



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND
Tartu kolledž

**RISTKIHTPUIT-BEToon KOMPOSIIDIST
VAHELAGEDEGA KARKASSHOONE
KANDEKONSTRUKTSIOONIDE
DIMENSIONEERIMINE**

**DESIGNING OF TIMBER FRAME BUILDING WITH CLT-
CONCRETE COMPOSITE FLOORS**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Kristel Adli

Üliõpilaskood: 182402EAEI

Juhendajad: Laur Lõvi
Ernst Tungel

Tartu 2024

AUTORIDEKLARATSIOON

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

Lõputöö alusel ei ole varem kutse- või teaduskraadi või inseneridiplomit taotletud.

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

11. jaanuar 2024

Autor: Kristel Adli
/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele.

"....." 2024

Juhendaja:
/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

"....."2024 .

Kaitsmiskomisjoni esimees:

.....
/ nimi ja allkiri /

LIHTLITSENTS LÕPUTÖÖ REPRODUTSEERIMISEKS JA LÕPUTÖÖ ÜLDSUSELE KÄTTESAADAVAKS TEGEMISEKS

Mina, Kristel Adli,

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

Ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruksioonide dimensioneerimine,

mille põhijuhendaja on Laur Lõvi ja kaasjuhendaja Ernst Tungel.

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

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

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

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

_____ (kuupäev)

Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal vastavalt üliõpilase taotlusele lõputööle juurdepääsupiirangu kehtestamiseks, mis on allkirjastatud teaduskonna dekaani poolt, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil. Kui lõputöö on loonud kaks või enam isikut oma ühise loomingulise tegevusega ning lõputöö kaas- või ühisautor(id) ei ole andnud lõputööd kaitsvale üliõpilasele kindlaksmääratud tähtajaks nõusolekut lõputöö reprodutseerimiseks ja avalikustamiseks vastavalt lihtlitsentsi punktidele 1.1. ja 1.2, siis lihtlitsents nimetatud tähtaja jooksul ei kehti.



Tartu kolledž

LÕPUTÖÖ

Üliõpilane: **KRISTEL ADLI**

Üliõpilaskood **182402EAEI**

Õppekava: **EAEI02 Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine**

Peaeriala: Ehitiste projekteerimine ja arhitektuur

Lõputöö teema:

RISTKIHTPUIT-BEToon KOMPOSIIDIST VAHELAGEDEGA KARKASSHOONE KANDEKONSTRUKTSIOONIDE DIMENSIONEERIMINE

Designing of Timber Frame Building with CLT-Concrete Composite Floors

Juhendajad: **Laur Lõvi**
Ernst Tungel

laur@makespace.ee
Ernst.tungel@taltech.ee

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Dimensioneerida karkasshoone komposiitne vahelaeplaat, raudbetoonist ja liimpuidust talad, ristkihtpuidust katuslagi ning liimpuidust postid.

Töö keel: eesti keel

Lõputöö etapid ja ajakava:

Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1. Esialgne kirjandusega tutvumine	28.02.2023
2. Koormuste määramine, arvutuskeemi koostamine	15.03.2023
3. Esialgse kalkulaatori valmimine	11.12.2023
4. Konstruktsioonide dimensioneerimine	11.12.2023
5. Töö vormistamine	08.01.2024

Lõputööde 95% ülevaatus, mille läbimine on kaitsmise eelduseks

08.01.2024

Lõputöö esitamise tähtaeg:

11. jaanuar 2024

Lõputöö ülesanne välja
antud:

01.03.2023

Juhendaja:

Ülesande vastu võtnud:

Avalikustamise piirangu
tingimused: puuduvad

SISUKORD

Lühendite ja tähiste loetelu	8
Sissejuhatus	12
1 Ristkihtpuit-betoon komposiit.....	13
2 Lähteülesanne.....	15
2.1 Materjalid ja nende tugevusomadused	16
2.2 Tapplide	19
2.3 Konstruksioonelementide vahelised ühendused	20
2.4 Excelipõhine kalkulaator.....	22
2.5 Hoone lähteandmed.....	23
3 Koormused	25
3.1 Alaliskoormused	25
3.2 Muutuvkoormused	27
3.2.1 Kasuskoormus	27
3.2.2 Lumekoormus.....	28
3.2.3 Tuulekoormus.....	28
3.3 Erakorralised koormused	32
3.4 Koormuskombinatsioonid	32
3.4.1 Osavarutegurid ja kombinatsioonitegurid	33
4 Arvutusmetoodika	34
4.1 Sisejõud.....	34
4.2 Geomeetrilised suurused	35
4.3 Materjalide arvutuslikud tugevused.....	35
4.4 Roome mõju	36
4.5 Mahukahanemise mõju	39
4.6 Ristkihtpuit-betoon komposiit vahelaeplaadi arvutus.....	41
4.6.1 γ -meetod	41
4.6.2 Kandepiirseisund.....	45
4.6.3 Kasutuspiirseisund.....	49
4.6.4 Tulekahjuolukord	51
4.7 Raudbetoonist peatala.....	54
4.7.1 Kandepiirseisund.....	54
4.7.2 Kasutuspiirseisund.....	60
4.7.3 Tulekahjuolukord	66
4.7.4 Konstruktiooninõuded	67
4.8 Liimpuittala	71

4.8.1	Kandepiirseisund	71
4.8.2	Kasutuspiirseisund.....	73
4.8.3	Tulekahjuolukord	74
4.9	Liimpuidust post.....	75
4.9.1	Tulekahjuolukord	76
5	Konstruksioonielementide arvutus	78
5.1	Vahelaeplaat.....	78
5.1.1	Kande- ja kasutuspiirseisundi kontroll eluea algul ($t = 0$)	79
5.1.2	Kande- ja kasutuspiirseisundi kontroll eluea lõpus ($t = \infty$)	91
5.1.3	Tulekahjuolukord	98
5.2	Raudbetoontala.....	107
5.2.1	Kandepiirseisund	109
5.2.2	Kasutuspiirseisund.....	115
5.3	Liimpuittala	121
5.3.1	Kandepiirseisund	122
5.3.2	Kasutuspiirseisund.....	123
5.3.3	Tulekahjuolukord	124
5.4	Katuslagi	126
5.4.1	Efektivne paindejäikus ($t = 0$).....	127
5.4.2	Kandepiirseisund	128
5.4.3	Kasutuspiirseisund.....	130
5.4.4	Tulekahjuolukord	132
5.5	Katuslae liimpuidust talad.....	136
5.5.1	Kandepiirseisund	137
5.5.2	Kasutuspiirseisund.....	138
5.5.3	Tulekahjuolukord	139
5.6	Liimpuitpost.....	140
5.6.1	Kandepiirseisund	143
5.6.2	Tulekahjuolukord	144
	Kokkuvõte	146
	Summary	147
	Kasutatud kirjandus	149
	Lisad	152

LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU

Ladina suurtähed

- A – ristlõike pindala
- B – hoone laius
- B_i^f, A_{i+1}^f – tinglikust koormusest põhjustatud toereaktsioonid
- C_{sls} – koefitsient, tegur
- CLT – ristkihtpuit, (ingl k *Cross Laminated Timber*)
- E – materjali elastsusmoodul
- $(EI)_{ef}$ – efektiivne paindejäikus
- F – koormus, jõud
- F_{Rd} – nihkeliite arvutuslik kandevõime
- ΔF – lisatõmbejõud raudbetootala armatuuris, pikijõu muutus
- G – puidu nihkemoodul
- G_k – alaline koormus
- H – hoone kõrgus
- I_{tor} – ristlõike väändeinertsimoment
- $I_{y(z)}$ – ristlõike inertsimoment
- K_{ser} – liite nihkemoodul
- L – vahelae/tala sildeava pikkus, posti arvutuskõrgus, hoone pikkus
- M_{cr} – kriitiline paindemoment normaalprao tekkimisel
- $M_{Ed(k)}$ – paindemoment
- M_{Rd} – ristlõike arvutuslik paindekandevõime
- N_{Ed} – arvutuslik normaaljõud
- Q_k – muutuvkoormus
- RH – suhteline õhuniiskus ümbritsevas keskkonnas
- S – staatiline moment
- $V_{Ed(k)}$ – põikjõud

V_{Rd} – ristlõike arvutuslik põikjõukandevõime

W – ristlõike vastupanumoment

X – tundmatu paindemoment

Ladina väiketähed

a_i – ristlõikeosa raskuskeskme kaugus koguristlõike nulljoonest

a_s – armatuurvarraste vahekaugus, armatuuri intensiivsus

b – ristlõike laius

c – armatuuri betoonkaitsekiht

c_{pe} – välisõhu rõhutegur

d – tuulele avatud hooneküljega ristuva seina pikkus, kruvi läbimõõt

d_0 – nulltugevusega kihi paksus

$d_{1(2)}$ – ristlõike kasuskõrgus

$d_{char,n}$ – sõestumissügavus

e – abisuurus, ekstsentrilisus

f_1 – omavõnkesagedus

f_d – materjali arvutuslik tugevus

f_k – materjali normatiivne tugevusnäitaja

$g_{0,k}$ – konstruktsioonelemendi normatiivne omakaalukoormus

h – ristlõike kõrgus, kihi paksus, tapi sügavus

h_0 – betoonristlõike abimõõde

$i_{z(y)}$ – inertsiraadius

k – tegur

k_{def} – deformatsioonitegur

k_{mod} – modifikatsioonitegur

l – pikkus, vahekaugus, kinnitusvahendi süvistussügavus puidus

m – ühikpinna mass

n_{ef}	- kruvide efektiivne arv
p	- lauskoormus
p_{sts}	- mahukahanemise mõju arvesse võttev fiktiivne jõud
p_d	- arvutuslik jõud väliskoormustest
q_k	- normatiivne kasuskoormus
q_p	- tuule kiirusrõhk
$\frac{1}{r}$	- raudbetoonelemendi kõverus
s_k	- lumekoormus
s	- samm
s_{ef}	- tappide efektiivne vahekaugus
$s_{r,max}$	- pragude maksimaalne vahekaugus
z	- sisejõudude õlg, raskuskeskmete vahekaugus
z_e	- hoone arvutuskõrgus
t	- aeg, kestus, betooni vanus
u	- ümbermõõt
$u_{inst}, u_{fin}, u_{c,tot}$	- läbipaine
w_e	- tuulerõhk
w_k	- betooni prao avanemislaius
x	- vaadeldava ristlõike kaugus toeristlõikest, survetsooni kõrgus
Δx	- vaadeldava plaadiosa pikkus
y	- betoonristlõike survetsooni arvutuslik kõrgus

Kreeka tähed

α	- nurk, tegur, suhe
β	- tegur, puidu söestumismäär
γ_G, γ_Q	- koormuse osavarutegur
γ_i	- liidete järeleandvust arvestav tegur

γ_M	– materjali osavarutegur
$\gamma_{Q,i}$	– koormuse osavarutegur
δ	– suurim läbipaine
ε	– suhteline deformatsioon
ζ	– jaotustegur
η	– tegur
θ	– nurk elemendi pikitelje ja tingliku surutud betoonvarda vahel
λ	– tegur, saledus
μ	– lumekoormuse kujutegur, suhteline paindemoment
ν	– betooni survetugevuse vähendustegur
ξ_{c1}, ξ_{c2}	– betooni survetsooni suhteline kõrgus
ρ	– armeerimistegur, tihedus
σ	– normaalpinge
τ	– nihkepinge
$\varphi(t, t_0)$	– betooni roometegur
$\psi_{0,i(2,i)}$	– koormuse kombinatsioonitegur
ψ	– tegur
ω	– survetsooni suhteline arvutuskõrgus

Muud sümbolid

\emptyset – läbimõõt

SISSEJUHATUS

Euroopa Liit on seadnud eesmärgiks aastaks 2050 muuta protsessid tervikuna süsiniku-neutraalseks [1]. Ehitussektori süsinikuemissiooni panustavad nii ehitusmaterjalide tootmine, nende transport ehitusplatsile kui ka ehitusprotsess ise. Üheks võimaluseks ehitussektori CO₂ jalajälge vähendada on ehituses suuremal hulgal taastuvaid ja süsinikku siduvaid materjale kasutada. [2]

Suuremate büroo ja eluhoonete vahelaed on kõige sagedamini valmistatud betoonist [3], kuid üha enam koguvad populaarsust ka puidupõhised, näiteks ristkihtpuidust vahelaed [4]. Nende kõrval on alternatiivseks lahenduseks aga ka neid kahte kombineerivad puit-betoon komposiitkonstruktsioonid, milles tulevad esile kummagi materjali tugevamad küljed [5, p. 5].

Varasemalt on oma magistritöös puit-betoon konstruktsioone käsitletud 2017. aastal Andres Sokk, kes uuris lühikese sildeavaga vahelaeelemendi käitumist. 2019. aastal kaitsnud magistritöös vaatles Vladimir Kornilov erinevaid puitvahelagede tugevdamise võimalusi. 2015. aastal valminud töös võrdles Tiit Neeme aga erinevaid elamute vahelagede lahendusi, millest üheks oli ka puit-betoon komposiidi põhine. Puitu ja betooni ühendava nihkeliite omadusi on laboratoorsete katsete läbi uurinud Silver Pikk oma 2015. aasta magistritöös.

Käesoleva magistritöö eesmärgiks on dimensioneerida kaheksakorruselise karkasshoone ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelaed, raudbetoonist ning liimpuidust talad, ristkihtpuidust katuslagi ning liimpuidust postid. Tarindite kande- ja kasutuspiiriseisundi kontrollid teostatakse nii konstruktsiooni eluea algul kui ka lõpus, võttes arvesse materjalide roome ja mahukahanemise mõju. Lisaks teostatakse ka tarindite kande- võimekontrollid tulekahjuolukorras.

Töö esimeses peatükis antakse ülevaade ristkihtpuidu, komposiitkonstruktsiooni ja materjalide vahelise nihkeliite olemusest. Töö teises peatükis tuuakse välja töö lähteandmed ning kolmandas konstruktsioonidele mõjuvad koormused. Töö neljas peatükk käsitleb kasutatud arvutusmetoodikat ning viiendas peatükis on esitatud konstruktsioonielementide arvutused. Magistritöö lisana on töö graafilises osas välja toodud tarindite kihistused ning olulisemad sõlmelahendused.

Võtmesõnad: komposiit, CLT, betoon, nihkeliide, magistritöö.

1 RISTKIHTPUIT-BETOON KOMPOSIIT

Ristkihtpuit (edaspidi ka CLT – ingl k *Cross Laminated Timber*) on puidupõhine ehitusmaterjal, mille kihid moodustatakse serviti kokku liimitud puitlamellidest ning iga kihi puidukiudude suund on eelneva ja järgneva kihi suhtes risti. Puidulamellide paksus võib olla nii 20, 30 kui ka 40 mm. Ristkihtpuidu paneelid moodustatakse üldjuhul paaritust arvust kihtidest, vahe- ja katuslagede puhul on levinumad 3-, 5- ja 7-kihilised paneelid, kuid toodetakse ka 9-kihilisi paneele. [6, pp. 53-54]

Puidukiudude risti paiknemine aitab vähendada puidu anisotroopsuse mõju, kihtide vahel tekkiv lukustav efekt vähendab paneeli paisumist ja kahanemist niiskuse mõjul. Tänu oma tasapinnalisele jäikusele ja võimele kanda koormusi kahes suunas, on ristkihtpuidust paneelide korral puithoonete ebaühtlase varisemise risk oluliselt väiksem. [6, pp. 53-54]

Puit-betoon komposiit

Puit-betoon komposiitkonstruktsioonide arengut tõukas esialgu tagant eelmise sajandi esimeses pooles sõdade tõttu esinenud terase defitsiit ning sellest tulenev vajadus betoonkonstruktsioonides armatuurterast asendada. Kuigi puidu jäikus ja tugevus on armatuurterase omadest väiksemad, kompenseeritakse see puidu oluliselt suurema ristlõikepindalaga. Teiseks ajendiks puit-betoon komposiidi arengul oli aga vajadus juba olemasolevaid puitkonstruktsioone tugevdada. [5, pp. 18, 20, 33]

Puit-betoon komposiidil on oma eelised nii puidust kui ka raudbetoonist konstruktsioonide ees. Ainult puidust konstruktsioonidega võrreldes on komposiitmaterjalil suurem jäikus, sellel on suurem kandevõime, parem heli isoleerimise võime ning väiksem tundlikus vibratsioonide suhtes. [5, p. 17]

Võrreldes raudbetooniga on puit-betoon komposiidist konstruktsioonelementidel tunduvalt väiksem omakaal. Oluliselt väiksem on ka vajadus raketiste ja ehitusaegsete lisatugede järele. Puidust valmistoodete kasutamisel ei ole alati vaja ilmingimata oodata betooni piisava tugevuse saavutamist, mistõttu muutub ehitusprotsess tunduvalt kiiremaks. Samuti vähendab taastuva materjali (puidu) suurem osakaal konstruktsioonis oluliselt ehitise CO₂ jalajälge. [5, p. 17]

Komposiitkonstruktsiooni puhul paikneb betoon enamasti survetsoonis ja puit tõmbe- tsoonis, materjalid on omavahel ühendatud spetsiaalsete nihkeliidetega [5, p. 17].

Enamlevinud on sae- ja liimpuidust talade põhised süsteemid [5], kuid üha rohkem on uuritud ka ristkihtpuidu põhiseid vahelaeplaatide süsteeme [7].

Puidu ja betooni vaheline nihkeliide

Komposiitkonstruktsiooni olulisim komponent on puidu ja betooni vaheliste nihkeliidete süsteem, mille omadused mõjutavad nii pingeaotust ristlõikes kui ka konstruktsiooni deformatsioone. Liide peaks olema mehaaniliselt piisavalt tugev liites esinevate nihkejõudude ülekandmiseks, küllalt jäik kandmaks jõude üle piiratud nihkega ning samas ka piisavalt plastne, et lubada koormuse ühtlast jaotatust ning vältida liite purunemist. Nihkeliite valikul on oluline kaaluda ka selle maksumust, praktilist teostatavust ning valmistamise keerukust. [5, p. 33]

Seni on enamlevinud nihkeliideteks olnud naaglite (kruvide, naelte, tüüblite jmt) põhised süsteemid. Naagleid paigaldatakse puidukiudude suhtes nii risti kui ka teatud nurga all kaldu. Populaarsuselt järgnevad tappliidete põhised süsteemid, mille puhul täidetakse puitu tehtud süvised betooniga. Naagel- ja tappliidete kõrval kasutatakse nihkeliidetena muuhulgas veel ka erinevaid liimpõhiseid süsteeme, ogaplaate, terasvõrke jne. [5, pp. 33-36]

Tappliidete hea tasakaal nende valmistamise lihtsuse ja mehaanilise käitumise vahel muudab seda tüüpi nihkeliite väga efektiivseks. Teisest küljest on tappliidetele omane habras purunemine ja väike z-telje sihiline kandevõime. Liite puuduste mõju vähendamiseks lisatakse tappidesse naaglid, mis annavad liitele plastsust ning vähendavad betooni ja puidu üksteisest eraldumise riski. [5, pp. 35-36]

Standardid ja reeglid

Hetkel kehtiv puitkonstruktsioonide Eurokoodeks veel puit-betoon komposiitkonstruktsioone ei käsitle. Välja töötamisel on aga uus Eurokoodeks, mis muuhulgas annab arvutusjuhised ka komposiitsüsteemidele. Hetkeseisuga on puit-betoon komposiidiga seonduv käsitletud tehnilises dokumendis CEN/TS 19103:2021. [8] Mainitud dokument [9] annab muuhulgas juhised ka puidu ja betooni vahelise nihkeliite kandevõime ja jäikuse katseliseks määramiseks.

2 LÄHTEÜLESANNE

Magistritöö raames dimensioneeritakse kaheksakorruselise puitkarkasshoone ristkiht-puit-betoon komposiidist vahelagi, seda kandvad liimpuidust ja raudbetoonist talad ning neid kandvad liimpuidust postid. Lisaks dimensioneeritakse ristkihtpuidust katuslagi ning seda kandvad liimpuittalad ja -postid. Nimetatud konstruktsioonidele teostatakse kande- ja kasutuspiirseisundi vastavad kontrollid, sellele lisaks ka tulekahjuolukorra kontroll. Piirseisundite kontrolli juures arvestatakse ka roome ja betooni mahukahanemise mõjuga.

Piiritlemine

Hoone jäikus tagatakse vahelaediafragma ning raudbetoonist liftišahtide ja trepikodadega, mida antud töö raames ei dimensioneerita. Samuti ei teostata magistritöö käigus hoone esimese korruse põranda ja vundamentide arvutust.

Hoone välisseinad on eeldatud kandma vaid iseenda raskust ühe korruse piires ning seega ei teostata seina karkassi kandevõime kontrolli. Eeldatakse, et välisseina karkassi kandevõime on piisav võimaliku tuulerõhust põhjustatud paindemomendi vastuvõtmiseks. Fassaadi kinnitust vahelaeplaadi külge arvutuslikult ei kontrollita, esitatud on vaid põhimõtteline lahendus, mida on kirjeldatud alapeatükis 2.3.

Konstruktsioonielementide ühendussõlmede puhul on välja toodud ainult ideelised lahendused (vt alapeatükk 2.3), ühegi sõlme kandevõimet ei kontrollita ega leita konstruktsioonide kinnitamiseks vajalike naelte või kruvide arvu.

Ehitusfüüsikalist poolt töös põhjalikumalt ei käsitleta. Tarindite kihistuse määramisel teostati soojusjuhtivuse kontroll brauseripõhise rakenduse ubakus.de [10] abil. Samuti ei käsitleta töös akustikaga seonduvaid probleeme, nagu näiteks sammumüra isoleerimine.

Erakorralistest arvutusolukordadest käsitletakse magistritöös vaid tulekahjuolukorda. Juhtumit, kus plahvatuse või muu asjaolu tagajärjel võib mõni post vahelae alt kaduda, antud töös ei käsitleta.

2.1 Materjalid ja nende tugevusomadused

Betoon

Betooni keskkonnaklassiks on magistritöös arvestatud XC3, eeldades mõõdukat või kõrget õhuniiskust siseruumides [11, p. 47]. Betooni tugevusklassiks on võetud C35/45.

Tabel 2.1 Betooni tugevusomadused vastavalt tugevusklassile C35/45 [11, p. 29]

	tähis	C35/45	ühik
Survetugevus	f_{ck}	35	N/mm ²
Keskmine tõmbetugevus	f_{ctm}	3,210	N/mm ²
Tõmbetugevuse 5-protsentiil	$f_{ctk,0,05}$	2,247	N/mm ²
Elastsusmoodul	E_{cm}	34000	N/mm ²

Armatuurterase tugevusklassiks on võetud A500HW, mille normtugevuseks on $f_{yk} = 500$ N/mm² ning arvutustugevuseks $f_{yk} = 435$ N/mm². [12, pp. 78-79]

Betoonplaadi armeerimine

Betooni pragunemise piiramiseks tuleb betooni ette näha minimaalne kogus armatuuri. Vastavalt CEN/TS 19103:2021 toodud tabelile 9.1 on 100 mm paksuse C35/45 tugevusklassiga betoonplaadi nõutavaks minimaalseks armatuuri ristlõikepindalaks mõlemas suunas 1,28 cm²/m. [9, pp. 34-35]

Betooni pragunemise piiramine on oluline säilitamiseks nihkeliite terviklikkust. Selle eesmärgi saavutamiseks on kõige efektiivsem armatuur paigutada võimalikult puidu lähedale. [9, p. 45] Tappliite puhul on seda tavaarmatuuriga keerulisem tagada, mistõttu eeldatakse käesolevas töös selle asemel terasest kiudusid sisaldava betooni kasutamist.

Metallnaaglit kiudbetoonist tappnihkeliiteid on varem uurinud oma 2015. aasta magistritöös S. Pikk [13]. Töö autori poolt läbiviidud katsete põhjal selgus, et seda tüüpi nihkeliited käitusid võrreldes tavabetooniga plastsemalt. Jäikuse ja kandevõime poolest olid nihkeliited sarnased metallnaaglit sisaldava liitega.

Teraskiudude koguse leidmiseks on tarvis eelnevalt väljatoodud minimaalne armatuuri ristlõikepindala teisendada massiks kuupmeetri kohta.

1 m² plaadi pinnale (paksusega 100 mm) vastav armatuuri ruumala:

$$2 \times 0,000128 \text{ m}^2/\text{m} \times 1 \text{ m} = 0,000256 \text{ m}^3/\text{m}^2.$$

Võttes terase tiheduseks 7850 kg/m³ [14, p. 412] on selle armatuuri massiks 1 m² kohta:

$$0,000256 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 2,0096 \text{ kg}/\text{m}^2,$$

ning massiks 1 m³ kohta: $2,0096 \text{ kg}/\text{m}^2 \div 0,1 \text{ m} = 20,096 \text{ kg}/\text{m}^3$.

Pinnasele toetuvates põrandates on tüüpiliseks teraskiu koguseks 25...40 kg/m³, kiudbetoonist vahelagede puhul on kiudude kogus suurem, 45...50 kg/m³ [15, p. 23]. Arvestades ka fakti, et teraskiudude suund betoonisegus on juhuslik [16, p. 123], on käesolevas töös teraskiudude koguseks betoonis arvestatud 50 kg/m³.

Puit

Puidust elementide kasutusklassiks on võetud 2. klass ning koormuse kestusklassiks kasuskoormuse järgi keskkestev. [17, p. 122]

Ristkihtpuidu materjali tugevusklassiks on arvestatud C24, millele vastavad puidu tugevusomadused on toodud tabelis 2.2. Liimpuidust elementide tugevusklassiks on võetud GL28h, sellele vastavad tugevusomadused on toodud tabelis 2.3.

Puidu niiskus

Värske betoonisegu valamisel puidule tuleb tagada, et võimalikult vähe niiskust betoonist puitu üle kanduks. Selleks võib puitu katta kas kile või vööbaga, kasutada spetsiaalseid lisandeid sisaldavat betooni või niisutada puidu pinda enne betooni valamist. [9, p. 43] Käesolevas töös ei täpsustata niiskuse tõkestamise viisi.

