



1918

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TARTU KOLLEDŽ

Säästva tehnoloogia õppetool

**NÄITUSE TN 27 KORTERMAJA-ÄRIHOONE
MONOLIITSEST RAUDBETOONIST VAHELAE
PROJEKTEERIMINE**

**DESIGN OF A REINFORCED CONCRETE MASSIVE SLAB CEILING FOR 27
NÄITUSE ST APARTMENT AND OFFICE BUILDING**

Magistritöö
Ehitiste restaureerimise peerialal

Üliõpilane: **Agu Kirss**

Juhendaja: **Lehar Leetsaar**

Tartu, 2015

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

..... (töö autori allkiri ja kuupäev)

Üliõpilase kood: 073523NAEI

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

..... (juhendaja allkiri ja kuupäev)

Kaitsmisele lubatud: (kuupäev)

Kaitsmiskomisjoni esimees: (allkiri)

ABSTRACT

Kirss, A. „Design of a Reinforced Concrete Massive Slab Ceiling for 27 Näituse St Apartment and Office Building“. Master's thesis – Tartu 2015. 2 volumes: first volume 112 pages, 42 illustrations, 16 tables, format A4; second volume 11 construction drawings and 14 architectural drawings. Place of writing: Tartu, 2015, in Estonian language.

The thesis is based on design of a reinforced concrete massive slab ceiling for a four-storey apartment-business building at 27 Näituse Street, Tartu, Estonia. The building is a new build mainly out of pre-cast elements, but due to complex floor plan and large holes in this ceiling, it had to be designed as cast-in-place.

The aim of the thesis is to design the most efficient and financially economical ceiling. Two different depths of the slab were designed and the amounts of necessary materials compared, including the approximate price. The calculations for the slabs were a combination of using computer software and hand calculations. The main reinforcement was designed for ultimate limit state. The cracking and deflection were checked for quasi-permanent load combination of serviceability limit state. The results show that the design of a thicker slab (250 mm) is more economical than thinner (220 mm). The price difference is ~8% in favour of the thicker slab.

Keywords: reinforced concrete massive slab, ultimate limit state, serviceability limit state, concrete cracking check, deflection.

SISUKORD

TÄHISED JA LÜHENDID	5
SISSEJUHATUS	8
1. MATERJAL JA METOODIKA.....	9
1.1 Hoone tutvustus	9
1.2 Kandeskeemi kirjeldus.....	12
1.3 Arvutusmeetodi kirjeldus.....	13
1.4 Arvutusalused	15
2. KOORMUSED	16
2.1 Piirseisundid, koormuskombinatsioonid ja osavarutegurid	16
2.2 Alaliskoormused	17
2.3 Kasuskoormused	17
2.4 Lumekoormused	18
2.4.1 Lumekoormus lamekatustele.....	19
2.4.2 Lumekoormus lume kuhjumisel katusele	20
3. ARVUTUSPROGRAMMI KONTROLL LIHTSUSTATUD MEETODIL.....	24
3.1 Kontrollmeetodi kirjeldus	24
3.2 Koormused.....	25
3.3 Toereaktsioonide ja sisejõudude leidmine kandepiirseisundis	25
3.3.1 Toereaktsioonid	25
3.3.2 Sisejõud	26
3.4 Toereaktsioonide ja sisejõudude leidmine kasutuspiirseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis.....	27
3.4.1 Toereaktsioonid	27
3.4.2 Sisejõud	28
3.5 Pikitõmbearmatuuri dimensioneerimise kontroll.....	29
3.6 Pragunemise kontroll	31
3.7 Läbipainde kontroll.....	40
3.7.1 Plaadi maksimaalne läbipaine ainult koormusest.....	40
3.7.2 Plaadi maksimaalne läbipaine koormusest ja mahukahanemisest.....	43
3.8 Järeldused.....	45
4. KOLMANDA KORRUSE RAUDBETOONIST VAHELAEPLAADI ARVUTUS .	47
4.1 Konstruktsiooni kirjeldus.....	47
4.2 Koormused.....	47
4.3 Vahelaeplaadi põhiarmatuuri dimensioneerimine alapinnas	49
4.3.1 250 mm paksune vahelaeplaat.....	49
4.3.2 220 mm paksune vahelaeplaat.....	51

4.4	Vahelaeplaadi lisaarmatuuri dimensioneerimine alapinnas.....	51
4.4.1	250 mm paksune vahelaeplaat.....	51
4.4.2	220 mm paksune vahelaeplaat.....	52
4.5	Vahelaeplaadi armatuuri dimensioneerimine ülapiinnas.....	53
4.5.1	250 mm paksune vahelaeplaat.....	53
4.5.2	220 mm paksune vahelaeplaat.....	55
4.6	Vahelaeplaadi pöikjõukindluse kontroll.....	57
4.6.1	250 mm paksune vahelaeplaat.....	58
4.6.2	220 mm paksune vahelaeplaat.....	68
4.7	Vahelaeplaadi pragudekindluse kontroll.....	73
4.7.1	250 mm paksune vahelaeplaat.....	74
4.7.2	220 mm paksune vahelaeplaat.....	77
4.8	Vahelaeplaadi läbipainete kontroll.....	77
4.8.1	250 mm paksune vahelaeplaat.....	78
4.8.2	220 mm paksune vahelaeplaat.....	78
5.	MATERJALIKULUDE ANALÜÜS JA JÄRELDUSED.....	79
5.1	Materjalikulude kokkuvõte.....	79
5.2	Materjalikulude analüüs.....	79
5.3	Hinnang teostatud arvutustele.....	80
	KOKKUVÕTE.....	81
	KASUTATUD ARVUTIPROGRAMMIDE LOETELU.....	83
	KASUTATUD KIRJANDUS.....	84
	LISAD.....	85
	LISA A. Koormusskeemid alaliskoormusele, kasuskoormusele ja lumekoormusele (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSA).....	86
	LISA B. Kontrollarvutuses kasutatava monoliitse raudbetoonplaadi paindemomendid, toereaktsioonid, läbipainded ning pragude avanemine (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSA).....	90
	LISA C. Projekteeritava monoliitse 250 mm paksuse raudbetoonvahelae paindemomendid, toereaktsioonid, läbipainded ning pragude avanemine (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSA).....	96
	LISA D. Projekteeritava monoliitse 220 mm paksuse raudbetoonvahelae paindemomendid, toereaktsioonid, läbipainded ning pragude avanemine (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSA).....	105

TÄHISED JA LÜHENDID

ARSA – Autodesk Robot Structural Analysis 2015

$1/r$ – elemendi kõverus paindemomendist mm

$1/r_{cs}$ – elemendi kõverus mahukahanemisest mm

a – vaadeldava kontrollperimeetri toe laius mm

$A_{c,eff}$ – tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõike pindala mm²

A_{red} – survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõike pindala mm²

A_{red} – survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõike pindala mm²

$A_{s,lisa,prov}$ – lisa pikitõmbearmatuuri valitud intensiivsus mm²/m

$A_{s,lisa,req}$ – lisa pikitõmbearmatuuri vajalik intensiivsus mm²/m

$A_{s,prov}$ – pikitõmbearmatuuri valitud intensiivsus mm²/m

$A_{s,req}$ – pikitõmbearmatuuri vajalik intensiivsus mm²/m

A_{sI} – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm²/m

A_{smin} – pikitõmbearmatuuri minimaalne intensiivsus mm²/m

A_{sw} – otsitav põikarmatuuri pind ühel tuge ümbritseval perimeetril mm²

$A_{sw,min}$ – otsitava põikarmatuuri minimaalne pind mm²

$A_{sw,prov}$ – valitud põikarmatuuri pind mm²

b – vaadeldava kontrollperimeetri toe pikkus mm

b^* – kõrgema katuse astmepoolse tahu horisontaalprojektsiooni laius

b_1 – kõrgema katusega hooneosa laius m

b_2 – madalama katusega hooneosa laius m

b_t – arvutatava ristlõike laius mm

c – armatuuri kaitsekihi paksus mm

C_e – avatustegur

c_{min} – armtuuri minimaalne kaitsekiht mm

c_{nom} – armtuuri nominaalne kaitsekiht mm

C_t – soojustustegur

d – ristlõike keskmine kasuskõrgus mm

d_1 – ristlõike kasuskõrgus mm

$E_{c,eff}$ – betoon tegelik elastsusmoodul MPa

E_{cm} – betooni elastsusmoodul MPa

E_s – armatuurterase elastsusmoodul MPa

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus Mpa

f_{ck} – 28 päevase betooni silindriline normatiivne survetugevus MPa

f_{cm} – betooni silindrilise survetugevuse keskmine väärtus MPa

f_{ctd} – betooni arvutuslik telgtõmbetugevus Mpa

f_{ctk} – betooni normatiivne telgtõmbetugevus MPa

f_{ctm} – betooni normatiivse telgtõmbetugevuse keskmine väärtus MPa

f_{yd} – armatuurterase arvutuslik voolavuspiir MPa

f_{yk} – armatuurterase normatiivne voolavuspiir MPa

$f_{ywd,ef}$ – põikarmatuuri efektiivne arvutustugevus läbisurumisel MPa

g_k – normatiivne alaliskoormus kN/m²

h – katuse astme kõrgus m

$h_{c,eff}$ – plaadi efektiivkõrgus mm

I_{red} – redutseeritud ristlõike inertsimoment mm⁴

$I_{red,II}$ – täispragunenud plaadi ristlõike inertsimoment mm⁴

k_1 – armatuuri nakkeomadusi arvestav tegur

k_2 – armatuuri nakkeomadusi arvestav tegur

l – arvutatava ristlõike sille m

l_{eff} – arvutuslik sildeava mm
 l_s – hange pikkus m
 M_{cr} – kriitiline paindemoment prao tekkimisel kNm/m
 M_{Ed} – arvutuslik paindemoment kNm/m,
 $M_{Ed,max}$ – maksimaalne arvutuslik paindemoment vaadeldavas lõikes kNm/m
 $M_{Ed,min}$ – minimaalne arvutuslik paindemoment vaadeldavas lõikes kNm/m
 M_{Ek} – maksimaalne arvutuslik paindemoment kNm/m
 q_d – arvutuslik pinnakoormus kN/m²
 q_k – normatiivne kasuskoormus kN/m²
 r_{min} – välise perimeetri kaugus toe servast, kus põikarmatuur on nõutav
 r_{out} – esimese kontrollperimeetri kaugus toe servast, kus põikarmatuur ei ole enam vajalik mm,
 s_l – normatiivne lumekoormus
 s_k – normatiivne lumekoormus maapinnal
 s_r – põikarmatuuripaiknemise perimeetrite radiaalsamm mm
 $s_{r,max}$ – pragude maksimaalne vahekaugus mm
 s_t – põikarmatuuripaiknemise samm mm
 u_{fin} – lõplik läbipaine mm
 $u_{fin,adm}$ – lubatud lõplik läbipaine mm
 u_i – vaadeldava kontrollperimeetri pikkus mm
 $u_{out,ef}$ – esimene kontrollperimeeter, kus põikarmatuur ei ole enam vajalik mm
 V_{Ed} – arvutuslik põikjõud kontrollperimeetril kN
 v_{Ed} – maksimaalne läbisurumispinge MPa
 w_k – normaalprao arvutuslik laius mm
 v_{min} – minimaalne läbisurumiskandevõime MPa
 $v_{Rd,c}$ – põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime MPa
 $v_{Rd,max}$ – plaadi maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime MPa
 $W_{t,red}$ – ristlõike tugevusmoment tõmbetsoonis mm³
 x_I – plaadi survetsooni kõrgus mm
 x_{II} – täispragunenud plaadi survetsooni kõrgus mm
 $y_{0,red}$ – redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast mm

α – põikarmatuuri ja plaadi pinna vaheline nurk
 α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe
 α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe
 β – koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur
 β – koormuse korduvust ja kestust arvestav tegur
 γ – lume puistemahukaal kN/m³
 γ_G – alaliskoormuse osavarutegur
 γ_Q – kasuskoormuse osavarutegur
 Δc_{dev} – armtuuri kaitsekihi lubatav hälve mm
 ζ – jaotustegur
 ρ_I – armeerimistegur
 $\rho_{p,eff}$ – kasuliku pinna armeerimistegur
 $\varphi(\infty, t)$ – t päeva vanuse betooni lõplik roometegur
 Ψ_0 – kombinatsioonitegur
 Ψ_1 – kombinatsioonitegur
 Ψ_2 – kombinatsioonitegur
 ω – survetsooni suhteline arvutuskõrgus
 $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ – keskmine pragudevaheline deformatsioon

μ – suhteline moment

μ^* – kõrgema katuse astme poolse tahu kujutegur

μ_I – katuse kujutegur

μ_i – lumekoormuse kujutegur

μ_s – ülemiselt katuselt lume alla libisemisel tekkiva hange kujutegur

μ_w – tuule mõjul kuhjuva lumehange kujutegur

SISSEJUHATUS

Käesoleva töö objektiks on uusehitis, mis asub Tartus Tähtvere linnaosas Näituse tänav 27 krundil. Käsitlevat hoone on projekteeritud 2015. aastal Studio 2 arhitektid OÜ poolt. Hoone näol on tegemist neljakorruselise korterelamu-ärihoonega, mille parkimine on projekteeritud hoone maa-alusele korrusele (Paluoja, 2015). Hoone on projekteeritud lähtuvalt kehtestatud detailplaneeringust, millega määratleti hoone mõõtmed ja paiknemine krundil ning tellija soovidest. Käesoleva töö objektiks olev hoone asendab varasemalt samas kohas asunud kolmekorruselist tootmishoonet (Smuškin, 2010).

Antud töös käsitletakse arhitektuurselt keerulise lahendusega vahelae konstruktsiooni, mida sooviti algselt lahendada monteeritavana, kuid suurte avade ja keerulise kuju ning konstruktsiooni piiratud kõrguse tõttu ei peetud seda otstarbekaks ning otsustati lahendada vahelagi monoliitse raudbetoonplaadina.

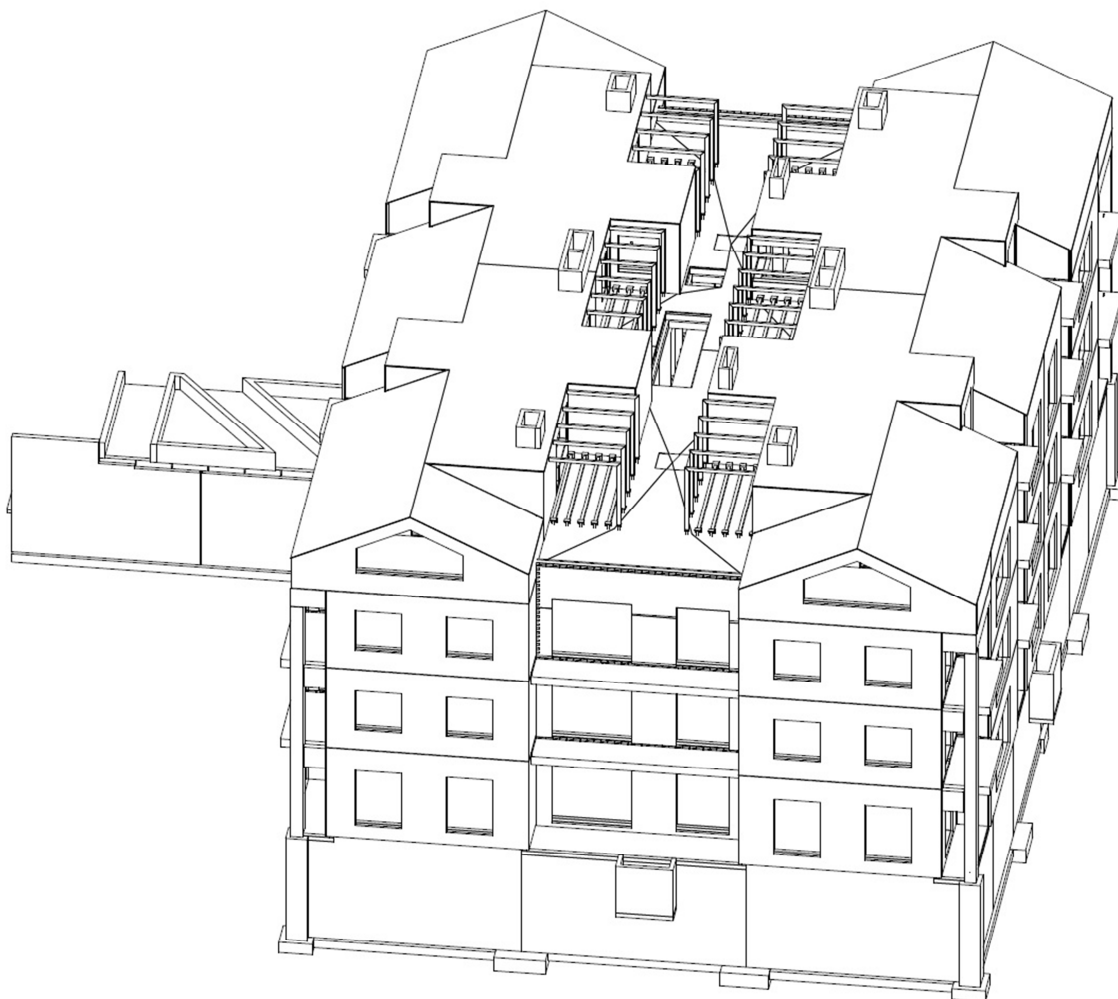
Käesoleva töö eesmärgiks on projekteerida antud hoonele võimalikult ökonoomne kolmanda korruse monoliitne vahelagi. Selleks projekteeritakse kahe erineva paksusega vahelaeplaat ning võrreldakse selleks kuluvate materjalide kulu ning hindasid. Käesolevas töös ei käsitleta ülejäänud hoone konstruktsioonide projekteerimist.

Töö on jaotatud kuueks osaks: hoone, kandeskeemi ning arvutusmetoodika kirjeldus, konstruktsioonile mõjuvate koormuste ning koormuskombinatsioonide kirjeldus, arvutusprogrammi kontroll lihtsustatud meetodil, konstruktsiooni arvutused, arvutuste ning saadud tulemuste analüüs ja graafiline osa. Töö esimeses osas kirjeldatakse hoonet, selle kandeskeemi ning projekteeritavat konstruktsiooni. Samuti kirjeldatakse arvutusmetoodikat ning arvutustes kasutatavat arvutusprogrammi. Töö teine osa käsitleb koormusi, mis projekteeritavale vahelaele mõjuvad ning mis on aluseks konstruktsiooni sisejõudude määramisele. Määratakse konstruktsioonile mõjuvad alalis-, kasus- ning lumekoormused ja arvutustes kasutatavad koormuskombinatsioonid. Kolmandas osas teostatakse arvutusprogrammi kontroll, kasutades selleks lihtsustatud skeemi. Töö neljandas osas teostatakse konstruktsiooni projekteerimiseks vajalikud arvutused nii kandeskeemi kui ka kasutuspiiriseisundi koormuskombinatsioonidele. Viimas osas võrreldakse projekteeritud vahelagesid ning analüüsitakse saadud tulemusi. Töö kuuenda osa moodustavad projekteeritava konstruktsiooni arhitektuursed ning konstruktiivsed joonised, mis on lisatud eraldi köitena. Konstruktiivsed joonised on koostatud vastavalt standardis EVS 865-2:2006 põhiprojektile esitatud nõuetele.

1. MATERJAL JA METOODIKA

1.1 Hoone tutvustus

Projekteeritav hoone on majaanuse parklaga neljakorruseline korterelamu-ärihoone. Joonisel 1.1 ja graafilise osas lehel 1 on toodud hoone kolmemõõtmeline mudel. Hoone maa-alusel korrusel asub parkla koos panipaikade ja laoruumiga. Ehitise esimesel korrusel asuvad neli büroopinda, koos vajalike ruumidega ning teise korruse alt läbi minev sissepääsutee. Teisele korrusele on projekteeritud 10 korterit, kolmandale korrusele samuti 10 korterit, millest 8 ulatuvad läbi kahe korruse. Kõikidel korteritel on lodža tüüpi rõdud ja kohekorruselistel korteritel asuvad katusekorrusel katuseterrassid. Käesoleva peatükiga paralleelselt vaadatakse ka jooniste köite arhitekturseid jooniseid (Paluoja, 2015).



Joonis 1.1. Töös käsitletava hoone kolmemõõtmeline mudel, vaatega katusele.

Hoone põhilised kandekonstruktsioonid rajatakse võimalikult suures ulatuses monteeritavatest raudbetoonelementidest kasutades C30/37 ja C25/30 klassi betooni vastavalt keskkonnaklassidele. Käesolevas töös käsitletakse arvutustes ainult kolmanda korruse monoliitset raudbetoonist vahelae projekteerimist, ülejäänud konstruktsioone ei käsitleta.

Hoonele on projekteeritud seinte alla lintvundament ning postide alla taldmikkvundamendid. Vundamentide projekteerimist ning geoloogilisi tingimusi käesolevas töös ei kajastata.

Nullkorrusel on lahendatud parkimine, panipaigad ning äripindade laoruum (joonis AE-1.01). Nullkorruse põrand on pinnasele toetuv kiudbetoonplaat, mille alla paigaldatakse vahtpolüstüreensoojustus ning tihendatud killustikalus. Nullkorruse seinad on ühekihilised monteeritavad raudbetoonpaneelid, mis kaetakse vahtpolüstüreenist soojustusega pärast montaaži. Monteeritavad raudbetoonpostid nullkorrusel on erineva ristlõikega. Nullkorruse vaheseinad on monteeritavatest raudbetoonpaneelidest või laotud õõnesbetoonplokkidest. Nullkorrusel paikneb trepikoda, mis viib esimesele korrusele. Trepielemendid on monteeritavad raudbetootrepid. Nullkorruse vahelagi on 300 mm paksune monoliitne raudbetoonplaat, mis toetub monoliitsetele jätkuvtaladele ning kandvatele seintele. Nullkorruse konstruktsioonide projekteerimist antud töös ei käsitleta.

Esimesel korrusel asuvad kuus äripinda, hoonet läbiv sissekäik ja kaks trepikoda (joonis AE-1.02). Esimese korruse välisseinad on kolmekihilised monteeritavad raudbetoonpaneelid ning osaliselt ka ühekihilised monteeritavad raudbetoonpaneelid. Ühekihilistele paneelidele paigaldatakse soojus ning viimistluskihtiks on fassaaditellis või valtsplekk (joonised AE-3.01...AE-3.04). Kandvad ja mittekanvad äripindadevahelised seinad on monteeritavad raudbetoonpaneelid, nii ühe- kui ka kolmekihilised. Märgade ruumide seinad on õõnesbetoonplokkidest. Esimesele korrusele on projekteeritud raudbetoonpostid vahelaetalade toetamiseks. Esimesel korrusel asuv trepikoda, mis asub teljest 4 paremal, viib nullkorrusele, keskeljel paiknev trepikoda ühendab eluruumide korruseid väljapääsuga. Trepielemendid on monteeritavad raudbetootrepid. Esimese korruse vahelagi on monteeritavates õõnespaneelidest kõrgusega 265 mm. Õõnespaneelid toetuvad kandvatele sise- ning välisseintele ja *Peikko Deltabeam* monteeritavatele terastaladele. Esimese korruse konstruktsioonide projekteerimist käesolevas töös ei kajastata.

Kuna teine ja kolmas korrus on plaanilahenduselt väga sarnased (joonised AE-1.03 ja AE-1.04), siis kirjeldatakse neid ühes lõigus. Mõlemal korrusel on 10 korterit. Kolmandal korrusel on 8 kahekorruselist korterit. Välisseinteks on sarnaselt esimese korrusega projekteeritud kolmekihilised ja ühekihilised monteeritavad raudbetoonpaneelid. Korteritevahelised seinad on monteeritavad raudbetoonpaneelid, märgade ruumide seinad õõnesbetoonplokid. Teist ja kolmandat korrust läbib trepikoda, kus kasutatakse monteeritavaid raudbetoonist trepielemente. Kolmandal korrusel on trepid, mis viivad korteri teisele korrusele. Trepid on teraskarkassil puitastmetega kergtrepid. Kõigil korteritel on rõdud, mis on projekteeritud monteeritavate rõduplaatidena. Teise korruse vahelagi on monteeritavatest õõnespaneelidest kõrgusega 265 mm, mis toetuvad kandvatele seinapaneelidele. Teise korruse konstruktsiooni arvutusi antud töös ei käsitleta. Kolmanda korruse vahelagi, milles on suured avad, on projekteeritud 250 mm paksusest monoliitsest raudbetoonist vahelagi. Vahelagi on maja keskmises osas ka katuslaeks. Käesolevas töös projekteeritakse kolmanda korruse vahelaeplaat kasutades kahte erinevat paksust: 250 mm ja 220 mm. Vahelaeplaadi paksuse vähendamisega oleks võimalik tekitada lisakõrgust elupindadele. Praeguse kõrguse piirab hoone detailplaneeringuga lubatud kõrgus +12.130 m (Smuškin, 2010)

Neljandal korrusel on 8 korteril eluruumidega teine korrus ning neljal korteril ka saun (AE-1.05). Välisseinteks on projekteeritud kolme- ja ühekihilised monteeritavad raudbetoonpaneelid. Ühekihilised paneelid kaetakse soojustusega ning kaetakse valtsplekiga. Korteritevahelised siseseinad on monteeritavatest raudbetoonpaneelidest, märgade ruumide seinad õõnesbetoonplokkidest. Seintest tulenevad koormused on kantud vahelaeplaadi arvutustesse joonkoormustena. Hoone keskel on korteritele projekteeritud katuseterrassid, mis on lahendatud terastaladega. Terrass ei toetu katusekattele. Terrassitaladest tulenevad punktkoormused on võetud arvesse vahelaeplaadi dimensioneerimisel.

Ehitise katus on osaliselt viilkatus kaldega 25°, osaliselt lamekatus (joonis AE-1.06). Hoone neljanda korruse välisseinte vahel on lamekatus, mis kaetakse PVC katusekattematerjaliga. Neljanda korruse katuslagi on puitkarkassil viilkatus ja osaliselt puitkarkassil lamekatus. Katuslagi toetub kandvatele välisseintele, kandvatele siseseintele ja liimpuidust harjatalale. Katuslaest tulenevad toereaktsioonid vahelaele on arvesse võetud koormustena. Katusele mõjuvad lumekoormused määratakse käesoleva töö peatükis 2.4.

1.2 Kandeskeemi kirjeldus

Antud töös käsitletava hoone jääkuse tagab seinte ning vahelagede süsteem. Vertikaalseteks jääkuselementideks on monteeritavatest raudbetoonelementidest seinad, horisontaalseteks jääkuselementideks on monoliitsed vahelaed ja monteeritavatest elementidest vahelaed. Hoone üldjääkuse arvutusi käesolevas töös ei teostata. Ehitise plaaniline lahendus on viidud võimalikult standardseks, lihtsustamaks monteeritavatest elementides ehitamist.

Hoonet läbivateks konstruktsioonideks on välisseinad telgedel A, D, 1 ja 5. Kandvatele välisseintele toetuvad vahelaed ning katus. Parklakorruse postidele toetuvad monoliitsed vahelaetalad. Vahelaetaladele toetub jätkuvplaadina töötav vahelagi. Talad on võimalikult suures ulatus viidud plaadi sisse vähendamaks vahelae kõrgust ning arvestatud tööle jätkuvtaladena võimaldamaks ökonoomsemat talade dimensioneerimist. Parklakorrukselt tuleva trepikoja kohal on kandetala läbi lõigatud võimaldamaks trepist liikumist. Garaaži sissesõidu katuslagi on projekteeritud õõnespaneelides paksusega 265 mm, mis toetuvad monteeritavatele raudbetoonpaneelidele.

Esimese korruse välisseinad toetavad keldrikorruse välisseintele, välja arvatud hoone perimeetril olevate sisseastete juures, kus nad toetavad keldri vahelae plaadile. Samuti toetub vahelae plaadile hoone keskel asuv trepikoda. Need koormused kantakse läbi vahelae taladele ja seintele ning sealt omakorda vundamendile. Esimese korruse vahelaes kasutatakse terastalaseid ka telgedel B, C, 2 ja 3, sest arhitektuurselt ei olnud sinna seinu projekteeritud. Talade toetamiseks on kasutatud monteeritavaid raudbetoonposte. Teljel 3 asuvad talad töötavad konsoolina, vähendamaks koormust keldri vahelaele.

Teise ja kolmanda korruse kandeskeemid on identsed, õõnespaneelid toetuvad kandeseintele ja sealt kandub koormus vundamendile. Kolmanda korruse vahelagi töötab jätkuvplaadi skeemi alusel ning toetub kandeseintele, olukorda raskendavad seinte ääres olevad suured avad, mis vähendavad oluliselt toetamise variante. Samuti ulatuvad avasse konsoolid, kuhu kinnituvad korterite sisetrepid.

Katusekonstruktsioon toetub põhiliselt seintele telgedel A, B, C ja D. Lamekatuse osa neljanda korruse väljaastetele ja kandvale vaheseinale. Katuse keskel on liimpuidust harjatala, mis toetub seintele ja monteeritavatele välisseinapaneelidele. Katuse sarikad töötavad lihttala skeemi järgi, harjatala jätkuvtalana telgede 1 ja 3 ning 3 ja 5 vahel.

Katusekonstruktsioonist tulenevad toereaktsioonid on arvesse võetud koormustena vahelaepaadile. Katusekonstruktsioonide arvutusi ja lahendusi käesolevas töös ei käsitleta.

Tuulekoormuste käsitlemisest loobutakse lihtsustuse huvides, kuna käesolev töö ei hõlma katusekonstruktsioonide ja seinte arvutusi ning tuulekoormuse poolt põhjustatud jõud ei avalda märkimisväärset mõju hoonele kui tervikule, sest antud hoone ei asu tuulele avatud piirkonnas.

1.3 Arvutusmeetodi kirjeldus

Käesolevas töös käsitletakse kolmanda korruse monoliitset raudbetoonist vahelaepaadile kahe erineva plaadipaksuse korral. Teiste kandekonstruktsioonide arvutused on projekteerimistöös käigus teostatud, kuid antud töös neid ei kirjeldata.

Vahelaepaadile arvutuste aluseks on koormusskeemid, mis koostatakse vastavalt vahelaepaadile mõjuvatele alalis-, kasus- ja lumekoormustele (lisa A, joonised A.1...A.3). Koormusskeemi põhjal koostatakse kande- ja kasutuspiirseisundi koormuskombinatsioonid ning määratakse koormuste osavaru- ja kombinatsioonitegurid vastavalt standardile EVS-EN 1990:2002+NA:2002.

Raudbetoonist vahelaepaadile liigendatud kuju tõttu kasutatakse sisejõudude leidmiseks arvutisprogrammi *Autodesk Robot Structural Analysis 2015* (ARSA). Programmi sisestatakse plaadi geomeetria ja määratakse vajalikud materjalide omadused võimaldamaks määrata plaadis tekkivad sisejõud. Vajalik pikitõmbearmatuuri intensiivsus plaadi alapinnas määratakse suurimate tekkivate paindemomentide järgi avas. Arvutuste lihtsustamiseks määratakse põhiarmatuur 1 m laiusele ribale. Arvutuslikke tulemusi võrreldakse konstruktiivsetest nõuetest tuleneva vajaliku minimaalse armatuuri intensiivsusega ning võrdluse tulemuste põhjal määratakse alumises pinnas vajalik põhiarmatuur. Plaadi kujust ja koormuste paiknemisest tulenevalt tekivad plaadi sillete keskel paindemomentide väärtuste maksimumid, kuhu dimensioneeritakse vajalik lisa pikitõmbearmatuur.

Raudbetoonplaadi ülapinna armatuuri dimensioneerimisel lähtutakse maksimaalsetest paindemomentidest. Põhiarmatuur dimensioneeritakse arvutades 1 m laiuse riba vajalik armatuuri kogus. Plaadi tugede kohal tekivad suuremad paindemomendid kui plaadis üldiselt. Tugede kohal dimensioneeritakse raudbetoonplaadi ülapinda vajalik lisaarmatuur.

Käesolevas töös esitatakse arvutused ühe tüüpse piirkonna alapinnaarmatuuri kui ka ülapiinnaarmatuuri kohta. Ülejäänud piirkondade arvutused teostatakse samas mahus, tulemused esitatakse tabelis.

Vahelaeplaadi põikjõukontroll teostatakse kriitiliste põikjõudude piirkonnas toe kohal. Toe perimeetri ja baaskontrollperimeetri arvutused põhinevad põikarmatuurita plaadi läbisurumise eeskirjadele. Arvutustega hinnatakse põikjõuarmatuuri vajadust.

Ülapinna põhiarmatuuri minimaalseks läbimõõduks määratakse 10 mm ehitustehnoloogiliselt tulenevalt, sest ehitustööde käigus toimub armatuuril kõndimist ning peenem armatuur võib sellisel juhul deformeeruda.

Kasutuspiirseisundi arvutustega kontrollitakse vahelaeplaadis pragude tekkimist ning nende tekkimisel avanemislaiust. Pragudekindluse kontroll teostatakse arvutusprogrammi abil ning seda kontrollitakse ka käsitsi arvutustega. Kasutuspiirseisundi arvutused põhinevad tõenäolisel koormuskombinatsioonil.

Kasutuspiirseisundi kontroll läbipaindele toimub arvutusprogrammi abil, kuna käsitsi arvutamiseks on uuritav konstruktsioon liiga keeruline. Tegu on staatiliselt määramatu mitmesildelise plaadiga, mis töötab kahes suunas ning millel on suured avad mõningates silletes. Seetõttu teostatakse läbipainde arvutus arvutusprogrammi ARSA keskkonnas. Programmist saadavate arvutuste tulemuste kontrolliks modelleeritakse lihtsam süsteem, mille läbipaine on lihtsalt arvutatav.

ARSA programmi näol on tegemist lõplike elementide meetodil põhineva arvutusprogrammiga, mis võimaldab ka dimensioneerida ehituskonstruktsioone. Programmis sisaldub suurel hulgal materjale ning erinevaid terasristlõikeid, mille hulgast saab valida sobivad. Materjali omaduste sisestamisega ning raudbetoonplaadi paksuse määramisega võtab programm ise arvesse plaadi omakaalu. Koormused sisestatakse programmi alagrupidena (alaliskoormused, kasuskoormused, lumekoormused jne.), mis võimaldab kasutada erinevatele gruppidele erinevaid osavarutegureid ja kombinatsioonitugeid olenevalt rakendatavast koormuskombinatsioonist.

1.4 Arvutusalused

Arvutused põhinevad eelprojekti seletuskirjas esitatud nõuetele, kasutusklassidele ning projekteeritavale hoonele määratud tingimustele. Ehitise planeeritav kasutusiga on 50 aastat. Hoone on kombineeritud kasutusklassiga ärihoone-korterimaja. Hoone tulepüsivusklass on TP1, kasutusviis I ja V ning hoones on tagatud I tulekaitsetase. Põlemiskoormus jääb ehitises alla 600 MJ/m^2 . Maa-aluse korruse kandekonstruktsioonide nõutav tulepüsivus on R120, maapealsete korruste kandekonstruktsioonide nõutav tulepüsivus on R60 (Paluoja, 2015).

Käesolevas töös projekteeritavad raudbetoonkonstruktsioonid on betoonist klassiga C25/30 ning armatuurteraseks kasutatakse sarrust klassiga B500B. Konstruktsioon kuulub XC1 keskkonnaklassi (EVS-EN 1992-1-1:2007, tabel 4.1) Ehitusmaterjalide omadused, mille alusel arvutatakse konstruktsioonid, on toodud tabelites 1.1 ja 1.2. (*Ehituskonstruktori käsiraamat*, 2010).

