvutustarkvara Atena 2D puhul on oluline jälgida mudeli konvergeerumist. Enamasti vaikesätted katkestavad arvutuse enneaegselt, kui ebatäpsus kasvab üle mingi kindla piiri. Üldiselt on rakendatud konvergeerumise kriteeriumiteks siirete ja välisjõudude ning reaktsioonide omavahelist tasakaalu. Lisaks, on ühe näitajana ka siirete ja koormuste/reaktsioonide vahe korrutis. Kasutusjuhend juhhib sellele tähelepanu, kuid ei näe probleemi, kui iga koormustsükli kohta ilmneb üldine viga 2-5% vahemikus. Kui iga koormustsükli viga ületab juba 10%, siis tuleks neid arvutustulemusi käsitleda väga kriitiliselt. Joonisel 8.12 on näide konvergeerumise aruandest tarkvaras Atena 2D.



Iter	Eps	Disp-Err	Resid-Err	Res.Aba.E	Energy E	(HR)
1	1	0.0041	0.241	0.191	0.0201	(HR)
2	1	0.0421	0.241	0.191	0.0111	(HR)
3	1	0.0421	0.271	0.191	0.0111	(HR)
4	1	0.0411	0.271	0.191	0.0111	(HR)
5	1	0.0411	0.271	0.191	0.0111	(HR)
6	1	0.041	0.271	0.191	0.0111	(HR)
7	1	0.041	0.281	0.191	0.0111	(HR)
8	1	0.041	0.281	0.191	0.0111	(HR)
9	1	0.041	0.281	0.191	0.0111	(HR)
10	1	0.0391	0.281	0.191	0.0111	(HR)
11	1	0.0391	0.291	0.191	0.0111	(HR)
12	1	0.0391	0.291	0.191	0.0111	(HR)
13	1	0.0391	0.291	0.191	0.0111	(HR)

Joonis 8.12 Näide arvutustarkvara Atena 2D konvergeerumise veaprotsentidest

## 8.3 Arvutusvõrgu valimine

Mittelineaarsel analüüsil kasutatakse üldiselt ristkülikulisi elemente. Võimalus on kasutada ka kolmnurkseid, kuid see võib anda tulemuse tagavara kahjuks. Kolmnurksed lõplikud elemendid on palju jäigemad oma kuju poolest ning ei väljenda hästi nihkepurunemist betoonis [15, p. 170].

Õige arvutusvõrgu suuruse valimine on oluline protsess, kuna see ei ole nii pealiskaudne, kui see algul tunduda võib. Liialt hõreda kui ka tiheda arvutusvõrgu valimine võib viia ebatäpsete tulemusteni. Ebatäpsust mõjutab see kandevõime osas kui ka kasutuspiiriseisundi kontrollimisel pragude laiuse ja läbivajumite näol.

Arvutusvõrgu suuruse valik sõltub suuresti ka konstruktsiooni mahust, kas analüüsi viiakse läbi labori katsekeha kohta või suuremahulise konstruktsiooni kohta. Arvutusvõrgu tiheduse mõju tulemustele kirjeldab väga hästi Červenka et al poolt kirjutatud artikkel „*On crack band model in finite element analysis of concrete fracture in engineering practice*” [17], mis võrdles erinevate võrgutihedustega mittelineaarse analüüside tulemusi katsete tulemustega.

Artikkel järeltab, et liiga tiheda võrgu korral muudab see analüüsivat objekti liialt jäigaks ning seetõttu võib konstruktsiooni kandepiiriseisund olla kõrgem tegelikkusest. Kasutuspiiriseisundi seisukohast võib mitmete pragude teke, tulenevalt suurema arvu elementidest, tõmbetsoonis tekitada olukorra, kus tõmbepurunemisest vabanev energia dissipeerub ning seetõttu küündivad läbivajumid tegelikkusest kordades suuremaks. Tavaliselt on arvutusprogrammidel selliste olukordade jaoks ettenähtud vastavad lokaliseerumise piirajad, kuid ka nendel on teatavad piirid ning töötavad korrapäraselt soovituslikes vahemikes.

Liiga hõreda arvutusvõrgu korral kontsentreeruvad mitu pragu ühte elementi ning pragude laiused ei vasta tegelikkusele. Samuti on tarvis survetsooni purunemise õigel kirjeldamisel optimaalset betoonkeha võrgusuurst. Soovitatud on 150...1000 mm sammuga arvutusvõrku surves domineerivate alade puhul. Hea soovitus on valida esialgu survetsoonis olevate lõplike elementide suuruseks konstruktsiooni väiksem gabariit. Tõmbetsooni alades soovitati kasutada võrgusuurst vahemikus 50...300 mm.

Õige võrgusuurst valimisel tuleks selgitada reaalselt olukorda uuritava objektil. Tavaliselt väiksemaid elemente kui 20-30 mm ei ole mõtet rakendada, kuna praod esinevad enamasti täitematerjali vahel tsemendis ning täitematerjali terade suurus varieerub tavaliselt 8...32 mm vahemikus. Artikli põhjal oleks ideaalne võrgusuurst 150 mm, kuid ka sel juhul tõdeti, et see oleks praktiseerivale insenerile liialt jäik nõue. Enamasti määrab seda suurst armeerimisskeem ning varraste või pragude jaotumise tihedus. Suuremate konstruktsioonide puhul tuleb leida kompromiss arvutusmahu ja arvutustäpsuse vahel. Artikli katsete puhul viis vale arvutusvõrgu suurst valimine katsete tulemustest kõrvalekaldumise määraks üldjuhul 5...10%. Enim mõjutas kandevõimet arvutusvõrgu vale suurst väiksemate katsekehade puhul.

## **8.4 Pragude modelleerimine**

Pragude olemasolu mittelineaarses arvutusmudelis on oluline, kuna see mõjutab elemendi jäikust ning edasiste pragude arengut. Oluline on ka kui tihti uuendatakse selle läbi materjali jäikusmaatriksit. Kas iga koormustsükli lõpus või iteratsiooni käigus.



Atena 2D kasutab jaotatud prao (ingl. k. *smearred crack*) modelleerimist ehk pragude suurus ja suund kajastub iga elemendi kohta, mitte elementide servadel. Selline modelleerimine aitab vähendada probleeme, mis võivad kaasneda mittelineaarsel arvutusel, nagu armatuurvarraste libisemine ehk nakkekadu ja pragude lokaliseerumine.

Veel üks mure ilmneb sellega, et kas modelleerimisel on arvestatud prao suuna muutumisega. Fikseeritud prao mudel määrab esialgse prao suuna elastses staadiumis oleva peapinge suunaga, kuid pärast pragunemist võib toimuda peapinge suuna muutus. Pöörduva praoga mudel arvestab jõudude ümberjagunemisega ja võib muuta keset analüüsi prao suunda [15, p. 97].

## 9. ARMATUURI ANKURDUS

Selleks, et varrasmeetodi põhiselt arvutada, tuleb leida armatuuri ankurduspikkused. Kui armatuur on piisavalt sõlme taga ankurdatud, võib sõlme kandevõimet lugeda tagatuks. Järgnevate arvutuste jaoks kehtivad Tabel 9.1 ja 9.2 ankurduspikkused ning need on arvutatud standardi EVS-EN 1992-1-1 punkt 8.4 järgi. Lihtsustuse mõttes on eeldatud armatuuris maksimaalset pinget ehk arvutuslikku vooletugevust  $\sigma_y = 435 \text{ MPa}$ . Ülekattejätkede arvutamisel tabelis 9.1 ei ole rakendatud vähendustegureid  $\alpha_1 \dots \alpha_5$ . Kolmanda lihtsustusena on arvestatud betooni heade nakketingimuste korral  $\eta_1 = 1,0$ , kuna enamuse osa seinast on betoneerimisel heades nakketingimustes, väljaarvatud alumine osa monoliitseinte puhul. Vajadusel tuleks kontrollida töövuukide kohtades olevaid ülemisi pindu 300 mm ulatuses, vt joonist 9.1.

Kuni 250 mm paksuste elementseinte korral, kuna need valmistatakse üldiselt horisontaalsel töötasandil, on head nakketingimused tagatud. Alati ei saa välistada, et seinad oleksid valmistatud horisontaaltasapinnal, näiteks kassettmeetodil valmistatud ühekihilised seinad.

Seinades tuleb tagada ka jaotatud armatuuri ankurdus, mida tagatakse D-kujuliste aasadega üle kogu seina perimeetri. Jaotatud armatuuri ankurdus on tagatud, kui aasad on ankurdatud vähemalt ülekattepikkuse jagu. Ülekattejätke pikkuse leidmiseks tuleb baasankurduspikkust pikendada teguri  $\alpha_6$  võrra. Lihtsustusena on eeldatud kõikide ülekattejätkede puhul, et armatuurist jätkatakse alati >50% ehk tegur  $\alpha_6 = 1,5$ . Kui teatud kohtades tekib raskusi armatuuri mahutamise või sõlm osutub kriitiliseks, võib alati teostada detailsema arvutuse.

Ankurduspikkused ja ülekattejätked on arvutatud valemitega 9.1...9.6.

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (9.1)$$

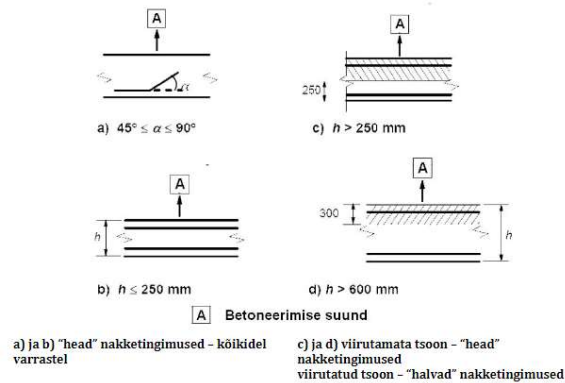
$$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm} \quad (9.2)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}; (\gamma_c = 1,5) \quad (9.3)$$

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}; (\eta_1 = 1,0; \eta_2 = 1,0) \quad (9.4)$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_y}{4f_{bd}} \quad (9.5)$$

$$l_0 = \alpha_6 l_{b,rqd}; (l_{0,min} \geq \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\}) \quad (9.6)$$



Joonis 9.1 Betoneerimise tingimused

Tabel 9.1 Ülekattejätkede pikkused EVS-EN 1992-1-1 järgi

		Ülekattejätkede pikkused [mm]					
		C20/25	C25/30	C30/37	C40/50	C45/55	C50/60
$\phi$ [mm]	8	562	485	429	354	327	305
	10	703	606	536	443	409	382
	12	843	727	644	531	491	458
	16	1125	969	858	708	655	610
	20	1406	1211	1073	886	819	763
	25	1757	1514	1341	1107	1023	954
	32	2249	1938	1716	1417	1310	1221

Armeerimise lihtsustamiseks ei arvutata iga üksiku aasa ankurduspikkust arvutusliku pinge järgi armatuuris, vaid valitakse igal pool kindlad jätkupikkused, mis vastaksid halvimalle olukorrale. Kuna projekteerimisel võivad esineda muudatused materjalide osas ehituse käigus, siis määratakse ankurduspikkused järgnevatel arvutustes kõige ebasoodsama järgi ehk eeldatakse, et betooni tugevus oleks vähemalt C25/30.

Kindlate ülekattejätkede armatuurvardad võimaldavad ka oluliselt vähendada hulga armatuuride positsioonide teket, mis oluliselt vähendab joonestamise töömahtu ning ehitusplatsil armeerimisel vähendab vigade tekkimise tõenäosust ja parandab joonise loetavust.

Selle lõputöö armeerimisskeemide loomisel rakendatakse tabel 9.2 põhjal armatuuride ülekattejätkede pikkuseid.

Tabel 9.2 Armeerimisskeemide loomisel rakendatavad ülekattejätkude pikkused

		Ankurduspikkus [mm]
$\phi$ [mm]	8	500
	10	600
	12	700
	16	1000
	20	1200
	25	1500
	32	2000

Kui aasadega ankurdata põhiarmatuuri ning aasa põlvedes ei ole ankurdusvarrast kasutatud (vähemalt aasa läbimõõduga võrdset sarrust), siis tuleb kontrollida aasade painutusspindli läbimõõtu EVS-EN 1992-1-1 punkt 8.3 järgi [12, p. 111]. Selleks, et vältida meeletut arvutusmahtu erinevate painutusspindli mõõtude määramisel, valitakse kindlad arvutuslikud kandevõimed aasade kasutamisel, sõltuvalt aasade tihedusest ja läbimõõdust. Lisaks, arvestatakse ainult standardse painutusspindli kasutamist, mis on  $4\phi$  [12, p. 134].

Valemite 9.7...9.10 järgi on leitud painutusspindli muljumistugevus erinevate sarruste diameetrite jaoks.

$$\phi_m = \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left( \frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right) \quad (9.7)$$

$$F_{bt} = \frac{\phi_m f_{cd}}{\left( \frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right)} \quad (9.8)$$

$$a_b = c_{nom} + 0,5\phi \quad (9.9)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (9.10)$$

Armatuurvardad, mille ankurdatav jõud ületab selle, mida oleks võimalik aasadega ankurdata, tuleb armatuurvarrastele ette näha külge keevitatud ankurduslapid. Kuna ankurdatakse sõlmi, siis tuleb betooni muljumistugevuseks ankurdusplaadi korral võtta vähendatud tugevus, kas sõlme CCT või CTT järgi. Ankurduslapid tugede läheduses võivad olla ka soodustava mõjuga ning nende puhul võib arvestada betooni arvutusliku survetugevusega. Üldiselt seinte puhul esineb enamus ankurdusjuhtumid alumise pinna tõmbearmatuuri ankurdamisel.

Kuna üldiselt valmistatakse seinu paksusega 200...300 mm, siis tabel 9.3 on erineva suurusega ankurduslappide kandevõimete kokkuvõte. Lihtsustusena ei ole betooni survepindala arvestamisel armatuuri läbimõõtu maha arvatud, valem 9.11.

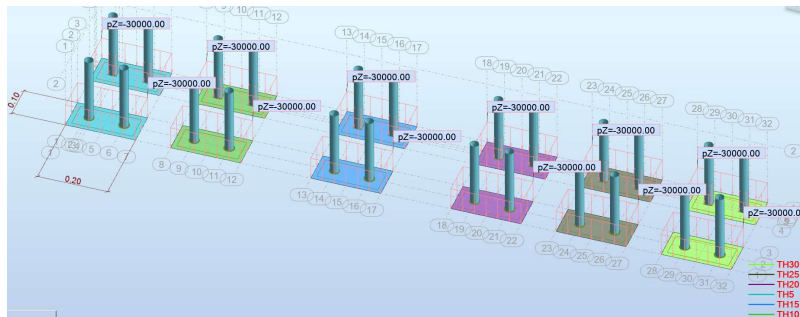
$$(9.11)$$

$$A_c \approx A$$

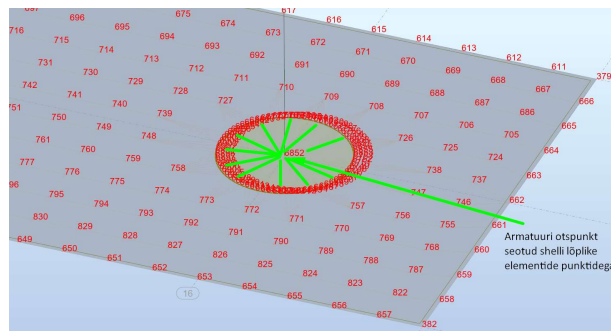
Ankurduslappide kasutamisel võib sellega piirneva betoonkeha pinged mitmetelgse surve olukorras ületada oluliselt betooni silindrilist tugevust. Katses, kus katsetati

väljatõmbe tugevust võis betoonis esinevad survepinged ületada pea viiekordselt betooni silindrilise katsekeha survetugevust [21]. Seetõttu ei tohiks betooni purunemine olla määrav, kui tagada plaadile piisav jäikus betooni muljumise vältimiseks. Lapid enamasti lõigatakse riskülikutena, kuid realselt rakendub suurem osa betooni survepingest armatuurvarda ligidal olevale pinnale ning plaadi nurkadele rakenduv pinge on sellest väiksem, tulenevalt plaadi väiksemast jäikusest servades.

Joonisel 9.2 on näha erinevate paksustega ankurduslappide, kus on kahele  $\varnothing 25$  mm läbimõõduga armatuurvardale külge keevitatud ankurdusplaat (analüüs on läbiviidud programmis ARSA). Geomeetria on kasutatud  $2 \times D25$  mm ristlõikega varda elementi armatuurvarrastena ning ankruplaadina koorikuelementi, millest on maha arvatud armatuuri ristlõike jagu pinda. Koorikuelement on arvutusprogrammi mudeli lõplike elementide analüüsi läbiviimisel kasutatav element. Vardaelemendi otspunkt, mis on seotud koorikuelemendi ava ääres olevate punktidega, on järgalt ühendatud. Kooriku arvutusvõrgu tiheduseks on valitud 10 mm. Võrk on genereeritud Delaunay meetodi kohaselt ilma täiendavate meetoditeta (ingl. k. *regular mesh*). Joonisel 9.3 on näidatud ka lähemalt armatuurvarda ja kooriku ühendamist arvutusmudelis. Ankurduslappidele rakendatav koormus on betooni survetugevusest tulenev ühtlane pinge. Kuna tegelikkuses pinged kontsentreeruvad varda ümber plaadi suurema jäikuse tõttu selles piirkonnas, siis on selline koormuse käsitus konservatiivne.



Joonis 9.2 Ankurduslappide katsetamine programmis ARSA



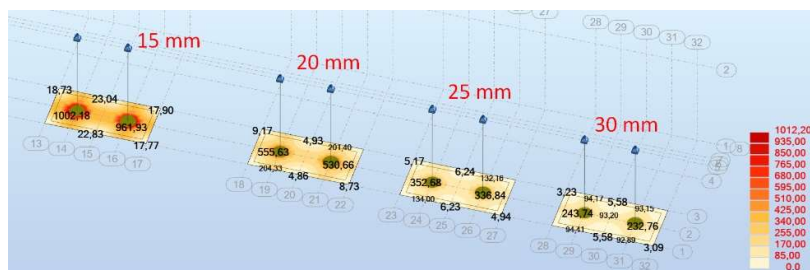
Joonis 9.3 Armatuurvarda sidumine koorikuga („shelliga“)

Joonisel 9.4 on näha, et 5 mm plaat (vasakpoolseim suurimate vertikaalsiiretega) ei ole jäik ning selle kasutamist koos 25 mm armatuurvarrastega tuleb vältida.



Joonis 9.4 Ankurduslappide deformeerumine

Joonisel 9.5 on märgitud vastava plaadi juurde tema teraslehe paksus ning elastse analüüsi teel leitud plaatide Von Misesi pinged.



Joonis 9.5 Von Misesi pinged ankurdusplaadis erinevate paksuste korral [MPa]

Plaatide lõplikud paksused valitakse terasplaadis Von Misesi pingekriteeriumi järgi, et need ei ületaks plaadi voolavuspiiri. Selle tingimuse täidab 25 ja 30 mm paksune terasplaat. Kuna tegelikult kannab reaalses olukorras enamus ankurduspinget üle väike osa ankurdusplaadist armatuurvarraste ümber, siis olekski oluline, et see plaat oleks võimalikult jäik. Selle eesmärk on jaotada võimalikult palju survepinget üle lapiga kontaktis oleva betoonpinna. Hetkel mudeldatud olukord on lihtsustus, kuna osa ankurduspingest kandub reaalses olukorras üle ka osaliselt armatuurvarda nakke kaudu. Olukorras, kus kogu ankurduspinge kandub plaadile, peab olema toimunud täielik nakkekadu armatuurvardal. Praeguse mudeli järgi on lihtsustusena kantud plaadi pinnale koormus võrdväärne betooni survetugevusega ehk 30 MPa. Plaadi suurus 100x200 on isegi veidi suurem kui oleks tarvis ehk betooni purunemine ei ole määrav antud olukorras. Ankruplaat on kokkuvõttes konservatiivselt dimensioneeritud ning tagab kindluse, et kandevõime kadu ei oleks põhjustatud varajasest nakkekadust armatuurvarrastelt. Kuna ankurdusplaadiga armatuurvarda valmistamine ei ole üleliia töömahukas, siis võiks seda kindluse mõttes eelistada.

Tabel 9.3 Ankurduslappide suurused betooni C25/30 jaoks

		F [kN]					
		b=200 mm			b=300 mm		
		CCC	CCT	CTT	CCC	CCT	CTT
h [mm]	100	333	255	225	500	383	338
	150	500	383	338	750	574	506
	200	667	510	450	1000	765	675
	250	833	638	563	1250	956	844
	300	1000	765	675	1500	1148	1013
	350	1167	893	788	1750	1339	1181
	400	1333	1020	900	2000	1530	1350

Keeviste arvutamisel tuleb arvestada jõukomponentide meetodit ristsuunalise ja nihkepinge olemasolu arvestades. Kuna armatuurvarras on ümar, siis tuleb keevise kasuliku pindala arvestada tüvikoonuse küljepinna kujuga. Keevist arvutatakse valemitega 9.12...9.17.

$$F_s = A_s * f_{yd} \quad (9.12)$$

$$r_0 = a * \sin 45^\circ + \phi/2 \quad (9.13)$$

$$A_w = \pi * a * (\phi/2 + r_0) \quad (9.14)$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{F_s}{\sqrt{2} * A_w} \quad (9.15)$$

$$\sigma_y = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * \tau_{\perp}^2} \quad (9.16)$$

kus  $r_0$  – keevise geometriast tuletatav abitegur tüvikoonuse küljepindala arvutamiseks  
 $A_w$  – keevise pindala, mis on arvutatud tüvikoonuse küljepindala järgi  
 $F_s$  – üksiku armatuurvarda tõmbetugevus

Keevise tugevustingimuse valin nõrgema elemendi järgi ehk ankruplaat tugevusega S355.

$$f_u = 470 \text{ MPa}$$

$$\beta_w = 0,9$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\sigma_{y,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} = 418 \text{ MPa} \quad (9.17)$$

Arvutuste vahetulemused on esitatud tabelis 9.4. Tabelis 9.5 on kokkuvõtte vajalikest keeviste kõrgustest ankruplaadi ja sarruse vahel, mis kajastuvad ka joonisel LISA 4, koos keevitamise juhistega.

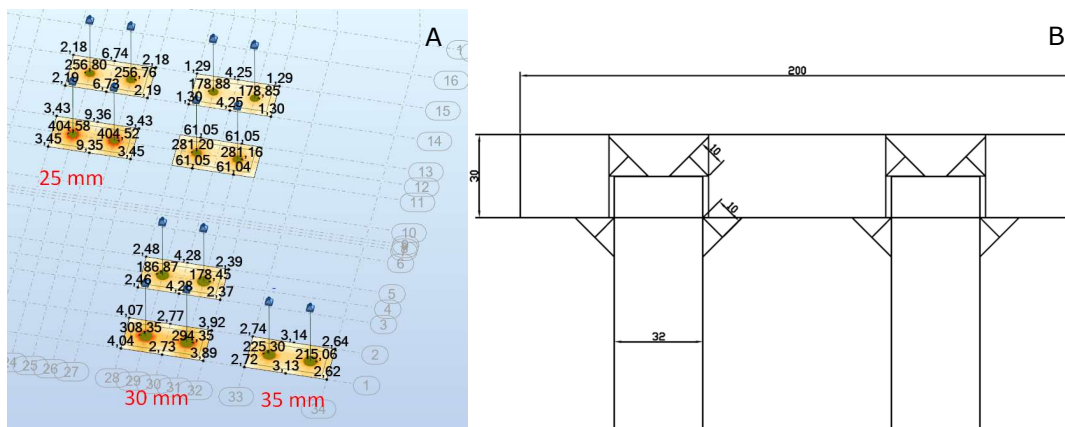
Tabel 9.4 Ankrulappide keevised

$\phi$ [mm]	16	20	25	32
a [mm]	6	8	8	10
$r_o$ [mm]	12.2	15.7	18.2	23.1
$A_w$ [mm <sup>2</sup> ]	382	645	770	1227
$F_s$ [kN]	87	137	214	350
$\sigma_1$ [MPa]	162	150	196	202
$\tau_1$ [MPa]	162	150	196	202
$\sigma_y$ [MPa]	324	300	392	403

Tabel 9.5 Ankurduslappide paksused ja keevised vastavalt 2 armatuurvardale

$\Phi$ [mm]	t [mm]	a [mm]
16	25	4
20	30	4
25	25	6
32	30	8

Joonisel 9.6 (A) on ülevalt alla järjestatud plaadid vastavalt varda diameetritele 16, 20, 25 ja 32 mm. Vasakult paremale on tähistatud vastavate plaatide paksused 25, 30 ja 35 mm. Nende tulemuste põhjal on valitud plaadi paksused tabelisse 9.5. Joonisel 9.6 (B) on põhimõtteline skeem varda keevitamisest terasplaadi külge, täpsemalt on see kirjeldatud joonisel LISA 4.

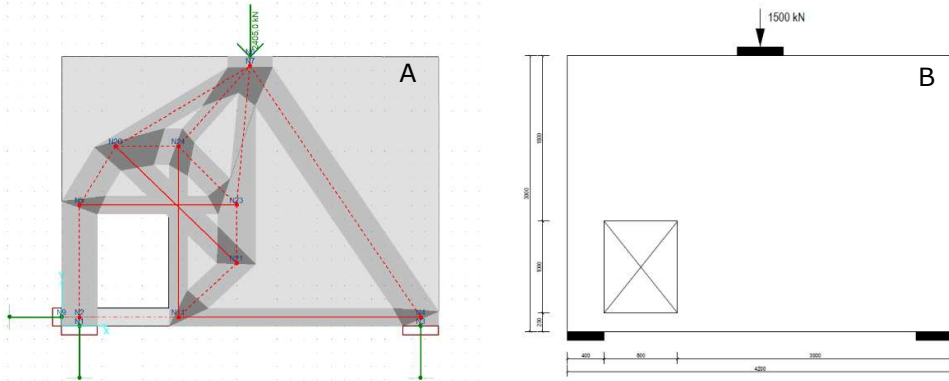


Joonis 9.6 (A) Misese pinged ankurdusplaadis [MPa]; (B) Ankruplaadi keevitamise põhimõte



## 10. LIHSUSTATUD SEINA ARVUTUS

Arvutusmetoodika tutvustamiseks on lihsustatud sein näide. Tegemist on sarnase skeemiga, mis pärineb artiklist „*Toward a consistent design of structural concrete*” [3]. Erinevus seisneb ainult koormuse asetusel, kus antud näites on see asetatud silde keskele, joonis 10.1 (B). Näitearvutus põhineb standardi EVS-EN 1992-1-1 varrasmeetodi käsitlusel.

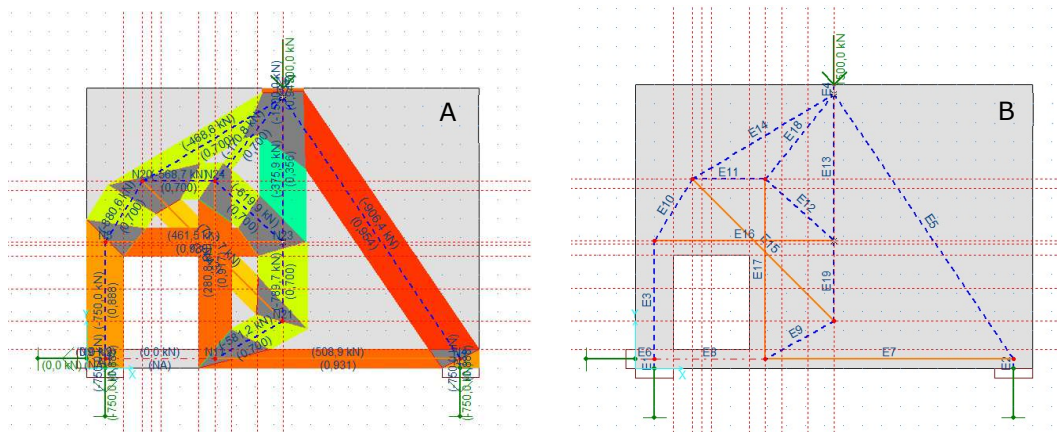


Joonis 10.1. (A) Lihsustatud sein varraskeemi kuju diagonaalvardaga; (B) Lihsustatud sein kujujoonis ja koormuse rakendamise skeem

Esialgse armatuuri konstrueerimiseks on kasutatud programmi CAST („*Computer Aided Strut-and-Tie*”), mis võimaldab paindlikumalt erinevaid varraskeeme katsetada ning kujutab ka graafiliselt üksikute vardaelementide kandevõimeid, joonis 10.1 (A).

### 10.1 Diagonaalvardaga sein

Esimest tüüpi varraskeemis rakendatakse diagonaalvarrast armeerimisel ava läheduses, joonis 10.2.

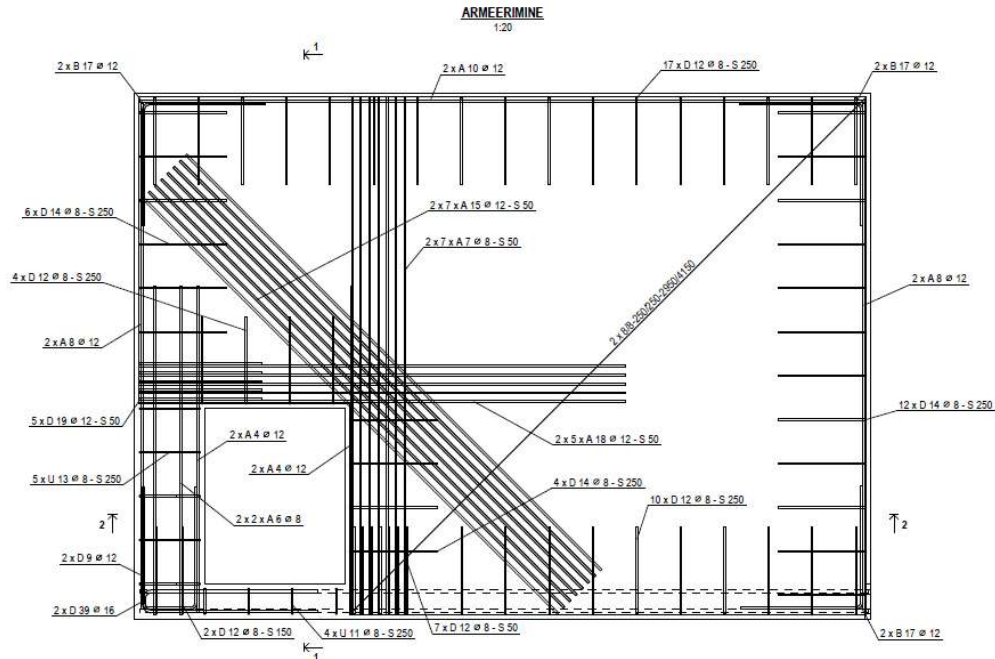


Joonis 10.2 (A) Lihsustatud sein esialgne varraskeem programmist CAST  $E_d = 1500 \text{ kN}$ ; (B) Varraskeemi vardad tähistega

Tabel 10.1 Varraskeemi varraste dimensioneerimine

Varras	Sisejõud [kN]	Varda laius [mm]	Betooni pinge	Betooni kasutusaste	Armeerimispiindala [mm <sup>2</sup> ]	Varraste arv [tk]	Armatuuri läbimõõt [mm]	Armatuuri kasutusaste	Märkused
E1	-750,0	507,3	-7,4	0,70	-			-	
E2	-750,0	507,3	-7,4	0,70	-			-	
E3	-750,0	400	-9,4	0,89	-			-	
E4	-1500	430	-17,4	0,99	-			-	Põiksurvepingeta
E5	-906,4	613,1	-7,4	0,70	-			-	
E7	508,9	-	-	-	1170	4	20	0,93	Ankurduslapp 30x200x200
E9	-581,2	393,2	-7,4	0,70	-			-	
E10	-880,6	595,7	-7,4	0,70	-			-	
E11	-568,7	384,7	-7,4	0,70	-			-	
E12	-619,9	419,3	-7,4	0,70	-			-	
E13	-375,9	500	-3,8	0,36	-			-	
E14	-468,6	316,9	-7,4	0,70	-			-	
E15	719,7	-	-	-	1654	16	12	0,91	
E16	461,5	-	-	-	1061	10	12	0,94	
E17	280,8	-	-	-	646	14	8	0,92	
E18	-170,8	115,5	-7,4	0,70	-			-	
E19	-789,7	534,2	-7,4	0,70	-			-	

Seina kandevõimeks varrasmeetodil osutub  $R_d = 1597,5 \text{ kN}$ . Tabel 10.1 on kooskõlas arvutusliku koormusega  $E_d = 1500 \text{ kN}$ . Tabel 10.1 märkustesse on lisatud ka täiendav informatsioon üksikute varraste kohta, mida võib käsitleda põiksurvepingeta varrasteks. Antud juhul on selleks vardaks E4, mis on mitmetelgse survepinge alas. Mitmetelgse survevälja teket soodustab koormusplaat ja ristuvad survevardad E5, E13, E14 ja E18. Lisaks on märkustes ka varraste ankurdamist kirjeldav teave. Kuna varda E7 parem pool on elemendi servas ja ankurdamisel painutatud varrastest ei piisa, tuleb sõlme tasakaalu tagamiseks see varras ankurdada armatuurvarda külge keevitatud terasplaadiga  $t=30 \text{ mm}$ . Joonisel 10.3 on tabel 10.1 põhjal dimensioneeritud seinä armeerimisskeem.