Tabel 2.2 Puidu tugevusomadused vastavalt tugevusklassile C24 [18]

	tähis	C24	ühik
Paindetugevus	$f_{m,k}$	24	N/mm ²
Tõmbetugevus	$f_{t,0,k}$	14,5	N/mm ²
Survetugevus	$f_{c,0,k}$	21	N/mm ²
Nihketugevus	$f_{v,k}$	4,0	N/mm ²
Külgnihketugevus	$f_{r,k}$	0,7 [19]	N/mm ²
Keskmine elastsusmoodul	$E_{0,mean}$	11000	N/mm ²
Keskmine elastsusmoodul ristikiudu	$E_{90,mean}$	370	N/mm ²
Keskmine nihkemoodul	$G_{0,mean}$	690	N/mm ²
Keskmine külgnihkemoodul	$G_{r,mean}$	50 [19]	N/mm ²

Tabel 2.3 Liimpuidu tugevusomadused vastavalt tugevusklassile GL28h [20]

	tähis	GL28h	ühik
Paindetugevus	$f_{m,g,k}$	28	N/mm ²
Survetugevus	$f_{c,0,g,k}$	28	N/mm ²
Nihketugevus	$f_{v,g,k}$	3,5	N/mm ²
Keskmine elastsusmoodul	$E_{0,g,mean}$	12600	N/mm ²
Elastsusmooduli 5-protsentiili väärtus pikikiudu	$E_{0,g,05}$	10500	N/mm ²
Keskmine nihkemoodul	$G_{0,g,mean}$	650	N/mm ²

2.2 Tappliide

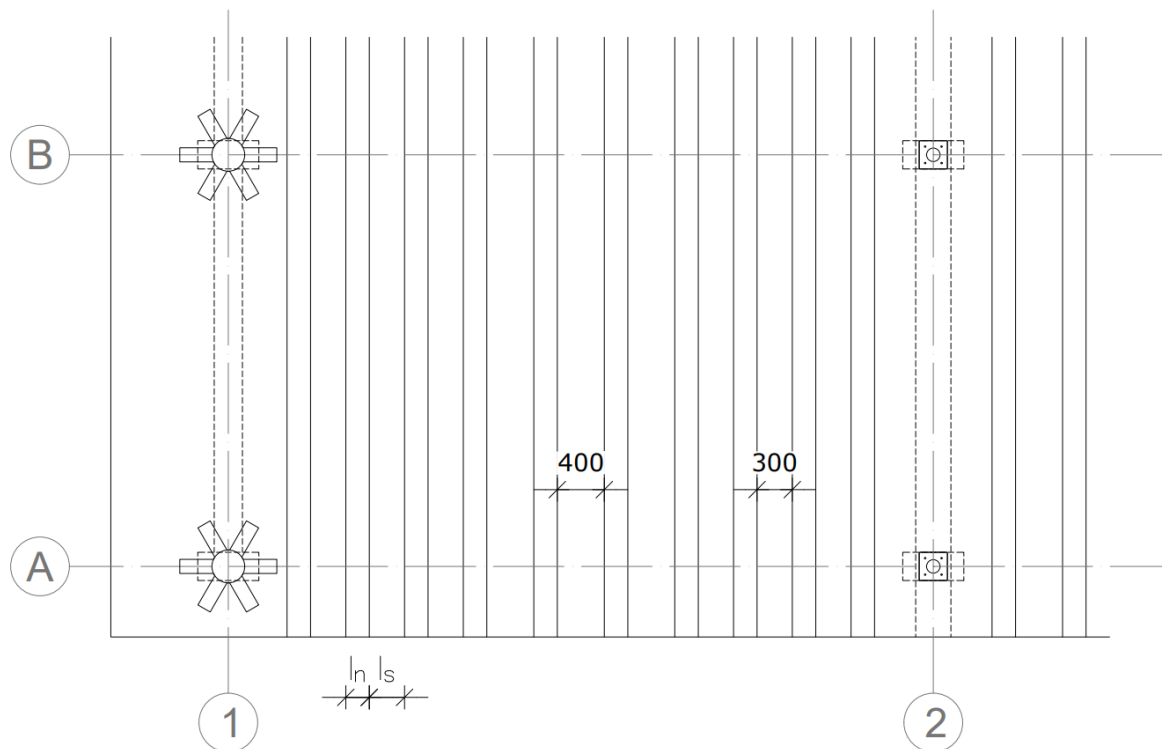
Käesoleva magistritöö raames ei viidud läbi katseid tappliite omaduste väljaselgitamiseks. Järgides CEN/TS 19103:2021 [9] toodud miinimumnõudeid tapi mõõtmetele ja kasutatavate materjalide omadustele, võib tappliite nihkemooduli ja nihkekandevõime leida vastavalt samas dokumendis toodud juhistele ilma katseid läbi viimata.

Hoonetes, kus esinevad tavapärased koormused, peab tapi sügavus olema vähemalt $h_n \geq 20$ mm, suuremate koormuste korral (klass D) aga vähemalt $h_n \geq 30$ mm. Tapi pikkus peaks olema vähemalt $l_n \geq 150$ mm ning tapi ette jääva puiduosa minimaalseks pikkuseks $l_v \geq 12,5h_n$. Tappide vahele võiks samuti jääda $l_s \geq 12,5h_n$. Ei tohiks kasutada naagleid väiksema läbimõõduga kui 6 mm. Tapi seinade kaldenurk võiks jääda vahemikku $80^\circ \leq \alpha \leq \min\{115^\circ; 90^\circ + \theta\}$, kus θ on nurk elemendi telje ja betooni tingliku kaldvarda vahel (vt täpsemalt valemist (4.63)). Betooni tugevusklass peaks olema vähemalt C20/25 ja selle täitematerjali maksimaalne terasuurus ei tohiks olla rohkem kui 16 mm. Puidu tugevusklass ei tohiks olla väiksem kui C24/GL24h. [9, pp. 39-40]

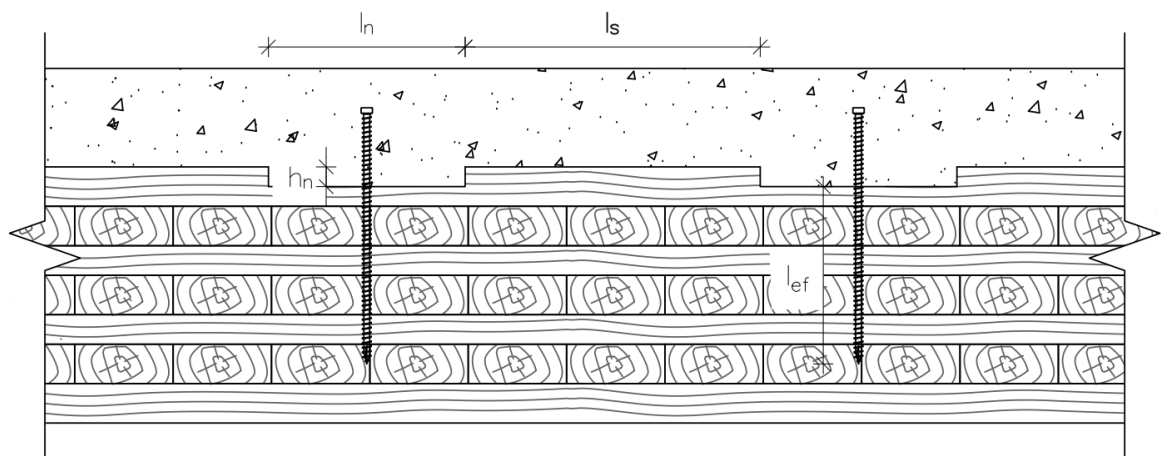
Tappliidete puhul võib kandepiiriseisundi nihkemooduli K_u ning kasutuspiiriseisundi nihkemooduli K_{ser} võtta võrdseks. 20 mm sügavuste tappide korral on liite nihkemooduliks $K_{ser} = 1000 \frac{N/mm}{mm}$ ning 30 mm ja sügavamate tappide korral $K_{ser} = 1500 \frac{N/mm}{mm}$, vahepealseid suuruseid on lubatud lineaarselt interpoleerida. [9, p. 40]

Liite kandevõime määratakse vastavalt selle purunemise viisile, otsustavaks võib saada nii betooni nihe, betooni purunemine survele, puidu nihe pikikiudu kui ka puidu purunemine survele pikikiudu [5, p. 62]. Liite kandevõime võib leida [9] antud valemitega, mis on välja toodud alapeatükis 4.6.2.

Eeltoodust lähtuvalt võeti käesolevas magistritöös tapi sügavuseks 20 mm, pikkuseks 200 mm ning tappide vahelise puiduosa pikkuseks 300 kuni 400 mm. Tapid on pidevad kogu põrandapaneeli laiuse ulatuses ehk põiksuunas ei ole tappidel vahesid (vt joonis 2.1). Tappidesse paigaldatakse kruvid läbimõõduga 9 mm ja pikkusega 260 mm, kruvide arv ühe meetri kohta määratakse peatükis 5.1 nihkeliite kandevõime kontrolli käigus. Liite nihkemooduliks võetakse $K_{ser} = 1000 \frac{N/mm}{mm}$ ning liite nihkekandevõime arvutus on välja toodud käesoleva töö 5. peatükis.



Joonis 2.1 Tappliidete plaaniline paiknemine

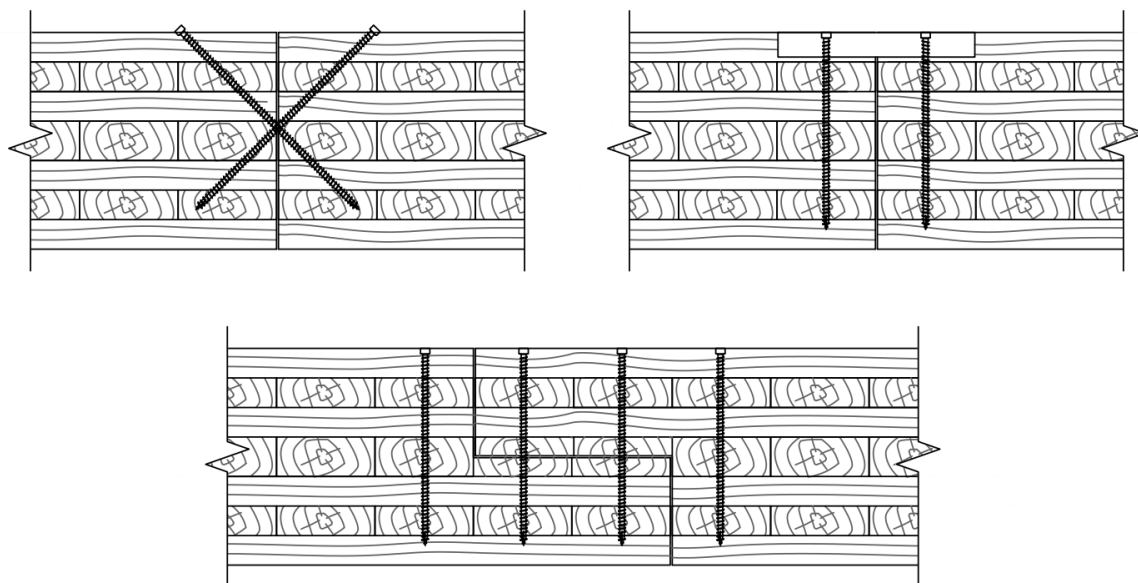


Joonis 2.2 Tappliite lõige

2.3 Konstruksioonielementide vahelised ühendused

Ristkihtpuidust paneelide omavaheline ühendus

Ristkihtpuidust paneele toodetakse mõõtudega kuni 3,6x15,1 m [19], mistõttu on tarvis paneelid põikisihis täiendavalt omavahel ühendada. Võimalikud ühendusviisid [21] on välja toodud joonisel 2.3.



Joonis 2.3 Ristkihtpuit paneelide võimalikud ühendusviisid

Antud töös on eeldatud, et paneelide omavaheline ühendus on piisav, tagamaks nende tervikliku koostöö vahelaepaadina. Ühenduskruvide vajalikku sammu, läbimõõtu jmt töö raames ei määrata.

Post-postiga ühendus

Liimpuittalade kohal kasutatakse postide omavaheliseks ühendamiseks Rothoblaas'i SPIDER tüüpi [22] ühenduselemente, mis võimaldavad vajadusel ka CLT paneeli tugevdamist täiskeermekruvidega. Raudbetoontala kohal kasutatakse PILLAR tüüpi [23] ühenduselemente (vt ka joonised 13 ja 14 graafilises osas).

Konstruksioonelementide arvutamisel on eeldatud, et kasutatavad ühenduselemendid kannavad ülemiselt postilt tuleva koormuse otse alumisele postile ilma koormust vahelaepaadile või taladele kandmata. Töö raames ei kontrollita vastavate ühendussõlmede kandevõimet.

Liimpuittala-post ühendus

Liimpuidust talad kinnitatakse postide külge kasutades nõ peidetud lahendust, näiteks Rothoblaas'i Lock T [24] kinnituselementide abil (vt ka joonised 9 ja 10 graafilises osas). Magistritöö raames ei teostata nende sõlmede kandevõimete kontrolle.

Raudbetoontala-post ühendus

Raudbetoontala valatakse ümber kahe korruse poste ühendava elemendi ning tala toetub otse alumise korruse postile (vt ka joonis 14 graafilises osas).

Vahelaeplaadi ja liimpuittala ühendus

Liimpuittalad kinnitatakse vahelae külge isekeermestavate täiskeermekruvide abil. Kruvid paigaldatakse 45° nurga all altpoolt (vt joonis 12 graafilises osas). Jõud kantakse vahelaelt talale toepinna kaudu, jättes kruvidele pigem fikseeriva funktsiooni. Käesoleva töö raames ei täpsustada vastavate kruvide läbimõõtu, pikkust ega sammu.

Vahelaeplaadi ja raudbetoontala ühendus

Rothoblaas on välja töötanud puidust ning raudbetoonist elementide ühendussüsteemi TC Fusion [25], kus jõud kantakse puidult betooni täiskeermekruvide või keermestatud varda abil. Nõuded kruvi või varda omadustele, nende ankurdus- ja ülekattepikkusele betoonis, süvistussügavusele puidus ning vahekaugustele on toodud Euroopa Tehnilistes Hinnangutes ETA 22/0806 [26] ja ETA 11/0030 [27].

Neist nõuetest lähtuvalt on antud magistritöös paika pandud raudbetoontala ja komposiitse vahelaeplaadi ühenduse põhimõtteline lahendus (toodud graafilises osas joonisel nr 11), kuid pole kontrollitud vastava ühenduse kandevõimet. Kasutatakse 11 mm läbimõõduga 400 mm pikkuseid täiskeermekruve. Vahelae tuge vaadeldakse liigendina, mistõttu paigutatakse kruvid ühte ritta [26, p. 12].

Vahelae betoonosa valatakse raudbetoontalaga üheaegselt, tänu millele on vahelagi ja tala omavahel ühendatud ka tala ribi ja plaadi nihke takistamiseks ettenähtud armatuuri kaudu.

Välisseina kinnitus vahelaeplaadile

Välisseina karkassipostid kinnitatakse vahelae puitosa külge tugevdatud nurgikute abil. Antud magistritöö raames ei määrata selleks vajalike kruvide arvu, läbimõõtu ega pikkust, mistõttu ei kontrollita ka selle ühendussõlme kandevõimet. Ühendussõlme põhimõtteline lahendus on toodud graafilises osas joonistel nr 7 ja 8.

2.4 Excelipõhine kalkulaator

Töö kõrvalproduktina on valmimas Excelipõhine kalkulaator, mis toimib töös käsitletavate konstruktsioonielementide eeldimensioneerimise töövahendina. Töö

esitamise hetkeks on valminud kalkulaatori eelversioon, milles on võimalik muuta vahelae ja talade sildeavasid, hoone korruste arvu ja korruse kõrgust, ristkihtpuidu ja betooni paksust, talade ja postide ristlõikemõõtmeid, armatuuri läbimõõtu. Kalkulaator teostab iga mainitud konstruktsioonelemendi vastavad kande- ja kasutuspiiriseisundi kontrollid ning annab kasutajale teada, kas need on täidetud või mitte.

Kalkulaator vajab siiski edaspidist täiendamist, samuti on veel läbi viimata kasutajate poolne testimine, mis tooks välja kalkulaatori kui töövahendi puudused ja piirangud.

Vahelagi				
betooni kihi paksus	h_c	100	mm	
clt paksus	h_clt	260	mm	
kihtide arv		7		
t=0 (lihtala osa)				
Betooni survetugevuse kontroll	σ_c,t	<	fcd	OK
Betooni survetugevuse kontroll	σ_c,b	<	fcd	OK
Painde- ja tõmbekandevõime kontrol	0,375545	<	1	OK
Nihkekandevõime kontroll	$\tau_{v,max}$	<	f _{v,d}	OK
Külgnihkekandevõime kontroll	$\tau_{r,max}$	<	f _{r,d}	OK
Läbipainde kontroll	w	<	w_lub	OK
Omavõnkesageduse kontroll	f ₀	>	9 Hz	OK
Omavõnkesageduse kontroll	δ	<	0,5	OK

Joonis 2.4 Väljavõte kalkulaatorist

2.5 Hoone lähteandmed

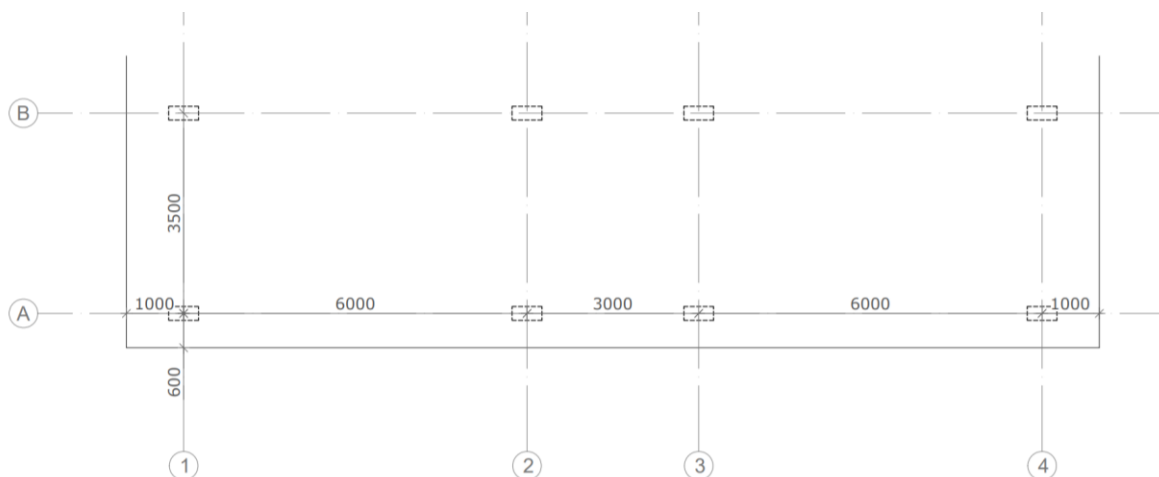
Arhitektuurne lahendus

Ristkülikulise põhiplaaniga kaheksakorruseline hoone on 36,8 meetrit pikk, 17,8 m lai ning 29,5 m kõrge. Hoonel on lamekatus, mille parapeti kõrguseks on katusepinnast 0,5 m. Piirdetarindite kihistused on toodud alapeatükis 3.1. Muus osas käesoleva magistritöö raames arhitektuurset lahendust ei täpsustata.

Arvutuskeemi kirjeldus

Karkasshoone CLT-betoon komposiidist vahelae toetuvad hoone servades, telgedel 1 ja 4 liimpuidust taladele ning hoone keskel, telgedel 2 ja 3 raudbetoonist taladele. Ristkihtpuidust katuslagi toetub kõigil mainitud telgedel liimpuidust taladele.

Talad toetuvad omakorda liimpuidust postidele, mille sammuks on hoone pikkuse sihis 3,5 meetrit, laiuse sihis on postide vahedeks aga 6 m, 3 m ja 6 m, üle äärmiste postide ulatub vahelagi veel 1 meetri jagu (vt Joonis 2.5).



Joonis 2.5 Liimpuidust postide paiknemine, mõõdud millimeetrites

Tuleohutus

Tulenevalt Siseministri 30.03.2017. aasta määruses nr 17 [28] toodud nõuetele, on magistritöös käsitletava hoone tuleohutuslikeks parameetriteks:

Tabel 2.4 Hoone tuleohutuslikud parameetrid

Hoone kasutusviisid	I (eluhooned) ja V (kontorid)
Tuleohuklass	TP1
Hoone kõrgus	29,5 m
Korruselisus	8
Hoone suletud netopind	~4000 m ²
Eripõlemiskoormus	Alla 600 MJ/m ²
Hoone jäigastavate ja kandekonstruktsioonide tulepüsivus	R 60 ¹
Hoone tuletõkkekonstruktsioonide tulepüsivus pealmaakorrustel	EI 60
Tuletõkkekonstruktsiooni piirpindala (V kasutusviis)	2400 m ²

¹ Kandetarindid peavad vastama A2 tuletundlikkusele. Määruse § 6 punkti 4 kohaselt võib mittepõlevatest materjalidest kattmaterjalidega piisavalt kapseldatud puidust kandekonstruktsiooni lugeda mittepõlevast materjalist kandekonstruktsiooniks.

Hoone eripõlemiskoormuse vähendamiseks ning puitkonstruktsioonide kaitseks tule eest on vahelaeplaat, liimpuittalad ja -postid kaetud 2 kihi 15 mm paksuste tulekindlate kipsplaatidega.

3 KOORMUSED

Konstruksioonielementide kandevõimete kontrollimiseks määratakse neile mõjuvad koormused. Hoone asukohaks on eeldatud Tallinna või Tartu linna.

3.1 Alaliskoormused

Alaliskoormusteks on käesolevas töös võetud tarindite omakaalukoormused, muid püsivaid koormusi (nagu näiteks kohtseadmed) töös ei käsitleta. Kui pole viidatud teisiti, on materjalide omakaalud võetud standardist EVS-EN 1991-1-1 [29]. Tarindite kihistused on osaliselt paika pandud „Standardlahendused kuni kaheksakorrusteliste puithoonete ehitamiseks“ [30] juhendmaterjalis toodud tüüplahenduste põhjal.

Vahelae puhul ei ole kandva kihi (ristkihtpuidu ja betooni) omakaalu tarindi omakaalus arvestatud, kuna tappliited suurendavad betooni mahtu ja seega ka tarindi omakaalu. Täpsem vahelae omakaaluarvutus on toodud peatükis 5.1.

Järgnevalt on toodud tabelikujul tarindite omakaalukoormused:

Tabel 3.1 Katuslae kihistus ja omakaal

KL-01	Mahukaal	Kihi paksus	Normatiivne pinnakoormus
Kiht/materjal	kN/m ³	mm	kN/m ²
2xSBS bituumenrullmaterjal			0,100
Isover Ol-Top	1 [31]	50	0,050
Isover Ol-Lam	0,53 [32]	350	0,186
SBS bituumen aurutõke			0,050
CLT	5	200	1,000
Tulekindel kipsplaat	9	15	0,135
Tulekindel kipsplaat	9	15	0,135
Kommunikatsioonid			0,250
Metallkarkass	0,31 [33]		0,310
Mineraalvill	0,31 [34]	30	0,009
Kipsplaat	9	12,5	0,113
	Kokku (koos kandva kihiga):		2,337

Tabel 3.2 Vahelae kihistus ja omakaal bürooruumides

VL-01	Mahukaal	Kihi paksus	Normatiivne pinnakoormus
Kiht/materjal	kN/m ³	mm	kN/m ²
Tõstetud põranda süsteem			0,440 [35]
Mineraalvill	0,31 [34]	30	0,009
Betoon	25	100	2,500
CLT	5	260	1,300
Tulekindel kips	9	15	0,135
Tulekindel kips	9	15	0,135
Kommunikatsioonid			0,250
Metallkarkass	0,31 [33]		0,310
Mineraalvill	0,31 [34]	30	0,009
Kipsplaat	9	12,5	0,113
	Kokku (ilma kandva kihita):		1,401

Tabel 3.3 Vaheale kihistus ja omakaal niisketes ruumides

VL-02	Mahukaal	Kihi paksus	Normatiivne pinnakoormus
Kiht/materjal	kN/m ³	mm	kN/m ²
Keraamiline plaat	20	10	0,200
Betoon	25	100	2,500
CLT	5	260	1,300
Tulekindel kips	9	15	0,135
Tulekindel kips	9	15	0,135
Kommunikatsioonid			0,250
Metallkarkass	0,31 [33]		0,310
Mineraalvill	0,31 [34]	30	0,009
Kipsplaat	9	12,5	0,113
	Kokku (ilma kandva kihita):		1,152

Tabel 3.4 Välisseina kihistus ja omakaal

VS-01	Mahukaal	Kihi paksus	Laius	Samm	Normatiivne pinnakoormus
Kiht/materjal	kN/m ³	mm	mm	mm	kN/m ²
Tsementkiudplaat	12	12			0,144
Distantслиistud	5	22	50	600	0,009
Tuuletõkkevill	1 [36]	30			0,030
OSB	8	15			0,120
Puitkarkass	5	240	45	600	0,090
PAROC Linio Pro	0,86 [37]	240	555	600	0,191
OSB	8	15			0,120
Aurutõke					0,050
Puitkarkass	5	50	50	600	0,021
PAROC WAS 50	0,45 [37]	50	550	600	0,021
Kipsplaat	9	12,5			0,113
Tulekindel kipsplaat	9	15			0,135
				Kokku	1,043

Tabel 3.5 Korterite vahelise siseseina kihistus ja omakaal

SS-01	Mahukaal	Kihi paksus	Laius	Samm	Normatiivne pinnakoormus
Kiht/materjal	kN/m ³	mm	mm	mm	kN/m ²
Tulekindel kipsplaat	9	15			0,135
Kipsplaat	9	12,5			0,113
Puitkarkass	5	120	50	600	0,050
PAROC WAS 50	0,45 [37]	120	550	600	0,050
OSB	8	15			0,120
Õhkvahe	0	30			0,000
Villaplaad	1 [36]	30			0,030
OSB	8	15			0,120
Puitkarkass	5	120	50	600	0,050
PAROC WAS 50	0,45	120	550	600	0,050
Kipsplaat	9	12,5			0,113
Tulekindel kipsplaat	9	15			0,135
				Kokku	0,964

Tabel 3.6 Siseseina kihistus ja omakaal

SS-02	Mahukaal	Kihi paksus	Laius	Samm	Normatiivne pinnakoormus
Kiht/materjal	kN/m ³	mm	mm	mm	kN/m ²
Tulekindel kipsplaat	9	15			0,135
OSB	8	15			0,120
Puitkarkass	5	150	50	600	0,063
PAROC WAS 50	0,45 [37]	150	550	600	0,062
OSB	8	15			0,120
Tulekindel kipsplaat	9	15			0,135
				Kokku	0,634

3.2 Muutuvkoormused

Muutuvkoormuste hulka arvestatakse kasus-, lume- ja tuulekoormused.

3.2.1 Kasuskoormus

Kasuskoormus on mööbli, inimeste, teisaldatavate vaheseinte jmt kaalust põhjustatud muutuvkoormus. Vahelaele mõjuv kasuskoormus määratakse ruumi kasutusfunktsioonile vastava klassi järgi. [14, p. 186]

Käesolevas magistritöös käsitletava hoone ruumid võib kasutusfunktsiooni järgi liigitada eluruumideks (klass A) ning bürooruumideks (klass B). Klassi A korral arvestatakse vahelaele ühtlaselt jaotatud koormust $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ ja koondatud koormust

$Q_k = 2,0 \text{ kN}$ [29, p. 44], trepikodasid antud magistritöös ei käsitleta ning hoonele ei ole planeeritud rõdusid. Klassi B puhul võetakse vahelagedele mõjuvaks kasuskoormuseks $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ ja $Q_k = 2,0 \text{ kN}$ [29, p. 44].

Katused liigitatakse käesolevas töös klassi H, kus kasuskoormuseks on $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$ ja $Q_k = 1,5 \text{ kN}$. Katuste puhul lume- ja kasuskoormust üheaegselt arvesse ei võeta. [29, pp. 15, 45]

3.2.2 Lumekoormus

Katusele mõjuv normatiivne lumekoormus leitakse valemiga:

$$s = \mu_i s_k i \quad (3.1)$$

kus μ_i – lumekoormuse kujutegur;

s_k – lumekoormuse normatiivne suurus maapinnal, $[\text{kN/m}^2]$. [38, p. 13]

Arvestades, et hoonel on lamekatus, mille kalle on kuni $\alpha = 2^\circ$, on lumekoormuse kujuteguriks $\mu_1 = 0,8$. Eeldades hoone asukohaks Tallinna või Tartu linna, on vastavalt standardi EVS-EN 1991-1-3 rahvuslikus lisas toodud Eesti ehituslike lumekoormuste kaardile lume normatiivseks koormuseks maapinnal $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

Lumi võib kuhjuda erinevate eendite ja takistuste taha. Lume kuhjumist võetakse arvesse teguriga $\mu_2 = \gamma h_p / s_k$, kusjuures $0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$, γ on lume puistemahukaal, mis võetakse 2 kN/m^3 . [38, p. 21] Võttes katuseparapeti kõrguseks mitte rohkem kui $h_p = 0,5 \text{ m}$ ning eeldades, et sellest kõrgemaid muid takistusi katusel ei ole, on teguri μ_2 väärtuseks $\mu_2 = 2 \times 0,5 / 1,5 = 0,667 < 0,8$ ehk $\mu_2 = \mu_1$.