Tabel 1.1. Betoon C25/30 ja C30/37 karakteristikud (tugevuse ühik on MPa, elastsusmoodulil GPa) (EVS-EN 1992-1-1:2007, tabel 3.1)

Betoon	f_{ck}	f_{cm}	f_{ctm}	$f_{ctk,0,05}$	$f_{ctk,0,95}$	E_{cm}	f_{cd}	f_{ctd}
C25/30	25	33	2,6	1,8	3,3	31	16,7	1,20

Tabel 1.2. Armatuurterase B500B karakteristikud (tugevuse ühik on MPa) (EVS-EN 10080:2006, osa 7.2)

Teras	f_{yk}	f_{yd}	E_s
B500B	500	435	$2 \cdot 10^5$

Konstruktsiooniklass määrati hoone projekteerivatele konstruktsioonidele vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatu (EVS-EN 1992-1-1:2007, lk 57-58) juhiste olenevalt betooni klassist, keskkonnaklassidest ja hoone kasutuseast. Konstruktsiooniklassiks valiti S4.

Projekteeritavate konstruktsioonide minimaalne nimikaitsekiht leitakse vastavalt betooni klassist ning keskkonnaklassist valemiga $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$, kus $c_{min} = 15 \text{ mm}$ ja kaitsekihi lubatav hälve $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$, seega $c_{nom} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$. (EVS-EN 1992-1-1:2007, osa 4.4).

2. KOORMUSED

2.1 Piirseisundid, koormuskombinatsioonid ja osavarutegurid

Konstruksioonide arvutamise aluseks on mõjuvate koormuste normatiivsed väärtused. Konstruksiooniarvutuste eesmärgiks on kontrollida piirseisunditele vastavust. Käesoleva töö käigus kontrollitakse alalisest arvutusolukorrast tingitud koormusjuhte, mille hulka kuuluvad nii kande- kui ka kasutuspiirseisundid (*Ehituskonstruktori käsiraamat*, 2010).

Kandepiirseisund iseloomustab konstruktsiooni purunemist, staatilise tasakaalu kaotust, stabiilsuse kaotust või kahjustusi, millest tulenevalt kaotab konstruktsioon kandevõime ja tekib oht inimestele. Kandepiirseisundi kontrollimisel tuleb mõjuvad koormused läbi korrutada osavaruteguritega, alaliskoormuste osavarutegur $\gamma_G = 1,2$ ja kasuskoormuste osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$. Kui samaaegselt mõjub rohkem kui üks kasuskoormus, siis mittedomineerivad koormused korrutatakse läbi kombinatsiooniteguriga Ψ_0 (EVS-EN 1990:2002+NA:2002).

Kasutuspiirseisundi arvutustega kontrollitakse konstruktsioonide välimuse ja kasutatavusega seotud tulemusi. Kontrollitakse deformatsioone ja pragunemist. Kasutuspiirseisundeid eristatakse vastavalt koormusest põhjustatud tagajärgedele taastuvateks ja taastumatuteks. Taastumatute kasutuspiirseisundite puhul kasutatakse üldjuhul normatiivset koormuskombinatsiooni ja taastuvate kandepiirseisundite puhul tavalist koormuskombinatsiooni. Koormuste pikaajalisest toimest ning konstruktsiooni välimusega seotud kasutuspiirseisundite puhul rakendatakse tõenäolist koormuskombinatsiooni. Käesolevas projektis käsitletavad pragunemine ja läbipaine liigituvad välimusega seotud kombinatsioonide alla ja seega kasutatakse kasutuspiirseisundi arvutustes tõenäolist koormuskombinatsiooni. Koormuste osavaruteguriks kõikide koormuste puhul võetakse koormuskombinatsiooniarvutustes $\gamma_G = 1,0$ ja $\gamma_Q = 1,0$. Normatiivse koormuskombinatsiooni puhul vähendatakse mittedomineerivaid koormusi kombinatsiooniteguriga Ψ_0 . Tõenäolise koormuskombinatsiooni korral vähendatakse kõiki muutuvkoormusi kombinatsiooniteguriga Ψ_2 . Kombinatsioonitegurid olenevad hoone kasutusklassist – käesoleval hoonel on kaks kasutusklassi, A – eluruumid ja B – bürooruumid. Standardis määratud kombinatsioonitegurite väärtused on toodu tabelis 1.3 (*Ehituskonstruktori käsiraamat*, 2010; EVS-EN 1990:2002+NA:2002; Valgur, 2011).

Tabel 2.1. Kombinatsiooniteguri Ψ väärtused (EVS-EN 1990:2002+NA:2002, tabel A.1.1)

Koormuse liik	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Kasuskoormus Klass A (eluruumid)	0,7	0,5	0,3
Kasuskoormus Klass B (bürooruumid)	0,7	0,5	0,3
Lumekoormus	0,5	0,2	0

2.2 Alaliskoormused

Konstruksioonide omakaalu koormused on käesoleva hoone projektis arvatud vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002. Materjalide mahukaalude väärtused põhinevad standardis ja Ehituskonstruktori käsiraamatus toodud andmetele. Vahelae konstruktsioonide omakaalude normatiivsed väärtused on näidatud konstruktsioonide kirjelduste juures.

Lisaks omakaalu koormustele on vahelaele rakendatud ka täiendav riputuskoormus 0,25 kN/m², mis tuleneb lakke kinnitatavatest kommunikatsioonidest ja ripplagedest. Alaliskoormuste paiknemine on näidatud lisas A, joonisel A.1.

2.3 Kasuskoormused

Hoone konstruktsioonidele mõjuvad kasuskoormuste normatiivsed väärtused olenevad ruumide kasutusotstarbest. Käesoleva projekti uurimisobjektiks olev vahelagi kuulub klassi A – eluruumid ning klassi H – katused, kuhu pääseb ainult hoolduseks, remondiks ja puhastustöödeks. Tabel 2.2 esitab ruumide põrandatele mõjuvad kasuskoormused ja tabel 2.3 H – klassi katustele mõjuvad kasuskoormused.

Tabelitest 2.2 ja 2.3 lähtuvalt on kasuskoormused vahelaeplaadile siseruumide osas 2,0 kN/m², katuseterrassidel 2,5 kN/m² ja katuslae osas (lamekatvus) 0,75 kN/m². Samaaegselt ei arvestata katusele mõjuvat lumekoormust ja kasuskoormust ning seetõttu jäetakse katusele mõjuv kasuskoormus lihtsustuse huvides arvutustest välja. Piiriseisundite kontrollil saab määravaks lumekoormus (*Ehituskonstruktori käsiraamat*, 2010), mis määratakse peatükis 2.4. Kasuskoormuste paiknemine on näidatud lisas A, joonisel A.2.

Tabel 2.2. Elu-, avalike ja äriruumide põrandate kasuskoormused (EVS-EN 1991-1-1:2002, Tabel NA.6.2).

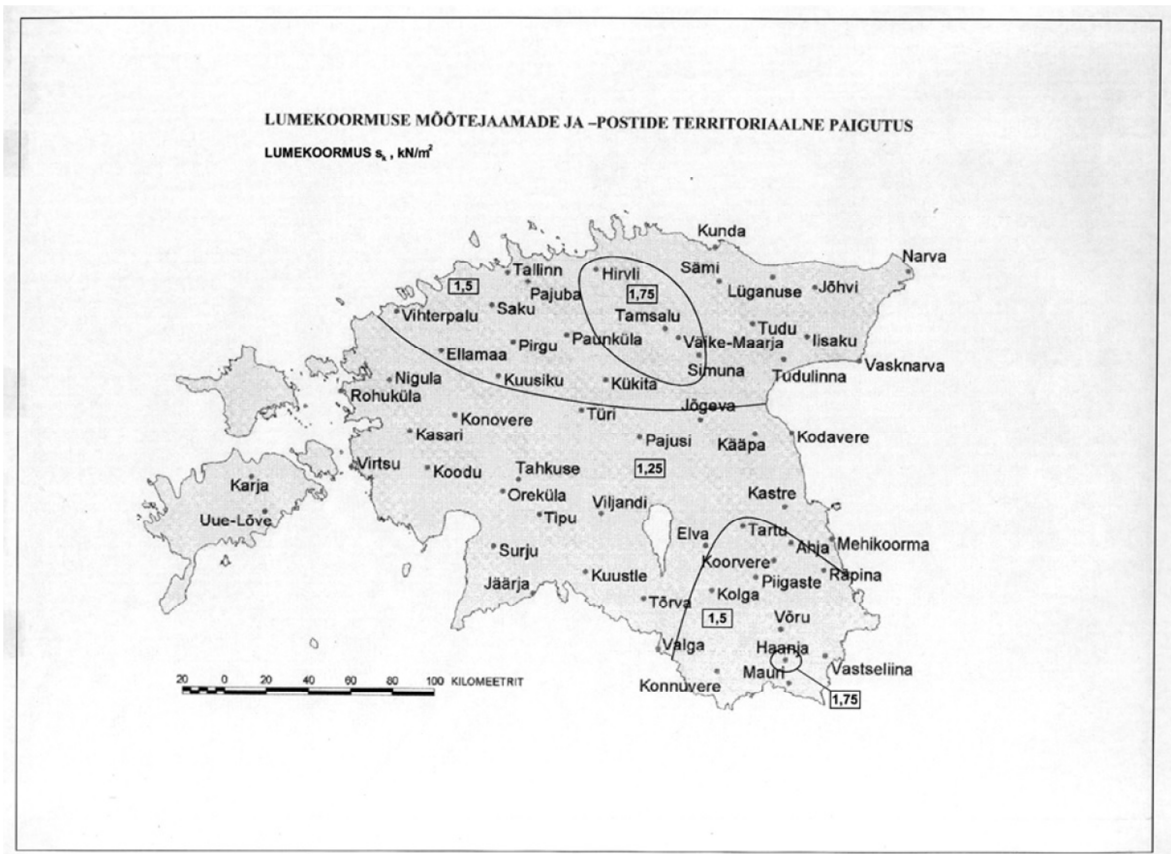
Ruumi klass		q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
A	vahelaed	2,0	2,0
	trepid	2,0	2,0
	rõdud	2,5	2,0
B		3,0	2,0
C	C1	3,0	4,0
	C2	4,0	4,0
	C3	5,0	4,0
	C4	5,0	4,0
	C5	5,0	4,0
D	D1	5,0	4,0
	D1	5,0	7,0

Tabel 2.3. Elu-, avalike ja äriruumide põrandate kasuskoormused (EVS-EN 1991-1-1:2002, Tabel NA.6.10) .

Katuse klass	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
H – kalle kuni 20°	0,75	1,5
H – kalle üle 20°	0	1,5

2.4 Lumekoormused

Käesoleva töö vahelagi on osaliselt ka katuslagi, mis on osaliselt piiratud kaldkatusega ja osaliselt seinaga. Lumekoormuse määramine on keerukas väga erinevate lume kuhjumist põhjustavate tegurite tõttu. Lumekoormuse määramine katuslaele teostatakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-3:2006. Lumekoormused leitakse kahes osas, kõigepealt leitakse lumekoormus katusele olenevalt katuse kujutegurist ning seejärel lisandub koormus lume kuhjumisest, mis on tingitud eenditest ja lume libisemisest kõrgemalt katuselt.



Joonis 2.1. Lume normkoormus s_k maapinnal kN/m² (EVS-EN 1991-1-3:2006, Joonis NA.4.1).

Standardi EVS-EN 1991-1-3:2006 kohaselt määratakse hoone geograafilisest asukohast (Tartu) tingitud lume normatiivne koormus maapinnal $s_k = 1,5$ kN/m² (joonis 2.1).

2.4.1 Lumekoormus lamekatustele

Katustele mõjuv lume normatiivne koormus s_l (kN/m²) arvutatakse valemiga:

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

kus

μ_i – lumekoormuse kujutegur (tabel 2.4),

s_k – normatiivne lumekoormus maapinnal,

C_e – avatustegur,

C_t – soojustustegur (EVS-EN 1991-1-3:2006).

Standardi (EVS-EN 1991-1-3:2006) rahvusliku lisa kohaselt võetakse $C_e = 1,0$ ja $C_t = 1,0$.

Tabel 2.4. Lumekoormuse kujutegurid (EVS-EN 1991-1-3:2006, Tabel 5.2).

Katuse kaldenurk α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8\alpha/30$	1,60	–

Kuna tegemist on lamekatusega, siis tabelist 2.4 võetakse kujuteguriks $\mu_1 = 0,8$. Võttes arvesse katuse kujuteguri, standardis määratud väärtused ning normatiivse lumekoormuse maapinnal, leitakse normatiivne lumekoormus katusele valemiga (2.1):

$$s_1 = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

2.4.2 Lumekoormus lume kuhjumisel katusele

Lume kuhjumine projekteeritaval vahelaeplaadil on tingitud kõrgematest hooneosadest, mille taha saab lumi tuule mõjul kuhjuda. Lisaks ka kaldkatusest, millelt libiseb lumi projekteeritavale vahelaeplaadile. Standardi EVS-EN 1991-1-3:2006 kohaselt määratakse lumekoormuse kujutegur μ_2 valemiga:

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

kus

μ_s – ülemiselt katusele lume alla libisemisel tekkiva hange kujutegur,

μ_w – tuule mõjul kuhjuva lumehange kujutegur (EVS-EN 1991-1-3:2006).

Vaadeldava katusega külgnev kõrgem kaldkatuse on kaldenurgaga 25° . Standardi EVS-EN 1991-1-3:2006 kohaselt võetakse katustel, mille kaldenurk on suurem kui 15° allalibiseva lume koormuseks 50% kõrgemal asuva katuse tahu suurimast lumekoormusest arvestades vastava katuse kujutegureid. Allalibisevast lumest tingitud kujutegur leitakse järgneva valemiga:

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

kus

b^* – kõrgema katuse astmepoolse tahu horisontaalprojektsiooni laius,

μ^* – kõrgema katuse astme poolse tahu kujutegur,
 l_s – hange pikkus m (*Ehituskonstruktori käsiraamat*, 2010).

Kõrgema katuse kujutegur on vastavalt tabelile 2.4 $\mu^* = 0,8$. Kõrgema katuse astmepoolse tahu horisontaalprojektsiooni laius on $b^* = 3,93$ mm. Hange pikkus leitakse valemiga:

$$l_s = 2 \cdot h, \text{ kusjuures } 2 \text{ m} \leq l_s \leq 6 \text{ m} \quad (2.4)$$

Külgneva katuse kõrgus $h = 875$ mm. Valemist 2.4 leitakse hange pikkus:

$$l_s = 2 \cdot 0,88 = 1,76 \text{ m} < 2 \text{ m}$$

Seega valitakse arvutustes hange pikkuseks $l_s = 2$ m.

Allalibisevast lumest tekkinud lumehange kujutegur arvutatakse valemiga (2.3):

$$\mu_s = \frac{3,93 \cdot 0,8}{2} = 1,57$$

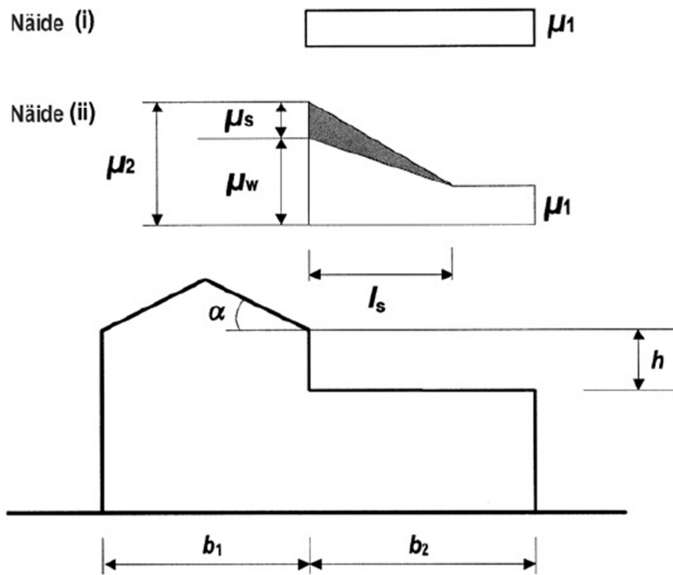
Tuule mõjul kuhjuva lumehange kujutegur arvutatakse valemiga:

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{l_s} < \frac{\gamma \cdot h}{s_k}, \quad (2.5)$$

kus

- b_1 – kõrgema katusega hooneosa laius m,
- b_2 – madalama katusega hooneosa laius m,
- l_s – hange pikkus m,
- γ – lume puistemahukaal kN/m^3 , (arvutustes $2,0 \text{ kN/m}^3$),
- h – katuse astme kõrgus m (EVS-EN 1991-1-3:2006).

Joonisel 2.2 on näidatud valemis (2.1) vajalikud mõõtmed graafiliselt. Käesolevas projektis vaadeldaval hoonel tekib lumekott kahe erineva kõrgusega katuseastme kõrvale. Madalama katuseastme mõõtmed vastavalt joonisele 2.2 on $h = 0,88$ m, $b_1 = 7,85$ m ja $b_2 = 6,9$ m. Kõrgema katuseastme mõõtmed vastavalt joonisele 2.2 on $h = 2,63$, m, $b_1 = 7,85$ m ja $b_2 = 6,9$ m.



Joonis 2.2. Lumekoormuse kujutegurid katuseastme juures (EVS-EN 1991-1-3:2006, joonis 5.7).

Hange pikkused kõrgemale astmele leitakse valemiga (2.4):

$$l_s = 2 \cdot 2,63 = 5,26 \text{ m} < 6 \text{ m}$$

Kuna hange pikkus vastab tingimusele, siis arvutustes võetakse hange pikkuseks $l_s = 5,26$ m.

Tuule mõjul kuhjuva lumehange kujutegur madalamale astmele μ_w leitakse valemiga (2.5):

$$\mu_w = \frac{7,85 + 6,9}{2} = 7,38 > \frac{2 \cdot 0,88}{1,5} = 1,17$$

Kuna arvatud kujutegur μ_w on suurem kui piirtingimuses seatud 1,17, ning see rahuldab omakorda tingimust $0,8 \leq \mu_w \leq 2,5$, siis edaspidistes arvutustes kasutatakse madalama katuseastme juures kuhjumisest põhjustatud kujutegurit $\mu_w = 1,17$.

Tuule mõjul kuhjuva lumehange kujutegur madalamale astmele μ_w leitakse valemiga (2.5):

$$\mu_w = \frac{7,85 + 6,9}{5,26} = 2,80 < \frac{2 \cdot 2,63}{1,5} = 3,51$$

Kuna arvatud kujutegur μ_w on väiksem kui piirtingimuses seatud 3,51, kuid see ei rahulda $0,8 \leq \mu_w \leq 2,5$, siis edaspidistes arvutustes kasutatakse madalama katuseastme juures kuhjumisest põhjustatud kujutegurit $\mu_w = 2,5$.

Lume kuhjumisest tingitud lumehange kujutegurid kõrgemale ja madalamale astmele leitakse valemiga (2.2):

Madalamale astmele:
$$\mu_2 = 1,57 + 1,17 = 2,74$$

Kõrgemale astmele:
$$\mu_2 = 0 + 2,5 = 2,5$$

Kõrgemale astmele ülemiselt katusele lund ei libise, sest tegu on lamekatusega ja seega arvutuses $\mu_s = 0$.

Katusele mõjuvad maksimaalsed normkoormused kuhjunud lumest leitakse valemiga (2.1):

Madalamale astmele:
$$s_1 = 2,74 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 4,11 \text{ kN/m}^2$$

Kõrgemale astmele:
$$s_1 = 2,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

Kuna katuse kuhu on muutlik, kuid leitud lumekoormused on suhteliselt ühtlased ning lume kuhjumist põhjustavate piirete astmed paiknevad lähestikku, siis lihtsustuse huvides võetakse kogu katuse ühtlaselt koormatuks lumest tingitud koormusega $3,75 \text{ kN/m}^2$. Lumekoormuste paiknemine on näidatud lisa A, joonisel A.3.

3. ARVUTUSPROGRAMMI KONTROLL LIHTSUSTATUD MEETODIL

3.1 Kontrollmeetodi kirjeldus

Kuna käesolevas töös kasutatakse projekteeritava konstruktsiooni keerukuse tõttu arvutusprogrammi *Autodesk Robot Structural Analysis 2015*, siis leiti, et arvutusprogrammi tulemusi peab kontrollima. Kontrollmeetodi põhiline eesmärk on hinnata läbipainete ja pragunemise määramise õigsust raalprojekteerimise korral, kuid võrreldakse ka pikitõmbearmatuuri määramist. Vajadus kontrollida eeskätt läbipaindeid ja pragunemist tuleneb käesoleva projekti plaadi kujust ning konsoolidest, mille läbipaindeid kaudsel teel hinnata ei saa, kuna ei ole rahuldatud kaudseks hindamiseks vajalikud toetingimused (*Ehituskonstruktori käsiraamat*, 2010).

Selleks, et teostada kontroll klassikalisel meetodil käsitsi arvutades, koostati lihtsustatud monoliitne raudbetoonplaat, mille puhul võrreldi arvutusprogrammiga saadud tulemusi ja käsitsi arvutatud tulemusi. Autori poolt teostatavad arvutused põhinevad loengukonspektidele, *Ehituskonstruktori käsiraamatule* ning standardile.

Kontrolli teostamiseks modelleeriti arvutusprogrammis ühes suunas töötav raudbetoonplaat sildega 6 m, pikkusega 16 m ning paksusega 250 mm. Suur pikkus valiti, et teostada käsitsi arvutused plaadi keskel töötava 1 m laiuse riba kohta ning saada sama põhimõtte järgi tulemused ka arvutusprogrammist. Ühes suunas töötavaks loetakse plaati, mille pikkuse ja laiuse suhe on suurem kui 2 (Valgur, 2010). Kontrollitakse valitud plaatide mõõtmete vastavust kriteeriumile:

$$\frac{16}{6} = 2,67 > 2$$

Seega on plaat kindlasti ühes suunas töötav, ning kontrolli teostamine vastavalt etteantud tingimustele on võimalik.

Raudbetoonplaadi pikitõmbearmatuur leitakse kandepiirseisundi koormuskombinatsiooni järgi ning läbipainde ning pragunemise kontroll teostatakse kasutuspiirseisundi järgi.

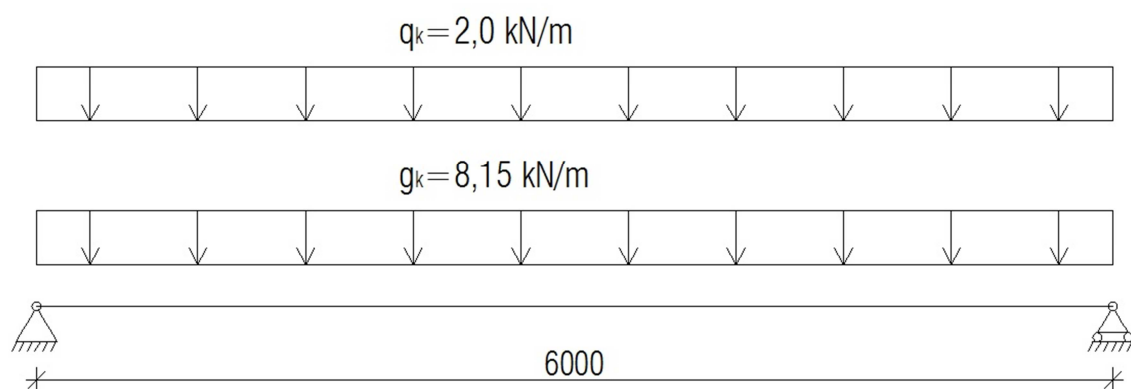
3.2 Koormused

Kontrolli lihtsustamiseks kasutatakse võimalikult suures ulatuses käesoleva projektiga ühtivaid koormusi. Kontrolli läbiviimiseks kasutatud koormused on toodud tabelis 3.1. Arvutuste lihtsustamiseks kasutati ainult alalis- ning kasuskoormuseid. Alaliskoormuse täpsem arvutus on toodud tabelis 4.1.

Tabel 3.1. Arvutusprogrammi kontrollimiseks kasutatud normatiivsed koormused.

Koormus	(kN/m ²)
Alaliskoormus	8,15
Kasuskoormus	2,0

Kontrollarvutuste teostamiseks koostati koormusskeem, mis on näha joonisel 3.1.



Joonis 3.1. Kontrollarvutuste koormusskeem.

3.3 Toereaktsioonide ja sisejõudude leidmine kandepiirsesundis

3.3.1 Toereaktsioonid

Arvutuslikud toereaktsioonid kandepiirsesundis arvutatakse 1 m laiuse raudbetoonplaadi riba kohta plaadi keskel valemiga:

$$R_1 = R_2 = \frac{q_d \cdot b_t \cdot l}{2}, \quad (3.1)$$

kus

q_d – arvutuslik pinnakoormus kN/m²,

b_t – arvutatava ristlõike laius, m,

l – arvutatava ristlõike sille m.

Arvutuslik pinnakoormus normatiivses koormuskombinatsioonis leitakse valemiga:

$$q_d = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k, \quad (3.2)$$

kus

g_k – normatiivne alaliskoormus kN/m^2 ,

q_k – normatiivne kasuskoormus kN/m^2 ,

γ_G – alaliskoormuse osavarutegur,

γ_Q – kasuskoormuse osavarutegur,

Arvutuslik pinnakoormus leitakse valemiga (3.2):

$$q_d = 1,2 \cdot 8,15 + 1,5 \cdot 2,0 = 12,78 \text{ kN/m}^2$$

Arvutuslikud toereaktsioonid leitakse valemiga (3.1):

$$R_1 = R_2 = \frac{12,78 \cdot 1 \cdot 6}{2} = 38,34 \text{ kN/m}$$

Lisa B jooniselt B.1 on näha, et arvutusprogramm annab toereaktsioonide väärtuseks 37,92 kN/m.

3.3.2 Sisejõud

Sisejõudude leidmise lihtsustamiseks teostatakse arvutused 1 m laiuse plaadi riba kohta. Sisejõududest mõjutab edaspidist kontrolli eelkõige paindemoment, sest selle põhjal toimub pikitõmbearmatuuri kui ka läbipainde ning pragunemise kontroll. Maksimaalne arvutuslik paindemoment silde keskel arvutatakse valemiga:

$$M_{Ed} = \frac{q_d \cdot b_t \cdot l^2}{8}, \quad (3.3)$$

kus

q_d – arvutuslik pinnakoormus kN/m^2 ,

b_t – arvutatava ristlõike laius, m,

l – arvutatava ristlõike sille m.

Maksimaalne paindemoment leitakse valemiga (3.1):

$$M_{Ed} = \frac{12,78 \cdot 1 \cdot 6^2}{8} = 57,51 \text{ kNm/m}$$

Lisa B jooniselt B.1 on näha, et arvutusprogrammis oli maksimaalseks paidemomendiks plaadi keskel 56,58 kNm/m.

Põikjõud kontrollitavas vahelaeplaadis leitakse valemiga:

$$Q_{Ed} = \frac{q_d \cdot b_t \cdot l}{2} \quad , \quad (3.4)$$

Põikjõud kontrollitavas vahelaeplaadis leitakse valemiga (3.4)

$$Q_{Ed} = \frac{12,78 \cdot 1 \cdot 6}{2} = 38,34 \text{ kN/m}$$

Lisa B jooniselt B.1 on näha, et arvutusprogrammis oli maksimaalseks põikjõuks plaadi servas 36,66 kN/m.

Kandepiirseisundis on sisejõudude erinevus autori poolt teostatud arvutuste ja ARSA tulemuste vahel ~2-5%, mida autori hinnangul põhjustab arvutusmetoodikate erinevus. Käsitsi arvutus toimub lihtsustatud varrasskeemi abil, kuid arvutusprogramm kasutab lõplike elementide meetodid. Samuti arvestab programm elemendi jäikusega. Kandepiirseisundi tulemuste põhjal dimensioneeritavate näitajate (pikitõmbearmatuuri kogus) kontrollimiseks otsustas autor kasutada edaspidi arvutusprogrammis saadud tulemusi, et need oleksid paremini võrreldavad käsitsi arvutustega.

3.4 Toereaktsioonide ja sisejõudude leidmine kasutuspiirseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis

3.4.1 Toereaktsioonid

Arvutuslikud toereaktsioonid kandepiirseisundis arvutatakse 1 m laiuse raudbetoonplaadi riba kohta plaadi keskel valemiga (3.1), kasutades tõenäolisest koormuskombinatsioonist saadud pinnakoormusi valemiga:

$$q_d = g_k + \Psi_2 \cdot q_k, \quad (3.5)$$

kus

g_k – normatiivne alaliskoormus kN/m^2 ,

q_k – normatiivne kasuskoormus kN/m^2 ,

Ψ_2 – kombinatsioonitegur (vt tabel 2.1).

Pinnakoormused kasutuspiiriseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis leitakse valemiga (3.5):

$$q_d = 8,15 + 0,3 \cdot 2,0 = 8,75 \text{ kN/m}^2$$

Toereaktsioonid leitakse valmiga (3.1):

$$R_1 = R_2 = \frac{8,75 \cdot 1 \cdot 6}{2} = 26,25 \text{ kN/m}$$

Lisa B jooniselt B.2 on näha, et arvutusprogramm annab toereaktsioonide väärtuseks 25,90 kN/m.

3.4.2 Sisejõud

Maksimaalne paindemoment kasutuspiiriseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis silde keskel arvutatakse valemiga (3.3):

$$M_{Ed} = \frac{8,75 \cdot 1 \cdot 6^2}{8} = 39,38 \text{ kNm/m}$$

Lisa B jooniselt B.2 on näha, et arvutusprogrammis oli maksimaalseks paidemomendiks plaadi keskel 38,64 kNm/m.

Põikjõud kontrollitavas vahelaeplaadis leitakse valemiga (3.4):

$$Q_{Ed} = \frac{8,75 \cdot 1 \cdot 6}{2} = 26,25 \text{ kN/m}$$

Lisa B jooniselt B.1 on näha, et arvutusprogrammis on maksimaalseks põikjõuks plaadi servas 25,04 kN/m.

Kasutuspiiriseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis on sisejõudude erinevus käsitsi arvutuste ja ARSA tulemuste vahel 2-5%, mida autori hinnangul põhjustab arvutusmetoodikate erinevus, nagu punktis 3.3.2 kirjeldati. Kasutuspiiriseisundi tõenäolise

koormuskombinatsiooni tulemuste põhjal arvutatavate näitajate (läbipaine, pragunemine) kontrollimiseks otsustas autor kasutada edaspidi arvutusprogrammis saadud tulemusi, et need oleksid paremini võrreldavad käsitsi arvutustega.

3.5 Pikitõmbearmatuuri dimensioneerimise kontroll

Pikitõmbearmatuuri dimensioneerimiseks eeldatakse, et ristlõige on normaalarmeeritud. Survearmatuuri vajadust hinnatakse tingimusega $\mu \leq \mu_c$, kui tingimus on täidetud, siis on ristlõige normaalarmeeritud ja ristlõikes ei ole arvutuslik survearmatuur vajalik. Vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatule (2010) on B500B klassi armatuurterasele $\mu_c = 0,372$.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2} \quad , \quad (3.6)$$

kus

- M_{Ed} – arvutuslik paindemoment kNm/m,
- f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus MPa,
- b – arvutatava ristlõike laius mm,
- d_1 – ristlõike kasuskõrgus mm.

Suhteline moment μ arvutatakse valemiga (3.6):

$$\mu = \frac{56,58 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 1000 \cdot 219^2} = 0,071$$

Kuna $\mu = 0,066 < \mu_c = 0,372$, siis on ristlõige normaalarmeeritud ning arvutuslik survearmatuur ei ole vajalik. Survetsooni suhteline arvutuskõrgus ω arvutatakse valemiga:

$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1}{f_{yd}} \quad , \quad (3.7)$$

kus

- ω – survetsooni suhteline arvutuskõrgus,
- f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus MPa,
- f_{yd} – armatuurterase arvutuslik voolavuspiir MPa,
- b – arvutatava ristlõike laius mm,

d_1 – ristlõike kasuskõrgus mm.

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus ω :

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}, \quad (3.8)$$

kus

μ – suhteline moment.

Survetsooni suhteline kõrgus arvutatakse valemiga (3.8):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,071} = 0,073$$

Survearmatuurita ristlõike vajalik arvutuslik pikitõmbearmatuur leitakse valemiga (3.7):

$$A_{s1} = \frac{0,073 \cdot 16,7 \cdot 1000 \cdot 219}{435} = 617 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pikitõmbearmatuuri minimaalne ristlõikepindala $A_{s,min}$ leitakse valemiga:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_1, \quad (3.9)$$

kus

f_{ctm} – betooni tõmbetugevus MPa,

f_{yk} – armatuurterase normatiivne volavuspiir MPa,

b_t – arvutatava ristlõike laius mm,

d_1 – ristlõike kasuskõrgus mm (*Ehituskonstruktori käsiraamat*, 2010).

Arvutatava vahelaeplaadi pikitõmbearmatuuri minimaalne ristlõikepindala leitakse valemiga (3.9):

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1000 \cdot 219 = 296 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Kuna arvutuslik ristlõikepindala $A_{s1} > A_{s,min}$, siis lähtutakse arvutuslikust vajalikest pikitõmbearmatuuri kogusest.

Lisa B joonisel B.3 on näidatud arvutusprogrammi poolt dimensioneeritud vajalik pikitõmbearmatuuri kogus kandepiirsesundis. Jooniselt on näha vajalik kogus $A_{sI,a} = 606 \text{ mm}^2/\text{m}$, mis on väga lähedal käsitsi arvutatuga.

Pikitõmbearmatuuriks valitakse armatuur B500B, $\text{Ø}12 \text{ mm}$, $s = 150 \text{ mm}$, mis annab armatuuri koguseks $A_{sI,prov} = 753 \text{ mm}^2/\text{m}$. Pragunemise ning läbipainde kontroll tehakse lähtuvalt sellest armatuurikogusest. Jaotusarmatuuriks valiti $\text{Ø}10 \text{ mm}$, $s = 250 \text{ mm}$. Ülapinnas nähakse ette minimaalne armatuur $\text{Ø}10 \text{ mm}$, $s = 250 \text{ mm}$. Seda on vajalik määrata, sest arvutusprogramm ei arvuta ilma kõiki armatuure määrata.