Joonis 10.3 Seina SS-101 armeerimisskeem diagonaalvardaga

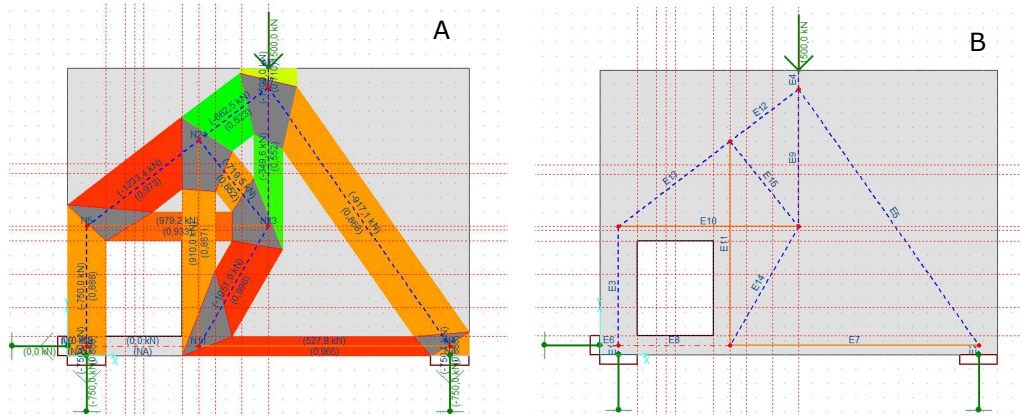
Seina armeerimisel kasutatakse armatuurvõrku 250 mm sammuga, kuna see vastab EC2 esitatud konstruktiivsetele nõuetele. Võrgusilmuse 250 mm korral on armeerimistiheduseks 0,2%, mida rakendatakse hiljem mittelineaarsel analüüsil.

Seinal SS-101 on rakendatud horisontaalsed, vertikaalsed ja kalde all olevad täiendavad armatuurvardad. Seina kasutuspiir seisundi paremaks tagamiseks pragude suhtes ning armatuuri mahutamiseks on eelistatavalt kasutatud väikese läbimõõduga vardaid konstrueerimisel. Ava ülemises servas 2x5  $\phi$ 12 mm vardad, lisaks põhivõrgule. Paremas servas avast 2x7  $\phi$ 8 mm täiendavad vardad. Diagonaalseteks varrasteks on valitud 2x7  $\phi$ 12 mm sarrus. Diagonaalvardad on asetatud seina suhtes 45° kaldenurgaga. Diagonaalvarraste kasutamise põhjuseks on tõenäoliste pragude tekkimise oht ava paremas ülemises nurgas ning nende pragude edasise arengu ärahoidmine.

Enamus armatuurist tõmbidega sõlmedes ja konstruktiivne võrk on võimalusel ankurdatud armatuurasaadega, kuid varda E7 puhul on kasutatud ankurduslappi seina paremas servas.

## 10.2 Diagonaalvardata sein

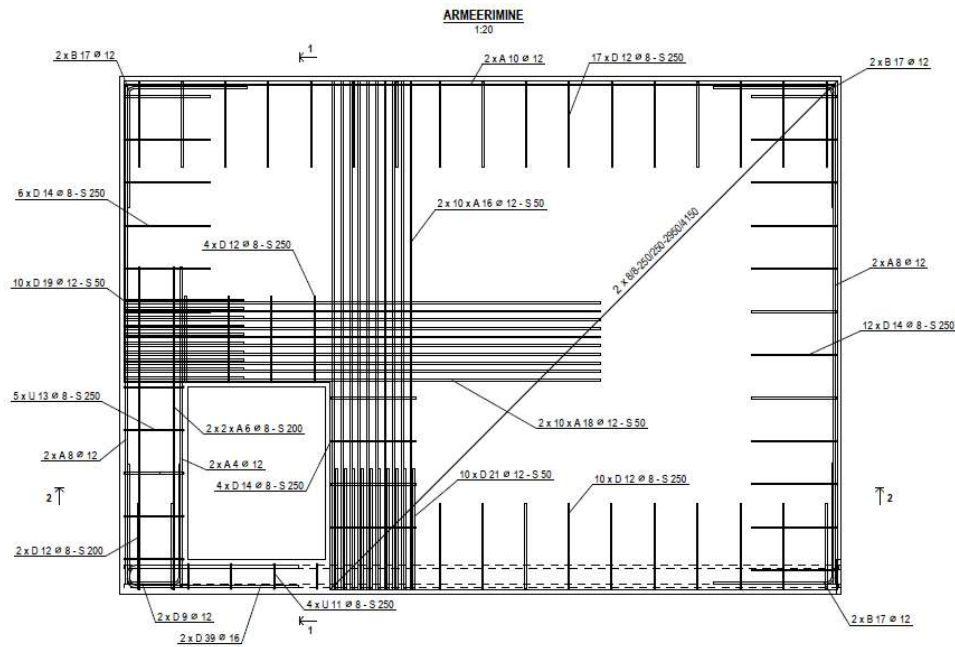
Selles näites on sama sein, mis eelmise näite peatükis 10.1, kus ei ole armeerimisel arvestatud diagonaalselt asetatud varrastega. Märgata on, et nõutud varraste laiused on suurenenud ning jõud horisontaalses kui ka vertikaalses armatuuris on suurenenud ava ümbruses. Dimensioneeritud varraste kokkuvõtte on tabelis 10.2. Erinevalt eelmise seinatüübiga SS-101, on nüüd ava ülemises servas  $2 \times 10 \phi 12$  ning paremas servas  $2 \times 10 \phi 12$  mm sarrus. Seina armatuuri koguseks kujunes  $\sim 310 \text{ kg}$ . Eelmise variandi armatuuri koguseks oli  $\sim 280 \text{ kg}$  ehk antud seinade armeerimistiheduseks kujuneb  $115 \dots 130 \text{ kg/m}^3$ . Joonisel 10.5 on tabel 10.2 põhjal dimensioneeritud sein armeerimisskeem. Joonisel 10.4 on kujutatud sein SS-102 varrasskeem.



Joonis 10.4 (A) Ortogonaalsete varrastega sein  $E_d = 1500 \text{ kN}$ ; (B) Varrasskeemi üksikute varraste skeem

Tabel 10.2 Varrasskeemi varraste dimensioneerimine

Varras	Sisejõud [kN]	Varda laius [mm]	Betooni pingepinge [MPa]	Betooni kasutusaste	Nõutav armeerimis-pindala [mm <sup>2</sup> ]	Varraste arv [tk]	Armatuuri läbimõõt [mm]	Armatuuri kasutusaste	Märkused
E1	-750	400	-9,4	0,89	-			-	
E2	-750	400	-9,4	0,89	-			-	
E3	-750	400	-9,4	0,89	-			-	
E4	-1500	600	-12,5	0,71	-			-	Põiksurvepingeta
E5	-917,1	500	-9,2	0,87	-			-	
E7	527,8	200	-	-	1213	4	20	0,97	Ankurduslapp 30x200x200
E9	-349,6	200	-8,7	0,83	-			-	
E10	979,2	300	-	-	2251	20	12	1,00	
E11	910	300	-	-	2092	20	12	0,92	
E12	-662,5	350	-9,5	0,90	-			-	
E13	-1233,4	600	-10,3	0,97	-			-	
E14	-1051,9	600	-8,8	0,83	-			-	
E15	-719,5	500	-7,2	0,68	-			-	

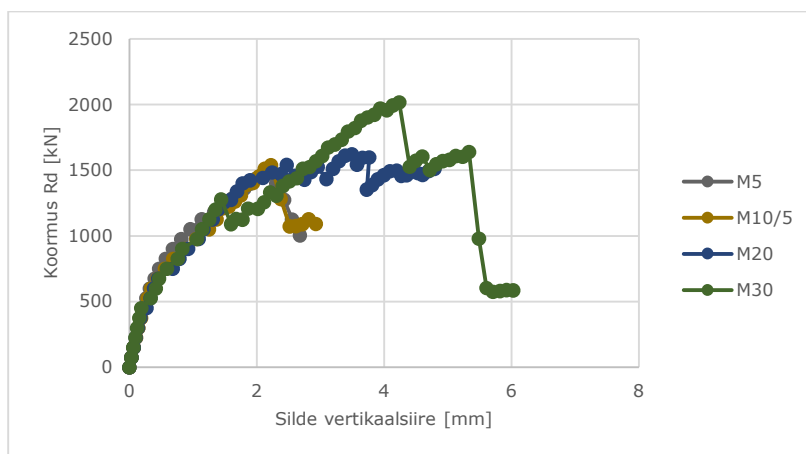


Joonis 10.5 Seina SS-102 armeerimis skeem

## 10.3 Mittelineaarne analüüs

### 10.3.1 Arvutus mudelite tundlikkuse analüüs

Joonisel 10.6 kajastub tüüpseina erinevate võrgusuuruste tundlikkuse mõju kandevõimele. Tähisted M5...M30 viitavad arvutusvõrgu suurustele sentimeetrites koos eesliitega M (ingl. k. *mesh*). Tähis M10/5 viitab mudelile, kus suurem osa arvutusvõrgust oli valitud suurusega 10 cm, kuid avatäite posti ja selle alune osa on väikeste gabariitide tõttu määratud võrgutihedusega 5 cm.



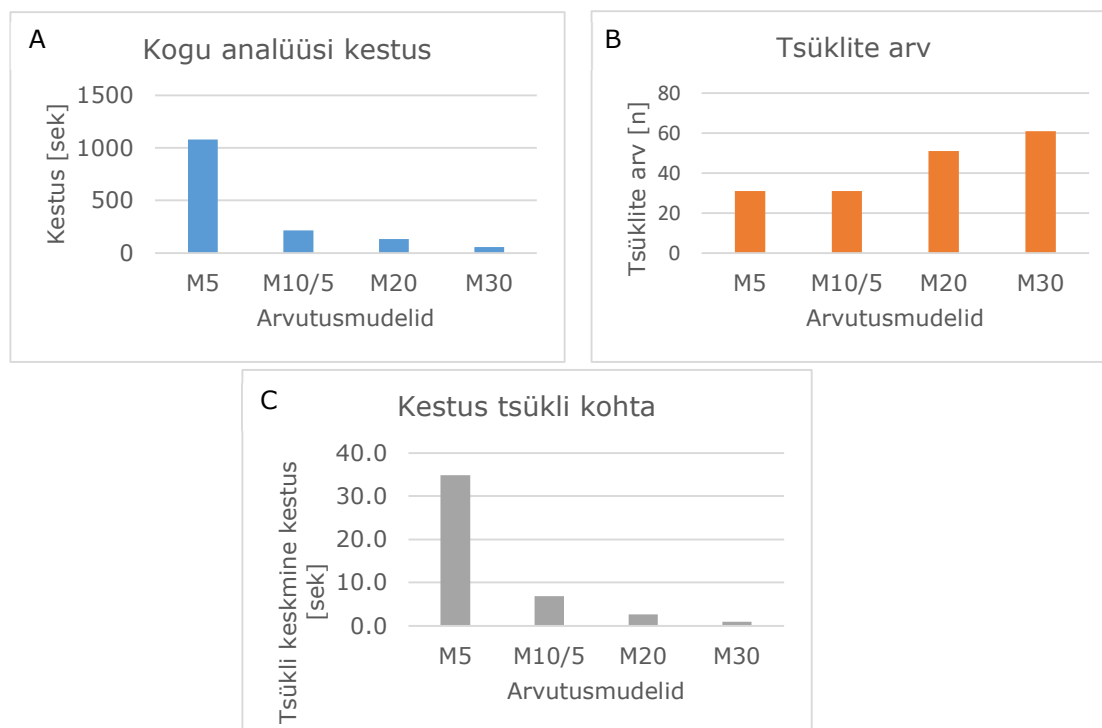
Joonis 10.6 Arvutusvõrgu tundlikkus

Tihedama võrgu korral osutub määravamaks habras purunemine ava vasakpoolses postis kuni võrgu suurusteni 10 cm ja 5 cm. Suuremate võrkude korral on purunemine hoopis plastse iseloomuga ehk habrast purunemist eelnevalt mainitud kohas ei toimu ning määravamaks saab armatuuri voolamine. Ilmneb, et üldine kandevõime hakkab oluliselt suurenema versioonide M20 ja M30 puhul, mille vastavate võrkude sammud on 20 ja 30 cm ühtlaselt üle kogu pinna.

Kui võrrelda antud mudelite analüüside kestuseid, siis tihedama võrgu puhul M5 mudelil on kordades pikem kestus kui ülejäänud kolmel, vt joonis 10.7 (A). Mudelite M20 ja M30 puhul võib olla ohtlik neid tõesteks pidada, kuna purunemise pilt oli erinev kui M5 ja M10/5 mudelitel. Lõpliku võrgutiheduse valimisel osutub optimaalseks kasutada M10/5 varianti. Kuna analüüsi kestus ei ole oluliselt lühem kui M20 ja M30 mudelitel, kuid tunduvalt kiirem M5 variandist.

Võrkude suurusi M20 ja M30 ei tohiks lõplikus analüüsis rakendada, kuna võivad anda liiga optimistliku tulemuse. Samas, M20 kandevõime oluliselt ei suurene pärast maksimaalväärtuse saavutamist.

Joonistel 10.7 (B ja C) on veel täiendavad võrdlused erinevate mudelite puhul, arvestades tsüklite arvu analüüsi kohta ja ühe üksiku tsükli kestust.



Joonis 10.7 (A) Erineva võrgutihedusega arvutusmudelite analüüsi kestused [sek]; (B) Erineva võrgutihedusega arvutusmudelite tsüklite arv analüüsi kohta; (C) Erineva võrgutihedusega mudelite keskmine analüüsi kestus tsükli kohta [sek]

### 10.3.2 Mittelineaarses analüüsis kasutatavad materjalomadused

Eelmises alapeatükis selgus optimaalne võrgutihedus, järgmisena tuleb määrata materjalide sisendparameetrid. Käsitletakse 3 järgnevat kandevõime meetodit:

- 1) Atena 2D enda arvutusmudel (SBeta) oma vastavate sisendparameetritega;
- 2) EVS-EN-1992-2 standardi järgi määratud varuteguritega;
- 3) EN-1992-1-1:2021 varutegurimeetodi põhise käsitlusega.

Tabelis 10.3 on programmis ATENA 2D kasutatud parameetrite loetelu ja nende vastavad väärtused. Tegurid  $\nu, \varepsilon_{c2}, c, w_d$  jäävad kõikide meetodite puhul samaks, toetudes Atena 2D teooria käsitlusele, mida kirjeldati peatükis 8.1.

Tabel 10.3 Materjalide omadused mittelineaarses analüüsis

	SBeta	EVS1992-2	PFM
$E_c$ [MPa]	33010	31618	30137
$\nu$ [-]	0,2	0,2	0,2
$f_t$ [MPa]	2,67	2,6	1,58
$f_c$ [MPa]	31,45	25,5	20,55
$G_F$ [N/m]	66,62	137,4	133,5
$\varepsilon_{c2}$ [-]	0,00191	0,002	0,002
$c$ [-]	0,8	0,8	0,8
$w_d$ [mm]	-0,5	-0,5	-0,5
$f_{yd}$ [MPa]	435	550	416,7

Keskmine elastsusmoodul tuletatakse EVS-EN-1992-1-1 juhiste järgi. Standardi EVS-EN 1992-2 järgi on betooni survetugevuse väärtus betooni varutegurit rakendades 25,5 MPa (C30/37). Tegemist on betooni tingliku keskmise survetugevusega ning selle väärtuse põhjal tuletan ka keskmise elastsusmooduli. Kuna standardis EVS-EN 1992-2 ei ole täpselt muude parameetrite vähendustegurite kohta kirjeldatud, kui ainult survetugevuse oma, siis käsitlen teisi parameetreid lähtuvalt vähendatud survetugevuse väärtusest (valem 10.3).

PFM survetugevus on tuletatud uue EC2 standardi mustandist Tabelist A.1a, rida f) varuteguriga  $\gamma_c = 1,46$ .

$$f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,46} = 20,55 \text{ MPa} \quad (10.1)$$

Varuteguri meetodi PFM puhul leian keskmise betooni tugevuse tavapäraselt EC2 eeskirjade järgi ning sellest omakorda elastsusmooduli.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (10.2)$$

$$\Delta f = 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 20,55 + 8 = 28,55 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22 * 10^3 * 1,0 * \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \quad (10.3)$$

$$E_{cm} = 22 * 10^3 * 1,0 * \left(\frac{28,55}{10}\right)^{0,3} = 30137 \text{ MPa}$$

Keskmine tõmbetugevus EVS-EN 1992-2 järgi:

$$f_c = 1,1 * \frac{\gamma_s}{\gamma_c} * f_{ck} = 0,85 * 30 = 25,5 \text{ MPa} \quad (10.4)$$

$$f_{ck} = f_c \quad (10.5)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 * \sqrt[3]{25,5^2} = 2,60 \text{ MPa} \quad (10.6)$$

Tõmbepurunemisest vabanev energia:

$$G_F = 73 f_{cm}^{0,18} = 73 * 33,5^{0,18} = 130,8 \text{ N/m} \quad (10.7)$$

Armatuuri vooletugevus:

$$f_{yd} = 1,1 * f_{yk} = 550 \text{ MPa} \quad (10.8)$$

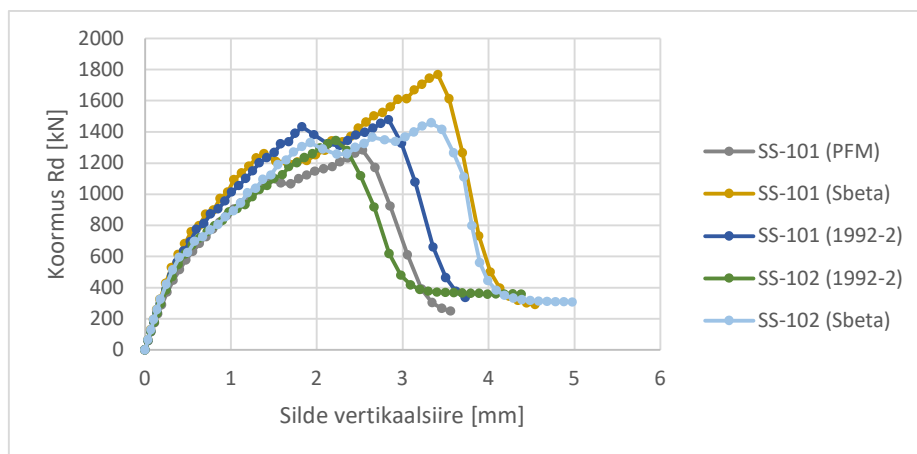
### 10.3.3 Seinä koormustsükliid mittelineaarsel analüüsil

Seinad koormatakse koormamisskeemi alusel sundsiirdega 1 mm, kus 1.-6. koormustsükli korral iga tsükkel moodustab 5% siirdest 1 mm ehk 0,05 mm. Kõikides järgnevates tsüklites moodustab üksik tsükkel 1% kogu siirdest ehk 0,01 mm. Kogu koormamine toimub Newton Raphsoni meetodi alusel. Olulisi erinevusi ei esinenud tulemustes, kui oleks kasutanud Arc Length meetodit.



## 10.4 Kokkuvõte lihtsustatud seinte näitest

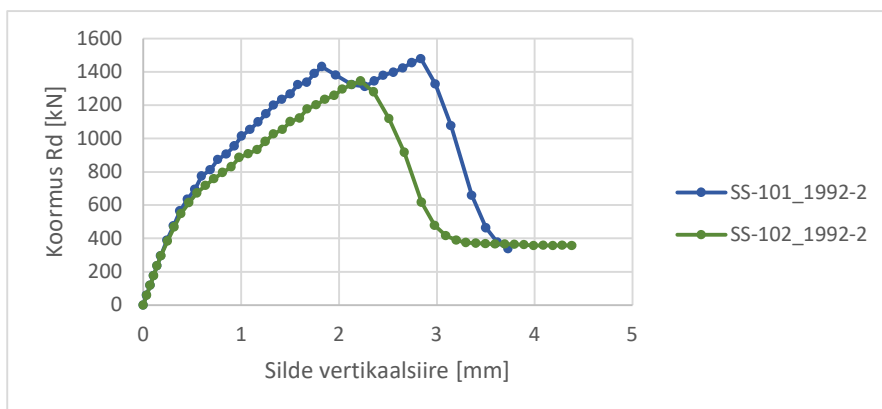
Joonisel 10.8 on esitletud kolme põhilise meetodiga (PFM, SBeta ja 1992-2) analüüsitud tüüpseinad SS-101 ja SS-102. Analüüsist saadud kandevõime esialgne väärtus on vastavate meetodite vähendusteguritega läbi korrutatud ning selle tulemusel saadud arvutuslik kandevõime  $R_d$  vertikaalteljel. Horisontaalsel teljel on seina sildeava keskelt saadud vastavale koormusele vertikaalsiire iga arvutusmudeli kohta.



Joonis 10.8 Lihtsustatud seinte arvutustulemused erinevate meetodite järgi

EVS-EN 1992-2 järgi arvutatud kandevõime on alati madalam või vähemalt samal tasemel kui Atena 2D materjalide parameetritega leitud kandevõimed. Konstruktiivse minimaalse võrguga leitud kandevõime puhul toimub plastne purunemine tingituna armatuuri voolamisest. Armatuurvõrguga arvutusmudelite puhul on selgelt näha, et ilma täiendava armatuurita ei ole seina kandevõime piisav, vt joonis 10.14.

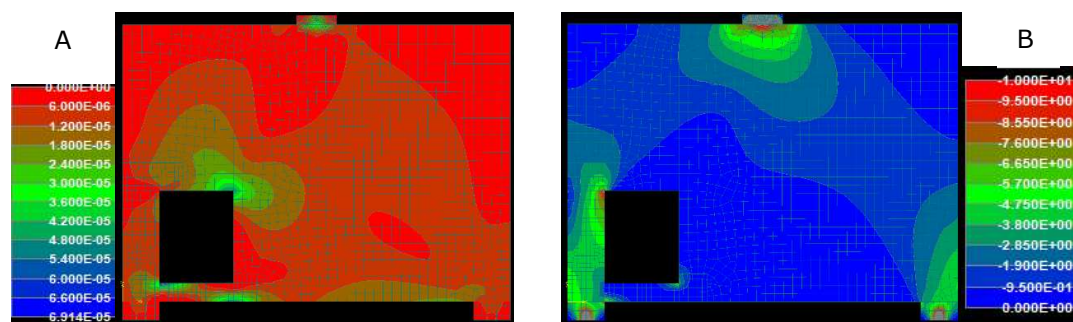
Joonisel 10.9 on toodud välja seinade koormus-siirdegraafikud meetodi 1992-2 kohta.



Joonis 10.9 Kandevõime graafikud EVS-1992-2 standardi juhiste järgi

Diagonaalvardaga seina puhul on märgata joonisel 10.9, et sein on algselt tunduvalt jäigem teistest. Võib näha, et ligikaudu koormuse 500 kN korral hakkab konstruktsiooni

üldine jäikus vähenema langeva tõusu põhjal koormus-siirdegraafikus. Esimesed praod ilmnevad ava paremal üleval nurgas 5. koormustsükli lõpuks, kui kogukoormus on jõudnud suuruseni 300 kN. Joonisel 10.10 (A) on kirjeldatud peasiirete olukorda enne esimese prao teket seinal SS-101. Koormustsükli 6 lõpu puhul on tegemist mõlemal seinal elastse staadiumi lõpuga, pärast mida hakkab olulisemalt analüüsitulemusi mõjutama seina armeerimisskeem. Pärast koormustsükli 9 lõppu hakkab seinte üldine jäikus varieeruma, kus sein SS-101 on suurema jäikusega kui sein SS-102. Joonisel



10.10 (B) on näidatud seina SS-101 peapingete suurusi pärast koormustsükli 9.

Joonis 10.10 (A) LS4 elemendil SS-101 peasiirded (1992-2); (B) LS9 lõpus olevad peapinged [MPa] seinas SS-101 (1992-2). Siin ja järgnevatel joonistel tähistab LS koormustsükli arvu ning sulgudes on tähistatud meetod.

Kuna lihtsustatud seinal puuduvad täiendavalt vertikaalkoormusele muud koormused ning täpne koormuse liigi käsitus, siis lihtsustusena arvestatakse kasutuspiirseisundi koormust 70% kandevõime arvutuslikust koormusest. Sein SS-101 puhul oleks see koormustsükkel 13 lõpp. Joonise 10.11 (A) pealt on näha, et selle koormustsükli lõpuks kujuneb esmase pragunemise asukohas suurima prao avanemislaiuseks ligikaudu 0,1 mm. Pragude areng selles koormustsükklis on piirdunud armeeritud alaga ning hakkab järgnevate tsüklite jooksul pragusid enamgi jaotama selle ala piires. Võib täheldada, et SS-102 seina puhul on pragude seisund kriitilisem kui seinal SS-101. Erinevad koormustsüklid tulenevad asjaolust, et see on reaalne toereaktsioonide summa, mis on võimalikult lähedal väärtusele 1050 kN ehk 70% kandepiirseisundi koormusest 1500 kN. Tähelepanu juhtida, et graafikutes toodud koormustsüklite koormuse väärtused on juba vähendatud vastavate varuteguritega. Kuna vähendustegurid kehtivad eelkõige kandepiirseisundi määramisel, siis kasutuspiirseisundi puhul ei ole koormust varuteguriga vähendatud.

Elemendi jäikus jääb enamasti samaks teatavate kõikumistega, mis tekivad pragude arengul tsüklite 9-28 vahemikus. Koormustsükkel 27 on viimane, kus sein SS-101 saavutab maksimaalse kandevõimega sarnase tulemuse 1432 kN (lõplik kandevõime  $R_d = 1478 \text{ kN}$ ) ning sein kaotab järsku oma jäikuse ning toereaktsioonid hakkavad vähenema kuni koormusastme 30-ni, millest alates sein saavutab stabiilsuse ja hakkab

endise jäikuse järgi taas sundsiiret vastu võtma. Kuna sein lahendusmeetodi järgi on see koormatud määratud siirdega, siis pidi toimuma koormamise ajal suurem jäikuse kaotus seinas. Vertikaalsiire toimus senikaua kuniks sein saavutas uue mehhanismi, mille järgi jätkas välisjõu vastu võtmist.

Koormustsükli 28 lõpus toimus esimene langus sein SS-101 jäikusel ning pragude pildis on täheldada, et tekib parempoolse toe lähedusse pragunenud survevarras (joonis 10.13 A). See on tingitud vasakpoolse toe survevarraste liigsest pragunemisest ja sellest tulenev jäikuse kadu viib selleni, et osa koormusest hakkab kanduma parempoolsele survevardale, mis omakorda veel hakkab edasistes tsüklites pragunema. Koormusastme 36 juures ammendub sein SS-101 kandevõime ( $R_d = 1478 \text{ kN}$ ) ja seda võib järeldada vasakpoolse ava posti ülemise pinna muljumisest. Joonisel 10.13(C) on näha survepeapingete suurus ning selles alas on ka tingliku posti ülemisel pinnal arenenud survetsoon, mille survepeapinge ületab betooni tugevust antud mudeli parameetrite järgi ehk 25,5 MPa.

Pärast koormustsükli 36 ei toimu enam korrapärast konvergeerumist ning sellest tsüklist tuleneb ka maksimaalne kandevõime (joonis 10.11). Maksimaalse kandevõime ohutu hinnangu andmiseks, tuleb antud väärtust koormustulemit  $q_{ud}$  standardi järgi vähendada väärtusega  $\gamma_{or} = 1,27$ . Sein lõplikuks kandevõimeks kujuneb  $R_{d,SS-10} = 1478 \text{ kN}$ . Sein algelt dimensioneeriti kandma punktkoormust  $E_d = 1500 \text{ kN}$ . Tabelis 10.4 on näha armatuurvarraste maksimaalseid pingeid vastavate seinte kasutus- ja kandepiiriseisundi olukorras. Kuna ükski varras ei ületanud voolepiiri, milleks on antud mudelis 550 MPa, siis võib seda purunemist pidada hapraks ning seda tulenevalt betooni muljumisest eelnevalt kirjeldatud „aknaposti“ kohal.

Sein SS-102 (1992-2) puhul on märgata kohest purunemist esimese suurema jäikuse kao hetkel ning purunemise kohaks on sama koht, mis seinal SS-101. Sein puruneb koormuse  $R_{d,SS-102} = 1432 \text{ kN}$  juures.

Koormusastme 15 lõpp on lähim, mida võib pidada sein SS-102 kasutuspiiriseisundi koormuseks nagu eelmise seina puhul oli LS13.

Joonisel 10.12(A) on sein SS-102 puhul märgata asjaolu, et ortogonaalselt asetatud lisavardad piiravad ava nurgas olevaid pragude avanemislaiusi. Mida enam praod hakkavad arenema ava kohal konstruktiivse võrgu alas, seda suuremaks avanemislaiused muutuvad ning tõenäoliselt vähendavad survevarda võimet edasist koormust vastu võtta.

Tabelis 10.5 on toodud välja ka seinte armatuurvarraste kaalud. Võib täheldada, et sein SS-101 sisaldas vähem armatuuri ning oli ka suurema kandevõimega kui sein SS-102.

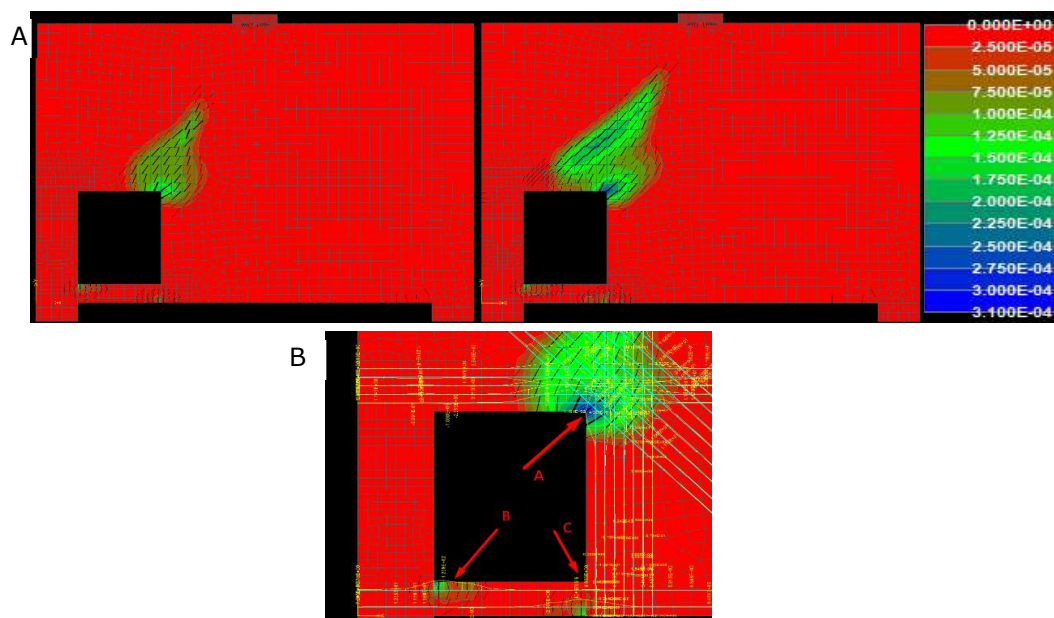
See näitab, et diagonaalselt asetatud varraste kasutamine võib efektiivsust juurde lisada. Tabelis 10.6 on kokkuvõtte näiteseinade kandevõime suurustest mittelineaarse analüüsi tulemusel erinevate meetoditega.

```

-----
Job: Step 36(36), Log start: 28.12.2021 22:13:55
-----
Iter      Eta      Disp.Err  Resid.Err  Res.Abs.E  Energy E. (NR)
Iter      Eta      Unbal.    Energy     Ratio:     Current    Required (LS)
-----
 1         1         0.031!    0.02!      0.014!     0.00062!  (NR)
 2         1         0.0021    0.019!    0.014!     4e-05     (NR)
 3         1         0.0016    0.011!    0.0039     1.8e-05   (NR)
 4         1         0.0014    0.011!    0.0036     0.8       (LS)
 5         1         0.0012    0.011!    0.0034     1.6e-05   (NR)
 6         1         0.001     0.011!    0.0035     0.8       (LS)
 7         1         0.00089   0.011!    0.0039     1.3e-05   (NR)
 8         1         0.00075   0.011!    0.0044     1.1e-05   (NR)
 9         1         0.00072   0.011!    0.0049     9.6e-06   (NR)
10        1         0.00067   0.01!     0.0033     8.4e-06   (NR)
11        1         0.00061   0.0098    0.0036     6.8e-06   (NR)
-----
Step: 36(36) completed. Elapsed CPU (sec) - step this: 8.634, all: 280.455
-----
Job: ATENA, Log end: 28.12.2021 22:14:04
-----

```

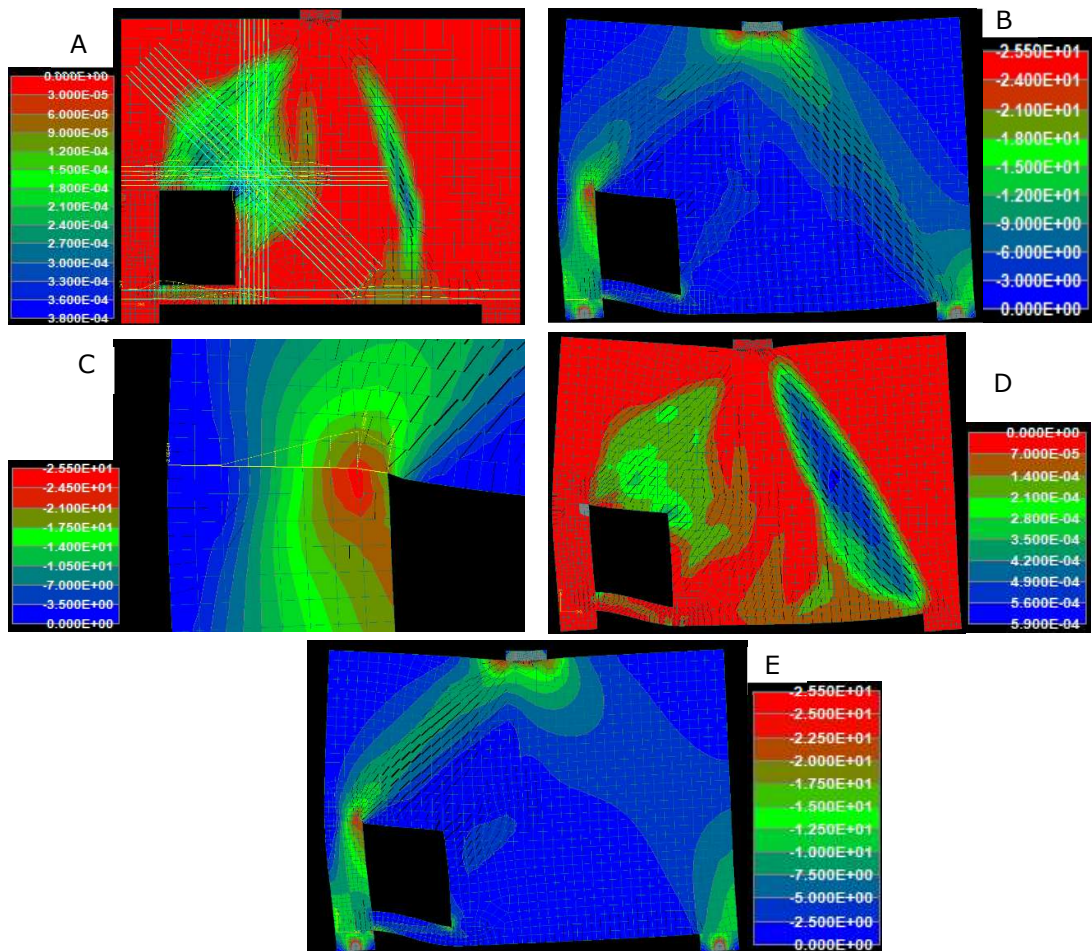
Joonis 10.11 SS-101 (1992-2) LS36 konvergeerumise aruanne veaprotsentidega



Joonis 10.12 (A) SS-101 ja SS-102 (1992-2) pragunemise pilt kasutuspiirseisundis LS13 ja LS15 [m]. (B) Iseloomulike punktide skeem

Tabel 10.4 SS-101 (1992-2) punktide A, B, C kohal asuvate armatuurvarraste maksimaalsed tõmbepinged kasutus- ja kandepiirseisundis.