Katusele mõjuv normatiivne lumekoormus on valemi (3.1) järgi seega:

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

3.2.3 Tuulekoormus

Eestis on tuule baaskiiruseks $v_b = 21 \text{ m/s}$, sellele vastav tuule kiirusrõhk III maastikutüübi puhul on [14, p. 193] järgi arvutatav seosega:

$$q_p = 12,81 \left(\ln \frac{z_e}{0,3} \right)^2 + 89,64 \ln \frac{z_e}{0,3}; \quad (3.2)$$

kus z_e – arvutuskõrgus, [m].

Hoone kõrguseks on $H = 29,5 \text{ m}$ ning laiuseks $B = 17,8 \text{ m}$, seega $B < H < 2B$ ning kuni kõrguseni B on hoone seinale mõjuvaks kiirusrõhuks $q_p(z_e) = q_p(B)$, sellest kõrgemal

$q_p(z_e) = q_p(H)$ [39]. Hoone pikkuseks on $L = 36,8$ m, $H < L$ ning seega on neil külgedel kiirusrõhuks $q_p(z_e) = q_p(H)$ (vt joonis 3.1).

$$q_p(H) = 12,81 \left(\ln \frac{29,5}{0,3} \right)^2 + 89,64 \ln \frac{29,5}{0,3} = 680,990 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,681 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2};$$

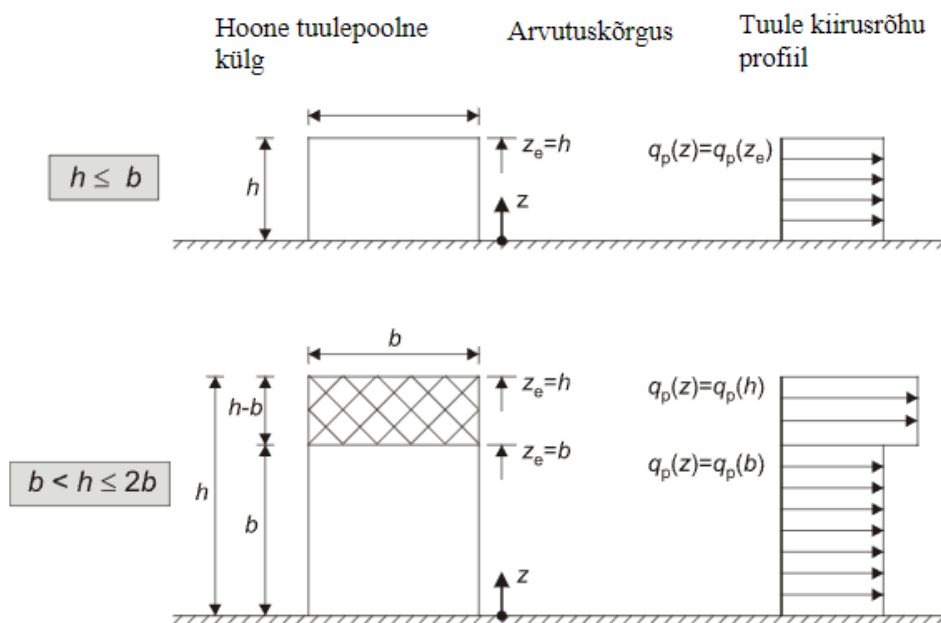
$$q_p(B) = 12,81 \left(\ln \frac{17,8}{0,3} \right)^2 + 89,64 \ln \frac{17,8}{0,3} = 580,111 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,580 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Konstruksiooni välispindadele mõjuv tuulerõhk leitakse valemiga [39]:

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe}; \quad (3.3)$$

kus c_{pe} – välisõhu rõhutegur.

Kõik töös käsitletava hoone seina- ja katusepinnad on suuremad kui 10 m^2 , mistõttu on tuulerõhu arvutustes kasutatud välisrõhutegurit $c_{pe,10}$.



Joonis 3.1 Hoone tuulepoolse seina arvutuskõrgus z_e vastavalt kiirusrõhu profiilile sõltuvalt H ja B / L väärtustest [39, p. 35]

Tuule koormustsoonide pinna suuruse abiteguri e väärtusteks on:

- Juhul kui tuul mõjub hoone pikema küljega risti
 $e = \min\{L; 2H\} = \min\{36,8; 2 \times 29,5 = 59\} = 36,8$ m;
- ning juhul kui tuul mõjub hoone lühema küljega risti
 $e = \min\{B; 2H\} = \min\{17,8; 2 \times 29,5 = 59\} = 17,8$ m.

Tuulekoormus katusele

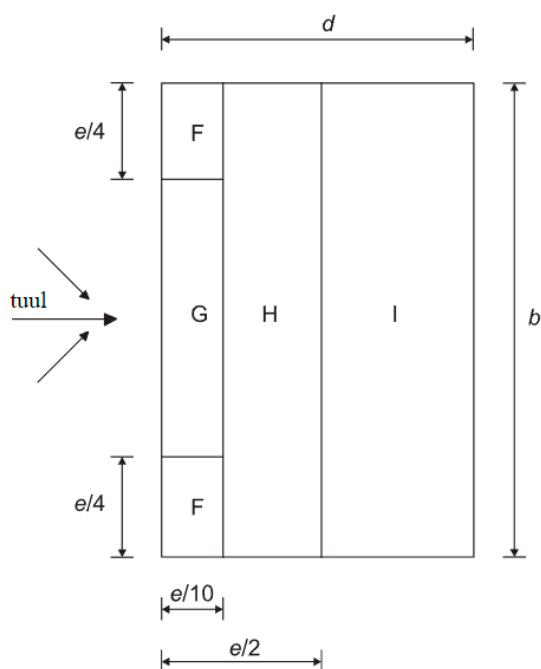
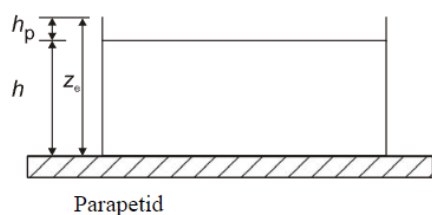
Hoonel on lamekatust, mille parapet on $H_p = 0,5$ m kõrge, hoone kõrgus ilma parapetita on $H = 29$ m. Vastavate kõrguste suhe on $H_p/H = 0,5/29 = 0,0172$. Tabelites tähistab miinuskärg tuule tõstvat jõudu, plussmärg aga suruvat jõudu.

Tabel 3.7 Lamekatuse tuulerõhutegurid [39, p. 39]

Katusetüüp	Tsoon			
	F	G	H	I
Parapetiga räästas	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
$h_p/h = 0,0$ (täisnurkse räästa järgi)	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$
$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$

Tabel 3.8 Lamekatuse eri tsoonidele mõjuvad tuulerõhud vastavalt tuulerõhuteguritele

Tsoon	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,662	-1,131	-0,700	$\pm 0,200$
w_e [kN/m ²]	-1,1319	-0,7702	-0,4767	$\pm 0,1362$

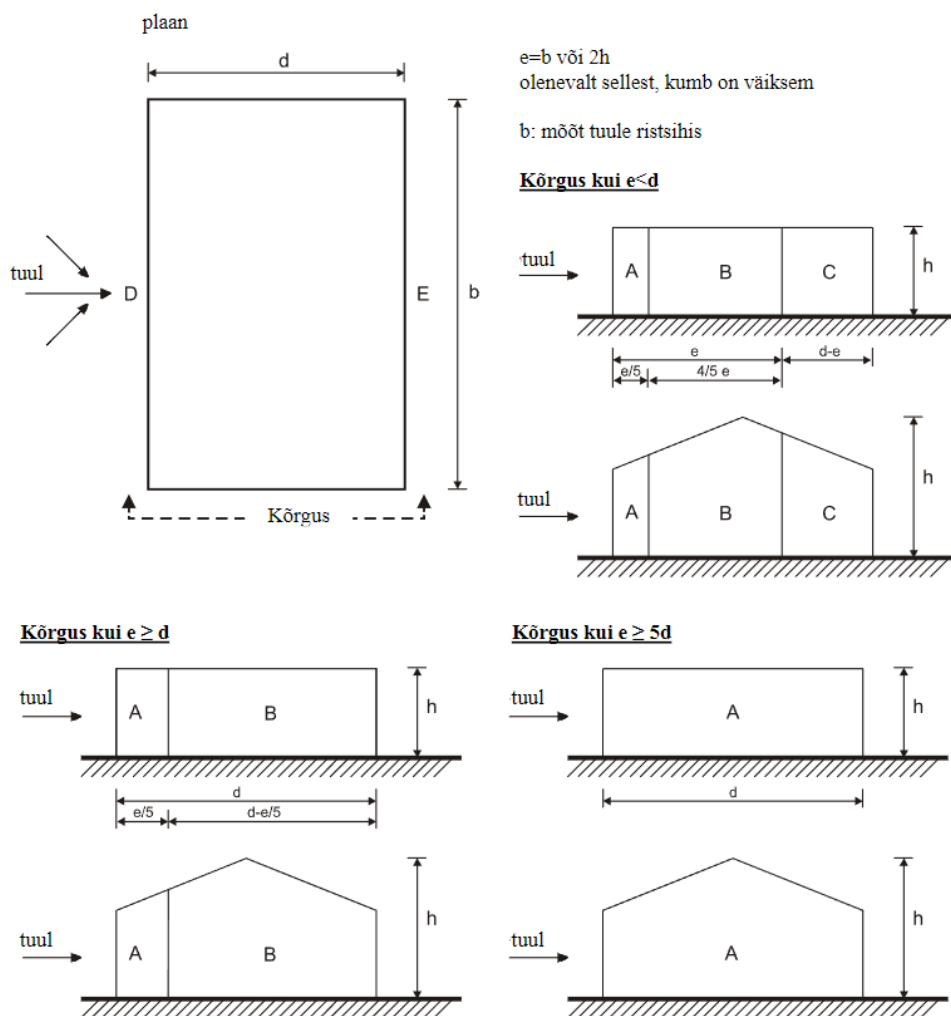


Joonis 3.2 Lamekatuse koormustsoonid [39, p. 38]

Tuulekoormus seintele

Tabel 3.9 Ristkülikulise põhiplaaniga hoone seinte tuulerõhutegurid [39, p. 36]

Tsoon	A	B	C	D	E
H/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
≥ 5	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,7
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3



Joonis 3.3 Ristkülikulise põhiplaaniga hoone seinte koormustsoonid [39, p. 36]

Tabel 3.10 Seinte eri tsoonidele mõjuvad tuulerõhud vastavalt tuulerõhuteguritele $H/d = 29,5/17,8 = 1,653$

Tsoon	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,200	-0,800	-0,500	+0,800	-0,533
w_e [kN/m ²]	-0,8172	-0,5448	-0,3405	+0,5448	-0,3627

Tabel 3.11 Seinte eri tsoonidele mõjuvad tuulerõhud vastavalt tuulerõhuteguritele $H/d = 29,5/36,8 = 0,800$

Tsoon	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,200	-0,800	-0,500	+0,733	-0,447
$w_e(H)$ [kN/m ²]	-0,8172	-0,5448	-0,3405	+0,5267	-0,3043
$w_e(B)$ [kN/m ²]	-0,6961	-0,4641	-0,2901	+0,4487	-0,2592

3.3 Erakorralised koormused

Eesti vabariigi siseministri määruses nr 17 [28] toodud hoone konstruktsioonide kandevõime ja terviklikkuse kriteeriumid on määratud standardtulekahju (ISO 834) [30] olukorda arvestades. Seega ei ole EVS-EN 1991-1-2 [40] alapeatüki 4.1 punkti 4 kohaselt omavahel seotud konstruktsioonelementidele vaja arvestada tulekahjust tingitud temperatuurimuutuste põhjustatud kaudset koormust.

3.4 Koormuskombinatsioonid

Konstruktsioonide kandevõime kontrolliks vajalikud arvutuslikud koormused leitakse alljärgnevate koormuskombinatsioonide abil:

kandepiirseisund:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} ; \quad (3.4)$$

kasutuspiirseisundi normkombinatsioon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} ; \quad (3.5)$$

kasutuspiirseisundi tõenäoline kombinatsioon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} ; \quad (3.6)$$

kus $\gamma_{G,j}, \gamma_{Q,i}$ – koormuse osavarutegur;

$G_{k,j}$ – alaline koormus, [kN/m];

$Q_{k,1}$ – domineeriv muutuvkoormus, [kN/m];

$Q_{k,i}$ – muu muutuvkoormus, [kN/m];

$\psi_{0,i}, \psi_{2,i}$ – kombinatsioonitegurid. [41, pp. 43, 45-46]

3.4.1 Osavarutegurid ja kombinatsioonitegurid

Koormuste osavaruteguriteks on lähtuvalt nende ebasoodsast mõjust alaliskoormustele $\gamma_G = 1,2$ (kandevõime kaotus) ning muutuvkoormustele $\gamma_Q = 1,5$ [41, p. 89]. Koormuste kombinatsioonitegurid on toodud alljärgnevas tabelis.

Tabel 3.12 Koormuste kombinatsioonitegurid [41, p. 88]

Koormus	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kasuskoormus (klass A/B)	0,7	0,5	0,3
Lumekoormus	0,5	0,2	0,0
Tuulekoormus	0,6	0,2	0,0

Materjalide osavaruteguriteks on võetud ristkihtpuidul 1,3 ning liimpuidul 1,25. Vastavalt Eurokoodeks 5 rahvuslikule lisale võetakse liidete osavaruteguriks ühendatavate elementide, mille osavarutegur on erinev, osavaruteguritest suurema väärtusega tegur. [17, p. 123] Betooni osavaruteguriks on Eurokoodeks 2 järgi 1,5 ning selles paikneva armatuurterase osavaruteguriks 1,15 [11, p. 24]. Tulekahjuolukorras on betooni osavaruteguriks $\gamma_{M,fi} = 1,0$ [42, p. 16] ning puidul $\gamma_{M,fi} = 1,0$ [43, p. 19].

4 ARVUTUSMETOODIKA

Siin peatükis on välja toodud kõik vahelaeplaadi, katuslae, talade ja postide dimensioneerimisel kasutatud valemid.

4.1 Sisejõud

Vahelaeplaati vaadeldakse käesolevas töös kui ühe meetri laiust tala ning selle sisejõud postide vahelises sildes leitakse lihttala arvutusskeemi järgi, postidest üleulatuva osa sisejõude arvutatakse aga vastavalt konsoolse tala arvutusmudelile. Sisejõudude leidmiseks on kasutatud „Ehituskonstruktori käsiraamatu“ [14] 4. peatükis toodud valemid. Raudbetootala ja liimpuittala vaadeldakse sisejõudude arvutamisel kui lauskoormusega koormatud lihttala, mille laiuks on tala enda laius b ja kõrguseks h . Talade sisejõud leitakse valemitega (4.2) ja (4.5).

Paindemoment silde keskel leitakse valemiga:

$$M = \frac{p_{lagi} L_{sille}^2}{8}; \quad (4.1)$$

$$M = \frac{p_{tala} L_{tala}^2}{8} + \frac{F_{sise} L_{tala}}{4}; \quad (4.2)$$

kus p_{lagi} – vahe- või katuslae mõjuv arvutuslik lauskoormus, [kN/m];

L_{sille} – vahe- või katuslae sille, [m];

p_{tala} – talale mõjuv arvutuslik lauskoormus, [kN/m];

F_{sise} – siseseina omakaalukoormus, [kN];

L_{tala} – tala sille, [m].

Paindemoment konsoolse osa toel arvutatakse valemiga:

$$M = \frac{p_{lagi} L_{kons}^2}{2} + F_{välis} L_{kons}; \quad (4.3)$$

kus L_{kons} – konsooli pikkus, [m];

$F_{välis}$ – välisseina omakaalukoormus, [kN].

Suurim põikjõud leitakse valemiga:

$$V = \frac{p_{lagi} L_{sille}}{2}; \quad (4.4)$$

$$V = \frac{p_{tala} L_{tala}}{2} + \frac{F_{sise}}{2}. \quad (4.5)$$

Suurim põikjõud konsoolse osa toel on:

$$V = p_{lagi} L_{kons} + F_{välis}. \quad (4.6)$$

Liimpuidust posti vaadeldakse kui kummastki otsast liigendühendusega posti. Töös on eeldatud, et postile mõjub tsentriline survejõud ja et täiendav paindemoment tekib vaid võimalikust elemendi kõverusest. Täpsem info vastava arvutuse kohta on toodud alapeatükis 4.9.

4.2 Geomeetrilised suurused

Ristlüliliku ristlõike pindala leitakse valemiga [14, p. 26]:

$$A = b \times h; \quad (4.7)$$

kus b – ristlõike laius, [mm];

h – ristlõike kõrgus, [mm].

Inertsimomendid ristkülikulise ristlõike korral on [14, p. 26]:

$$I_y = \frac{bh^3}{12}; \quad (4.8)$$

$$I_z = \frac{b^3h}{12}. \quad (4.9)$$

Ristkülikulise ristlõike vastupanumomendiks y -telje suhtes on [14, p. 26]:

$$W_y = \frac{bh^2}{6}. \quad (4.10)$$

4.3 Materjalide arvutuslikud tugevused

Puidu arvutuslik tugevus arvutatakse valemiga:

$$f_d = \frac{k_{mod} f_k}{\gamma_M}; \quad (4.11)$$

kus k_{mod} – modifikatsioonitegur, mis arvestab koormuse kestuse ja niiskuse mõju puidu tugevusele;

f_k – vastav puidu normatiivne tugevusnäitaja, [N/mm²];

γ_M – materjali osavarutegur. [17, p. 25]

Betooni arvutuslik tugevus leitakse seosega [11, p. 34]:

$$f_d = \alpha_{cc(ct)} \frac{f_{ck(ctk,0,05)}}{\gamma_M}; \quad (4.12)$$

kus $\alpha_{cc(ct)}$ – koormuse kestuse ja rakendusviisi ebasoodsat mõju betooni tugevusele arvestav tegur, EVS-EN 1992-1-1 rahvusliku lisa järgi kasutatakse Eestis väärtust $\alpha_{cc(ct)} = 1,0$;

$f_{ck(ctk,0,05)}$ – vastav betooni normatiivne tugevusnäitaja, [N/mm²].

Betooni ja puidu vahelise nihkeliite arvutuslik tugevus leitakse valemiga (4.11), kasutades seal modifikatsioonitegurit $k'_{mod} = \sqrt{\alpha_{cc} k_{mod}}$ [9, p. 19].

4.4 Roome mõju

Roome näitab materjali omadust aja möödudes sama pinge juures rohkem deformeeruda. [44, p. 154]

Betooni ja puidu omadused materjalina on erinevad, mistõttu on ka komposiitlemendi osad erineva jäikusega, mõjutades sellega sisejõudude jaotumist ristlõikes [5, p. 21]. Kandepiir seisundis tuleb seetõttu kasutada roomega arvestavaid jäikusomaduste lõplike keskväärtusi [17, p. 23].

Puidu korral võetakse roomet arvestades materjali jäikusomadusteks [17, p. 23]:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_{puit} \psi_2 k_{def})}; \quad (4.13)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_{puit} \psi_2 k_{def})}; \quad (4.14)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + \psi_{liide} \psi_2 k'_{def})}; \quad (4.15)$$

kus E_{mean} – puidu elastsusmooduli keskväärtus, [N/mm²];

G_{mean} – puidu nihkemooduli keskväärtus, [N/mm²];

K_{ser} – liite nihkemoodul, [N/mm];

ψ_2 – muutuva koormuse tõenäolise väärtuse tegur, domineeriva muutuva koormuse korral võetakse $\psi_2 = 1$;

ψ_{puit} , ψ_{liide} – komposiitse käitumise mõju efektiivsele roometegurile arvestav tegur [9, pp. 20-21];

k_{def} – deformatsioonitegur, mis arvestab roome ja niiskuse koosmõjust põhjustatud deformatsioone ajas;

k'_{def} – deformatsiooniteguri väärtus nihkeliitel, $k'_{def} = 2k_{def}$ [9, p. 20].

Efektiivne betooni elastsusmoodul arvestades roome mõju:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_{bet}\varphi(t, t_0)}; \quad (4.16)$$

kus E_{cm} – betooni keskmine elastsusmoodul, [N/mm²];

ψ_{bet} – komposiitse käitumise mõju betooni efektiivsele roometegurile arvestav tegur [9, p. 20];

$\varphi(t, t_0)$ – betooni roometegur. [11, p. 132]

Komposiitse käitumise mõju roomele võetakse arvesse tabelis 4.1 toodud modifikatsiooniteguritega ψ_{puit} , ψ_{liide} ja ψ_{bet} .

Tabel 4.1 Roometegurite modifikatsioonitegurid [9, p. 26]

	$t = \infty$	$t = 3 \text{ kuni } 7 \text{ aastat}$
Betoon, $\varphi = 3,5$:		
ja $k_{def} = 0,6$	$\psi_{bet} = 2,6 - 0,8\gamma_1^2$	$\psi_{bet} = 2,5 - \gamma_1^{1,1}$
ja $k_{def} = 0,8$	$\psi_{bet} = 2,3 - 0,5\gamma_1^{2,6}$	$\psi_{bet} = 2,2 - 0,8\gamma_1^{1,2}$
Betoon, $\varphi = 2,5$:		
ja $k_{def} = 0,6$	$\psi_{bet} = 2,0 - 0,5\gamma_1^{1,9}$	$\psi_{bet} = 1,9 - 0,6\gamma_1^{1,1}$
ja $k_{def} = 0,8$	$\psi_{bet} = 1,8 - 0,3\gamma_1^{2,5}$	$\psi_{bet} = 1,7 - 0,5\gamma_1^{1,1}$
Puit:		
kõik juhud	$\psi_{puit} = 1,0$	$\psi_{puit} = 0,5$
Liited:		
kõik juhud	$\psi_{liide} = 1,0$	$\psi_{liide} = 0,65$
Ajahetkel $t = 0$ on ψ_{bet} , ψ_{puit} ja ψ_{liide} väärtused 0,0.		

kus γ_1 – betooni ja puidu vaheliste liidete järeleandvust arvestav tegur ajahetkel t_0 .

Üldjuhul leitakse betooni roometegur graafilisel teel EVS-EN 1992-1-1 alapeatükis 3.1.4 toodud jooniselt. Kuna käesoleva magistritöö üheks osaks on Exceli põhise kalkulaatori loomine, on siin betooni roometegur leitud sama standardi lisas B toodud valemite abil, mis on ka järgnevalt välja toodud.

Betooni roometegur leitakse valemiga:

$$\varphi_0(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0); \quad (4.17)$$

kus φ_0 – mõtteline roome algtegur:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0); \quad (4.18)$$

kus φ_{RH} – suhtelise niiskuse RH mõju mõttelisele roome algtegurile arvesse võttev tegur:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2; \quad (4.19)$$

kus RH – suhteline õhuniiskus ümbritsevas keskkonnas;

$\beta(f_{cm})$ – betooni tugevuse toimet mõttelisele roome algtegurile arvesse võttev tegur:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}; \quad (4.20)$$

f_{cm} – betooni keskmine survetugevus 28-päeva vanuselt, [N/mm²];

$\beta(t_0)$ – betooni koormamisaegse vanuse efekti mõttelisele roome algtegurile arvesse võttev tegur:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})}; \quad (4.21)$$

h_0 – betoonelemendi abimõõde, [mm]:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}; \quad (4.22)$$

A_c – betoonristlõike pindala, [mm²];

u – õhule avatud ristlõikeosa ümbermõõt, [mm];

$\beta_c(t, t_0)$ – koormamise alguse järgse roome ajaliskulgu iseloomustav tegur:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}; \quad (4.23)$$

kus t – betooni vanus päevades vaadeldaval ajahetkel, võttes vaadeldavaks hetkeks hoone projekteeritud kasutuseale vastavalt 50 aastat, on betooni vanus $t = 50 \times 365 = 18250$ päeva;

t_0 – betooni vanus päevades koormuse rakendamise hetkel;

β_H – tegur, mis arvestab suhtelise niiskuse ja elemendi mõõtmete mõju:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3; \quad (4.24)$$

$\alpha_{1/2/3}$ – betooni tugevuse mõju arvestavad tegurid, kui $f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$ on

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1,0;$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}; \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}. \quad (4.25)$$

[11, pp. 202-203]

4.5 Mahukahanemise mõju

Betooni mahukahanemise mõju peaks komposiitse vahelae puhul arvestama nii kande- kui ka kasutuspiir seisundis. Betooni mahukahanemist võetakse arvesse mitteelastse deformatsioonina ning seda arvestatakse alates betooni kivistumise hetkest t_c .

[9, p. 16]

Mitteelastseid deformatsioone väljendatakse fiktiivse vertikaalse koormusena:

$$p_{sts,k} = C_{p,sts} \Delta \varepsilon; \quad (4.26)$$

$$C_{p,sts} = \pi^2 \frac{E_1 A_1 E_2 A_2 z \gamma_1}{(E_1 A_1 + E_2 A_2) L^2}; \quad (4.27)$$

kus $C_{p,sts}$ – koefitsient;

$\Delta \varepsilon$ – puidu ja betooni mitteelastsete deformatsioonide erinevus;

E_1 – betooni elastsusmoodul, $[\text{N/mm}^2]$;

A_1 – betoonikihi ristlõikepindala, $[\text{mm}^2]$;

E_2 – puidu elastsusmoodul, $[\text{N/mm}^2]$;

A_2 – puiduosa ristlõikepindala, $[\text{mm}^2]$;

z – betooni ja puidu raskuskeskmete vahekaugus, $[\text{mm}]$;

γ_1 – betooni ja puidu vahelise nihkeliite järeleandvust arvesse võttev tegur, leitakse valemiga (4.40);

L – sildeava pikkus, $[\text{mm}]$. [9, p. 49]

Nimetatud fiktiivse jõu arvutuslik väärtus leitakse valemiga [5, p. 148]:

$$p_{sts,d} = \gamma_{sh} \times p_{sts,k}; \quad (4.28)$$

kus γ_{sh} – mahukahanemise osavarutegur, [9] kohaselt $\gamma_{sh} = 1,35$.

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon_2 - \varepsilon_1; \quad (4.29)$$

kus ε_2 – puidu mahukahanemise/paisumise deformatsioon;

ε_1 – betooni mahukahanemise deformatsioon. [9, p. 49]

Puidu niiskusesisaldusest tulenevat puidu mahukahanemist või paisumist võetakse arvesse muutlike keskkonnatingimuste korral [9, pp. 16-18]. Eeldades, et vahelage ümbritseva keskkonna temperatuur ei varieeru rohkem kui 20 K, puit on saavutanud oma tasakaaluniiskuse ning selle niiskus ei kõigu aasta lõikes rohkem kui 6%, võib keskkonnatingimused liigitada suhteliselt muutumatuteks ning temperatuuri ja puidu niiskuse kõikumise mõju võib hüljata [5, p. 142].