Armatuurvarrastele lubatud suurim vahekaugus määratakse tingimustes (h on plaadi paksus) (*Ehituskonstruktori käsiraamat*, 2010):

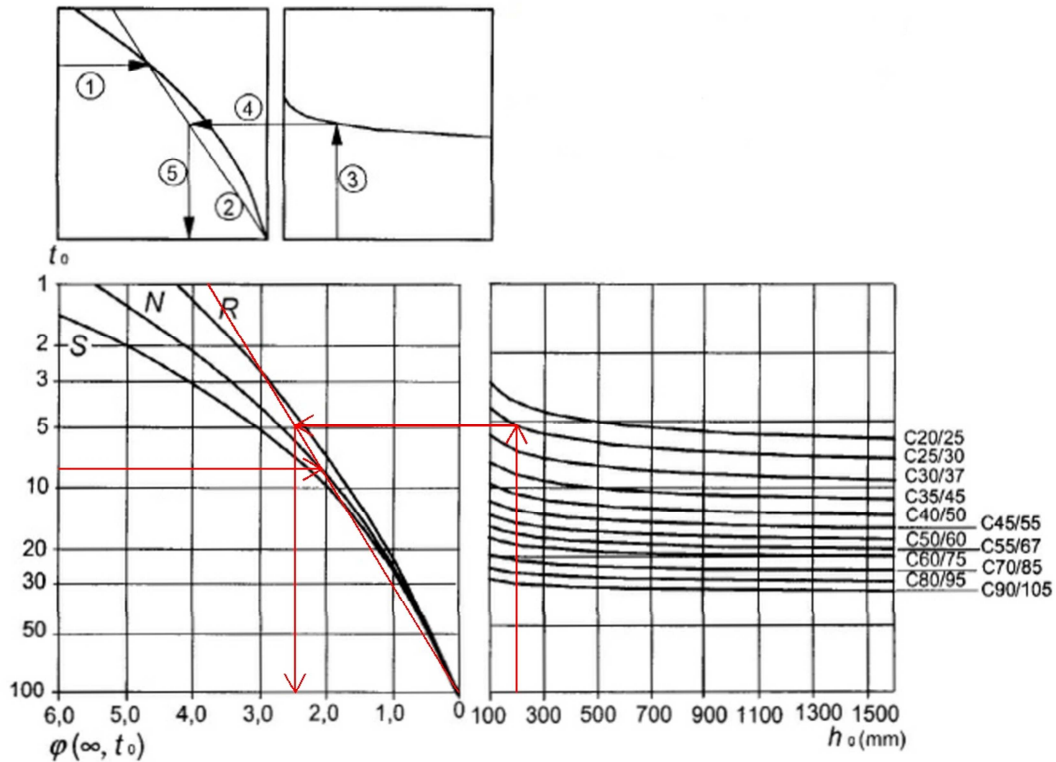
- suurimate paindemomentide piirkonnas ning koondatud koormuse korral:
 - töötaval armatuuril: $s_{max} < 2h < 250 \text{ mm}$
 - jaotusarmatuuril: $s_{max} < 3h < 400 \text{ mm}$
- muudel juhtudel
 - töötaval armatuuril: $s_{max} < 3h < 400 \text{ mm}$
 - jaotusarmatuuril: $s_{max} < 3,5h < 450 \text{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

Töötavale armatuurile valitud $s_I = 150 \text{ mm} < 250 \text{ mm} < 2h = 2 \cdot 250 = 500 \text{ mm}$. Seega vastab valitud armatuuri samm konstruktiivsetele nõuetele.

3.6 Pragunemise kontroll

Pragude tekkimise ning nende avanemislaiuse määramiseks kasutatakse käesolevas peatükis arvutusmeetodit. Selleks tuleb määrata lõplik roometegur φ (∞ , t_0). Arvutusprogramm ARSA arvutab roometeguri ise, kui on määratud keskkonna suhteline õhuniiskus, betooni klass ning konstruktsiooni vanus koormamise hetkel.

Eeldatakse, et vastavalt käesoleva projekti põhiuurimusobjektiks oleva vahelaega sarnaselt toimub konstruktsiooni valamine ning kivistumine välitingimustes, siis võib roometeguri määrata joonise 3.2 järgi. Eeldatakse, et konstruktsiooni lahtirakestamine toimub 7 päeva vanusena.



Joonis 3.2. Betooni lõpliku roometeguri $\varphi(\infty, t_0)$ määramine välistingimustes ($RH=80\%$) (EVS-EN 1992-1-1:2007, joonis 3.1).

Joonise 3.2 põhjal määratakse betooni lõplikuks roometeguriks $\varphi(\infty, 7) = 2,5$

Betooni tegelik elastsusmoodul leitakse valemiga:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad , \quad (3.10)$$

kus

E_{cm} – 7 päeva vanuse betooni elastsusmoodul MPa,

$\varphi(\infty, t_7)$ – 7 päeva vanuse betooni lõplik roometegur, (Valgur, 2011).

Betooni tegelik elastsusmoodul leitakse valemiga (3.10):

$$E_{c,eff} = \frac{31 \cdot 10^3}{1 + 2,5} = 8,86 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

Armatuurterase ning betooni tegeliku elastsusmooduli suhe α_s :

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}}, \quad (3.11)$$

kus

E_s – armatuurterase elastsusmoodul MPa,

$E_{c,eff}$ – betooni tegelik elastsusmoodul MPa, (Valgur, 2011).

Armatuurterase ning betooni tegeliku elastsusmooduli suhe α_s leitakse valemiga (3.11):

$$\alpha_s = \frac{2 \cdot 10^5}{8,86 \cdot 10^3} = 22,6$$

Käesoleva peatüki eelmises alapunktis valitud pikitõmbearmatuuri kogus on alapinnas Ø12 mm, $s = 150$ mm ($A_{s1} = 753$ mm²/m).

Survearmatuurita raudbetoonplaadi redutseeritud ristlõike pindala A_{red} :

$$A_{red} = b \cdot h + \alpha_s \cdot A_{s1}, \quad (3.12)$$

kus

b – plaadi laius mm,

h – plaadi kõrgus mm,

α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

A_{s1} – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm²/m, (Valgur, 2011).

Survearmatuurita raudbetoonplaadi redutseeritud ristlõike pindala A_{red} arvutatakse valemiga (3.12)

$$A_{red} = 1000 \cdot 250 + 22,6 \cdot 753 = 267018 \text{ mm}^2 \rightarrow 2670 \text{ cm}^2$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast:

$$y_{0,red} = \frac{0,5 \cdot b \cdot h^2 + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (h - d_1)}{A_{red}}, \quad (3.13)$$

kus

b – plaadi laius mm,

h – plaadi kõrgus mm,

d_1 – plaadi kasuskõrgus mm,

α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

A_{s1} – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm^2/m ,

A_{red} – survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõike pindala mm^2 (Valgur, 2011).

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast arvutatakse valemiga (3.13):

$$y_{0,red} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 250^2 + 22,6 \cdot 753 \cdot (250 - 219)}{267018} = 119,0 \text{ mm}$$

Survetsooni kõrgus x_I :

$$x_I = h - y_{0,red}, \quad (3.14)$$

kus

h – plaadi kõrgus mm,

$y_{0,red}$ – redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast mm (Valgur, 2011).

Survetsooni kõrgus x_I leitakse valemiga (3.14):

$$x_I = 250 - 119,0 = 131,0 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment I_{red} :

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (x_I - 0,5 \cdot h)^2 + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (h - d_1)^2, \quad (3.15)$$

kus

b – plaadi laius mm,

h – plaadi kõrgus mm,

d_1 – plaadi kasuskõrgus mm,

x_I – plaadi survetsooni kõrgus mm,

α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

A_{sI} – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm^2/m (Valgur, 2011).

Redutseeritud ristlõike inertsimoment I_{red} arvutatakse valemiga (3.15):

$$I_{red} = \frac{1000 \cdot 250^3}{12} + 1000 \cdot 250 \cdot (131,0 - 0,5 \cdot 250)^2 + 22,6 \cdot 753 \cdot (250 - 219)^2 \\ = 1,327 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \rightarrow 1,327 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

Ristlõike tugevusmoment tõmbetsooni jaoks:

$$W_{t,red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}}, \quad (3.16)$$

kus

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

$y_{0,red}$ – redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast mm (Valgur, 2011).

Ristlõike tugevusmoment tõmbetsooni jaoks leitakse valemiga (3.16):

$$W_{t,red} = \frac{1,327 \cdot 10^9}{119,0} = 1,115 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

Kriitiline paindemoment normaalprao tekkimisel M_{cr} :

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{t,red}, \quad (3.17)$$

kus

f_{ctm} – keskmine betooni tõmbetugevus MPa ,

$W_{t,red}$ – ristlõike tugevusmoment tõmbetsoonis mm^3 (Valgur, 2011).

Kriitiline paindemoment normaalprao tekkimisel leitakse valemiga (3.17):

$$M_{cr} = 2,6 \cdot 1,115 \cdot 10^7 = 28992000 \text{ Nmm} = 28,99 \text{ kNm}$$

Maksimaalne paindemoment $M_{Ek} = 38,64 \text{ kNm/m}$ plaadi alapinnas on leitud arvutusprogrammi ARSA kasutuspiirseisundi tõenäolisest koormuskombinatsioonist (lisa B, joonis B.2).

Pragusid ei teki, kui on rahuldatud tingimus:

$$M_{Ek} < M_{cr}, \quad (3.18)$$

kus

M_{Ek} – maksimaalne arvutuslik paindemoment kNm/m,

M_{cr} – kriitiline paindemoment praod tekkimisel kNm/m (Valgur, 2011).

Pragude tekkimise kontroll teostatakse tingimusega (3.18):

$$M_{Ek} = 38,64 \text{ kNm/m} > M_{cr} = 28,99 \text{ kNm/m}$$

Kuna tingimus (3.18) ei ole rahuldatud, tekivad ristlõikes praod. Pragude tekkimisel tuleb kontrollida pragude avanemise laiust.

Täispragunenud plaadi survetsooni kõrgus x_{II} :

$$x_{II} = -\frac{\alpha_s \cdot A_{s1}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_s \cdot A_{s1}}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot d_1}{b}}, \quad (3.19)$$

kus

b – plaadi laius mm,

d_1 – plaadi kasuskõrgus mm,

α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

A_{s1} – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm²/m (Valgur, 2011).

Täispragunenud plaadi survetsooni kõrgus leitakse valemiga (3.19):

$$x_{II} = -\frac{22,6 \cdot 753}{1000} + \sqrt{\left(\frac{22,6 \cdot 753}{1000}\right)^2 + \frac{2 \cdot 22,6 \cdot 753 \cdot 219}{1000}} = 70,95 \text{ mm}$$

Täispragunenud plaadi ristlõike inertsimoment $I_{red,II}$:

$$I_{red,II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - x_{II})^2, \quad (3.20)$$

kus

b – plaadi laius mm,

h – plaadi kõrgus mm,

d_I – plaadi kasuskõrgus mm,

x_{II} – täispragunenud plaadi survetsooni kõrgus mm,

α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

A_{sI} – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm^2/m (Valgur, 2011).

Täispragunenud plaadi ristlõike inertsimoment leitakse valemiga (3.20):

$$I_{red,II} = \frac{1000 \cdot 70,95^3}{3} + 22,6 \cdot 753 \cdot (219 - 70,95)^2 = 4,917 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \\ \rightarrow 4,917 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Normaalprao arvutuslik laius leitakse valemiga w_k :

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (3.21)$$

kus

$s_{r,max}$ – pragude maksimaalne vahekaugus mm,

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ – keskmine pragudevaheline deformatsioon (Valgur, 2011).

Keskmine pragudevaheline deformatsioon $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (3.22)$$

kus

σ_s – praoga ristlõike järgi arvatud tõmbearmatuuri pinge vastavalt koormusele MPa,

$\alpha_e = \alpha_s = 22,6$ – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.6$ MPa – betooni efektiivne keskmine tõmbetugevus esimese praooodatava tekkimise ajal,

$A_{c,eff}$ – tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõike pindala mm^2 ,

$\rho_{p,eff}$ – kasuliku pinna armeerimistegur,

E_s – terase elastsusmoodul MPa,

k_t – koormuse kestvusest olenev tegur, pikaajalise koormuse korral $k_t = 0,4$ (Valgur, 2011).

Praoga ristlõike järgi arvutatud tõmbearmatuuri pinge vastavalt koormusele σ_s :

$$\sigma_s = \alpha_s \cdot \frac{M_{Ek} \cdot (d_1 - x_{II})}{I_{red,II}}, \quad (3.23)$$

kus

$\alpha_s = 22,6$ – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

M_{Ek} – maksimaalne arvutuslik paindemoment kNm/m,

d_1 – plaadi kasuskõrgus mm,

x_{II} – täispragunenud plaadi survetsooni kõrgus mm,

$I_{red,II}$ – täispragunenud plaadi ristlõike inertsimoment mm^4 .

Praoga ristlõike järgi arvutatud tõmbearmatuuri pinge vastavalt koormusele leitakse valemiga (3.23):

$$\sigma_s = 22,6 \cdot \frac{38,64 \cdot 10^6 \cdot (219 - 70,95)}{4,917 \cdot 10^8} = 262,68 \text{ MPa}$$

Tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõike pindala $A_{c,eff}$:

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}, \quad (3.24)$$

kus

b – plaadi laius mm,

$h_{c,eff}$ – plaadi efektiivkõrgus mm, mis võetakse võrdseks väiksemaga suurustest:

$$2,5 \cdot (h - d_1) = 2,5 \cdot (250 - 219) = 77,5 \text{ mm}$$

$$\frac{(h - x_{II})}{3} = \frac{(250 - 70,95)}{3} = 59,68 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{3} = \frac{250}{3} = 83,33 \text{ mm}$$

seega kasutatakse arvutustes $h_{c,eff} = 59,68 \text{ mm}$ (Valgur, 2011).

Tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõike pindala $A_{c,eff}$ arvutatakse valemiga (3.24):

$$A_{c,eff} = 1000 \cdot 59,68 = 59680 \text{ mm}^2 = 596,8 \text{ cm}^2$$

Kasuliku pinna armeerimistegur $\rho_{p,eff}$:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}}, \quad (3.25)$$

kus

A_{s1} – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm^2/m ,

$A_{c,eff}$ – tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõike pindala mm^2
(Valgur, 2011).

Kasuliku pinna armeerimistegur $\rho_{p,eff}$ leitakse valemiga (3.25):

$$\rho_{p,eff} = \frac{753}{59680} = 0,013$$

Keskmine pragudevaheline deformatsioon ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) leitakse valemiga (3.22):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{262,68 - 0,4 \cdot \frac{2,6}{0,013} \cdot (1 + 22,6 \cdot 0,013)}{2 \cdot 10^5} = 0,784 \cdot 10^{-3} < 0,6 \cdot \frac{262,68}{2 \cdot 10^5} \\ &= 0,788 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Valemist (3.22) lähtuvalt kasutatakse arvutustes ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) = $0,788 \cdot 10^{-3}$.

Arvutatakse pragude maksimaalne vahekaugus $s_{r,max}$.

Armatuur paikneb tõmbetsoonis vahekaugusega $a_s = 160$ mm, selle läbimõõt $\emptyset = 12$ mm ning kaitsekiht $c = 25$ mm.

Juhul, kus $a_s = 150$ mm $< 5 \cdot (c + \emptyset/2) = 5 \cdot (25 + 12/2) = 155$ mm, võib lõpliku maksimaalse pragude vahekauguse arvutada valemiga:

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + \frac{0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \emptyset}{\rho_{p,eff}}, \quad (3.26)$$

kus

c – armatuuri kaitsekihi paksus mm,

k_1 – armatuuri nakkeomadusi arvestav tegur, kõrgnakkega varrastel $k_1 = 0,8$, silevarrastel $k_1 = 1,6$,

k_2 – armatuuri nakkeomadusi arvestav tegur, kõrgnakkega varrastel $k_2 = 0,5$, silevarrastel $k_2 = 1,0$,

\emptyset – armatuurvarda läbimõõt mm,

$\rho_{p,eff}$ – kasuliku pinna armeerimistegur (EVS-EN 1992-1-1:2007).

Pragude maksimaalne vahekaugus $s_{r,max}$ leitakse valemiga (3.26): $\rho_{p,eff}$ – kasuliku pinna armeerimistegur

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 25 + \frac{0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 12}{0,013} = 246,7 \text{ mm}$$

Normaalprao arvutuslik laius w_k arvutatakse valemiga (3.21):

$$w_k = 246,7 \cdot 0,788 \cdot 10^{-3} = 0,194 \text{ mm}$$

Lisa B jooniselt B.4 on näha, et arvutusprogramm ARSA määras raudbetoonplaadi vaadeldavas keskosas pragude avanemise laiuks 0,189 mm. Tulemustest järeldatakse, et arvutusprogramm arvutab pragunemise käsitsi arvutustega võrreldes samas suurusjärgus.

3.7 Läbipainde kontroll

Läbipainete arvutamise kontroll teostatakse arvutuslikul meetodil kasutades kasutuspiirseisundi tõenäolist koormuskombinatsiooni. Kuna vajalikud ristlõike karakteristikud on arvutatud pragunemise kontrolli käigus, siis läbipainde kontrollis viidatakse sobilikule valemile.

3.7.1 Plaadi maksimaalne läbipaine ainult koormusest

Plaadi maksimaalne läbipaine silde keskel leitakse valemiga:

$$f_m = \frac{l_{eff}^2}{216} \left(\frac{1}{r_0} + 6 \cdot \frac{1}{r_1} + 12 \cdot \frac{1}{r_2} + 8 \cdot \frac{1}{r_m} \right), \quad (3.27)$$

kus

$1/r_0$ – elemendi kõverus toel mm,

$1/r_1$ – elemendi kõverus L/6 kaugusel toelõikest mm,

$1/r_2$ – elemendi kõverus L/3 kaugusel toelõikest mm,

$1/r_m$ – elemendi kõverus silde keskel mm,

l_{eff} – arvutuslik sildeava mm,

A_{red} – survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõike pindala mm² (Valgur, 2011).

Paindemomendid erineval kaugusel toest on näidatud lisas B joonisel B.5.

Jaotustegur ζ arvutatakse valemiga:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek}} \right)^2, \quad (3.28)$$

kus

β – koormuse korduvust ja kestust arvestav tegur: $\beta = 0,5$ kestval koormamisel,

M_{Ek} – maksimaalne arvutuslik paindemoment kNm/m,

M_{cr} – paindemoment prao tekkimisel kNm/m (Valgur, 2011).

Toelõige $z = 0$

$$M_{Ek}(0) = 0 \text{ kNm/m} < M_{cr} = 28,99 \text{ kNm/m}$$

Järelikult on tegemist pragunemata ristlõikega, kus kõverus:

$$\frac{1}{r_0} = 0$$

Lõige $z = l_{eff}/6 = 6,0/6 = 1 \text{ m}$

$$M_{Ek}(1) = 21,4 \text{ kNm/m} < M_{cr} = 28,99 \text{ kNm/m}$$

Järelikult on tegemist pragunemata ristlõikega, kus kõverus:

$$\frac{1}{r_1} = \frac{1}{r_l} = \frac{M_{Ek}(1)}{E_{c,eff} \cdot I_{red}} = \frac{21,4 \cdot 10^6}{8,86 \cdot 10^3 \cdot 1,327 \cdot 10^9} = 1,82 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Lõige $z = l_{eff}/3 = 6,0/3 = 2 \text{ m}$

$$M_{Ek}(2) = 34,27 \text{ kNm/m} > M_{cr} = 28,99 \text{ kNm/m}$$

Järelikult on tegu pragunenud ristlõikega, kus jaotustegur leitakse valmiga (3.28):

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{28,99}{34,27} \right)^2 = 0,642$$

Inertsimoment vaadeldavas olukorras pärast prao tekkimist:

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \zeta \cdot I_{red,II} + (1 - \zeta) \cdot I_{red} = 0,642 \cdot 4,917 \cdot 10^8 + (1 - 0,642) \cdot 1,327 \cdot 10^8 \\ &= 7,909 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Kõverus

$$\frac{1}{r_2} = \frac{1}{r_{cr}} = \frac{M_{Ek}(2)}{E_{c,eff} \cdot I_{cr}} = \frac{34,27 \cdot 10^6}{8,86 \cdot 10^3 \cdot 7,909 \cdot 10^8} = 4,892 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

Lõige silde keskel $z = l_{eff}/2 = 6,0/2 = 3 \text{ m}$

$$M_{Ek}(3) = 38,64 \text{ kNm/m} > M_{cr} = 28,99 \text{ kNm/m}$$

Järelikult on tegu pragunenud ristlõikega, kus jaotustegur leitakse valmiga (3.28):

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{28,99}{38,64} \right)^2 = 0,718$$

Inertsimoment vaadeldavas olukorras pärast prao tekkimist:

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \zeta \cdot I_{red,II} + (1 - \zeta) \cdot I_{red} = 0,718 \cdot 4,917 \cdot 10^8 + (1 - 0,718) \cdot 1,327 \cdot 10^8 \\ &= 7,271 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Kõverus

$$\frac{1}{r_m} = \frac{1}{r_{cr}} = \frac{M_{Ek}}{E_{c,eff} \cdot I_{cr}} = \frac{38,64 \cdot 10^6}{8,86 \cdot 10^3 \cdot 7,271 \cdot 10^8} = 6,0 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

Läbipaine silde keskel ainult koormusest leitakse valemiga (3.27):

$$f_m = \frac{6000^2}{216} (0 + 6 \cdot 1,820 \cdot 10^{-6} + 12 \cdot 4,892 \cdot 10^{-6} + 8 \cdot 6,0 \cdot 10^{-6}) = 19,605 \text{ mm}$$

3.7.2 Plaadi maksimaalne läbipaine koormusest ja mahukahanemisest

Ristlõike kogukõverus on paindemomendi ja mahukahanemise tekitatud kõveruste summa, mis leitakse valemiga:

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r} + \frac{1}{r_{cs}}, \quad (3.29)$$

kus

$1/r$ – elemendi kõverus paindemomendist mm,

$1/r_{cs}$ – elemendi kõverus mahukahanemisest mm (Valgur, 2011).

Mahukahanemise lõppdeformatsiooniks võtame vastavalt standardi (EVS-EN 1992-1-1:2007, p.2.1.3 (6) ja tabel 3.2) ($RH = 80\%$) põhjal $\varepsilon_{cs} = 0,27 \cdot 10^{-3}$.

Mahukahanemise põhjustatud kõverus pragudeta ristlõikes.

Armatuuri ristlõikepinna staatiline moment normaallõike nulljoont läbiva telje suhtes:

$$S_I = A_{s1} \cdot (d_1 - x_I) = 753 \cdot (219 - 131,0) = 6,627 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

Mahukahanemise põhjustatud kõverus:

$$\frac{1}{r_{cs,I}} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_I}{I_{red}} = 0,27 \cdot 10^{-3} \cdot 22,6 \cdot \frac{6,627 \cdot 10^4}{1,327 \cdot 10^9} = 3,044 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

Mahukahanemise põhjustatud kõverus pragunenud ristlõikes.

Armatuuri ristlõikepinna staatiline moment normaallõike nulljoont läbiva telje suhtes:

$$S_{II} = A_{s1} \cdot (d_1 - x_{II}) = 753 \cdot (219 - 70,95) = 1,115 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

Mahukahanemise põhjustatud kõverus:

$$\frac{1}{r_{cs,II}} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_{II}}{I_{red,II}} = 0,27 \cdot 10^{-3} \cdot 22,6 \cdot \frac{1,115 \cdot 10^5}{4,917 \cdot 10^8} = 1,382 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

Toelõige $z = 0$

$$M_{Ek}(0) = 0 \text{ kNm/m} < M_{cr} = 28,99 \text{ kNm/m}$$

Järelikult on tegemist pragunemata ristlõikega, kus kõverus:

$$\frac{1}{r_{tot,0}} = \frac{1}{r_0} + \frac{1}{r_{cs,I}} = 0 + 3,044 \cdot 10^{-7} = 3,044 \cdot 10^{-7} \frac{1}{mm}$$

Lõige $z = l_{eff}/6 = 6,0/6 = 1$ m

$$M_{Ek}(1) = 21,4 \text{ kNm/m} < M_{cr} = 28,99 \text{ kNm/m}$$

Järelikult on tegemist pragunemata ristlõikega, kus kõverus:

$$\frac{1}{r_{tot,1}} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_{cs,I}} = 1,820 \cdot 10^{-6} + 3,044 \cdot 10^{-7} = 2,213 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Lõige $z = l_{eff}/3 = 6,0/3 = 2$ m

$$M_{Ek}(2) = 34,27 \text{ kNm/m} > M_{cr} = 28,99 \text{ kNm/m}$$

Järelikult on tegu pragunenud ristlõikega, kus jaotustegur $\zeta = 0,642$ ning mahukahanemise põhjustatud kõverus:

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_{cs}} &= \zeta \cdot \frac{1}{r_{cs,II}} + (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_{cs,I}} = 0,642 \cdot 1,382 \cdot 10^{-6} + (1 - 0,642) \cdot 3,044 \cdot 10^{-7} \\ &= 9,963 \cdot 10^{-7} \frac{1}{mm} \end{aligned}$$

Kogukõverus

$$\frac{1}{r_{tot,2}} = \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_{cs}} = 4,892 \cdot 10^{-6} + 9,963 \cdot 10^{-7} = 5,888 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Lõige silde keskel $z = l_{eff}/2 = 6,0/2 = 3$ m

$$M_{Ek}(3) = 38,64 \text{ kNm/m} > M_{cr} = 28,99 \text{ kNm/m}$$

Järelikult on tegu pragunenud ristlõikega, kus jaotustegur $\zeta = 0,718$ ning mahukahanemise põhjustatud kõverus:

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_{cs}} &= \zeta \cdot \frac{1}{r_{cs,II}} + (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_{cs,I}} = 0,718 \cdot 1,382 \cdot 10^{-6} + (1 - 0,718) \cdot 3,044 \cdot 10^{-7} \\ &= 1,079 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm} \end{aligned}$$

Kogukõverus

$$\frac{1}{r_{tot,m}} = \frac{1}{r_m} + \frac{1}{r_{cs}} = 6,0 \cdot 10^{-6} + 1,079 \cdot 10^{-6} = 7,079 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Läbipaine silde keskel koormusest ja mahukahanemisest leitakse valemiga (3.27):

$$\begin{aligned} f_m &= \frac{6000^2}{216} (3,044 \cdot 10^{-7} + 6 \cdot 2,213 \cdot 10^{-6} + 12 \cdot 5,888 \cdot 10^{-6} + 8 \cdot 7,079 \cdot 10^{-6}) \\ &= 23,39 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lisa B jooniselt B.6 on näha, et arvutusprogramm ARSA määras raudbetoonplaadi vaadeldavas keskosas läbipaindeks 22,81 mm. Tulemustest järeldatakse, et arvutusprogramm arvutab läbipainde samas suurusjärgus nagu käsitsi arvutustes, kuid täpsemalt arvestades elemendi jäikust.

3.8 Järeldused

Võrreldes tabelis 3.2 antud programmi ning käsitsi arvutuste tulemusi järeldatakse, et arvutusprogrammi poolt arvutatavad tulemused on usaldatavad ning nende järgi võib teostada võrdlusi käesolevas töös projekteeritava vahelaepaadi dimensioneerimisel.

Käesolevas projektis vaadeldava vahelaepaadi arvutustes arvutatakse monoliitse vahelaepaadi kandepiiriseisundi näitajad nagu pikitõmbearmatuuri intensiivsus, põikjõukindlus ja läbisurumine käsitsi arvutustega. Kasutuspiiriseisundi näitajad nagu pragunemine ning läbipaine võetakse plaadi keeruka kuju tõttu arvutusprogrammist ARSA. Tabelist 3.2 lähtub, et kasutuspiiriseisundi tulemused on piisavalt täpsed, et teha järeldusi selle analüüsi põhjal. Arvutusprogrammi väiksemad tulemused on põhjustatud arvutusprogrammi täpsematest omakaalu väärtustest. Samuti on erinev arvutuspõhimõte, kuna käsitsi arvutustes kasutatakse lihtsustatud varrasskeemi, arvutusprogrammis lõplike elementide meetodit. Samuti arvestatakse elemendi jäikusega jõudude ümberjaotumisel (EVS-EN 1992-1-1:2007; Valgur, 2011).

Tabel 3.2. Arvutusprogrammi teostatud arvutuste tulemused.

	Autori teostatud arvutused	ARSA	Erinevus
Toereaktsioonid kandepiirseisundis (kN/m)	38,34	37,92	-1,11%
Paindemoment kandepiirseisundis (kNm/m)	57,51	56,58	-1,64%
Põikjõud kandepiirseisundis (kN/m)	38,34	36,66	-4,58%
Toereaktsioonid kasutuspiirseisundis (kN/m)	26,25	25,90	-1,35%
Paindemoment kasutuspiirseisundis (kNm/m)	39,38	38,64	-1,92%
Põikjõud kasutuspiirseisundis (kN/m)	26,25	25,04	-4,83%
Vajalik pikitõmbearmatuuri intensiivsus (mm ² /m)	571	559	-2,15%
Pragude avanemislaius (mm)	0,194	0,189	-2,65%
Läbipaine silde keskel (mm)	23,39	22,81	-2,54%

4. KOLMANDA KORRUSE RAUSBETONIST VAHELAEPLAADI ARVUTUS

4.1 Konstruksiooni kirjeldus

Käesolevas töös uuritav kolmanda korruse monoliitne vahelagi on täisplaat, mis toetub seintele ja välisnurkades ka postidele. Monoliitse plaadi teevad keerukaks suured avad kandeseinte ääres ning avade servadesse kinnituvad metallkonstruktsioonil trepimarsid. Vahelae konstruktsioon siseruumides koosneb monoliitsetest raudbetoonplaadist, sammumüra isolatsioonist (20 mm), pealevalust (50 mm) ja pinnakattest. Pinnakate on eri ruumides erinev, kuid lihtsustuse mõttes võetakse selleks katteplaadistus, mille paksus koos paigalduskihiga on $h = 15$ mm. Siseruumide nurkades rõdude kohal lisandub lae alla vahtpolüstireensoojustus (200 mm) ja betoonist väliskiht (100 mm). Katuslae osas on vahelae konstruktsiooniks monoliitne raudbetoonist vahelaeplaat, vahtpolüüretaansoojustus (220 mm), vahtpolüstireen soojustusest kalded (0...100 mm), jäik mineraalvill (30 mm) ja PVC katusekattematerjal.

Kolmanda korruse vahelaeplaadi pealispinna suhteliseks kõrgusmärgiks on ± 9.110 . Raudbetoonist vahelaeplaadi paksust muudetakse arvutuste käigus leidmaks kõige optimaalsem paksus, esimeses lähenduses kasutatakse paksust 250 mm, kuna see on lähedal konstruktsiooni paksuse ja silde suhtega, mis on toodud Ehituskonstruktori käsiraamatus (2010) ning on maksimaalne paksus, mida arhitektuurse projekti teostamiseks on võimalik kasutada. Vastavalt keskkonnaklassile XC1 valiti betooni tugevusklassiks C25/30 ning armeerimiseks kasutatakse B500B klassi profileeritud armatuurvardaid. Konstruktsiooniklassiks määrati käesoleva töö esimeses peatükis S4. Raudbetoonvahelae paksus ning armatuuri nominaalne kaitsekiht $c_{nom} = 25$ mm on vastavuses betoonkonstruktsioonidele esitatavate tulepüsivusnõuetele, mis tagavad hoone konstruktsioonide vastavuse eelprojekti toodud tingimustele (R60) (Paluoja, 2015).

4.2 Koormused

Siseruumides vahelaeplaadile mõjuv alaliskoormus on arvatud tabelis 4.1, siseruumide nurkades mõjuvad alaliskoormused on toodud tabelis 4.2. Katuslae osas vahelaele mõjuvad alaliskoormused on näidatud tabelis 4.3. Vahelaeplaadi paksuse muutusest tingitud alaliskoormuste muutus võetakse arvesse arvutuste käigus.

Tabel 4.1. Kolmanda korruse siseruumides vahelaepaadile mõjuvad alaliskoormused.

Kihi nr	Kihi kirjeldus	Paksus (mm)	Mahukaal (kN/m ³)	Koormus (kN/m ²)
1	Pinnakate	15	25	0,375
2	Pealevalu	50	25	1,25
3	Sammumüra isolatsioon	20	1	0,02
4	Monoliitne raudbetoonplaat	250(220)	25	6,25(5,5)
5	Muu riputuskoormus			0,25
				$g_k = 8,15(7,40)$

Tabel 4.2. Kolmanda korruse siseruumide nurkades vahelaepaadile mõjuvad alaliskoormused.

Kihi nr	Kihi kirjeldus	Paksus (mm)	Mahukaal (kN/m ³)	Koormus (kN/m ²)
1	Pinnakate	15	25	0,375
2	Pealevalu	50	25	1,25
3	Sammumüra isolatsioon	20	1	0,02
4	Monoliitne raudbetoonplaat	250(220)	25	6,25(5,5)
5	Vahtpolüstüreen soojustus	200	0,5	0,1
6	Raudbetoon paneel	100	25	2,5
				$g_k = 10,75(10,00)$

Tabel 4.3. Kolmanda korruse katuslael vahelaepaadile mõjuvad alaliskoormused.

Kihi nr	Kihi kirjeldus	Paksus (mm)	Mahukaal (kN/m ³)	Koormus (kN/m ²)
1	PVC katusekate			0,3
2	Jäik mineraalvill	30	1	0,03
3	Vahtpolüstüreen kalded	100	0,5	0,05
4	Vahtpolüüretaan soojustus	220	0,5	0,11
5	Monoliitne raudbetoonplaat	250(220)	25	6,25(5,5)
				$g_k = 6,74(5,99)$

Vahelaepaadile mõjuva kasuskoormuseks määrati käesoleva töö alapunktis 2.3 $q_k = 2,0$ kN/m² ning katusel paiknevatele rõdudele $q_k = 2,5$ kN/m².

Monoliitse vahelaeplaadi keerukusest tulenevalt kasutatakse sisejõudude leidmiseks arvutusprogrammi ARSA. Lisaks eelnevalt mainitud alalis- ja kasuskoormustele on monoliitsele vahelaele kantud vaheseintest ja kõrgemast katusest tulenevad toereaktsioonide normväärtused. Katuseterrassidelt tulenevad koormused on kantud vahelaeplaadi arvutusse punktkoormustena, mis tekivad terrassitalade toepunktidest.

4.3 Vahelaeplaadi põhiarmatuuri dimensioneerimine alapinnas

4.3.1 250 mm paksune vahelaeplaat

Käesolevas projektis käsitletava monoliitse vahelaeplaadi põhiarmatuuri dimensioneerimisel lähtutakse Ehituskonstruktori käsiraamatu punktis 10.9.1 toodud juhistest. Arvutuste lihtsustamiseks teostatakse arvutused 1 m arvutuslaiusega plaadi riba kohta. Raudbetoonist vahelaep X-telje suunalisel töötamisel maksimaalsed paindemomendid vahemikku 39,82...47,80 kNm/m ning Y-telje suunalisel töötamisel 55,04...69,05 kNm/m. Sisejõud on võetud lisa C joonistelt C.1 ja C.2.

Kuna maksimaalsed paindemomendid tekivad raudbetoonplaadi toetamata servades ning on lokaalsed, siis valitakse põhiarmatuuri dimensioneerimiseks paindemoment, mis on iseloomulikum plaadile tervikuna nii X-telje kui Y-telje suunas töötamisel. Arvutustulemusi analüüsidest leiti, et kõige sobilikum paindemoment põhiarmatuuri dimensioneerimiseks alapinnas on $M_{Ed} = 35,0$ kNm/m. Suuremate paindemomentide piirkonnas nähakse vahelaeplaati ette lisaarmatuur.

Kõigepealt dimensioneeritakse põhiarmatuur äärmistele osadele Y-telje suunalisel töötamisel. Survearmatuuri vajadust hinnatakse tingimusega $\mu \leq \mu_c$, kui tingimus on täidetud, siis on ristlõige normaalarmeeritud ja ristlõikes ei ole arvutuslik survearmatuur vajalik. Vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatule (2010) on B500B klassi armatuurterasele $\mu_c = 0,372$.

Suhteline moment μ arvutatakse valemiga (3.6):

$$\mu = \frac{35,0 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 1000 \cdot 215^2} = 0,045$$

Kuna $\mu = 0,045 < \mu_c = 0,372$, siis on ristlõige normaalarmeeritud ning arvutuslik survearmatuur ei ole vajalik.

Survetsooni suhteline kõrgus arvutatakse valemiga (3.8):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,045} = 0,046$$

Pikitõmbearmatuuri vajalik ristlõikepindala tõmbetsoonis arvutatakse valemiga (3.7):

$$A_{s1} = \frac{0,046 \cdot 16,7 \cdot 1000 \cdot 215}{435} = 383 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Arvutatava vahelaeplaadi pikitõmbearmatuuri minimaalne ristlõikepindala leitakse valemiga (3.9):

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1000 \cdot 220 = 298 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Kuna arvutuslik ristlõikepindala $A_{s1} > A_{s,min}$, siis lähtutakse arvutuslikust vajalikust pikitõmbearmatuuri kogusest.