Punkt	Pinge armatuuris LS13 [MPa]	Pinge armatuuris LS36 [MPa]	Pinge armatuuris LS15 [MPa]	Pinge armatuuris LS30 [MPa]
	SS-101		SS-102	
A	177	378	219	413
B	126	322	168	343
C	100	245	133	267



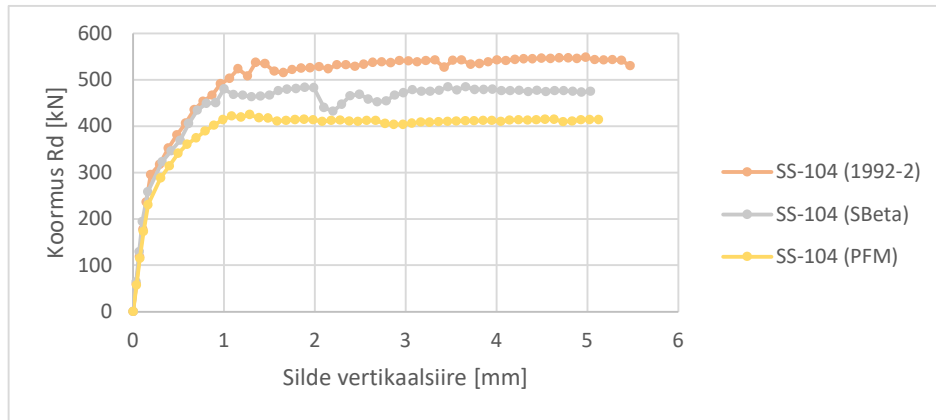
Joonis 10.13 (A) SS-101 LS28 pragunemise pilt armatuuri pingetega (1992-2) [m]; (B) SS-101 (1992-2) pragude pilt peaurvepingetega LS36 [MPa]; (C) SS-101 (1992-2) betooni muljumine LS36, peaurvepinged betoonis [MPa]; (D) SS-101 (1992-2) LS36 pragude pilt ja deformeerunud kuju [m]; (E) SS-102 (1992-2) LS30 peaurvepinged ja pragunemise pilt [MPa]

Tabel 10.5 Erinevate seinatüüpide armatuuri kaal

Seina nimetus	Armatuuri kaal [kg]
SS-101	279
SS-102	312
SS-104	69

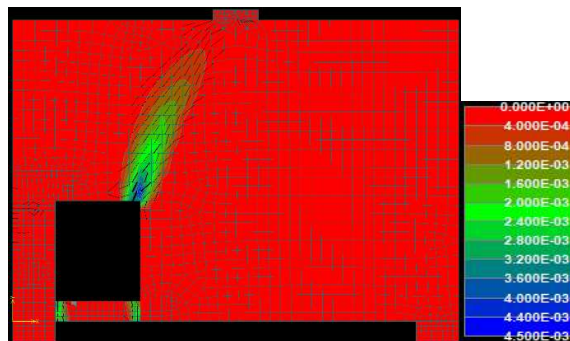
Tabel 10.6 Erinevate seinatüüpide arvutuslikud kandevõimed

Sein	$R_d$ [kN]		
	1992-2	PFM	SBeta
SS-101	1478,1	1281,8	1766,4
SS-102	1344,1	1133,2	1457,8
SS-104	548,4	424,9	484,9



Joonis 10.14 Konstruktiivse võrguga seina arvutustulemused

Tabelite 10.5 ja 10.6 alusel võib järeldada, et optimaalsem on armeerida seina SS-101 skeemi järgi ning see tagab ka väiksema prao avanemislaiuse kasutuspiiriseisundis, nagu varasemalt oli kirjeldatud. Ainult armatuurvõrguga armeeritud sein ei suutnud saavutada kasutuspiiriseisundi lähedast koormustki ning seetõttu ei ole kohane seda eelnevate seintega võrrelda. Elemendi plastset iseloomu ainult konstruktiivse võrguga (SS-104) kirjeldab joonis 10.14, seina koormus-siirdegraafik. Tähelepanu tuleb juhtida sellele, et pragude avanemislaiused on vähemalt 10 korda suuremad kui seinte SS-101 ja SS-102 puhul, vt joonist 10.15.



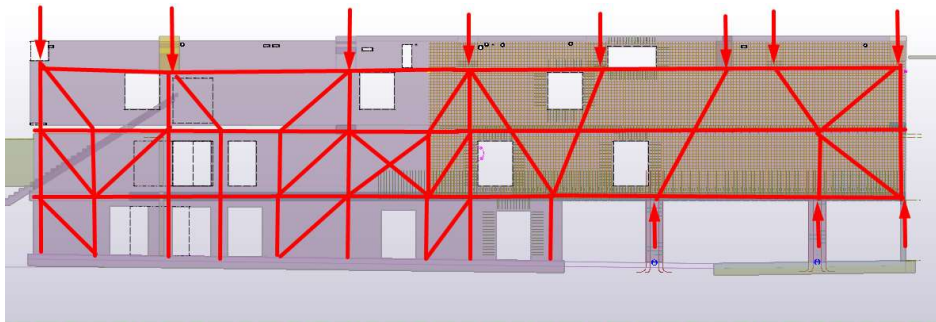
Joonis 10.15 SS-104 (1992-2) LS39 pragunemise pilt [m]

Kohati võib jääda mulje, et varrasmeetodil seina dimensioneerimine võib anda tulemusi tagavara kahjuks, kui vaadata seinte mittelinearse analüüsi tulemusi meetoditega EVS-EN 1992-2 ja PFM (tabel 10.6). Täieliku kindluse saavutamiseks tuleks teostada antud seintele, kas katsekoormamine või tõenäosuslik analüüs. Kuna standardites puuduvad täpsemad juhised seinte mittelinearse analüüsi osas, siis on ka mõistetav, et identseid tulemusi varrasmeetodiga arvutades ei ole võimalik saavutada. Kuna mittelineaarset analüüsi pole kaua praktiseeritud, siis pakuvad standardid konservatiivsemaid varutegureid, mis põhjustab seinte väiksema kui  $E_d = 1500 \text{ kN}$  kandevõime. Samas, ei ole kandevõime väärtused varrasmeetodi ja mittelinearse analüüsi puhul täiesti erinevad.

## 11. KESKKONNAMAJA SEIN

Eesmärk on pakkuda välja sobiv armeering uuritavale seinale, mis oleks vastav tööprojekti koostamisel. Vajadusel esitada muudatuste ettepanekuid avade, tugede osas, kui see võimaldab ehitusmaterjalide ratsionaalsemat kasutust. Kontrollida dimensioneeritud seinu vastavust kasutuspiiriseisundile eelkõige pragude avanemislaiuse ja läbivajumite seisukohast.

Sein ulatub maa-alusest parklast 1. korruse vahelaeni ning seinu kogukõrguseks on 11,5 m. Uuritava seinu sektsiooni pikkuseks on võetud ligikaudu 25 m kogu maa-aluse parkla seinu pikkusest 45 m. Joonisel 11.1 on näidatud põhimõtteline koormuste asetus ja lihtsustatud varrasskeem uuritavast seinast (mitte lõplik skeem). Antud peatükis analüüsitakse täpsemalt parempoolselt seinuosa.



Joonis 11.1 Seinu lihtsustatud varrasskeemi kuju

Hoone seinu toetub ristuvale seinale, kahele postile ning konsoolselt jätkub ülejäanud seinu osaga. Seinast varrasskeemi mudeli loomist raskendab asjaolu, et arvutusülesanne on enam-jaolt tasapinnaline, kuid osa välisjõudude ja tugede rakendumist võib kujutada kolmemõõtmeliselt töötava süsteemina. Seinu toetavad külgsuundades jäikusdiafragmana töötavad vahelaed seinu ülemises, keskmises ja alumises osas. Seinu keskosas toetub ühepoolselt toetatud vahelagi, mis lisab seinu keskele täiendavat tasandivälilist paindemomenti. Järgnevates arvutustes eeldatakse seinu töötavana ainult seinu ristlõiget arvestades. Vahelaed toetuvad seinale liigenditega.

Maapealse osa puidust konstruktsiooni koormused on arvatud käsitsi ning on leitavad dokumendis LISA 5. Koormuste arvutamisel on lähenetud konservatiivselt ehk koormustest pole väiksemaid sisemisi avatäiteid maha arvestatud. Samuti pole arvestatud ka korruselisusest tulenevaid vähendustegureid, kuna tegemist ei ole otseselt ainult posti arvutamise ja vähese arvu korruste tõttu ei võimalda see oluliselt koormust vähendada.

## 11.1 Keskkonnamaja seina arvutus tarkvaraga CAST

Seina tasapinda on kujutatud sõrestikskeemina. Enamus sõlmede kandevõimeid ei ole tarvis eraldi arvutada, kuna need on jaotunud üle betoonseina tasapinna. Kontrollida tuleb tõmbide ankurdust servadest, kuna need võivad osutuda kriitiliseks lõpliku kandevõime hindamisel.

Kuna postidest toed on kõige kriitilisemad elemendid varrasskeemi arvutuses, siis arvestatakse nende puhul pingete jaotumist seina alumises osas vahelagede piirkonnas ja arvestatakse nendele varrastele põiksurvepingeta varda tugevus, kuna posti ja seina kontaktpinnal valitseb mitmetelgne survepingeseisund. Kõikide varraste paksused seina sügavuses on arvestatud 300 mm ehk seina enda paksus.

Postidele toetuva seina kõrgus on 8,4 m ning sellest tulenev lauskoormus on  $g_{k,RB}$ , mida tuleb jaotada varrasskeemi sõlmedele. Seina omakaalu jaotatakse seina keskel olevatele sõlmedele, kus toetub ka 1. korruse põrand. Vahelagede koormust jaotatakse sarnaselt sõlmedele ning vastavad koormused on näha tabelis 11.3. Kollase markeriga on tähistatud koormused, mis rakenduvad lõplikus varrasskeemis. Koormus jaotub põhimõttel, et mõlemalt poolt sõlme võetakse poole varda pikkuse jagu lauskoormust.

$$g_{k,RB} = 8,4 * 0,3 * 25 * 1,2 = 75,6 \text{ kN/m}$$

Tabelis 11.4 on välja toodud varraste üksikud kandevõimed ning üksikuid vardaid on täiendavalt kommenteeritud märkuste lahtris. Seina betooni survetugevusklassina on arvestatud C50/60. Joonisel 11.2 on näha postide kohal kahe toega vardaid ning see on selleks, et vähendada jätkuvuse mõju sisejõudude leidmisel. Ristuva seina tuge on väljendatud antud skeemis ühe punkttoena, et leida ristuvale seinale tulev koormus punktkoormusena. Kõik seinale rakenduvad välisjõud on kirjeldatud tabelis 11.1, põhinedes LISA 5 arvutustel.

Tabel 11.1 Punktkoormused pingebetoontaladest

	Punktkoormus [kN]			
	$G_k$	$Q_k$	$E_k$	$E_d$
L1	2070,2	1208,0	3278,2	4296,2
L2	1440,9	955,9	2396,8	3162,9
L3	1549,2	966,7	2515,9	3309,1
L4	2250,7	1504,5	3755,2	4957,6
L5	2151,3	1497,5	3648,8	4827,8

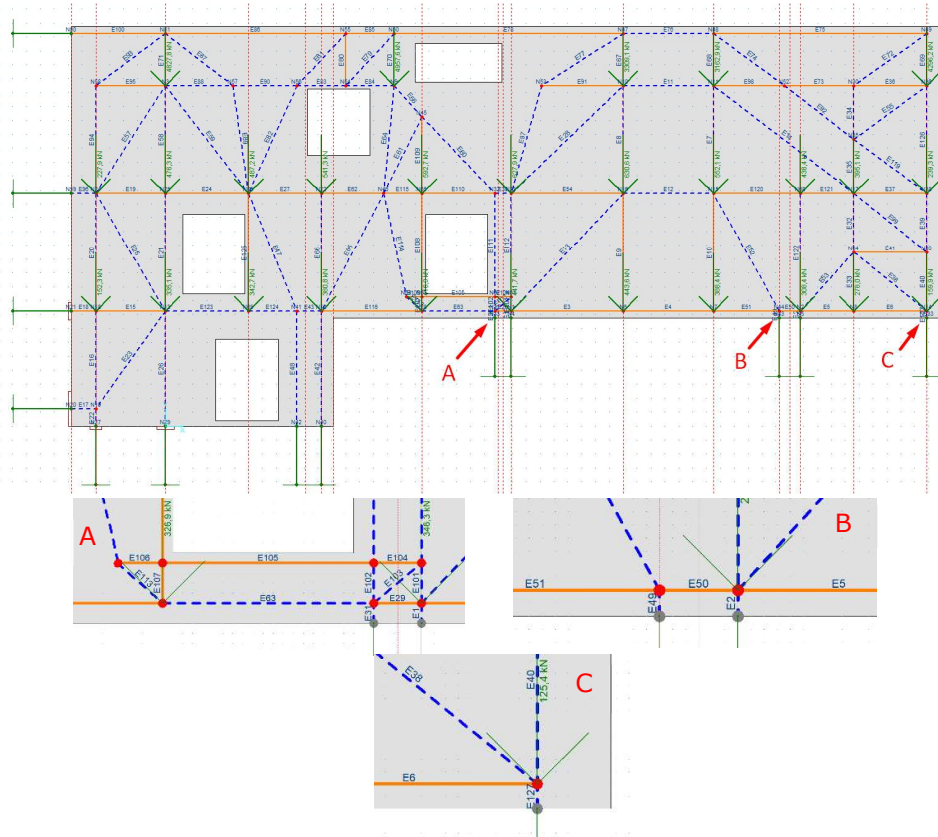
Tabel 11.2 Joonkoormus vahelagedest (1k - 1. korruse vahelagi,  $s_k$  - soklikorruse vahelagi)

	Joonkoormus [kN/m]			
	$g_k$	$q_k$	$E_k$	$E_d$
1k	72,6	35,9	135,9	140,9
$s_k$	63,3	50,9	114,2	152,3



Tabel 11.3 Punktkoormused varraskeemile

Punktide vahed [m]	Arvutuslik Omakaalu osa [kN]	Punktkoormus varraste vahel [kN]	Arvutuslik põranda koormus poolst vardast 1k [kN]Fd	Punktkoormus varraste vahel 1k [kN]	Punktkoormus poolst vardast 1k [kN]	Punktkoormus varraste vahel 1k [kN]	1k arvutuslik osa+ omakaal [kN]
2	75.6		140.9		152.3		227.9
	0	166.3	0.0	310.0	0.0	335.1	476.3
2.4	90.7	0	169.1	0.0	182.8	0.0	0.0
	0	170.1	0.0	317.1	0.0	342.7	487.2
2.1	79.4	0	148.0	0.0	159.9	0.0	1.0
	0	189	0.0	352.3	0.0	380.8	541.3
2.9	109.6	0	204.3	0.0	220.8	0.0	2.0
	0	207.0	0.0	385.7	0.0	416.9	592.7
2.575	97.3	0	181.4	0.0	196.1	0.0	3.0
	0	219.2	0.0	408.6	0.0	441.7	627.9
3.225	121.9	0	227.2	0.0	245.6	0.0	4.0
	0	220.2	0.0	410.4	0.0	443.6	630.6
2.6	98.3	0	183.2	0.0	198.0	0.0	5.0
	0	192.8	0.0	359.3	0.0	388.4	552.1
2.5	94.5	0	176.1	0.0	190.4	0.0	6.0
	0	153.1	0.0	285.3	0.0	308.4	438.4
1.55	58.6	0	109.2	0.0	118.0	0.0	7.0
	0	138.0	0.0	257.2	0.0	278.0	395.1
2.1	79.4		148.0		159.9		239.3

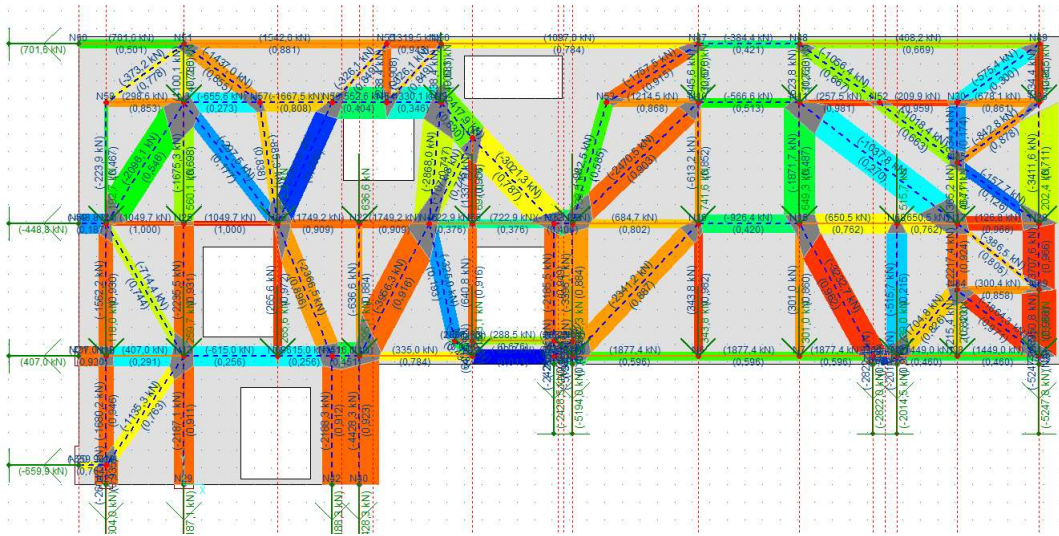


Joonis 11.2 Varraskeem seinast tähtsede ja välisjõududega. Piirkonnad A, B ja C suurendatud välja toodud

Tabel 11.4 Varraskeemi varraste kandevõimed

Varras	Sisejõud [kN]	Varda laius [mm]	Betooni pinge [MPa]	Betooni kasutusaste	Nõutav armeerimis pindala	Varraste arv [tk]	Armatuuri läbimõõt [mm]	Armatuuri kasutusaste	Märkused
E1	-5254,8	660	-26,5	1,00	-			-	Tugi, põiksurvepingeta
E2	-2038,0	450	-15,1	0,94	-			-	Tugi
E3	1899,3	-	-	-	4366	6	32	0,90	
E4	1899,3	-	-	-	4366	6	32	0,90	
E5	1466,0	-	-	-	3370	6	32	0,70	
E6	1466,0	-	-	-	3370	6	32	0,70	25x150x300 ankurduslapp
E7	-1893,6	800	-7,9	0,49	-			-	
E8	-620,4	150	-13,8	0,86	-			-	
E9	347,8	-	-	-	800	16	8	0,99	
E10	304,5	-	-	-	700	16	8	0,87	
E11	-573,2	230	-8,3	0,52	-			-	
E12	-937,3	460	-6,8	0,42	-			-	
E13	-2368,6	550	-14,4	0,90	-			-	
E14	-1049,9	800	-4,4	0,27	-			-	
E15	411,8	-	-	-	947	4	32	0,29	
E16	-1699,9	370	-15,3	0,96	-			-	
E17	-667,6	180	-12,4	0,77	-			-	
E18	411,8	-	-	-	947	20	8	0,94	
E19	1062,0	-	-	-	2441	12	16	1,01	
E20	-1580,5	350	-15,1	0,94	-			-	
E21	-2261,6	500	-15,1	0,94	-			-	
E22	-2634,5	580	-15,1	0,95	-			-	
E23	-1148,5	310	-12,3	0,77	-			-	
E24	1062,0	-	-	-	2441	12	16	1,01	
E25	-722,8	200	-12,0	0,75	-			-	
E26	-2212,7	500	-14,8	0,92	-			-	
E27	1769,6	-	-	-	4068	22	16	0,92	
E28	-2499,4	570	-14,6	0,91	-			-	
E29	269,3	-	-	-	619	6	32	0,13	
E30	-1379,2	700	-6,6	0,41	-			-	
E31	-2456,9	310	-26,4	0,99	-			-	Tugi, põiksurvepingeta
E32	-2243,4	500	-15,0	0,93	-			-	
E33	217,9	-	-	-	501	12	8	0,83	
E34	-338,3	400	-2,8	0,18	-			-	
E35	-1381,1	400	-11,5	0,72	-			-	
E36	686,0	-	-	-	1577	16	12	0,87	Aasad 16xD12
E37	128,3	-	-	-	295	6	8	0,98	Aasad 4xD12
E38	-1886,1	400	-15,7	0,98	-			-	
E39	-3751,0	800	-15,6	0,98	-			-	
E40	-3997,0	850	-15,7	0,98	-			-	
E41	303,9	-	-	-	699	16	8	0,87	
E42	-4480,1	1000	-14,9	0,93	-			-	
E43	-1533,8	700	-7,3	0,46	-			-	
E47	-2394,2	550	-14,5	0,91	-			-	
E48	-2213,9	500	-14,8	0,92	-			-	
E49	-2855,0	360	-26,4	0,99	-			-	Tugi, põiksurvepingeta
E50	303,9	-	-	-	699	6	32	0,14	
E51	1899,3	-	-	-	4366	6	32	0,90	
E52	-3270,5	700	-15,6	0,97	-			-	
E53	-1724,8	430	-13,4	0,84	-			-	
E54	692,8	-	-	-	1593	4	25	0,81	
E55	-852,7	200	-14,2	0,89	-			-	
E56	-2446,2	800	-10,2	0,64	-			-	
E57	-2120,6	800	-8,8	0,55	-			-	
E58	-1694,9	500	-11,3	0,71	-			-	
E59	-301,0	350	-2,9	0,18	-			-	
E60	-3056,6	800	-12,7	0,80	-			-	
E61	-1085,3	300	-12,1	0,75	-			-	
E62	1769,6	-	-	-	4068	22	16	0,92	
E63	-22,6	350	-0,2	0,01	-			-	

Varras	Sisejõud [kN]	Varda laius [mm]	Betooni pingepinge [MPa]	Betooni kasutusaste	Nõutav armeerimis pindala	Varraste arv [tk]	Armatuuri läbimõõt [mm]	Armatuuri kasutusaste	Märkused
E64	-2901,6	800	-12,1	0,76	-			-	
E65	-4002,6	900	-14,8	0,93	-			-	
E66	-644,0	150	-14,3	0,89	-			-	
E67	956,6	-	-	-	2199	4	32	0,68	
E68	631,1	-	-	-	1451	4	25	0,74	
E69	338,3	-	-	-	778	16	8	0,97	
E70	241,2	-	-	-	554	4	16	0,69	
E71	1113	-	-	-	2559	4	32	0,80	
E72	-582,1	400	-4,9	0,30	-			-	
E73	212,4	-	-	-	488	10	8	0,97	
E74	-1068,8	330	-10,8	0,67	-			-	
E75	473,7	-	-	-	1089	2	32	0,68	Ankurduklapp 25x100x300
E76	-388,9	190	-6,8	0,43	-			-	
E77	-1778	400	-14,8	0,93	-			-	
E78	1109,9	-	-	-	2551	4	32	0,79	
E79	-329,9	80	-13,7	0,86	-			-	
E80	241,2	-	-	-	554	12	8	0,92	
E81	-329,9	80	-13,7	0,86	-			-	
E82	-264,6	550	-1,6	0,10	-			-	
E83	-1570,8	800	-6,5	0,41	-			-	
E84	-1345,7	800	-5,6	0,35	-			-	
E85	1335,0	-	-	-	3069	4	32	0,95	
E86	1560,1	-	-	-	3586	5	32	0,89	
E87	-1453,8	350	-13,8	0,87	-			-	
E88	-663,3	500	-4,4	0,28	-			-	
E89	-895,7	220	-13,6	0,85	-			-	
E90	-1687	430	-13,1	0,82	-			-	
E91	1228,7	-	-	-	2825	4	32	0,88	
E92	-1030,3	320	-10,7	0,67	-			-	
E93	-377,6	100	-12,6	0,79	-			-	
E94	-226,6	100	-7,6	0,47	-			-	
E95	302,1	-	-	-	694	4	16	0,86	
E96	-454,1	500	-3,0	0,19	-			-	
E97	-994,0	350	-9,5	0,59	-			-	
E98	260,5	-	-	-	599	12	8	0,99	
E99	-391,0	100	-13,0	0,81	-			-	
E100	709,8	-	-	-	1632	4	32	0,51	
E101	-3190,0	700	-15,2	0,95	-			-	
E102	-2211,0	480	-15,4	0,96	-			-	
E103	-381,6	100	-12,7	0,80	-			-	
E104	291,9	-	-	-	671	2	25	0,68	
E105	291,9	-	-	-	671	2	25	0,68	
E106	291,9	-	-	-	671	2	25	0,68	
E107	648,3	-	-	-	1490	2	32	0,93	
E108	648,3	-	-	-	1490	2	32	0,93	
E109	1353,5	-	-	-	3111	4	32	0,97	
E110	731,4	-	-	-	1681	22	16	0,38	
E111	-2211,0	480	-15,4	0,96	-			-	
E112	-3435,8	800	-14,3	0,89	-			-	
E113	-483,7	200	-8,1	0,50	-			-	
E114	-328,8	350	-3,1	0,20	-			-	
E115	731,4	-	-	-	1681	22	16	0,38	
E116	339,0	-	-	-	779	2	25	0,79	
E119	-159,5	260	-2,0	0,13	-			-	
E120	658,2	-	-	-	1513	4	25	0,77	
E121	658,2	-	-	-	1513	4	25	0,77	
E122	-521,7	500	-3,5	0,22	-			-	
E123	-622,2	500	-4,1	0,26	-			-	
E124	-622,2	500	-4,1	0,26	-			-	
E125	268,7	-	-	-	618	2	20	0,98	
E126	-3451,5	1000	-11,5	0,72	-			-	
E127	-5309,2	0	-	-	-			-	Ristuv sein

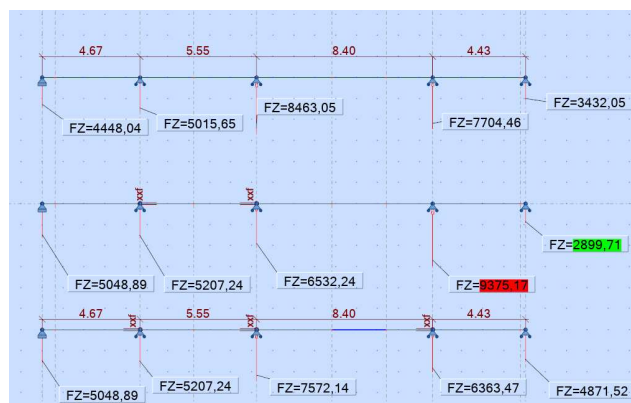


Joonis 11.3 Varraskeem varraste laiuste ja kandevõimetega

Antud skeem joonisel 11.3 rahuldab seina kandevõimet varrasmeetodi alusel 99% määral temale rakendatud välisjõududest. Varrasmeetodi alusel saab määravaks varras E24, mis on tõmb ja asub jätkuva seina keskmise vahelae tasandis.

Selleks, et täiendavalt veenduda varraskeemi õigsuses on tabelis 11.5 välja toodud erinevate arvutusskeemide toereaktsioonid. Võib näha, et varrasmeetodit rakendades võib kohati keeruliseks osutuda koormuste jagunemine tugelede. Seetõttu on otstarbekas alati ka mõne teise rehendusena neid suuruseid võrrelda.

Toereaktsioonid võrdluseks on joonise 11.4 põhjal leitud nii, et tala ristlõiked vastaksid mittelineaarse arvutuse läbivajumitele. Esimene skeem on täielikult jätkuva talana, teisel skeemil ainult avadega piirkonna sildes lihttalana ja viimases kõik silded lihttaladena.



Joonis 11.4 Erinevate jääkustega toereaktsioonid jätkuvtalal

Tabel 11.5. Keskkonnamaja seina toereaktsioonid erinevates arvutustes

Skeem	Toereaktsioonid Ed [kN]			
	Jätkuv seinosa	Post B	Post C	Ristuv sein
CAST	6019	7406	4035	6311
JÄTKUVTALA	5016	8463	7704	3432
JÄTKUV-LIHT	5207	6532	9375	2900
LIHTTALA	5207	7572	6363	4872
ARSA 3D MUDEL	6146	6400	8312	3427

## 11.2 Mittelineaarne arvutus

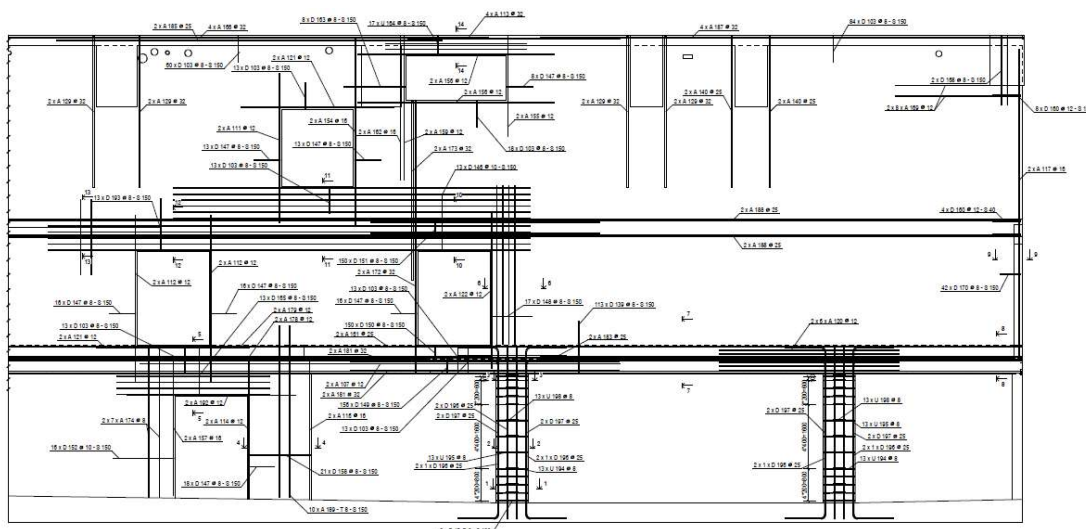
Mittelineaarse arvutusmudeli loomisel kasutatakse varrasmeetodil tuletatud armeerimisskeemi. Kuna arvutusmodel peab olema kahemõõtmeline, siis tuleb teatud kolmemõõtmelisi omadusi õigesti tõlgendada ääritingimustena. Antud seinal on pingebetoontalad suurimateks mõjuvateks välisjõududeks. Jõud on mudelis rakendatud punktkoormustena ning selleks, et betoon koheselt ei puruneks lõpmatuseni küündivate lokaalsete pingete all, siis on punktkoormus rakendatud mudelis terasplaadi kesta. Terasplaadist lokaalset kesta ümbritseb mudelis tasapinnast 1 m sügavune betoontala osa. See on selleks, et anda suuremat jäikust koormuse rakendumise alasse. Meetrisügavune on ka parempoolne ristuv sein. Vastasel juhul puruneks see tugi väga kiirelt ning sellele järgneks ka järgnevate postide kiire purunemine.

Vahelae puhul on arvestatud seina alumisele pinnale 700 mm sügavune betoonristlõige kõrgusega 400 mm. See väljendab selles tasandis olevat vahelae (näitusesaali ja selle hoidla põrandat). Sügavus 700 mm sai valitud seetõttu, kuna see oleks koormuse jagunemise ala posti kohal ning vahelaeplaatide puhul toetub näitusesaali hoidla vahelagi näitusesaali põranda peale. Keskmise vahelae puhul pole täiendavat sügavust arvestatud ning eelduste kohaselt rakendub sellesse tasapinda ainult vahelae põikjõud joonkoormuse kujul. Alumise vahelae puhul on samuti rakendatud joonkoormus. Mitme analüüsi käigus on selgunud purunemise alaks keskmiste postide kontaktpind seina ja vahelae vahel. Lõplikku arvutust läbi viies on nendes alades ja postide arvutusvõrgu tiheduseks valitud 100 mm. Postist C parempoolne vahelae ala ja ristuva seina arvutusvõrgu tiheduseks on valitud 50 mm. Postide toed on arvestatud liigendtugedena ning postid on õiges kõrguses modelleeritud.