Betooni üldine mahukahanemise deformatsioon leitakse seosega:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}; \quad (4.30)$$

kus ε_{cd} – kuivmahukahanemisdeformatsioon;

ε_{ca} – autogeenne mahukahanemisdeformatsioon. [11, p. 32]

Lõplik kuivmahukahanemisdeformatsioon leitakse valemiga:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{cd,0}; \quad (4.31)$$

kus k_h – tegur, mis sõltub suurusest h_0 , vastavad väärtused on toodud tabelis 4.2;

$\varepsilon_{cd,0}$ – kuivmahukahanemisdeformatsiooni baassuurus:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times e^{\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH}; \quad (4.32)$$

kus α_{ds1} – tegur, mis oleneb tsemendi liigist, tsemendi klassi N korral $\alpha_{ds1} = 4$;

α_{ds2} – tegur, mis oleneb tsemendi liigist, tsemendi klassi N puhul $\alpha_{ds2} = 0,12$;

f_{cm} – betooni keskmine survetugevus, [N/mm²];

f_{cm0} – survetugevuse baasväärtus, $f_{cm0} = 10$ N/mm²;

β_{RH} – õhuniiskust arvestav tegur:

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]; \quad (4.33)$$

kus RH – suhteline õhuniiskus ümbritsevas keskkonnas;

RH_0 – suhtelise niiskuse baasväärtus, $RH_0 = 100$ %. [11, p. 204]

Lõplik autogeenne mahukahanemisdeformatsioon arvutatakse valemiga:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6}; \quad (4.34)$$

kus f_{ck} – betooni normatiivne survetugevus, [N/mm²]. [11, p. 33]

Betooni mahukahanemisdeformatsiooni ε_1 väärtuseks hetkel t_0 võetakse $\varepsilon_1 = 0$ ning perioodil $t = 3$ kuni 7 aastat $\varepsilon_1 = 0,6\varepsilon_{1,\infty}$. [9, p. 27]

Mitteelastsete deformatsioonide mõju ristlõike efektiivsele paindejäikusele võetakse arvesse teguriga $C_{J,sls}$:

$$(EI)_{ef,sls} = C_{J,sls}(EI)_{ef}; \quad (4.35)$$

$$C_{J,sls} = \frac{p_{sls,d} + p_d}{\frac{E_1 A_1 + E_2 A_2}{\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2} p_{sls} + p_d}; \quad (4.36)$$

kus $(EI)_{ef}$ – komposiitristlõike efektiivne paindejäikus, [Nmm²];

$p_{sls,d}$ – fiktiivne vertikaalne jõud, [N/mm];

p_d – arvutuslik jõud väliskoormustest, [N/mm]. [9, pp. 50-52]

Tabel 4.2 Teguri k_h väärtused

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

4.6 Ristkihtpuit-betoon komposiit vahelaeplaadi arvutus

Ristlõikes esinevate sisejõudude ja -pingete leidmiseks on võimalik kasutada nii diferentsiaalvõrrandeid, γ -meetodit, varrasskeemi, nihkeanalogia meetodit kui ka lõplike elementide põhised mudeldamist. Meetodid erinevad oma rakendatavuse ulatuse ning vajaliku töömahu poolest, mistõttu peaks meetodi valik sõltuma tulemuse soovitud täpsusest ning sellest, mis mõjusid meetod arvesse võtab. [5, p. 78]

Käesolevas magistritöös on kasutatavaks meetodiks valitud γ -meetod, kuna see on kaetud standardis EVS-EN 1995-1-1.

4.6.1 γ -meetod

γ -meetodi kasutamisel tuleb arvesse võtta teatavaid eelduseid ja piire:

- Tala võetakse lihttalana, mille sildeava on L . Jätkuvtala skeemi puhul võetakse arvutus pikkuseks 0,8 sildeavast ning konsooltaladel kahekordne konsooli pikkus [17, p. 111];
- Tala on koormatud z-telje suunalise koormusega, mis tekitab sinusoidse või parapoolse paindemomendi epüüri [17, p. 111];

- Nihkeliidete vaheline samm peab olema konstantne, kuid see võib ka muutuda ühtlaselt nihkejõu muutumisele vastavalt vahemikus s_{min} kuni s_{max} , kusjuures $s_{max} \leq 4 \times s_{min}$ [17, p. 111];
- Modifitseerimata γ -meetod ei arvesta mitteelastsete temperatuurist, materjalide paisumisest või erinevast mahukahanemisest põhjustatud deformatsioonidega [5, p. 82].

γ -meetodi modifitseeritud variant võtab arvesse ka mainitud tegurite põhjustatud mitteelastseid deformatsioone, mille leidmiseks vajalikud valemid on välja toodud käesoleva töö alapeatükis 4.5.

Liite nihkejäikuse ühtlast jagunemist sildes võib arvesse võtta juhul, kui nihkeliidete samm on väiksem või võrdne 5 % sildeavast. Kui nihkeliidete samm on suurem kui 5% sildeavast, tuleks liited paigutada proportsionaalselt vastavalt mõjuvale nihkejõule. [9, p. 24]

Võttes arvesse käesoleva töö alapeatükis 2.2 välja toodud nõudeid tappliidetele, on enamikel juhtudel võimatu konstrueerida komposiitkonstruktsiooni, kus tappide samm oleks vähem kui 5 % sildeavast. Lisaks kipub γ -meetod sel juhul võrreldes lõplike elementide meetodiga ülehindama konstruktsiooni jäikust [45, pp. 128-131].

Selleks, et ristlõike jäikust, pingeid ja deformatsioone oleks ka suurema tappide sammu korral võimalik γ -meetodi abil arvutada, pakkus B. C. Michelfelder oma 2006. aasta doktoritöös [45] välja valemi efektiivse tappliidete sammu leidmiseks:

$$s_{ef} = 1,14s_{min} + 3,14 \frac{s_{max}}{L_{vlsille}} (s_{max} - s_{min}); \quad (4.37)$$

kus s_{min} – tappide väikseim vahekaugus, [mm];

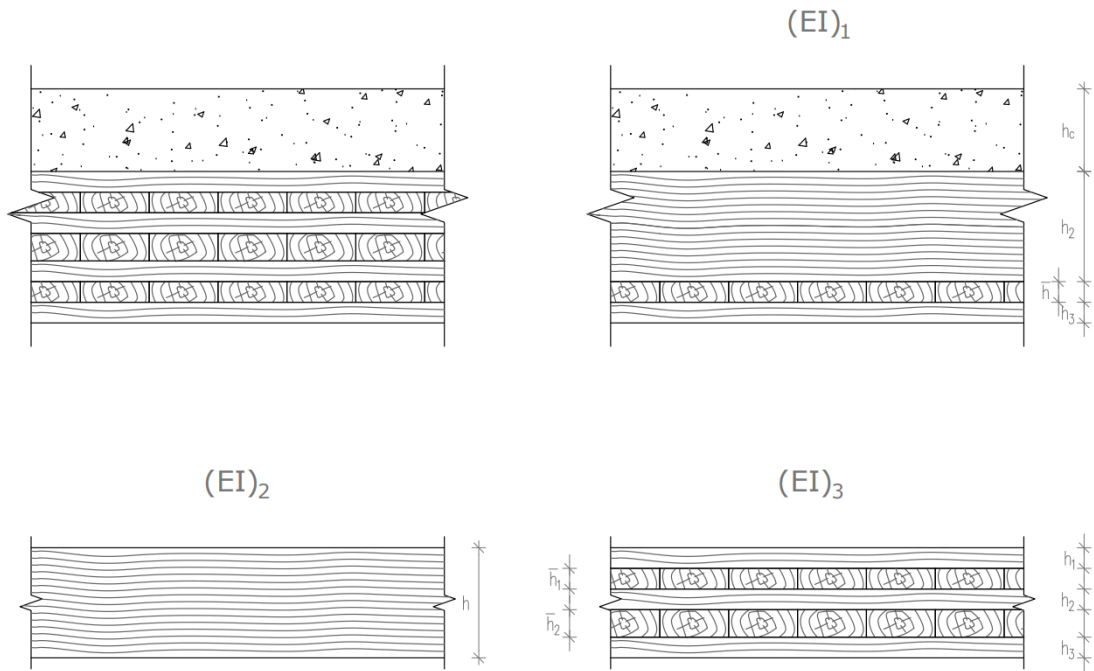
s_{max} – tappide suurim vahekaugus, [mm];

$L_{vlsille}$ – vahelae sildeava pikkus, [mm].

Enama kui kolmekihilise ristkihtpuit paneeli puhul ei ole võimalik CLT-betoon komposiidi arvutusel γ -meetodit otse kasutada. Võttes aluseks Kanadas 2011. aastal ilmunud „CLT handbook“ [46] osa 3 lk 33-38 toodud 7-kihilise CLT plaadi arvutusnäite, on käesolevas magistritöös suurema kihtide arvu korral ristlõike paindejäikuse leidmiseks kasutatud põhimõtet:

$$(EI)_{ef} = (EI)_1 - (EI)_2 + (EI)_3; \quad (4.38)$$

Meetodi puhul teisendatakse $(EI)_1$ leidmiseks betoonkihi poolt vaadates esimene kuni eelviimane pikikiudu CLT kiht ning nende kihtide vahele jäävad ristikiudu kihid üheks tükiks (vt joonis 4.1) ning leitakse vastavad γ -tegurid valemitega (4.40) ja (4.41), raskuskeskmete kaugused ristlõike nulljoonest valemitega (4.42), (4.43) ja (4.44). $(EI)_1$ leitakse valemiga (4.39).



Joonis 4.1 Modifitseeritud γ -meetodi visuaalne selgitus

$(EI)_2$ tähistab eelmises lõigus mainitud tüki paindejäikust, mille leidmisel võetakse vähendusteguri γ väärtuseks $\gamma_2 = 1$. Ristlõike raskuskeskme kaugus arvestatakse koguristlõike nulljoonest ja võetakse seega võrdseks $(EI)_1$ arvutuses kasutatud a_2 'ga. $(EI)_2$ leitakse samuti valemi abil (4.39).

$(EI)_3$ võtab arvesse eelnevalt üheks tükiks teisendatud kihtide paindejäikust. γ -tegurid leitakse valemiga (4.41), kolme kihi puhul võetakse keskmise ja kahe kihi korral alumise kihi vähendusteguriks $\gamma_2 = 1$. Esmalt leitakse keskmise kihi raskuskeskme kaugus vaadeldavate kihtide raskuskeskmest valemiga (4.45). Seejärel leitakse sama kihi raskuskeskme kaugus kogu komposiitristlõike nulljoonest liites sellele $(EI)_1$ arvutuses kasutatud a_2 . Teiste kihtide raskuskeskmete kaugused koguristlõike nulljoonest arvutatakse valemitega (4.44) ja (4.46). $(EI)_3$ väärtus leitakse valemiga (4.39).

Efektivne paindejäikus leitakse γ -meetodi korral valemiga [17]:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2); \quad (4.39)$$

- kus E_i – materjali elastsusmooduli keskvärtus, [N/mm²];
 I_i – vastava ristlõikeosa inertsimoment, [mm⁴];
 γ_i – liidete järeleandvust arvestav tegur;
 A_i – vastava ristlõikeosa pindala, [mm²];
 a_i – vastava ristlõikeosa raskuskeskme kaugus koguristlõike nulljoonest, [mm].

Betooni ja puidu vaheliste liidete järeleandvust arvestav tegur leitakse valemiga:

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_{eff}}{K_i L^2} \right)^{-1}; \quad (4.40)$$

- kus s_{eff} – tappide efektiivne vahekaugus, [mm];
 K_i – tappliite nihkemoodul, [N/mm];
 L – arvutussille või kahekordne konsooli pikkus, [mm]. [17, p. 112]

Ristkihtpuidu puhul eeldatakse, et selle sisemistes ristipaiknevates kihtides normaalpingeid ei teki ning liidete järeleandvuse asemel võetakse arvesse nihkedeformatsioone, rakendades vähendustegurit γ_i :

$$\gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_i A_i \bar{h}_i}{G_R b L^2} \right)^{-1}; \quad (4.41)$$

- kus \bar{h}_i – ristikiudu kihi paksus, [mm];
 G_R – puidu külgnihkemoodul, [N/mm²];
 b – elemendi arvutuslaius, [mm]. [6, p. 236]

Ristlõikeosade raskuskeskmete kaugused koguristlõike nulljoonest arvutatakse valemitega [17, p. 113] [47, p. 133]:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3 + 2\bar{h})}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i}; \quad (4.42)$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2; \quad (4.43)$$

$$a_3 = \frac{h_2 + h_3 + 2\bar{h}}{2} + a_2; \quad (4.44)$$

- kus h_1 – betooni või ülemise ristkihtpuidu kihi paksus, [mm];
 h_2 – keskmise kihi paksus, [mm];
 h_3 – alumise kihi paksus, [mm];
 \bar{h} – ristikiudu kihi paksus, [mm].

Kui kõik kihid on ristkihtpuidust (nt $(EI)_3$ leidmisel), võetakse:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2 + 2\bar{h}_1) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3 + 2\bar{h}_2)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i}; \quad (4.45)$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2 + 2\bar{h}_1}{2} - a_2. \quad (4.46)$$

4.6.2 Kandepiiriseisund

Elemendi kihi raskuskeset läbival teljel on normaalpinge paindemomendist leitav valemiga [17, p. 113]:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M_{Ed}}{(EI)_{ef}}; \quad (4.47)$$

kus M_{Ed} – arvutuslik paindemoment sildeava keskel arvestades ka betooni mahukahanemise mõjuga [Nmm].

Paindemomendi M_{Ed} arvutamisel võetakse arvesse vaid 80% mahukahanemist väljendavast fiktiivsest jõust $p_{sls,d}$, et vältida selle jõu tekitatud paindemomendi ülehindamist. [5, pp. 89-90]

Liitristlõike äärmises kius momentide ümberjagunemise tõttu tekkiv lisapinge on arvutatav valemiga [17, p. 113]:

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M_{Ed}}{(EI)_{ef}}; \quad (4.48)$$

kus h_i – vaadeldava kihi paksus, [mm].

Betoonristlõike puhul kontrollitakse survepingeid ülapiinnas ja tõmbepingeid alapinnas:

$$\pm \sigma_1 - \sigma_{m,1} \leq f_{cd}; \quad (4.49)$$

$$\pm \sigma_1 + \sigma_{m,1} \leq f_{ctd}; \quad (4.50)$$

kus f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, [N/mm²];

f_{ctd} – betooni arvutuslik tõmbetugevus $f_{ctk,0,05}$ järgi, [N/mm²]. [5, p. 138]

Valemities (4.49) ja (4.50) võetakse σ_1 postide vahelises ristlõikes miinusmärgiga ning konsoolses osas paiknevas ristlõikes plussmärgiga.

Ristkihtpuidu pikikiudu kihte tuleb kontrollida paindele koos tõmbega või paindele koos survega olenevalt sellest, kas vaadeldav kiht asub all- või ülalpool komposiitristlõike nulljoont [17, pp. 39-40] [6, pp. 234-358]:

$$\frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_2}{f_{t,0,d}} \leq 1; \quad (4.51)$$

$$\frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,d}} + \left(\frac{-\sigma_2}{f_{c,0;d}}\right)^2 \leq 1; \quad (4.52)$$

kus $f_{m,d}$ – puidu arvutuslik paindetugevus, [N/mm²];

$f_{t,0;d}$ – puidu arvutuslik tõmbetugevus pikikiudu, [N/mm²];

$f_{c,0;d}$ – puidu arvutuslik survetugevus pikikiudu, [N/mm²].

Esmalt tuleks konstruktsiooni kontrollida selle koormamise algushetkel t_0 ning kasutus-
ea lõpus ajal t_∞ . Lisaks selle võib olla vajalik konstruktsiooni kandevõime kontroll ka 3.
ja 7. kasutusaasta vahelisel perioodil, mil betooni ja puidu jäikuste suhe on suurim. See
suhe mõjutab aga pingete jagunemist ristlõikes, mistõttu võivad just sel perioodil
pinged saavutada oma maksimumväärtuse. [5, pp. 107-111] Selleks, et teha kindlaks
3. ja 7. kasutusaasta vahelise perioodi kontrolli vajadus, suurendatakse nii t_0 kui ka t_∞
puidu normaalpingeid 25% võrra, kui kontrolltingimus (4.51) või (4.52) on ka siis
täidetud, pole vahepealse ajaperioodi kontroll eraldi vajalik [9, p. 25].

Samuti tuleb kontrollida ristkihtpuidu nihke ja külgnihkekandevõimet:

$$\tau_{max} \leq f_{v,d}; \quad (4.53)$$

$$\tau_{r,max} \leq f_{v,r,d}; \quad (4.54)$$

kus $f_{v,d}$ – puidu arvutuslik nihketugevus, [N/mm²];

$f_{v,r,d}$ – puidu arvutuslik külgnihketugevus, [N/mm²]. [17, p. 37]

Nihkepinge ristlõike nulljoonel on leitav valemiga [17, p. 113]:

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}(\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b h_2^2)}{b(EI)_{ef}}; \quad (4.55)$$

kus V_{max} – efektiivne maksimaalne nihkejõud, mis arvestab ka mahukahanemise
mõjuga, [kN].

Külgnihkepinge võib arvutada valemiga [6, p. 237]:

$$\tau_{r,max} = \frac{V_{max} E_3 A_3 a_3}{b(EI)_{ef}}. \quad (4.56)$$

Tappliite puhul kontrollitakse, et selles üle kantav koormus oleks väiksem liite
arvutuslikust kandevõimest:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}; \quad (4.57)$$

kus $F_{v,Rd}$ – tappliite arvutuslik kandevõime, leitakse valemiga (4.60), [kN]. [9, p. 40]

Tappliite koormus leitakse valemiga:

$$F_{v,Ed} = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 s_{ef}}{(EI)_{ef,sls}} V_{max}; \quad (4.58)$$

$$V_{max} = -\pi E_2 A_2 \frac{E_1 I_1 + E_2 I_2}{(\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2) L a_1} \Delta \varepsilon + V(p_d); \quad (4.59)$$

kus a_1 – betoonikihi raskuskeskme kaugus koguristlõike nulljoonest, [mm];

s_{ef} – nihkeliidete efektiivne samm, [mm];

$V(p_d)$ – väliskoormustest põhjustatud nihkejõud, [kN]. [9, p. 53]

Tappliite nihkekandevõimeks on vähim järgnevatest:

$$F_{v,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{vcd} b_n l_n \\ f_{cd} b_n h_n \\ k_{cr} f_{v,t,d} b_n l_{min} \\ f_{c,0,d} b_n h_n \end{array} \right. ; \quad (4.60)$$

kus f_{vcd} – betooni arvutuslik nihketugevus, [N/mm²];

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, [N/mm²];

b_n, l_n, h_n – tapi laius, pikkus ja sügavus, [mm];

k_{cr} – puidu pragunemistegur, sae- ja liimpuidul $k_{cr} = 0,67$ [17, p. 37];

$f_{v,t,d}$ – puidu arvutuslik nihketugevus, [N/mm²];

l_{min} – minimaalne puidu nihkepikkus, [mm];

$f_{c,0,d}$ – puidu arvutuslik survetugevus pikikiudu, [N/mm²]. [9, pp. 40-41]

Minimaalne puidu nihkepikkus leitakse seosega [9, p. 41]:

$$l_{min} = 8h_n. \quad (4.61)$$

Betooni nihketugevus arvutatakse valemiga:

$$f_{vcd} = \frac{v f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)}; \quad (4.62)$$

kus v – nihkepragusid arvesse võttev betooni tugevuse vähendustegur, leitakse valemiga (4.115);

θ – nurk elemendi pikitelje ja tingliku surutud betoonvarda vahel, järgneva valemiga määratud θ kootangensi väärtus peaks jääma EVS-EN 1992-1-1 kohaselt vahemikku $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$:

$$\theta = \max \left\{ \tan^{-1} \frac{0,5(h_c + h_n)}{(l_n + l_s)}; \tan^{-1} \frac{h_n}{l_n} \right\}; \quad (4.63)$$

kus h_c – betoonikihi paksus ilma tapita, [mm];

l_s – tappide vahele jääva puiduosa pikkus, [mm]. [9, p. 41]

Tappliiteid peaks kontrollima ka minimaalsele vertikaalsele jõukomponendile, mis on leitav seosega:

$$F_{t,Ed} = \max(F_{v,Ed} \tan \theta; 0, 1F_{v,Ed}); \quad (4.64)$$

kus $F_{t,Ed}$ – arvutuslik tõmbejõud puidu ja betooni vahel, [kN];

$F_{v,Ed}$ – arvutuslik nihkejõud puidu ja betooni vahel, [kN]. [9, p. 43]

See vertikaalne jõud võib põhjustada betooni ja puidu üksteisest eraldumist [9, p. 43], mille takistamiseks nähakse tapis ette teatud arv kruve ühe meetri kohta.

Vertikaalne jõud tapis peab jääma väiksemaks kruvi (välja)tõmbekandevõimest:

$$F_{t,Ed} \leq F_{ax,Rd}. \quad (4.65)$$

Kruvi normatiivne tõmbekandevõime on väiksem suurustest [5, p. 134]:

$$F_{ax,Rk} = \min\{F_{ax,\alpha,Rk}; f_{tens,k}\}. \quad (4.66)$$

Kruvi väljatõmbe normkandevõime puidust $F_{ax,Rk}$ arvutatakse valemiga:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax,k} d l_{ef}}{1,2(\cos \alpha)^2 + (\sin \alpha)^2} \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8}; \quad (4.67)$$

kus n_{ef} – kruvide efektiivne arv, $n_{ef} = n^{0,9}$;

$f_{ax,k}$ – normatiivne väljatõmbeparameeter, vastava väärtuse annab kruvi tootja, [N/mm²];

d – kruvi diameeter, [mm];

l_{ef} – kruvi keermestatud osa süvistussügavus, [mm];

α – nurk puidukiu ja kruvi telje vahel;

ρ_k – puidu normtihedus, [kg/m³];

ρ_a – $f_{ax,k}$ 'ga seostuv tihedus, määratud kruvi tootja poolt, [kg/m³]. [17, p. 75]

Kruvi normatiivne tõmbekandevõime $F_{t,Rk}$ leitakse aga valemiga:

$$F_{t,Rk} = n_{ef} f_{tens,k};$$

kus $f_{tens,k}$ – kruvi normatiivne tõmbetugevus, [N/mm²]. [17, p. 75]

4.6.3 Kasutuspiiriseisund

Vahelaepplaadi läbipaine ei tohiks ületada järgnevaid väärtusi [17, p. 124]:

$$u_{inst} \leq L_{lsille} / 400; \quad (4.68)$$

$$u_{fin} \leq L_{lsille} / 300; \quad (4.69)$$

kus u_{inst} , $u_{net,fin}$ – hetkeline ja lõplik läbipaine, [mm];

L_{lsille} – vahe- või katuslae sildeava pikkus, [mm].

Konsoolse osa lubatavad läbipainded võetakse eelmainitust kaks korda suurema väärtusega. [17, p. 124]

Hetkeline läbipaine leitakse lihttala puhul valemiga [14, pp. 56-57]:

$$u_{inst,G(Q)} = \frac{5p_k L_{lsille}^4}{384(EI)_{ef}}; \quad (4.70)$$

kus p_k – vahelaie ühiklaiusele mõjuv normatiivne lauskoormus, vastavalt leitavale läbipaindele kas alaliskoormus või muutuvkoormus, [N/mm].

Konsoolse osa otsa läbipaine leitakse valemiga [14, p. 56]:

$$u_{inst,G(Q)} = \frac{p_k L_{kons}^4}{8(EI)_{ef}} + \frac{F_{välis} L_{kons}^3}{3(EI)_{ef}}; \quad (4.71)$$

kus L_{kons} – konsooli pikkus, [m];

$F_{välis}$ – välisseina omakaalukoormus, [N].

Lõpliku läbipainde arvutamisel leitakse esmalt roome mõjuga arvestavad elastsusmoodulid ning liite nihkemoodul. Vastavate väärtustega arvutatakse vahelaepplaadi uus paindejäikus. [5, pp. 140-141]

Läbipaine arvutatakse tõenäolisele koormuskombinatsioonile vastava koormusega ning sellest nõ üle jääva muutuvkoormusega [5, pp. 141-142].

$$p_{tõen} = g_{0,k} + g_{1,k} + p_{sls,k} + \psi_{2,1} q_k; \quad (4.72)$$

$$p_q = (1 - \psi_{2,1}) q_k; \quad (4.73)$$

kus $g_{0,k}$ – vahelaepplaadi ühiklaiuse omakaalukoormus, [N/mm];

$g_{1,k}$ – täiendav alaliskoormus muudest vahelaie kihtidest, [N/mm];

$p_{sls,k}$ – mahukahanemisdeformatsioone väljendav fiktiivne koormus, [N/mm];

q_k – kasuskoormus vahelaele, [N/mm];

$\psi_{2,1}$ – kombinatsioonitegur.

Koormustele $p_{töen}$ ja p_q vastavad läbipained leitakse valemitega (4.70) ja (4.71). Saadud läbipained summeeritakse ja võrreldakse lubatud piirväärtusega.

Vibratsioonid

Puidupõhiste põrandate omavõnkesagedust on oluline piirata inimeste mugavuse, ehitise funktsionaalsuse ja aktsepteeritava välimuse tagamiseks. Peamiselt võivad ebamugavust põhjustada inimeste sammuvibratsioon ning erinevate kodumasinate tekitatud vibratsioonid. [6, p. 112]

Ühiklaiusega lihttala omavõnkesagedus on leitav valemiga:

$$f_1 = \frac{\pi}{2L_{vlsille}^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}}; \quad (4.74)$$

kus $(EI)_L$ – vahelaeplaadi ekvivalentne paindejäikus ühiklaiuse kohta plaadi töötamise sihis, $(EI)_L = (EI)_{ef}$, [Nm²/m];

m – ühikpinna mass, [kg/m²]. [17, p. 124]

Vahelaeplaadi konsoolse osa omavõnkesagedus arvutatakse valemiga [48, p. 34]:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3(EI)_L}{0,24mL_{kons}^4}}. \quad (4.75)$$

Standardi EVS-EN 1995-1-1 [17] rahvusliku lisa jaotise NA.7.3.3 järgi peab elu- ja kontoriruumi põrandate, mille põhisagedus $f_1 \geq 9$ Hz puhul kontrollima järgneva tingimuse täitmist:

$$\delta \leq \begin{cases} 1 \text{ mm} & \text{kui } L \leq 2 \text{ m} \\ (1,25-0,125L) \text{ mm} & \text{kui } 2 \text{ m} < L < 6 \text{ m;} \\ 0,5 \text{ mm} & \text{kui } L \geq 6 \text{ m} \end{cases} \quad (4.76)$$

kus δ – 1 kN suuruse koondatud koormuse põhjustatud suurim läbipaine ühes põranda silde suunas, [mm]:

$$\delta = \frac{FL_{vlsille}^2}{42k_\delta(EI)_L}; \quad (4.77)$$

kus F – koondatud koormus, $F = 1000$ N;

k_δ – paindejäikuste erinevust arvestav tegur, $k_\delta = \sqrt[4]{\frac{(EI)_B}{(EI)_L}}$;

$(EI)_L$ – vahelaeplaadi ekvivalentne paindejäikus ühiklaiuse kohta plaadi töötamise suunas, [Nm²/m];

$(EI)_B$ – vahelaeplaadi ekvivalentne paindejäikus ühiklaiuse kohta plaadi töötamise suunaga risti, [Nm²/m].