Vajalikus pikitõmbearmatuuriks valitakse mõlemas suunas armatuurvardad Ø10, samm $s_I = 200$ mm, ($A_{s,prov} = 393 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s1} = 298 \text{ mm}^2/\text{m}$). Pikitõmbearmatuuri vastavust konstruktiivsetele nõuetele kontrollitakse järgmiselt.

Armatuurvarrastele lubatud suurim vahekaugus määratakse tingimustes (h on plaadi paksus) (*Ehituskonstruktori käsiraamat*, 2010):

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

Töötavale armatuurile valitud $s_I = 200$ mm < 250 mm $< 2h = 2 \cdot 250 = 500$ mm. Seega vastab valitud armatuuri samm konstruktiivsetele nõuetele. Kuna pool töötavast armatuurist peab olema toel ankurdatud, siis nähakse plaadi servas ette painutatud U-raudad Ø10, B500B, samm 400 mm. Plaadi toetamata servades avade ääres nähakse ette painutatud U-raudad Ø10, B500B, samm 200 mm. Kogu plaadi perimeetril nähakse ette kontuurraudad Ø12, B500B.

4.3.2 220 mm paksune vahelaeplaat

220 mm paksuse vahelaeplaadi põhiaratuuri dimensioneerimine alapinnas toimub analoogselt punktile 4.3.1, sisejõud on võetud lisa D joonistelt D.1 ja D.2.

Raudbetoonist vahelaep X-telje suunalisel töötamisel jäävad maksimaalsed paindemomendid vahemikku 33,95...42,86 kNm/m ning Y-telje suunalisel töötamisel vahemikku 49,98...65,81 kNm/m. Vahelaeplaadi põhiaratuuri dimensioneerimisel lähtutakse samast põhimõttest nagu 250 mm paksusele plaadile ning dimensioneeritakse 35 kNm/m paindemomendi järgi.

Suhteline moment μ arvutatakse valemiga (3.6):

$$\mu = \frac{35,0 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 1000 \cdot 183^2} = 0,063$$

Survetsooni suhteline kõrgus arvutatakse valemiga (3.8):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,063} = 0,065$$

Pikitõmbearmatuuri vajalik ristlõikepindala tõmbetsoonis arvutatakse valemiga (3.7) ning (3.9):

$$A_{s1} = \frac{0,065 \cdot 16,7 \cdot 1000 \cdot 183}{435} = 454 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1000 \cdot 183 \\ = 247 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Vajalikus pikitõmbearmatuuriks valitakse mõlemas suunas armatuurvardad Ø12, samm $s_l = 200$ mm, ($A_{s,prov} = 565 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s1} = 454 \text{ mm}^2/\text{m}$). Pikitõmbearmatuuri vastab konstruktiivsetele nõuetele.

4.4 Vahelaeplaadi lisaarmatuuri dimensioneerimine alapinnas

4.4.1 250 mm paksune vahelaeplaat

Vahelaeplaadi alapinnas dimensioneeritakse lisaarmatuur piirkondades, kus paindemomendid ületavad punktis 4.3.1 piirväärtuseks võetud $M_{Ed} = 35,0$ kNm/m. Y-telje suunalisel töötamisel on vahelaeplaadis tekkiv maksimaalne paindemoment 69,05 kNm/m (vt joonis C.2). Maksimaalsed paindemomendid tekivad seinäärsete avade servades.

Lihtsustuse mõttes kasutatakse arvutustes plaadi riba laiust 1 m, ning saadud vajaliku armatuuri intensiivsusega armeeritakse kogu ala, mis ületab 35 kNm/m.

Suhteline moment μ arvutatakse valemiga (3.6):

$$\mu = \frac{69,05 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 1000 \cdot 220^2} = 0,085 < \mu_c = 0,372$$

Survetsooni suhteline kõrgus arvutatakse valemiga (3.8):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,085} = 0,089$$

Pikitõmbearmatuuri vajalik ristlõikepindala tõmbetsoonis arvutatakse valemiga (3.7):

$$A_{s,req} = \frac{0,089 \cdot 16,7 \cdot 1000 \cdot 215}{435} = 755 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Plaadi alapinnast vajalik lisaarmatuuri ristlõikepindala leitakse 1 m laiusele ribale, ning kantakse üle vajalikule alale. Vajaliku armatuuri koguse leidmiseks lahutatakse vajalikust koguarmatuurikogusest plaadi põhiarmatuuri pindala:

$$A_{s,lisa,req} = A_{s,req} - A_{s,prov} = 755 - 393 = 362 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Arvutustest lähtuvalt nähakse plaadi osades, kus alapinnas paindemoment ületab 35 kNm/m lisaarmatuuriks Ø10, B500B, samm 200 mm, ($A_{s,lisa,prov} = 393 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,lisa,req} = 362 \text{ mm}^2/\text{m}$). Lisaarmatuur paigutatakse põhiarmatuuri armatuurraudade vahele.

4.4.2 220 mm paksune vahelaeplaat

Vahelaeplaadi alapinnas dimensioneeritakse lisaarmatuur piirkondades, kus paindemomendid ületavad punktis 4.3.2 arvutatud põhiarmatuuri maksimaalse paindekandevõime, mis on 41 kNm/m. Y-telje suunalisel töötamisel on vahelaeplaadis tekkiv maksimaalne paindemoment 65,81 kNm/m (vt joonis D.2). Maksimaalsed paindemomendid tekivad seinäärsete avade servades. Lihtsustuse mõttes kasutatakse arvutustes plaadi riba laiust 1000 mm, ning saadud vajaliku armatuuri intensiivsusega armeeritakse kogu ala, mis ületab 41 kNm/m.

Suhteline moment μ arvutatakse valemiga (3.6):

$$\mu = \frac{65,81 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 1000 \cdot 185^2} = 0,118 < \mu_c = 0,372$$

Survetsooni suhteline kõrgus arvutatakse valemiga (3.8):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,118} = 0,126$$

Pikitõmbearmatuuri vajalik ristlõikepindala tõmbetsoonis arvutatakse valemiga (3.7):

$$A_{s,req} = \frac{0,126 \cdot 16,7 \cdot 1000 \cdot 183}{435} = 882 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Plaadi alapinnast vajalik lisaarmatuuri ristlõikepindala leitakse 1 m laiusele ribale ning kantakse üle vajalikule alale. Vajaliku armatuuri koguse leidmiseks lahutatakse vajalikust koguarmatuurikogusest plaadi põhiarmatuuri pindala:

$$A_{s,lisa,req} = A_{s,req} - A_{s,prov} = 882 - 565 = 317 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Arvutustest lähtuvalt nähakse plaadi osades, kus alapinnas paindemoment ületab 35 kNm/m lisaarmatuuriks Ø10, B500B, samm 200 mm, ($A_{s,lisa,prov} = 393 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,lisa,req} = 317 \text{ mm}^2/\text{m}$). Lisaarmatuur paigutatakse põhiarmatuuri armatuurraudade vahele.

4.5 Vahelaeplaadi armatuuri dimensioneerimine ülapiinnas

4.5.1 250 mm paksune vahelaeplaat

Arvutusprogrammi ARSA kuvatõmmistelt (vt joonised C.3...C.7), on näha, et armatuurplaadi ülapiinnas tekivad maksimaalsed paindemomendid X-telje suunalisel töötamisel vahemikus 126,76...132,22 kNm/m ning Y-telje suunalisel töötamisel 38,32...92,12 kNm/m. Arvutustes eeldatakse, et paindemomendi toe kohal muutuvad lineaarselt, ning armatuuri töötamisel jaguneb see ümber. Vajalik lisaarmatuur toe kohal dimensioneeritakse keskmise paindemomendi alusel.

Kuna Y-telje ja X-telje suunalisel töötamisel tekivad raudbetoonlaadi ülapiinnas paindemomendid, mis enamikus jäävad allapoole 35 kNm/m, (maksimaalne põhiarmatuuri poolt ülekantav paindemoment), siis lähtutakse ka ülapiinnaarmatuuri dimensioneerimisel samast põhiarmatuurist. Vahelaeplaadi piirkondades, kus ilmnevad suuremad paindemomendid arvutatakse ülapiinda täiendav armatuur. Arvutustes eeldatakse, et paindemomendi toe kohal muutuvad lineaarselt, ning armatuuri töötamisel jaguneb see

ümber. Vajalik lisaarmatuur toe kohal dimensioneeritakse keskmise paindemomendi alusel. Arvutusnäide tehakse ühe iseloomuliku piirkonna kohta, ülejäänud piirkondade tulemused esitatakse tabelis 4.4.

Joonisel C.3 on toodud arvutusnäite tegemiseks teljel C asuv toepiirkond telgede 3 ja 4 vahel (L4). Joonise C.3 järgi on maksimaalne paindemoment selles piirkonnas 109,11 kNm/m ning minimaalne paindemoment 66,05 kNm/m. Eeldades paindemomendi lineaarset jaotumist arvutatakse keskmine arvutuslik paindemoment toel valemiga:

$$M_{Ed,x} = \frac{M_{Ed,min} + M_{Ed,max}}{2} \quad , \quad (4.1)$$

kus

$M_{Ed,min}$ – minimaalne arvutuslik paindemoment vaadeldavas lõikes kNm/m,

$M_{Ed,max}$ – maksimaalne arvutuslik paindemoment vaadeldavas lõikes kNm/m.

keskmise arvutusliku paindemomendi toel valemiga (4.1):

$$M_{Ed,x} = \frac{66,05 + 109,11}{2} = 87,58 \text{ kNm/m}$$

Suhteline moment μ arvutatakse valemiga (3.6):

$$\mu = \frac{87,58 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 1000 \cdot 210^2} = 0,119 < \mu_c = 0,372$$

Survetsooni suhteline kõrgus arvutatakse valemiga (3.8):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,119} = 0,127$$

Pikitõmbearmatuuri vajalik ristlõikepindala tõmbetsoonis arvutatakse valemiga (3.7):

$$A_{s,req} = \frac{0,127 \cdot 16,7 \cdot 1000 \cdot 210}{435} = 1024 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Vajaliku lisaarmatuuri intensiivsuse leidmiseks lahutatakse vajalikust koguarmatuurikogusest plaadi põhiarmatuuri intensiivsus:

$$A_{s,lisa,req} = A_{s,req} - A_{s,prov} = 1024 - 393 = 631 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Arvutustest lähtuvalt määratakse plaadi ülapinna dimensioneeritavas lõikes lisaarmatuuriks Ø10, B500B, samm 67 mm, ($A_{s,lisa,prov} = 790 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,lisa,req} = 631 \text{ mm}^2/\text{m}$). Lisaarmatuur paigutatakse põhiarmatuuri armatuurraudade vahele.

Tabelis 4.4 on toodud X- ning Y telje suunalisel töötamisel vajalikud andmed lisaarmatuuri määramiseks ülakihis. Vahelaeplaadi sümmeetrilisuse tõttu määratakse armatuur kõige kriitilisemates lõigetes ning sama armatuuri kasutatakse kõigis vastavates lõigetes (vt joonised C.1...C.7).

Tabel 4.4. Kolmanda korruse katuslael vahelaeplaadi lisaarmatuur ülakihis 250 mm paksuse vahelaeplaadi korral.

Lõige	X-telje suunas					Y-telje suunas		
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8
$M_{Ed,x}$ (kNm/m)	83,61	96,88	48,47	87,59	58,06	39,51	81,13	54,52
μ	0,114	0,132	0,066	0,119	0,079	0,049	0,100	0,067
ω	0,121	0,142	0,068	0,127	0,082	0,050	0,106	0,070
$A_{s,req}$ (mm ²)	974	1141	549	1024	663	424	895	590
$A_{s,lisa,req}$ (mm ²)	581	748	156	631	270	31	502	197
Ø ja samm (mm)	Ø10 s. 67	Ø10 s. 67	Ø10 s. 200	Ø10 s. 67	Ø10 s. 200	Ø10 s. 200	Ø12 s. 200	Ø10 s. 200
$A_{s,lisa,prov}$ (mm ²)	790	790	393	790	393	393	565	393

4.5.2 220 mm paksune vahelaeplaat

Arvutusprogrammi ARSA kuvatõmmistelt (joonised D.3...D.6), on näha, et armatuurplaadi ülapinnas tekivad maksimaalsed paindemomendid X-telje suunalisel töötamisel vahemikus 121,58...131,45 kNm/m ning Y-telje suunalisel töötamisel 37,65...87,46 kNm/m. Arvutustes eeldatakse, et paindemomendid toe kohal muutuvad lineaarselt, ning armatuuri töötamisel jaguneb see ümber. Vajalik lisaarmatuur toe kohal dimensioneeritakse keskmise paindemomendi alusel.

Kuna Y-telje ja X-telje suunalisel töötamisel tekivad raudbetoonlaadi ülapinnas paindemomendid, mis enamikus jäävad allapoole 41 kNm/m, (maksimaalne põhiarmatuuri poolt ülekantav paindemoment), siis lähtutakse ka ülapinnaarmatuuri dimensioneerimisel samast põhiarmatuurist. Vahelaeplaadi piirkondades, kus ilmnevad suuremad paindemomendid, arvutatakse ülapinda täiendav armatuur. Arvutustes eeldatakse, et paindemomendi toe kohal muutuvad lineaarselt, ning armatuuri töötamisel jaguneb see ümber. Vajalik lisaarmatuur toe kohal dimensioneeritakse keskmise paindemomendi alusel. Arvutusnäide tehakse ühe iseloomuliku piirkonna kohta, ülejäänud piirkondade tulemused esitatakse tabelis 4.5.

Joonisel D.3 on toodud arvutusnäite tegemiseks teljel 3 asuv toepiirkond telgede 3 ja 4 vahel (L4). Joonise D.3 järgi on maksimaalne paindemoment selles piirkonnas 104,80 kNm/m ning minimaalne paindemoment 62,65 kNm/m. Eeldades paindemomendi lineaarset jaotumist arvutatakse keskmine arvutuslik paindemoment toel valemiga (4.1):

$$M_{Ed,x} = \frac{62,65 + 104,8}{2} = 83,73 \text{ kNm/m}$$

Suhteline moment μ arvutatakse valemiga (3.6):

$$\mu = \frac{83,73 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 1000 \cdot 177^2} = 0,160 < \mu_c = 0,372$$

Survetsooni suhteline kõrgus arvutatakse valemiga (3.8):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,160} = 0,175$$

Pikitõmbearmatuuri vajalik ristlõikepindala tõmbetsoonis arvutatakse valemiga (3.7):

$$A_{s,req} = \frac{0,175 \cdot 16,7 \cdot 1000 \cdot 177}{435} = 1192 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Vajaliku lisaarmatuuri intensiivsuse leidmiseks lahutatakse vajalikust koguarmatuurikogusest plaadi põhiarmatuuri intensiivsus:

$$A_{s,lisa,req} = A_{s,req} - A_{s,prov} = 1192 - 565 = 627 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Arvutustest lähtuvalt nähakse plaadi ülapinna arvutatavas lõikes lisaarmatuuriks Ø10, B500B, samm 67 mm, ($A_{s,lisa,prov} = 790 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,lisa,req} = 627 \text{ mm}^2/\text{m}$). Lisaarmatuur paigutatakse põhiarmatuuri armatuurraudade vahele.

Tabelis 4.5 on toodud X- ning Y telje suunalisel töötamisel vajalikud andmed lisaarmatuuri määramiseks ülakihis. Vahelaeplaadi sümmeetrilisuse tõttu määratakse armatuur kõige kriitilisemates lõigetes ning sama armatuuri kasutatakse kõigis vastavates lõigetes (vt joonised D.1...D.6).

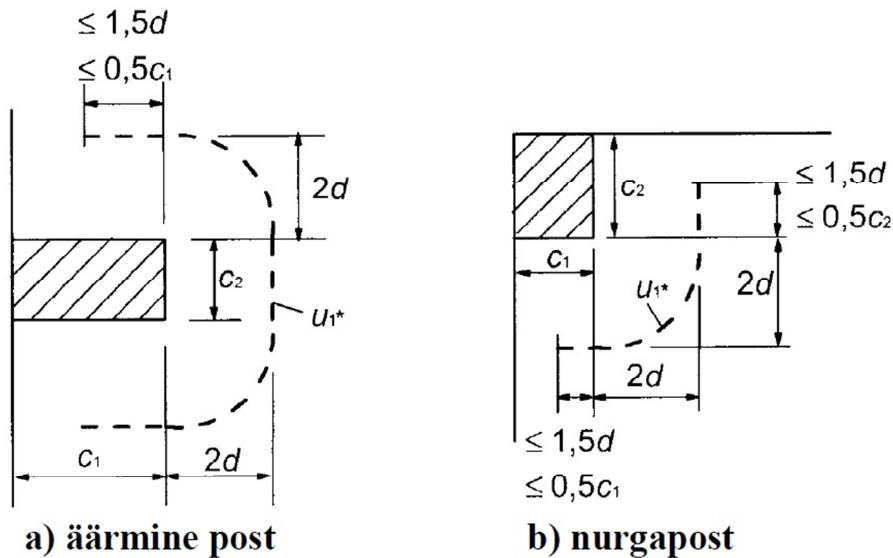
Tabel 4.5. Kolmanda korruse katuslael vahelaeplaadi lisaarmatuur ülakihis 220 mm paksuse vahelaeplaadi korral.

Lõige	X-telje suunas					Y-telje suunas	
	L1	L2	L3	L4	L5	L7	L8
$M_{Ed,x}$ (kNm/m)	86,23	93,16	51,12	83,73	60,00	77,33	55,53
μ	0,165	0,178	0,098	0,160	0,115	0,130	0,093
ω	0,181	0,198	0,103	0,175	0,122	0,139	0,098
$A_{s,req}$ (mm ²)	1231	1343	700	1192	830	1011	710
$A_{s,lisa,req}$ (mm ²)	666	778	135	627	265	446	145
Ø ja samm (mm)	Ø10 s. 67	Ø10 s. 67	Ø10 s. 200	Ø10 s. 67	Ø10 s. 200	Ø12 s. 200	Ø10 s. 200
$A_{s,lisa,prov}$ (mm ²)	790	790	393	790	393	565	393

4.6 Vahelaeplaadi põikjõukindluse kontroll

Põikjõukindluse kontroll projekteritavale vahelaele teostatakse kõige kriitilisemas lõikes. Projekteritaval vahelaeplaadil on see teljel D asuva toe otsas, telgede 4 ja 5 vahel. Paindemomendi piirkond L4. Selles lõikes tekib maksimaalne toereaktsioon, mille alusel kontrollitakse plaadi põikjõukindlust. Plaadi põikjõukindluse arvutus põhinevad Ehituskonstruktori käsiraamatu (2010) punktis 10.15.2 toodud juhiste, mis käsitleb põikarmatuurita plaadi läbisurumiskandevõime kontrolli. Põikjõukindlust kontrollitakse

kahel perimeetril: toe perimeetril ning kontrollperimeetril, toest kaugusel $2 \cdot d$. Kontrollperimeetrite mõõtmete arvutamiseks kasutatakse joonisel 4.1 toodud eeskirju. Käesolevas projektis käsitletava vahelaepõikjõukindluse määramiseks on iseloomulik nurgaposti arvutus, kuna tegu on serva toega.



Joonis 4.1. Äärmise ning nurgaposti kontrollperimeetri määramine (EVS-EN 1992-1-1:2007, joonis 6.20).

4.6.1 250 mm paksune vahelaeplaat

4.6.1.1 Tugi 1 L6

250 mm paksuse vahelaeplaadi läbisurumiskandevõime määramiseks arvutatakse vajalikud kontrollperimeetri näitajad. Toe laius a kontrollperimeetril on määratud tingimustega:

$$a \leq 0,5 \cdot c_2 = 0,5 \cdot 150 = 75 \text{ mm}$$

ja

$$a \leq 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 215 = 322,5 \text{ mm}$$

Toe pikkus b on määratud tingimustega:

$$b \leq 0,5 \cdot c_1 = 0,5 \cdot 2400 = 1200 \text{ mm}$$

ja

$$a \leq 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 215 = 322,5 \text{ mm}$$

Lisa C joonisel C.8 on näha maksimaalne toereaktsioon 629,71 kN/m. Arvutuslik toereaktsioon vaadeldavas lõikes:

$$V_{Ed} = 0,323 \cdot 629,71 = 203,40 \text{ kN}$$

Läbisurumiskandevõime arvutamisel on vajalik toe perimeetril u_0 kontrollida tingimust:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}, \quad (4.2)$$

kus

v_{Ed} – maksimaalne läbisurumispinge MPa,

$v_{Rd,max}$ – plaadi maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime MPa (EVS-EN 1992-1-1:2007).

Maksimaalne läbisurumispinge v_{Ed} arvutatakse valemiga:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d}, \quad (4.3)$$

kus

V_{Ed} – arvutuslik põikjõud kontrollperimeetril kN,

β – koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur (käesoleval juhul $\beta = 1,5$),

u_i – vaadeldava kontrollperimeetri pikkus mm,

d – ristlõike keskmine kasuskõrgus mm (EVS-EN 1992-1-1:2007).

Plaadi kontrollperimeetri u_0 pikkus määratakse valemiga:

$$u_0 = a + b, \quad (4.4)$$

kus

a – vaadeldava kontrollperimeetri toe laius mm,

b – vaadeldava kontrollperimeetri toe pikkus mm (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2010).

Plaadi kontrollperimeetri pikkus u_0 määratakse valemiga (4.4):

$$u_0 = 75 + 323 = 398 \text{ mm}$$

Maksimaalne läbisurumispinge v_{Ed} toe perimeetril u_0 arvutatakse valemiga (4.3):

$$v_{Ed} = 1,5 \cdot \frac{203,40 \cdot 10^3}{398 \cdot 215} = 3,565 \text{ MPa}$$

Plaadi maksimaalne läbisurumiskandevõime $v_{Rd,max}$ leitakse valemiga:

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (4.5)$$

kus

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus Mpa,

v – leitakse seosest:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad (4.6)$$

kus

f_{ck} – betooni normatiivne survetugevus Mpa (EVS-EN 1992-1-1:2007).

Valemiga (4.6) arvutatakse v betoonile klassiga C25/30:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Plaadi maksimaalne läbisurumiskandevõime $v_{Rd,max}$ leitakse valemiga (4.5):

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 16,7 = 4,51 \text{ MPa}$$

Plaadi läbisurumiskandevõime kontroll toe perimeetril valemiga (4.2):

$$v_{Ed} = 3,565 \text{ MPa} < v_{Rd,max} = 4,51 \text{ MPa}$$

Eelmisest valemist järeldatakse, et plaadi läbisurumiskandevõime on toe perimeetril tagatud.

Plaadi baaskontrollperimeetril u_1 tuleb kontrollida tingimust:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}, \quad (4.6)$$

kus

v_{Ed} – maksimaalne läbisurumispinge Mpa,

$v_{Rd,c}$ – põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime MPa (EVS-EN 1992-1-1:2007).

Plaadi kontrollperimeetri u_1 pikkus kaugusel $2 \cdot d$ toe servast määratakse valemiga:

$$u_1 = a + b + \pi \cdot d, \quad (4.7)$$

kus

a – vaadeldava kontrollperimeetri toe laius mm,

b – vaadeldava kontrollperimeetri toe pikkus mm

d – plaadi ristlõike keskmine kasuskõrgus mm (Valgur, 2010).

Plaadi kontrollperimeetri u_1 pikkus kaugusel $2 \cdot d$ toe servast määratakse valemiga (4.7):

$$u_1 = 75 + 323 + \pi \cdot 215 = 1073 \text{ mm}$$

Maksimaalne läbisurumispinge v_{Ed} toe perimeetril u_1 arvutatakse valemiga (4.3):

$$v_{Ed} = 1,5 \cdot \frac{203,40 \cdot 10^3}{1073 \cdot 215} = 1,322 \text{ MPa}$$

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

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min}, \quad (4.8)$$

kus

k – leitav valemiga:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad (4.9)$$

v_{min} – 0,485 Mpa vastavalt tabelile 10.26 Ehituskonstruktori käsiraamatus (2010),

d – ristlõike kasuskõrgus mm,

$C_{Rd,c}$ – leitakse valemiga, kus γ_c on materjali osavarutegur,

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}, \quad (4.10)$$

ρ_1 – armeerimistegur leitakse valemiga:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{s \cdot d} \quad , \quad (4.11)$$

Kahes suunas töötava armtuuri korral leitakse keskmine armeerimistegur valemiga:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1,x} \cdot \rho_{1,y}} \leq 0,02 \quad (4.12)$$

k väärtus leitakse valemiga (4.9):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{215}} = 1,964 < 2,0$$

$C_{Rd,c}$ väärtus leitakse valemiga (4.10):

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

Kuna põhiarmatuuri intensiivsus on nii X- telje kui ka Y-telje suunas sama, siis leitakse armeerimistegur valemiga (4.11):

$$\rho_1 = \frac{786}{100 \cdot 215} = 0,037 > 0,020 \rightarrow \rho_1 = 0,020$$

Põikarmatuurita plaadi arvutuslikku läbisurumiskandevõimet kontrollitakse valemiga (4.8):

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,964 \cdot (100 \cdot 0,020 \cdot 25)^{1/3} = 0,868 > v_{min} = 0,485$$

Plaadi baaskontrollperimeetril u_1 tuleb kontrollida tingimust (4.6):

$$v_{Ed} = 1,322 > v_{Rd,c} = 0,868$$

Seega põikjõukandevõime ei ole tagatud ning plaadi toe serva dimensioneeritakse läbisurumisarmatuur.

Vajalik läbisurumisarmatuuri pindala A_{sw} määratakse rangidena valemiga:

$$v_{Rd,cs} = 0,5 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \sin\alpha \quad , \quad (4.13)$$

kus

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

d – ristlõike keskmine kasuskõrgus mm,

s_r – põikarmatuuripaiknemise perimeetrite radiaalsamm mm, rangiperimeetrite vahekaugus ei tohiks olla suurem kui $0,75 \cdot d$, siit $d/s_r = 1/0,75 = 1,333$.

A_{sw} – otsitav põikarmatuuri pind ühel tuge ümbritseval perimeetril mm^2 ,

$f_{ywd,ef}$ – põikarmatuuri efektiivne arvutustugevus MPa läbisurumisel, mis leitakse valemiga:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d = 250 + 0,25 \cdot 215 = 303,75 \text{ MPa} < f_{ywd} = 435 \text{ MPa} \quad (4.14)$$

u_1 – plaadi baaskontrollperimeetri pikkus toest kaugusel $2 \cdot d$,

α – põikarmatuuri ja plaadi pinna vaheline nurk, antud juhul $\alpha = 90^\circ$ (EVS-EN 1992-1-1:2007).

Vajalik põikarmatuuri ristlõikepindala ühel tuge ümbritseval perimeetril leitakse valemist (4.13):

$$A_{sw} = \frac{(v_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c}) \cdot u_1 \cdot d}{2 \cdot f_{ywd,ef}} = \frac{(1,322 - 0,75 \cdot 0,868) \cdot 1073 \cdot 215}{2 \cdot 303,75} = 255 \text{ mm}^2$$

Konstruktiiuvestest nõuetest määratakse põikarmatuuri paigutus (d – plaadi keskmine kasuskõrgus):

Kaugus toest esimese rangiperimeetrini:

$$s_{r1} > 0,3 \cdot d = 0,3 \cdot 215 = 64,5 \text{ mm, valitakse } s_{r1} = 100 \text{ mm}$$

Rangiperimeetrite vahekaugus:

$$s_r \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 215 = 161,3 \text{ mm, valitakse } s_r = 150 \text{ mm}$$

Rangide samm piki perimeetrit:

$$s_t \leq 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 215 = 322,5 \text{ mm, valitakse } s_t = 150 \text{ mm}$$

Kui põikarmatuur on nõutav, leitakse rangivarda (või sellele vastava varda) minimaalne pindala $A_{sw,min}$ avaldisest:

$$A_{sw,min} \cdot \frac{1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r \cdot s_t} \geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

kus

s_r – põikarmatuuripaiknemise perimeetrite radiaalsamm mm,

s_t – põikarmatuuripaiknemise samm mm,

f_{ck} – betooni normatiivne survetugevus Mpa,

α – põikarmatuuri ja plaadi pinna vaheline nurk, (vertikaalsete rangide puhul

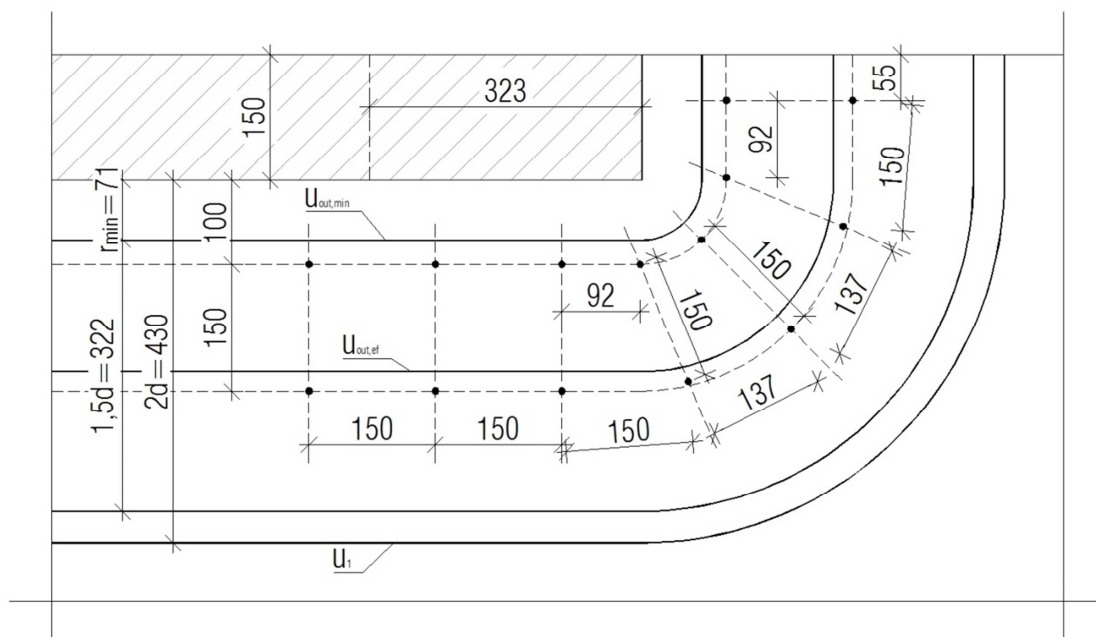
$\alpha = 90^\circ$ ja $\sin\alpha = 1$) (Valgur, 2010).

Rangivarda minimaalne pindala $A_{sw,min}$ leitakse avaldisest (4.15):

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 \cdot 161,3 \cdot 322,5}{1,5} \cdot \frac{\sqrt{25}}{500} = 27,7 \text{ mm}^2$$

Läbisurumisarmatuurina kasutatakse $\varnothing 10$ mm range, mille ristlõikepindala ühe lõike kohta $A_{sw} = 78,5 \text{ mm}^2 > A_{sw,min} = 27,7 \text{ mm}^2$.

Rangid paigutatakse baaskontrollalasse vastavalt joonisel 4.2. toodud skeemile.



Joonis 4.2. Rangide paigutuse skeem 250mm paksuse plaadi toe kohal.

Vastavalt joonisele 4.2 leitakse rangide arv ning kogupindala, mis on toodud tabelis 4.6.

Tabel 4.6. Läbisurumisarmatuuri rangide arv ning kogupindala.

Perimeeter	Rangide arv (tk)	Kogupindala $A_{sw,prov}$ (mm ²)
1	6	471
2	6	471

Rangide kogupindala $A_{sw,prov} = 471 \text{ mm}^2 > A_{sw} = 255 \text{ mm}^2$ ning seega on tagatud piisav rangide kogupindala.

Esimene kontrollperimeeter, kus põikarmatuur ei ole enam vajalik, leitakse valemiga:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} \quad , \quad (4.16)$$

kus

β – koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur (käesoleval juhul $\beta = 1,5$),

v_{Ed} – maksimaalne läbisurumispinge Mpa,

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

d – plaadi ristlõike keskmine kasuskõrgus mm (EVS-EN 1992-1-1:2007).

Esimene kontrollperimeeter, kus põikarmatuur ei ole enam vajalik, leitakse valemiga (4.16):

$$u_{out,ef} = \frac{1,5 \cdot 203,40 \cdot 10^3}{0,868 \cdot 215} = 1634 \text{ mm}$$

Selle kontrollperimeetri kaugus toest leitakse valemist (4.7):

$$u_{out,ef} = a + b + \pi \cdot r_{out,ef} \rightarrow r_{out,ef} = \frac{u_{out,ef} - (a + b)}{\pi} = \frac{1634 - (75 + 323)}{\pi} = 393 \text{ mm}$$

Väliline põikarmatuuri sisaldav perimeeter peab paiknema eespoolmääratud põikarmatuuri enam mittevajavast perimeetrist $u_{out,ef}$ maksimaalselt $1,5 \cdot d$ seespool.

Välise perimeetri kaugus toe servast, kus põikarmatuur on nõutav, leitakse valemiga:

$$r_{min} = r_{out} - 1,5 \cdot d, \quad (4.17)$$

kus

r_{out} – esimese kontrollperimeetri kaugus toe servast, kus põikarmatuur ei ole enam vajalik mm,

d – plaadi ristlõike keskmine kasuskõrgus mm (Valgur, 2010).

Välise perimeetri kaugus toe servast, kus põikarmatuur on nõutav, leitakse valemiga (4.17):

$$r_{min} = 393 - 1,5 \cdot 215 = 71 \text{ mm} < 2 \cdot d = 430 \text{ mm}$$

Seega ei ole põikarmatuur väljaspool esimest kontrollperimeetrit vajalik.

4.6.1.2 Tugi 2 L2

Kuna maksimaalse toereaktsiooniga piirkonnas oli läbisurumisarmatuur vajalik, siis kontrollitakse ka järgmist toereaktsiooni, mis tekib teljel 4 ava servas (joonis C.9). Vajalikud näitajad kontrollperimeetrite leidmiseks leitakse vastavalt joonisel 4.1 toodud servaposti juhistele.

Toe laius a on määratud tingimustega:

$$a = c_2 = 200 \text{ mm}$$

Toe pikkus b on määratud tingimustega:

$$b \leq 0,5 \cdot c_1 = 0,5 \cdot 1850 = 925 \text{ mm}$$

ja

$$a \leq 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 215 = 322,5 \text{ mm}$$

Joonisel C.9 on näha maksimaalne toereaktsioon 357,97 kN/m. Arvutuslik toereaktsioon vaadeldavas lõikes:

$$V_{Ed} = 0,323 \cdot 357,97 = 115,62 \text{ kN}$$

Plaadi kontrollperimeetri u_0 pikkus määratakse valemiga:

$$u_0 = a + 2 \cdot b, \tag{4.18}$$

kus

a – vaadeldava kontrollperimeetri toe laius mm,

b – vaadeldava kontrollperimeetri toe pikkus mm (Valgur, 2010).

Plaadi kontrollperimeetri pikkus u_0 määratakse valemiga (4.18):

$$u_0 = 200 + 2 \cdot 323 = 845 \text{ mm}$$

Maksimaalne läbisurumispinge v_{Ed} toe perimeetril u_0 arvutatakse valemiga (4.3):

$$v_{Ed} = 1,4 \cdot \frac{115,62 \cdot 10^3}{845 \cdot 215} = 0,890 \text{ MPa}$$

Plaadi läbisurumiskandevõime kontroll toe perimeetril valemiga (4.2):

$$v_{Ed} = 0,890 \text{ MPa} < v_{Rd,max} = 4,51 \text{ MPa}$$

Eelmisest valemist järeldatakse, et plaadi läbisurumiskandevõime on toe perimeetril tagatud.