### 11.2.1 Sein armeering

Jätkuva seina katkestuse asukohas hakkab sein tööle konsoolselt, seetõttu on tekitatud ääritingimuste taha täiendav betoonala, kuhu konsooli ülemist armatuuri saab ankurdada. Kuigi arvutusmudelis on eeldatud täielikku naket betooni ja armatuuri vahel,

siis kindluse mõttes tuleb üksikud armatuurvardaid tugedele taha viia. Programmis Atena 2D kasutatud armeeringut on tuletatud peatükis 11.1 varrasmeetodil sisejõudude põhjal ja vastavad vardad on kirjeldatud ka tabelis 11.4. Joonisel 11.5 on näidatud mittelineaarses analüüsis kasutatud armeerimisskeemi, mida on võimalik täpsemalt vaadata dokumendis LISA 3.



Joonis 11.5 Varrasmeetodil tuletatud seina armeering

### 11.2.2 Arvutusvõrk

Ühtse arvutusvõrgu valimine sellise seina puhul ei ole otstarbekas ning tuleb teha lähtuvalt arvutusmudeli erinevatest piirkondadest. Kui arvutusvõrgu tiheduse üleminek on liiga järsk, siis võivad esineda teatud lõplike elementide sõlmede puhul veateated ning neid elemente arvutustes edaspidi ei arvestata. Samuti võib esineda probleeme, kui üksikud armatuurvardad mudelis kattuvad halvasti arvutusvõrgu lõplike elementide arvutussõlmedega.

### 11.2.3 Koormustsüklid

Seina mittelineaarse analüüsi jaoks tuleb määrata koormustsüklite arv ning nende magnituud. Esimesel koormustsüklil rakendatakse seina omakaalu ning seinte toetingimusi. Järgnevates koormustsüklites rakendatakse alalisi koormuseid 10% magnituudiga 10 koormusastet järjest. Seejärel, rakendatakse kasuskoormuseid sarnase jaotuse alusel kui alalisi koormuseid. Koormustsükli 21 lõpuks on saavutatud normatiivne kombinatsioon, mille põhjal saab hinnata ligikaudselt kasutuspiirseisundi olukorras esinevate pragude suurusi betoonseinast. Tuleb rõhutada, et kuna täpset teavet kasutuspiirseisundi hindamiseks mittelineaarse analüüsi teel standardid otseselt

ei kirjelda, siis on antud analüüsis ainult arvestatud normatiivse koormuskombinatsiooniga ligikaudse kasutuspiiriseisundi määramisel.

Selleks, et hinnata seina kandevõimet, tuleb koormustsükleid suurendada piirini, kus konvergeerumine ei ole enam võimalik konstruktsiooni purunemise tõttu. Pärast normatiivse kasutuspiiriseisundi koormuste rakendumist, lisanduvad varutegurite määratud koormuste täiendav osa. Alalist koormust suuredatakse 2 tsükli võrra, et saavutada kandepiiriseisundile vastav alaline koormus. Koormuste lisandumise magnituud on sama, mis varasemal koormamisel. Lisandub veel 5 tsükli võrra kasuskoormuse varutegurile vastavat osa. Lõpliku arvutusliku koormuse rakendumisel analüüsis, koormatakse konstruktsiooni edasi 5% kasvuga tsükli kohta normatiivsest kogukoormusest kuni konstruktsiooni purunemiseni.

Lahendusparameetrina on kasutatud Newton Raphsoni meetodit kogu analüüsi vältel. Arc Length meetodi kasutamist ei saa rakendada, kuna see eeldaks konstruktsiooni koormamist sundsiirdega. Kuna koormuse rakenduskohti on mitmeid, siis on otstarbekam välisjõude proportsioonist tulenevalt koormata konstruktsiooni purunemiseni. Konstruktsiooni koormamise skeemi ja lahendusparameetrite valikul on järgitud programmi kasutusjuhendi soovitusi [22, p. 36].

Arvutustulemuste usaldusväärsuse hindamisel on rakendatud programmi vaikimisi seatud konvergeerumise nõudeid. Vahetult enne mudeli konvergeerumise lõppu võib programm lubada teatud veaprotsendini koormustsüklite tulemusi. Edasise analüüsi käigus suhtutakse kriitiliselt tulemustesse, kus üksiku koormamistsükli veaprotsent võib ületada 10% tsükli kohta [22, p. 16]. Analüüsis uuendatakse konstruktsiooni jäikusmaatriksit iga iteratsiooni käigus, jäikust tuletatakse tangentsiaalsest jäikusmudelitest ning iteratsioonide ülempiiriks on 40 iteratsiooni.

#### **11.2.4 Materjalide parameetrid**

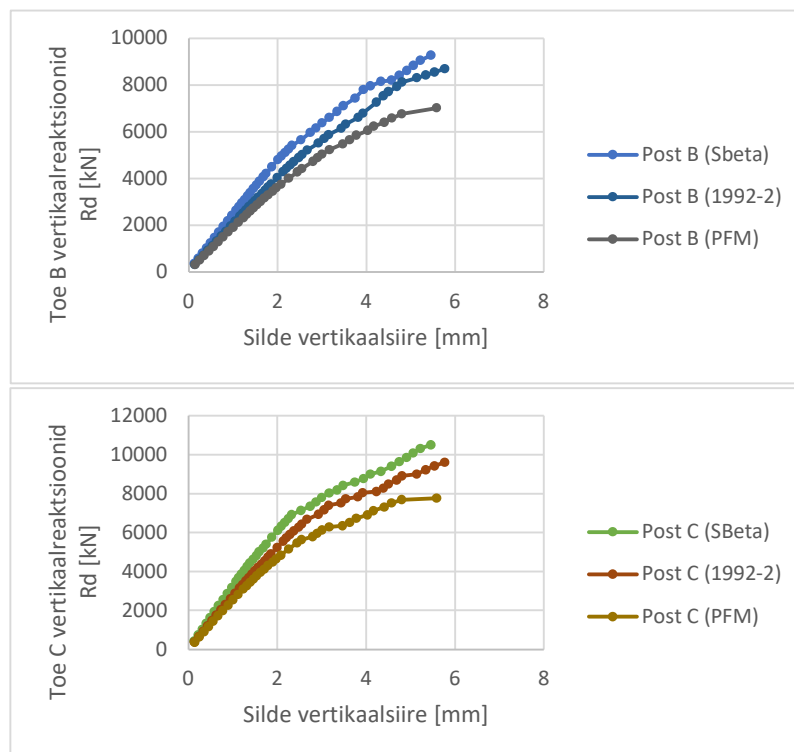
Materjalide sisendparameetrid määratakse igale meetodile vastavalt eraldi. Muudetavad sisendparameetrid sõltuvad betooni survetugevusest ning vastavale meetodile rakendatavatest varuteguritest. Seina betooni survetugevusklassiks on C50/60, mille põhjal tuletatakse ka analüüsi sisendparameetrid. Muudetavad parameetrid arvutusmudelil on elastsusmoodul  $E_c$ , betooni tõmbetugevus  $f_t$ , survetugevus  $f_c$ , tõmbepurunemisel vabanev energia  $G_F$  ja armatuurterase voolepiir  $f_y$ . Arvutusmudelil materjalide sisendparameetrid on välja toodud tabelis 11.6 ning need on tuletatud sama põhimõtte alusel, mis peatükis 10.3.

Tabel 11.6 Materjalide väärtused programmis Atena 2D

	SBeta	EVS1992-2	PFM
$E_c$ [MPa]	39270	35761	33898
$\nu$ [-]	0,2	0,2	0,2
$f_t$ [MPa]	3,68	3,65	2,21
$f_c$ [MPa]	51,0	42,5	34,3
$G_F$ [N/m]	92,0	147,9	143,2
$\varepsilon_{c2}$ [-]	0,0026	0,0020	0,0020
$c$ [-]	0,8	0,8	0,8
$w_d$ [mm]	0,5	0,5	0,5
$f_{yd}$ [MPa]	435,0	550,0	416,7

### 11.2.5 Arvutustulemused

Arvutustulemustest on täpsema vaatluse alla võetud postide toereaktsioonid. Joonisel 11.6 on näha nende postide toereaktsioonide koormus-siirdegraafikuid kolme kandevõime määramise meetodi kohta. Vertikaalteljel on väljendatud seina toereaktsiooni postile ning horisontaalteljel seina vertikaalsiire kahe posti vahelises sildes. Purunemine toimus põhiliselt hapralt, seetõttu lõppeb graafik maksimumväärtuse juures.



Joonis 11.6 Toe B koormus-siirdegraafik ning Toe C koormus-siirdegraafik



Kuna stabiilsuse kadu toimus posti C ja sein kontaktpinna vahel, siis jälgitakse edaspidi postidest tugede piirkondi detailsemalt järgnevates alapeatükkides.

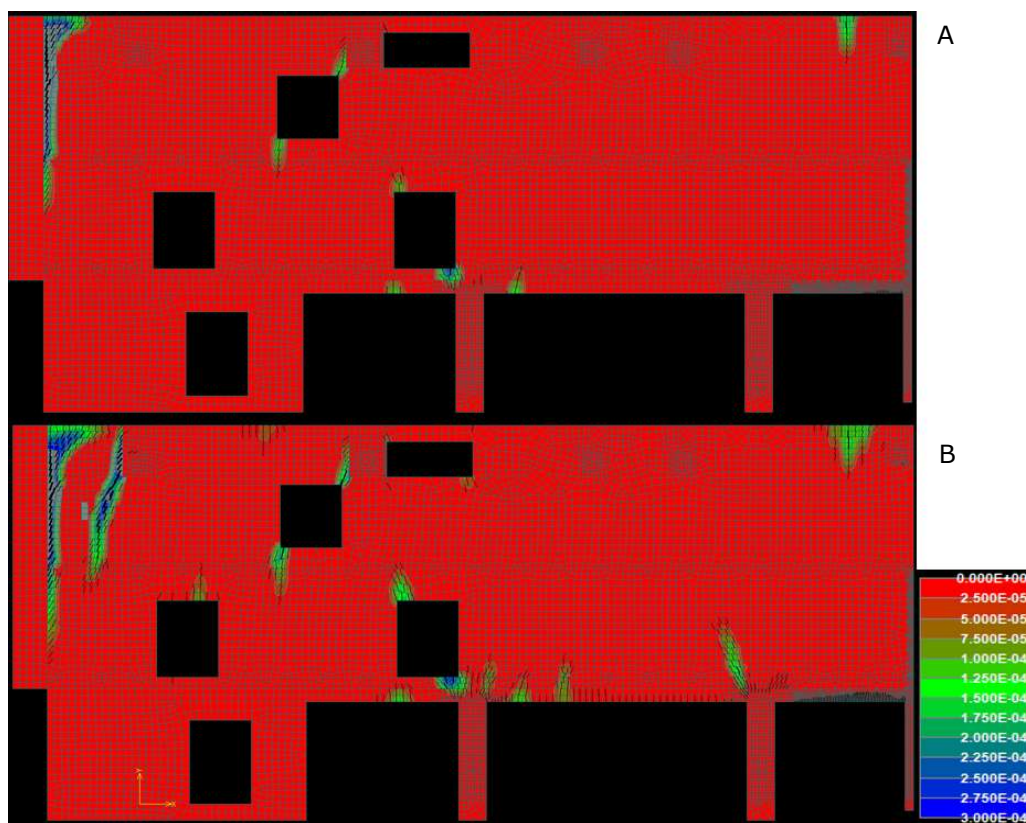
Tabelis 11.7 on näha erinevate analüüside maksimaalseid tulemusi, mida registreeriti enne konvergeerumise lõppu. Samad tulemused on nähtavad ka joonisel 11.6.

Tabel 11.7 Postidest tugede kandevõimed  $R_d$

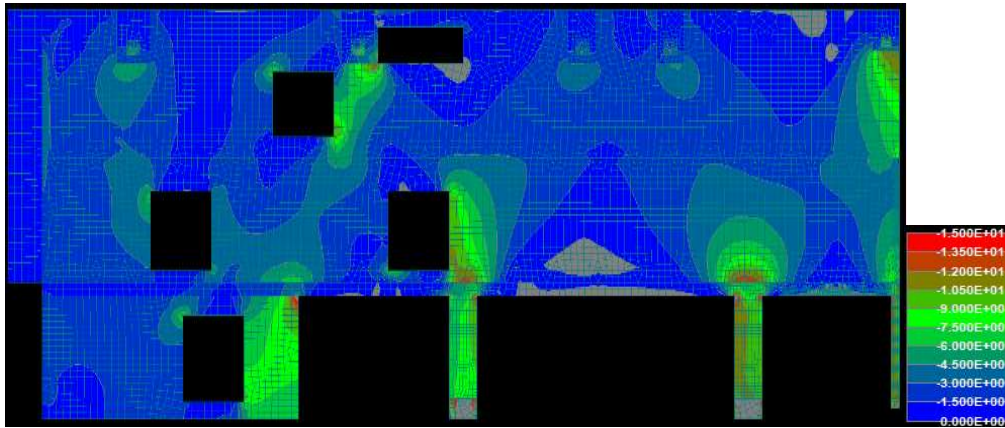
	$R_d$ [kN]	
	Post B	Post C
PFM	7015	7762
1992-2	8693	9606
SBeta	9267	10500

### 11.2.6 Tugede B ja C toereaktsioonid

Seina purunemine oli tingitud post C ülemise pinna betooni muljumisest. Järgnevalt vaadatakse detailsemalt sein purunemispilti ja kriitilise koha purunemist meetodi EVS-EN 1992-2 järgi. Järgnevalt kirjeldatakse sein olukorda normkombinatsiooni ja kandepiiriseisundi olukorras. Joonisel 11.7 on näidatud sein kasutuspiiriseisundi olukorda pragude avanemislaiuse kujul kahe meetodi vahel. Joonisel 11.8 on meetodi EVS-EN 1992-2 kohta toodud välja normkombinatsiooni survepeapingeseisund.



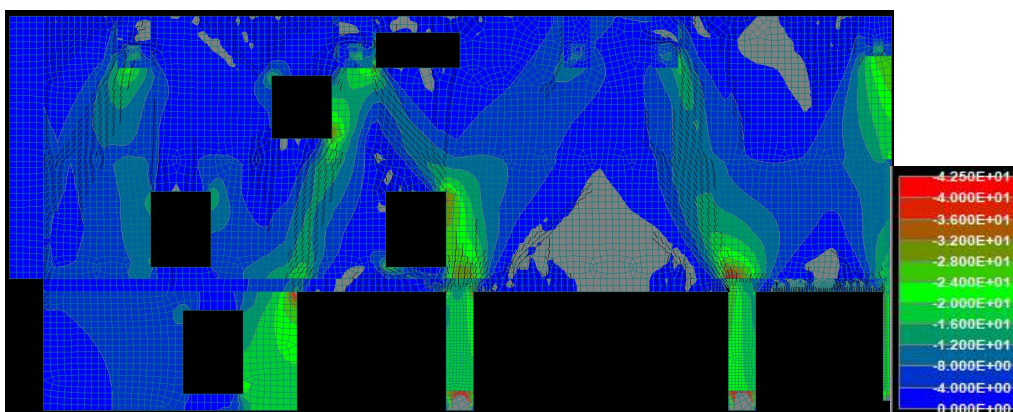
Joonis 11.7 (A) KKM sein LS21 (1992-2) prao avanemislaius normatiivne kombinatsioon [m];  
(B) KKM sein LS21 (PFM) prao avanemislaius normatiivne kombinatsioon [m]



Joonis 11.8 KKM sein LS21 (1992-2) survepeapinged normatiivne kombinatsioon [MPa]

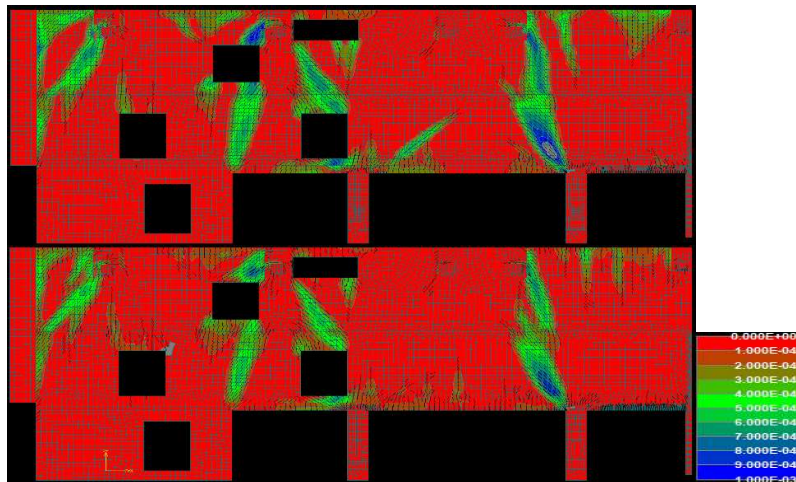
Suurem pragude avanemine ilmneb konsooliselt töötava jätku asukohast. Normatiivse kombinatsiooni tulemusel ulatuvad prao avanemislaiused selles piirkonnas kohati 0,5 mm suuruseni. Edasise käiguna võib kaaluda antud asukoha täiendavat armeerimist, et tagada vastuvõetavate pragude avanemislaiusi. Kuigi otseseid nõudeid ei ole keskkonnaklassi XC0 või XC1 puhul prao avanemislaiusele, võiks siiski järgida soovituslikku maksimaalset 0,4 mm prao avanemislaiust keskkonnaklassi XC1 järgi [23, p. 353]. Eriti juhul, kui tegemist oleks eksponeeritava betoonpinnaga. Oluliselt võib pragude avanemislaius olla väiksem, kui arvestada vahelae T-ristlõike töötavat osa, mida siin mudelis antud juhul ei ole tehtud. Antud mudelis on lähenetud konservatiivselt ning arvestatud ainult seina ristlõike osaga. Samuti oleks võimalik tõenäolist koormuskombinatsiooni rakendades saavutada väiksemad pragude avanemislaiused.

Ülejäänud asukohad olid etteaimatavad varrasskeemi alusel ning nende osas kõrvalekaldumisi ei esinenud. Joonisel 11.9 on näidatud seina survepeapingete suurusi maksimaalse kandepiirseisundi olukorras.

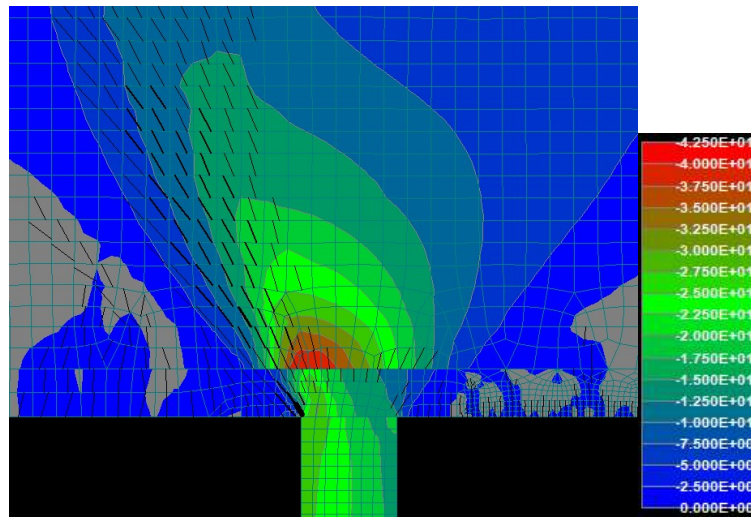


Joonis 11.9 KKM sein LS45 (1992-2) survepeapinged kandepiirseisundis [MPa]

Kandepiirseisundi olukorras seina enda üldine kandevõime ohus ei ole, kuid pigem arenevad välja lokaalsed muljumise piirkonnad, eelkõige postidest tugede juures. Muljumine võib tuleneda seina jäikuse vähenemisest. Kandepiirseisundi lähenemisel on märgata posti C kohal tekkivat diagonaalse survevarda olulist pikipragunemist, vt joonis 11.10, 11.11 ja 11.12.

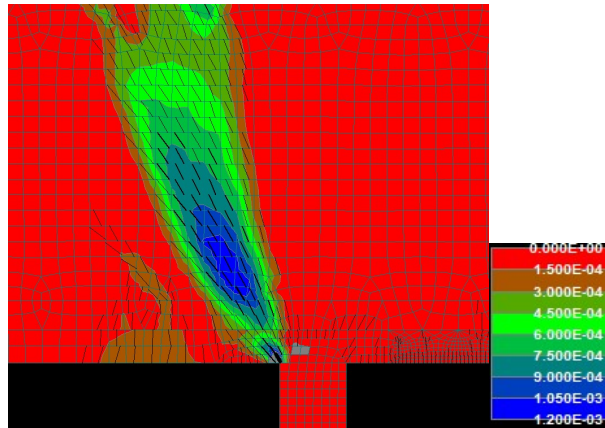


Joonis 11.10 KKM sein LS45 (1992-2) ja LS36 (PFM) pragude avanemislaiused [m]



Joonis 11.11 KKM sein LS45 (1992-2) survepeapinged purunemise hetkel Toe C juures [MPa]

Purunemisel ilmneb, et areneb tala L2 ja posti C vahel survevarras, mis hakkab oluliselt pragunema survevarda põiksuunas. Määravaks saab lõpuks posti ja seina kontaktpind, mis on mainitud nimetusega Post C kohal.

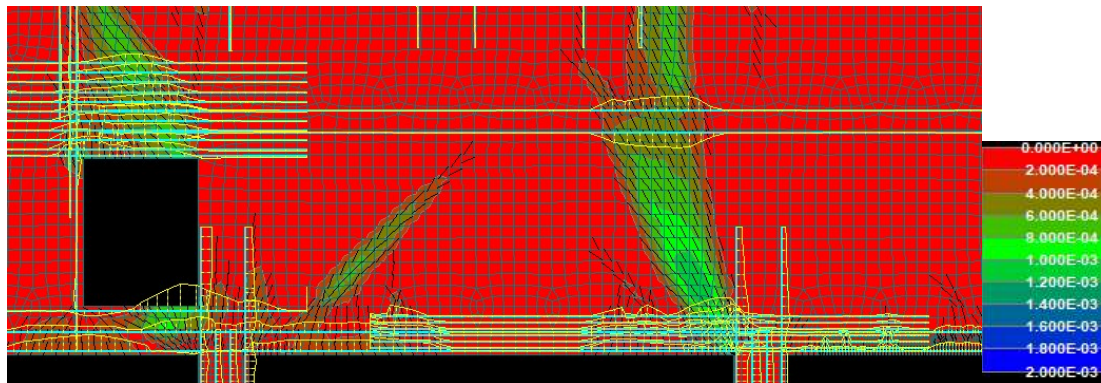


Joonis 11.12 KKM sein LS45 (1992-2) purunemise asukohast posti C juures pragude avanemislaiused seinas [m]

Seina purunemise põhjuseks võib osutada liigsetele siiretele, mis on põhjustatud survevarda liigestest pragunemisest, aidates sellega kaasa seina üldise jäikuse vähenemisele. Purunemise hetkel võib joonisel 11.12 näha kohati isegi üle 1 mm suuruseid pragusid, mis viitab juba kohati kontrollimatule pragunemisele.

Huvitav on, et sein ei tööta talana kahe posti vahelises alas isegi purunemise hetkel ehk tegemist on hapra purunemise juhtumiga. Ka koormusgraafikutele 11.6 ei ole täheldada huvipakkuvamaid hetki koormamise käigust, nagu seda oli peatükis 10.3 seinaga SS-101.

Joonisel 11.13 on täheldada täiendavat armatuuri ( $2 \times 6 \phi 12$ ), mida lisati täiendavalt varrasmeetodil dimensioneeritud armatuurile. Täiendav armatuur on põhjendatud asjaolust, et piirata pragude teket kõige kriitilisemas sektsioonis ehk post C kohal.



Joonis 11.13 KKM sein (1992-2) prao avanemislaiused ja armatuuri pinged [m]

Jooniselt 11.13 võib näha armatuuri pingete epüüre ning maksimaalseks pingeks armatuuris kujuneb 283 MPa. Kuigi varrasmeetod otseselt ei näe täiendavat armatuuri ette, siis teatud määral parandas see siiski elemendi üldist kandevõimet. Suurusjärgus suurendas paarisaja kilonjuutoni võrra lõplikku kandevõimet.

Kokkuvõtvalt võib pidada seina ristlõiget ja armeerimisskeemi piisavaks antud koormuste rakendamisel. Erinevate meetodite analüüside tulemused iseloomulikes punktides on välja toodud tabelites 11.8 ja 11.9. Tabelis 11.9 on võrdlusena välja toodud ka arvutuslikud punktkoormused seinale.

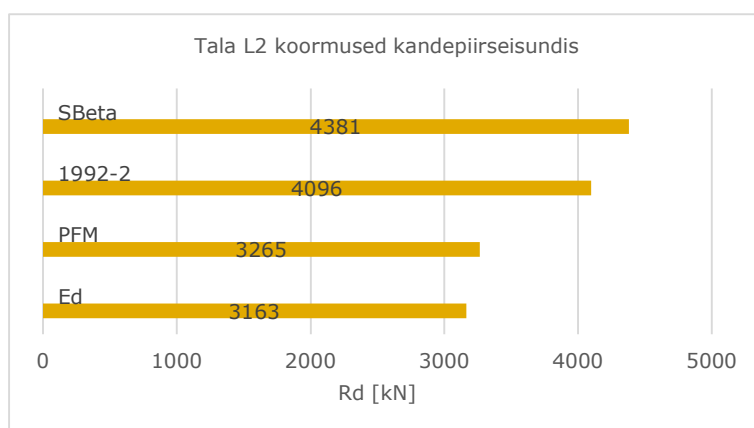
Tabel 11.8 Mittelinearsest analüüsist tulenevad arvutuslikud toereaktsioonid

Analüüs	Tugi B [kN]	Tugi C [kN]	Tugi D [kN]	Maksimaalne siire silde keskel [mm]
PFM	7015	7762	3792	5,6
1992-2	8693	9606	4765	5,8
Sbeta	9267	10500	5801	5,5

Tabel 11.9 Välisjõudude lõplikud suurused kandepiirsesundis  $R_d$  koos arvutuslike koormustega  $E_d$  [kN]

Analüüs	L1	L2	L3	L4	L5
$E_d$	4296	3163	3309	4958	4828
PFM	4440	3265	3418	5116	4978
1992-2	5577	4096	4291	6420	6245
Sbeta	5965	4381	4589	6866	6679

Joonisel 11.14 on kirjeldatud ühe näitena teljel L2 oleva tala kandevõimel esinevat toereaktsiooni iga meetodi korral võrdluses tegeliku arvutusliku koormusega. Kõikide meetodite puhul saavutati antud armeerimisskeemiga arvutuslikku koormust rahuldav kandevõime. Seda ka teiste talade puhul, mis asusid telgedel L1, L3, L4 ja L5. Seega võib lugeda antud seina kandevõimet rahuldavaks väljapakutud armeerimisskeemiga.



Joonis 11.14 Tala L2 rakenduskohta koormuse kandevõimed iga meetodi kohta

## KOKKUVÕTE

Raudbetoonseinte arvutamisel esineb palju määramatust, sest konkreetseid arvutusmetoodikaid ja üheselt mõistetavaid juhiseid ei ole detailselt standardites kirjeldatud. Antud lõputöö eesmärk oli tutvustada erinevaid võimalusi raudbetoonseinte arvutamisel, rakendades varrasmeetodit ning mittelineaarset analüüsi ja nende kohta ka praktilisi näiteid tuua.

Mittelineaarsel analüüsil selgus, et väiksemate konstruktsioonide puhul on mittelineaarne analüüs sobilik vahend kandevõime hinnangu andmisel (näiteks monteeritavad elemendid). Suuremate konstruktsioonide puhul, nagu Keskkonnamaja näitesein, on mõistlikum kasutada lihtsustatud arvutusskeemi varrasmeetodi kujul. Mittelineaarse analüüsi arvutusmudelid võivad projekteerimise eesmärgi seisukohast muutuda liialt mahukaks ja ajakulukaks. Ekspertiisi andmise eesmärgil võib see samas olla õigustatud.

Varrasskeemi kõrvutamine mittelineaarse analüüsiga annab täiendava kindluse projekteeritud lahendusele ning võimaldab ka teataval määral optimiseerida esialgset armeerimisskeemi. Varrasmeetodi puuduseks on täiendav ajakulu keerulisemate olukordade kujutamisel ning kombinatsioonirohkete konstruktsioonide projekteerimisel. Kindlasti on soovitatav võimalusel ka proovida läbi erinevate varraskeemide lahenduste katsetamist mittelineaarset analüüsi rakendades, kuna see annab täiendava kogemuse varraskeemide koostamisel. Varrasmeetodipõhine projekteerimine on ajakulu ja tulemuste mõistes efektiivne suurte konstruktsioonide puhul. Varrasmeetod tagab õigete eelduste ja korrektse skeemi puhul usaldusväärsed või vähemalt konservatiivsed lahendid. Sarnaselt mittelineaarsele analüüsile on standardites kirjeldatud varrasmeetodit pigem lakooniliselt ning enne reaalsete ülesannete lahendamist peab insener tutvuma vastava kirjandusega ning praktiseerima erinevate skeemide lahendamist.

Mittelineaarse analüüsi mudelite loomisel tuleb olla ettevaatlik materjaliomaduste parameetrite valimisel, sest see võib kohati purunemismehhanismi muuta. Mahukat eeltööd nõuab mudeli tundlikkuse analüüs ehk arvutusvõrgu ja lahendusparameetrite valik koos koormamisskeemiga.

Kasutades globaalset varuteguri ja materjalide tagavarateguri meetodeid (GFM ja PSF), võib oodata konservatiivsemaid tulemusi kui tegelikkuses. Kõige täpsema tulemuse saavutamiseks tuleb endiselt rakendada täielikku tõenäosuslikku lähenemist (ingl. k. *Full Probabilistic Method*). Praktiseeriva inseneri jaoks piisab kindlasti varuteguri meetodite rakendamisest.

Keskkonnamaja seinu puhul sai määratud ohutu armeerimisskeem, mis rahuldab sellele ettenähtud kandepiiriseisundis määratud välisjõud. Näiteseinadele SS-101 ja SS-102 sai dimensioneeritud varrasmeetodi järgi sobilik armeerimisskeem, kuid varutegurite meetodeid rakendades mittelineaarsel analüüsil jäi vähesel määral puudu vajalikust kandevõimest  $R_d = 1500 \text{ kN}$ . Näiteseinade tulemuste põhjal ei saa tingimata väita, et varrasmeetodi rakendamine oleks ohtlik, vaid mittelineaarse analüüsi kandevõime määramatus võib kohati olla väga suur. Samas, Keskkonnamaja seinu sektsiooni puhul saavutati mittelineaarse analüüsi käigus arvutuslikest koormustest kõrgem kandevõime.

Lõputöö autor sai lõpptulemusena uue kogemuse antud arvutusmeetodite rakendamisel ning arvutustulemuste hindamisel; samuti kogemuse, kuidas läheneda uute konstruktsioonide puhul mittelineaarse analüüsiga. Seega saab sissejuhatuses püstitatud eesmärgid lugeda täidetuks. Kuna analoogseid uurimistöid ei ole eesti keeles varasemalt avaldatud, siis koostas autor antud lõputöö üldisemas võtmes. Lõputöö autor näeb persepektiivi töös käsitletud teemade edasi uurimises nende keerukuse ja määramatuse tõttu.

## **SUMMARY**

Calculating more complex reinforced concrete walls can be a taunting task, since more refined methods for calculating them do not exist in today's engineering standards. The main task of this thesis was to introduce different techniques on calculating reinforced concrete walls, using strut-and-tie method and nonlinear analysis with provided examples.

While performing nonlinear analysis, it became clear that it is better suited for smaller construction elements, like concrete panels. For larger elements like cast in place walls, the strut-and-tie method is better suited for the task. Performing nonlinear analysis from a designing perspective may be a bit overreached and not cost effective. The use of nonlinear analysis on concrete structures is better justified for performing expertise on existing structures.

Comparing a strut-and-tie solution with nonlinear analysis can give a sense of certainty in the solution. It also enables the designer to optimize the first proposed reinforcement pattern. The negative aspect of strut-and-tie method is using it in complex structures that can have a multiple number of combinations, since a new combination can demand a totally different strut-and-tie composition. It is strongly recommended to experiment with proposed strut-and-tie solutions with a nonlinear analysis program. It will give a better understanding and experience for future projects. Implementing the strut-and-tie method is a cost-effective way of designing large and complex reinforced concrete structures. The strut-and-tie method can lead to reliable or at least conservative solutions when implementing the right assumptions. Similar to nonlinear analysis, construction standards do not give exact instructions on implementing these methods. Before taking on a task implementing these methods, it is recommended to do thorough reading of the background and try out different strut-and-tie patterns.

While creating nonlinear analysis models, it is important to be thoughtful when choosing the material parameters. Choosing inaccurate or wrong parameters for a certain case can lead to results that might alter the fracture mechanism. Great care must be taken when performing a sensitivity analysis on mesh size and choosing analysis steps with the appropriate solution parameters.

Applying safety formats like global factor and partial safety factor method can all lead to conservative results than in reality. For the most accurate results, it is still required to perform a full probabilistic analysis of the structure. For a practicing engineer, the aforementioned methods are sufficient enough for everyday use in designing reinforced concrete structures.



The case study walls in this thesis were provided with a sufficient and safe reinforcement pattern that satisfied the ultimate limit state case. Case study walls SS-101 and SS-102 were assigned with the appropriate reinforcement patterns based on the strut-and-tie design values. These walls were close from reaching their assigned ultimate limit state load  $R_d = 1500 \text{ kN}$  in the nonlinear analysis. It cannot be said that implementing strut-and-tie method is dangerous but the uncertainty of nonlinear analysis due to high partial safety factor values can be even more conservative which might lead to close called results. Meanwhile, the ultimate limit state capacity of Keskkonnamaja wall section performed with nonlinear analysis was well above its calculated vertical loads.