Standardi [17] rahvusliku lisa jaotis NA.7.3.3 asendab tervikuna sama standardi jaotist 7.3.3, rahuldades kõiki seal olevaid nõudeid. Seetõttu ei leita käesolevast töös ühikimpulsile vastavat kiirusvastet v ning võnkeperioodide arvu n_{40} .

4.6.4 Tulekahjuolukord

Tulekahjuolukorra arvutused teostatakse vastavalt efektiivristlõikemeetodile. Puidu söestumise vähendamiseks kaetakse vahelaeplaadi alumine külg 2 kihi 15 mm paksuse tulekindla (F-tüüpi) kipsplaadiga. Eeldatakse, et ristkihtpuidu kihid on omavahel ühendatud kuumakindla liimiga.

Puidu efektiivne söestumissügavus arvutatakse valemiga:

$$d_{ef,char} = d_{char,n} + k_0 d_0; \quad (4.78)$$

kus $d_{char,n}$ – puidu söestumissügavus ajahetkel t , [mm];

k_0 – nulltugevusega kihi kasvu arvestav tegur, kaitstud puidu puhul $k_0 = t/t_{ch}$;

d_0 – nulltugevusega kihi paksus, [mm]. [43, p. 35]

Nulltugevusega kihi paksus d_0 sõltub CLT paneeli kihtide arvust, plaadi paksusest, tulele avatud külje pingeseisundist (kas see on tõmmatud või surutud) ning temperatuuri gradiendist söekihi all (ehk kas element on kaitstud või mitte). [49, p. 103]

Vastava nulltugevusega kihi paksuse võib leida „Fire Safety for Timber Buildings“ [49] toodud tabelitest 6.8 kuni 6.10. Tule eest kaitstud vahelaeplaatidel on 7-kihiliste enam kui 175 mm kõrguste CLT paneelide nulltugevusega kihi paksuseks 10 mm (tule poole jääb tõmmatud külg) või 13 mm (surutud külg). 5-kihilistel vahelaeplaatidel, mille paksus on suurem kui 100 mm ning tulele on avatud tõmmatud külg, leitakse nulltugevusega kihi paksus seosega $h/35 + 6$, kui tule poole jääb plaadi surutud külg, on nulltugevusega kihi paksuseks 18 mm. [49, pp. 103-104]

Ristkihtpuidu söestumissügavus $d_{char,n}$ sõltub söestumismäärast (eristatakse vahedeta ja vahedega lamelle), kasutatavast liimist (kuumakindel või mitte) ning kaitsekihtide olemasolust. [49, p. 103]

Söestumissügavus hetkel $t_f \leq t$ on leitav valemiga:

$$d_{char,n} = \beta_n k_s [k_2 (t_f - t_{ch}) + k_3 (t - t_f)]; \quad (4.79)$$

kus β_n – söestumismäär, [mm/min];

k_s – ristlõike laiusega arvestav tegur, suurte ristlõigete puhul, kus $b \geq 60$ mm, on $k_s = 1,1$;

k_2 – kaitsetegur, mis arvestab kattekihtide mõju, kipsplaatide korral:

$$k_2 = 1,05 - 0,0073h_p \text{ vuugita tulepoolse kihi korral;} \quad (4.80)$$

$$k_2 = 0,86 - 0,0037h_p \text{ vuugiga tulepoolse kihi korral;} \quad (4.81)$$

t_f – tõrketekkeae, [min];

t_{ch} – söestumise algusaeg, [min];

k_3 – järelkaitsetegur, mis arvestab isolatsiooni olemasolul selle kaitsva mõjuga, isolatsiooni puudumisel $k_3 = k_1 = 1,0$;

t – tulekahju kestus minutites, R60 korral $t = 60$ min. [6, pp. 399; 405, 406]

Ristkihtpuidu, mille lamellide vahel vahed puuduvad või on nende vaheline laius vähem kui 2 mm, vaadeldakse söestumist ühemõõtmelisena ja söestumismääraks võetakse $\beta_0 = 0,65$ mm/min. Juhul kui lamellide vahed on suuremad kui 2 mm kuid väiksemad 6 mm, tuleb söestumismäär leida seosega:

$$\beta_n = k_n \beta_0; \quad (4.82)$$

kus k_n – tegeliku söestunud ristlõike lihtsustatud ristküliku ristlõikeks teisendav tegur, üldjuhul $k_n = 1,5$, ristkihtpuidust plaadi puhul $k_n = 1,2$. [49, pp. 83, 102].

Suuremate kui 6 mm vahede puhul tuleks arvestada, et iga lamell on tulele avatud kolmest küljest. [49, p. 102]

Söestumise algusaeg t_{ch} on leitav valemiga:

$$t_{ch} = 2,1h_{p,tot} - 7; \quad (4.83)$$

kus $h_{p,tot}$ – kipsplaatide kogupaksus, [mm]. [50, p. 28]

Välise kipsplaadi tõrketekkeae:

$$t_{f,1} = 4h_{p,1} - 14; \quad (4.84)$$

kus $h_{p,1}$ – välimise kipsplaadi paksus, [mm]. [50, p. 28]

Kui $t_{f,1} < t_{ch}$, võetakse söestumise algusajaks $t_{f,1}$. [50, p. 28]

Kui kaitsekihtide kogupaksus jääb vahemikku $25 \text{ mm} \leq h_{p,tot} \leq 31 \text{ mm}$, leitakse tõrketekkeae valemiga [50, p. 26]:

$$t_f = 2h_{p,tot} - 3. \quad (4.85)$$

Kui kaitsekihtide paksus on $h_{p,tot} > 31$ mm, on tõrketekkeajaks $t_f = 59$ min. [50, p. 26]

Tõrketekkeaja leidmisel tuleb arvestada ka kinnitusvahendite väljatõmbamisega:

$$t_f = t_{ch} + \frac{l_f - l_{a,min} - h_p}{k_s k_2 k_n k_j \beta_0}; \quad (4.86)$$

kus l_f – kinnitusvahendi ankurduspikkus puidus, käesolevas töös on eeldatud $l_f = 100$ mm, [mm];

$l_{a,min}$ – kinnitusvahendi minimaalne süvistussügavus söestumata puidus,

$l_{a,min} = 10$ mm;

k_j – liitetegur, $k_j = 1,15$. [43, p. 61]

Ristkihtpuidu alumise kihi paksus, hetkel $t = 60$ min, on leitav valemiga:

$$h_{3,fi} = h_3 - d_{ef,char}; \quad (4.87)$$

kus h_3 – ristkihtpuidu alumise kihi algpaksus, [mm]. [49, p. 104]

Kui ristkihtpuidu alumise kihi jääkpaksus on väiksem kui 3 mm, ei arvestata seda koguristlõike efektiivse kõrguse hulka. [49, p. 103]

Puidu tugevus tulekahjuolukorras on leitav valemiga:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_k}{\gamma_{M,fi}}; \quad (4.88)$$

kus $k_{mod,fi}$ – modifikatsioonitegur tulekahjuolukorras, efektiivristlõike meetodi kasutamisel $k_{mod,fi} = 1,0$;

k_{fi} – 20-protsentiilile teisendamise tegur, ristkiht- ja liimpuidul $k_{fi} = 1,15$;

$\gamma_{M,fi}$ – materjali osavarutegur tules, Eestis $\gamma_{M,fi} = 1,0$. [6, p. 401]

Arvutuskooormus tulekahjuolukorras saadakse tavaolukorra arvutuskooormuse vähendamisel vastava teguriga:

$$F_{d,fi} = \eta_{fi} F_d; \quad (4.89)$$

kus η_{fi} – vähendustegur, mis sõltub alalis- ja muutuvkooormuse suhtest;

F_d – arvutuskooormus normaaltemperatuuril, [kN]. [43, p. 22]

Kooormuse vähendustegur η_{fi} leitakse valemiga:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}; \quad (4.90)$$

kus G_k – normatiivne alaliskooormus, [kN];

ψ_{fi} – muutuvkoormuse kombinatsioonitegur tulekahjuolukorras, mis võetakse kas $\psi_{1,1}$ või $\psi_{2,1}$;

$Q_{k,1}$ – normatiivne domineeriv muutuvkoormus, [kN];

γ_G – alaliskoormuse osavarutegur;

$\gamma_{Q,1}$ – muutuvkoormuse osavarutegur. [43, p. 22]

Tulekahjuolukorras teostatakse tugevuskontrollid sarnaselt kandepiirseisundile, arvestades seejuures ristlõike vähendatud mõõtmega.

4.7 Raudbetoonist peatala

Raudbetoonist peatala arvutusel on lähtutud standardis EVS-EN 1992-1-1 [11] ja V. Otsmaa raamatus „Betonkonstruktsioonide arvutus“ [12] toodud juhistest.

Raudbetoonitala võib vaadata kui ribiplaatristlõiget, kuna osa vahelaeplaadist töötab talaga kaasa.

Plaadi arvutuslaiuseks võib kõigis piirseisundites võtta:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b; \quad (4.91)$$

kus $b_{eff,i}$ – plaadi efektiivne arvutuspikkus ühelt pool ribi, [mm],

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \text{ ja } b_{eff,i} \leq b_i; \quad (4.92)$$

b_i – silde keskkoha ja sildepoolse ribi serva vaheline kaugus, [mm];

l_0 – tala paindemomendi nullkohtade vahekaugus, [mm];

b_w – ribi laius, [mm];

b – sillete keskkohade vahekaugus, [mm]. [11, pp. 57-58]

4.7.1 Kandepiirseisund

Kandepiirseisundis dimensioneeritakse tala piki- ja pöikjõuarmatuur ning kontrollitakse selle painde- ja pöikjõukandevõimet. Samuti kontrollitakse ribi ja plaadi vahelist nihkekandevõimet.

Ribiplaatristlõike korral kontrollitakse esimesena selle nulljoone asukohta [12, p. 235]:

$$M_{Ed} \leq \eta f_{cd} b_{eff} h_f (d_1 - 0,5h_f) + f_{ycd} A_{s2} (d_1 - d_2); \quad (4.93)$$

kus η – survetugevuse efektiivsuse tegur, $f_{cd} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ $\eta = 1,0$;

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, [N/mm²];

h_f – plaadi paksus, [mm];

d_1 – tõmbearmatuuri raskuskeskme kaugus ristlõike enamsurutud servast, ristlõike kasuskõrgus, [mm];

f_{ycd} – survearmatuuri arvutustugevus, [N/mm²];

A_{s2} – survearmatuuri pindala, [mm²];

d_2 – survearmatuuri raskuskeskme kaugus ristlõike enamsurutud servast, [mm].

Kui tingimus (4.93) on täidetud, asub nulljoon plaadis ning ristlõiget arvutatakse kui ristkülikulist, võttes arvutuslaiuseks b_{eff} . [12, p. 235]

Pikiarmatuuri dimensioneerimine

Ristkülikulise ristlõike korral leitakse vajalik survearmatuuri pindala seosega:

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - \mu_c \eta f_{cd} b_{eff} d_1^2}{f_{ycd} (d_1 - d_2)}; \quad (4.94)$$

kus μ_c – armatuurterase klassile vastav suhteline paindemoment, tugevusklasside $\leq C50/60$ võib kasutada [12] tabelis 6.4 toodud väärtusi. [12, p. 233]

Tõmbearmatuuri vajalik pindala leitakse valemiga [12, p. 233]:

$$A_{s1} = \frac{\omega \eta f_{cd} b_{eff} d_1}{f_{yd}} + \frac{f_{ycd}}{f_{yd}} A_{s2}; \quad (4.95)$$

kus f_{yd} – tõmbearmatuuri arvutustugevus, [N/mm²];

ω – survetsooni suhteline arvutuskõrgus, kui (4.94) $A_{s2} > 0$, siis $\omega = \omega_c$, kui arvutuslik survearmatuur pole vajalik, leitakse ω seosega:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}; \quad (4.96)$$

kus μ – suhteline paindemoment [12, p. 234]:

$$\mu = \frac{M_{Ed} - f_{ycd} A_{s2} (d_1 - d_2)}{\eta f_{cd} b_{eff} d_1^2} \leq \mu_c. \quad (4.97)$$

Juhul kui tingimus (4.93) ei ole täidetud, asub nulljoon ribis ning ristlõiget arvutatakse kui ribiplaatristlõiget. [12, p. 235]

Sel juhul leitakse vajalik survearmatuuri ristlõikepindala valemiga [12, p. 236]:

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - \mu_c \eta f_{cd} b_{eff} d_1^2 - \eta f_{cd} (b_{eff} - b_w) h_f (d_1 - 0,5h_f)}{f_{ycd} (d_1 - d_2)}. \quad (4.98)$$

Vajalik tõmbearmatuuri pindala leitakse valemiga [12, p. 236]:

$$A_{s1} = \frac{\omega \eta f_{cd} b_{eff} d_1 + \eta f_{cd} (b_{eff} - b_w) h_f + f_{ycd} A_{s2}}{f_{yd}}; \quad (4.99)$$

kus ω leitakse valemiga (4.96).

Kui valemi (4.98) tulemuseks on $A_{s2} > 0$, siis tuleb valemis (4.99) kasutada $\omega = \omega_c$, kui arvutuslik survearmatuur pole vajalik või on see nõ ette antud, siis leitakse μ valemiga [12, p. 236]:

$$\mu = \frac{M_{Ed} - \eta f_{cd} (b_{eff} - b_w) h_f (d_1 - 0,5h_f) - f_{ycd} A_{s2} (d_1 - d_2)}{\eta f_{cd} b_w d_1^2} \leq \mu_c. \quad (4.100)$$

Paindekandevõime tagamiseks peab olema täidetud tingimus [12, pp. 232, 235]:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}. \quad (4.101)$$

Kui tingimuse (4.93) järgi asub ristlõike nulljoon plaadis, siis leitakse ristlõike paindekandevõime valemiga:

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} b_{eff} y (d_1 - 0,5y) + \sigma_{s2} A_{s2} (d_1 - d_2); \quad (4.102)$$

kus y – ristlõike survetsooni arvutuslik kõrgus, siin $y = \lambda x$, [mm];

$$\lambda - \text{survetsooni arvutuskõrguse tegur, } f_{cd} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad \lambda = 0,8;$$

$$x - \text{survetsooni kõrgus, [mm];}$$

σ_{s2} – survearmatuuri pinge, kui $\xi_{c2} A_{s2} \leq x \leq \xi_c A_{s1}$, $\sigma_{s2} = f_{ycd}$, muudel juhtudel tuleb lähtuda [12] toodud juhustest. [12, p. 232]

Survetsooni kõrgus x on arvutatakse valemiga [12, p. 232]:

$$x = \frac{f_{yd} A_{s1} - f_{ycd} A_{s2}}{\lambda \eta f_{cd} b_{eff}}. \quad (4.103)$$

Juhul kui $\xi_{c2} A_{s2} \leq x \leq \xi_c A_{s1}$, on valemiga (4.103) leitud survetsooni kõrgus lõplik ja paindekandevõime võib leida tingimusega (4.102). Kui tingimus ei ole täidetud, tuleb järgida V. Otsmaa „Betoonstruktsioonide arvutamine“ [12] lk 232 ja 233 toodud juhiseid.

Kui tingimuse (4.93) järgi ristlõike nulljoon asub ribis, arvutatakse ristlõike paindekandevõime valemiga [12, p. 235]:

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} b_w y (d_1 - 0,5y) + \eta f_{cd} (b_{eff} - b_w) h_f (d_1 - 0,5h_f) + f_{ycd} A_{s2} (d_1 - d_2). \quad (4.104)$$

Valemis (4.104) kasutatav survetsooni arvutuskõrgus leitakse valemiga [12, p. 235]:

$$y = \frac{f_{yd}A_{s1} - f_{ycd}A_{s2} - \eta f_{cd}(b_{eff} - b_w)h_f}{\eta f_{cd}b_w}. \quad (4.105)$$

Põikjõukandevõime [11, pp. 85-86]

Arvutusliku põikarmatuuri pole vaadeldavas ristlõikes tarvis, kui on täidetud tingimus:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}. \quad (4.106)$$

Arvutuslik põikjõukandevõime $V_{Rd,c}$ leitakse valemiga:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d_1; \quad (4.107)$$

mille miinimumväärtuseks on:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d_1; \quad (4.108)$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \leq 2,0; \quad (4.109)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d_1}; \quad (4.110)$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}; \quad (4.111)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}; \quad (4.112)$$

f_{ck} – betooni normatiivne survetugevus, [N/mm²];

k_1 – tegur, EVS-EN 1991-1-1 rahvusliku lisa kohaselt $k_1 = 0,15$;

A_{s1} – toel piisavalt ankurdatud tõmbearmatuuri pindala, mis peaks olema vähemalt veerand sildes paikneva tõmbearmatuuri pindalast, [mm²];

N_{Ed} – arvutuslik pikijõud vaadeldavas ristlõikes, surve korral positiivne, [N];

A_c – betoonristlõike pindala, $A_c = b_w h$, [mm²].

Kui tingimus (4.106) ei ole täidetud, on vajalik arvutuslik põikarmatuur.

Põikarmatuuri dimensioneerimine

Vajalik põikjõuarmatuuri intensiivsus on leitav valemiga:

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} z \cot \theta}; \quad (4.113)$$

kus A_{sw} – ühes tasapinnas asuva põikjõuarmatuuri pindala, [mm²];

s – põikjõuarmatuuri samm, [mm];

f_{ywd} – põikjõuarmatuuri arvutustugevus, [N/mm²];

z – sisejõudude õlg, mis vastab suurimale paindemomendile, normaaljõu puudumisel võib ligikaudu võtta $z = 0,9d_1$;

θ – nurk elemendi pikitelje ja tingliku surutud betoonvarda vahel, $\cot \theta$ peaks jääma vahemikku $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$. Kui $\cot \theta > 2,5$ siis võetakse $\cot \theta = 2,5$ ning kui $\cot \theta < 1,0$ võetakse $\cot \theta = 1,0$. [12, pp. 373-376]

Nurga θ võib määrata valemiga [12, p. 376]:

$$\sin 2\theta = \frac{2kV_{Ed}}{b_w z \alpha_{cw} v_1 f_{cd}}; \quad (4.114)$$

kus k – põikjõu erinevust arvestav tegur, $k = \frac{V_{Ed,max}}{V_{Ed}}$. $V_{Ed,max}$ arvestab tala kaldsest surve- ja/või tõmbetsoonist tekkiva täiendava põikjõu mõjuga (vt täpsemalt [12] lk 367-376). Kui vaadeldavas ristlõikes $V_{Ed} = V_{Ed,max}$, siis $k = 1$;

v_1 – betooni survetugevuse vähendustegur, mis arvestab põikjõust põhjustatud pragunemisega, leitakse valemiga [11, p. 88]:

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right); \quad (4.115)$$

α_{cw} – elemendi surutud vöö pingeolukorda arvestav tegur.

Normaaljõu puudumisel $\alpha_{cw} = 1,0$, muudel juhtudel [11, p. 90]:

$$\begin{aligned} 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} & \quad \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp}/f_{cd}); \\ 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} & \quad \alpha_{cw} = 1,25; \\ 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd} & \quad \alpha_{cw} = 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}). \end{aligned}$$

Põikarmatuuri samm leitakse vastavalt väljavalitud põikarmatuuri läbimõõdule valemiga [12, p. 376]:

$$s = \frac{A_{sw}}{a_{sw}}. \quad (4.116)$$

Arvutuslik põikjõukandevõime on vertikaalse põikarmatuuri ($\alpha = 90^\circ$) korral leitav valemitega [11, p. 89]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} z \cot \theta; \quad (4.117)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}. \quad (4.118)$$

Tuleb kontrollida, et oleks täidetud tingimus [11, p. 85]:

$$V_{Ed} \leq \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\}. \quad (4.119)$$

Põikjõud põhjustab pikiarmatuuris lisatõmbejõudu, mille suurus on leitav valemiga:

$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed}(\cot\theta - \cot\alpha); \quad (4.120)$$

kus α – nurk põikarmatuuri ja tala pikitelje vahel. [11, p. 91]

Vaadeldavas ristlõikes ei tohiks $(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ olla suurem kui $M_{Ed,max}/z$, kus $M_{Ed,max}$ on tala suurim sildemoment. [11, p. 91]

Ribi ja plaadi nihe

Plaadi ja ribi vaheline pikisuunaline nihkepinge τ_{Ed} leitakse valemiga:

$$\tau_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}; \quad (4.121)$$

kus ΔF_d – vaadeldavale plaadiosale (pikkusega Δx) mõjuva pikijõu muutus, [N];

h_f – plaadi paksus, [mm];

Δx – vaadeldava plaadiosa pikkus, [mm].

Δx pikkuseks võib [11] järgi võtta pool nulliga võrdse ja maksimaalse paindemomendiga ristlõigete vahekaugusest, ehk lauskoormusega koormatud lihttala puhul veerand sildeava pikkusest. [11, p. 91]

Juhul, kui plaat asub ristlõike survetsoonis, leitakse pikijõu muutus ΔF_d valemiga:

$$\Delta F_d = \frac{\Delta M_{Ed} (b_{eff} - b_w)}{2z b_{eff}}; \quad (4.122)$$

kus ΔM_{Ed} – paindemomendi muutus lõigu Δx ulatuses, [Nmm];

z - sisejõudude õlg, siin $z = d_1 - 0,5h_f$, [mm]. [12, pp. 378-379]

Kui $\tau_{Ed} > f_{ctd}$, on nihkejõu vastuvõtmiseks vaja täiendavat armatuuri, f_{ctd} on betooni tõmbetugevuse arvutusväärtus. [12, p. 408]

Plaadis peaks betoonsurvevarraste purunemise vältimiseks olema tagatud tingimus:

$$\tau_{Ed} \leq \nu_1 f_{cd} \sin\theta_f \cos\theta_f; \quad (4.123)$$

kus $\cot\theta_f$ võib surutud plaadi puhul valida vahemikus $1,0 \leq \cot\theta_f \leq 2,0$. [11, p. 92]

Plaati ja ribi ühendava põikarmatuuri vajalik intensiivsus leitakse seosega [12, p. 379]:

$$\frac{A_{sf}}{s} = a_{sf} \geq \frac{\tau_{Ed} h_f}{f_{ywd} \cot\theta_f}. \quad (4.124)$$

Kuigi vahelaepalaati võetakse käesolevas magistritöös kui lihttala, siis põiksuunalise paindemomendi leidmiseks vaadeldakse vahelaepalaati tinglikult kui jätkuvtala. Paindemoment toel leitakse ehitusmehaanikast tuntud kolme momendi võrrandi abil.

Kolme momendi võrrandi üldkuju:

$$l'_i X_{i-1} + 2(l'_i + l'_{i+1})X_i + l'_{i+1}X_{i+1} = -6B_i^f \frac{I_0}{I_i} - 6A_{i+1}^f \frac{I_0}{I_{i+1}}; \quad (4.125)$$

kus X_{i-1}, X_i, X_{i+1} – tundmatud paindemomendid, [kNm];

l'_i, l'_{i+1} – silde redutseeritud pikkus, [m];

B_i^f, A_{i+1}^f – tinglikust koormusest põhjustatud toereaktsioonid, [kN];

$I_0/I_i, I_0/I_{i+1}$ – sillete jäikuste suhe. [51, pp. 621-628]

Juhul kui $\tau_{Ed} > 0,4f_{ctd}$, on paindemomendi vastuvõtmiseks vaja täiendavat armatuuri. [12, p. 379]

Põiksuunalise paindemomendi vastuvõtmiseks vajalik armatuur leitakse valemiga:

$$A_{s,b} = \frac{\omega \eta f_{cd} b d_1}{f_{yd}}; \quad (4.126)$$

kus b – plaadi arvutuslaius (talaga risti), 1000 mm;

d_1 – plaadi armatuuri kasuskõrgus, [mm]. [12, pp. 234, 409]

Valemis (4.126) kasutatav ω leitakse valemiga (4.96), vastav suhteline paindemoment μ leitakse järgneva seosega [12, p. 234]:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d_1^2} \leq \mu_c. \quad (4.127)$$

Nihkearmatuuri ristlõikepindalaks tuleks võtta suurem väärtustest [12, p. 379]:

$$A_{sf,fin} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{sf} \\ A_{sf}/2 + A_{s,b} \end{array} \right. . \quad (4.128)$$

4.7.2 Kasutuspiirseisund

Kasutuspiirseisundis teostatakse raudbetoontala pingepiirangute, pragudekindluse ja läbipainde piirseisundite kontrollarvutused. Esmalt leitakse nende piirseisundite kontrolliks vajalikud ristlõike karakteristikud.

Ristlõike karakteristikud:

Armatuurterase ja betooni elastsusmoodulite suhe [12, pp. 30, 487]:

$$\alpha_e = \alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}}; \quad (4.129)$$

kus E_s – armatuurterase elastsusmoodul, [N/mm²];

E_{cm} – betooni elastsusmoodul, roome mõju arvestamisel $E_{cm} = E_{c,eff}$, [N/mm²].

Pikiarmatuuri redutseeritud ristlõikepindala [12, p. 32]:

$$A_{s1(2),red} = \alpha_s A_{s1(2)}. \quad (4.130)$$

Normaalpraota ristlõike karakteristikud [12, p. 36], [44, pp. 603, 613-614]:

Betoonristlõike pindala: $A_c = b_w h_w + b_{ef} h_f. \quad (4.131)$

Staatiline moment: $S_{0c} = \frac{b_w h_w^2}{2} + b_{ef} h_f \left(\frac{h_f}{2} + h_w \right). \quad (4.132)$

Redutseeritud ristlõike pindala: $A_{red} = A_c + A_{s1,red} + A_{s2,red}. \quad (4.133)$

Redutseeritud ristlõike peatelje kaugus ristlõike alaservast:

$$y_{0,red} = \frac{S_{0c} + A_{s1,red}(h - d_1) + A_{s2,red}(h - d_2)}{A_{red}}. \quad (4.134)$$

Peatelje kaugus ristlõike enamsurutud servast:

$$y_c = h - y_{0,red}. \quad (4.135)$$

Survetsooni kõrgus paindel on $x_l = y_c$ [12, p. 33].

Betoonristlõike inertsimoment ristlõike peatelje suhtes:

$$I_c = \frac{b_w h_w^3}{12} + b_w h_w \left(y_{0,red} - \frac{h_w}{2} \right)^2 + \frac{b_{ef} h_f^3}{12} + b_{ef} h_f \left(h - \frac{h_f}{2} - y_{0,red} \right)^2 + A_c (0,5h - y_{0,red})^2. \quad (4.136)$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment:

$$I_{red} = I_l = I_c + A_{s1,red}(d_1 - y_c)^2 + A_{s2,red}(y_c - d_2)^2. \quad (4.137)$$

Täispragunenud ristlõike karakteristikud [12, pp. 35-36]:

Survetsooni kõrgus:

$$x_{II} = \sqrt{\left(\frac{A_{s1,red} + A_{s2,red}}{b_{ef}} \right)^2 + \frac{2(A_{s1,red}d_1 + A_{s2,red}d_2)}{b_{ef}}} - \frac{A_{s1,red} + A_{s2,red}}{b_{ef}}. \quad (4.138)$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment:

$$I_{red} = I_{II} = \frac{b_{ef}x_{II}^3}{3} + A_{s1,red}(d_1 - x_{II})^2 + A_{s2,red}(x_{II} - d_2)^2. \quad (4.139)$$

Pikiarmatuuri pinged:

$$\sigma_s = \alpha_s \frac{M_{Ek}(d_1 - y_c)}{I_{red}}; \quad (4.140)$$

kus $y_c = x_{II}$.