Plaadi baaskontrollperimeetril u_1 tuleb kontrollida tingimust (4.6):

Plaadi kontrollperimeetri u_1 pikkus kaugusel $2 \cdot d$ toe servast määratakse valemiga:

$$u_1 = a + 2 \cdot b + \pi \cdot 2 \cdot d, \quad (4.19)$$

kus

a – vaadeldava kontrollperimeetri toe laius mm,

b – vaadeldava kontrollperimeetri toe pikkus mm

d – plaadi ristlõike kasuskõrgus mm (Valgur, 2010).

Plaadi kontrollperimeetri u_1 pikkus kaugusel $2 \cdot d$ toe servast määratakse valemiga (4.19):

$$u_1 = 200 + 2 \cdot 323 + \pi \cdot 2 \cdot 215 = 2196 \text{ mm}$$

Maksimaalne läbisurumispinge v_{Ed} toe perimeetril u_1 arvutatakse valemiga (4.3):

$$v_{Ed} = 1,4 \cdot \frac{115,62 \cdot 10^3}{2196 \cdot 215} = 0,343 \text{ MPa}$$

Põikarmatuurita plaadi arvutuslikku läbisurumiskandevõimet kontrollitakse valemiga (4.8):

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,964 \cdot (100 \cdot 0,00914 \cdot 25)^{1/3} = 0,669 > v_{min} = 0,485$$

Plaadi baaskontrollperimeetril u_l tuleb kontrollida tingimust (4.6):

$$v_{Ed} = 0,343 < v_{Rd,c} = 0,669$$

Seega põikjõukandevõime toe baaskontrollperimeetril on tagatud. Kuna ülejäänud toepunktides on tekkivad toereaktsioonid väiksem, siis põikjõukandevõime on kogu plaadi ulatuses tagatud.

4.6.2 220 mm paksune vahelaeplaat

4.6.2.1 Tugi 1 L6

220 mm paksuse vahelaeplaadi läbisurumiskandevõime määratakse samade arvutustega, nagu 250 mm paksusele plaadile:

$$a \leq 0,5 \cdot c_2 = 0,5 \cdot 150 = 75 \text{ mm}$$

ja

$$a \leq 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 183 = 274,5 \text{ mm}$$

Toe pikkus b on määratud tingimustega:

$$b \leq 0,5 \cdot c_1 = 0,5 \cdot 2400 = 1200 \text{ mm}$$

ja

$$a \leq 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 183 = 274,5 \text{ mm}$$

Joonisel D.7 on näha maksimaalne toereaktsioon 751,66 kN/m. Arvutuslik toereaktsioon vaadeldavas lõikes:

$$V_{Ed} = 0,275 \cdot 751,66 = 206,70 \text{ kN}$$

Plaadi kontrollperimeetri pikkus u_0 määratakse valemiga (4.4):

$$u_0 = 75 + 275 = 350 \text{ mm}$$

Maksimaalne läbisurumispinge v_{Ed} toe perimeetril u_0 arvutatakse valemiga (4.3):

$$v_{Ed} = 1,5 \cdot \frac{206,70 \cdot 10^3}{350 \cdot 183} = 4,841 \text{ MPa}$$

Plaadi maksimaalne läbisurumiskandevõime $v_{Rd,max}$ leitakse valemiga (4.5):

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 16,7 = 4,51 \text{ MPa}$$

Plaadi läbisurumiskandevõime kontroll toe perimeetril valemiga (4.2):

$$v_{Ed} = 4,841 \text{ MPa} > v_{Rd,max} = 4,51 \text{ MPa}$$

Eelmisest valemist järeldatakse, et plaadi läbisurumiskandevõime ei ole toe perimeetril tagatud. Läbisurumiskande võime

Plaadi baaskontrollperimeetril u_1 tuleb kontrollida tingimust (4.6).

Plaadi kontrollperimeetri u_1 pikkus kaugusel $2 \cdot d$ toe servast määratakse valemiga (4.7):

$$u_1 = 75 + 275 + \pi \cdot 183 = 925 \text{ mm}$$

Maksimaalne läbisurumispinge v_{Ed} toe perimeetril u_1 arvutatakse valemiga (4.3):

$$v_{Ed} = 1,5 \cdot \frac{206,70 \cdot 10^3}{925 \cdot 183} = 1,832 \text{ MPa}$$

k väärtus leitakse valemiga (4.9):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{183}} = 2,045 > 2,0 \rightarrow k = 2,0$$

$C_{Rd,c}$ väärtus leitakse valemiga (4.10):

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

Kuna põhiarmatuuri intensiivsus on nii X- telje kui ka Y-telje suunas sama, siis leitakse armeerimistegur valemiga (4.11):

$$\rho_1 = \frac{958}{100 \cdot 183} = 0,052 > 0,02 \rightarrow \rho_1 = 0,020$$

Põikarmatuurita plaadi arvutuslikku läbisurumiskandevõimet kontrollitakse valemiga (4.8):

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,020 \cdot 25)^{1/3} = 0,904 > v_{min} = 0,495$$

Plaadi baaskontrollperimeetril u_1 tuleb kontrollida tingimust (4.6):

$$v_{Ed} = 1,832 \text{ MPa} > v_{Rd,c} = 0,904 \text{ MPa}$$

Seega põikjõukandevõime ei ole tagatud ning plaadi toe serva dimensioneeritakse läbisurumisarmatuur. Paigaldatakse samasugune armatuur, nagu esimesel kontrollperimeetril vajalik on.

Põikarmatuuri efektiivne arvutustugevus läbisurumisel, mis leitakse valemiga (4.14):

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d = 250 + 0,25 \cdot 183 = 295,75 \text{ MPa} < f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

Vajalik põikarmatuuri ristlõikepindala ühel tuge ümbritseval perimeetril leitakse valemist (4.13):

$$A_{sw} = \frac{(v_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c}) \cdot u_1 \cdot d}{2 \cdot f_{ywd,ef}} = \frac{(1,832 - 0,75 \cdot 0,904) \cdot 925 \cdot 183}{2 \cdot 295,75} = 330 \text{ mm}^2$$

Konstruktiiuvestest nõuetest määratakse põikarmatuuri paigutus (d – plaadi keskmine kasuskõrgus):

Kaugus toest esimese rangiperimeetrini:

$$s_{r1} > 0,3 \cdot d = 0,3 \cdot 183 = 54,9 \text{ mm}, \text{ valitakse } s_{r1} = 70 \text{ mm}$$

Rangiperimeetrite vahekaugus:

$$s_r \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 183 = 137,25 \text{ mm}, \text{ valitakse } s_r = 130 \text{ mm}$$

Rangide samm piki perimeetrit:

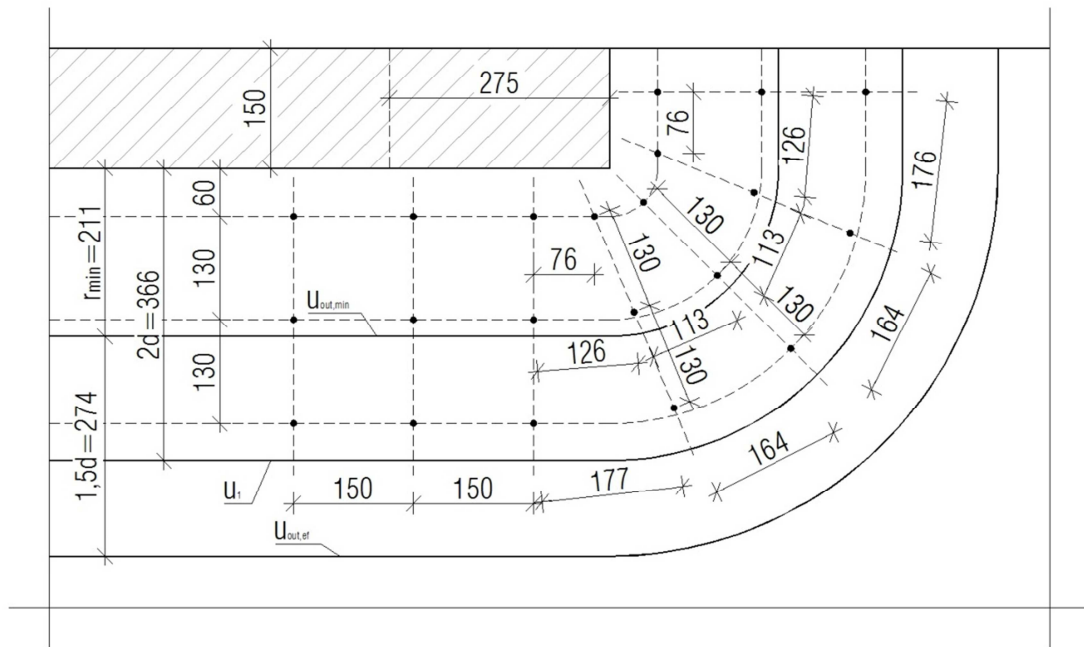
$$s_t \leq 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 183 = 274,5 \text{ mm}, \text{ valitakse } s_t = 150 \text{ mm}$$

Rangivarda minimaalne pindala $A_{sw,min}$ leitakse avaldisest (4.15):

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 \cdot 137,25 \cdot 274,5}{1,5} \cdot \frac{\sqrt{25}}{500} = 20,1 \text{ mm}^2$$

Läbisurumisarmatuurina kasutatakse $\varnothing 10$ mm range, mille ristlõikepindala ühe lõike kohta $A_{sw} = 78,5 \text{ mm}^2 > A_{sw,min} = 20,1 \text{ mm}^2$.

Rangid paigutatakse baaskontrollalasse vastavalt joonisel 4.3. toodud skeemile.



Joonis 4.3. Rangide paigutuse skeem 220mm paksuse plaadi toe kohal.

Vastavalt joonisele 4.3 leitakse rangide arv ning kogupindala, mis on toodud tabelis 4.7.

Tabel 4.7. Läbisurumisarmatuuri rangide arv ning kogupindala.

Perimeeter	Rangide arv (tk)	Kogupindala $A_{sw,prov}$ (mm^2)
1	6	471
2	6	471
3	6	471

Rangide kogupindala $A_{sw,prov} = 471 \text{ mm}^2 > A_{sw} = 330 \text{ mm}^2$ ning seega on tagatud piisav rangide kogupindala.

Esimene kontrollperimeeter, kus põikarmatuur ei ole enam vajalik, leitakse valemiga (4.16):

$$u_{out,ef} = \frac{1,5 \cdot 206,70 \cdot 10^3}{0,904 \cdot 183} = 1874 \text{ mm}$$

Selle kontrollperimeetri kaugus toest leitakse valemist (4.7):

$$u_{out,ef} = a + b + \pi \cdot r_{out,ef} \rightarrow r_{out,ef} = \frac{u_{out,ef} - (a + b)}{\pi} = \frac{1874 - (75 + 275)}{\pi} = 485 \text{ mm}$$

Välise perimeetri kaugus toe servast, kus põikarmatuur on nõutav, leitakse valemiga (4.17):

$$r_{min} = 485 - 1,5 \cdot 183 = 211 \text{ mm} < 2 \cdot d = 366 \text{ mm}$$

Seega ei ole põikarmatuur väljaspool esimest kontrollperimeetrit vajalik.

4.6.2.2 Tugi 2 L2

Kuna maksimaalse toereaktsiooniga piirkonnas oli läbisurumisarmatuur vajalik, siis kontrollitakse ka järgmist toereaktsiooni, mis tekib teljel 4 ava servas (vt joonis D.8). Vajalikud näitajad kontrollperimeetrite leidmiseks leitakse vastavalt joonisel 4.1 toodud servaposti juhistele.

Toe laius a on määratud tingimustega:

$$a = c_2 = 200 \text{ mm}$$

Toe pikkus b on määratud tingimustega:

$$b \leq 0,5 \cdot c_1 = 0,5 \cdot 1850 = 925 \text{ mm}$$

ja

$$a \leq 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 183 = 274,5 \text{ mm}$$

Joonisel D.8 on näha maksimaalne toereaktsioon 362,08 kN/m. Arvutuslik toereaktsioon vaadeldavas lõikes:

$$V_{Ed} = 0,275 \cdot 362,08 = 99,57 \text{ kN}$$

Plaadi kontrollperimeetri pikkus u_0 määratakse valemiga (4.18):

$$u_0 = 200 + 2 \cdot 275 = 750 \text{ mm}$$

Maksimaalne läbisurumispinge v_{Ed} toe perimeetril u_0 arvutatakse valemiga (4.3):

$$v_{Ed} = 1,4 \cdot \frac{99,57 \cdot 10^3}{750 \cdot 183} = 1,016 \text{ MPa}$$

Plaadi läbisurumiskandevõime kontroll toe perimeetril valemiga (4.2):

$$v_{Ed} = 1,016 \text{ MPa} < v_{Rd,max} = 4,51 \text{ MPa}$$

Eelmisest valemist järeldatakse, et plaadi läbisurumiskandevõime on toe perimeetril tagatud.

Plaadi baaskontrollperimeetril u_1 tuleb kontrollida tingimust (4.6):

Plaadi kontrollperimeetri u_1 pikkus kaugusel $2 \cdot d$ toe servast määratakse valemiga (4.19):

$$u_1 = 200 + 2 \cdot 275 + \pi \cdot 2 \cdot 183 = 1900 \text{ mm}$$

Maksimaalne läbisurumispinge v_{Ed} toe perimeetril u_1 arvutatakse valemiga (4.3):

$$v_{Ed} = 1,4 \cdot \frac{99,57 \cdot 10^3}{1900 \cdot 183} = 0,401 \text{ MPa}$$

Põikarmatuurita plaadi arvutuslikku läbisurumiskandevõimet kontrollitakse valemiga (4.8):

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,015 \cdot 25)^{1/3} = 0,829 > v_{min} = 0,495$$

Plaadi baaskontrollperimeetril u_1 tuleb kontrollida tingimust (4.6):

$$v_{Ed} = 0,401 < v_{Rd,c} = 0,829$$

Seega põikjõukandevõime toe baaskontrollperimeetril on tagatud. Kuna ülejäänud toepunktides on tekkivad toereaktsioonid väiksem, siis põikjõukandevõime on kogu plaadi ulatuses tagatud.

4.7 Vahelaeplaadi pragudekindluse kontroll

Vahelaeplaadi pragudekindluse kontrollimiseks leitakse, kas ristlõikesse tekivad praod, misjuhul leitakse nende tekkimisel ka pragude avanemislaius. Pragude avanemise laius kontrollitakse ühel juhul käsitsi ning teised tulemused võetakse vastavalt ARSA kuvatõmmistele. Arvutusprogrammi sisestati eelnevates punktides dimensioneeritud

armatuur, ning kontrolliti pragunemist sellise armatuuri korral. Automaatsed armeerimist ei kasutatud.

Pragude avanemislaiuse piirväärtuseks on vastavalt keskkonnklassile XC1 $w_{k,adm} = 0,4$ mm. (EVS-EN 1992-1-1:2007, tabel. 7.1N).

4.7.1 250 mm paksune vahelaeplaat

Betooni tegelik elastsusmoodul leitakse valemiga (3.10):

$$E_{c,eff} = \frac{31 \cdot 10^3}{1 + 2,5} = 8,86 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

Armatuurterase ning betooni tegeliku elastsusmooduli suhe α_s leitakse valemiga (3.11):

$$\alpha_s = \frac{2 \cdot 10^5}{8,86 \cdot 10^3} = 22,6$$

Suurima paindemomendi alas dimensioneeriti armatuur punktis 4.4.1. $\emptyset 10$ mm, $s = 100$ mm ($A_{sI} = 786 \text{ mm}^2/\text{m}$).

Survearmatuurita raudbetoonplaadi redutseeritud ristlõike pindala A_{red} arvutatakse valemiga (3.12)

$$A_{red} = 1000 \cdot 250 + 22,6 \cdot 786 = 267764 \text{ mm}^2 \rightarrow 2678 \text{ cm}^2$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast arvutatakse valemiga (3.13):

$$y_{0,red} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 250^2 + 22,6 \cdot 786 \cdot (250 - 220)}{267764} = 118,7 \text{ mm}$$

Survetsooni kõrgus x_I leitakse valemiga (3.14):

$$x_I = 250 - 118,7 = 131,3 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment I_{red} arvutatakse valemiga (3.15):

$$I_{red} = \frac{1000 \cdot 250^3}{12} + 1000 \cdot 250 \cdot (131,3 - 0,5 \cdot 250)^2 + 22,6 \cdot 786 \cdot (250 - 220)^2$$

$$= 1,328 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \rightarrow 1,328 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

Ristlõike tugevusmoment tõmbetsooni jaoks leitakse valemiga (3.16):

$$W_{t,red} = \frac{1,328 \cdot 10^9}{118,7} = 1,119 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

Kriitiline paindemoment normaalprao tekkimisel leitakse valemiga (3.17):

$$M_{cr} = 2,6 \cdot 1,119 \cdot 10^7 = 29081000 \text{ Nmm} = 29,081 \text{ kNm}$$

Maksimaalne paindemoment $M_{Ek} = 47,31 \text{ kNm/m}$ plaadi alapinnas on leitud arvutusprogrammi ARSA kasutuspiiriseisundi tõenäolisest koormuskombinatsioonist (lisa C joonis C.10).

Pragude tekkimise kontroll teostatakse tingimusega (3.18):

$$M_{Ek} = 47,31 \text{ kNm/m} > M_{cr} = 29,081 \text{ kNm/m}$$

Kuna tingimus (3.18) ei ole rahuldatud, tekivad ristlõikes praod. Pragude tekkimisel tuleb kontrollida pragude avanemise laiust.

Täispragunenud plaadi survetsooni kõrgus leitakse valemiga (3.19):

$$x_{II} = -\frac{22,6 \cdot 786}{1000} + \sqrt{\left(\frac{22,6 \cdot 786}{1000}\right)^2 + \frac{2 \cdot 22,6 \cdot 786 \cdot 220}{1000}} = 72,4 \text{ mm}$$

Täispragunenud plaadi inertsimoment leitakse valemiga (3.20):

$$I_{red,II} = \frac{1000 \cdot 72,4^3}{3} + 22,6 \cdot 786 \cdot (220 - 72,4)^2 = 5,13 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \rightarrow 5,13 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Praoga ristlõike järgi arvutatud tõmbearmatuuri pinge vastavalt koormusele leitakse valemiga (3.23):

$$\sigma_s = 22,6 \cdot \frac{47,31 \cdot 10^6 \cdot (220 - 72,4)}{5,13 \cdot 10^8} = 307,30 \text{ MPa}$$

Tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõike pindala $A_{c,eff}$ arvutatakse valemiga (3.24):

$$A_{c,eff} = 1000 \cdot 59,2 = 59200 \text{ mm}^2 = 592 \text{ cm}^2$$

$h_{c,eff}$ – plaadi efektiivkõrgus mm, mis võetakse võrdseks väiksemaga suurustest:

$$2,5 \cdot (h - d_1) = 2,5 \cdot (250 - 220) = 75 \text{ mm}$$

$$\frac{(h - x_{II})}{3} = \frac{(250 - 72,4)}{3} = 59,2 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{3} = \frac{250}{3} = 83,33 \text{ mm}$$

seega kasutatakse arvutustes $h_{c,eff} = 59,2 \text{ mm}$ (Valgur, 2011).

Kasuliku pinna armeerimistegur $\rho_{p,eff}$ leitakse valemiga (3.25):

$$\rho_{p,eff} = \frac{786}{59200} = 0,013$$

Keskmine pragudevaheline deformatsioon ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) leitakse valemiga (3.22):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{307,30 - 0,4 \cdot \frac{2,6}{0,013} \cdot (1 + 22,6 \cdot 0,013)}{2 \cdot 10^5} = 1,027 \cdot 10^{-3} > 0,6 \cdot \frac{307,30}{2 \cdot 10^5} \\ &= 0,922 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Valemist (3.22) lähtuvalt kasutatakse arvutustes ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) = $1,027 \cdot 10^{-3}$.

Arvutatakse pragude maksimaalne vahekaugus $s_{r,max}$.

Armatuur paikneb tõmbetsoonis vahekaugusega $a_s = 100 \text{ mm}$, selle läbimõõt $\emptyset = 10 \text{ mm}$ ning kaitsekiht $c = 25 \text{ mm}$.

Juhul, kus $a_s = 100 \text{ mm} < 5 \cdot (c + \emptyset/2) = 5 \cdot (25 + 10/2) = 150 \text{ mm}$, võib lõpliku maksimaalse pragude vahekauguse arvutada valemiga (3.26):

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 25 + \frac{0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 10}{0,013} = 213,1 \text{ mm}$$

Normaalprao arvutuslik laius w_k arvutatakse valemiga (3.21):

$$w_k = 213,1 \cdot 1,027 \cdot 10^{-3} = 0,237 \text{ mm} < w_{k,adm} = 0,4 \text{ mm}$$

Pragude avanemislaius on väiksem lubatust, seega on tingimus täidetud.

Lisa C jooniselt C.11 on näha, et arvutusprogramm ARSA määras raudbetoonplaadi vaadeldavas piirkonnas pragude avanemise laiuseks 0,238 mm, mis on põhimõtteliselt

identne käsitsi arvutusele. Tulemustest järeldatakse, et arvutusprogramm arvutab pragunemise õigesti.

Ülapinnas tekkivate paindemomentide tõttu tekivad praod ka plaadi ülapinnas. Maksimaalne pragude avanemislaius ülapinnas on näidatud lisa C joonisel C.12.

$$w_k = 0,357 \text{ mm} < w_{k,adm} = 0,4 \text{ mm}$$

Järelikult vastab dimensioneeritav plaat kasutuspiirseisundi tingimustele.

4.7.2 220 mm paksune vahelaeplaat

Jooniselt D.10 on näha, et arvutusprogramm ARSA määras raudbetoonplaadi vaadeldavas piirkonnas pragude avanemise laiuks $w_k = 0,282 \text{ mm}$.

$$w_k = 0,282 \text{ mm} < w_{k,adm} = 0,4 \text{ mm}$$

Ülapinnas tekkivate paindemomentide tõttu tekivad praod ka plaadi ülapinnas. Maksimaalne pragude avanemislaius ülapinnas on näidatud joonisel D.11.

$$w_k = 0,351 \text{ mm} < w_{k,adm} = 0,4 \text{ mm}$$

Järelikult vastab dimensioneeritav plaat kasutuspiirseisundi tingimustele.

4.8 Vahelaeplaadi läbipainete kontroll

Vahelaeplaadi väga keeruka kuju, mitmesildelisuse, kahes suunas töötamise ning koormuste paiknemise tõttu ei ole käesoleva töö raames mõistlik teha läbipainde kontrolliks käsitsi arvutusi. Plaadi keerukuse tõttu ning toetamata servade tõttu leiti, et kaudsel meetodil läbipainde kontrollimine ei ole piisav ning seetõttu otsustati teostada kontroll arvutusprogrammi ARSA abil. Arvutuste õiguses kontrolliks teostati käesoleva töö kolmandas peatükis lihtsustatud kontroll arvutusprogrammi tulemuste õigsuse määramiseks. Kontroll andis positiivse tulemuse, ning läbipainete kontrollil tuginetakse arvutusprogrammist saadud tulemustele. Arvutusprogrammi sisestati eelnevates punktides dimensioneeritud armatuur, ning kontrolliti pragunemist sellise armatuuri korral. Automaatset armeerimist ei kasutatud. Arvutusprogramm teostab läbipaindekontrolli arvestades pragunemisest ning armatuuri lisamisest tekkinud jäikuse muutust. Läbipaindekontrolli käigus kontrollitakse tingimust:

$$u_{fin} \leq u_{fin,adm}, \quad (4.20)$$

kus

u_{fin} – lõplik läbipaine mm,

$u_{fin,adm}$ – lubatud lõplik läbipaine mm (EVS-EN 1990:2002+NA:2002).

Lõpliku läbipainde piirväärtuseks kasutuspiirseisundis määrati käesolevas projektis $u_{fin,adm} = 25$ mm. Lõpliku läbipainde piirmäära seadmisel on arvestatud mittekandvate vaheseinte võimaliku paiknemisega.

4.8.1 250 mm paksune vahelaeplaat

Lisa C joonisel C.13 on toodud arvutusprogrammi kuvatõmmis suurimate paindemomentide piirkonnast kasutuspiirseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis. Joonisel on näha, et maksimaalne läbipaine $u_{fin} = 16,17$ mm. Kontrollitakse tingimust (4.20):

$$u_{fin} = 16,17 \text{ mm} < u_{fin,adm} = 25 \text{ mm}$$

Järelikult on maksimaalne läbipaine väiksem lubatust, ning projekteeritud raudbetoonplaat vastab tingimustele.

4.8.2 220 mm paksune vahelaeplaat

Lisa D joonisel D.12 on toodud arvutusprogrammi kuvatõmmis suurimate paindemomentide piirkonnast kasutuspiirseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis. Joonisel on näha, et maksimaalne läbipaine $u_{fin} = 22,23$ mm. Kontrollitakse tingimust (4.20):

$$u_{fin} = 22,23 \text{ mm} < u_{fin,adm} = 25 \text{ mm}$$

Järelikult on maksimaalne läbipaine väiksem lubatust, ning projekteeritud raudbetoonplaat vastab tingimustele.

5. MATERJALIKULUDE ANALÜÜS JA JÄRELDUSED

5.1 Materjalikulude kokkuvõte

Materjalikulude analüüsis võrreldakse materjalide koguseid 220 mm ja 250 mm paksuse raudbetoonvahelae projekteerimisel. Võrreldakse betooni kulu, armatuuri kulu ning ligikaudset hinda (tabel 5.1). Materjalide hinnad võeti tootjate kodulehtedelt. Kuna kilogrammi hind Ø10 ja Ø12 armatuurterase vahel erines väga vähe, siis võeti keskmiseks hinnaks 1,16 €/kg (“Ehitusmaterjalid:: Armatuur ja metall :: Armatuurteras (latt),” n.d.). Kasutades C25/30 betooni ning eeldades töödeldavusega S2 betooni võeti betooni hinnaks 80 €/m³ (“Ehitusgrupp > Hinnakiri,” n.d.).

Tabel 5.1. Projekteeritud vahelaeplaatide materjalide ning hindade kokkuvõte.

Konstruksioon	250 mm vahelaeplaat	220 mm vahelaeplaat
Betooni C25/30 kogus (m ³)	140,1	123,3
Betooni C25/30 hind kokku (€)	11208	9864
Armatuurterase B500B kogus (kg)	10076	12790
Armatuurterase B500B hind kokku (€)	11688	14836
Armatuurterase kulu 1 m ³ betooni kohta (kg/ m ³)	72	107
Konstruksiooni hind kokku (€)	22896	24700

Materjalide kogustes on arvesse võetud projekteeritud tööarmatuur üla- ja alapinnas, avasid ümbritsevad rangid ning armatuurid, kontuurvardad plaadi servades, ankurdusrangid plaadi servades ning läbisurumisarmatuur. Vahelaeplaadi armatuuri võib jätkata, kuid ühes lõikes mitte rohkem, kui 50% töötavast armatuurist. Ülekatte jätkude pikkus tuleb arvestada vastavalt ankurduspikkuse konstruktiivsetele nõuetele, ülekattejätku pikkus vähemalt 40 läbimõõtu. Ülekattejätkudest tuleneva armatuuri lisakuluga ei ole materjalide koguste määramisel arvestatud. Armatuuride kokku sidumiseks kasutatakse spetsiaalset sidumistraati, mille kogused ei kajastu materjalide kokkuvõttes.

5.2 Materjalikulude analüüs

Tabel 5.1 illustreerib erinevust õhema ja paksema plaadi vahel. Kuna kõik mõjuvad koormused peale plaadi omakaalu on samad, siis autori eeldus on, et õhema plaadi armeerimiseks kulub rohkem armatuurrauda. Kõige parem on võrrelda armatuuri kogust 1

m³ betooni kohta. 250 mm paksusel vahelaepaadil kulub armatuurrauda 72 kg/m³, 220 mm paksusel vahelaepaadil 104 kg/ m³, seega on õhemas plaadis ligikaudu 44% rohkem armatuurrauda 1 m³ betooni kohta, kui paksemas plaadis. Tabelis 5.1 on toodud ka hinnavõrdlus kogu konstruktsioonile, ning sellest järeldub, et paksem vahelaeplaat maksab lõppkokkuvõttes ligikaudu 8% vähem kui õhem plaat. Lähtuvalt sellest soovib autor kasutada käesolevas projektis 250 mm paksust vahelaeplaati, kuna see on kuluefektiivsem ning täpselt arhitektuurses projektis etteantud piiridesse. Samuti on paksem vahelaeplaat toe piirkonnas põikjõukindlam ning väiksemate läbipainetega.

Kuna paksem vahelaeplaat (250 mm) on ökonoomsem ning autor soovib kasutada seda lahendust, siis teostatakse armeerimisjoonised paksema plaadi kohta. Õhema plaadi (220 mm) armatuuri paiknemine on samasugune, kuid erineva diameetriga.

5.3 Hinnang teostatud arvutustele

Käesolevas töös kajastatud arvutused ilmestavad insenertehniliste lahenduste keerukust eelkõige olukorras, kus arhitektuuriliselt on vaja teostada erilahendusi. Arvutuste mahukusest on näha, et kõige ökonoomsema tulemuse saavutamiseks tuleb läbi viia korduvaid arvutusi. Kuigi autori arvates aitab arvutusprogrammide kasutamine kaasa projekteerimistööde kiirusele ja täpsusele, siis on kindlasti vaja eelnevalt teha selgeks programmi tööpõhimõtted ning kõik erinevad muutujad, mis võivad programmi ebaõige kasutamise korral viia fataalse eksimuseni projektis. Programmi kontrolli keerukust ilmestab käesolevas töös autori poolt teostatud arvutused, mis tehti lihttala skeemi alusel. Mitmekordselt staatikaga määramatute ning mitmes suunas töötavate süsteemide kontroll on oluliselt keerukam, kuna sisejõud koosnevad väga mitmetest komponentidest ning vajalik oleks teostada käsitsi lõplike elementide meetodiga arvutus, mis ei ole ajaliselt ja mahuliselt mõttekas.

Autori seisukoht on, et raalprojekteerimise eelduseks on projekteerija laialdased teadmised ehituskonstruktsioonide projekteerimisest ning oskus hinnata arvutusprogrammi teel saadud tulemusi. Samuti tuleb teostada kontroll kasutatavale programmile, sest põhinedes autori kogemusele käesoleva töö teostamisel, tuli välja, et esmapilgul õigena näivad tulemused võivad põhjalikumal süvenemisel erineda. See tuleneb omakorda teatud probleemide ning koormuskombinatsioonide erinevast lahendusviisist. Käesoleva töö koostamine andis autorile väga väärtusliku kogemuse eelkõige arvutusprogrammide kasutamise keerukusest.

KOKKUVÕTE

Töö käsitleb Tartus Näituse tn 27 asuva neljakorruselise korterelamu-ärihoone kolmanda korruse monoliitset vahelaeplaati. Töö põhineb hoone eelprojektile ning konstruktsiooni arvutused projekteerimis-standarditele ning juhenditele. Töö käigus teostatakse vajalikud insener-tehnilised konstruktsiooni arvutused, mille käigus määratakse vajalikud armatuurvarraste intensiivsused maksimaalsete paindemomentide piirkondades. Kontrollitakse ka konstruktsiooni vastavust kasutuspiiriseisundi nõuetele, kus uuritakse pragunemist ja läbipaindeid.

Käesoleva töö esimene osa kirjeldab hoonet, selle kandeskeemi ning arvutusmetoodikat. Kirjeldatakse ka kasutatava arvutusprogrammi ARSA tööpõhimõtteid. Töö teine osa keskendub koormuste määramisele. Antud töös määratakse alalis-, kasus- ning lumekoormused. Töö kolmandas osas viiakse läbi arvutusprogrammi kontroll lihtsustatud arvutusskeemi kasutades. Võrreldakse arvutusprogrammiga saadud tulemusi käsitsi arvutamisel saadud tulemustega. Analüüsist lähtub, et arvutusprogrammiga saadud tulemused on ligilähedased käsitsi arvutustel saadud tulemustega ja seega võib arvutusprogrammiga saadud tulemusi usaldada, eeldusel, et programmi kasutaja on pädev hindamaks nende õigsust. Neljandas osas teostatakse kandepiiriseisundi arvutused ning määratakse vajalik armatuuri intensiivsus. Dimensioneeritakse vajalik armatuur plaadi ala- ning ülapinnas. Kontrollitakse raudbetoonplaadi põikjõu kandevõimet toe servas. Lisaks kontrollitakse kasutuspiiriseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis tekkivaid läbipaindeid ja pragunemist. Töö viiendas osas esitatakse kahe erineva paksuse korral materjalide kulud ning analüüsitakse nende erinevusi ning ökonoomsust. Kuues osa (eraldi köites) on graafiline osa, kus esitatakse hoone arhitektuursed üldjoonised ning vahelaeplaadi konstruktiivsed joonised.

Kahe erineva paksusega raudbetoonplaadi dimensioneerimisel järeldati, et paksema (250 mm) raudbetoonplaadi dimensioneerimine on ökonoomsem lahendus ning armatuurraua suhteline kulu betooni kuupmeetri kohta on madalam. Vahelaeplaadi põikjõukandevõime arvutustest järeldus, et paksema plaadiga ei ole vaja toe perimeetril kasutada põikjõuarmatuuri. Hinnanguline materjalide maksumuse võrdlus näitas, et 250 mm plaadi maksumus on ~8% soodsam kui 220 mm plaadil. Analüüsi põhjal järeldas autor, et paksema plaadi kasutamine on otstarbekam. Autori poolt soovitatud vahelaeplaadi kohta koostatakse armeerimisjoonised.

Käesolev töö on näide sellest, kui komplitseeritud on erikujulise raudbetoontarindi arvutus. Selliste tarindite dimensioneerimine ilma arvutusprogrammideta on pikk ning aeganõudev protsess, kuid arvutusprogrammide kasutamine nõuab väga kriitilist tulemuste hindamist ja tarindi tööpõhimõttest arusaamist. Antud töö põhjal saab anda hinnangu käsitsi arvutuste ning arvutusprogrammiga saadud tulemuste sarnasusele, mis on tänapäeva projekteerimistöodel olulise tähtsusega, sest üha rohkem minnakse üle programmide abil projekteerimisele.