The author of this thesis achieved new experience in implementing strut-and-tie and nonlinear analysis methods. Also, new experience in how to approach designing new structures with the help of nonlinear analysis. This concludes that the goals set in the beginning of this thesis were achieved. Since there have not been any publications related to this topic in Estonian, this thesis was created with a broader view in mind. The author of this thesis sees perspective in further research of these topics due to their complexity and uncertainty.


## KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU

- [1] J. Einpaul, "Keskkonnamaja ehituskonstruksioonide põhiprojekt." OÜ EstKONSULT, Mar. 2021.
- [2] J. K. Wight and J. G. MacGregor, *REINFORCED CONCRETE Mechanics and Design*, 6th ed. Pearson.
- [3] J. Schlaich, K. Schäfer, and M. Jennewin, "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI J.*, pp. 77–150, Jun. 1987.
- [4] "Toward a Consistent Design of Structural Concrete (1).pdf."
- [5] *Design and assessment with strut-and-tie models and stress fields: from simple calculations to detailed numerical analysis*, 1st ed., vol. 100. FIB.
- [6] R. K. L. Su and A. M. Chandler, "Design criteria for unified strut and tie models".
- [7] "Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures." EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Sep. 2021.
- [8] M. Schlaich and G. Anagnostou, "Stress field for nodes of strut and tie models," *J. Struct. Eng.*, vol. 116, no. 1, pp. 13–23, 1990.
- [9] M. Romans, "Design of walls with linear elastic finite element methods," Apr. 2010.
- [10] "ACI 318-19." American Concrete Institute, Jun. 2019.
- [11] R. G. Tuchscherer, D. B. Birrcher, and O. Bayrak, "Strut- and-tie model design provisions," *PCI J.*, no. Winter 2011, p. 16.
- [12] "EUROKOODEKS 2: BETOONKONSTRUKTSIOONIDE PROJEKTEERIMINE Osa 2: Betoonsillad. Arvutus- ja konstrueerimisreeglid." EESTI STANDARDIKESKUS, Dec. 2008.
- [13] *Model Code 2010 First complete draft Volume 2*, vol. 2. International Federation for Structural Concrete, 2010.
- [14] G. Bertagnoli, L. Giordano, and G. Mancini, "SAFETY FORMAT FOR THE NONLINEAR ANALYSIS OF CONCRETE STRUCTURES," *STUDI E Ric.*, vol. Vol. 25.
- [15] *Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures*. FIB.
- [16] *Model Code 2010 First complete draft Volume 1*, vol. 1. International Federation for Structural Concrete, 2010.
- [17] J. Červenka, V. Červenka, and S. Laserna, "On crack band model in finite element analysis of concrete fracture in engineering practice," *Eng. Fract. Mech.*, vol. 197, pp. 27–47, 2018.
- [18] V. Cervenka, J. Cervenka, V. Šmilauer, and L. Jendele, "ATENA simulation of crack propagation in CONCRACK benchmark," *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, Dec. 2013.
- [19] *Serviceability Limit State of Concrete Structures*. FIB.
- [20] I. Cervenka, "User manual Atena 2D."
- [21] K. D. Tsavdaridis, M. A. Shaheen, C. Baniotopoulos, and E. Salem, "Analytical approach of anchor rod stiffness and steel base plate calculation under tension," *Structures*, vol. 5, pp. 207–218, 2016.
- [22] I. Cervenka, "Atena 2D Troubleshooting."
- [23] T. Masso, *Ehituskonstruktori käsiraamat*, vol. 4. 2014.

MATERJALID JA TOOTED					
NIMETUS	TÜÜP	MÕÖT	KLASS	KOGUS	MÄRKUS
BETOONI MAHT	C30/37			2.4 m <sup>3</sup>	
ANKURDUSLAPIGA SARRUS		L= 4170 mm		1 tk	Tüki kaal 46.0 kg, TOODE A-101
ARMATUURVÕRK		# 8 - 250 / 8 - 250	B500A	69 kg	
ARMATUURVARRASTE KAAL				164 kg	
SARRUSTERAS	∅ 8	L= 20.4 m	B500B	50.1 kg	
SARRUSTERAS	∅ 12	L= 33.1 m	B500B	107.4 kg	
SARRUSTERAS	∅ 16	L= 2.1 m	B500B	6.5 kg	

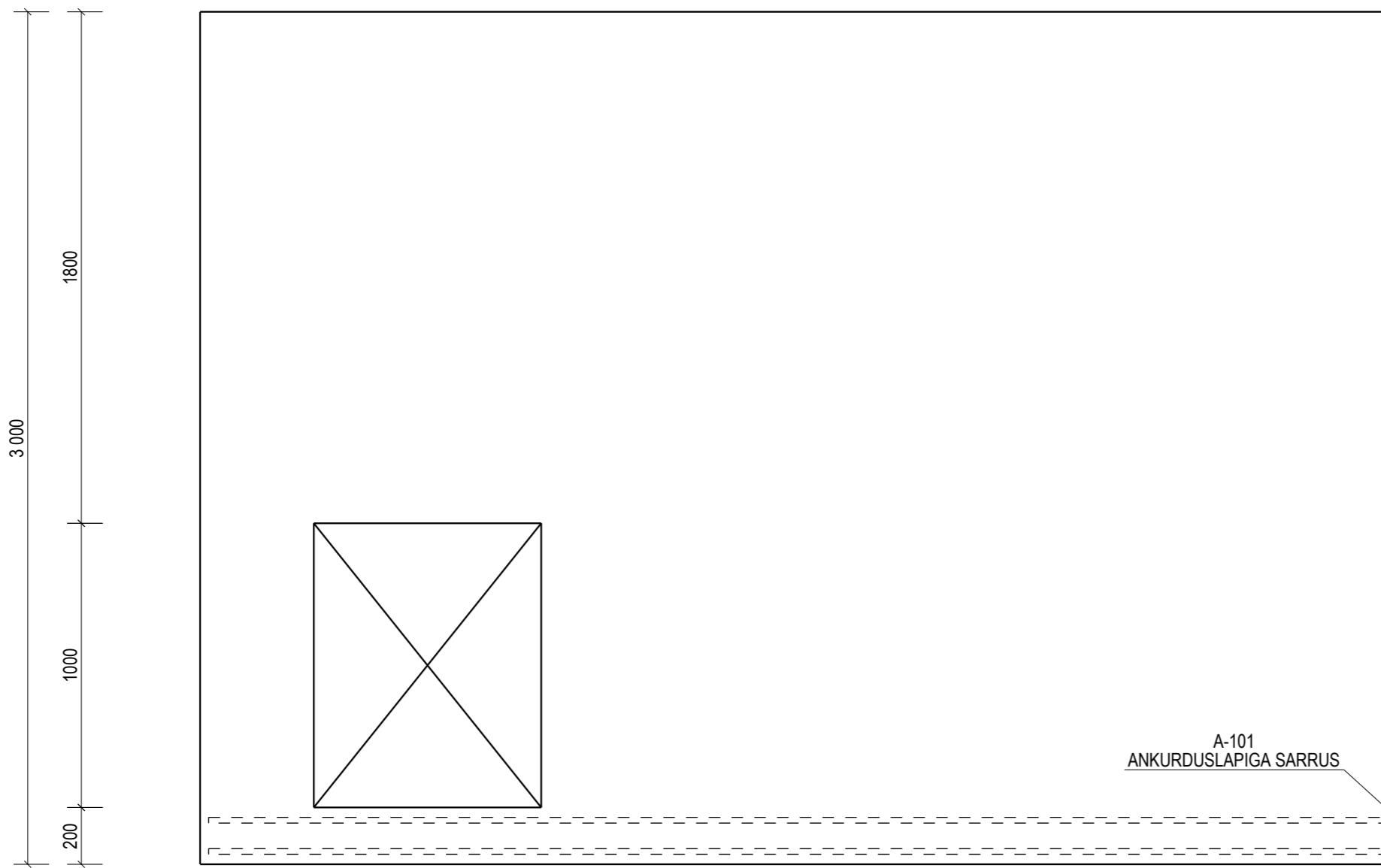
#### MÄRKUSED

- KONSTRUKTSIOONIDE PROJEKTEERITUD KASUTUSEA KATEGOORIA 4 JA PROJEKTEERITUD KASUTUSIGA 50 AASTAT / EVS-EN 1990.
- TAGAJÄRGEDE KLASS CC2 - KESKMISED TAGAJÄRJED / EVS-EN 1990.
- BETOONKONSTRUKTSIOONIDE VALMISTAMISE JA MONTEERIMISE TOLERANTSID PEAVAD VASTAMA KLASS B NÕUETELE / EVS-EN 14992:2007 SEEJUURES TULEB JÄLGIDA KA MÄRKUST 18.
- BETOONI KOOSTIS PEAB VASTAMA KESKKONNAKLASSI NÕUETELE.
- BETOONTARINDITE PÜSTITAMISEL JÄLGIDA JUHENDMATERJALI BÜ2:2006 PEATÜKK 4 JA 5 NÕUDEID.
- BETONEERIMINE PEAB TOIMUMA ÜHTLASELT KIHTIDE KAUPA TIHENDADES. VIBRAATORIT EI TOHI KASUTADA BETOONI TEISALDAMISEKS RAKETISE SEES.
- BETOONI TUGEVIKLUSS C30/37 / EVS-EN 206-1
- SARRUSE KLASS B500B, B500C / EVS-EN 10080
- BETOONPINDADE KESKKONNAKLASS / EVS-EN 206-1 XC1
- KAITSEKIHT  $C_{nom}=25$  mm  
 $C_{min}=15$  mm JA TOLERANTS SISSEPOOLE  $C_{dev}=10$  mm, KUI JOONISEL POLE NÄIDATUD TEISITI
- BETOONPINDADE VIIMISTLUS BÜ4  
11.1 VORMIPIND: MUO-A  
11.2 SILUTUD PINNAD THI-A
- FAASID F 10x10 mm MÄRGITUD KOHAS
- BETOONI KÜLGPINDADE LAHTIRAKESTAMIST VÕIB ALUSTADA, KUI BETOON ON SAAVUTATUD 30% PROJEKTSEST TUGEVIKLUSSIST JA KOORMATA OMAKAALUGA, KUI BETOON ON SAAVUTANUD 100% PROJEKTSEST TUGEVIKLUSSIST.

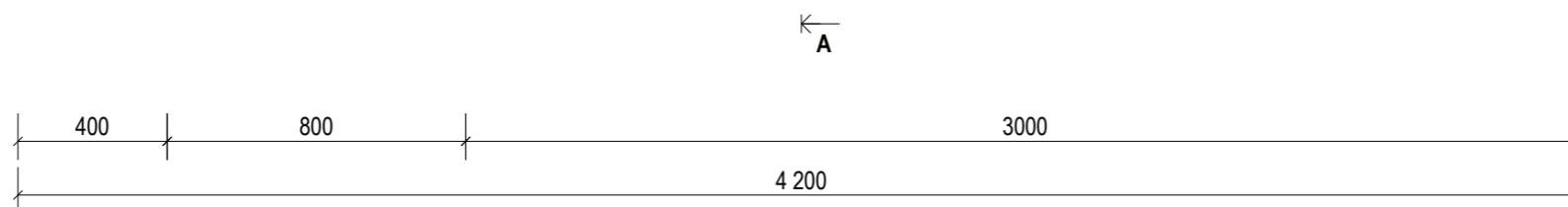
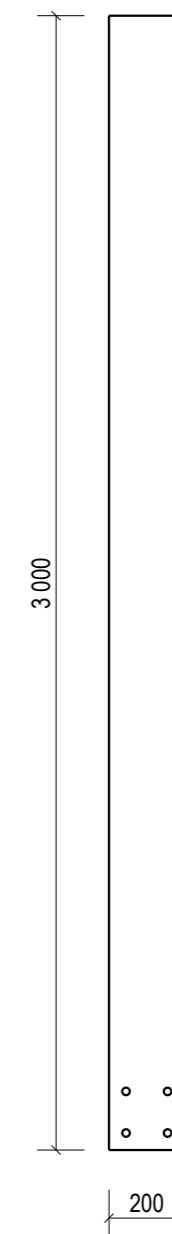
 TalTech Inseneriteaduskond	Magistritöö	Leht/Lehti 1/4
Koostaja: A. Andersalu		<b>LISA 1 SEINAPANEEL SS-101</b>
Juhendaja: A. Lääne		
Ehituskonstruksioonide uurimisrühm	RAUDBETOONSEINTE PROJEKTEERIMINE VARRASMEETODI JA MITTELINEAARSE ANALÜÜSIGA	


SS-101  
1:20

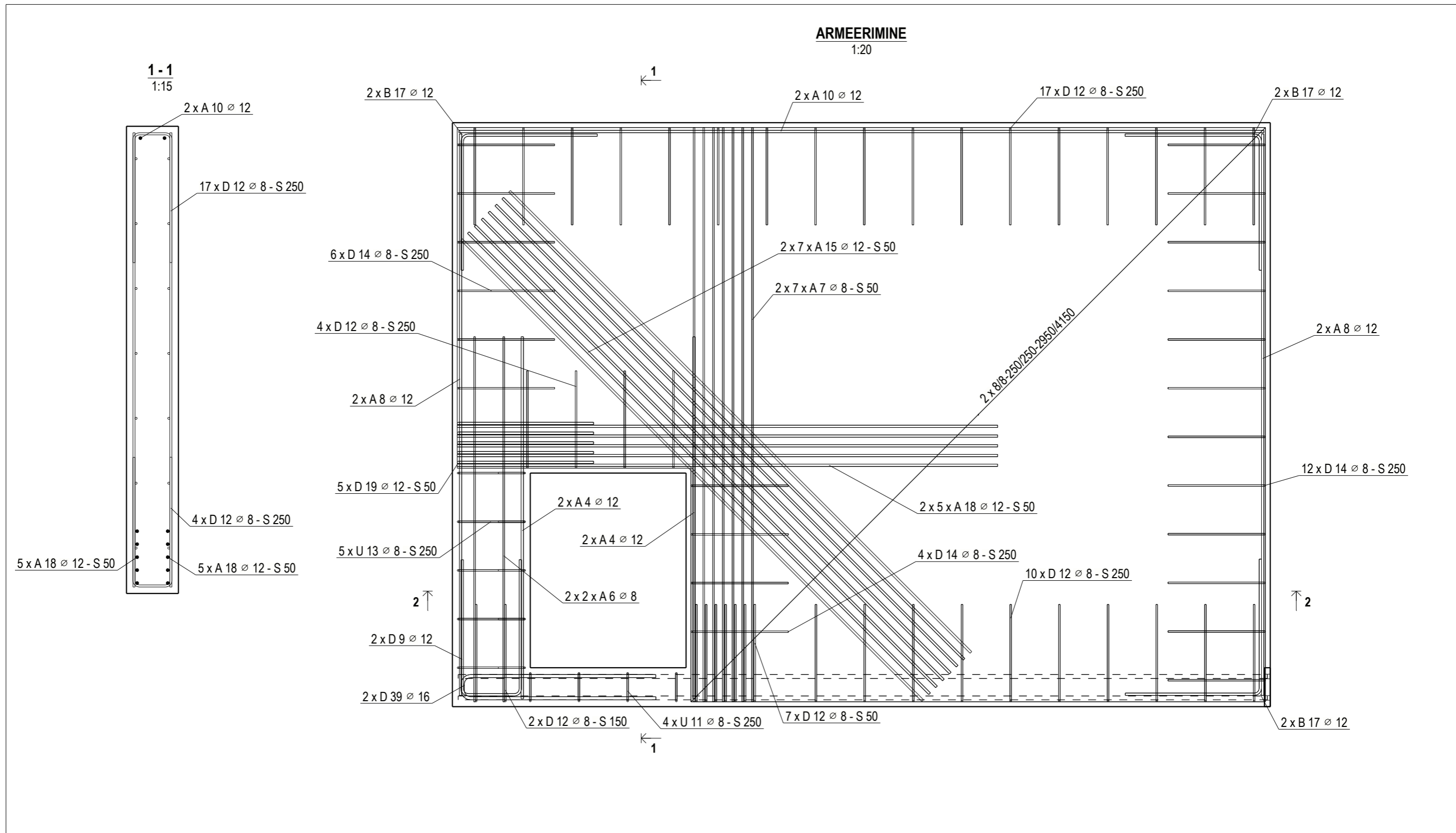
← A




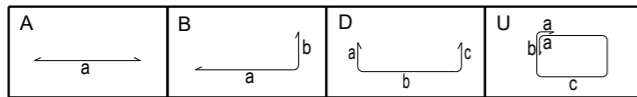
A - A  
1:20



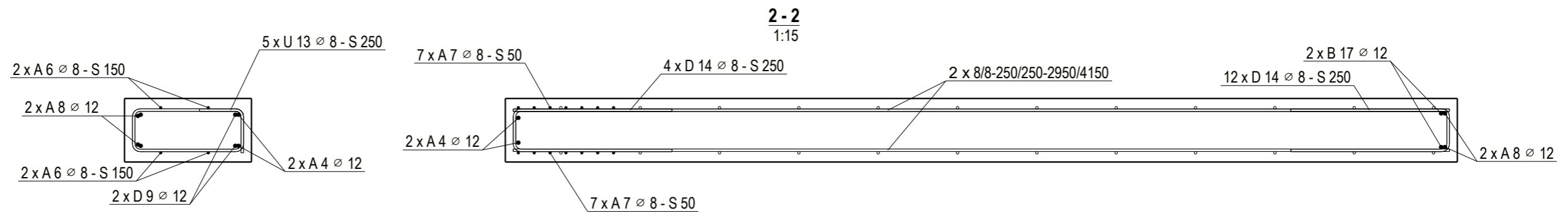
 TalTech Inseneriteaduskond	Magistritöö	Leht/Lehti 2/4
Koostaja: A. Andersalu	<b>LISA 1 SEINAPANEEL SS-101</b>	
Juhendaja: A. Lääne		
Ehituskonstruksioonide uurimisrühm	RAUSBETOONSEINTE PROJEKTEERIMINE VARRASMEETODI JA MITTELINEAARSE ANALÜÜSIGA	




 <b>TalTech Inseneriteaduskond</b>		<b>Magistritöö</b>	Leht/Lehti <b>3/4</b>
Koostaja: <b>A. Andersalu</b>		<b>LISA 1 SEINAPANEEL SS-101</b>	
Juhendaja: <b>A. Lääne</b>			
<b>Ehituskonstruksioonide uurimisrühm</b>		RAUBBETOONSEINTE PROJEKTEERIMINE VARRASMEETODI JA MITTELINEAARSE ANALÜÜSIGA	



SARRUSE PAINUTUSTABEL															
POS	TP	KL	ARV	D	L	a	b	c	d	e	U°	V°	X	Y	PD
4	A	B500B	4	12	1860	1860									
6	A	B500B	4	8	1875	1875									
7	A	B500B	14	8	2950	2950									
8	A	B500B	4	12	2885	2885									
9	D	B500B	2	12	1710	700	310	700							48
10	A	B500B	2	12	4135	4135									
11	U	B500B	4	8	880	140	150	150							32
12	D	B500B	40	8	1150	500	150	500							32
13	U	B500B	5	8	1250	140	135	350							32
14	D	B500B	22	8	1135	500	135	500							32
15	A	B500B	14	12	3350	3350									
17	B	B500B	6	12	1400	700	700				90				48
18	A	B500B	10	12	2775	2775									
19	D	B500B	5	12	1535	700	135	700							48
39	D	B500B	2	16	2130	1000	130	1000							64




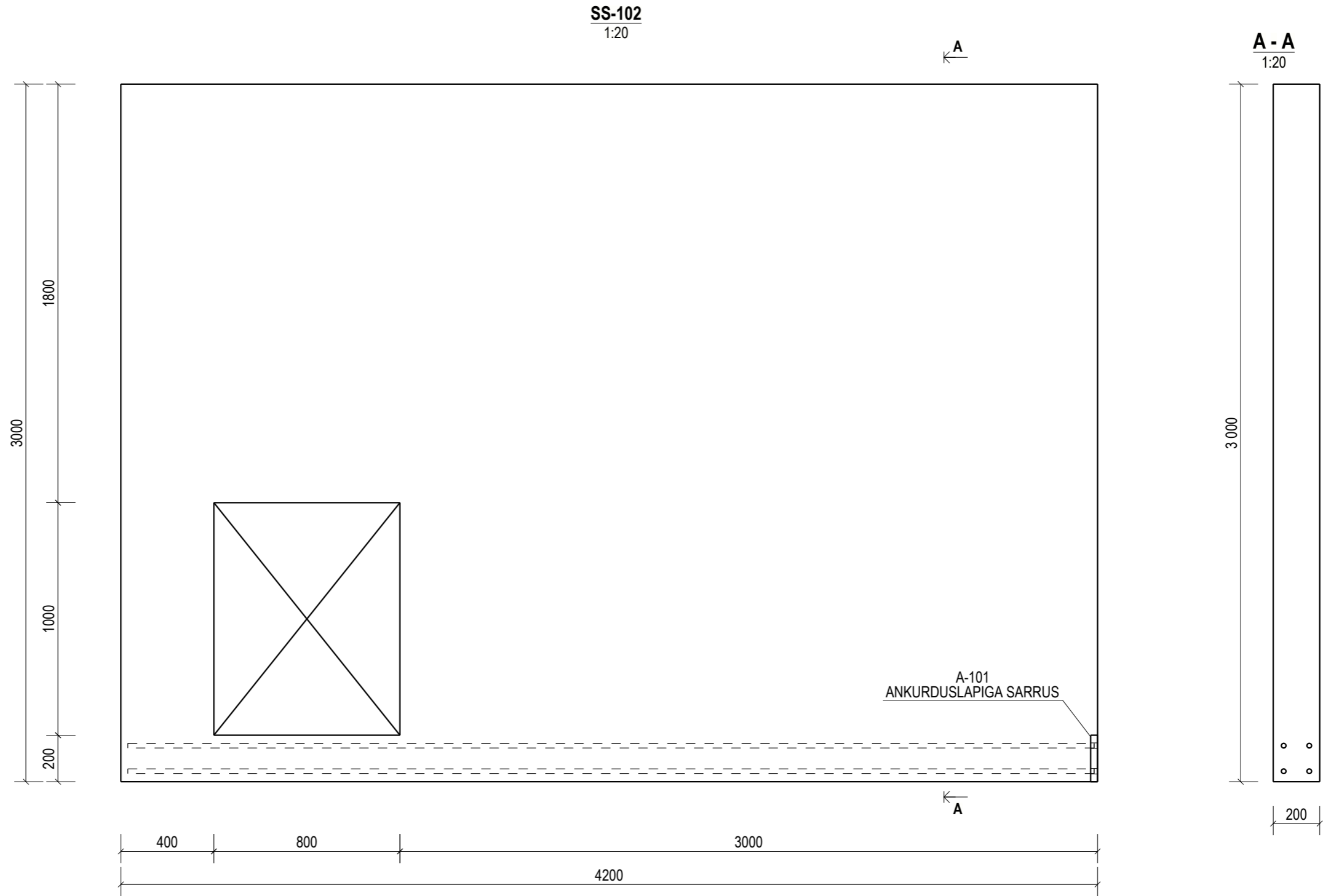
	TalTech Inseneriteaduskond	Magistritöö	Leht/Lehti 4/4
	Koostaja: A. Andersalu Juhendaja: A. Lääne		<b>LISA 1 SEINAPANEEL SS-101</b>
Ehituskonstruksioonide uurimisrühm		RAUSBETOONSEINTE PROJEKTEERIMINE VARRASMEETODI JA MITTELINEAARSE ANALÜÜSIGA	


MATERJALID JA TOOTED					
NIMETUS	TÜÜP	MÕÖT	KLASS	KOGUS	MÄRKUS
BETOONI MAHT	C30/37			2.4 m <sup>3</sup>	
ANKURDUSLAPIGA SARRUS		L= 4170 mm		1 tk	Tüki kaal 46.0 kg, TOODE A-101
ARMATUURVÕRK		# 8 - 250 / 8 - 250	B500A	69 kg	
ARMATUURVARRASTE KAAL				197 kg	
SARRUSTERAS	∅ 8	L= 13.4 m	B500B	30.7 kg	
SARRUSTERAS	∅ 12	L= 31.9 m	B500B	159.3 kg	
SARRUSTERAS	∅ 16	L= 2.1 m	B500B	6.5 kg	

#### MÄRKUSED

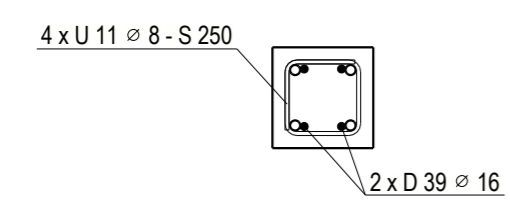
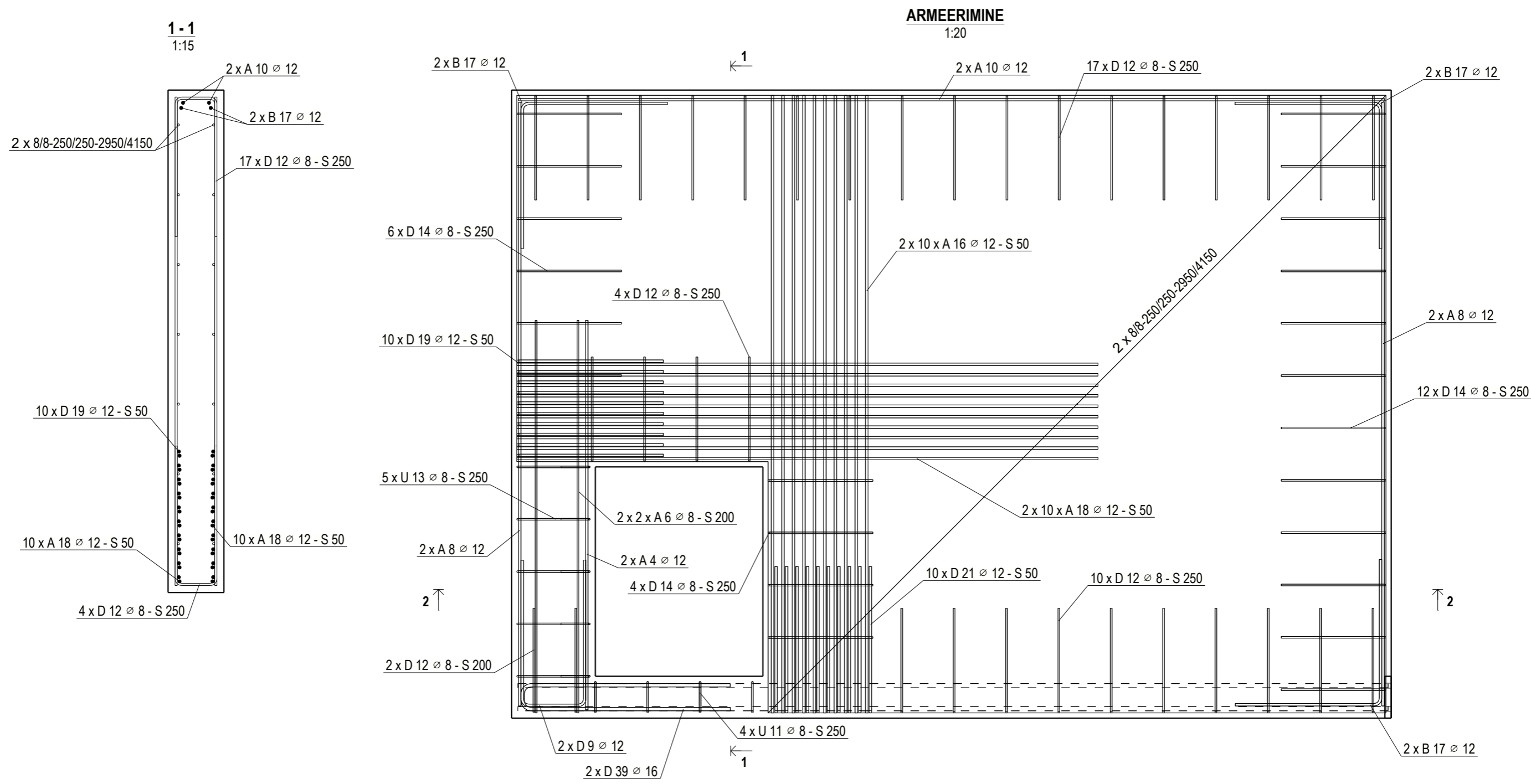
- KONSTRUKTSIOONIDE PROJEKTEERITUD KASUTUSEA KATEGOORIA 4 JA PROJEKTEERITUD KASUTUSIGA 50 AASTAT / EVS-EN 1990.
- TAGAJÄRGEDE KLASS CC2 - KESKMISED TAGAJÄRJED / EVS-EN 1990.
- BETOONKONSTRUKTSIOONIDE VALMISTAMISE JA MONTEERIMISE TOLERANTSID PEAVAD VASTAMA KLASS B NÕUETELE / EVS-EN 14992:2007 SEEJUURES TULEB JÄLGIDA KA MÄRKUST 18.
- BETOONI KOOSTIS PEAB VASTAMA KESKKONNAKLASSI NÕUETELE.
- BETOONTARINDITE PÜSTITAMISEL JÄLGIDA JUHENDMATERJALI BÜ2:2006 PEATÜKK 4 JA 5 NÕUDEID.
- BETONEERIMINE PEAB TOIMUMA ÜHTLASELT KIHTIDE KAUPA TIHENDADES. VIBRAATORIT EI TOHI KASUTADA BETOONI TEISALDAMISEKS RAKETISE SEES.
- BETOONI TUGEVIKLUSS C30/37 / EVS-EN 206-1
- SARRUSE KLASS B500B, B500C / EVS-EN 10080
- BETOONPINDADE KESKKONNAKLASS / EVS-EN 206-1 XC1
- KAITSEKIHT  $C_{nom}=25$  mm  
 $C_{min}=15$  mm JA TOLERANTS SISSEPOOLE  $C_{dev}=10$  mm, KUI JOONISEL POLE NÄIDATUD TEISITI
- BETOONPINDADE VIIMISTLUS BÜ4  
11.1 VORMIPIND: MUO-A  
11.2 SILUTUD PINNAD THI-A
- FAASID F 10x10 mm MÄRGITUD KOHAS
- BETOONI KÜLGPINDADE LAHTIRAKESTAMIST VÕIB ALUSTADA, KUI BETOON ON SAAVUTATUD 30% PROJEKTSEST TUGEVIKLUSSIST JA KOORMATA OMAKAALUGA, KUI BETOON ON SAAVUTANUD 100% PROJEKTSEST TUGEVIKLUSSIST.