Pingepiirangute piiriseisund

Betooni pingepiirangut piki pragunemise vältimiseks ei ole tarvis kontrollida, kuna töös käsitletavate betoonkonstruktsioonide puhul ei ole oodata perioodilist külmumist niiskes keskkonnas või kloriidide ja merevee mõju. [12, p. 473]

Betooni pingepiirang lineaarse roome deformatsiooni tagamiseks:

$$\sigma_{c,t\delta en} \leq 0,45f_{ck}; \quad (4.141)$$

kus $\sigma_{c,t\delta en}$ – betooni survepinge tõenäolise koormuskombinatsiooni koormusest, [N/mm²]. [12, p. 473]

Suurim survepinge betoonis leitakse valemiga:

$$\sigma_{c,t\delta en} = \frac{M_{Ek,t\delta en}}{W_{c,red}}; \quad (4.142)$$

kus $M_{Ek,t\delta en}$ – tõenäolisele koormuskombinatsioonile vastav suurim paindemoment, [Nmm];

$W_{c,red}$ – täispragunenud ristlõike vastupanumoment surutud serva suhtes, [mm³]. [12, p. 494]

Vastupanumoment ristlõike surutud serva suhtes leitakse valemiga:

$$W_{c,red} = \frac{I_{red,II}}{x_{II}}; \quad (4.143)$$

kus $I_{red,II}$ – täispragunenud ristlõike redutseeritud inertsimoment, leitakse valemiga (4.139), [mm⁴];

x_{II} – täispragunenud ristlõike survetsooni kõrgus, [mm]. [12, p. 494]

Kui tingimus (4.141) on täidetud, võib betooni roometeguri võtta konstantseks. Kui aga $\sigma_{c,t\delta en} > 0,45f_{ck}$, tuleb arvesse võtta roome mittelineaarsust. Arvutustes asendatakse roometegur mittelineaarse roometeguriga, mille väärtus on leitav valemiga:

$$\varphi_{nl}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \exp[1,5(k_\sigma - 0,45)]; \quad (4.144)$$

kus $k_{\sigma} = \frac{\sigma_{c,t\ddot{o}en}}{f_{ck}(t_0)}$. [12, p. 474]

Konstruksiooni v\u00e4limuse seisukohast vastuv\u00f5etamatu deformeerumise ja pragunemise v\u00e4ltimiseks tuleks armatuuris esinevaid t\u00f5mbepeingeid piirata [12, p. 474]:

$$\sigma_{s,norm} \leq 0,8f_{yk}. \quad (4.145)$$

Armatuuri pinge on leitav valemiga (4.140), kus $\alpha_s = E_s/E_{c,eff}$ ja $y_c = x_{II}$.

Pragudekindluse piirseisund

Normaalprao avanemislaiust kontrollitakse raudbetooni ja nakketa pingearmatuuri puhul t\u00f5en\u00e5lises koormuskombinatsioonis. Normaalprao lubatud avanemislaius w_{max} on keskkonnaklassi XC3 puhul $w_{max} = 0,3$ mm. [11, p. 121]

Normaalprao avanemislaius w_k peab olema v\u00e4iksem vastavast lubatud piirv\u00e4rtusest w_{max} , normaalprao avanemislaius w_k leitakse valemiga:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}); \quad (4.146)$$

kus $s_{r,max}$ – pragude maksimaalne vahekaugus, [mm];

ε_{sm} – armatuuri keskmine suhteline deformatsioon;

ε_{cm} – betooni keskmine pragudevaheline suhteline deformatsioon. [11, p. 126]

Keskmine pragudevaheline deformatsioon $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ on leitav seosest:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}; \quad (4.147)$$

kus σ_s – t\u00f5mbearmatuuri pinge (roome m\u00f5ju mitte arvestades) praoga ristl\u00f5ikes t\u00f5en\u00e5lises koormuskombinatsioonis, leitakse valemiga (4.140), [N/mm²];

k_t – koormuse kestust arvestav tegur, kauakestva koormuse puhul $k_t = 0,4$;

$f_{ct,eff}$ – betooni efektiivne keskmine t\u00f5mbetugevus esimese praoga eeldataval tekkimise hetkel. Eeldusel, et pagu ei teki enne 28 p\u00e4eva $f_{ct,eff} = f_{ctm}$, [N/mm²];

$\rho_{p,eff}$ – pikiarmatuuri ja ristl\u00f5ike t\u00f5mbetsooni ristl\u00f5ikepindala suhet arvestav tegur, $\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$;

$A_{c,eff}$ – armatuuri \u00fembritseva t\u00f5mmatud betooni kasulik pindala k\u00f5rgusega $h_{c,ef}$,

$A_{c,eff} = b_w h_{c,ef}$, $h_{c,ef}$ on v\u00e4ikseim suurustest: $2,5(h - d_1)$, $(h - x)/3$ v\u00f5i $h/2$, [mm²];

h - ristl\u00f5ike k\u00f5rgus [mm];

x - survetsooni kõrgus praoga ristlõikes vahetult pärast prao tekkimist ajahetkel $t = t_0$, leitakse valemiga (4.138), [mm]. [12, p. 478]

Pragude maksimaalse vahekauguse $s_{r,max}$ leidmiseks kasutatakse valem sõltub armatuurvarraste vahekaugusest tõmbetsoonis. Kui armatuurvarraste vahekaugus tõmbetsoonis $a_s \leq 5(c + \phi/2)$ on pragude maksimaalne vahekaugus on leitav valemiga:

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2\phi/\rho_{p,eff}; \quad (4.148)$$

kus c – pikiarmatuuri betoonkaitsekiht, [mm];

k_1 – armatuuri nakkeomadusi arvesse võttev tegur, kõrgnakkega varrastel

$k_1 = 0,8$, silevarraste korral $k_1 = 1,6$;

k_2 – deformatsioonijaotust arvesse võttev tegur, paindel $k_2 = 0,5$.

[11, pp. 127-128]

Kui armatuurvarraste vahekaugus $a_s > 5(c + \phi/2)$, võib pragude maksimaalseks vahekauguseks võtta [11, p. 128]:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x). \quad (4.149)$$

Prao avanemislaiuse piiramiseks ning selleks, et prao tekkimisel ümberjagunevad tõmbepinged ei ületaks armatuuri tõmbetugevust, peaks ristlõike tõmmatud tsoonis paikneva armatuuri ristlõikepindala olema vähemalt:

$$A_{s,min} = k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct} / \sigma_s; \quad (4.150)$$

kus k_c – ristlõike pingajaotust vahetult enne prao tekkimist arvesse võttev tegur, eeldusel, et $N_{Ed} = 0$, võetakse $k_c = 0,4$ [12, p. 477];

k – isetasakaalustuvate algpingete ebaühtlase jaotuvuse mõju arvestav tegur.

Ribidel kõrgusega $h \leq 300$ mm või vöödel laiusega $b \leq 300$ mm võetakse $k = 1$.

Ribidel $h \geq 800$ mm või vöödel $b \geq 800$ mm võetakse $k = 0,65$, vahepealseid väärtusi võib interpoleerida;

A_{ct} – ristlõike tõmbetsooni pindala vahetult enne esimese prao teket,

$A_{ct} = b(h - x_I)$, [mm²];

σ_s – lubatav maksimaalne pingeline armatuurile vahetult peale prao tekkimist, [N/mm²]. [11, pp. 121-122]

Läbipainde piir seisundis peab olema täidetud tingimus:

$$u_{c,tot} = u_{ck} + u_{cs} \leq u_{k,adm}; \quad (4.151)$$

kus $u_{c,tot}$ – konstruktsiooni koguläbipaine, [mm];

u_{ck} – pikaajaliselt mõjuva tõenäolise koormuse põhjustatud läbipaine, [mm];

u_{cs} – betooni mahukahanemisest tekitatud tala läbipaine, [mm];

$u_{k,adm}$ – lubatava läbipainde suurus, üldjuhul võib EVS-EN 1992-1-1 järgi võtta

$u_{k,adm} = l_{eff}/250$, [mm]. [12, pp. 482, 484]

Sümmeetrilise koormusega sümmeetrilise elemendi puhul on nii koormusest kui ka mahukahanemisest põhjustatud läbipaine silde keskel leitav valemiga:

$$u_k = \frac{L_{tala}^2}{216} \left(\frac{1}{r_0} + 6 \frac{1}{r_1} + 12 \frac{1}{r_2} + 8 \frac{1}{r_m} \right); \quad (4.152)$$

kus L_{tala} – tala arvutussille, [mm];

$\frac{1}{r_0}, \frac{1}{r_1}, \frac{1}{r_2}, \frac{1}{r_m}$ – elemendi kõverus toel, toelõikest kaugusel $L_{tala}/6$, kaugusel $L_{tala}/3$ ning silde keskel, [mm⁻¹]. [12, p. 489]

Koormuse põhjustatud elemendi telje kõverus mingis ristlõikes, võttes arvesse ka betooni roomet, on leitav valemiga:

$$\frac{1}{r_{I(II)}} = \frac{M_{Ek,tõen}}{E_{c,eff} I_{I(II)}}; \quad (4.153)$$

kus $M_{Ek,tõen}$ – paindemoment vaadeldavas ristlõikes tõenäolisest koormusest [Nmm];

$E_{c,eff}$ – roome mõjuga arvestav betooni elastsusmoodul, [N/mm²];

$I_{I(II)}$ – ristlõike redutseeritud inertsimoment, [mm⁴]. [12, p. 486]

Betooni mahukahanemisest põhjustatud elemendi telje kõverus vastavas ristlõikes on arvutatav seosega:

$$\frac{1}{r_{cs,I(II)}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_{I(II)}}{I_{I(II)}}; \quad (4.154)$$

kus ε_{cs} – üldine mahukahanemisdeformatsioon, vt täpsemalt peatükk 4.5;

α_e – armatuurterase ja betooni elastsusmoodulite suhe;

$S_{I(II)}$ – armatuuri ristlõikepinna staatiline moment ristlõike peatelje suhtes:

$$S_{I(II)} = A_{s1}(d_1 - x_{I(II)}) - A_{s2}(x_{I(II)} - d_2); \quad (4.155)$$

kus A_{s1}, A_{s2} – tõmbe- ja survearmatuuri ristlõikepindala, [mm²];

d_1, d_2 – tõmbe- ja survearmatuuri raskuskeskme kaugus ristlõike enam-surutud servast, ristlõike kasuskõrgus, [mm];

$x_{I(II)}$ – betoonristlõike survetsooni kõrgus, [mm]. [12, p. 487]

Elemendi telje kõverus osaliselt pragunenud ristlõikes leitakse valemiga:

$$\frac{1}{r_{cr}} = \zeta \frac{1}{r_{II}} + (1 - \zeta) \frac{1}{r_I}; \quad (4.156)$$

kus ζ – jaotustegur. [12, p. 486]

Jaotustegur ζ on leitav valemiga:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,töen}} \right)^2; \quad (4.157)$$

kus β – tegur, mis arvestab korduva või kestva koormuse mõju keskmisele suhtelisele deformatsioonile, kestval koormamisel $\beta = 0,5$;

M_{cr} – kriitiline paindemoment normaalprao tekkimisel, [kNm]. [12, p. 485]

Paindemoment vaadeldavas ristlõikes leitakse valemiga [12, p. 502]:

$$M_{Ek,töen} = \frac{p_{k,töen} x (l_{eff} - x)}{2} + \frac{F_{k,töen} x}{2}; \quad (4.158)$$

kus $p_{k,töen}$ – tõenäolisele koormuskombinatsioonile vastav lauskoormus, [kN/m];

$F_{k,töen}$ – tõenäolisele koormuskombinatsioonile vastav siseseina omakaalu-koormus, [kN];

x – vaadeldava ristlõike kaugus toeristlõikest, [m].

Normaalprao tekkimise hetkele vastav paindemoment [12, p. 472]:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_{t,red}; \quad (4.159)$$

kus f_{ctm} – betooni keskmine tõmbetugevus, [N/mm²];

$W_{t,red}$ – praota ristlõike vastupanumoment tõmmatud serva suhtes, [mm³].

Vastupanumoment ristlõike tõmmatud serva suhtes leitakse valemiga [12, p. 493]:

$$W_{t,red} = \frac{I_{red(l)}}{y_{0,red}}. \quad (4.160)$$

4.7.3 Tulekahjuolukord

Standardi EVS-EN 1992-1-2 [42] alapeatüki 5.6.1 punkti 1 kohaselt võib raudbetoon-talade nõutava tulepüsivuse saavutada sama standardi tabelites 5.5 ja 5.7 esitatud nõuete täitmise korral.

Sama alapeatüki 8. punkti kohaselt tuleb tala nurkades tekkiva temperatuurikontsentratsiooni mõjude vähendamiseks ühekihilise armatuuri nurkmiste varraste

telgkaugust tala ala- ja külgpinnast suurendada 10 mm võrra võrreldes standardi tabelis 5.5 tooduga.

Tala laiuse 300 mm korral peab olema tagatud telgkaugus vähemalt 25 mm. Arvestades temperatuurikontsentratsiooni mõjuga tala nurkades, on vajaliku telgkauguse suuruseks 35 mm. [42, p. 51]

Standardi alapeatüki 5.6.4 kohaselt peab juhul, kui raudbetootala on tulele avatud kõigist külgedest, tala kõrguseks olema vähemalt võrdne tala nõutava miinimumlaiusega ning ristlõike pindala ei tohiks olla väiksem kui $A_c = 2b_{min}^2$.

Käesolevas magistritöös dimensioneeritakse betoonristlõike mõõtmed eelnevalt toodust lähtuvalt, mistõttu ei kontrollita eraldi raudbetootala kandevõimet tulekahjuolukorras.

4.7.4 Konstruktiooninõuded

Betoonkaitsekiht

Kaugus armatuuri pinnast betooni lähima pinnani peab olema piisavalt suur, et oleks tagatud armatuuri küllaldane korrosioonikaitse, nakkejõudude ülekandmine armatuuri ja betooni vahel ning konstruktsiooni piisav tulepüsivus. [11, p. 49]

Konstruktsiooniarvutustes kasutatakse kaitsekihi nimiväärtust, mis on leitav valemiga:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.161)$$

kus c_{min} – minimaalne vajalik kaitsekiht, [mm];

Δc_{dev} – kaitsekihi lubatav kõrvalekalle, reeglina $\Delta c_{dev} = 10$ mm. [11, pp. 49, 52]

Minimaalne kaitsekiht on arvestades standardi EVS-EN 1992-1-1 Eesti rahvuslikus lisas toodut ning EVS-EN 1992-1-2 tulepüsivuse seisukohast nõutut:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}; a_{sd} - \emptyset/2\}; \quad (4.162)$$

kus $c_{min,b}$ – vajalik minimaalne kaitsekiht nakke tagamiseks, eraldi paiknevate varraste korral $c_{min,b} = \emptyset$ [11, p. 49], [mm];

$c_{min,dur}$ – vajalik minimaalne kaitsekiht armatuurterase korrosioonikindluse tagamiseks, [mm];

a_{sd} – armatuuri keskme telgkaugus lähimast betooni servast, [mm];

\emptyset – armatuuri läbimõõt, [mm].

Armatuurterase korrosioonikindluse tagamiseks vajaliku kaitsekihi paksus $c_{min,dur}$ sõltub betooni keskkonnaklassist ning konstruktsiooniklassist S. Kui kasutatava betooni tugevusklass on võrdne EVS-EN 1992-1-1 tabelis E.1N tooduga ning konstruktsiooni projekteeritud kasutuseaks on 50 aastat, võib minimaalse kaitsekihi määramisel konstruktsiooniklassiks võtta S4. Suurema tugevusklassiga betooni kasutamisel võib konstruktsiooniklassi ühe võrra vähendada. [11, pp. 50-51]

Vajaliku kaitsekihi leidmisel ei arvestata EVS-EN 1992-1-1 toodud lisaohutuskomponendiga $\Delta c_{dur,yr}$, sest selle soovituslikuks väärtuseks on 0 mm. Töös ei täpsustata ka seda, kas armatuurina kasutatakse roostevaba terast või et kas armatuuri kaitseks võetakse ette täiendavaid meetmeid, st armatuuri kaitsekihi leidmisel ei vähendata selle vajalikku suurust $\Delta c_{dur,st}$ ja $\Delta c_{dur,add}$ võrra [11, pp. 49-51].

Varraste vahekaugus

Armatuurvarraste vahekaugus peab olema piisavalt suur, et võimalik oleks betooni rahuldav paigaldamine ja tihendamine piisava nakke tagamiseks betooni ja armatuuri vahel. Paralleelsete üksikute armatuurvarraste horisontaalne ja vertikaalne puhasvahe peaks olema võrdne vähemalt armatuurvarda läbimõõduga, $(d_g + 5 \text{ mm})$ või 20 mm, kus d_g on täitematerjali suurima terasuuruse mõõde. [11, p. 133]

Betooni muljumisvastupanu tagav painutusdiameeter

Armatuuri paindepragude vältimiseks peaks selle painutusspindli läbimõõt venivusklasside A ja B korral olema vähemalt $4\emptyset$, kui $\emptyset \leq 16 \text{ mm}$ ning $7\emptyset$ kui $\emptyset > 16 \text{ mm}$. [11, pp. 133-134]

Juhul kui pärast painutuskoha lõppu pole varda ankurdamiseks vaja pikemat lõiku kui $5\emptyset$ või kui vardal, mis ei paikne ristlõike servas, on painutuse siseküljele paigaldatud põikvarras läbimõõduga vähemalt \emptyset ning täidetud on ka eelnevas lõigus toodud tingimus, ei ole splindil läbimõõtu vaja kontrollida. [11, p. 134]

Pikiarmatuuri ankurdus

Armatuuri piisav ankurdamine on vajalik varraste sisejõu ülekandmiseks betoonile ning betooni piki pragunemise või ankurduspiirkonnas murenemise vältimiseks. Pikiarmatuuri ankurdatakse kas sirge ankruna, põlve, konksu, aasa või keevitatud põikvarraste abil. [11, pp. 134-135]

Nakketingimused loetakse olenevalt armatuuri paiknemisest elemendis ja betoneerimise suunast kas heaks või halvaks (vt täpsemalt EVS-EN 1992-1-1 joonist 8.2).

Nakkepurunemise vältimiseks on vaja tagada piisav nakketugevus. Arvutuslik nakketugevus leitakse ribivarrastel valemiga:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd}i \quad (4.163)$$

kus η_1 – nakketingimusi arvetav tegur, heade nakketingimuste puhul $\eta_1 = 1$, halbade nakketingimuste korral $\eta_1 = 0,7$;

η_2 – varda läbimõõduga arvestav tegur, $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$ $\eta_2 = 1$,
 $\varnothing > 32 \text{ mm}$ $\eta_2 = 132 - \varnothing/100$;

f_{ctd} – betooni arvutuslik tõmbetugevus, [N/mm²]. [11, pp. 135-136]

Juhul, kui ankurdatav jõud on võrdne varda arvutusliku voolavuspiiriga, võib baasankurduspikkuse leida valemiga [12, p. 510]:

$$l_{b,rqd} = l_{b,max} = \frac{\varnothing f_{yd}}{4f_{bd}} = \beta_b \varnothing. \quad (4.164)$$

Arvutusliku ankurduspikkuse võib leida valemiga:

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}i \quad (4.165)$$

kus $l_{b,min}$ – minimaalne ankurduspikkus,
 tõmbe korral $l_{b,min} = \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ mm}\}$,
 surve puhul $l_{b,min} = \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ mm}\}$;

$\alpha_1... \alpha_5$ – tegurid, mis arvestavad varda kujuga ankurduspiirkonnas, betooni kaitsekihi ja varraste puhasvahega, põikarmatuuri, keevitatud põikvarraste ja vaadeldavale armatuurile mõjuva põiksurvega. [11, p. 137]

Täpsemad juhised tegurite $\alpha_1... \alpha_5$ on toodud EVS-EN 1992-1-1 tabelis 8.2. Käesolevas magistritöös on antud tegurite väärtusteks võetud kõigil juhtudel 1,0.

Põikarmatuuri ankurdus

Tala põikarmatuur ankurdatakse konksu, põlve või põikarmatuurile keevitatud põikvarrastega. Antud töös eeldatakse põikarmatuuri konksuga ankurdamist, mille puhul peaks ankurduspikkuseks olema $5\varnothing$, kuid mitte vähem kui 50 mm. Konksu sisse tuleks paigaldada ka armatuurvarras. [11, p. 139]

Varraste ülekattejätkud

Jõu võib ühelt vardalt teisele üle kanda kas varraste ülekatte, keevituse või mehaaniliste liidetega [11, p. 140]. Enamlevinud on ülekattejätkude kasutamine [12, p. 514], mistõttu eeldatakse ka käesolevas töös nende kasutamist. Ülekattejätkude konstrueerimisel tuleks järgida EVS-EN 1992-1-1 peatükis 8.7 toodud juhiseid, mida siin eraldi välja ei tooda.

Tala pikiarmatuur

Tala pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala peaks olema vähemalt [11, p. 152]:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w d_1 \geq 0,0013 b_w d_1. \quad (4.166)$$

Väljaspool ülekattejätku peaks nii surve- kui ka tõmbearmatuuri pindala jääma väiksemaks kui $0,04A_c$. [11, p. 152]

Isegi kui monoliitse tala tuge vaadeldakse lihttoena, tuleks tala toeristlõikes armatuur dimensioneerida osalise kinnituse põhjustatud paindemomendile, mille väärtus on vähemalt 15% suurimast sildemomendist. [11, p. 153]

Kandevõime määramisel arvesse võetav pikisurvearmatuur läbimõõduga \emptyset tuleks siduda põikarmatuuriga, mille samm ei ületa $15\emptyset$. [11, p. 153]

Alumise armatuuri ankurdus

Vähemat veerand sildearmatuuri ristlõikepindalast peab ulatuma äärmisele vabale toele [11, p. 154]. Vajalik ankurdusjõud toel on:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| a_1 / z + N_{Ed} i \quad (4.167)$$

kus z – sisejõudude õlg, [m];

a_1 – abisuurus:

$$a_1 = z(\cot \theta - \cot \alpha) / 2 ; \quad (4.168)$$

kus θ – nurk põikarmatuuri ja betooni tingliku survevarda vahel;

α – nurk põikarmatuuri ja tala pikitelje vahel. [12, pp. 521-522]

Vähemalt veerand sildearmatuuri ristlõikepindalast peab toele ulatuma ka vahetugedel. Toele ulatava armatuuri ankurduspikkus peaks sirge varda puhul olema vähemalt $10\emptyset$, põlve ja konksu korral ($\emptyset \geq 16$ mm) olema vähemalt võrdne varda painutusspindli läbimõõduga, teistel juhtudel aga võrdne kahekordse painutusspindli läbimõõduga. [11, p. 155]

Põikarmatuur

Põikarmatuuri nurk konstruktsioonielemendi pikiteljega peaks jääma vahemikku $\alpha = 45^\circ \dots 90^\circ$. Vajalikust põikarmatuurist vähemalt pool peaks olema rangid, mis peavad olema ka kindlalt ankurdatud. [11, p. 155]

Põikarmeerimistegur on leitav valemiga:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin \alpha}. \quad (4.169)$$

Põikarmeerimistegur ei tohiks olla väiksem kui:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}. \quad (4.170)$$

Põikarmatuuri pikisamm ei tohiks olla suurem kui:

$$s_{1,max} = 0,75d_1(1 + \cot \alpha). \quad (4.171)$$

Ülespöõrete pikisamm peaks olema väiksem või võrdne:

$$s_{b,max} = 0,6d_1(1 + \cot \alpha). \quad (4.172)$$

Rangid ei tohiks põiksuunas olla üksteisest kaugemal kui:

$$s_{t,max} = 0,75d_1 \leq 600 \text{ mm}. \quad (4.173)$$

[11, pp. 156-157]

4.8 Liimpuittala

Liimpuidust tala puhul teostatakse kandepiirseisundis painde- ja põikjõukandevõime kontroll, kasutuspiirseisundis läbipainde kontroll ning tulekahjuolukorras kandevõimete kontroll efektiivristlõikemeetodil.

4.8.1 Kandepiirseisund

Paindekandevõime leidmisel lähtutakse [17] toodud juhistest. Ristlõike paindepinged peaksid vastama tingimusele:

$$\sigma_{m,y(z),d} \leq k_{crit} f_{m,y(z),d}; \quad (4.174)$$

kus $\sigma_{m,y(z),d}$ – arvutuslik paindepinge, [N/mm²];

k_{crit} – kiivetegur;

$f_{m,y(z),d}$ – liimpuidu arvutuslik paindetugevus, leitakse valemiga (4.11), [N/mm²].

Suurimad normaalpinged ristlõikes leitakse seosega [44, p. 195]:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y}; \quad (4.175)$$

kus M_{Ed} – suurim arvutuslik sildemoment, [Nmm];

W_y – vastupanumoment y-telje suhtes, [mm³].

Tala suhtelisest saledusest lähtuvalt leitakse kiivetegur vastavalt [17, p. 43]:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{kui } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{kui } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{kui } 1,4 > \lambda_{rel,m} \end{cases}. \quad (4.176)$$

Tala suhteline saledus $\lambda_{rel,m}$ leitakse seosega [17, p. 41]:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}. \quad (4.177)$$

Kriitiline paindepinge $\sigma_{m,crit}$ arvutatakse valemiga [17, p. 41]:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{L_{ef} W_y}; \quad (4.178)$$

kus $M_{y,crit}$ – kriitiline paindemoment, [Nmm];

$E_{0,05}$ – liimpuidu elastsusmooduli 5-protsentiil pikikiudu, [N/mm²];

I_z – inertsimoment z-telje suhtes, [mm⁴];

$G_{0,05}$ – liimpuidu nihkemooduli 5-protsentiil pikikiudu, [N/mm²];

L_{ef} – tala arvutus pikkus, ühtlaselt jaotatud koormusega koormatud lihttala puhul

$L_{ef} = 0,9L_{tala}$, kus L_{tala} tala sildeava pikkus, [mm];

I_{tor} – väändeinertsimoment, mis leitakse valemiga $I_{tor} = k_t h b^3$ [51, p. 1082];

k_t – tala küljepikkuste suhtest h/b sõltuv tegur, k_t võib võtta järgnevast tabelist, sobiva väärtuse puudumisel võib vahepealseid väärtusi interpoleerida.

Tabel 4.3 Teguri k_t väärtused [51, p. 1082]

h/b	1	1,5	1,75	2	2,5	3	4	6	8	10	∞
k_t	0,141	0,196	0,214	0,229	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

Nihkekandevõime kontrollil peab olema tagatud järgnev tingimus [17, p. 37]:

$$\tau_d \leq f_{v,d}; \quad (4.179)$$

kus τ_d – arvutuslik nihkepinge, [N/mm²];

$f_{v,d}$ – liimpuidu arvutuslik nihketugevus, [N/mm²].

Arvutuslik nihkepinge leitakse ristkülikulise ristlõike puhul seosega [14, p. 520]:

$$\tau_d = \frac{1,5V_{Ed}}{b_{ef}h}; \quad (4.180)$$

kus V_{Ed} – suurim põikjõud, [N];

b_{ef} – pragude mõju arvestav efektiivlaius, $b_{ef} = k_{cr}b$, liimpuidu korral $k_{cr} = 0,67$ [17, p. 37], [mm];

h – tala kõrgus, [mm].