KASUTATUD ARVUTIPROGRAMMIDE LOETELU

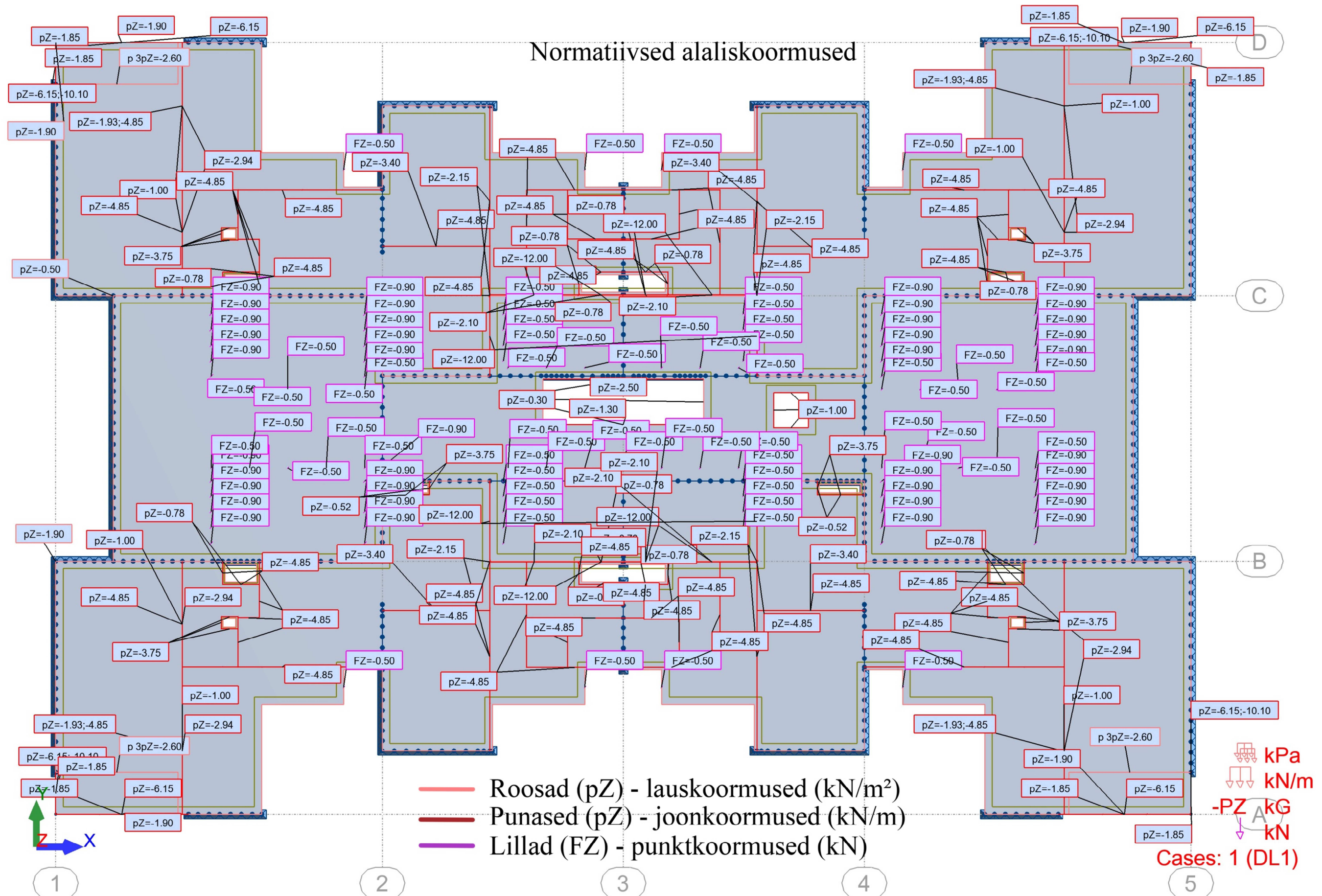
- Autodesk AutoCad 2015
- Autodesk Robot Structural Analysis 2015
- Mathcad 14
- Microsoft Word 2010
- Microsoft Excel 2010
- Tekla Structures 20.0

KASUTATUD KIRJANDUS

- Ehitusgrupp > Hinnakiri [WWW], n.d. URL <http://www.ehitusgrupp.ee/hinnakiri> (vaadatud 5.24.15).
- Ehituskonstruktori käsiraamat, 2010. . Ehitame, Tallinn.
- Ehitusmaterjalid :: Armatuur ja metall :: Armatuurteras (latt) [WWW], n.d. URL <http://interbauen.ee/lattarmatuur/> (vaadatud 5.24.15).
- EVS-EN 1990:2002+NA:2002, 2002. Eurokoodeks: Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused. Eesti Standardikeskus.
- EVS-EN 1991-1-3:2006, 2006. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus. Eesti Standardikeskus.
- EVS-EN 1992-1-1:2007, 2007. Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele. Eesti Standardikeskus.
- EVS-EN 10080:2006, 2006. Betooni sarrusteras. Keevitatav sarrusteras. Üldsätted. Eesti Standardikeskus.
- Paluoja, K., 2015. Neljakorruseline korterelamu-ärihoone eelprojekt. Studio 2 Arhitektid, Tallinn.
- Smuškin, R., 2010. Näituse tn 27 krundi detailplaneering. OÜ Tartu Arhitektuuribüroo, Tartu.
- Valgur, J., 2011. Raudbetoonkonstruktsioonid II - Loengukonspekt. Tartu.
- Valgur, J., 2010. Raudbetoonkonstruktsioonid I - Loengukonspekt. Tartu.

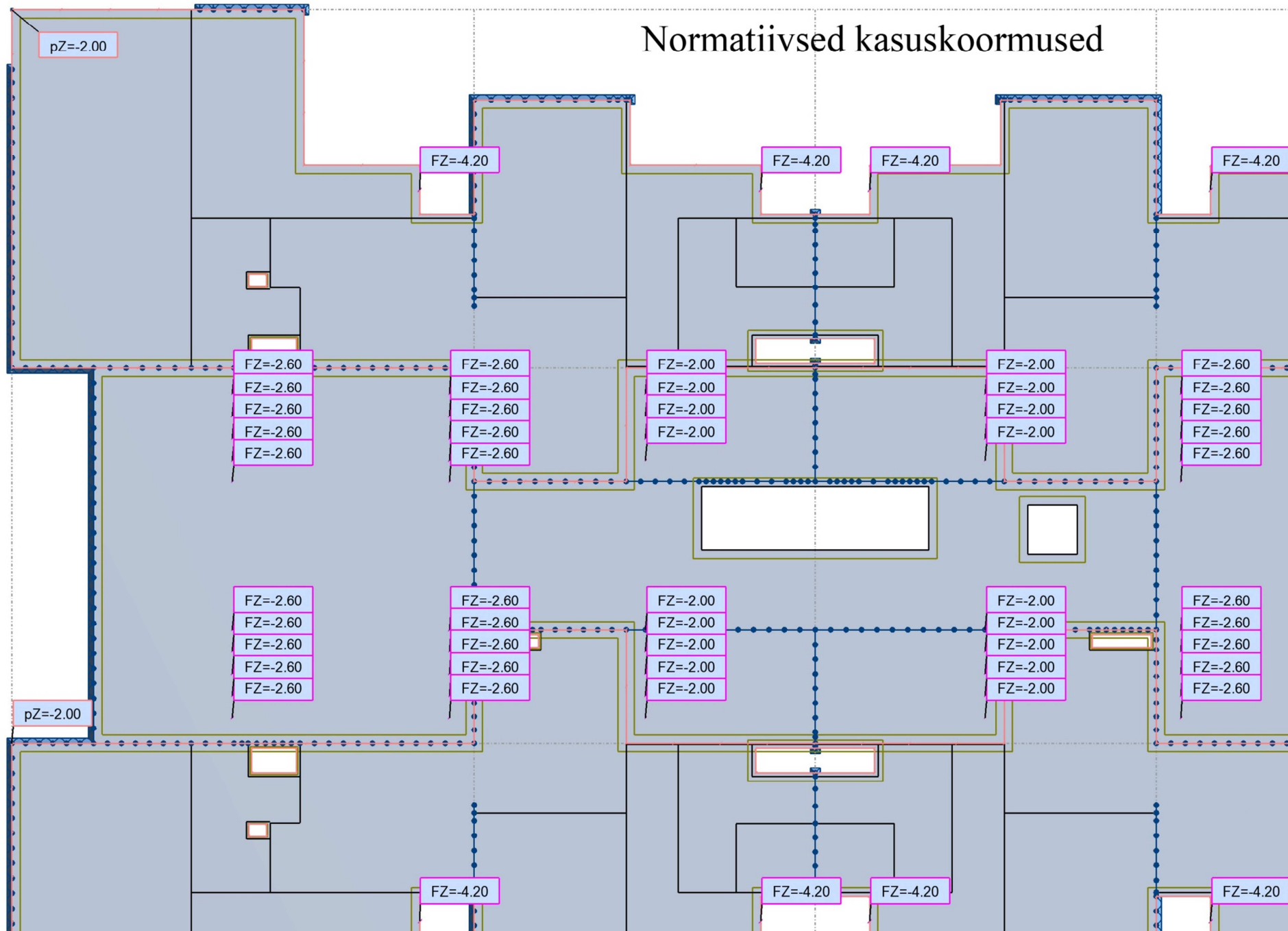
LISAD

LISA A. Koormusskeemid alaliskoormusele, kaskoormusele ja lumekoormusele (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSA)

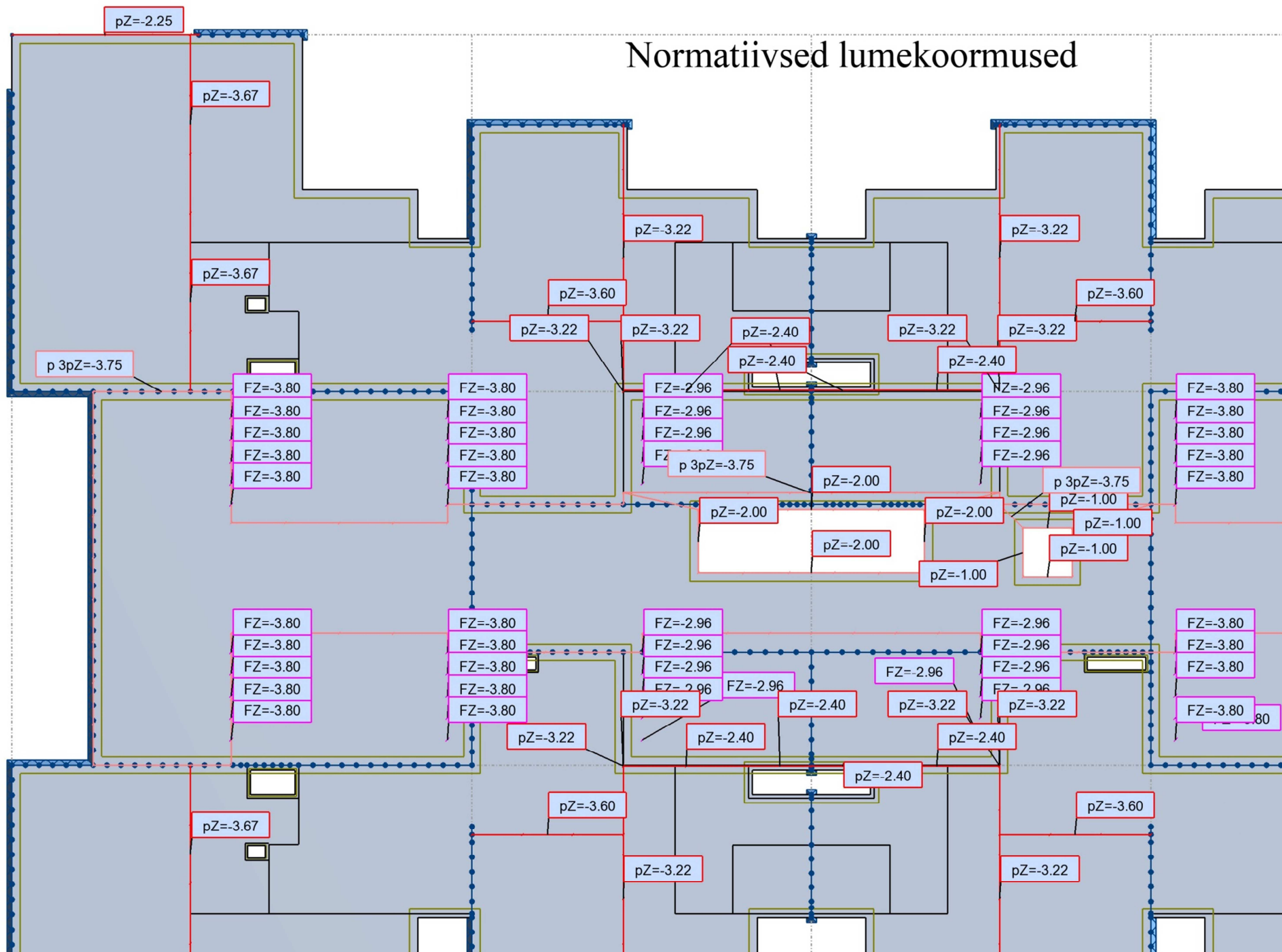


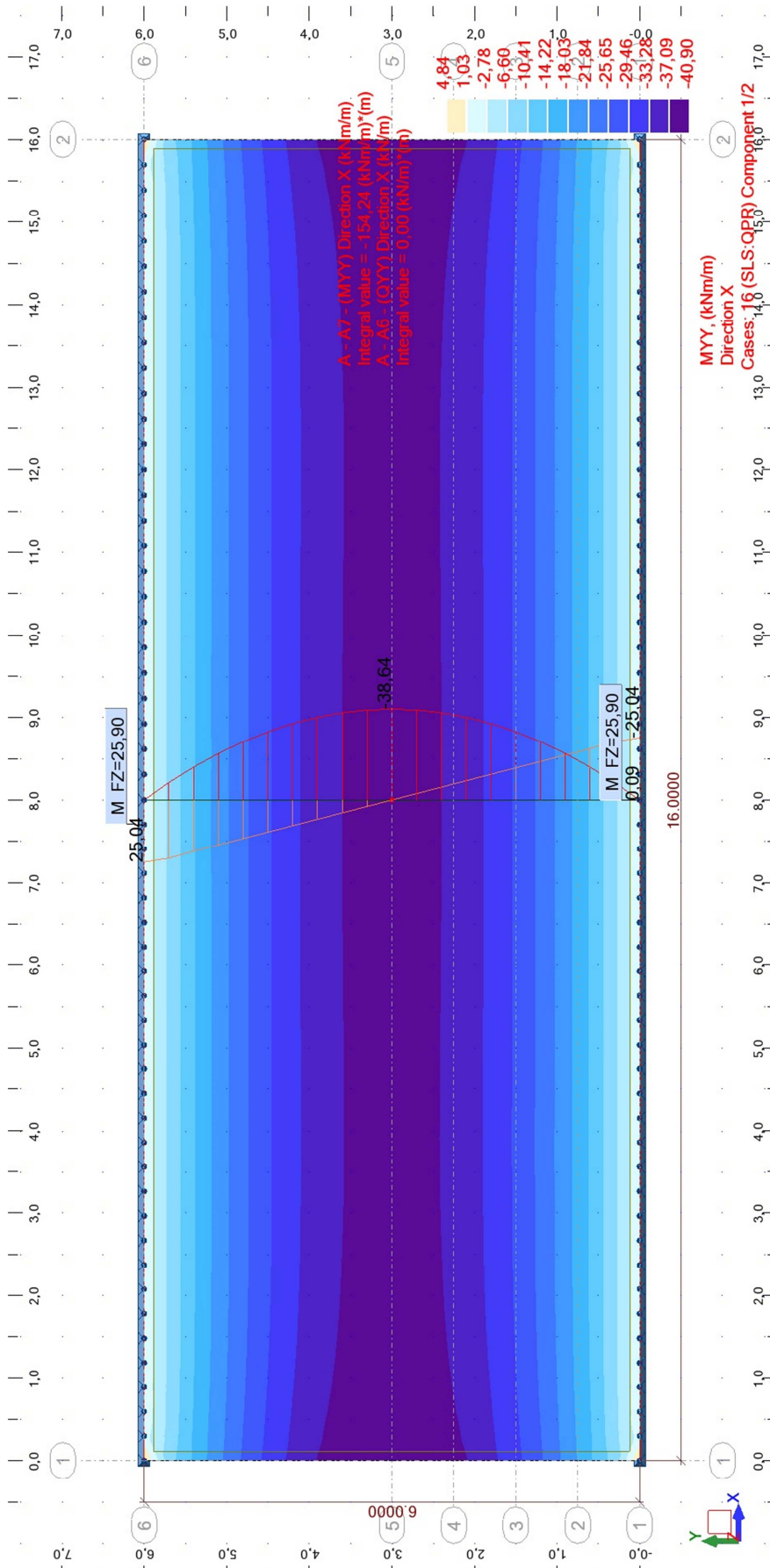
Joonis A.1. Vahelaepaadile mõjuvad normatiivsed alaliskoormused: lauskoormused (kN/m²), joonkoormused (kN/m) ja punktkoormused (kN).

Normatiivsed kaskukoormused

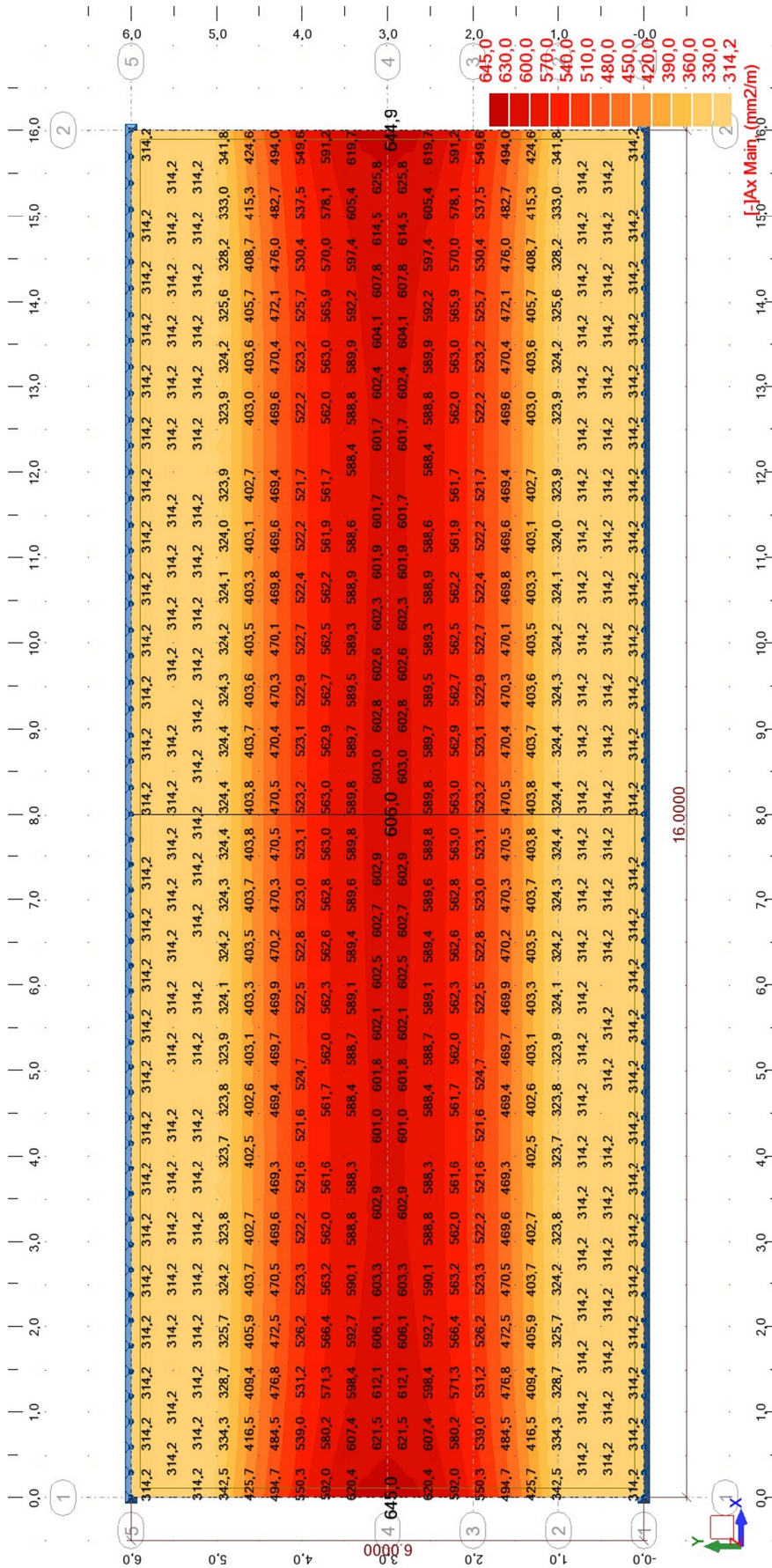


Normatiivsed lumekoormused

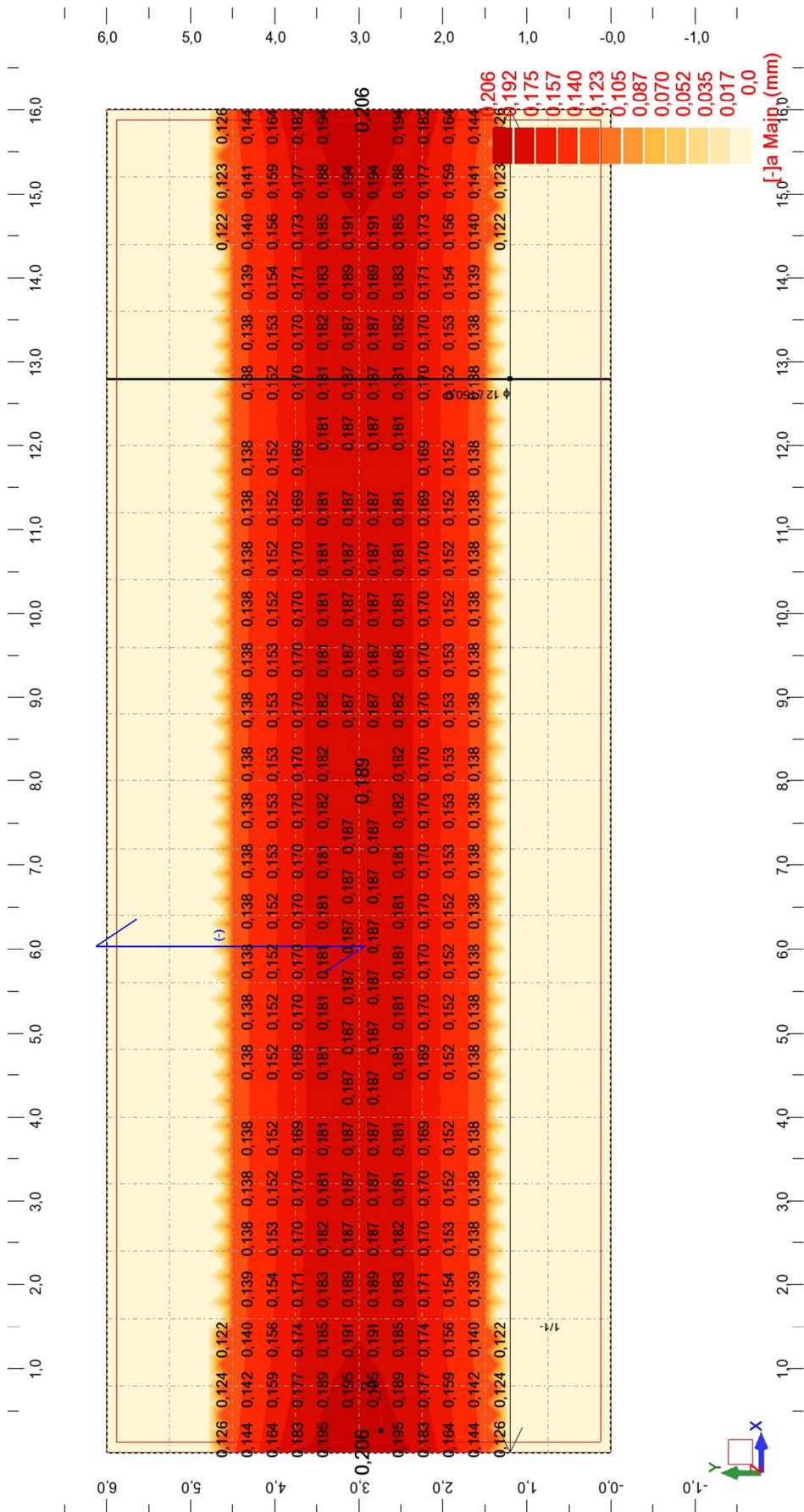




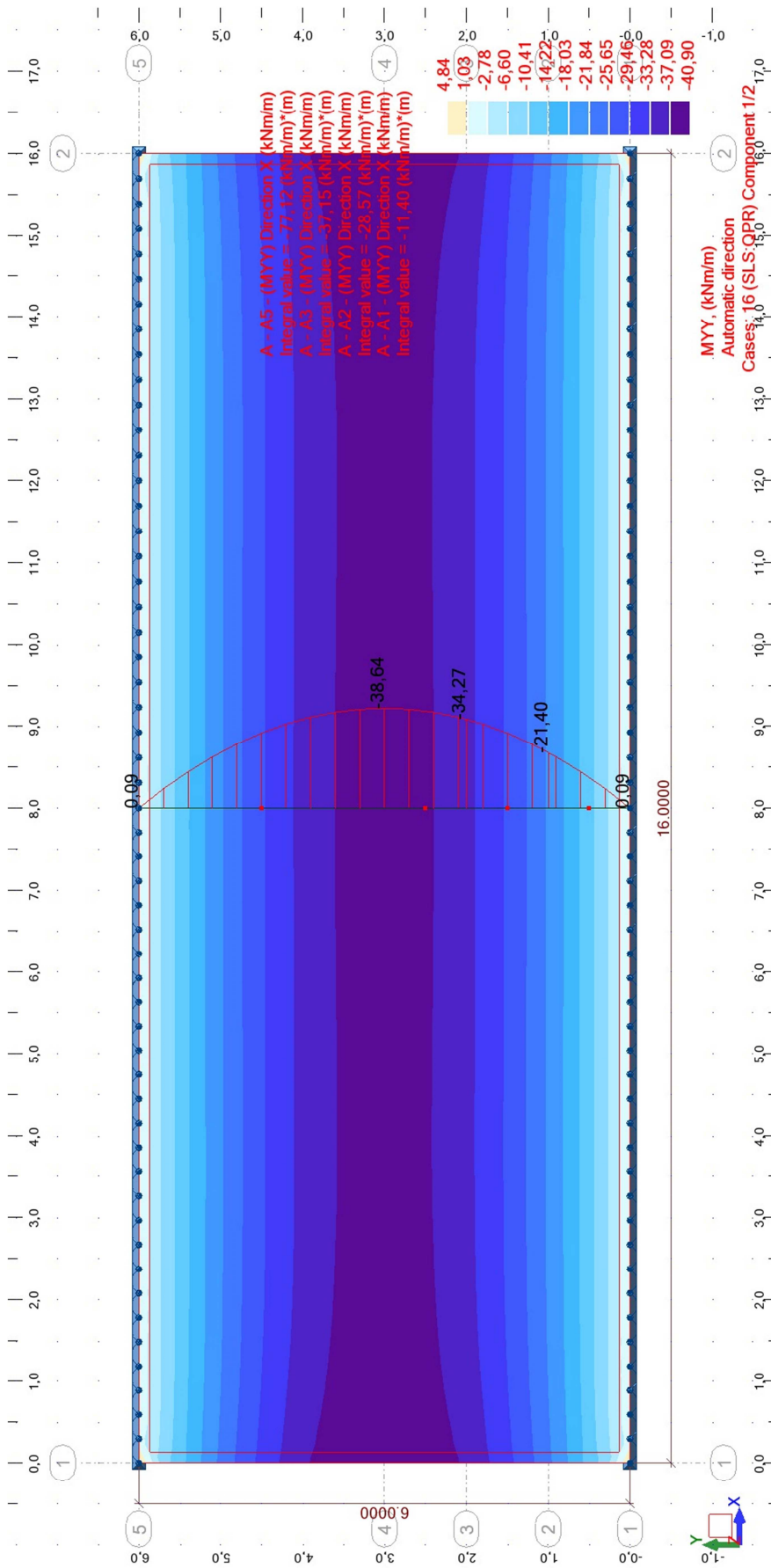
Joonis B.2. Kontrollarvutuse plaadi toereaktsioonid (kN/m), paindemoment (kNm/m) ja põikjõud (kN/m) kasutuspiirseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis.



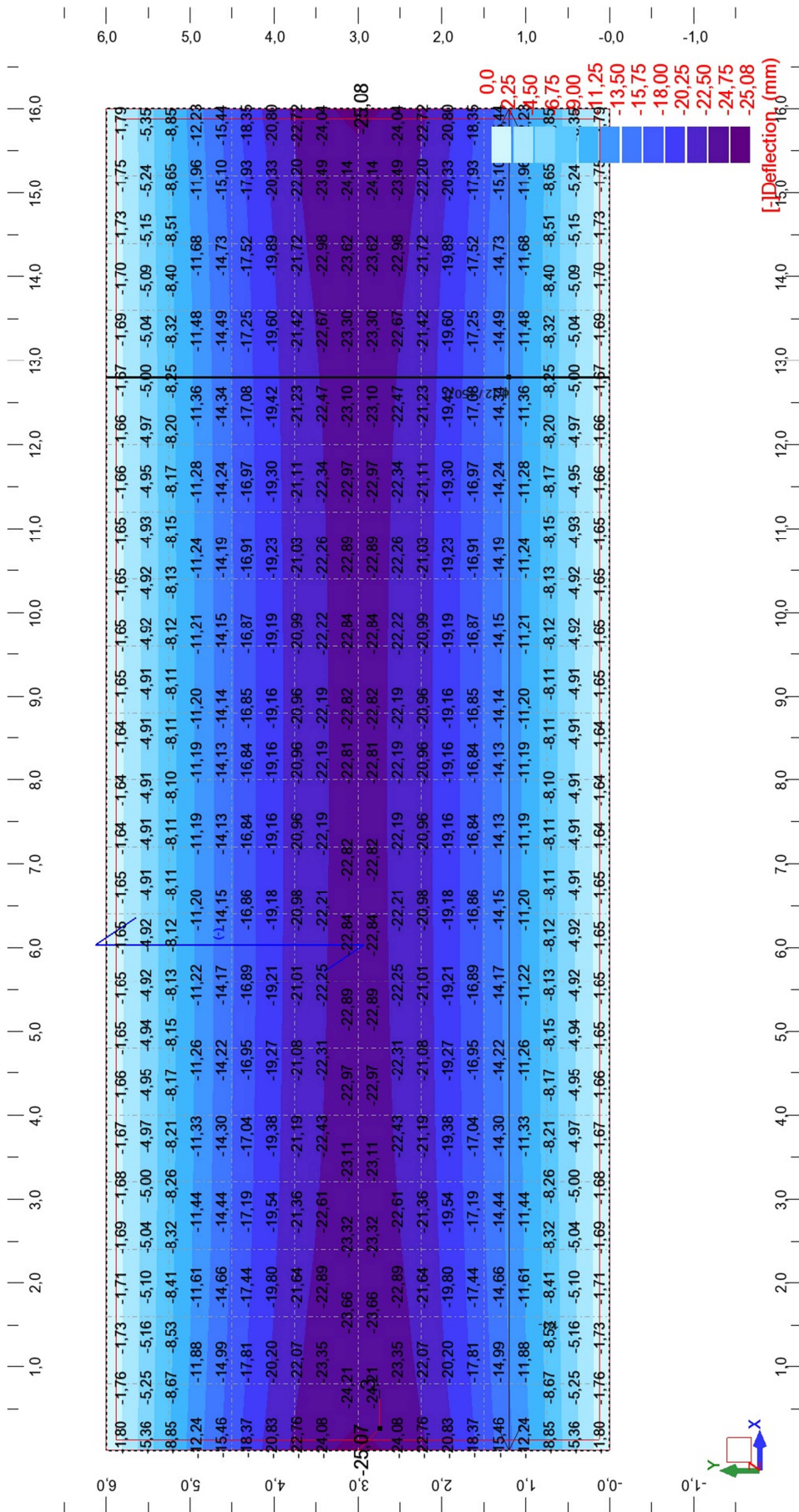
Joonis B.3. Kontrollarvutuse plaadi vajalik pikitõmbearmatuuri kogus (mm²/m) plaadi alumises pinnas kandepiiriseisundi koormuskombinatsioonis.



Joonis B.4. Kontrollarvutuse plaadi normaalpragude avanemise laius (mm) plaadi alumises pinnas kandepiiriseisundi koormuskombinatsioonis.

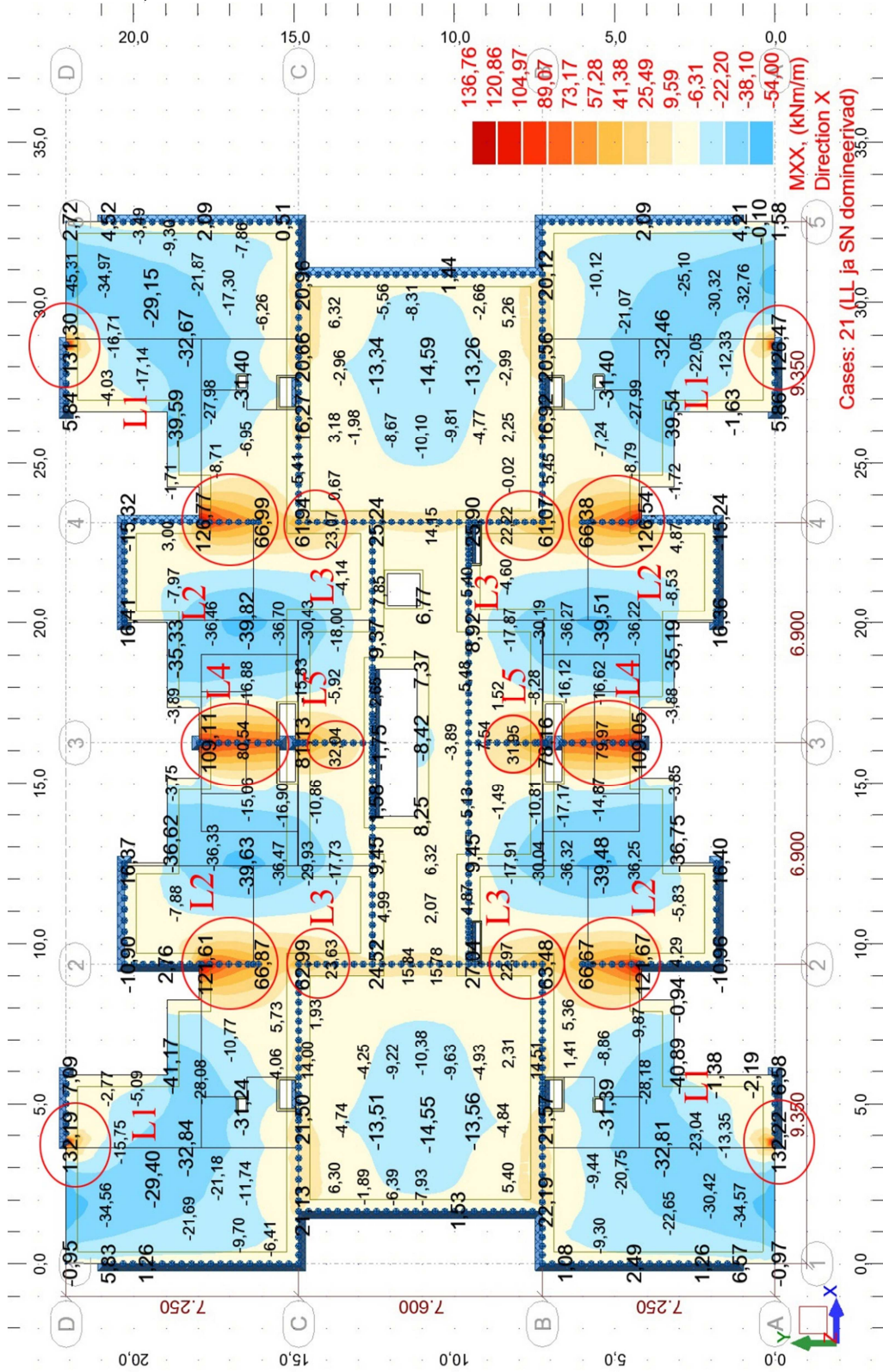


Joonis B.5. Kontrollarvutuse plaadi paindemomendid (kNm/m) toel, kaugusel L/6, L/3 sildest ning silde keskel kasutuspiirseisundi tõenäolisest koormuskombinatsioonist.