 TalTech Inseneriteaduskond	Magistritöö	Leht/Lehti 1/4
Koostaja: A. Andersalu		<b>LISA 2 SEINAPANEEL SS-102</b>
Juhendaja: A. Lääne		
Ehituskonstruksioonide uurimisrühm	RAUDBETOONSEINTE PROJEKTEERIMINE VARRASMEETODI JA MITTELINEAARSE ANALÜÜSIGA	

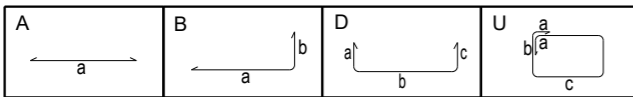


 <b>TalTech Inseneriteaduskond</b>		<b>Magistritöö</b>	Leht/Lehti <b>2/4</b>
Koostaja:	A. Andersalu	<b>LISA 2</b> <b>SEINAPANEEL</b> <b>SS-102</b>	
Juhendaja:	A. Lääne		
<b>Ehituskonstruksioonide uurimisrühm</b>		RAUSBETOONSEINTE PROJEKTEERIMINE VARRASMEETODI JA MITTELINEAARSE ANALÜÜSIGA	

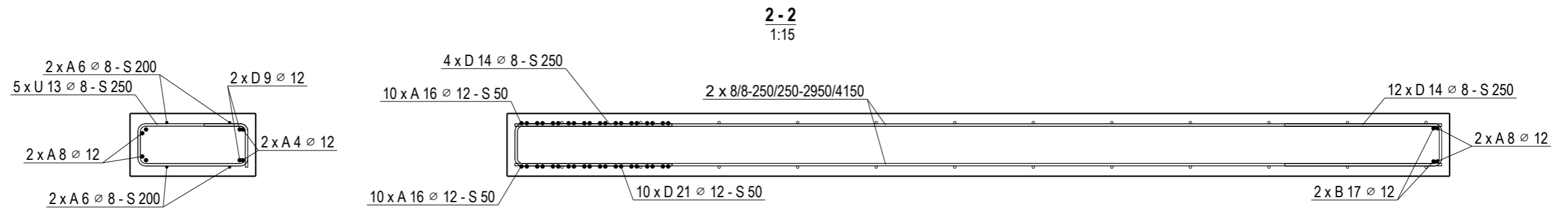




 <b>TalTech</b> Inseneriteaduskond	Magistritöö	Leht/Lehti
		3/4
Koostaja: <b>A. Andersalu</b>	<b>LISA 2          SEINAPANEEL          SS-102</b>	RAUBBETOONSEINTE PROJEKTEERIMINE VARRASMEETODI JA MITTELINEAARSE ANALÜÜSIGA
Juhendaja: <b>A. Lääne</b>		
<b>Ehituskonstruksioonide uurimisrühm</b>		

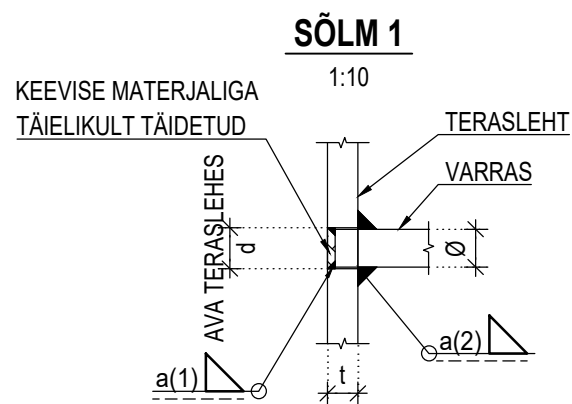
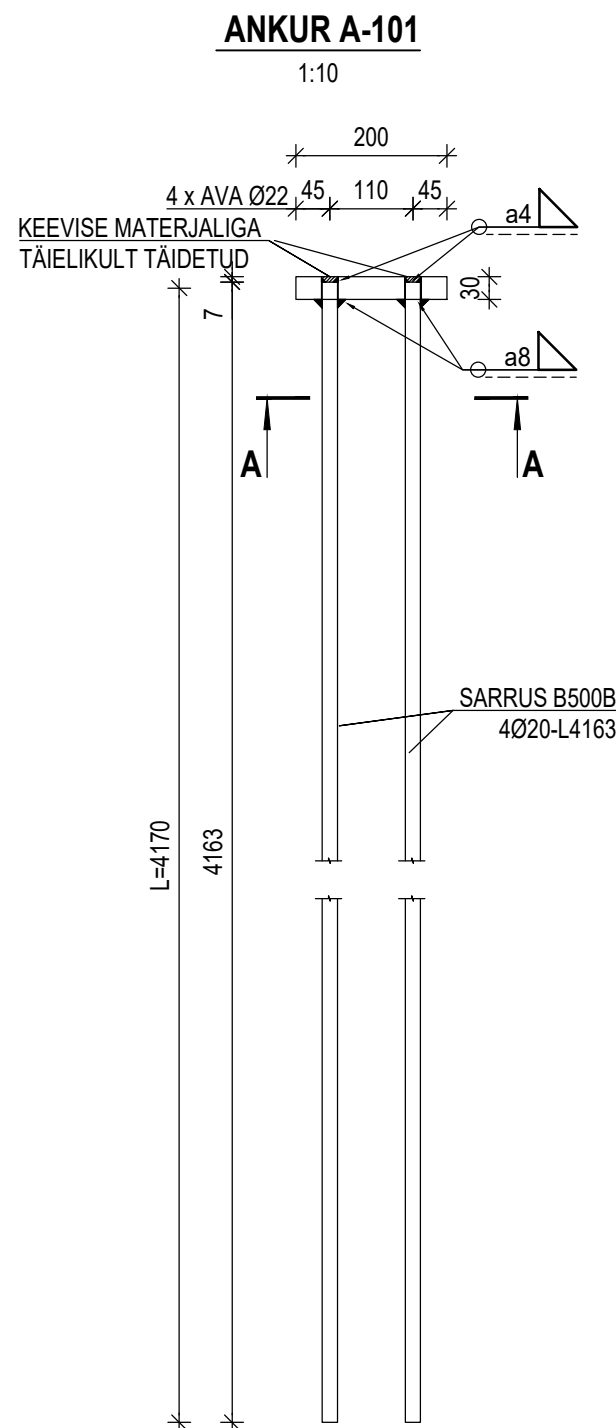


SARRUSE PAINUTUSTABEL															
POS	TP	KL	ARV	D	L	a	b	c	d	e	U°	V°	X	Y	PD
4	A	B500B	2	12	1860	1860									
6	A	B500B	4	8	1875	1875									
8	A	B500B	4	12	2885	2885									
9	D	B500B	2	12	1710	700	310	700							48
10	A	B500B	2	12	4135	4135									
11	U	B500B	4	8	880	140	150	150							32
12	D	B500B	33	8	1150	500	150	500							32
13	U	B500B	5	8	1250	140	135	350							32
14	D	B500B	22	8	1135	500	135	500							32
16	A	B500B	20	12	2950	2950									
17	B	B500B	6	12	1400	700	700				90				48
18	A	B500B	20	12	2775	2775									
19	D	B500B	10	12	1535	700	135	700							48
21	D	B500B	10	12	1550	700	150	700							48
39	D	B500B	2	16	2130	1000	130	1000							64



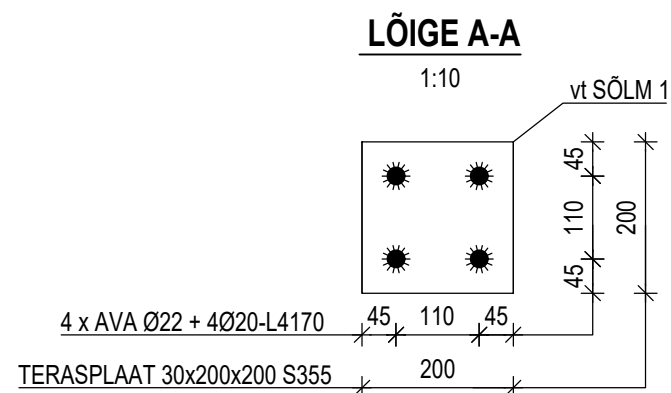
	TalTech Inseneriteaduskond	Magistritöö	Leht/Lehti 4/4
	Koostaja: A. Andersalu Juhendaja: A. Lääne	<b>LISA 2 SEINAPANEEL SS-102</b>	
Ehituskonstruksioonide uurimisrühm		RAUSBETOONSEINTE PROJEKTEERIMINE VARRASMEETODI JA MITTELINEAARSE ANALÜÜSIGA	





Ø, mm	t, mm	d, mm	a(1), mm	a(2), mm
16	25	18	3	6
20	30	22	4	8
25	25	27	5	8
32	30	35	6	10

NB! PÄRAST KEEVITAMIST KATTA TERASPLAAT PINNAVIIMISTLUSEGA VASTAVALT KESKKONNAKLASSILE C2 / EVS-EN 12944-1...-5. SARRUSVARRAST VÄRVIDA 10 cm ULATUSES.



MATERJALID JA TOOTED

A-101

NIMETUS	TÜÜP	MÕÕT	KLASS	KOGUS	KAAL	MÄRKUS
TERASLEHT		30X200X200	S355J2	1 tk	9,0 kg	
SARRUSVARRAS	Ø20	L=4163 mm	B500B	4 tk	37,2 kg	
					KOKKU	46,2 kg

KOKKUVÕTE KEHTIB ÜHE TOOTE KOHTA

JUHISED

1. TERASKONSTRUKTSIOONIDE VALMISTAMISE JA MONTEERIMISE TOLERANTSID PEAVAD VASTAMA STANDARD- VÕI KLAS 1 NÕUETELE / EVS-EN 1090-2.
2. ELEMENTIDE VALMISTAMISEL JA MONTAAŽIL JÄRGIDA STANDARDI EVS-EN 1090-2 JUHISEID.
3. SARRUSVARRAS TUGEVUSKLASSIGA B500B / EVS-EN 10080.
4. ANKRUPLAADI TUGEVUSKLASS S355J2 / EN 10025.
5. SARRUSVARRAS KEEVITADA ANKRUPLAADI KÜLGE KAHEPOOLSE KEEVISEGA. KEEVISE min KÕRGUS VASTAVALT JOONISELE.
6. PLAADI TAGUMISES KÜLJES OLEV SÜVIS TÄITA KOGU ULATUSES KEEVISE MATERJALIGA JA LIHVIDA SILEDAKS.
7. KEEVISED TEHA TERASEKLASSILE VASTAVATE MATERJALIDEGA.
8. ANKRUPLAADI PINNATÖÖTLUS VASTAVALT KESKKONNAKLASSILE C2 / EVS-EN ISO 12944-2, JA PINNAKATTE KESTVUSKLASS H (high) / EVS-EN ISO 12944-1...5. VIIMISTLEDA TULEB OTSAPLAAT KÕIKIDEST KÜLGEDEST + 10cm SARRUSVARRAST.
9. VÄRVITÖÖN HALL, NÄITEKS RAL 7035.



TalTech Inseneriteaduskond

Magistritöö

Leht/Lehti

1/1

Koostaja:

A. Andersalu

Juhendaja:

A. Lääne

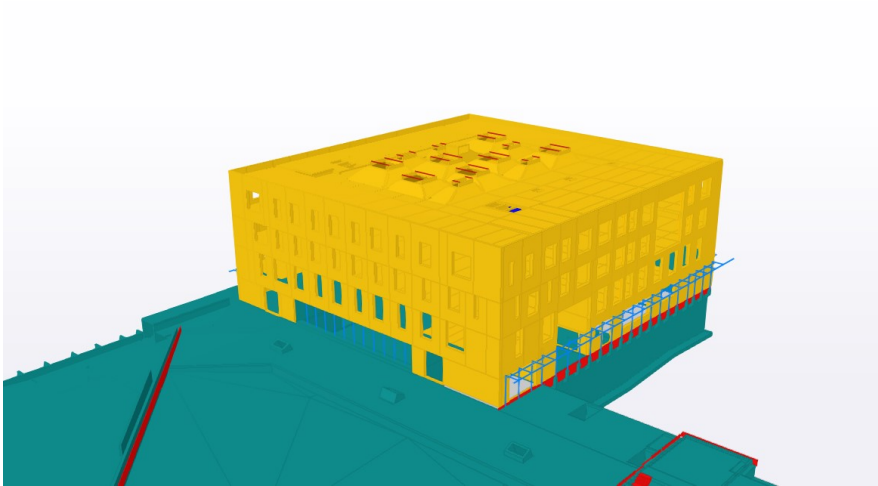
**LISA 4**  
**ANKURDUSLAPIGA SARRUS**  
**A-101**

Ehituskonstruksioonide uurimisrühm

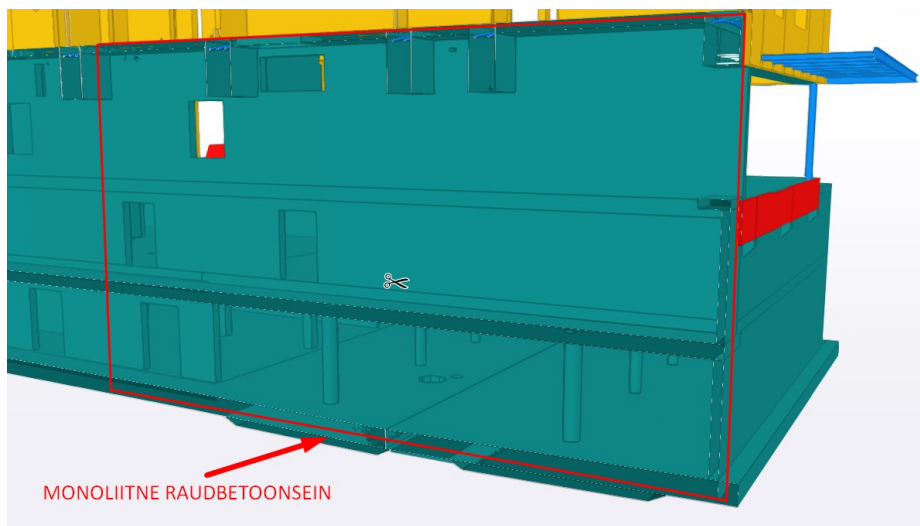
RAUDBETOONSEINTE PROJEKTEERIMINE  
VARRASMEETODI JA MITTELINEAARSE  
ANALÜÜSIGA

## L5.1 Lähteandmed

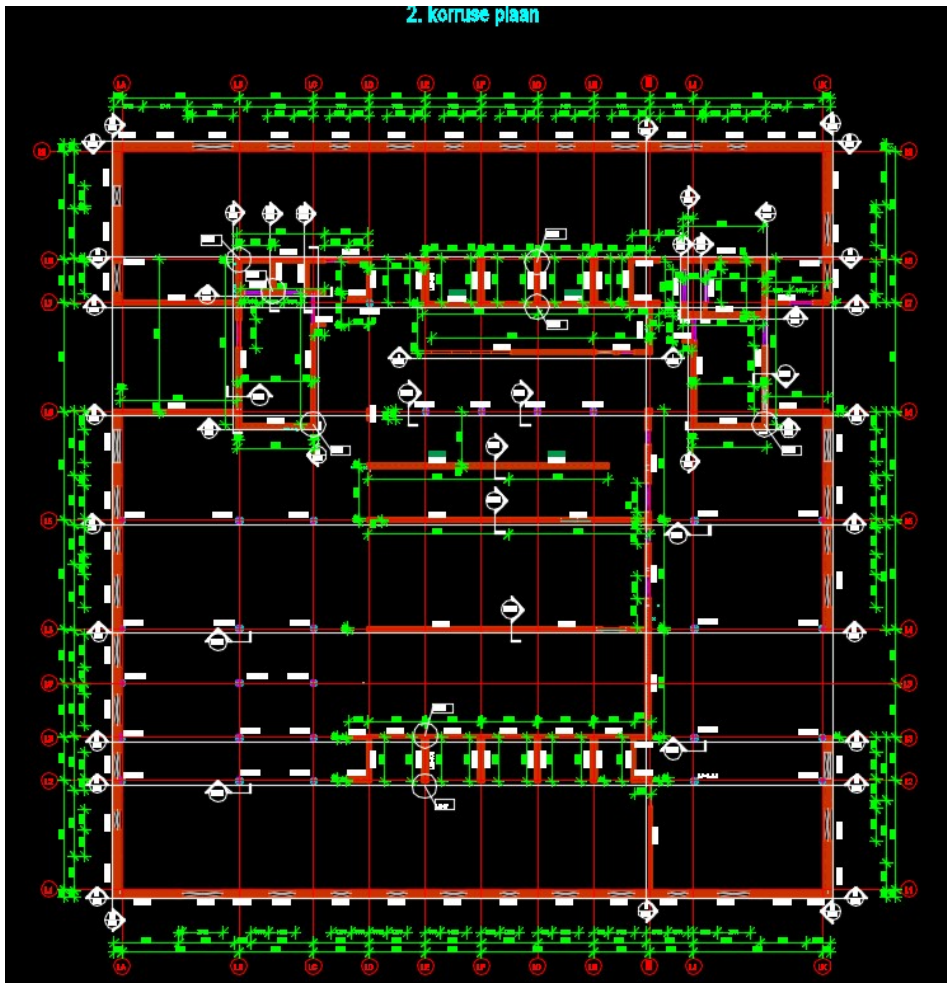
### L5.1.1 Geomeetria



Joonis L5.1.1 Linnamaja kuju



Joonis L5.1.2 Analüüsitava seiniosa piiritlus



Joonis L5.1.3 Linnamaja üldplaan

$L_b := 45.8 \text{ m}$

Hoone pikkus

$B_b := 43.5 \text{ m}$

Hoone laius

$H_b := 19.4 \text{ m}$

Hoone kõrgus maapinnast

## L5.1.2 Koormused

### L5.1.2.1 Osavarutegurid

$$Y_{G.sup} := 1.2$$

Alaliskoormuse  
osavarutegur ülemise  
arvutusväärtuse leidmiseks

$$Y_{G.inf} := 1.0$$

Alaliskoormuse  
osavarutegur alumise  
arvutusväärtuse leidmiseks

$$Y_Q := 1.5$$

Muutuvkoormuse  
osavarutegur

### L5.1.2.2 Alaliskoormused

#### L5.1.2.2.1 Mahukaalud

$$g_{k.SBS} := 0.13 \frac{kN}{m^2}$$

SBS katusekate (2 aluskihti  
+1 pealiskihti)

$$g_{k.MWR} := 1.25 \frac{kN}{m^3}$$

Jäik mineraalvillaplaat  
tuulutussoontega

$$g_{k.MW} := 1.4 \frac{kN}{m^3}$$

Mineraalvill (sobib ka  
tuletõkkevilla erikaaluna)

$$g_{k.LVL} := 4.0 \frac{kN}{m^3}$$

Liimkihtpuit GL 32h

$$g_{k.SM} := 3.5 \frac{kN}{m^3}$$

Okaspuidust saematerjal  
C24

$$g_{k.KIPS} := 12 \frac{kN}{m^3}$$

Kipsi erikaal

$$g_{k.RB} := 25 \frac{kN}{m^3}$$

Armeeritud raudbetoon

$$g_{k.LVLpp} := 6.7 \frac{kN}{m^3}$$

Liimkihtpuidust ehitusplaadi  
erikaal

$$g_{k.XPS} := 0.3 \frac{kN}{m^3}$$

XPS soojustusmaterjali erikaal

### L5.1.2.2 Mittehomogeensete kihtide omakaalud

#### Linnamaja katuslae liimkihtpuidust talastik

$$s_{KL21.LVL} := 600 \text{ mm}$$

Linnamaja katuslae KL-21 liimkihtpuidutalade samm

$$h_{KL21.LVL} := 300 \text{ mm}$$

Linnamaja katuslae KL-21 liimkihtpuidutala ristlõike kõrgus

$$b_{KL21.LVL} := 100 \text{ mm}$$

Linnamaja katuslae KL-21 liimkihtpuidutalade ristlõike laius

$$g_{k.KL21.LVL} := \frac{\left( g_{k.LVL} \cdot (h_{KL21.LVL} \cdot b_{KL21.LVL} \cdot 1000 \text{ mm}) \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{s_{KL21.LVL}} \right)}{1 \text{ m}^2} = 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### Linnamaja tüüpvahelae liimkihtpuidust talastik

$$s_{VL21.LVL} := 500 \text{ mm}$$

Linnamaja katuslae KL-21 liimkihtpuidutalade samm

$$h_{VL21.LVL} := 300 \text{ mm}$$

Linnamaja katuslae KL-21 liimkihtpuidutala ristlõike kõrgus

$$b_{VL21.LVL} := 80 \text{ mm}$$

Linnamaja katuslae KL-21 liimkihtpuidutalade ristlõike laius

$$g_{k.VL21.LVL} := \frac{\left( g_{k.LVL} \cdot (h_{VL21.LVL} \cdot b_{VL21.LVL} \cdot 1000 \text{ mm}) \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{s_{VL21.LVL}} \right)}{1 \text{ m}^2} = 0.192 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### 50x50 Roovitis S500

$$s_{roov} := 500 \text{ mm}$$

Linnamaja katuslae KL-21 liimkihtpuidutalade samm

$$h_{roov} := 50 \text{ mm}$$

Linnamaja katuslae KL-21 liimkihtpuidutala ristlõike kõrgus

$$b_{roov} := 50 \text{ mm}$$

Linnamaja katuslae KL-21 liimkihtpuidutalade ristlõike laius



$$g_{k.roov} := \frac{\left( g_{k.SM} \cdot (h_{roov} \cdot b_{roov} \cdot 1000 \text{ mm}) \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{S_{roov}} \right)}{1 \text{ m}^2} = 0.018 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Näitusesaali põrandalaagide arvutus

$$s_{laag} := 300 \text{ mm}$$

$$h_{laag} := 85 \text{ mm}$$

$$b_{laag} := 50 \text{ mm}$$

$$g_{k.laag} := \frac{\left( g_{k.SM} \cdot (h_{laag} \cdot b_{laag} \cdot 1000 \text{ mm}) \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{S_{laag}} \right)}{1 \text{ m}^2} = 0.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

20x40 Roovitis S500

ns- näitusesaalis

$$s_{roov.ns} := 500 \text{ mm}$$

$$h_{roov.ns} := 50 \text{ mm}$$

$$b_{roov.ns} := 50 \text{ mm}$$

$$g_{k.roov.ns} := \frac{\left( g_{k.SM} \cdot (h_{roov.ns} \cdot b_{roov.ns} \cdot 1000 \text{ mm}) \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{S_{roov.ns}} \right)}{1 \text{ m}^2} = 0.018 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

22x100 Roovitis S600

$$s_{roov.VS} := 600 \text{ mm}$$

$$h_{roov.VS} := 22 \text{ mm}$$

$$b_{roov.VS} := 100 \text{ mm}$$

$$g_{k.roov.VS} := \frac{\left( g_{k.SM} \cdot (h_{roov.ns} \cdot b_{roov.ns} \cdot 1000 \text{ mm}) \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{S_{roov.ns}} \right)}{1 \text{ m}^2} = 0.018 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

70x45 Puitpruss S600

$$s_{pp.VS} := 600 \text{ mm} \quad \text{pp - puitpruss}$$

$$h_{pp.VS} := 70 \text{ mm}$$

$$b_{pp.VS} := 45 \text{ mm}$$

$$g_{k.pp.VS} := \frac{\left( g_{k.SM} \cdot (h_{pp.VS} \cdot b_{pp.VS} \cdot 1000 \text{ mm}) \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{S_{pp.VS}} \right)}{1 \text{ m}^2} = 0.018 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

195x45 Puitpruss S600

$$s_{pp2.VS} := 600 \text{ mm} \quad \text{pp - puitpruss}$$

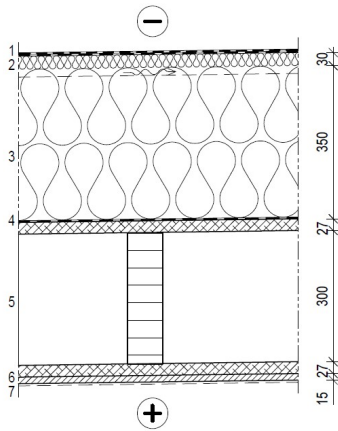
$$h_{pp2.VS} := 195 \text{ mm}$$

$$b_{pp2.VS} := 45 \text{ mm}$$

$$g_{k.pp2.VS} := \frac{\left( g_{k.SM} \cdot (h_{pp2.VS} \cdot b_{pp2.VS} \cdot 1000 \text{ mm}) \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{S_{pp2.VS}} \right)}{1 \text{ m}^2} = 0.051 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### L5.1.2.3 Konstruksioonitüübid

#### KL-21: Linnamaja katuslagi

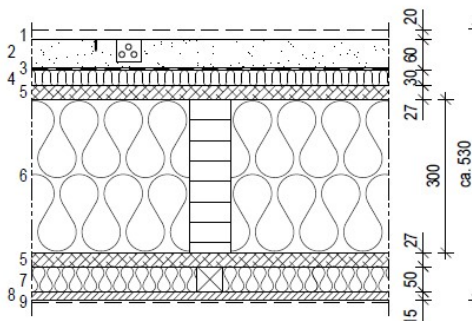


1. KATUSEKATE (kalle  $\geq 1:80$ )
  - päikesepaneelide vms. lisadega katus: kolmekihiline SBS-kate, pealiskihit 5000 g/m<sup>2</sup>, tooteklass BTL2; aluskihid 2x4000 g/m<sup>2</sup>, tooteklass BTL2
  - vähekaidav, avatud katus: kahekihiline SBS-kate, pealiskihit 5000 g/m<sup>2</sup>, tooteklass BTL2; aluskihit 4000 g/m<sup>2</sup>, tooteklass BTL2
  - katusekatte toon: hele
2. SOOJUSTUS
  - katusekatte kinnitamiseks sobilik jääk tuulutussoontega varustatud mineraalvillaplaat,  $\lambda_D = 0,037$  W/mK, 30 mm
  - vuugid punnsoontega
  - tihedus >125 kg/m<sup>3</sup>, koormustaluvus 10% deformatsioonil >60 kPa
  - plaadi tuulutussooned peavad paiknema allpool, ventileerimine toimub alarõhutuulustuskorstenodega
3. SOOJUSTUS
  - katusesoojuse mineraalvillaplaadid,  $\lambda_D = 0,037$  W/mK; 450...600 mm, pealmise plaadi ülasaos tuulutussooned
  - vuugid punnsoontega
  - lühiajaline koormustaluvus 10% deformatsioonil >60 kPa
4. AURUTÖKE
  - SBS-kate, aluskiht 4000 g/m<sup>2</sup>, tooteklass BTL2, vuugid ülekattega ja keevitatud
5. LIIMKIHTPUIDUST (LVL) PLAADID JA LIIMPUITTALAD
  - vastavalt projekti konstruksiooniosale, kalletega vastavalt katuse plaanile
6. TULETÖKKEPLAAT
  - tugevdatud tuletõkke karton-kipsplaat, klass F, paksus vähemalt 15 mm
7. VIIMISTLUS VASTAVALT PROJEKTI SISEARHITEKTUURI OSALE

Joonis L5.1.4 Tüüpkonstruktsioon KL-21 ehk katuslae konstruktsioon

$$g_{k.KL21} := g_{k.SBS} + 30 \text{ mm} \cdot g_{k.MW} + 525 \text{ mm} \cdot g_{k.MW} + g_{k.KL21.LVL} + g_{k.KIPS} \cdot 15 \text{ mm} = 1.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### VL-21: Linnamaja tüüpvahelagi



1. VIIMISTLUS VASTAVALT PROJEKTI SISEARHITEKTUURI OSALE (ca. 20 mm)
2. BETOONPLAAT
  - paigalvalu betoon C25/30, 60 mm
  - armeeritud kiududega, plaadi perimeetril ja avade ümber kontuurraud Ø8 B500B
  - keskkonnaklass: XC1 / EVS-EN 206
  - kvaliteediklass: A-4-30 / BY 45
  - tolerantsiklass: 1 - normaal tolerantsid / EVS-EN13670
  - plaat jagada mahukahanismis- ja töövuukidega osadeks: külgede suhe 1:1...1:2; max küljepikkus 4 m
  - plaat eraldada püstkonstruktsioonidest 10 mm vahtpolüstüreeniribaga
  - elektri kaabli kanalid kinnitada vastavalt tootja juhistele ja valada plaadi sisse
3. LIBISEMISKIHT
  - PVC-kile 0,2 mm; 1 kiht; vuugid ülekattega 100 mm ja teibitud
4. HELIISOLATSIOON
  - jäigad mineraalvillaplaadid 30mm, koormustaluvus deformatsioonil 10% 20kPa, dünaamiline jäikus 10-20 MN/m<sup>3</sup>
5. LIIMKIHTPUIDUST (LVL) PLAADID
  - vastavalt projekti konstruksiooniosale
6. LIIMPUITTALAD
  - vastavalt projekti konstruksiooniosale
7. TULEKINDEL MINERAALVILL / PUITKARKASS 50x50 mm
8. TULETÖKKEPLAAT
  - tugevdatud tuletõkke karton-kipsplaat, tüüp F, paksus vähemalt 15 mm
9. VIIMISTLUS VASTAVALT PROJEKTI SISEARHITEKTUURI OSALE

Joonis L5.1.5 Tüüpkonstruktsioon VL-21 ehk vahelae konstruktsioon

$$g_{k.VL21} := g_{k.RB} \cdot 80 \text{ mm} + g_{k.MW} \cdot 30 \text{ mm} + 2 \cdot g_{k.LVLpp} \cdot 27 \text{ mm} + g_{k.VL21.LVL} + g_{k.MW} \cdot 300 \text{ mm} + g_{k.roov} + g_{k.MW} \cdot 50 \text{ mm} + g_{k.KIPS} \cdot 15 \text{ mm} = 3.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

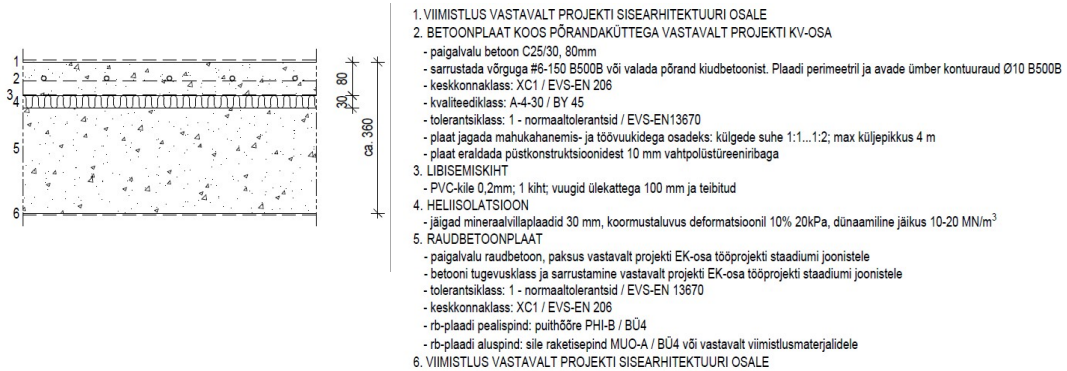
## SS-11: Linnamaja ristkihtpuidust kandev sisesein

$$h_{korrus} := 3.97 \text{ m}$$

$$g_{k,SS11} := g_{k,LVL} \cdot 200 \text{ mm} \cdot h_{korrus} = 3.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kuna sein omakaal on suurem kui 3 kN/m, siis tuleb arvutada vastavalt tegelikule olukorrale.

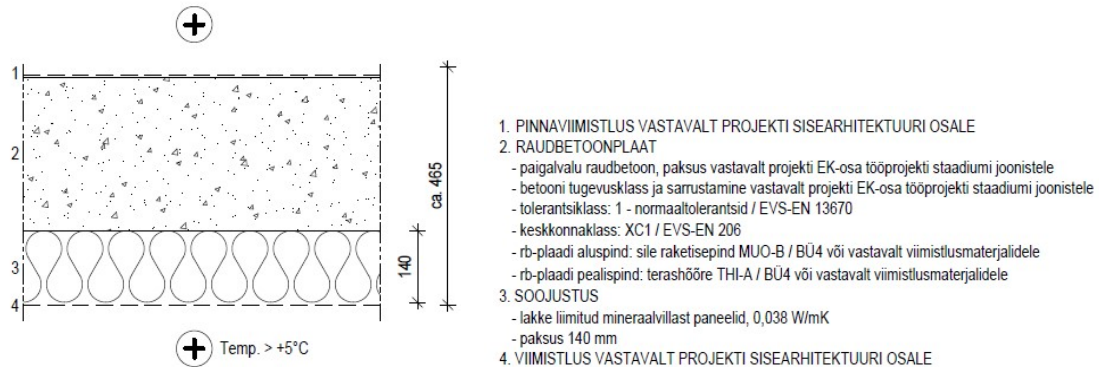
## VL-05: Linnamaja RB vahelagi näitusesaali kohal



Joonis L5.1.6 Tüüpkonstruktsioon VL-05 ehk vahelae konstruktsioon

$$g_{k,VL05} := g_{k,RB} \cdot 80 \text{ mm} + g_{k,MW} \cdot 30 \text{ mm} + g_{k,RB} \cdot 250 \text{ mm} = 8.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## VL-03: Soklikorruse põrand

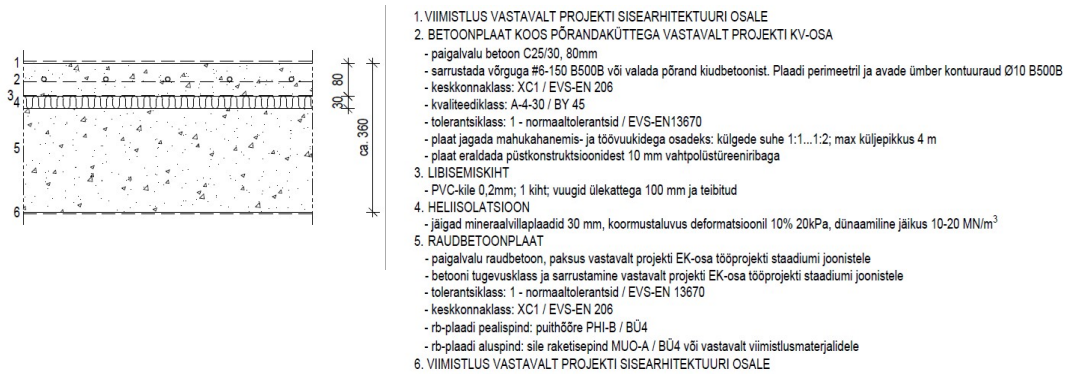


Joonis L5.1.7 Tüüpkonstruktsioon VL-03 ehk vahelae konstruktsioon

$$g_{k,VL03} := g_{k,RB} \cdot 400 \text{ mm} + g_{k,MW} \cdot 140 \text{ mm} = 10.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad 400 \text{ mm paksune plaat}$$

$$g_{k,VL03\_350} := g_{k,RB} \cdot 350 \text{ mm} + g_{k,MW} \cdot 140 \text{ mm} = 8.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad 350 \text{ mm paksune plaat}$$

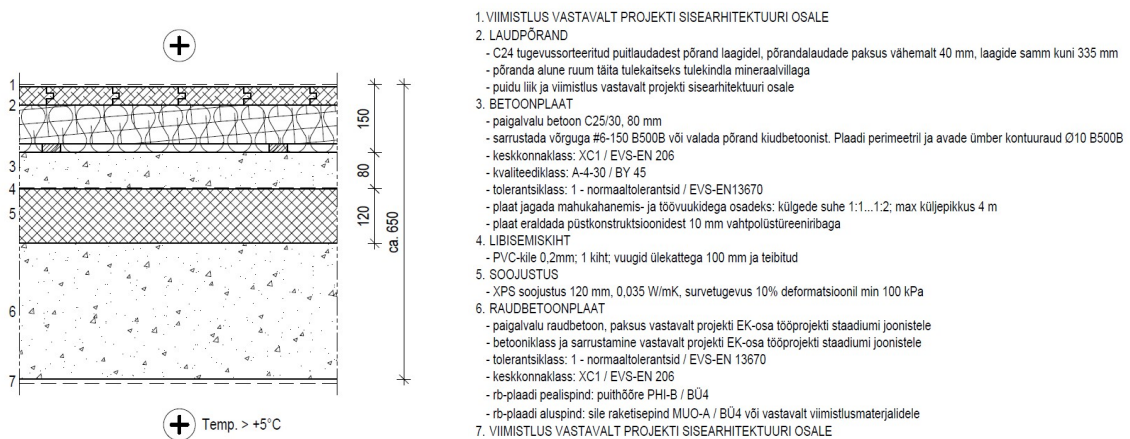
## VL-05 1k: Linnamaja 1. k põrand/vahelagi



Joonis L5.1.8 Tüüpkonstruktsioon VL-05 ehk vahelae konstruktsioon

$$g_{k.VL.1k} := g_{k.RB} \cdot 80 \text{ mm} + g_{k.MW} \cdot 30 \text{ mm} + g_{k.RB} \cdot 460 \text{ mm} = 13.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

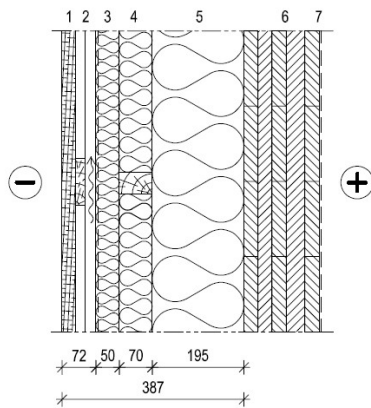
## VL-02: Linnamaja soklikorruse näitusesaali põrand/vahelagi