4.8.2 Kasutuspiirseisund

Koormuse põhjustatud **läbipaine** väärtus peab jääma väiksemaks selle lubatavast piirväärtusest [17, p. 124]:

$$u_{inst} \leq L_{tala} / 400; \quad (4.181)$$

$$u_{fin} \leq L_{tala} / 300; \quad (4.182)$$

kus $u_{inst}, u_{net,fin}$ – hetkeline ja lõplik läbipaine, [mm];

L_{tala} – tala sildeava pikkus, [mm].

Hetkeline läbipaine leitakse valemiga [14, p. 57]:

$$u_{inst,G(Q)} = \frac{5p_k L_{tala}^4}{384E_{mean}I} + \frac{F_{sein} L_{tala}^3}{48E_{mean}I}; \quad (4.183)$$

kus p_k – talale mõjuv normatiivne alaliskoormus või normatiivne muutuvkoormus, vastavalt leitavale läbipaindele, [N/mm];

F_{sein} – siseseina normatiivne omakaalukoormus, [kN];

E_{mean} – liimpuidu elastsusmooduli keskvärtus, [N/mm²];

I – ristlõike inertsimoment, [mm⁴].

Lõplik läbipaine alaliskoormusest:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G}(1 + k_{def}); \quad (4.184)$$

Lõplik läbipaine domineerivast muutuvkoormusest:

$$u_{fin,Q1} = u_{inst,Q1}(1 + \psi_{2,1}k_{def}); \quad (4.185)$$

lõplik läbipaine mittedomineerivast muutuvkoormusest:

$$u_{fin, Qi} = u_{inst, Qi}(\psi_{0,1} + \psi_{2,1}k_{def}); \quad (4.186)$$

kus k_{def} – deformatsioonitegur;

$\psi_{0,1}, \psi_{2,1}$ – kombinatsioonitegurid. [6, p. 108]

4.8.3 Tulekahjuolukord

Võimaliku söestumise vähendamiseks kaetakse liimpuittala kõigist kolmest tulele avatud küljest 2 kihi 15 mm paksuse tulekindla (F-tüüpi) kipsplaadiga. Söestumise algusaeg t_{ch} ja tõrketekkeae t_f leitakse alapeatükis 4.6.4 toodud valemitega (4.83) kuni (4.86).

Liimpuidu, mille tihedus $\rho \geq 290 \text{ kg/m}^3$, tinglik söestumissügavus β_n on arvestades kahemõõtmelist söestumist $\beta_n = 0,7 \text{ mm/min}$ [43, p. 28]. Puidu söestumissügavus $d_{char,n}$ ajahetkel $t_f \leq t$ arvutatakse valemiga (4.79). Kandevoime kontrollarvutused teostatakse tulekahjuolukorras efektiivristlõikemeetodil, mille korral on efektiivne söestumissügavus leitav valemiga (4.78), kus tegur k_0 võetakse kaitstud puidu järgi ning nulltugevusega kihi paksuseks arvestatakse $d_0 = 7 \text{ mm}$ [43, p. 35].

Tala ristlõike mõõtmed, hetkel $t = 60 \text{ min}$, on leitavad valemitega:

$$b_{fi} = b - 2d_{ef}; \quad (4.187)$$

$$h_{fi} = h - d_{ef}. \quad (4.188)$$

Puidu tugevus tulekahjuolukorras arvutatakse valemiga (4.88) ning konstruktsioonile mõjuv koormus valemiga (4.89). Tugevuskontrollid teostatakse analoogselt kande- piirseisundile.

4.9 Liimpuidust post

Käesolevas magistritöös on eeldatud, et liimpuidust post on koormatud tsentrilise survega. Lisaks sellele tuleks arvutustes arvestada ka geomeetriliste ebatäpsustega ehk varda telje kõverdumisega. Ebatäpsused võetakse arvesse alghälvetega, mille mõju sisejõududele arvestatakse teist järku lineaarse arvutusega.

Eeldatakse, et konstruktsiooni kõrvalekalded on võrdsed varda deformeerunud kujule vastavate algdeformatsioonidega. Varda deformeerunud kuju saadakse, andes postile selle toesõlmede vahel suurimale ekstsentrilisusele e vastava sinusoidkõvera kuju. [17, p. 33]

Suurim ekstsentrilisus e tuleks võtta vähemalt:

$$e = 0,0025L_{post}; \quad (4.189)$$

kus L_{post} – elemendi pikkus ehk posti kõrgus, [m]. [17, p. 34]

Kuna esimest järku paindemoment on antud olukorras võrdne nulliga, on teist järku paindemomendi suuruseks [44, p. 409]:

$$M_{Ed}^II = N_{Ed}^I e. \quad (4.190)$$

Võttes arvesse elemendi kõverusest tekkivat täiendavat paindemomenti, tuleb posti kontrollida kui surutud ja painutatud elementi:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1; \quad (4.191)$$

kus $\sigma_{c,0,d}$ – arvutuslik survepinge pikikiudu, [N/mm²];

$f_{c,0,d}$ – puidu arvutuslik survetugevus pikikiudu, [N/mm²];

k_m – vildakpindel esinevate pingete ümberjaotumist arvestav tegur, liimpuidust täisnurkse ristlõike korral $k_m = 0,7$;

$\sigma_{m,y(z),d}$ – arvutuslik paindepinge y või z telje suhtes, [N/mm²];

$f_{m,y(z),d}$ – puidu arvutuslik paindetugevus y või z telje suhtes, [N/mm²].

[17, pp. 40-41]

Kui posti saledus $\lambda_{rel,z(y)} > 0,3$, tuleb kontrollida posti stabiilsust ning tagatud peab olema tingimus:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z(y)} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1; \quad (4.192)$$

kus $k_{c,z(y)}$ – nõtketegur. [17, p. 41]

Tsentrilisest survejõust põhjustatud normaalpinge [44, p. 185]:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}^I}{A}. \quad (4.193)$$

Teist järku paindemomendist põhjustatud normaalpinge [44, p. 195]:

$$\sigma_{m,y(z),d} = \frac{M_{Ed}^{II}}{W_{y(z)}}. \quad (4.194)$$

Nõtketegur on leitav valemiga:

$$k_{c,z(y)} = \frac{1}{k_{z(y)} + \sqrt{k_{z(y)}^2 - \lambda_{rel,z(y)}^2}}; \quad (4.195)$$

kus $\lambda_{rel,z(y)}$ – suhteline saledus vastavalt telje z või y suhtes;

$$k_{z(y)} - \text{abitegur, } k_{z(y)} = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z(y)} - 0,3) + \lambda_{rel,z(y)}^2); \quad (4.196)$$

β_c – sirgsuse tegur, liimpuidul $\beta_c = 0,1$. [17, p. 41]

Suhteline saledus arvutatakse valemiga [17, p. 40]:

$$\lambda_{rel,z(y)} = \frac{\lambda_{z(y)}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}; \quad (4.197)$$

kus $f_{c,0,k}$ – puidu normatiivne survetugevus pikikiudu, [N/mm²];

$\lambda_{z(y)}$ – saledus vastavalt telje z või y sihis:

$$\lambda_{z(y)} = \frac{L_{ef}}{i_{z(y)}}; \quad (4.198)$$

kus L_{ef} – posti arvutus pikkus, $L_{ef} = \mu L$, kui mõlemas posti otsas on liigendkinnitus, siis $\mu = 1$;

$i_{z(y)}$ – inertsiraadius, $i_{z(y)} = \sqrt{I_{z(y)}/A}$, [mm]. [6, p. 86]

4.9.1 Tulekahjuolukord

Liimpuidust post kaetakse neljast küljest 2 kihi 15 mm paksuse tulekindla (F-tüüpi) kipsplaadiga. Söestumise algusaeg ja tõrketekkeae leetakse analoogselt vahelaeplaadi ja liimpuittalale valemite (4.83) kuni (4.86) abil.

Liimpuidu tinglikuks söestumissügavuseks on EVS-EN 1995-1-2 järgi $\beta_n = 0,7$ mm/min (kahemõõtmeline söestumine). Puidu söestumissügavus $d_{char,n}$ ajahetkel $t_f \leq t$ leetakse alapeatükis 4.6.4 toodud valemiga (4.79). Arvutused tulekahjuolukorras teostatakse vastavalt efektiivristlõike meetodile. Efektiivne söestumissügavus leetakse valemiga

(4.78), kus nulltugevusega kihi paksuseks võetakse $d_0 = 7$ mm [43] ning tegur k_0 arvestatakse kaitstud puidu järgi.

Posti ristlõike mõõtmed, hetkel $t = 60$ min, on leitavad valemitega:

$$b_{fi} = b - 2d_{efi}; \quad (4.199)$$

$$h_{fi} = h - 2d_{ef}. \quad (4.200)$$

Puidu arvutustugevus tulekahjuolukorras leitakse valemiga (4.88) ja postile mõjuv koormus valemiga (4.89).

Tulekahjuolukorras kontrollitakse, nagu ka kandepiir seisundis, posti nõtkekandevõimet. Arvutus teostatakse valemite (4.195) kuni (4.198) abil, inertsiraadiuse leidmisel kasutatakse tulekahjuolukorra efektiivse ristlõike mõõtmeid, mis on leitud valemitega (4.199) ja (4.200). Suhtelise saleduse leidmisel kasutatakse tugevuse ja elastsuse normatiivseid väärtusi.

5 KONSTRUKTSIOONIELEMENTIDE ARVUTUS

Antud peatükis tuuakse välja konstruktsioonelementidele mõjuvad koormused, käsitletavat koormuskombinatsiooni, elementide sisejõudude arvutus ning kande- ja kasutuspiiriseisundite kontrollid.

5.1 Vahelaeplaat

100 mm paksune betoonikiht ja 7-kihiline CLT plaat, kihtide paksustega 40-40-30-40-30-40-40 (mm), kogupaksusega 260 mm, arvutuslik laius $b = 1000$ mm.

Tapi sügavus $h_n = 20$ mm, laius $b_n = 1000$ mm, pikkus $l_n = 200$ mm, tappide vahele jääva puiduosa pikkus $l_s = 300...400$ mm.

Koormused

Vahelaekandva kihi omakaalukoormus:

$$g_{k,vlagi} = 0,1 \times 25 + (0,26 - 0,02) \times 5 + 0,02 \times [(0,2 \times 25 + 0,3 \times 5) / 0,5] = 3,960 \text{ kN/m}^2.$$

Vahelaekandva ülejäänud kihtide omakaalukoormus bürooruumides $g_{k,vlagi} = 1,401 \text{ kN/m}^2$ ning eluruumides $g_{k,vlagi} = 1,152 \text{ kN/m}^2$.

Kontoreid või kortereid eraldavate seinte omakaaluks on:

$$g_{k,kvsein} = 0,964 \times (3,5 - 0,1 - 0,26) = 3,027 \text{ kN/m}.$$

Korterisiseste vaheseinte omakaal: $g_{k,kssein} = 0,634 \times (3,5 - 0,1 - 0,26) = 1,991 \text{ kN/m}.$

Välisseina omakaalukoormuseks ühe korruse ulatuses on:

$$F_{k,vsein} = 1,043 \times 3,5 = 3,651 \text{ kN/m}.$$

Vastavalt alapeatükis 3.2.1 toodule on kasuskoormuseks büroopindadel $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ ning $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ eluruumides.

Vahelagi on dimensioneeritud ristlõike järgi, mille kohal paikneb kortereid või kontoreid eraldav sein. Kuna bürooruumide vahelaekandva omakaal on suurem ning sellele mõjub ka suurem kasuskoormus, arvutatakse vahelaekandva sisejõud bürooruumide koormusolukorra järgi. Kergemaid vaheseinu koormuskombinatsioonis seega ei arvestata.

Koormuskombinatsioonid

Vahelaele mõjub ainukese muutuvkoormusena kasuskoormus, mis seega ka domineerivaks muutuvkoormuseks. Arvutuslikuks koormuseks kandepiirseisundis on:

$$p_{d,vlagi} = 1,2 \times (3,960 + 1,401 + 3,027) + 1,5 \times 3,0 = 14,566 \text{ kN/m}^2;$$

$$F_{d,vlagi} = 1,2 \times 3,651 = 4,381 \text{ kN/m}.$$

5.1.1 Kande- ja kasutuspiirseisundi kontroll eluea algul ($t = 0$)

Tappliidete korral võib kande- ja kasutuspiirseisundis nihkemoodulite väärtused võtta võrdsed (vt ptk 2.2), sellest tulenevalt on ka ristlõike efektiivne paindejäikus kande- ja kasutuspiirseisundis ühesugune.

5.1.1.1 Efektiivne paindejäikus

Lähteandmed:

Tabelist 2.1 – betooni tugevusklass C35/45, elastsusmoodul $E_{cm} = 34000 \text{ N/mm}^2$.

Tabelist 2.2 – puidu tugevusklass C24, elastsusmoodul $E_{0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$ ning külgnihkemoodul $G_r = 50 \text{ N/mm}^2$.

Tappliite nihkemoodul $K_{ser} = 1000 \frac{\text{N/mm}}{\text{mm}}$. Nihkeliidete suurim samm $s_{max} = 600 \text{ mm}$ ja väikseim samm $s_{min} = 500 \text{ mm}$. Tappliidete efektiivne samm on seega lähtudes valemist (4.37):

$$s_{ef,postv} = 1,14 \times 500 + 3,14 \times \frac{600}{6000} (600 - 500) = 601,4 \text{ mm};$$

$(EI)_1$ arvutus

Kihtide paksused: $h_1 = 100 \text{ mm}$, $h_2 = 40 + 40 + 30 + 40 + 30 = 180 \text{ mm}$ ja $h_3 = 40 \text{ mm}$ ning $\bar{h} = 40 \text{ mm}$.

Inertsimomendid, valem (4.8):

$$I_{y,1} = \frac{1000 \times 100^3}{12} = 83333333 \text{ mm}^4; \quad I_{y,2} = \frac{1000 \times 180^3}{12} = 486000000 \text{ mm}^4;$$

$$I_{y,3} = \frac{1000 \times 40^3}{12} = 5333333 \text{ mm}^4.$$

Ristlõikepindalad, valem (4.7):

$$A_1 = 1000 \times 100 = 100000 \text{ mm}^2; \quad A_2 = 1000 \times 180 = 180000 \text{ mm}^2;$$

$$A_3 = 1000 \times 40 = 40000 \text{ mm}^2.$$

Vähendustegurid, valemist (4.40) ja (4.41):

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 34000 \times 100000 \times 601,4}{1000000 \times 6000^2}\right)^{-1} = 0,641; \quad \gamma_2 = 1;$$

$$\gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 11000 \times 40000 \times 40}{50 \times 1000 \times 6000^2}\right)^{-1} = 0,912.$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused, valemist (4.42)...(4.44):

$$a_2 = \frac{0,641 \times 34000 \times 100000 \times (100 + 180) - 0,912 \times 11000 \times 40000 \times (180 + 40 + 2 \times 40)}{2 \times (0,641 \times 34000 \times 100000 + 1 \times 11000 \times 180000 + 0,912 \times 11000 \times 40000)} = 53,69 \text{ mm};$$

$$a_1 = \frac{100 + 180}{2} - 53,69 = 86,31 \text{ mm}; \quad a_3 = \frac{180 + 40 + 2 \times 40}{2} + 53,69 = 203,69 \text{ mm}.$$

Efektívne paindejäikus $(EI)_1$, valemist (4.39):

$$(EI)_1 = 34000 \times (83333333 + 0,641 \times 100000 \times 86,31^2) + 11000 \times (486000000 + 1 \times 180000 \times 53,69^2 + 53333333 + 0,912 \times 40000 \times 203,69^2) = 4,682 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2.$$

$(EI)_2$ arvutus

Kihi paksus: $h_2 = 180 \text{ mm}$

Inertsimoment: $I_{y,2} = 486000000 \text{ mm}^4$

Ristlõikepindala: $A_2 = 180000 \text{ mm}^2$

Vähendustegur: $\gamma_2 = 1$

Kihi raskuskeskme kaugus: $a_2 = 53,69 \text{ mm}$

Efektívne paindejäikus $(EI)_2$, valemist (4.39):

$$(EI)_2 = 11000 \times 486000000 + 1 \times 11000 \times 180000 \times 53,69^2 = 1,105 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2.$$

$(EI)_3$ arvutus

Kihtide paksused: $h_1 = 40 \text{ mm}$ ja $h_2 = h_3 = 30 \text{ mm}$ ning $\bar{h}_1 = \bar{h}_2 = 40 \text{ mm}$.

Inertsimomendid, valem (4.8):

$$I_{y,1} = \frac{1000 \times 40^3}{12} = 5333333 \text{ mm}^4;$$

$$I_{y,2} = I_{y,3} = \frac{1000 \times 30^3}{12} = 2250000 \text{ mm}^4.$$

Ristlõikepindalad, valem (4.7):

$$A_1 = 1000 \times 40 = 40000 \text{ mm}^2;$$

$$A_2 = A_3 = 1000 \times 30 = 30000 \text{ mm}^2.$$

Vähendustegurid, valemist (4.41):

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 11000 \times 40000 \times 40}{50 \times 1000 \times 6000^2}\right)^{-1} = 0,912; \quad \gamma_2 = 1;$$

$$\gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 11000 \times 30000 \times 40}{50 \times 1000 \times 6000^2}\right)^{-1} = 0,933.$$

Keskmise kihi raskuskeskme kaugus vaadeldava osa nulljoonest, valemist (4.45):

$$a_{2,kohalik} = \frac{0,912 \times 11000 \times 40000 \times (40 + 30 + 2 \times 40) - 0,933 \times 11000 \times 30000 \times (30 + 30 + 2 \times 40)}{2 \times (0,912 \times 11000 \times 40000 + 1 \times 11000 \times 30000 + 0,933 \times 11000 \times 30000)} =$$

$$= 8,23 \text{ mm.}$$

Keskmise kihi raskuskeskme kaugus koguristlõike nulljoonest:

$$a_{2,globalne} = a_2 + a_{2,kohalik} = 53,69 + 8,23 = 61,92 \text{ mm.}$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused, valemist (4.44) ja (4.46):

$$a_1 = \frac{40 + 30 + 2 \times 40}{2} - 61,92 = 13,08 \text{ mm}; \quad a_3 = \frac{30 + 30 + 2 \times 40}{2} + 61,92 = 131,92 \text{ mm.}$$

Efektivne paindejäikus $(EI)_3$, valemist (4.39):

$$(EI)_3 = 11000 \times \left(5333333 + 0,912 \times 40000 \times 13,08^2 + 2 \times 2250000 + 1 \times 30000 \times 61,92^2 + \right.$$

$$\left. + 0,933 \times 30000 \times 131,92^2\right) = 6,798 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

Ristlõike efektiivse paindejäikuse väärtuseks on vastavalt valemile (4.38) seega:

$$(EI)_{ef} = 4,682 \times 10^{13} - 1,105 \times 10^{13} + 6,798 \times 10^{12} = 4,257 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2.$$

Konsoolses osas on pingelolukord vastupidine – betoon on suuremas osas tõmmatud ning puit surutud. Seetõttu ei arvestata siin arvutuslikult betooni kihiga, efektiivne paindejäikus leitakse ristkihtpuidu kihtide järgi ning normaal- ja nihkepingete kandevõimele vastavust kontrollitakse vaid puidu puhul.

$(EI)_1$ arvutus

Kihtide paksused: $h_1 = h_3 = 40 \text{ mm}$, $h_2 = 30 + 40 + 30 = 100 \text{ mm}$ ning $\bar{h}_1 = \bar{h}_2 = 40 \text{ mm}$.

Inertsimomendid, valem (4.8):

$$I_{y,1} = I_{y,3} = \frac{1000 \times 40^3}{12} = 5333333 \text{ mm}^4; \quad I_{y,2} = \frac{1000 \times 100^3}{12} = 83333333 \text{ mm}^4;$$

Ristlõikepindalad, valem (4.7):

$$A_1 = A_3 = 1000 \times 40 = 40000 \text{ mm}^2; \quad A_2 = 1000 \times 100 = 100000 \text{ mm}^2;$$

Vähendustegurid, valemist (4.41):

$$\gamma_1 = \gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 11000 \times 40000 \times 40}{50 \times 1000 \times 2000^2}\right)^{-1} = 0,535; \quad \gamma_2 = 1.$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused, valemist (4.44)...(4.46):

$$a_2 = \frac{0,535 \times 11000 \times 40000 \times (40 + 100 + 2 \times 40) - 0,535 \times 11000 \times 40000 \times (100 + 40 + 2 \times 40)}{2 \times (0,535 \times 11000 \times 40000 + 1 \times 11000 \times 100000 + 0,535 \times 11000 \times 40000)} = 0 \text{ mm};$$

$$a_1 = \frac{40 + 100 + 2 \times 40}{2} - 0 = 110,0 \text{ mm}; \quad a_3 = \frac{100 + 40 + 2 \times 40}{2} + 0 = 110,0 \text{ mm}.$$

Efektivne paindejäikus $(EI)_1$, valemist (4.39):

$$(EI)_1 = 11000 \times (2 \times 5333333 + 2 \times 0,535 \times 40000 \times 110,0^2 + 83333333 + 1 \times 100000 \times 0^2) = 6,733 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

$(EI)_2$ arvutus

$$(EI)_2 = 11000 \times 83333333 + 1 \times 11000 \times 100000 \times 0^2 = 9,167 \times 10^{11} \text{ Nmm}^2.$$

$(EI)_3$ arvutus

Kihtide paksused: $h_1 = h_2 = 30 \text{ mm}$ ning $\bar{h}_1 = 40 \text{ mm}$.

Inertsimomendid, valem (4.8): $I_{y,1} = I_{y,2} = \frac{1000 \times 30^3}{12} = 2250000 \text{ mm}^4.$

Ristlõikepindalad, valem (4.7): $A_1 = A_2 = 1000 \times 30 = 30000 \text{ mm}^2.$

Vähendustegurid, valemist (4.41):

$$\gamma_1 = \gamma_2 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 11000 \times 30000 \times \frac{40}{2}}{50 \times 1000 \times 2000^2}\right)^{-1} = 0,754; \quad \gamma_2 = 1;$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused:

$$a_1 = a_2 = 30/2 + 40/2 = 35 \text{ mm}^2.$$

Efektivne paindejäikus $(EI)_3$, valemist (4.39):

$$(EI)_3 = 2 \times 11000 \times (2250000 + 0,754 \times 30000 \times 35^2) = 6,594 \times 10^{11} \text{ Nmm}^2.$$

Ristlõike efektiivse paindejäikuse väärtuseks on vastavalt valemile (4.38) seega:

$$(EI)_{ef} = 6,733 \times 10^{12} - 9,167 \times 10^{11} + 6,594 \times 10^{11} = 6,476 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

5.1.1.2 Kandepiirseisund

Sisejõud

Vahelage vaadeldakse arvutustes kui ühiklaiusega tala. Postide vahelist osa vaadeldakse lihttalana ning hoone servas üleulatuvat osa konsoolse talana.

Suurim paindemoment postide vahelises sildes, valemist (4.1):

$$M_{Ed,vlp} = 14,566 \times 6^2 / 8 = 65,546 \text{ kNm.}$$

Konsoolse osa suurim paindemoment, valemist (4.3):

$$M_{Ed,vlk} = 14,566 \times 1^2 / 2 + 4,381 \times 1 = 11,664 \text{ kNm.}$$

Maksimaalseks põikjõuks on postide vahelises sildes valemi (4.4) kohaselt:

$$V_{Ed,vlp} = 14,566 \times 6 / 2 = 43,697 \text{ kN.}$$

Ja konsoolse osa toel valemi (4.6) järgi: $V_{Ed,vlk} = 14,566 \times 1 + 4,381 = 18,946 \text{ kN.}$

Normaalpinged betoonis

Lähteandmed: $\gamma_{conc} = 0,641$ $E_{cm} = 34000 \text{ N/mm}^2$ $a_1 = 86,31 \text{ mm}$
 $M_{Ed,vlp} = 65,546 \text{ kNm}$ $(EI)_{ef} = 4,257 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$ $h_{conc} = 100 \text{ mm}$

Betooni arvutuslik surve- ja tõmbetugevus vastavalt valemile (4.11):

$$f_{cd} = 35 / 1,5 = 23,333 \text{ N/mm}^2; \quad f_{ctd} = 2,247 / 1,5 = 1,498 \text{ N/mm}^2.$$

Paindemomendist tingitud normaalpinge kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{conc} = \frac{0,641 \times 34000 \times 86,31 \times 65,546 \times 10^6}{4,257 \times 10^{13}} = 2,981 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,conc} = \frac{0,5 \times 34000 \times 100 \times 65,546 \times 10^6}{4,257 \times 10^{13}} = 2,695 \text{ N/mm}^2.$$

Normaalpinge betooni ülapinnas, valemist (4.49):

$$\sigma_{c,t} = -2,981 - 2,695 = -5,675 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 23,333 \text{ N/mm}^2 - \text{tingimus on täidetud.}$$

Normaalpinge betooni alapinnas, valemist (4.50):

$$\sigma_{c,b} = -2,981 + 2,695 = -0,286 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 23,333 \text{ N/mm}^2 - \text{tingimus on täidetud.}$$

Normaalpinged ristkihtpuidus

Kuna suurimad normaalpinged tekivad kõige alumises ristkihtpuidu kihis, on siin välja toodud vaid selle kihi normaalpingete kontroll.

$$\begin{aligned} \text{Lähteandmed: } \gamma_{clt7} &= 0,912 & E_{clt,0,mean} &= 11000 \text{ N/mm}^2 & a_{clt7} &= 203,69 \text{ mm} \\ M_{Ed,vlp} &= 65,546 \text{ kNm} & (EI)_{ef} &= 4,257 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 & h_{clt7} &= 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

Puidu arvutuslik paindekandevõime, tõmbekandevõime pikikiudu ja survekandevõime pikikiudu valemist (4.11):

$$\begin{aligned} f_{m,d} &= 0,8 \times 24 / 1,3 = 14,769 \text{ N/mm}^2; \\ f_{t,0,d} &= 0,8 \times 14,5 / 1,3 = 8,923 \text{ N/mm}^2; & f_{c,0,d} &= 0,8 \times 21 / 1,3 = 12,923 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

Paindemomendist tingitud normaalpinge kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{clt7} = \frac{0,912 \times 11000 \times 203,69 \times 65,546 \times 10^6}{4,257 \times 10^{13}} = 3,146 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,clt7} = \frac{0,5 \times 11000 \times 40 \times 65,546 \times 10^6}{4,257 \times 10^{13}} = 0,339 \text{ N/mm}^2.$$

Paine koos tõmbega, valemist (4.51): $0,339 / 14,769 + 3,146 / 8,923 = 0,376 < 1$ – tingimus on täidetud.

Puidu normaalpingete suurendamine 25% võrra katmaks võimalikku pingete suurenemist perioodil $t = 3 \dots 7$ a (vt ka ptk 4.6.2):

$1,25 \times 0,376 = 0,469 < 1$ – $t = 0$ kohaselt pole perioodi $t = 3 \dots 7$ a kontroll vajalik, tarvis on teostada sarnane kontroll ka hetkel $t = \infty$.

$$\begin{aligned} \text{Konsoolne osa: } \gamma_{clt7} &= 0,535 & E_{clt,0,mean} &= 11000 \text{ N/mm}^2 & a_{clt7} &= 110,0 \text{ mm} \\ M_{Ed,vlp} &= 11,664 \text{ kNm} & (EI)_{ef} &= 6,476 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2 & h_{clt7} &= 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

Paindemomendist tingitud normaalpinge kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{clt7} = \frac{0,535 \times 11000 \times 110,0 \times 11,664 \times 10^6}{6,476 \times 10^{12}} = 1,166 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,clt7} = \frac{0,5 \times 11000 \times 40 \times 11,664 \times 10^6}{6,476 \times 10^{12}} = 0,396 \text{ N/mm}^2.$$

Paine koos survega, valemist (4.52): $0,396/14,769 + (-1,166/12,923)^2 = 0,0350 < 1$ - tingimus on täidetud.