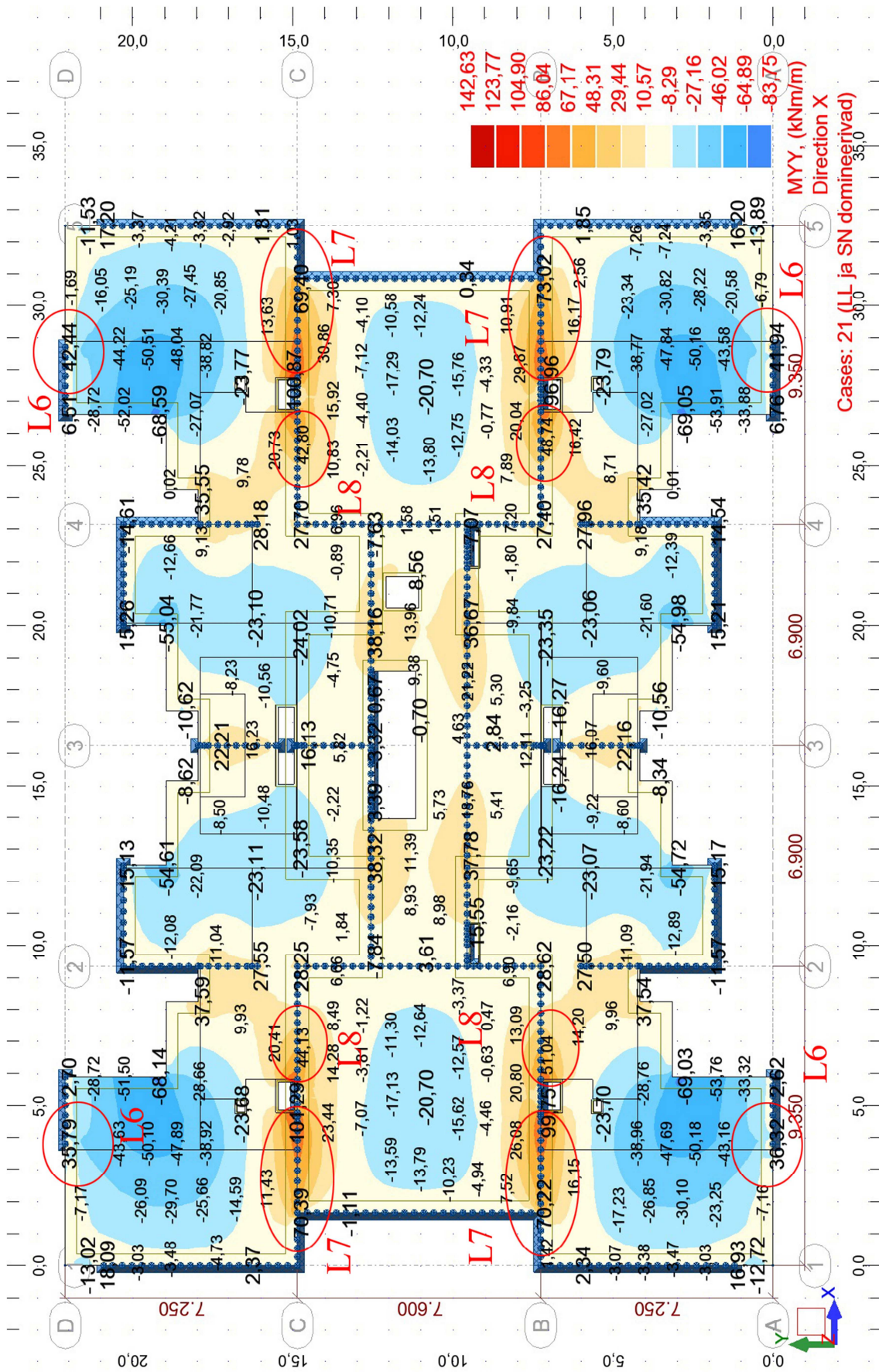


Joonis B.6. Kontrollarvutuse plaadi läbipaine (mm) kandepiiriseisundi koormuskombinatsioonis.

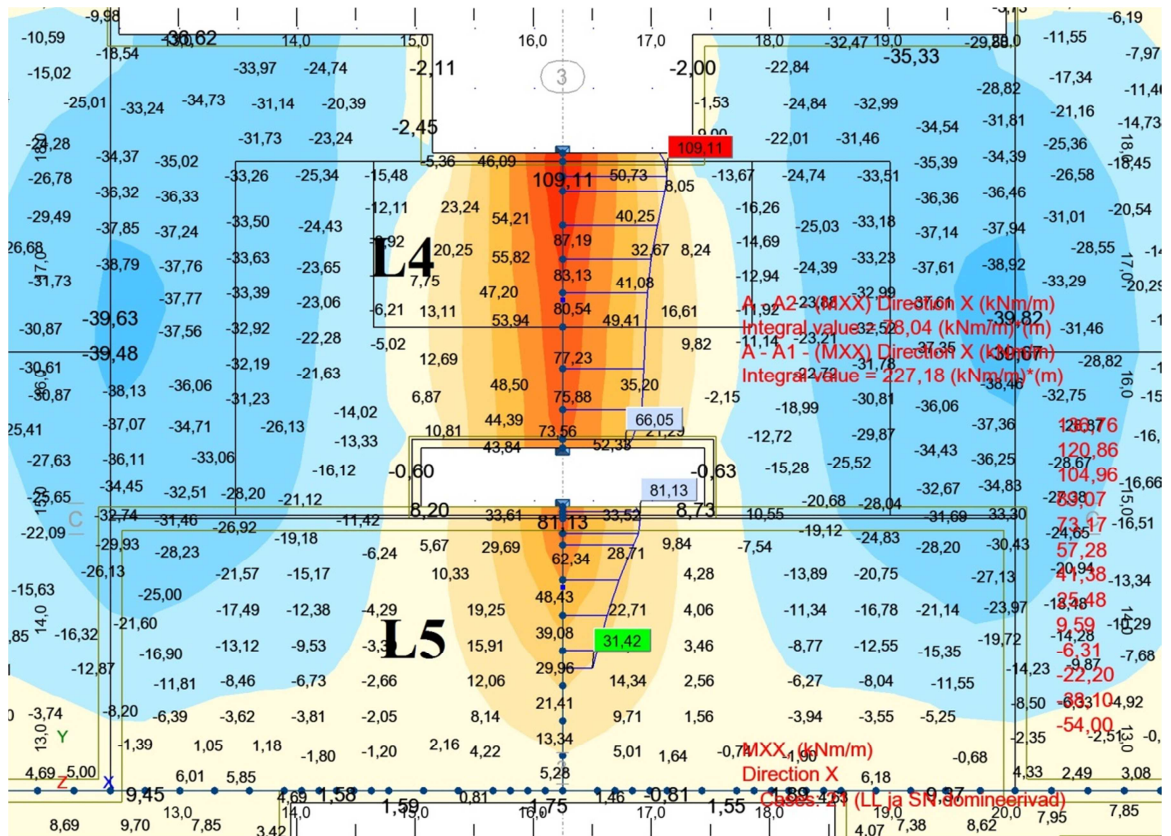
LISA C. Projekteeritava monoliitse 250 mm paksuse raudbetoonvahelae paindemomendid, toereaktsioonid, läbipained ning pragude avanemine (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSA)



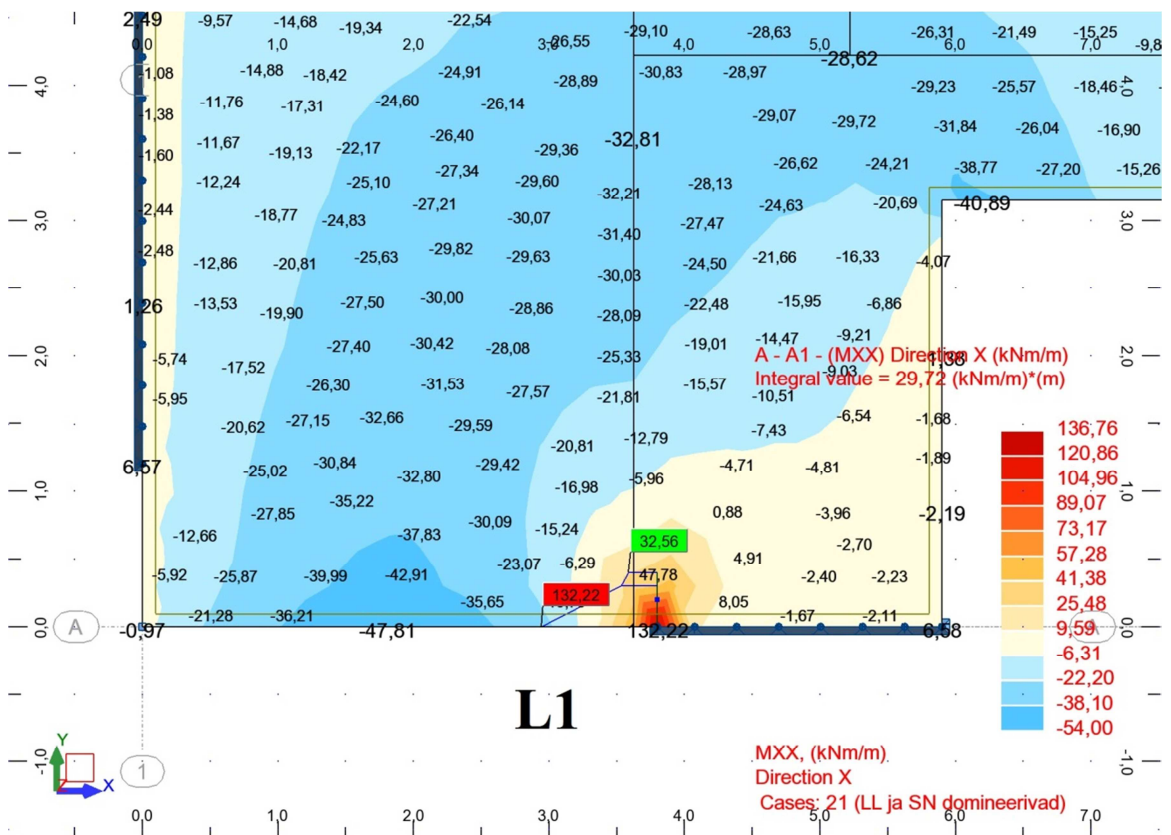
Joonis C.1. Monoliitse raudbetoonplaadi paindemomendid kandepiirsesundis X-telje suunalisel töötamisel (kNm/m).



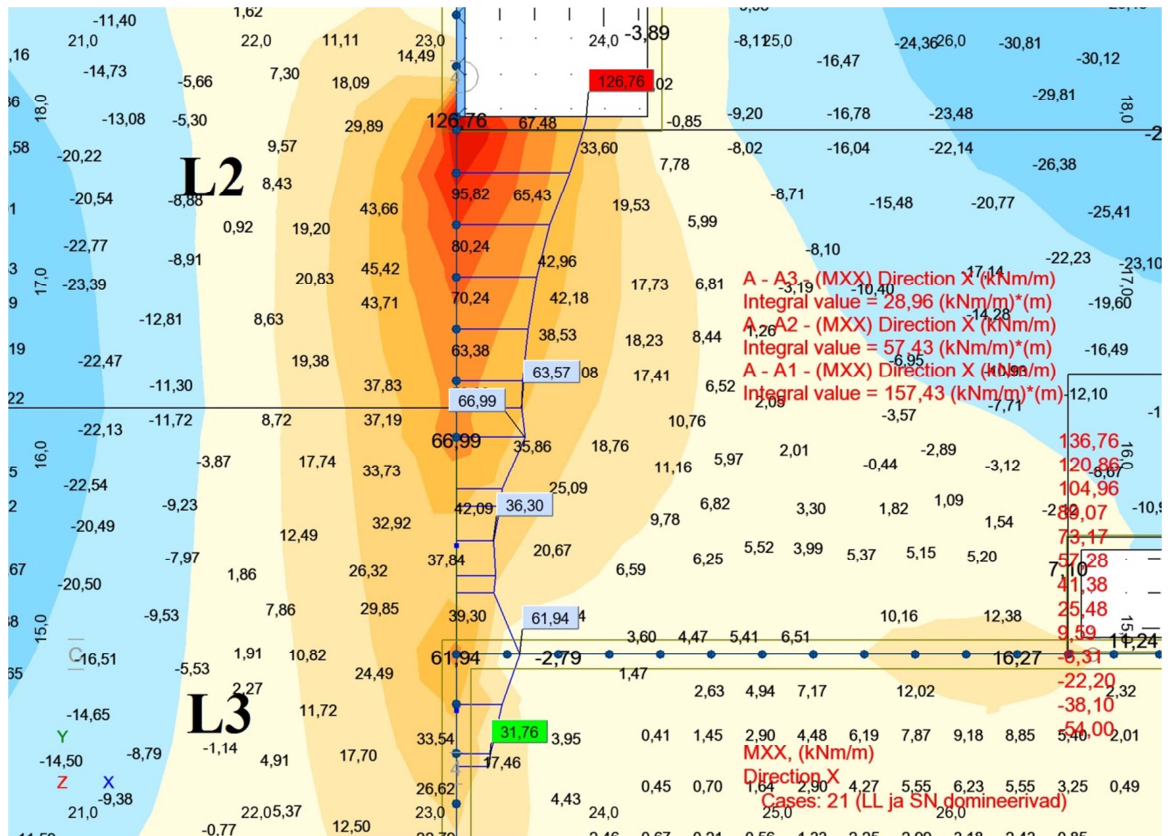
Joonis C.2. Monoliitse raudbetoonplaadi paindemomendid kandepiirsesundis Y-telje suunalisel töötamisel (kNm/m).



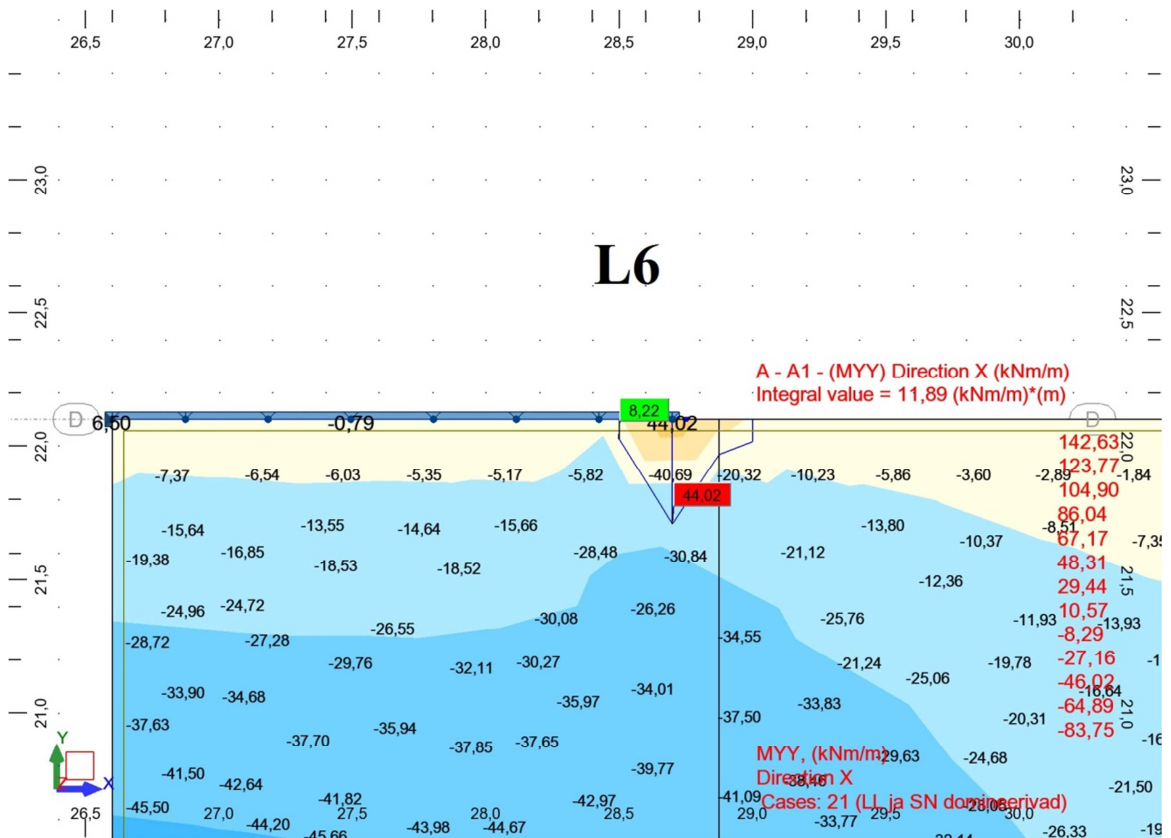
Joonis C.3. Maksimaalsed ülapiinna paindemomendid kandepiirsesundis X-telje suunalisel töötamisel, piirkonnad L4 ja L5 (kNm/m).



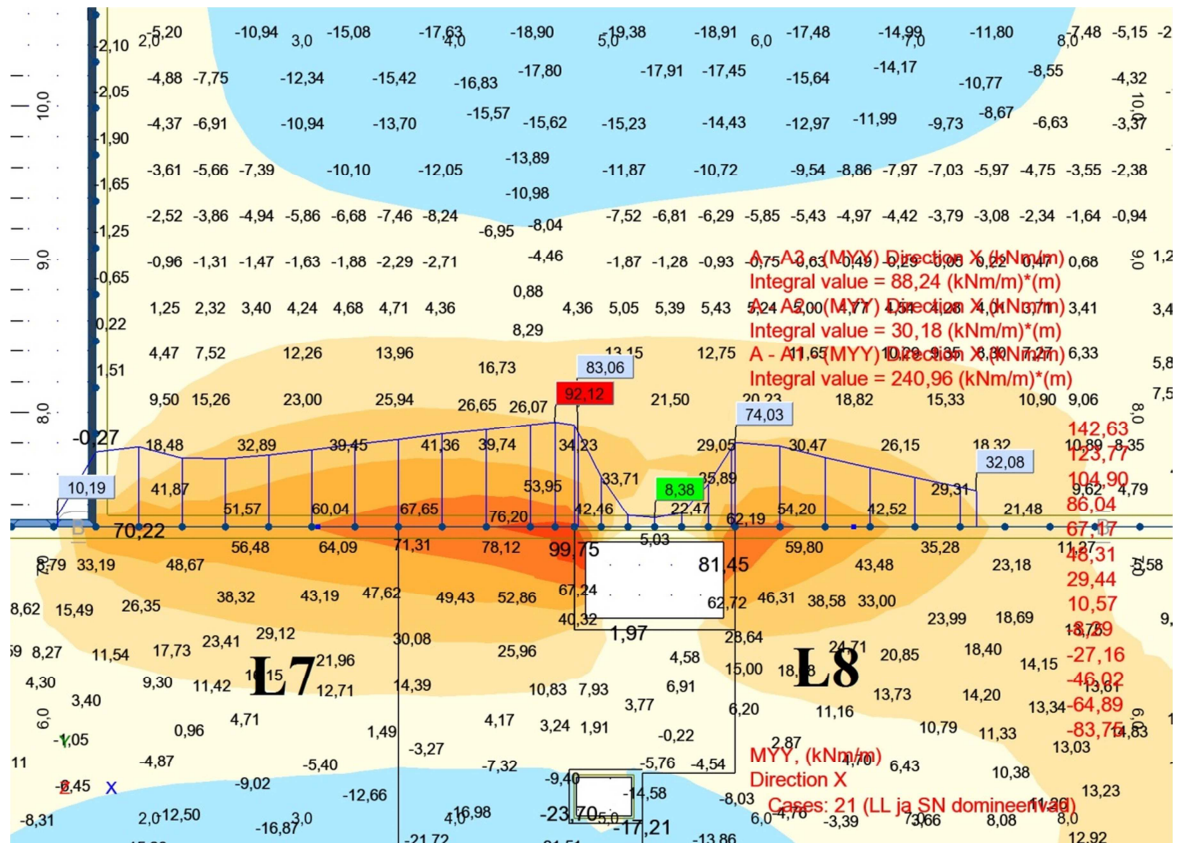
Joonis C.4. Maksimaalsed ülapiinna paindemomendid kandepiirsesundis X-telje suunalisel töötamisel, piirkond L1 (kNm/m).



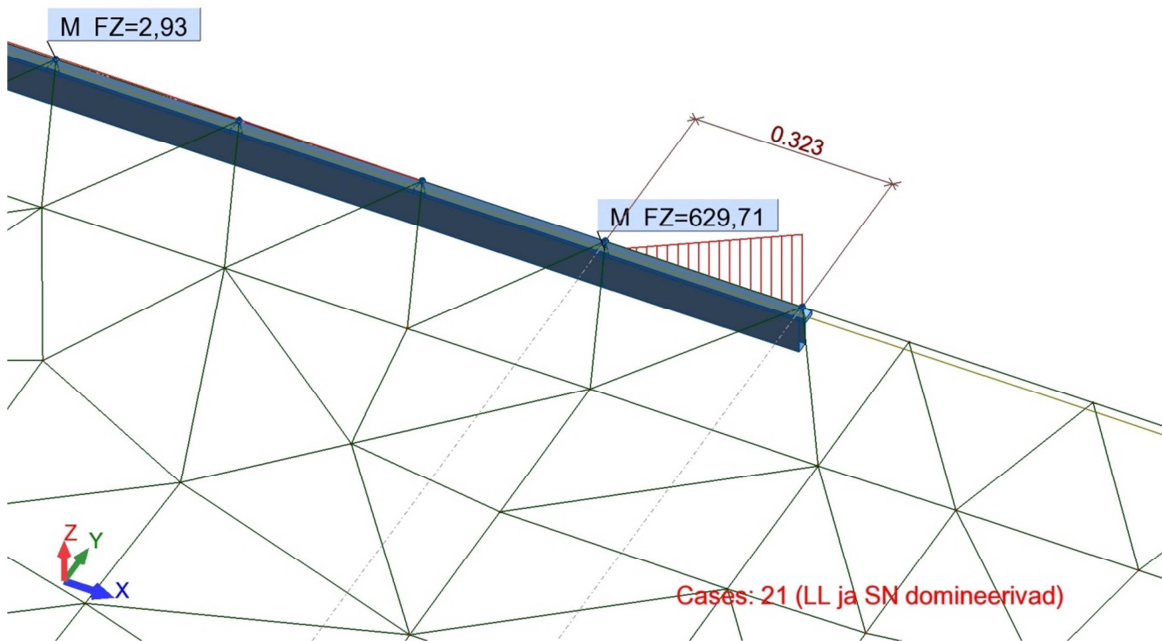
Joonis C.5. Maksimaalsed ülapiinna paindemomendid kandepiirsesundis X-telje suunalisel töötamisel, piirkonnad L2 ja L3 (kNm/m).



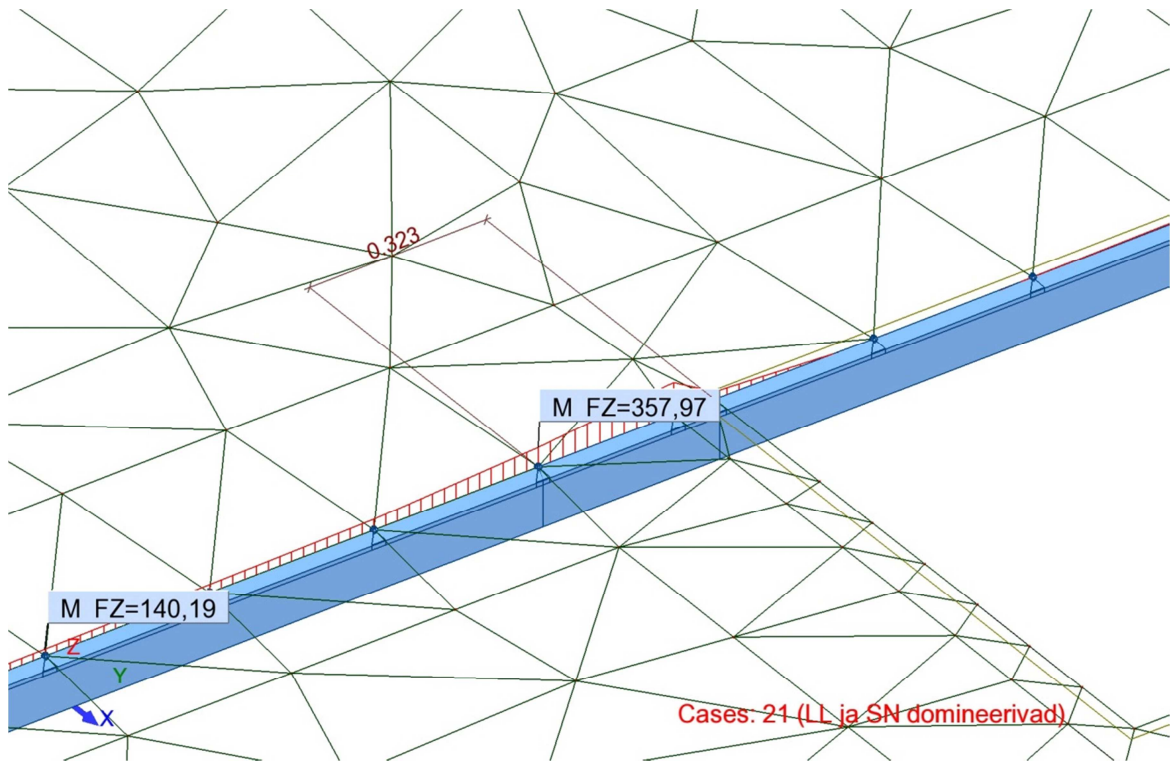
Joonis C.6. Maksimaalsed ülapiinna paindemomendid kandepiirsesundis Y-telje suunalisel töötamisel, piirkond L6 (kNm/m).



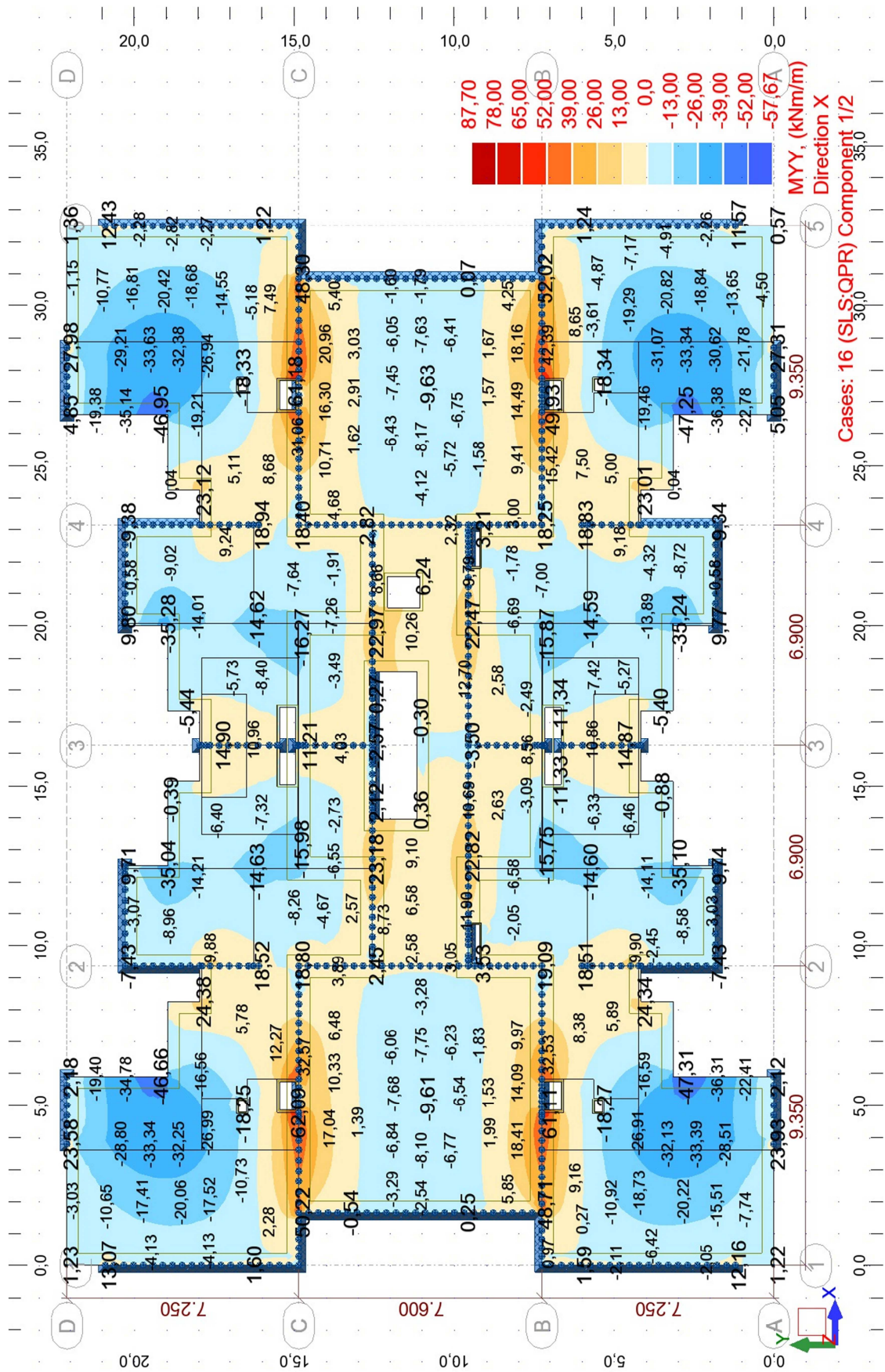
Joonis C.7. Maksimaalsed ülapiinna paindemomendid kandepiirteisundis Y-telje suunalisel töötamisel, piirkonnad L7 ja L8 (kNm/m).



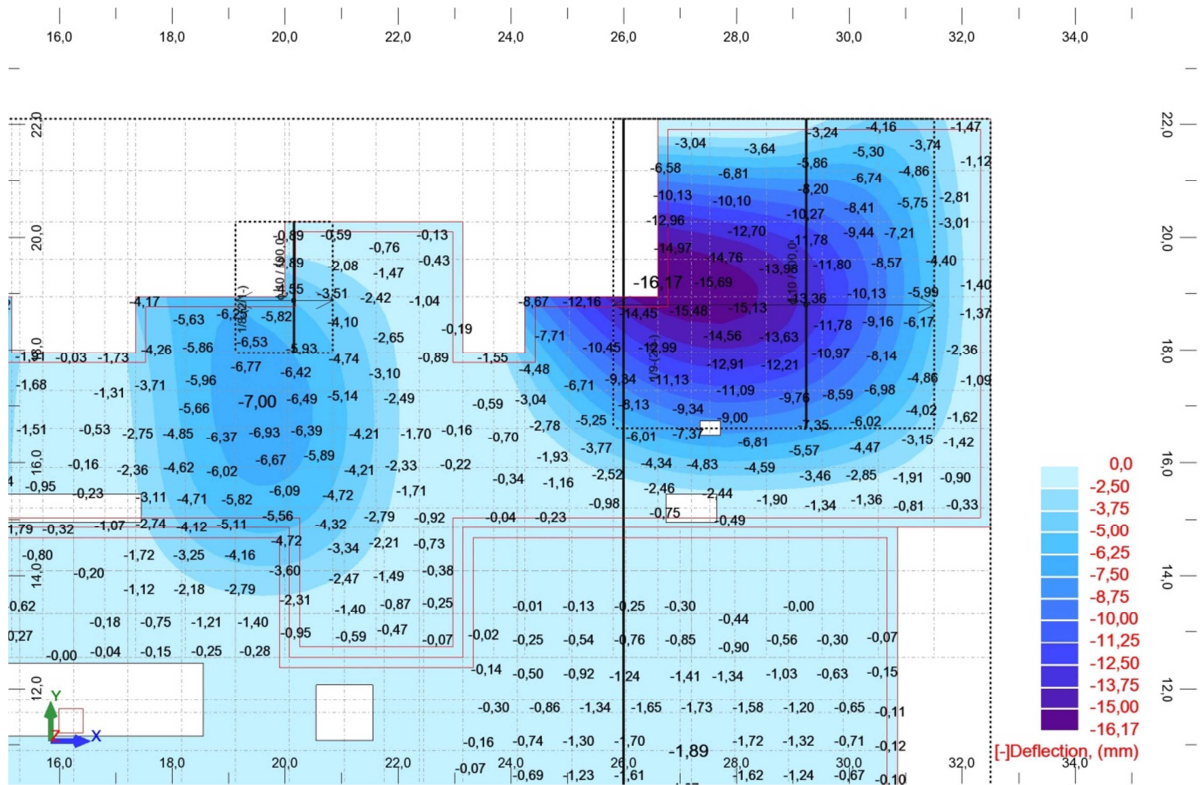
Joonis C.8. Toereaktsioon kandepiirteisundis teljel D (kN/m).



Joonis C.9. Toereaktsioon kandepiirseisundis teljel 4 (kN/m).

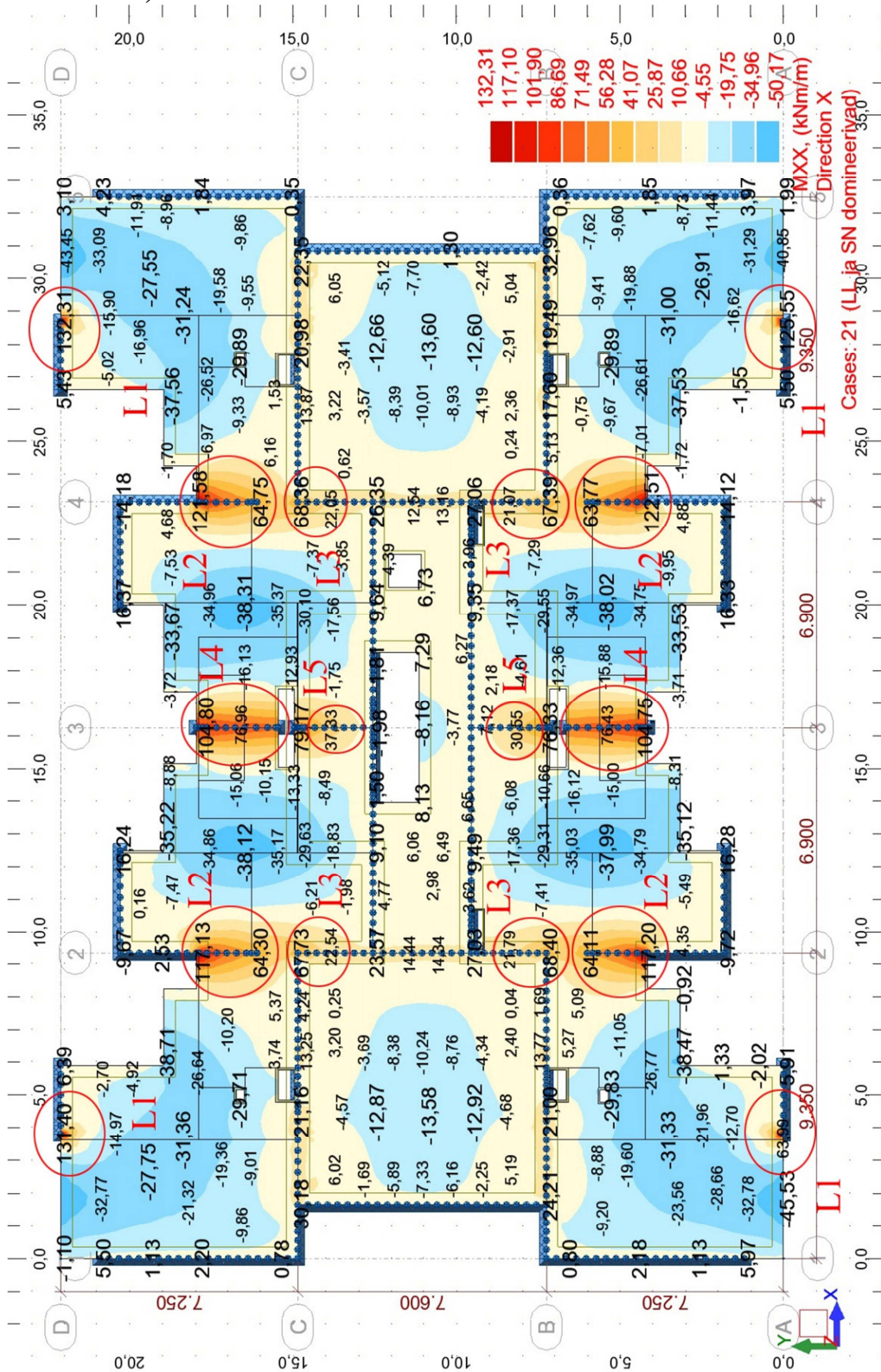


Joonis C.10. Monoliitse raudbetoonplaadi paindemomendid kasutuspiirreisisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis Y-telje suunalisel töötamisel (kNm/m).