Joonis L5.1.9 Tüüpkonstruktsioon VL-02 ehk vahelae konstruktsioon

$$g_{k.VL02} := g_{k.SM} \cdot 40 \text{ mm} + g_{k.roov.ns} + g_{k.laag} + g_{k.MW} \cdot 110 \text{ mm} + g_{k.RB} \cdot 80 \text{ mm} \downarrow = 12.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + g_{k.XPS} \cdot 120 \text{ mm} + g_{k.RB} \cdot 400 \text{ mm}$$

## VS-11: Linnamaja välissein



### 1. VIIMISTLUS

- puidukaitselahendiga töödeldud vertikaalne välisvoodrilaud paksusega 28 mm
- laudise tüüp ja viimistlus vastavalt projekti arhitektuuri osale
- D hoone fassaadmaterjal töödeldud tuleτόkkevahendiga, tuleτόndlikkuse klass B-d0

### 2. ALUSROOVITUS

- horisontaalne puitroov 22x100 sammuga 600 mm
- kuni 1 m kõrgusel maapinnast roovid sammuga 300 mm
- vertikaalne puitroov 22x50 sammuga 600 mm
- D hoone fassaadi alusroovitus töödeldud tuleτόkkevahendiga, tuleτόndlikkuse klass B-d0
- hōreda laudisega fassaadi osades roovid värvitud tumedaks

### 3. TUULETÖKKEPLAAT

- kombineeritud tuuletōkke-soojustusplaat 50 mm,  $\lambda_D = 0,031 \text{ W/mK}$ , tuleohutuse klass A2-s1,d0
- õhuläbivustegur  $\leq 10^{-5} \text{ m}^3/(\text{m}^2\text{sPa})$ , veeauru läbilaskvuse tegur  $3,66 \cdot 10^{-9} \text{ kg/m}^2\text{s Pa}$
- liitekohad teibitud süsteemi kuulva teibiga
- tehases valmistatud elementide vahelistes vuukides tagada tuuletōkke pidevus
- hōreda laudisega fassaadi osades tumeda tooniga või kaetud tumedatoonilise kangaga

### 4. KARKASS + SOOJUSISOLATSIOON

- horisontaalne puitpruss 70x45 sammuga 600 mm
- mineraalvill 70 mm,  $\lambda_D = 0,033 \text{ W/mK}$

### 5. KARKASS + SOOJUSISOLATSIOON

- vertikaalne puitpruss 195x45 sammuga 600 mm
- mineraalvill 200 mm,  $\lambda_D = 0,033 \text{ W/mK}$

### 6. KANDEV RISTKIHTPUIDUST PANEEL

- paksus ja konstruktsioon vastavalt projekti EK osa joonistele
- paneelide vahelised vuugid peavad olema õhutihedad

### 7. VIIMISTLUS VASTAVALT PROJEKTI SISEARHITEKTUURI OSALE

Joonis L5.1.10 Tüüpkonstruktsioon VS-11 ehk välisseina konstruktsioon

$$g_{k,VS11} := g_{k,SM} \cdot 28 \text{ mm} + 2 \cdot g_{k,roov,VS} + g_{k,pp,VS} + g_{k,MW} \cdot 50 \text{ mm} \downarrow = 1.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ + g_{k,pp2,VS} + g_{k,MW} \cdot 200 \text{ mm} + g_{k,LVL} \cdot 160 \text{ mm}$$

$$g_{k,VS,L1} := g_{k,VS11} \cdot 14.04 \text{ m} = 16.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## L5.1.2.4 Muutuvkoormused

### L5.1.2.4.1 Kasuskoormused

Kasutusklass B: Kontori- ja muud ametipinnad - vahelaed ja trepid

$$\psi_{0,IL,B} := 0.7 \quad \psi_{1,IL,B} := 0.5 \quad \psi_{2,IL,B} := 0.3$$

$$q_{k,IL,B} := 3.0 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kasuskoormus büroopinnale}$$

$$Q_{k,IL,B} := 2.0 \text{ kN} \quad \text{Punktkoormus vahelaele}$$

Koormused vaheseintest, lisandub pinna kasuskoormusele

$$\psi_{0,IL,SS} := 0.7 \quad \psi_{1,IL,SS} := 0.5 \quad \psi_{2,IL,SS} := 0.3$$

$$q_{k,IL,SS1} := 0.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Vahesein omakaaluga kuni 1.0 kN/m}$$

$$q_{k,IL,SS2} := 0.8 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Vahesein omakaaluga kuni 1.0-2.0 kN/m}$$

$$q_{k,IL,SS3} := 1.2 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Vahesein omakaaluga kuni 2.0-3.0 kN/m}$$

$$q_{k,IL,B} := q_{k,IL,B} + q_{k,IL,SS3} = 4.2 \frac{kN}{m^2}$$

Tehnilised muutuvkoormused vastavalt tellija andmetele

$$\psi_{0,IL,TEH} := 1.0 \quad \psi_{1,IL,TEH} := 1.0 \quad \psi_{2,IL,TEH} := 1.0 \quad \text{Tegurid valitakse klass E järgi}$$

$$q_{k,IL,PSP} := 0.7 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Päikesepaneelide kaal koos ballastkoormusega}$$

$$Q_{k,IL,PSP} := 1.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Päikesepaneelide koondatud koormus}$$

$$q_{k,IL,RIP} := 0.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Vahelagedele ettenähtud riputuskoormuse ühtlaselt jaotatud muutuv koormus}$$

$$Q_{k,IL,RIP} := 1.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Vahelaed koondatud riputuskoormus}$$

Kasutusklass C3: Ruumid, kus inimesed võivad vabalt liikuda (muuseumi- ja näitusesaalid, üldkasutatavad vestibüülid ja trepikojad

$$\psi_{0,IL,C} := 0.7 \quad \psi_{1,IL,C} := 0.7 \quad \psi_{2,IL,C} := 0.6$$

$$q_{k,IL,C} := 5.0 \frac{kN}{m^2} + q_{k,IL,SS3} = 6.2 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kasuskoormus näitusesaalile}$$

$$Q_{k,IL,C} := 4.0 \text{ kN} \quad \text{Punktkoormus}$$

Kasutusklass E1: Loodusmuuseumi hoidlad

$$\psi_{0,IL,E} := 1.0 \quad \psi_{1,IL,E} := 0.9 \quad \psi_{2,IL,E} := 0.8$$

$$q_{k,IL,E} := 10.0 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kasuskoormus hoidlale}$$

$$Q_{k,IL,E} := 13 \text{ kN} \quad \text{Punktkoormus}$$



### L5.1.2.4.2 Lumekoormus

$\psi_{0,IL,SN} := 0.5$      $\psi_{1,IL,SN} := 0.2$      $\psi_{2,IL,SN} := 0$      $\psi$ -tegurid vastavalt EVS-EN 1990 + NA

$$s_k := 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

Lumekoormuse normsuurus maapinnal

$$Y_{SN} := 2 \frac{kN}{m^3}$$

Lume mahukaal

$$C_e := 1.0$$

Avatustegur

$$C_t := 1.0$$

Soojustegur

$$\mu_1 := 0.8$$

Katusekaldenurga  $0 < a < 30$  korral

$$s_{k,SN} := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$h_{1,tak} := 1400 \text{ mm}$$

$$h_{2,tak} := 2900 \text{ mm}$$

$$h_{3,par} := 400 \text{ mm}$$

tak - takistus  
par - parapetti kõrgus sama kõrgus kehtib ka päikesepaneelide kohta

$$l_{s1} := 5 \cdot h_{3,par} = 2 \text{ m}$$

$$\mu_{11,par} := 2 \cdot \frac{h_{3,par} \cdot \frac{kN}{m^2}}{s_k \cdot m} = 0.533$$

$$\mu_{12,par} := 2 \cdot \frac{L_b}{l_{s1}} = 45.8$$

$$\mu_{13,par} := 8 = 8$$

$$\mu_{1,par} := \min(\mu_{11,par}, \mu_{12,par}, \mu_{13,par}) = 0.533$$

Kujutegur arvestades parapetti

$$\mu_{11,kaldega} := \mu_1 \cdot \frac{(60 - 54)}{30} = 0.16$$

Kaldkatuse kujutegur äärmiste püramiidide juures

$$\mu_{12.kaldega} := \mu_1 = 0.8$$

$$a_1 := \text{asin}\left(\frac{1272}{3397}\right) = 22 \text{ deg}$$

$$a_2 := \text{asin}\left(\frac{1271}{3000}\right) = 25.1 \text{ deg}$$

$$a_{kesk} := \frac{(a_1 + a_2)}{2} = 23.53 \text{ deg}$$

$$\mu_{3.saag} := 0.8 + 0.8 \cdot \frac{23.53}{30} = 1.43$$

$$S_{k.\mu 3} := \mu_{3.saag} \cdot S_k = 2.141 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S_{k.neel} := \frac{S_{k.\mu 3}}{2} = 1.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A_{pür} := 26.4 \text{ m} \cdot 17 \text{ m} = 448.8 \text{ m}^2$$

Nurga kuni 30 kraadi korral jääb samaks, mis tasasel pinnal

Neelu üks nurk

Neelu teine nurk

kahe nurga aritmeetiline keskmine katuseneelus

Saagkatuse neelu vahele jääv lumekoormus, nurga 0...30 korral

Tingliku püramiidi neelu lumekoormuse keskmine arväärtus ühe ruutmeetri kohta

$$A_{pürtip} := \begin{bmatrix} 3619 \\ 1386 \\ 3610 \\ 1386 \\ 3619 \\ 2000 \\ 1355 \\ 3619 \\ 3610 \\ 1386 \\ 1386 \\ 3610 \\ 3619 \end{bmatrix} \text{ mm} \cdot \begin{bmatrix} 3072 \\ 3072 \\ 3072 \\ 3048 \\ 3045 \\ 1802 \\ 2496 \\ 2957 \\ 3038 \\ 3005 \\ 3072 \\ 3072 \\ 3072 \end{bmatrix} \text{ mm} = 101 \text{ m}^2$$

pürtip - püramiidi tippude pindala

$$suhe := \frac{A_{pürtip}}{A_{pür}} = 0.225$$

$$A_{neel} := A_{pür} \cdot (1 - suhe) = 347.805 \text{ m}^2$$

$$F_{sk.pürtip} := A_{pürtip} \cdot S_{k.SN} = 121.2 \text{ kN}$$

$$F_{sk,neel} := A_{neel} \cdot S_{k,neel} = 372.4 \text{ kN}$$

$$S_{k,pür.kesk} := \frac{(F_{sk,pürtip} + F_{sk,neel})}{A_{pür}} = 1.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Keskmine lumekoormus  
püramiidide alal

$$\mu_{1.erandlik} := 2 \cdot \frac{2.440}{1.5} = 3.253$$

Erandliku kuhjunud lume  
koormuse kujutegur

Seega võin arvesse võtta, et parapettide ja muude takistuste mõjul ei pea suurendama katusele kuhjuvat lund eraldi!

## L5.2 Vertikaalkoormuste arvutus korruste kaupa

### L5.2.1 Katuslae arvutus

ARV-1: Välisseinale L1 ja taladele toetuv L2  
arvutusala

$$l_{sa.L1\_L2} := 6.6 \text{ m}$$

$$p_{gk,jk.L1\_L2} := \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} \cdot g_{k,KL21} = 4.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk0,jk.L1\_L2} := \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} \cdot (\psi_{0,IL.SN} \cdot S_{k,SN} + \psi_{0,IL.TEH} \cdot q_{k,IL.PSP} + \psi_{0,IL.TEH} \cdot q_{k,IL.RIP}) = 5.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk1,jk.L1\_L2} := \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} \cdot (\psi_{2,IL.SN} \cdot S_{k,SN} + \psi_{2,IL.TEH} \cdot q_{k,IL.PSP} + \psi_{2,IL.TEH} \cdot q_{k,IL.RIP}) = 3.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk2,jk.L1\_L2} := \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} \cdot (\psi_{2,IL.SN} \cdot S_{k,SN} + \psi_{2,IL.TEH} \cdot q_{k,IL.PSP} + \psi_{2,IL.TEH} \cdot q_{k,IL.RIP}) = 3.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{k0,jk.L1\_L2} := p_{gk,jk.L1\_L2} + p_{qk0,jk.L1\_L2} = 10.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{d,jk.L1\_L2} := Y_{G,sup} \cdot p_{gk,jk.L1\_L2} + Y_Q \cdot p_{qk0,jk.L1\_L2} = 14.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Alaindeksid

sa - sildeava

L1\_L2 - milliste telgede  
vahel

jk - ühtlaselt jaotatud  
joonkoormus

gk - alalise koormuse osa  
joonkoormusel

qk - muutuva koormuse osa  
joonkoormusel

d - kandepiirseisundile  
vastav arvutuskoormus

### ARV-2: Taladele toetuv L2 ja L3 arvutusala

$$l_{sa.L2\_L3} := 2.6 \text{ m}$$

$$p_{gk.jk.L2\_L3} := \frac{l_{sa.L2\_L3}}{2} \cdot g_{k.KL21} = 1.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk0.jk.L2\_L3} := \frac{l_{sa.L2\_L3}}{2} \cdot (\psi_{0.IL.SN} \cdot s_{k.SN} + \psi_{0.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.PSP} + \psi_{0.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 2.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk1.jk.L2\_L3} := \frac{l_{sa.L2\_L3}}{2} \cdot (\psi_{2.IL.SN} \cdot s_{k.SN} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.PSP} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 1.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk2.jk.L2\_L3} := \frac{l_{sa.L2\_L3}}{2} \cdot (\psi_{2.IL.SN} \cdot s_{k.SN} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.PSP} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 1.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{k0.jk.L2\_L3} := p_{gk.jk.L2\_L3} + p_{qk0.jk.L2\_L3} = 4.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{d.jk.L2\_L3} := Y_{G.sup} \cdot p_{gk.jk.L2\_L3} + Y_Q \cdot p_{qk0.jk.L2\_L3} = 5.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### **L5.2.2 3. Korruse vahelae arvutus**

### ARV-3: Välisseinale L1 ja taladele toetuv L2 arvutusala

$$l_{sa.L1\_L2} := 6.6 \text{ m}$$

$$p_{gk.jk.VL.L1\_L2} := \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} \cdot g_{k.VL21} = 10.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk0.jk.VL.L1\_L2} := \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} \cdot (q_{k.IL.B} + \psi_{0.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 15.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk1.jk.VL.L1\_L2} := \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} \cdot (\psi_{1.IL.B} \cdot q_{k.IL.B} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 8.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk2.jk.VL.L1\_L2} := \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} \cdot (\psi_{2.IL.B} \cdot q_{k.IL.B} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 5.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{k0.jk.VL.L1\_L2} := p_{gk.jk.VL.L1\_L2} + p_{qk0.jk.VL.L1\_L2} = 26.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{d.jk.VL.L1\_L2} := Y_{G.sup} \cdot p_{gk.jk.VL.L1\_L2} + Y_Q \cdot p_{qk0.jk.VL.L1\_L2} = 36.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### ARV-4: Taladele toetuv L2 ja L3 arvutusala

$$l_{sa.L2\_L3} := 2.6 \text{ m}$$

$$p_{gk.jk.VL.L2\_L3} := \frac{l_{sa.L2\_L3}}{2} \cdot g_{k.VL21} = 4.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk0.jk.VL.L2\_L3} := \frac{l_{sa.L2\_L3}}{2} \cdot (q_{k.IL.B} + \psi_{0.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 6.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk1.jk.VL.L2\_L3} := \frac{l_{sa.L2\_L3}}{2} \cdot (\psi_{1.IL.B} \cdot q_{k.IL.B} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 3.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk2.jk.VL.L2\_L3} := \frac{l_{sa.L2\_L3}}{2} \cdot (\psi_{2.IL.B} \cdot q_{k.IL.B} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 2.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{k0.jk.VL.L2\_L3} := p_{gk.jk.VL.L2\_L3} + p_{qk0.jk.VL.L2\_L3} = 10.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{d.jk.VL.L2\_L3} := Y_{G.sup} \cdot p_{gk.jk.VL.L2\_L3} + Y_Q \cdot p_{qk0.jk.VL.L2\_L3} = 14.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### **L5.2.3 Näitusesaali vahelae arvutus**

##### ARV-5: Välisseinale L1 ja taladele toetuv L2 arvutusala

$$l_{sa.L1\_L2} := 6.6 \text{ m}$$

NSVL- näitusesaali vahelagi

$$p_{gk.jk.NSVL.L1\_L2} := \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} \cdot g_{k.VL05} = 27.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk0.jk.NSVL.L1\_L2} := \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} \cdot (q_{k.IL.B} + \psi_{0.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 15.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk1.jk.NSVL.L1\_L2} := \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} \cdot (\psi_{1.IL.B} \cdot q_{k.IL.B} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 8.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk2.jk.NSVL.L1\_L2} := \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} \cdot (\psi_{2.IL.B} \cdot q_{k.IL.B} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 5.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{k0.jk.NSVL.L1\_L2} := p_{gk.jk.NSVL.L1\_L2} + p_{qk0.jk.NSVL.L1\_L2} = 42.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{d.jk.NSVL.L1\_L2} := Y_{G.sup} \cdot p_{gk.jk.NSVL.L1\_L2} + Y_Q \cdot p_{qk0.jk.NSVL.L1\_L2} = 56.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### ARV-6: Taladele toetuv L2 ja L3 arvutusala

$$l_{sa.L2\_L3} := 2.6 \text{ m}$$

$$p_{gk.jk.NSVL.L2\_L3} := \frac{l_{sa.L2\_L3}}{2} \cdot g_{k.VL05} = 10.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk0.jk.NSVL.L2\_L3} := \frac{l_{sa.L2\_L3}}{2} \cdot (q_{k.IL.B} + \psi_{0.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 6.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk1.jk.NSVL.L2\_L3} := \frac{l_{sa.L2\_L3}}{2} \cdot (\psi_{1.IL.B} \cdot q_{k.IL.B} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 3.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk2.jk.NSVL.L2\_L3} := \frac{l_{sa.L2\_L3}}{2} \cdot (\psi_{2.IL.B} \cdot q_{k.IL.B} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 2.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{k0.jk.NSVL.L2\_L3} := p_{gk.jk.NSVL.L2\_L3} + p_{qk0.jk.NSVL.L2\_L3} = 16.89 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{d.jk.NSVL.L2\_L3} := Y_{G.sup} \cdot p_{gk.jk.NSVL.L2\_L3} + Y_Q \cdot p_{qk0.jk.NSVL.L2\_L3} = 22.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### **L5.2.4 Korrus 1 vahelae arvutus (koormusalad pingebetoontala otstele)**

#### ARV-7: Koormus RB-abitalale telje LJ ja LK vahel 2. korruse vahelae plaanil

$$l_{sa.LJ\_LK} := 7.3 \text{ m}$$

$$p_{gk.jk.1kVL.LJ\_LK} := \frac{l_{sa.LJ\_LK}}{2} \cdot g_{k.VL21} = 11.98 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

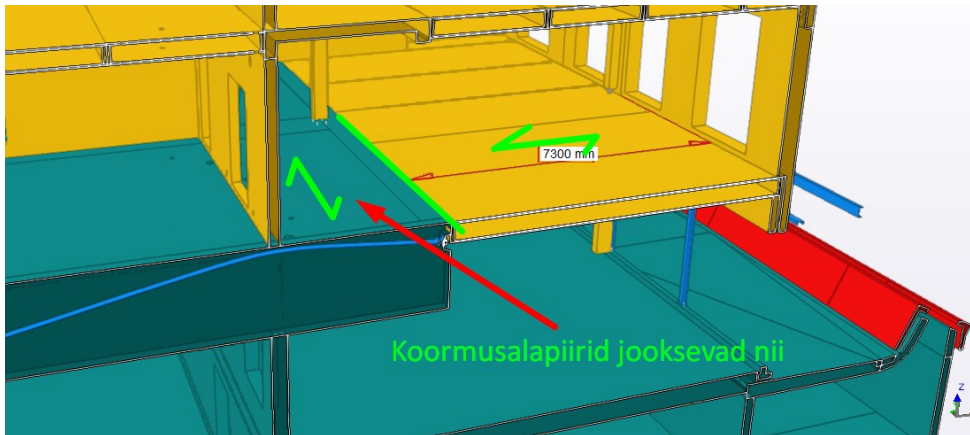
$$p_{qk0.jk.1kVL.LJ\_LK} := \frac{l_{sa.LJ\_LK}}{2} \cdot (q_{k.IL.B} + \psi_{0.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 17.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk1.jk.1kVL.LJ\_LK} := \frac{l_{sa.LJ\_LK}}{2} \cdot (\psi_{1.IL.B} \cdot q_{k.IL.B} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 9.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk2.jk.1kVL.LJ\_LK} := \frac{l_{sa.LJ\_LK}}{2} \cdot (\psi_{2.IL.B} \cdot q_{k.IL.B} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 6.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{k0.jk.1kVL.LJ\_LK} := p_{gk.jk.1kVL.LJ\_LK} + p_{qk0.jk.1kVL.LJ\_LK} = 29.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{d.jk.1kVL.LJ\_LK} := Y_{G.sup} \cdot p_{gk.jk.1kVL.LJ\_LK} + Y_Q \cdot p_{qk0.jk.1kVL.LJ\_LK} = 40.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Joonis L5.2.1 Järeल्पingebetoontala otstele toetuv RB abitala ja sellele toetuvad puitvahelagi



Joonis L5.2.2 Järeल्पingebetoontala otstele toetuv RB abitala

ARV-8: Puittaladele kanduv koormus teljel L3 ja L4 vahel 1. korruse vahelae

$$l_{sa.L3\_L4} := 6.82 \text{ m}$$

TK - täiendav koormus

$$g_{k.TK.1kVL} := 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{gk.jk.1kVL.L3\_L4} := \frac{l_{sa.L3\_L4}}{2} \cdot (g_{k.VL21} + g_{k.TK.1kVL}) = 38.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{gk.jk.1kVL.L3\_L4} := \frac{l_{sa.L3\_L4}}{2} \cdot (g_{k.VL21} + g_{k.TK.1kVL}) = 38.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

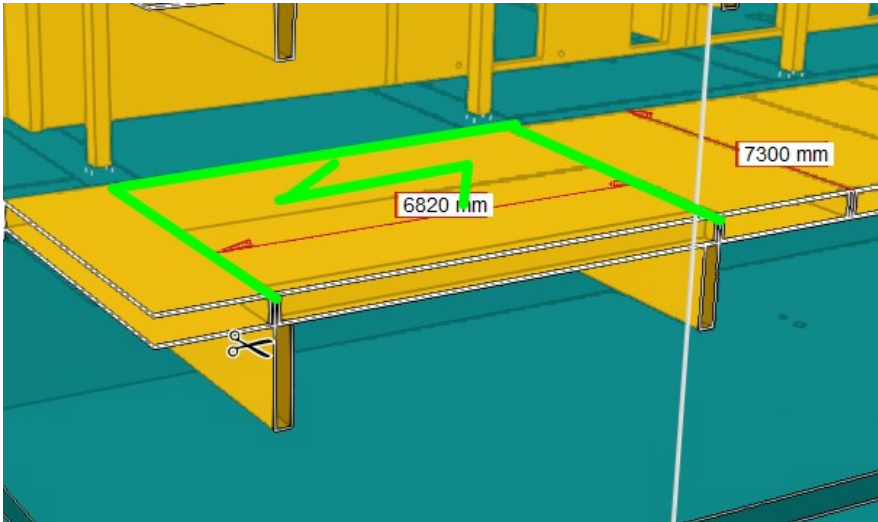
$$p_{qk0.jk.1kVL.L3\_L4} := \frac{l_{sa.L3\_L4}}{2} \cdot (q_{k.IL.B} + \psi_{0.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 17.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{qk1,jk.1kVL.L3\_L4} := \frac{I_{sa.L3\_L4}}{2} \cdot (\psi_{1,IL.B} \cdot q_{k,IL.B} + \psi_{2,IL.TEH} \cdot q_{k,IL.RIP}) = 8.87 \frac{kN}{m}$$

$$P_{qk2,jk.1kVL.L3\_L4} := \frac{I_{sa.L3\_L4}}{2} \cdot (\psi_{2,IL.B} \cdot q_{k,IL.B} + \psi_{2,IL.TEH} \cdot q_{k,IL.RIP}) = 6 \frac{kN}{m}$$

$$P_{k0,jk.1kVL.L3\_L4} := P_{gk,jk.1kVL.L3\_L4} + P_{qk0,jk.1kVL.L3\_L4} = 55.63 \frac{kN}{m}$$

$$P_{d,jk.1kVL.L3\_L4} := Y_{G.sup} \cdot P_{gk,jk.1kVL.L3\_L4} + Y_Q \cdot P_{qk0,jk.1kVL.L3\_L4} = 71.9 \frac{kN}{m}$$



Joonis L5.2.3 Järeल्पingebetoontala otstele toetuv puitvahelagi

#### ARV-9: Koormus RB-abitalale telje LA ja LB vahel 1. korruse vahelael

$$I_{sa.LA\_LB} := 6.5 \text{ m}$$

$$P_{gk,jk.1kVL.LA\_LB} := \frac{I_{sa.LA\_LB}}{2} \cdot g_{k.VL21} = 10.67 \frac{kN}{m}$$

$$P_{qk0,jk.1kVL.LA\_LB} := \frac{I_{sa.LA\_LB}}{2} \cdot (q_{k,IL.B} + \psi_{0,IL.TEH} \cdot q_{k,IL.RIP}) = 15.28 \frac{kN}{m}$$

$$P_{qk1,jk.1kVL.LA\_LB} := \frac{I_{sa.LA\_LB}}{2} \cdot (\psi_{1,IL.B} \cdot q_{k,IL.B} + \psi_{2,IL.TEH} \cdot q_{k,IL.RIP}) = 8.45 \frac{kN}{m}$$

$$P_{qk2,jk.1kVL.LA\_LB} := \frac{I_{sa.LA\_LB}}{2} \cdot (\psi_{2,IL.B} \cdot q_{k,IL.B} + \psi_{2,IL.TEH} \cdot q_{k,IL.RIP}) = 5.72 \frac{kN}{m}$$

$$P_{k0,jk.1kVL.LA\_LB} := P_{gk,jk.1kVL.LA\_LB} + P_{qk0,jk.1kVL.LA\_LB} = 25.95 \frac{kN}{m}$$

$$P_{d,jk.1kVL.LA\_LB} := Y_{G.sup} \cdot P_{gk,jk.1kVL.LA\_LB} + Y_Q \cdot P_{qk0,jk.1kVL.LA\_LB} = 35.72 \frac{kN}{m}$$



ARV-10: RB-abitala omakaal telje LB / L3 ja L4 vahel 1. korruse vahelael

$$h_{at.LB} := 170 \text{ mm}$$

$$b_{1.at.LB} := 1000 \text{ mm}$$

$$b_{2.at.LB} := 1200 \text{ mm}$$

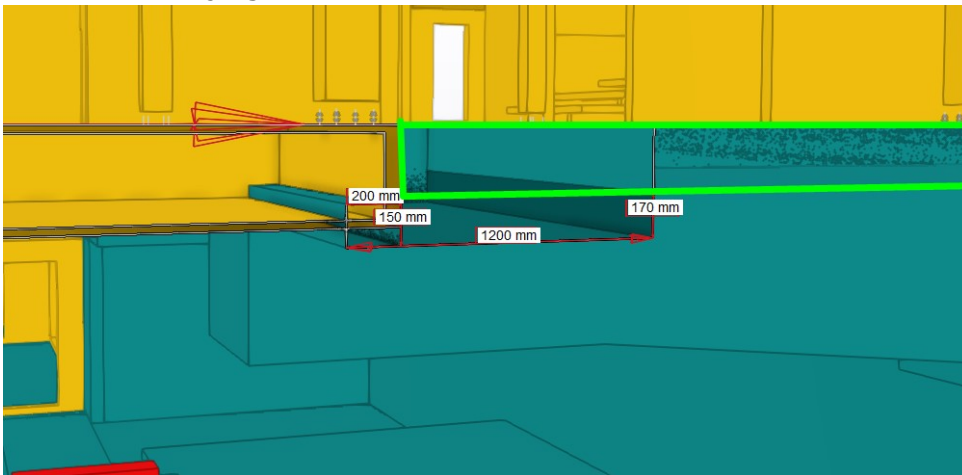
$$h_{lõug.at.LB} := 150 \text{ mm}$$

at - abitala

$$A_{at.LB} := h_{at.LB} \cdot b_{1.at.LB} + (b_{2.at.LB} - b_{1.at.LB}) \cdot h_{lõug.at.LB} = 0.2 \text{ m}^2$$

$$g_{k.at.LB} := g_{k.RB} \cdot A_{at.LB} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

NB!!! Tagavara kasuks, kuigi teljest L4...L6 on tala kitsam, siis ei arvesta seda siin arvutustes, vaid loen samaks kõik laiema tala järgi

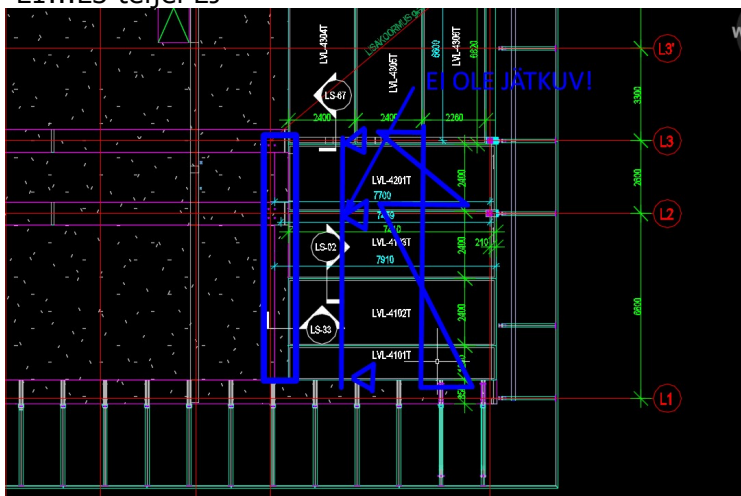


Joonis L5.2.4 Järelingebetoontala otstele toetuv RB abitala ristlõige gabariidid

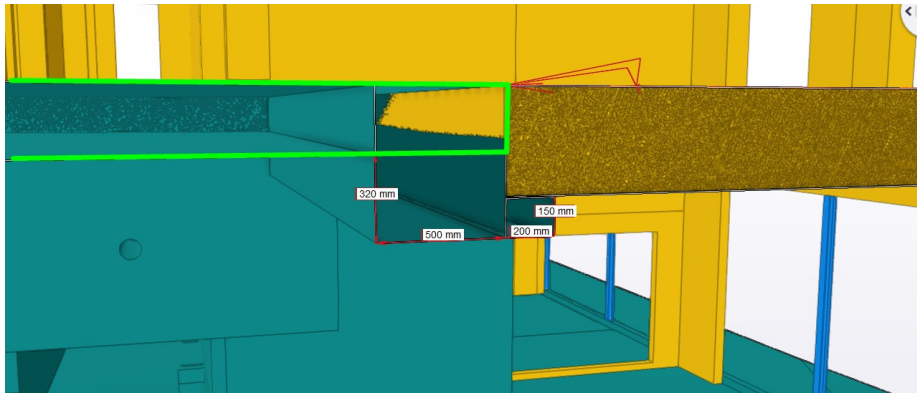
ARV-11: RB-abitala omakaal telje LJ / L1 ja L6 vahel 2. korruse vahelael plaanil

JärP -  
järelingebetoon

Arvestan lihttala skeemi selles arvutuses abitalale, mis asub L1...L3 teljel LJ



Joonis L5.2.5 Järelingebetoontala otstele toetuva RB abitala koormusskeem lihttalana



Joonis L5.2.6 Järempingebetoontala otstele toetava RB abitala ristlõike gabariidid

$$h_{at.LJ} := 320 \text{ mm}$$

$$b_{1.at.LJ} := 500 \text{ mm}$$

$$b_{2.at.LJ} := 700 \text{ mm}$$

$$h_{lõug.at.LJ} := 150 \text{ mm}$$

$$A_{at.LJ} := h_{at.LJ} \cdot b_{1.at.LJ} + (b_{2.at.LJ} - b_{1.at.LJ}) \cdot h_{lõug.at.LJ} = 0.19 \text{ m}^2$$

$$g_{k.at.LJ} := g_{k.RB} \cdot A_{at.LJ} = 4.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

ARV-12: Punktkoormus JärP RB-tala otstele 1. korruse vahelael telgede L3 ja LJ ristumiskohas

$$l_{tv.L2\_L3} := 2.6 \text{ m}$$

$$l_{sa.LJ\_LK} := 7.3 \text{ m}$$

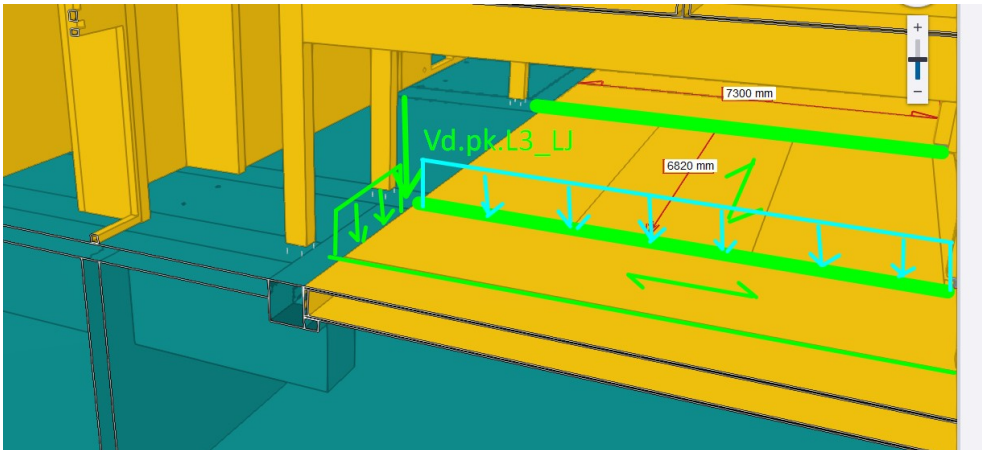
pk - punktkoormus  
L3\_LJ - antud juhul telgede ristumispunkt  
tv - teljevahe

$$V_{d.pk.L3\_LJ} := \frac{p_{d.jk.1kVL.L3\_L4} \cdot l_{sa.LJ\_LK}}{2} + (g_{k.at.LJ} \cdot Y_{G.sup} + p_{d.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot \frac{l_{tv.L2\_L3}}{2} = 322 \text{ kN}$$

$$V_{k.pk.L3\_LJ} := \frac{p_{k0.jk.1kVL.L3\_L4} \cdot l_{sa.LJ\_LK}}{2} + (g_{k.at.LJ} + p_{k0.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot \frac{l_{tv.L2\_L3}}{2} = 247.1 \text{ kN}$$

$$V_{gk.pk.L3\_LJ} := \frac{p_{gk.jk.1kVL.L3\_L4} \cdot l_{sa.LJ\_LK}}{2} + (g_{k.at.LJ} + p_{gk.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot \frac{l_{tv.L2\_L3}}{2} = 162.2 \text{ kN}$$

$$V_{qk.pk.L3\_LJ} := \frac{p_{qk0.jk.1kVL.L3\_L4} \cdot l_{sa.LJ\_LK}}{2} + p_{qk0.jk.1kVL.LJ\_LK} \cdot \frac{l_{tv.L2\_L3}}{2} = 84.9 \text{ kN}$$



Joonis L5.2.7 Puitvahelae toetumise skeem järelpingebetoontala otstele

ARV-13: Punktkoormus JärP RB-tala otstele 1. korruse vahelael telgede L4 ja LJ ristumiskohas

$$l_{tv.L4\_L5} := 6.6 \text{ m}$$

$$l_{sa.LJ\_LK} := 7.3 \text{ m}$$

pk - punktkoormus  
L4\_LJ - antud juhul telgede ristumispunkt  
tv - teljevahe

$$V_{d.pk.L4\_LJ} := \frac{p_{d.jk.1kVL.L3\_L4} \cdot l_{sa.LJ\_LK}}{2} + (p_{d.jk.1kVL.LJ\_LK} + g_{k.at.LJ} \cdot \gamma_{G.sup}) \cdot \frac{l_{tv.L4\_L5}}{2} = 413.6 \text{ kN}$$

$$V_{k.pk.L4\_LJ} := \frac{p_{k0.jk.1kVL.L3\_L4} \cdot l_{sa.LJ\_LK}}{2} + (p_{k0.jk.1kVL.LJ\_LK} + g_{k.at.LJ}) \cdot \frac{l_{tv.L4\_L5}}{2} = 314.9 \text{ kN}$$

$$V_{gk.pk.L4\_LJ} := \frac{p_{gk.jk.1kVL.L3\_L4} \cdot l_{sa.LJ\_LK}}{2} + (p_{gk.jk.1kVL.LJ\_LK} + g_{k.at.LJ}) \cdot \frac{l_{tv.L4\_L5}}{2} = 195.7 \text{ kN}$$

$$V_{qk.pk.L4\_LJ} := \frac{p_{qk0.jk.1kVL.L3\_L4} \cdot l_{sa.LJ\_LK}}{2} + (p_{qk0.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot \frac{l_{tv.L4\_L5}}{2} = 119.2 \text{ kN}$$

ARV-14: Punktkoormus JärP RB-tala otstele 1. korruse vahelael telgede L4 ja LB ristumiskohas

$$l_{tv.L4\_L5} := 6.6 \text{ m}$$

$$V_{d.pk.L4\_LB} := (p_{d.jk.1kVL.LA\_LB} + g_{k.at.LB} \cdot Y_{G.sup}) \cdot l_{tv.L4\_L5} = 275.3 \text{ kN}$$

$$V_{k.pk.L4\_LB} := (p_{k0.jk.1kVL.LA\_LB} + g_{k.at.LB}) \cdot l_{tv.L4\_L5} = 204.2 \text{ kN}$$

$$V_{gk.pk.L4\_LB} := (p_{gk.jk.1kVL.LA\_LB} + g_{k.at.LB}) \cdot l_{tv.L4\_L5} = 103.4 \text{ kN}$$

$$V_{qk.pk.L4\_LB} := (p_{qk0.jk.1kVL.LA\_LB}) \cdot l_{tv.L4\_L5} = 100.8 \text{ kN}$$

ARV-15: Punktkoormus JärP RB-tala otstele 1. korruse vahelael telgede L2 ja LJ ristumiskohas

$$l_{tv.L2\_L3} := 2.6 \text{ m}$$

$$l_{sa.L1\_L2} := 6.275 \text{ m}$$

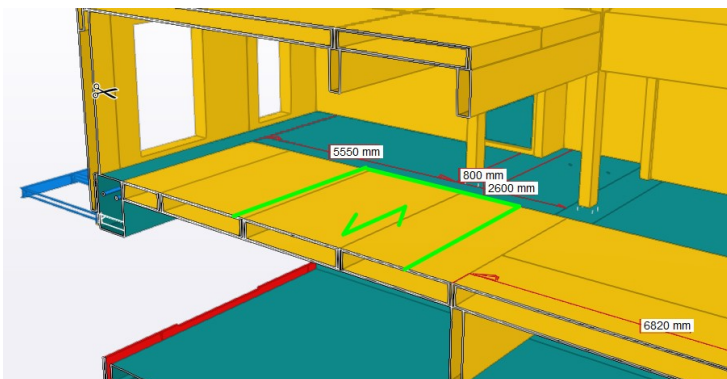
pk - punktkoormus  
L2\_LJ - antud juhul telgede ristumispunkt  
tv - teljevahe  
at - antud juhul abitala pikkus

$$V_{d.pk.L2\_LJ} := (g_{k.at.LJ} \cdot Y_{G.sup} + p_{d.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot \frac{l_{tv.L2\_L3} + l_{sa.L1\_L2}}{2} = 203.3 \text{ kN}$$

$$V_{k.pk.L2\_LJ} := (g_{k.at.LJ} + p_{k0.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot \frac{l_{tv.L2\_L3} + l_{sa.L1\_L2}}{2} = 150.4 \text{ kN}$$

$$V_{gk.pk.L2\_LJ} := (g_{k.at.LJ} + p_{gk.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot \frac{l_{tv.L2\_L3} + l_{sa.L1\_L2}}{2} = 74.3 \text{ kN}$$

$$V_{qk.pk.L2\_LJ} := (p_{qk0.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot \frac{l_{tv.L2\_L3} + l_{sa.L1\_L2}}{2} = 76.1 \text{ kN}$$



Joonis L5.2.8 Puitvahelael koormuse jaotus järelpingebetoontala otsale

ARV-16: Punktkoormus JärP RB-tala otstele 2. korruse vahelae plaanil telgede L1 ja LJ ristumiskohas

$$l_{sa.L1\_L2} := 6.275 \text{ m}$$

$$l_{tv.L1\_L2} := 6.6 \text{ m}$$

$$V_{d.pk.L1\_LJ} := (g_{k.at.LJ} \cdot Y_{G.sup} + p_{d.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} = 143.7 \text{ kN}$$

$$V_{k.pk.L1\_LJ} := (g_{k.at.LJ} + p_{k0.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} = 106.3 \text{ kN}$$

$$V_{gk.pk.L1\_LJ} := (g_{k.at.LJ} + p_{gk.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} = 52.5 \text{ kN}$$

$$V_{qk.pk.L1\_LJ} := (p_{qk0.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot \frac{l_{sa.L1\_L2}}{2} = 53.8 \text{ kN}$$

**L5.2.5 Joonkoormused pingebetoontaladele**

ARV-17: Koormus teljel L2

$$P_{d.jk.PBT.L2} := P_{d.jk.L1\_L2} + 2 \cdot P_{d.jk.VL.L1\_L2} + P_{d.jk.NSVL.L1\_L2} + P_{d.jk.L2\_L3} \downarrow = 210.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 \cdot P_{d.jk.VL.L2\_L3} + P_{d.jk.NSVL.L2\_L3} + Y_{G.sup} \cdot g_{k.SS11} \cdot 3$$

$$P_{k.jk.PBT.L2} := P_{k0.jk.L1\_L2} + 2 \cdot P_{k0.jk.VL.L1\_L2} + P_{k0.jk.NSVL.L1\_L2} + P_{k0.jk.L2\_L3} \downarrow = 156.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 \cdot P_{k0.jk.VL.L2\_L3} + P_{k0.jk.NSVL.L2\_L3} + g_{k.SS11} \cdot 3$$

$$P_{gk.jk.PBT.L2} := P_{gk.jk.L1\_L2} + 2 \cdot P_{gk.jk.VL.L1\_L2} + P_{gk.jk.NSVL.L1\_L2} + P_{gk.jk.L2\_L3} \downarrow = 83.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 \cdot P_{gk.jk.VL.L2\_L3} + P_{gk.jk.NSVL.L2\_L3} + g_{k.SS11} \cdot 3$$

$$P_{qk.jk.PBT.L2} := P_{qk0.jk.L1\_L2} + 2 \cdot P_{qk0.jk.VL.L1\_L2} + P_{qk0.jk.NSVL.L1\_L2} + P_{qk0.jk.L2\_L3} \downarrow = 73.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 \cdot P_{qk0.jk.VL.L2\_L3} + P_{qk0.jk.NSVL.L2\_L3}$$

ARV-31: Seinakoormus teljel L2

$$P_{k.jk.PBT.L2} := P_{d.jk.L1\_L2} + 2 \cdot P_{d.jk.VL.L1\_L2} + P_{d.jk.MVL.L1\_L2} + P_{d.jk.L2\_L3} \downarrow = 185.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 \cdot P_{d.jk.VL.L2\_L3} + P_{d.jk.MVL.L2\_L3}$$

Katuslagi      Puidust vahelagi      Muuseumi-pealne vahelagi

$$+ Y_{G.sup} \cdot g_{k.SS11} \cdot 3$$

3 korrust seina

Joonis L5.2.9 Valemit kirjeldav skeem

#### ARV-18: Koormus teljel L4

$$P_{d,jk.PBT.L4} := 2 \cdot (p_{d,jk.L1\_L2} + 2 \cdot p_{d,jk.VL.L1\_L2} + p_{d,jk.NSVL.L1\_L2}) \downarrow = 296.72 \frac{kN}{m} + Y_{G.sup} \cdot g_{k.SS11} \cdot 3$$

$$P_{k,jk.PBT.L4} := 2 \cdot (p_{k0,jk.L1\_L2} + 2 \cdot p_{k0,jk.VL.L1\_L2} + p_{k0,jk.NSVL.L1\_L2}) \downarrow = 221.03 \frac{kN}{m} + g_{k.SS11} \cdot 3$$

$$P_{gk,jk.PBT.L4} := 2 \cdot (p_{gk,jk.L1\_L2} + 2 \cdot p_{gk,jk.VL.L1\_L2} + p_{gk,jk.NSVL.L1\_L2}) \downarrow = 116.09 \frac{kN}{m} + g_{k.SS11} \cdot 3$$

$$P_{qk,jk.PBT.L4} := 2 \cdot (p_{qk0,jk.L1\_L2} + 2 \cdot p_{qk0,jk.VL.L1\_L2} + p_{qk0,jk.NSVL.L1\_L2}) = 104.94 \frac{kN}{m}$$

#### ARV-19: Koormus teljel L1

$$P_{d,jk.PBT.L1} := p_{d,jk.L1\_L2} + 2 \cdot p_{d,jk.VL.L1\_L2} + p_{d,jk.NSVL.L1\_L2} + Y_{G.sup} \cdot g_{k.VS\_L1} = 162.73 \frac{kN}{m}$$

$$P_{k,jk.PBT.L1} := p_{k0,jk.L1\_L2} + 2 \cdot p_{k0,jk.VL.L1\_L2} + p_{k0,jk.NSVL.L1\_L2} + g_{k.VS\_L1} = 122.49 \frac{kN}{m}$$

$$P_{gk,jk.PBT.L1} := p_{gk,jk.L1\_L2} + 2 \cdot p_{gk,jk.VL.L1\_L2} + p_{gk,jk.NSVL.L1\_L2} + g_{k.VS\_L1} = 70.02 \frac{kN}{m}$$

$$P_{qk,jk.PBT.L1} := p_{qk0,jk.L1\_L2} + 2 \cdot p_{qk0,jk.VL.L1\_L2} + p_{qk0,jk.NSVL.L1\_L2} = 52.47 \frac{kN}{m}$$

#### ARV-20: Koormus teljel L5

$$P_{d,jk.PBT.L5} := 2 \cdot (p_{d,jk.L1\_L2} + 2 \cdot p_{d,jk.VL.L1\_L2} + p_{d,jk.NSVL.L1\_L2}) \downarrow = 296.72 \frac{kN}{m} + Y_{G.sup} \cdot g_{k.SS11} \cdot 3$$

$$P_{k,jk.PBT.L5} := 2 \cdot (p_{k0,jk.L1\_L2} + 2 \cdot p_{k0,jk.VL.L1\_L2} + p_{k0,jk.NSVL.L1\_L2}) \downarrow = 221.03 \frac{kN}{m} + g_{k.SS11} \cdot 3$$

$$P_{gk,jk.PBT.L5} := 2 \cdot (p_{gk,jk.L1\_L2} + 2 \cdot p_{gk,jk.VL.L1\_L2} + p_{gk,jk.NSVL.L1\_L2}) \downarrow = 116.09 \frac{kN}{m} + g_{k.SS11} \cdot 3$$

$$P_{qk,jk.PBT.L5} := 2 \cdot (p_{qk0,jk.L1\_L2} + 2 \cdot p_{qk0,jk.VL.L1\_L2} + p_{qk0,jk.NSVL.L1\_L2}) = 104.94 \frac{kN}{m}$$

ARV-21: Punktkoormus JärP RB-tala otstele 1. korruse vahelael telgede L5 ja LJ ristumiskohas

$$l_{tv.L4\_L5} := 6.6 \text{ m}$$

pk - punktkoormus  
L4\_LJ - antud juhul telgede ristumispunkt  
tv - teljevahe

$$V_{d.pk.L5\_LJ} := (p_{d.jk.1kVL.LJ\_LK} + g_{k.at.LJ} \cdot \gamma_{G.sup}) \cdot l_{tv.L4\_L5} = 302.4 \text{ kN}$$

$$V_{k.pk.L5\_LJ} := (p_{k0.jk.1kVL.LJ\_LK} + g_{k.at.LJ}) \cdot l_{tv.L4\_L5} = 223.7 \text{ kN}$$

$$V_{gk.pk.L5\_LJ} := (p_{gk.jk.1kVL.LJ\_LK} + g_{k.at.LJ}) \cdot l_{tv.L4\_L5} = 110.4 \text{ kN}$$

$$V_{qk.pk.L5\_LJ} := (p_{qk0.jk.1kVL.LJ\_LK}) \cdot l_{tv.L4\_L5} = 113.2 \text{ kN}$$

ARV-22: Punktkoormus JärP RB-tala otstele 1. korruse vahelael telgede L4 ja LB ristumiskohas

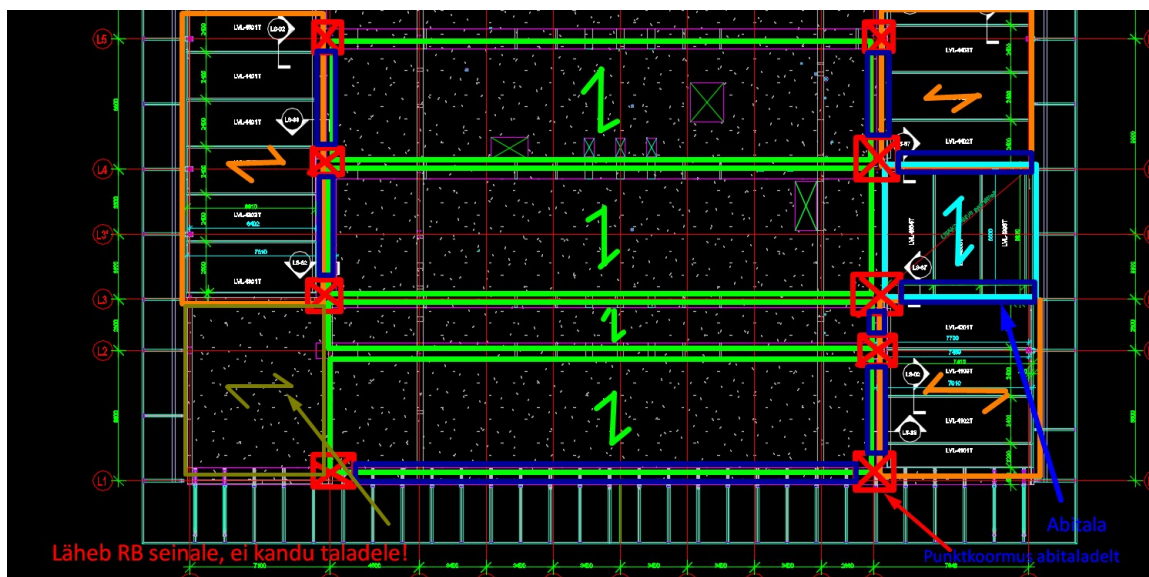
$$l_{tv.L4\_L5} := 6.6 \text{ m}$$

$$V_{d.pk.L5\_LB} := (p_{d.jk.1kVL.LA\_LB} + g_{k.at.LB} \cdot \gamma_{G.sup}) \cdot l_{tv.L4\_L5} = 275.3 \text{ kN}$$

$$V_{k.pk.L5\_LB} := (p_{k0.jk.1kVL.LA\_LB} + g_{k.at.LB}) \cdot l_{tv.L4\_L5} = 204.2 \text{ kN}$$

$$V_{gk.pk.L5\_LB} := (p_{gk.jk.1kVL.LA\_LB} + g_{k.at.LB}) \cdot l_{tv.L4\_L5} = 103.4 \text{ kN}$$

$$V_{qk.pk.L5\_LB} := (p_{qk0.jk.1kVL.LA\_LB}) \cdot l_{tv.L4\_L5} = 100.8 \text{ kN}$$



Joonis L5.2.10 Näitusesaali vahelael koormuse jaotus järelpingebetoontaladele

### L5.3 Sisejõud ja reaktsioonid pingebetoontaladel

ARV-23: Pingebetoontala kujust tingitud erinevad omakaalu joonkoormused

JärP RB-tala on erikujuline alates teljest LB...LJ, seetõttu arvutan täpsuse huvides eraldi need välja.

$$h_{1.JärP} := 840 \text{ mm}$$

$$h_{2.JärP} := 1010 \text{ mm}$$

$$h_{3.JärP} := 1310 \text{ mm}$$

$$h_{4.JärP} := 1530 \text{ mm}$$

$$b_{1.JärP} := 1000 \text{ mm}$$

$$b_{2.JärP} := 800 \text{ mm}$$

NB!!! Kõrgused on sellised, et pole arvestatud tala ÜP oleva RB põranda paksust antud gabariitidesse

Tala laius

$$g_{k1.JärP} := h_{1.JärP} \cdot b_{1.JärP} \cdot g_{k.RB} = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{k2.JärP} := h_{2.JärP} \cdot b_{1.JärP} \cdot g_{k.RB} = 25.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{k3.JärP} := h_{3.JärP} \cdot b_{1.JärP} \cdot g_{k.RB} = 32.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{k4.JärP} := h_{4.JärP} \cdot b_{1.JärP} \cdot g_{k.RB} = 38.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{k5.JärP} := h_{2.JärP} \cdot b_{2.JärP} \cdot g_{k.RB} = 20.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{k6.JärP} := h_{3.JärP} \cdot b_{2.JärP} \cdot g_{k.RB} = 26.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{k7.JärP} := h_{4.JärP} \cdot b_{2.JärP} \cdot g_{k.RB} = 30.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{k4.JärP\_L1} := 1010 \text{ mm} \cdot 850 \text{ mm} \cdot g_{k.RB} = 21.46 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



## ARV-24: Pingeбетоontala teljel L4

Arvutuses kasutatavad koormused

$$p_{k,jk.PBT.L4} = 221 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{d,jk.PBT.L4} = 296.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{gk,jk.PBT.L4} = 116.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk,jk.PBT.L4} = 104.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{k,pk.L4.LB} = 204.2 \text{ kN}$$

Punktkoormus talale LB ja L4 ristumiskohas

$$V_{d,pk.L4.LB} = 275.3 \text{ kN}$$

$$V_{k,pk.L4.LJ} = 314.9 \text{ kN}$$

Punktkoormus talale LJ ja L4 ristumiskohas

$$V_{d,pk.L4.LJ} = 413.6 \text{ kN}$$

$$V_{gk,pk.L4.LB} = 103.4 \text{ kN}$$

$$V_{qk,pk.L4.LB} = 100.8 \text{ kN}$$

$$V_{gk,pk.L4.LJ} = 195.7 \text{ kN}$$

$$V_{qk,pk.L4.LJ} = 119.2 \text{ kN}$$

$$R_{k,JärP.L4} := 3755.24 \text{ kN}$$

$$R_{d,JärP.L4} := 4958 \text{ kN}$$

$$R_{gk,JärP.L4} := 2250.72 \text{ kN}$$

$$R_{qk,JärP.L4} := 1504.52 \text{ kN}$$

ARV-25: Pingeбетоontala teljel L2

$$P_{k,jk.PBT.L2} = 156.9 \frac{kN}{m}$$

$$P_{d,jk.PBT.L2} = 210.3 \frac{kN}{m}$$

$$P_{gk,jk.PBT.L2} = 83.8 \frac{kN}{m}$$

$$P_{qk,jk.PBT.L2} = 73.1 \frac{kN}{m}$$

$$V_{k.pk.L2\_LJ} = 150.4 \text{ kN}$$

$$V_{d.pk.L2\_LJ} = 203.3 \text{ kN}$$

$$V_{gk.pk.L2\_LJ} = 74.3 \text{ kN}$$

$$V_{qk.pk.L2\_LJ} = 76.1 \text{ kN}$$

$$R_{k.JärP.L2} := 2396.8 \text{ kN}$$

$$R_{d.JärP.L2} := 3164 \text{ kN}$$

$$R_{gk.JärP.L2} := 1440.91 \text{ kN}$$

$$R_{qk.JärP.L2} := 955.86 \text{ kN}$$

ARV-26: Pingeбетоontala teljel L3

$$P_{k,jk.PBT.L2} = 156.9 \frac{kN}{m}$$

$$P_{d,jk.PBT.L2} = 210.3 \frac{kN}{m}$$

$$P_{gk,jk.PBT.L2} = 83.8 \frac{kN}{m}$$

$$P_{qk,jk.PBT.L2} = 73.1 \frac{kN}{m}$$

$$V_{k.pk.L3\_LJ} = 247.1 \text{ kN}$$

$$V_{d.pk.L3\_LJ} = 322 \text{ kN}$$

$$V_{gk.pk.L3\_LJ} = 162.2 \text{ kN}$$

$$V_{qk.pk.L3\_LJ} = 84.9 \text{ kN}$$

$$R_{d.JärP.L3} := 3310.23 \text{ kN}$$

$$R_{k.JärP.L3} := 2515.95 \text{ kN}$$

$$R_{gk.JärP.L3} := 1549.24 \text{ kN}$$

$$R_{qk.JärP.L3} := 966.71 \text{ kN}$$

#### ARV-27: Pingeбетоontala teljel L5

$$p_{k.jk.PBT.L5} = 221 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{d.jk.PBT.L5} = 296.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{gk.jk.PBT.L5} = 116.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk.jk.PBT.L5} = 104.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{k.pk.L5\_LB} = 204.2 \text{ kN}$$

$$V_{d.pk.L5\_LB} = 275.3 \text{ kN}$$

$$V_{k.pk.L5\_LJ} = 223.7 \text{ kN}$$

$$V_{d.pk.L5\_LJ} = 302.4 \text{ kN}$$

$$V_{gk.pk.L5\_LB} = 103.4 \text{ kN}$$

$$V_{qk.pk.L5\_LB} = 100.8 \text{ kN}$$

$$V_{gk.pk.L5\_LJ} = 110.4 \text{ kN}$$

$$V_{qk.pk.L5\_LJ} = 113.2 \text{ kN}$$

$$R_{k,JärP,L5} := 3649 \text{ kN}$$

$$R_{d,JärP,L5} := 4828.4 \text{ kN}$$

$$R_{gk,JärP,L5} := 2151.34 \text{ kN}$$

$$R_{qk,JärP,L5} := 1497.5 \text{ kN}$$

### ARV-28: Pingeбетоontala teljel L1

$$p_{k,jk.PBT,L1} = 122.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$I_{sa,L1,L2} := \frac{6275}{2} \text{ mm}$$

$$p_{d,jk.PBT,L1} = 162.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{gk,jk.PBT,L1} = 70 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk,jk.PBT,L1} = 52.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{k,pk,L1,LJ} = 106.3 \text{ kN}$$

$$V_{d,pk,L1,LJ} = 143.7 \text{ kN}$$

Punktkoormus talale LJ ja  
L1 ristumiskohas

$$V_{k,pk,L1,LK} := V_{k,pk,L1,LJ} + g_{k,VS,L1} \cdot I_{sa,L1,L2} = 158.9 \text{ kN}$$

$$V_{d,pk,L1,LK} := V_{d,pk,L1,LJ} + Y_{G,sup} \cdot g_{k,VS,L1} \cdot I_{sa,L1,L2} = 169.4 \text{ kN}$$

$$V_{gk,pk,L1,LJ} = 52.5 \text{ kN}$$

$$V_{qk,pk,L1,LJ} = 53.8 \text{ kN}$$

$$V_{gk,pk,L1,LK} := V_{gk,pk,L1,LJ} + g_{k,VS,L1} \cdot I_{sa,L1,L2} = 105 \text{ kN}$$

$$V_{qk,pk,L1,LK} := V_{qk,pk,L1,LJ} = 53.8 \text{ kN}$$

$$p_{k,jk.PBTots,L1} := p_{k0,jk,L1,L2} + 2 \cdot p_{k0,jk,VL,L1,L2} + g_{k,VS,L1} = 79.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{d,jk.PBTots,L1} := p_{d,jk,L1,L2} + 2 \cdot p_{d,jk,VL,L1,L2} + g_{k,VS,L1} \cdot Y_{G,sup} = 106.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{gk,jk.PBTots,L1} := p_{gk,jk,L1,L2} + 2 \cdot p_{gk,jk,VL,L1,L2} + g_{k,VS,L1} = 42.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk,jk.PBTots,L1} := p_{qk0,jk,L1,L2} + 2 \cdot p_{qk0,jk,VL,L1,L2} = 37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

NB!!!PBT ots - näitab hoone nurgast L1/LK kuni L1/LJ mõjuvat joonkoormust. Eraldi joonkoormus, kuna tala otsa midagi ei toeta. 1k vahelae osa on arvestatud punktkoormuse sisse L1\_LK

$$g_{k4.JärP.L1} = 21.46 \frac{kN}{m}$$

Talale rakendub veel eelnevalt leitud omakaal.

$$R_{k.JärP.L1} := 3277.2 \text{ kN}$$

$$R_{d.JärP.L1} := 4227.95 \text{ kN}$$

$$R_{gk.JärP.L1} := 2070.15 \text{ kN}$$

$$R_{qk.JärP.L1} := 1208.02 \text{ kN}$$

#### L5.4 Raudbetoonseina vahepealsete korruste koormused 1. korruselt ja L soklikorrukselt

ARV-29: Seinale toetuv näitusesaali põrand/vahelagi

$$l_{sa.ps} := 5.95 \text{ m}$$

ps - Posti samm  
sk - soklikorruks

$$p_{gk.jk.sk.LI} := \frac{l_{sa.ps}}{2} \cdot g_{k.VL02} = 36.88 \frac{kN}{m}$$

$$p_{qk0.jk.sk.LI} := \frac{l_{sa.ps}}{2} \cdot (q_{k.IL.C} + \psi_{0.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 19.93 \frac{kN}{m}$$

$$p_{qk1.jk.sk.LI} := \frac{l_{sa.ps}}{2} \cdot (\psi_{1.IL.C} \cdot q_{k.IL.C} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 14.4 \frac{kN}{m}$$

$$p_{qk2.jk.sk.LI} := \frac{l_{sa.ps}}{2} \cdot (\psi_{2.IL.C} \cdot q_{k.IL.C} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 12.55 \frac{kN}{m}$$

$$p_{k0.jk.sk.LI} := p_{gk.jk.sk.LI} + p_{qk0.jk.sk.LI} = 56.81 \frac{kN}{m}$$

$$p_{d.jk.sk.LI} := Y_{G.sup} \cdot p_{gk.jk.sk.LI} + Y_Q \cdot p_{qk0.jk.sk.LI} = 74.16 \frac{kN}{m}$$

ARV-30: Seinale toetuv 1. k põrand/vahelagi

ps - Posti samm

$$l_{sa.ps} := 10.715 \text{ m}$$

$$p_{gk.jk.1k.LI} := \frac{l_{sa.ps}}{2} \cdot g_{k.VL.1k} = 72.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk0.jk.1k.LI} := \frac{l_{sa.ps}}{2} \cdot (q_{k.IL.C} + \psi_{0.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 35.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk1.jk.1k.LI} := \frac{l_{sa.ps}}{2} \cdot (\psi_{1.IL.C} \cdot q_{k.IL.C} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 25.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk2.jk.1k.LI} := \frac{l_{sa.ps}}{2} \cdot (\psi_{2.IL.C} \cdot q_{k.IL.C} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 22.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{k0.jk.1k.LI} := p_{gk.jk.1k.LI} + p_{qk0.jk.1k.LI} = 108.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{d.jk.1k.LI} := Y_{G.sup} \cdot p_{gk.jk.1k.LI} + Y_Q \cdot p_{qk0.jk.1k.LI} = 140.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

ARV-31: Seinale toetuv soklikorruse näitusesaali hoidla põrand/vahelagi

$$l_{sa.ps} := 5.90 \text{ m}$$

Hoidla asub telgede LI ja LK vahel

$$p_{gk.jk.sk.LI\_LK} := \frac{l_{sa.ps}}{2} \cdot g_{k.VL03\_350} = 26.39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk0.jk.sk.LI\_LK} := \frac{l_{sa.ps}}{2} \cdot (q_{k.IL.E} + \psi_{0.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 30.98 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk1.jk.sk.LI\_LK} := \frac{l_{sa.ps}}{2} \cdot (\psi_{1.IL.E} \cdot q_{k.IL.E} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 28.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk2.jk.sk.LI\_LK} := \frac{l_{sa.ps}}{2} \cdot (\psi_{2.IL.E} \cdot q_{k.IL.E} + \psi_{2.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP}) = 25.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{k0.jk.sk.LI\_LK} := p_{gk.jk.sk.LI\_LK} + p_{qk0.jk.sk.LI\_LK} = 57.37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{d.jk.sk.LI\_LK} := Y_{G.sup} \cdot p_{gk.jk.sk.LI\_LK} + Y_Q \cdot p_{qk0.jk.sk.LI\_LK} = 78.13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{k.IL.E} + \psi_{0.IL.TEH} \cdot q_{k.IL.RIP} = 10.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## L5.5 Raudbetoonseina koormuste kokkuvõte

### Raudbetoonseina alaliskoormused $G_k$

$$R_{gk.JärP.L1} = 2070.2 \text{ kN}$$

$$R_{gk.JärP.L2} = 1440.9 \text{ kN}$$

$$R_{gk.JärP.L3} = 1549.2 \text{ kN}$$

$$R_{gk.JärP.L4} = 2250.7 \text{ kN}$$

$$R_{gk.JärP.L5} = 2151.3 \text{ kN}$$

$$p_{gk.jk.1k.LI} = 72.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Seina keskel toetuva põranda koormus}$$

$$p_{gk.jk.sk.LI} = 36.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Näitusesaali põranda koormus}$$

$$p_{gk.jk.sk.LI\_LK} = 26.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Näitusesaali hoidla põranda koormus}$$

$$p_{gk.jk.sk} := p_{gk.jk.sk.LI} + p_{gk.jk.sk.LI\_LK} = 63.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Raudbetoonseina muutuvkoormused $Q_k$

$$R_{qk.JärP.L1} = 1208 \text{ kN}$$

$$R_{qk.JärP.L2} = 955.9 \text{ kN}$$

$$R_{qk.JärP.L3} = 966.7 \text{ kN}$$

$$R_{qk.JärP.L4} = 1504.5 \text{ kN}$$

$$R_{qk.JärP.L5} = 1497.5 \text{ kN}$$

$$p_{qk0.jk.1k.LI} = 35.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk0.jk.sk.LI} = 19.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk0.jk.sk.LI\_LK} = 31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{qk.jk.sk} := p_{qk0.jk.sk.LI} + p_{qk0.jk.sk.LI\_LK} = 50.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Arvutuslikud punktkoormused RB seinale

$$R_{d.JärP.L1} = 4228 \text{ kN}$$

$$R_{d.JärP.L2} = 3164 \text{ kN}$$

$$R_{d.JärP.L3} = 3310.2 \text{ kN}$$

$$R_{d.JärP.L4} = 4958 \text{ kN}$$

$$R_{d.JärP.L5} = 4828.4 \text{ kN}$$

### Arvutuslikud joonkoormused vahelagedest RB seinale

$$p_{d.jk.1k.LI} = 140.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Koormus 1. k põranda osast}$$

$$p_{d.jk.sk.LI} = 74.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Koormus näitusesaali põranda osast}$$

$$p_{d.jk.sk.LI\_LK} = 78.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Koormus näitusesaali hoidla põranda osast}$$

$$p_{d.jk.sk.LI\_LK} + p_{d.jk.sk.LI} = 152.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$