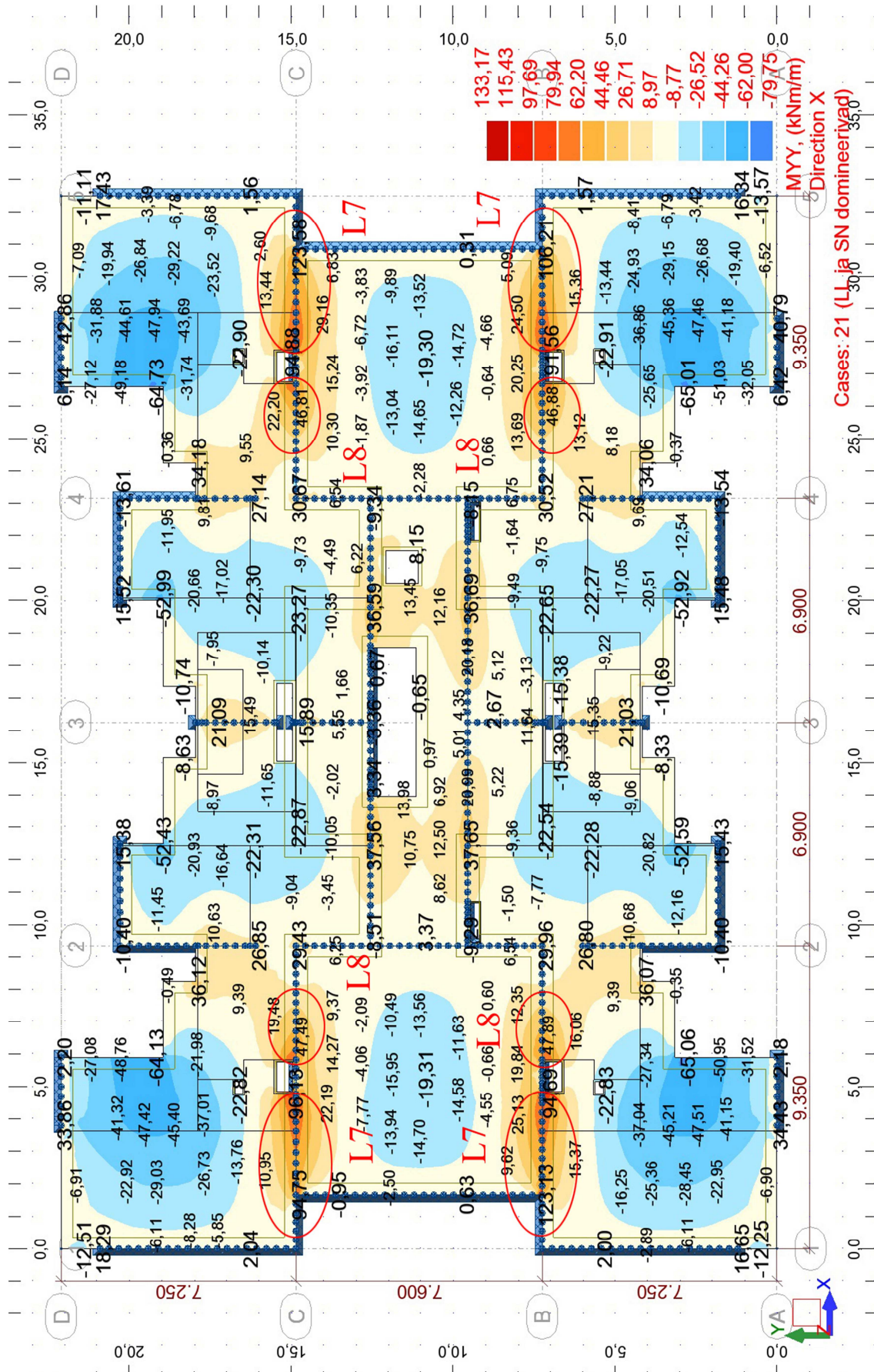


Joonis C.13. Maksimaalne plaadi läbipaine kasutuspiirseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis (mm).

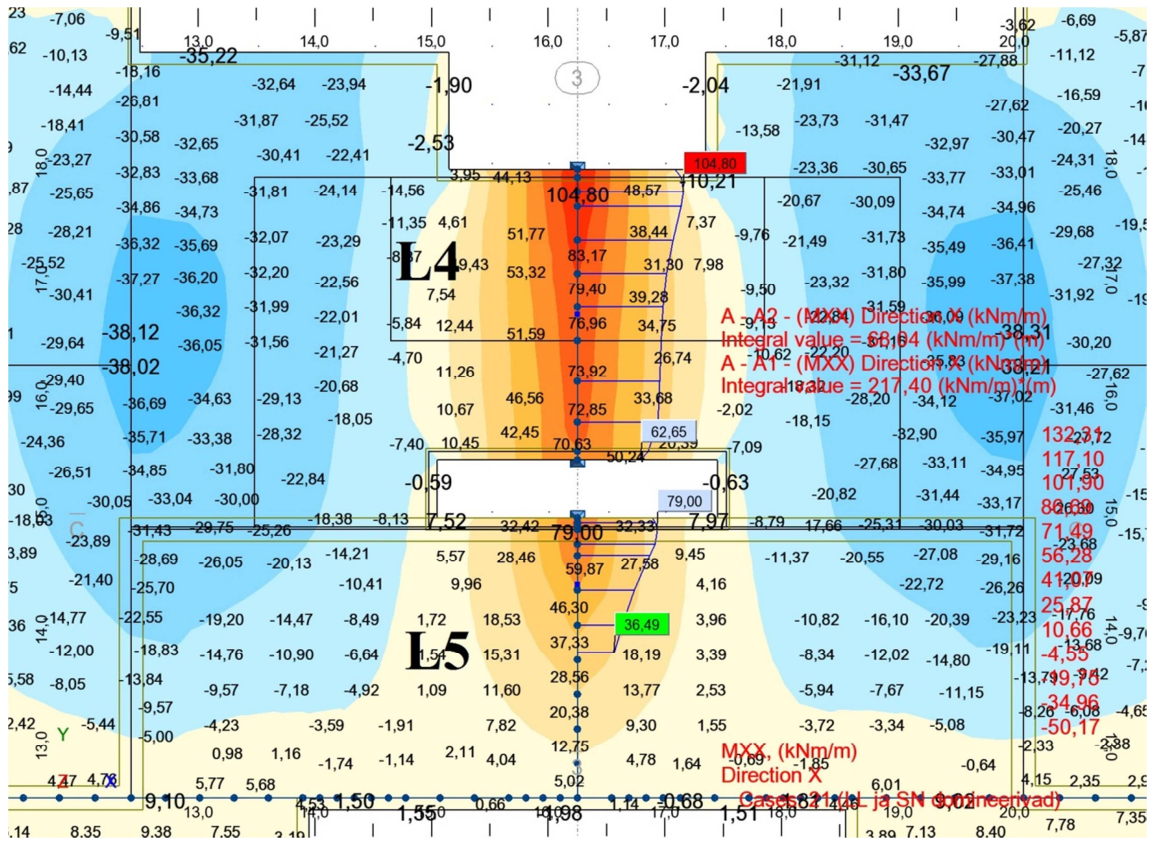
LISA D. Projekteeritava monoliitse 220 mm paksuse raudbetoonvahelae paindemomendid, toereaktsioonid, läbipained ning pragude avanemine (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSA)



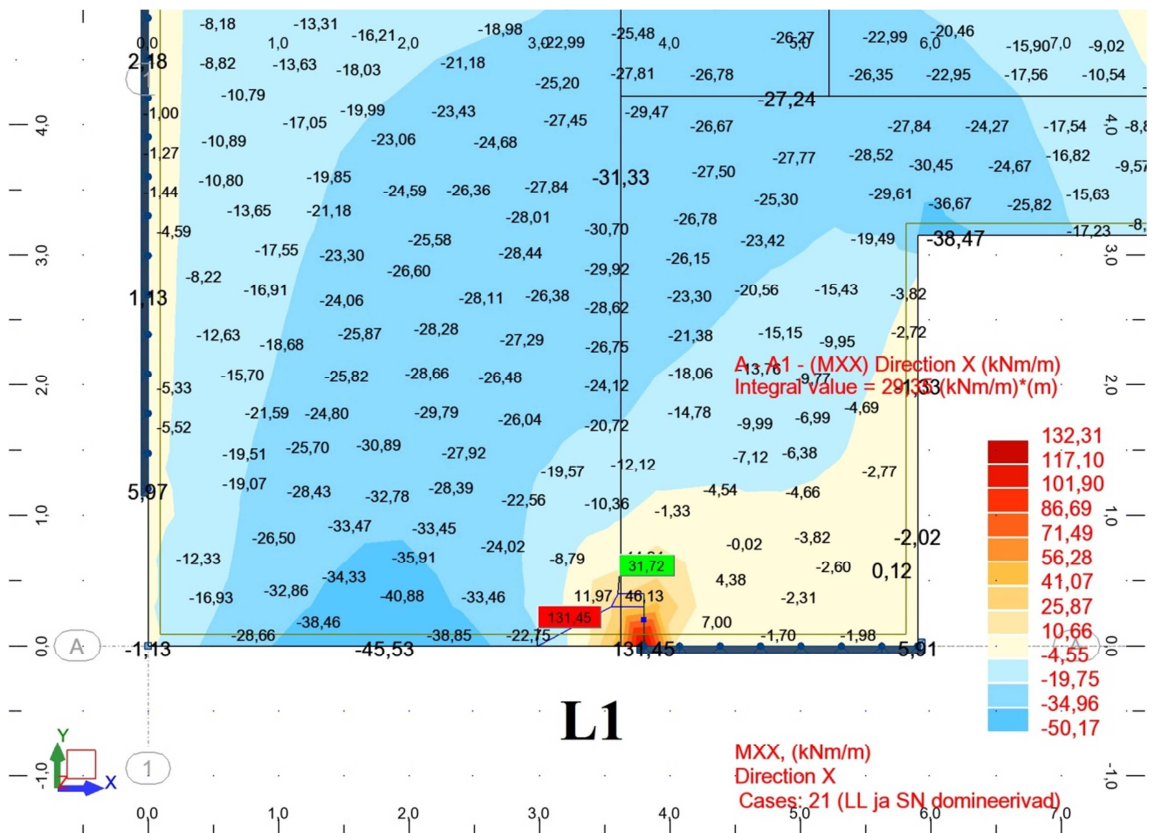
Joonis D.1. Monoliitse raudbetoonplaadi paindemomendid kandepiirsesundis X-telje suunalisel töötamisel (kNm/m).



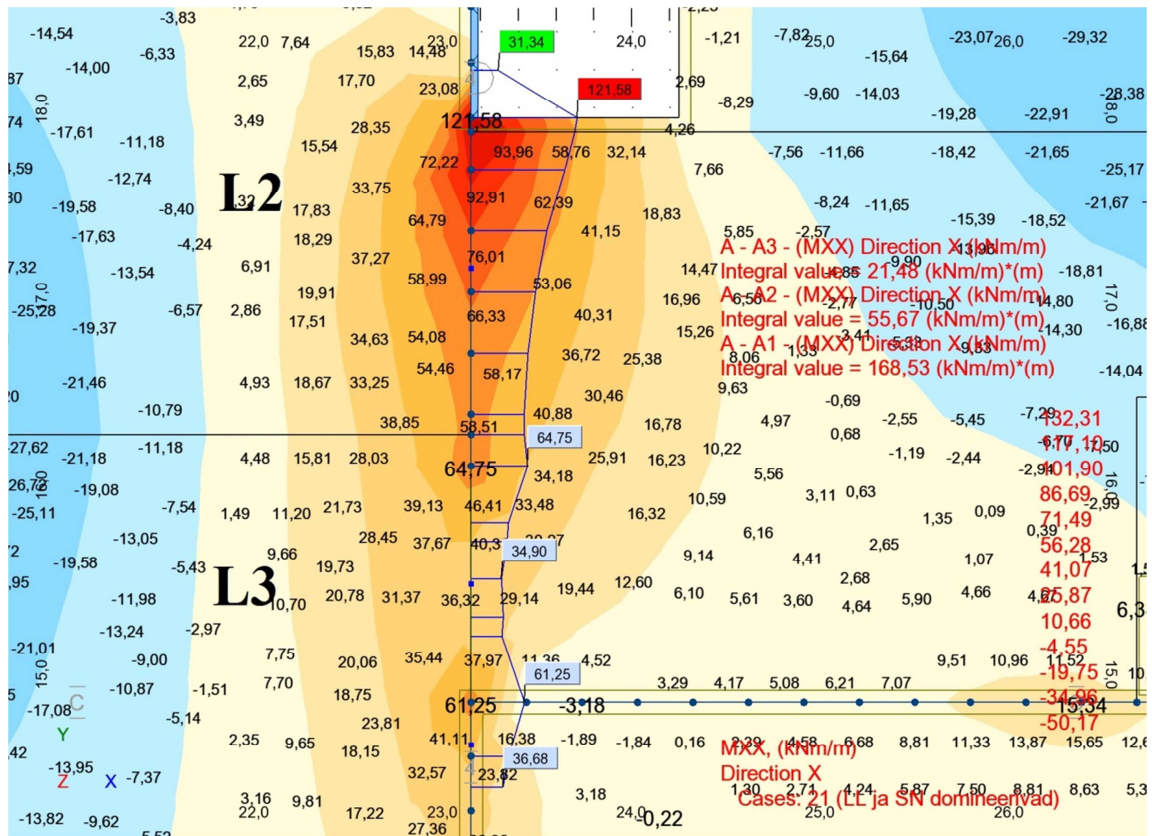
Joonis D.2. Monoliitse raudbetoonplaadi paindemomendid kandepiirreisundis Y-telje suunalisel töötamisel (kNm/m).



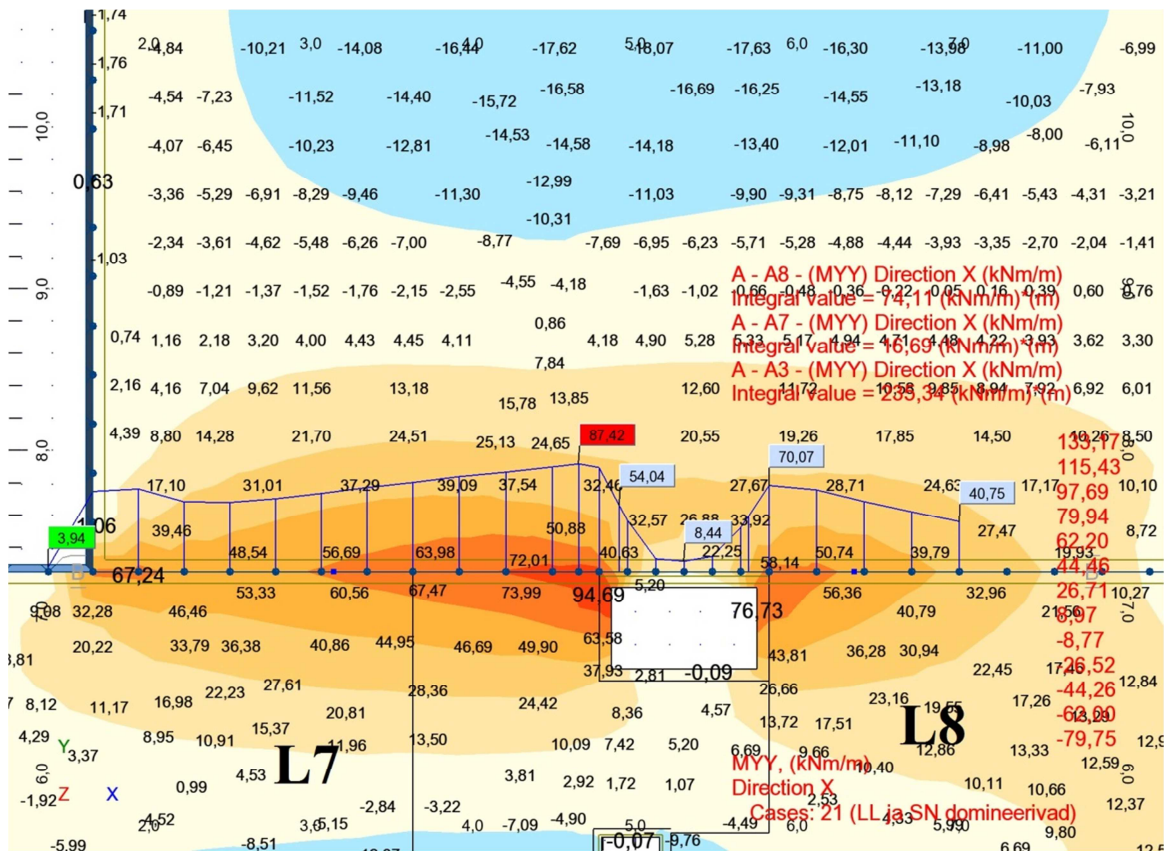
Joonis D.3. Maksimaalsed ülapiinna paindemomendid kandepiirteisundis X-telje suunalisel töötamisel, piirkonnad L4 ja L5 (kNm/m).



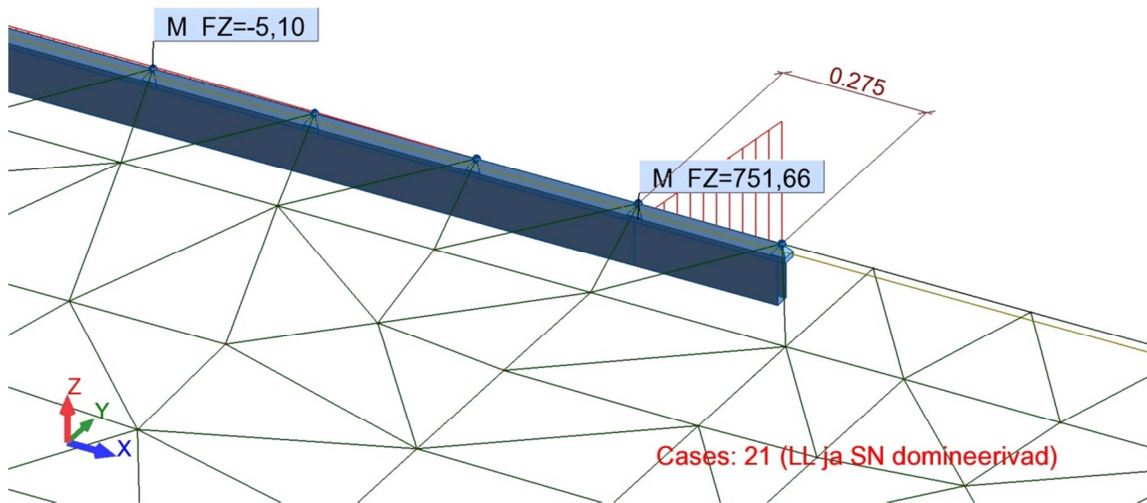
Joonis D.4. Maksimaalsed ülapiinna paindemomendid kandepiirteisundis X-telje suunalisel töötamisel, piirkond L1 (kNm/m).



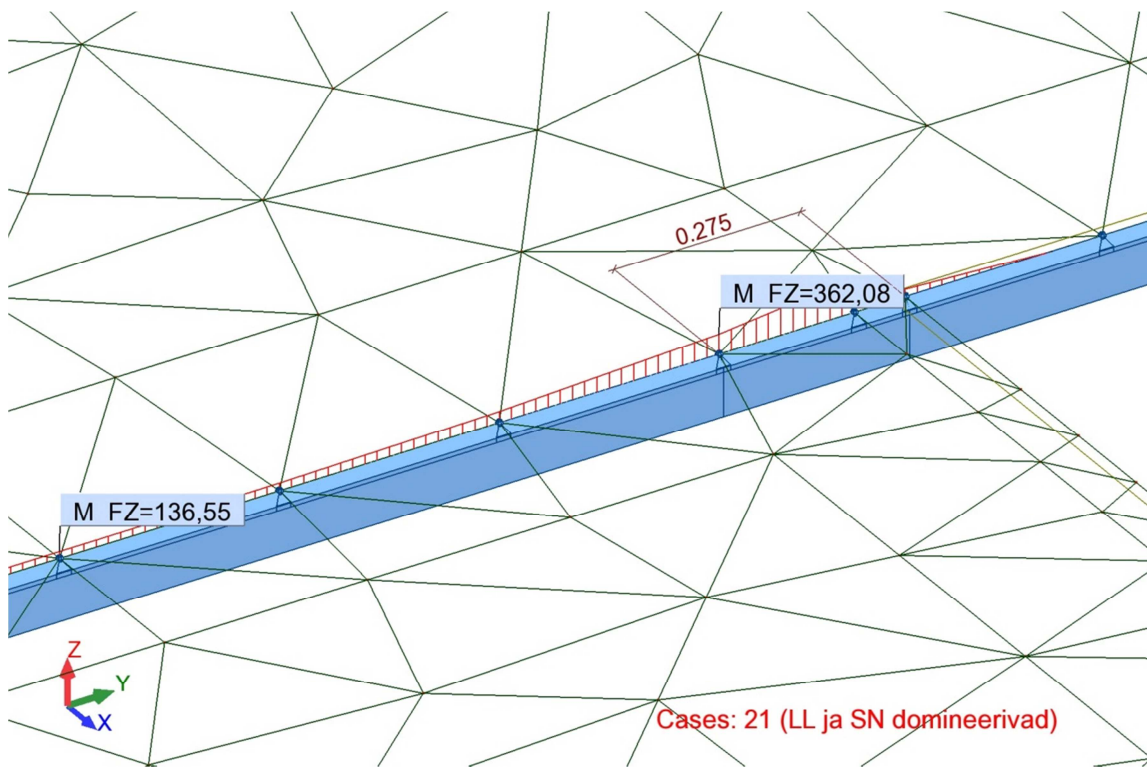
Joonis D.5. Maksimaalsed ülapiinna paindemomendid kandepiirsesundis X-telje suunalisel töötamisel, piirkonnad L2 ja L3 (kNm/m).



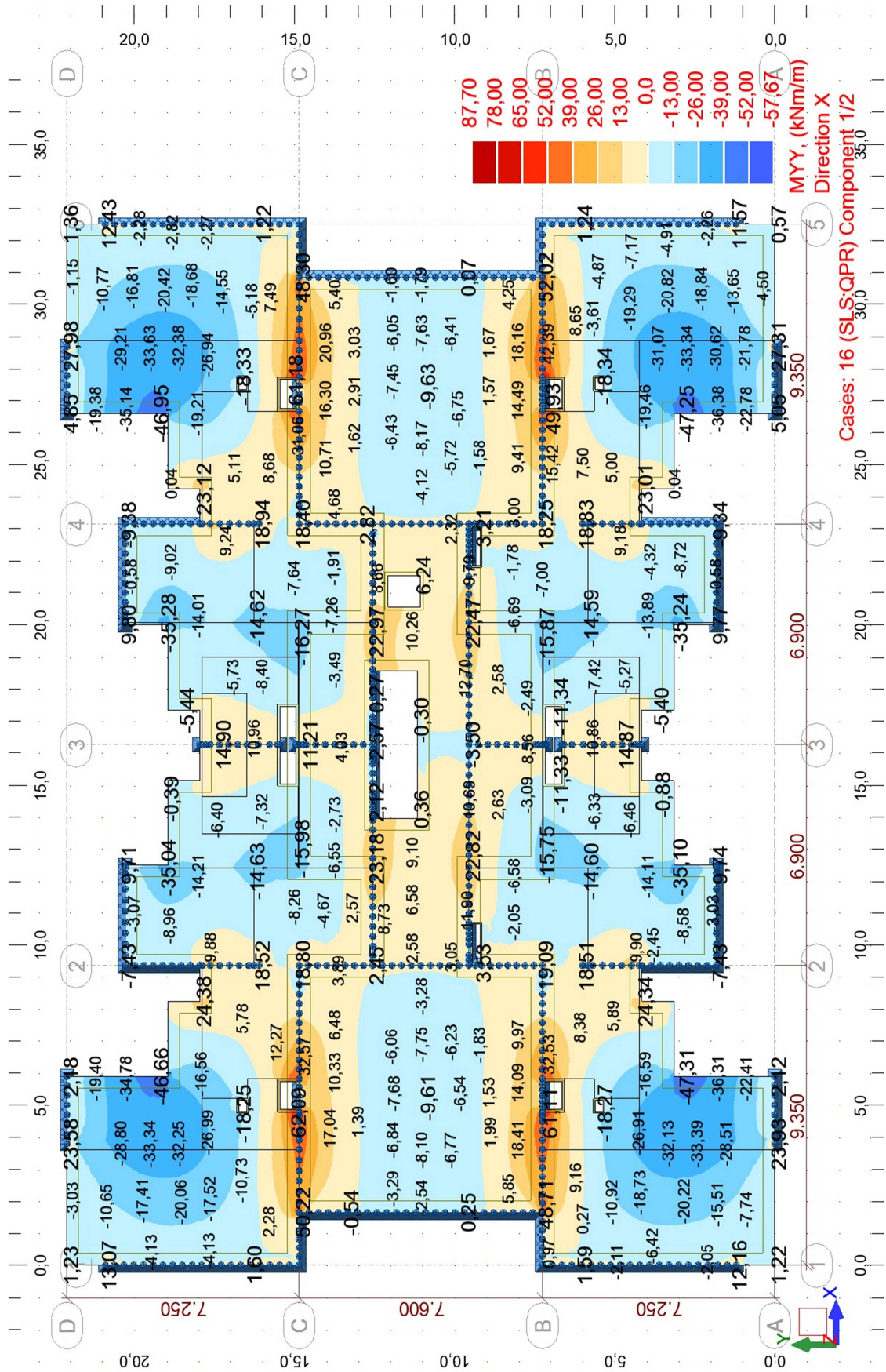
Joonis D.6. Maksimaalsed ülapiinna paindemomendid kandepiirsesundis Y-telje suunalisel töötamisel, piirkonnad L7 ja L8 (kNm/m).



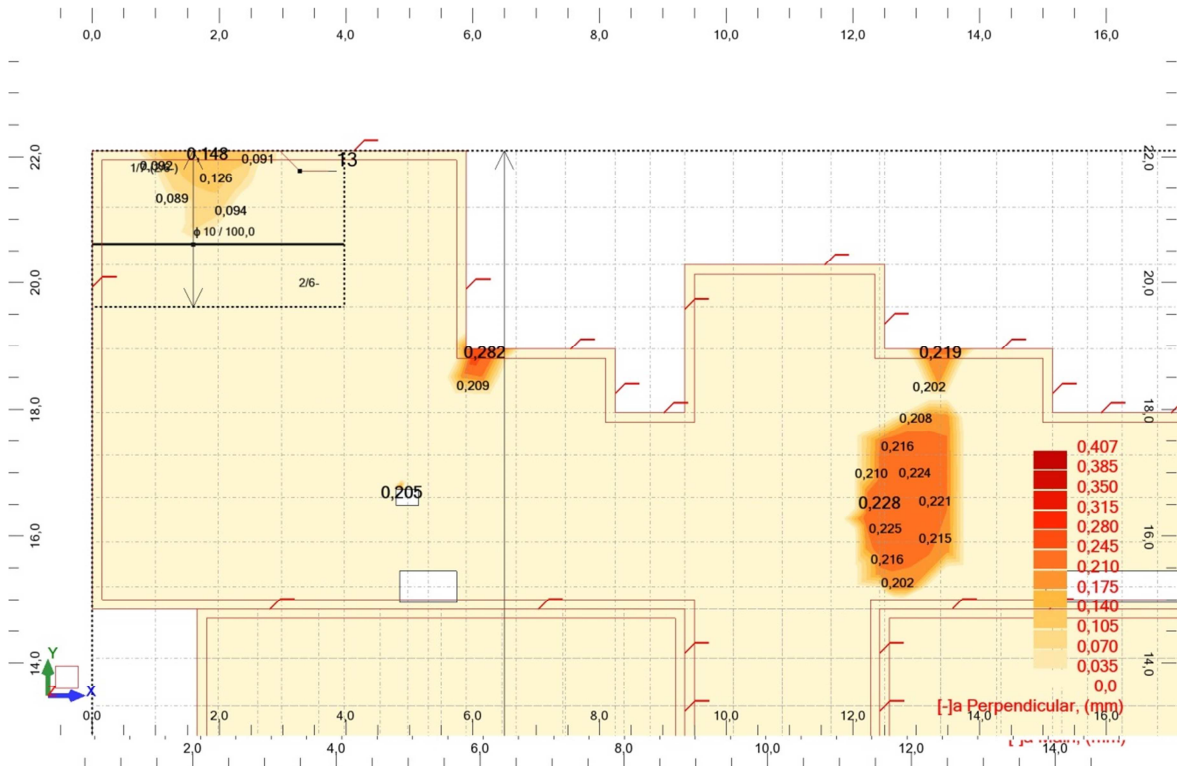
Joonis D.7. Toereaktsioon kandepiirseisundis teljel D (kN/m).



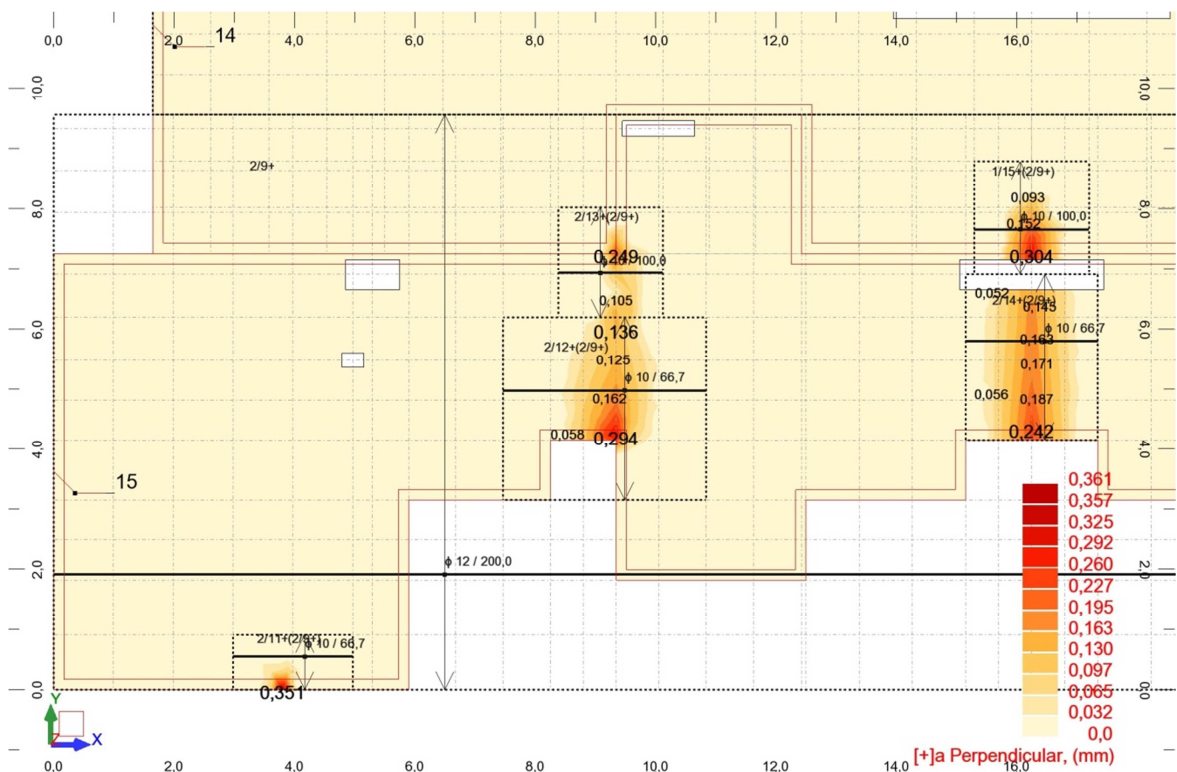
Joonis D.8. Toereaktsioon kandepiirseisundis teljel 4 (kN/m).



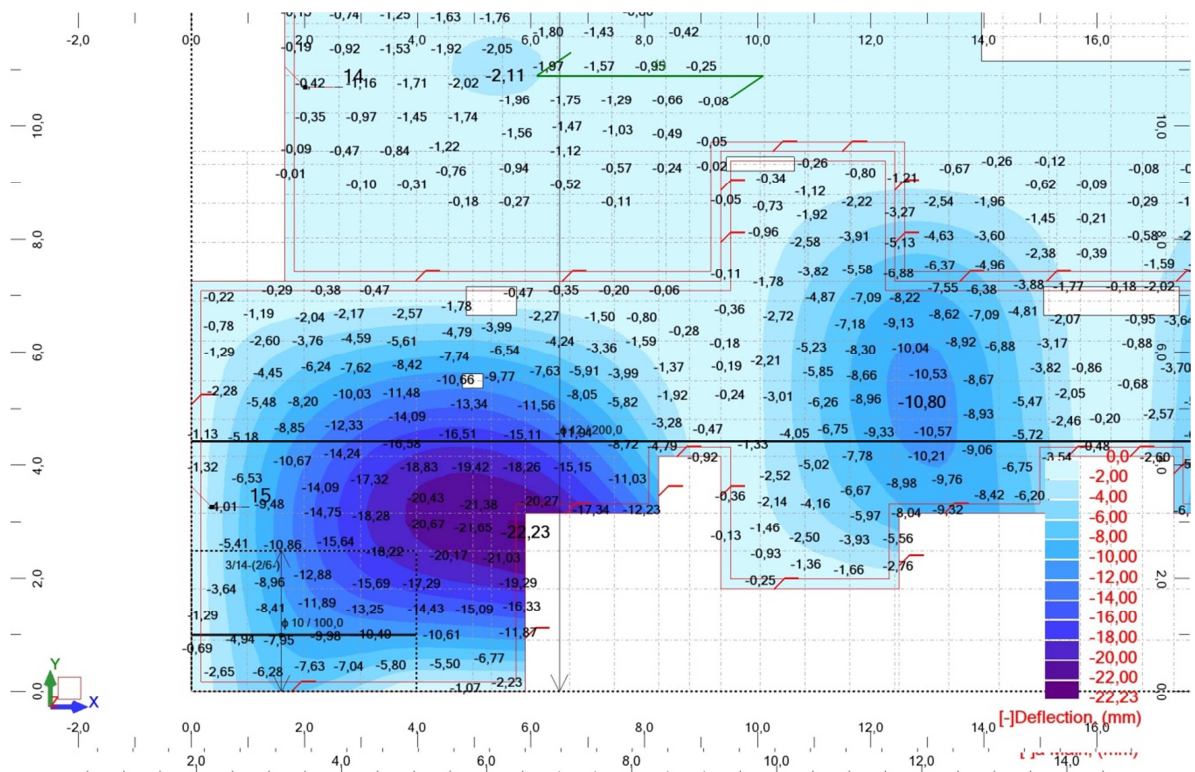
Joonis D.9. Monoliitse raudbetoonplaadi paindemomendid kasutuspiirseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis Y-telje suunalisel töötamisel (kNm/m).



Joonis D.10. Maksimaalne pragunemine kasutuspiiriseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis plaadi alapinnas (mm).



Joonis D.11. Maksimaalne pragunemine kasutuspiiriseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis plaadi ülapiinns (mm).



Joonis D.12. Maksimaalne plaadi läbipaine kasutuspiirseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis (mm).