Nihkepinged ristkihtpuidus

Lähteandmed: $\gamma_3 = 0,912$ $E_2 = E_3 = 11000 \text{ N/mm}^2$ $A_3 = 40000 \text{ mm}^2$ $h_2 = 180 \text{ mm}$
 $a_3 = 203,69 \text{ mm}$ $b = 1000 \text{ mm}$ $(EI)_{ef} = 4,257 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$ $V_{Ed,vlp} = 43,697 \text{ kN}$

Puidu arvutuslik nihke- ja külgnihkekandevõime, valemist (4.11):

$$f_{v,d} = 0,8 \times 4,0 / 1,3 = 2,462 \text{ N/mm}^2; \quad f_{v,r,d} = 0,8 \times 0,7 / 1,3 = 0,431 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkepinge ristlõike nulljoonel, valemist (4.55):

$$\tau_{max} = \frac{43697 \times (0,912 \times 11000 \times 40000 \times 203,69 + 0,5 \times 11000 \times 1000 \times 180^2)}{1000 \times 4,257 \times 10^{13}} =$$

$$= 0,267 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,462 \text{ N/mm}^2.$$

Puidu nihkekandevõime konstruktsiooni eluea algul on tagatud.

Külgnihkepinge, valemiga (4.56):

$$\tau_{r,max} = \frac{43697 \times 11000 \times 40000 \times 203,69}{1000 \times 4,257 \times 10^{13}} = 0,0920 \text{ N/mm}^2 < f_{v,r,d} = 0,431 \text{ N/mm}^2.$$

Puidu külgnihkepinge konstruktsiooni eluea algul on tagatud.

Konsoolne osa: $\gamma_3 = 0,535$ $a_3 = 110,0 \text{ mm}$ $h_2 = 100 \text{ mm}$

$$(EI)_{ef} = 6,476 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2 \quad V_{Ed,vlp} = 18,946 \text{ kN}$$

Nihkepinge ristlõike nulljoonel, valemist (4.55):

$$\tau_{max} = \frac{18946 \times (0,535 \times 11000 \times 40000 \times 110,0 + 0,5 \times 11000 \times 1000 \times 100^2)}{1000 \times 6,476 \times 10^{12}} =$$

$$= 0,237 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,462 \text{ N/mm}^2.$$

Puidu nihkekandevõime konstruktsiooni eluea algul on tagatud.

Külgnihkepinge, valemiga (4.56):

$$\tau_{r,max} = \frac{18946 \times 11000 \times 40000 \times 110,0}{1000 \times 6,476 \times 10^{12}} = 0,142 \text{ N/mm}^2 < f_{v,r,d} = 0,431 \text{ N/mm}^2.$$

Puidu külgnihkepinge konstruktsiooni eluea algul on tagatud.

Tappliite kontroll

Tappliite nihkekandevõime – lähteandmed:

Tapi sügavus $h_n = 20$ mm, laius $b_n = 1000$ mm, pikkus $l_n = 200$ mm, tappide vahele jääva puiduosa pikkus $l_s = 300...400$ mm. Tapis paikneva kruvi normatiivne väljatõmbe-
parameeter $f_{ax,k} = 11,7$ N/mm² ($\rho_a = 350$ kg/m³), tõmbekandevõime $f_{tens,k} = 25,4$ kN, läbimõõt $d = 9$ mm. [52, pp. 120-143] Kruvi süvistussügavus puidus $l_{ef} = 180$ mm ja nurk puidukiudude suhtes $\alpha = 90^\circ$. Puidu tihedus $\rho_k = 350$ kg/m³.

Puidu minimaalne nihkepikkus, valem (4.61): $l_{min} = 8 \times 20 = 160$ mm.

Betooni tugevuse vähendustegur, valem (4.115): $\nu_1 = 0,6 \times (1 - 35/250) = 0,516$.

Nurk elemendi peatelje ja tingliku betoonvarda vahel, valemist (4.63):

$$\theta = \max \left\{ \tan^{-1} \frac{0,5 \times (100+20)}{(200+400)}; \tan^{-1} \frac{20}{200} \right\} = 5,711^\circ;$$

$\cot \theta = \cot 5,711^\circ = 10 > 2,5$ – seega $\cot \theta = 2,5$ ning $\theta = \cot^{-1} 2,5 = 21,801^\circ$.

Modifikatsioonitegur $k'_{mod} = \sqrt{\alpha_{cc} k_{mod}} = \sqrt{1,0 \times 0,8} = 0,894$.

Arvutuslik betooni survetugevus, puidu nihketugevus ja survetugevus pikikiudu, valemist (4.11):

$$f_{cd} = 0,894 \times 35 / 1,5 = 20,870 \text{ N/mm}^2;$$

$f_{v,d} = 0,894 \times 4,0 / 1,3 = 2,752 \text{ N/mm}^2;$ $f_{c,0,d} = 0,894 \times 21 / 1,3 = 14,448 \text{ N/mm}^2$.

Betooni nihketugevus, valem (4.62):

$$f_{vcd} = \frac{0,516 \times 20,870}{(\cot 21,801^\circ + \tan 21,801^\circ)} = 3,713 \text{ N/mm}^2.$$

Tappliite nihkekandevõime, valem (4.60):

Betooni nihe $F_{v,Rd,vc} = f_{vcd} b_n l_n = 3,713 \times 1000 \times 200 = 742683$ N;

Betooni purunemine survele $F_{v,Rd,cc} = f_{cd} b_n h_n = 20,870 \times 1000 \times 20 = 417399$ N;

Puidu nihe pikikiudu $F_{v,Rd,vt} = k_{cr} f_{v,t,d} b_n l_{min} = 0,67 \times 2,752 \times 1000 \times 160 = 295023$ N;

Puidu purunemine survele $F_{v,Rd,ct} = f_{c,0,d} b_n h_n = 14,448 \times 1000 \times 20 = 288969$ N;

Neist väikseim $F_{v,Rd} = F_{v,Rd,ct} = 288969$ N.

Koormus tappliites - lähteandmed:

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 0,641 & E_1 &= 34000 \text{ N/mm}^2 & A_1 &= 100000 \text{ mm}^2 & a_1 &= 86,31 \text{ mm} \\ s_{ef,postv} &= 601,4 \text{ mm} & (EI)_{ef} &= 4,257 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 & V_{Ed,vlp} &= 43,697 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hetkel $t = 0$ ei ole mahukahanemine veel aset leidnud, mistõttu $V_{max} = V_{Ed,vlp}$. Tappliites esinev koormus määratakse valemiga (4.58):

$$F_{v,Ed} = \frac{0,641 \times 34000 \times 100000 \times 86,31 \times 601,4}{4,257 \times 10^{13}} \times 43697 = 116086 \text{ N} < F_{v,Rd} = 288969 \text{ N}.$$

Liite nihkekandevõime on tagatud.

Minimaalne vertikaalne jõukomponent tapis, valemist (4.64):

$$F_{t,Ed} = \max(116086 \times \tan 21,801^\circ; 0,1 \times 116086) = 46435 \text{ N}.$$

Ühe kruvi normatiivne väljatõmbekandevõime, valemist (4.67):

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{11,7 \times 9 \times 180}{1,2 \times (\cos 90^\circ)^2 + (\sin 90^\circ)^2} \times \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 18954 \text{ N}.$$

Ühe kruvi normatiivne kandevõime, valemist (4.66):

$$F_{ax,Rk} = \min\{F_{ax,\alpha,Rk}; f_{tens,k}\} = \min\{18954; 25400\} = 18954 \text{ N}.$$

Ühe kruvi arvutuslik tõmbekandevõime, valemist (4.11):

$$F_{ax,Rd} = 0,894 \times 18954 / 1,3 = 13041 \text{ N}.$$

Esialgne vajalik kruvide arv 1 meetri kohta:

$$n = \sqrt[0,9]{\frac{F_{t,Ed}}{F_{ax,Rd}}} = \sqrt[0,9]{\frac{46312}{13041}} = 4,088 \approx 5 \text{ kruvi/m}.$$

Kruvide efektiivne arv: $n_{ef} = n^{0,9} = 5^{0,9} = 4,257$.

Kruvide kandevõime kokku:

$$F_{5kr,Rd} = n_{ef} \times F_{ax,Rd} = 4,257 \times 13041 = 55511 \text{ N} > F_{t,Ed} = 46435 \text{ N}$$

– kruvide tõmbekandevõime on tagatud.

Konsoolses osas on kandvaks kihiks ainult ristkihtpuit, mistõttu seal betooni ja puitu ühendavaid tappliiteid ei ole.

5.1.1.3 Kasutuspiiriseisund

Normatiivne alaliskoormus: $g_{k,vlagi} = 3,960 + 1,401 + 3,027 = 8,388 \text{ kN/m}$;

$F_{k,vsein} = 3,651 \text{ kN/m}$.

Normatiivne muutuvkoormus: $q_{k,vlagi} = 3,00 \text{ kN/m}$.

Läbipaine hetkel $t = 0$

Postidevaheline osa: lubatav läbipaine, valemist (4.68): $u_{inst,lub} = 6000/400 = 15,0 \text{ mm}$.

Efektiivne paindejäikus: $(EI)_{ef} = 4,257 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$.

Läbipaine alaliskoormusest, valemist (4.70):

$$u_{inst,G} = \frac{5 \times 8,388 \times 6000^4}{384 \times 4,257 \times 10^{13}} = 3,325 \text{ mm}.$$

Läbipaine muutuvkoormusest:

$$u_{inst,Q} = \frac{5 \times 3,00 \times 6000^4}{384 \times 4,257 \times 10^{13}} = 1,189 \text{ mm}.$$

Läbipaine kokku: $u_{inst} = 3,325 + 1,189 = 4,514 \text{ mm} < u_{inst,lub} = 15,0 \text{ mm}$.

Konsoolne osa - lubatav läbipaine: $u_{inst,lub} = 1000/200 = 5,0 \text{ mm}$.

Efektiivne paindejäikus: $(EI)_{ef} = 6,476 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$.

Läbipaine alaliskoormusest, valemist (4.71):

$$u_{inst,G} = \frac{8,388 \times 1000^4}{8 \times 6,476 \times 10^{12}} + \frac{3651 \times 1000^3}{3 \times 6,476 \times 10^{12}} = 0,350 \text{ mm}.$$

Läbipaine muutuvkoormusest:

$$u_{inst,G(Q)} = \frac{3,00 \times 1000^4}{8 \times 6,476 \times 10^{12}} = 0,0579 \text{ mm}.$$

Läbipaine kokku: $u_{inst} = 0,350 + 0,0579 = 0,408 \text{ mm} < u_{inst,lub} = 5,0 \text{ mm}$.

Läbipaine jääb mõlemal juhul lubatu piiresse.

Efektiivne paindejäikus laiuse sihis

Lähteandmed:

100 mm paksune betoonplaat (C35/45), elastsusmoodul $E_{cm} = 34000 \text{ N/mm}^2$ (tabel 2.1). 7-kihiline CLT plaat, kihtide paksustega 40-40-30-40-30-40-40 (mm), kogupaksusega 260 mm, arvutuslik laius $b = 1000 \text{ mm}$. Puidu tugevusklass C24, sellele vastav elastsusmoodul $E_{0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$ ning külgnihkemoodul $G_r = 50 \text{ N/mm}^2$ (tabel 2.2). Vahelae laiuse sihis puudub tappliidetel samm, mistõttu võetakse $\gamma_1 = 0$.

(EI)_{1b} arvutus

Kihtide paksused: $h_1 = 100 \text{ mm}$, $h_2 = 40 + 30 + 40 = 110 \text{ mm}$ ja $h_3 = 40 \text{ mm}$ ning $\bar{h}_1 = 40 \text{ mm}$ ja $\bar{h}_2 = 30 \text{ mm}$.

Inertsimomendid, valem (4.8):

$$I_{y,1} = \frac{1000 \times 100^3}{12} = 83333333 \text{ mm}^4; \quad I_{y,2} = \frac{1000 \times 110^3}{12} = 110916667 \text{ mm}^4;$$

$$I_{y,3} = \frac{1000 \times 40^3}{12} = 5333333 \text{ mm}^4.$$

Ristlõikepindalad, valem (4.7):

$$A_1 = 1000 \times 100 = 100000 \text{ mm}^2; \quad A_2 = 1000 \times 110 = 110000 \text{ mm}^2;$$

$$A_3 = 1000 \times 40 = 40000 \text{ mm}^2.$$

Vähendustegurid, valemist (4.41):

$$\gamma_1 = 0; \quad \gamma_2 = 1;$$

$$\gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 11000 \times 40000 \times 30}{50 \times 1000 \times 6000^2} \right)^{-1} = 0,933.$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused, valemist (4.44)...(4.46):

$$a_2 = \frac{0 \times 33000 \times 100000 \times (100 + 110 + 2 \times 40) - 0,933 \times 11000 \times 40000 \times (110 + 40 + 2 \times 30)}{2 \times (0 \times 33000 \times 100000 + 1 \times 11000 \times 110000 + 0,933 \times 11000 \times 40000)} = -26,59 \text{ mm};$$

$$a_1 = \frac{100 + 110 + 2 \times 40}{2} - (-26,59) = 171,59 \text{ mm}; \quad a_3 = \frac{110 + 40 + 2 \times 30}{2} + (-26,59) = 78,41 \text{ mm}.$$

Efektivne paindejäikus $(EI)_1$, valemist (4.39):

$$(EI)_1 = 34000 \times (83333333 + 0 \times 100000 \times 171,59^2) + 11000 \times (110916667 + 1 \times 110000 \times (-26,59)^2 + 5333333 + 0,933 \times 40000 \times 78,41^2) = 7,490 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

(EI)_{2b} arvutus

Kihi paksus: $h_2 = 110 \text{ mm}$ Inertsimoment: $I_{y,2} = 110916667 \text{ mm}^4$

Ristlõikepindala: $A_2 = 110000 \text{ mm}^2$ Vähendustegur: $\gamma_2 = 1$

Kihi raskuskeskme kaugus: $a_2 = -26,59 \text{ mm}$

Efektivne paindejäikus $(EI)_2$, valemist (4.39):

$$(EI)_2 = 11000 \times 110916667 + 1 \times 11000 \times 110000 \times (-26,59)^2 = 2,076 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

$(EI)_{3b}$ arvutus

Kihtide paksused: $h_1 = 40$ mm ja $h_2 = 40$ mm ning $\bar{h} = 30$ mm.

Inertsimomendid, valem (4.8):

$$I_{y,1} = I_{y,2} = \frac{1000 \times 40^3}{12} = 5333333 \text{ mm}^4.$$

Ristlõikepindalad, valem (4.7):

$$A_1 = A_2 = 1000 \times 40 = 40000 \text{ mm}^2.$$

Vähendustegurid, valemist (4.41):

$$\gamma_1 = \gamma_2 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 11000 \times 40000 \times \frac{30}{2}}{50 \times 1000 \times 6000^2} \right)^{-1} = 0,965.$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused vaadeldava osa nulljoonest:

$$a_1 = a_2 = 30/2 + 40/2 = 35 \text{ mm}^2.$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused koguristlõike nulljoonest:

$$a_1 = 35 - (-26,59) = 61,59 \text{ mm}^2; \quad a_2 = 35 + (-26,59) = 8,41 \text{ mm}^2.$$

Efektiivne paindejäikus $(EI)_3$, valemist (4.39):

$$(EI)_3 = 11000 \times 5333333 + 0,965 \times 11000 \times 40000 \times 61,59^2 + 11000 \times 5333333 + 0,965 \times 11000 \times 40000 \times 8,41^2 = 1,758 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

Ristlõike efektiivse paindejäikuse väärtuseks on vastavalt valemile (4.38) seega:

$$(EI)_{ef,B} = 7,490 \times 10^{12} - 2,076 \times 10^{12} + 1,758 \times 10^{12} = 7,173 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

Vibratsioonid

Lähteandmed: $(EI)_{ef,L} = 4,257 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 = 4,257 \times 10^7 \text{ Nm}^2$;

Betooni paksus $h_{bet} = 100$ mm, tihedus $\rho_{bet} = 2500 \text{ kg/m}^3$;

Ristkihtpuidud paksus $h_{clt} = 260$ mm, tihedus $\rho_{puit,keskm} = 420 \text{ kg/m}^3$.

Vahelae ühikpinna mass: $m = 0,1 \times 2500 + 0,26 \times 420 = 359,20 \text{ kg/m}^2$.

Ühiklaiusega lihttala omavõnkesagedus, valem (4.74):

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \times 6^2} \sqrt{\frac{4,257 \times 10^7}{359,20}} = 15,021 \text{ Hz} > 9 \text{ Hz}.$$

Paindejäikuste erinevust arvestav tegur:

$$k_{\delta} = \sqrt[4]{\frac{(EI)_b}{(EI)_l}} = \sqrt[4]{\frac{7,173 \times 10^{12}}{4,257 \times 10^{13}}} = 0,641.$$

1 kN koondatud koormuse põhjustatud suurim läbipaine, valemist (4.77):

$$\delta = \frac{1000 \times 6^2}{42 \times 0,641 \times 4,257 \times 10^7} = 0,0000314 \text{ m} = 0,0314 \text{ mm} < 0,5 \text{ mm}$$

– tingimus (4.76) on täidetud.

Konsoolse osa paindejäikus vahelae silde suunas:

$$(EI)_{ef,l} = 6,476 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 6,476 \times 10^6 \text{ Nm}^2.$$

Konsoolse osa omavõnkesagedus, valemist (4.75):

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3 \times 6,476 \times 10^6}{0,24 \times 359,20 \times 1^4}} = 75,551 \text{ Hz} > 9 \text{ Hz}.$$

5.1.2 Kande- ja kasutuspiiriseisundi kontroll eluea lõpus ($t = \infty$)

Roome mõju

Betooni roometegur on leitud valemitega (4.17)...(4.25), kasutades Exceli abi. Arvutuse mahukuse tõttu ei tooda seda siin eraldi välja. Betooni roometeguri väärtuseks on $\varphi(t, t_0) = 2,072$, kus $t = 50$ aastat = 18250 päeva.

2. keskkonnaklassi puhul on puidu deformatsioonimooduliks $k_{def} = 0,8$ ning nihkeliitel $k'_{def} = 2k_{def} = 2 \times 0,8 = 1,6$. Komposiitse käitumise mõju arvestavate modifikatsioonitegurite väärtused on tabeli 4.1 kohaselt puidul $\psi_{puit} = 1,0$ ja nihkeliitel $\psi_{liide} = 1,0$.

Kuna betooni roometegur $\varphi(t, t_0) = 2,072 < 2,5$, võetakse tabelist 4.1 betooni modifikatsioonitegur $\varphi = 2,5$ järgi: $\psi_{bet} = 1,8 - 0,3\gamma_1^{2,5} = 1,8 - 0,3 \times 0,641^{2,5} = 1,701$.

Elastsus- ja nihkemoodulite väärtused, valemitest (4.13)...(4.16):

$$E_{mean,fin} = \frac{11000}{(1 + 1,0 \times 1,0 \times 0,8)} = 6111 \text{ N/mm}^2; \quad G_{r,fin} = \frac{50}{(1 + 1,0 \times 1,0 \times 0,8)} = 27,8 \text{ N/mm}^2;$$

$$K_{ser,fin} = \frac{1000000}{(1 + 1,0 \times 1,0 \times 1,6)} = 384615 \text{ N/mm}; \quad E_{c,eff} = \frac{34000}{1 + 1,701 \times 2,072} = 7513 \text{ N/mm}^2.$$

Efekttiivne paindejäikus leitakse samamoodi nagu eluea alguses ($t = 0$) alapeatükis

5.1.1.1. Jäikuse erinevus tuleb elastsus- ja nihkemoodulite erinevusest, samal põhjusel

erinevad ka vähendustegurid γ_i ja raskuskeskmete kaugused a_i . Efektive paindejäikuse arvutust siin eraldi välja ei tooda.

Vahelae postidevahelise osa efektiivne paindejäikus hoone eluea lõpul ($t = \infty$) on mahukahanemise mõju arvestamata $(EI)_{ef} = 1,749 \times 10^{13}$ Nmm² ning konsoolse osas $(EI)_{ef} = 3,597 \times 10^{12}$ Nmm².

Mahukahanemise mõju

Kuivmahukahanemisdeformatsiooni baasväärtus $\varepsilon_{cd,0}$ on leitud valemi (4.32), juhul kui $f_{ck} = 35$ N/mm² ja $RH = 50$ %, siis $\varepsilon_{cd,0} = 0,000454$.

Abitegur: $h_0 = 2A_c/u = 2 \times 100 \times 1000 / 1000 = 200$ mm.

Teguri k_h väärtus tabelist 4.2, kui $h_0 = 200$ mm on $k_h = 0,85$.

Lõplik kuivmahukahanemisdeformatsioon, valem (4.31):

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,85 \times 0,000454 = 0,000386.$$

Lõplik autogeenne mahukahanemisdeformatsioon, valemist (4.34):

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (35 - 10) \times 10^{-6} = 0,0000625.$$

Betooni üldine mahukahanemisdeformatsioon, valemist (4.30):

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{cs} = 0,000386 + 0,0000625 = 0,000449.$$

Puidu mahukahanemisdeformatsioon: $\varepsilon_2 = 0$ (vt peatükk 4.5).

Puidu ja betooni deformatsioonide erinevus, valem (4.29):

$$\Delta\varepsilon = 0 - (-0,000449) = 0,000449.$$

Mahukahanemist arvestava fiktiivne jõud

Postidevaheline osa - lähteandmed: $\gamma_1 = 0,756$ $p_{d,vlagi} = 14,566$ kN/m

$$E_1 = E_{c,eff} = 7513 \text{ N/mm}^2 \quad E_2 = E_{mean,fin} = 6111 \text{ N/mm}^2$$

$$A_1 = 100 \times 1000 = 100000 \text{ mm}^2 \quad A_2 = 260 \times 1000 = 260000 \text{ mm}^2$$

Puidu ja betooni raskuskeskmete vahekaugus: $z = 100/2 + 260/2 = 180$ mm.

Mahukahanemist arvestav koefitsient, valemist (4.27):

$$C_{p,sls} = \pi^2 \times \frac{7513 \times 100000 \times 6111 \times 260000 \times 180 \times 0,756}{(7513 \times 100000 + 6111 \times 260000) \times 6000^2} = 19040 \text{ N/mm.}$$

Mahukahanemise põhjustatud mitteelastseid deformatsioone väljendav fiktiivne jõud, valemist (4.26): $p_{sls,k} = 19040 \times 0,000449 = 8,540 \text{ N/mm} = 8,540 \text{ kN/m}$.

Fiktiivse jõu arvutuslik väärtus, valemist (4.28): $p_{sls,d} = 1,35 \times 8,540 = 11,529 \text{ kN/m}$.

Mahukahanemise mõju paindejäikusele arvesse võttev tegur, valemist (4.36):

$$C_{J,sls} = \frac{11,529 + 14,566}{\frac{7513 \times 100000 + 6111 \times 260000}{0,756 \times 7513 \times 100000 + 6111 \times 260000} \times 11,529 + 14,566} = 0,964.$$

Mahukahaneist arvesse võttev efektiivne paindejäikus (4.35):

$$(EI)_{ef,sls} = 0,964 \times 1,749 \times 10^{13} = 1,686 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2.$$

Konsoolses osas ei ole puit ja betoon konstruktiivselt üksteisega seotud, mistõttu ei arvestata seal betooni mahukahanemise mõjuga ristlõike efektiivsele paindejäikusele ega ka sisejõududele.

5.1.2.1 Kandepiirseisund

Sisejõud

Suurim paindemoment postide vahelises sildes, valemist (4.1) ning alapeatükist 4.6.2:

$$M_{Ed,vlp} = (14,566 + 0,8 \times 11,529) \times 6^2 / 8 = 107,051 \text{ kNm.}$$

Konsoolse osa suurim paindemoment, valemist (4.3):

$$M_{Ed,vlk} = 14,566 \times 1^2 / 2 + 4,381 \times 1 = 11,664 \text{ kNm.}$$

Põikjõud – lähteandmed: $a_{1,postv} = 115,61 \text{ mm}$

$$I_1 = 100^3 \times 1000 / 12 = 83333333 \text{ mm}^4 \quad I_2 = 260^3 \times 1000 / 12 = 1464666667 \text{ mm}^4$$

Koormuse põhjustatud suurimaks põikjõuks on postide vahelises sildes valemi (4.4) kohaselt:

$$V_{Ed,vlp} = 14,566 \times 6 / 2 = 43,697 \text{ kN.}$$

Suurim põikjõud, arvestades mahukahnemise mõjuga, valemist (4.59):

$$V_{max} = -\pi \times 6111 \times 260000 \times \frac{7513 \times 83333333 + 6111 \times 146466667}{(0,756 \times 7513 \times 100000 + 6111 \times 260000) \times 6000 \times 115,61} \times \\ \times 0,000449 + 43697 = -14329 + 43697 = 29368 \text{ N} = 29,368 \text{ kN.}$$

Koormuse põhjustatud põikjõud konsoolse osa toel valemi (4.6) järgi:

$$V_{Ed,vlk} = 14,566 \times 1 + 4,381 = 18,946 \text{ kN.}$$

Normaalpinged betoonis

Lähteandmed: $\gamma_{conc} = 0,756$ $E_{cm} = 7513 \text{ N/mm}^2$ $a_1 = 115,61 \text{ mm}$
 $M_{Ed,vlp} = 107,051 \text{ kNm}$ $(EI)_{ef} = 1,686 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$ $h_{conc} = 100 \text{ mm}$
 $f_{cd} = 23,333 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = 1,498 \text{ N/mm}^2$

Paindemomendist tingitud normaalpinge kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{conc} = \frac{0,756 \times 7513 \times 115,61 \times 107,051 \times 10^6}{1,686 \times 10^{13}} = 4,172 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,conc} = \frac{0,5 \times 7513 \times 100 \times 107,051 \times 10^6}{1,686 \times 10^{13}} = 2,385 \text{ N/mm}^2.$$

Normaalpinge betooni ülapinnas, valemist (4.49):

$$\sigma_{c,t} = -4,172 - 2,385 = -6,557 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 23,333 \text{ N/mm}^2 - \text{tingimus on täidetud.}$$

Normaalpinge betooni alapinnas, valemist (4.50):

$$\sigma_{c,b} = -4,172 + 2,385 = -1,787 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 23,333 \text{ N/mm}^2 - \text{tingimus on täidetud.}$$

Normaalpinged ristkihtpuidus

Lähteandmed: $\gamma_{clt7} = 0,912$ $E_{clt,0,mean} = 6111 \text{ N/mm}^2$ $a_{clt7} = 174,39 \text{ mm}$
 $M_{Ed,vlp} = 107,051 \text{ kNm}$ $(EI)_{ef} = 1,686 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$ $h_{clt7} = 40 \text{ mm}$
 $f_{m,d} = 14,769 \text{ N/mm}^2$ $f_{t,0,d} = 8,923 \text{ N/mm}^2$ $f_{c,0,d} = 12,923 \text{ N/mm}^2$

Paindemomendist tingitud normaalpinge kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{clt7} = \frac{0,912 \times 6111 \times 174,39 \times 107,051 \times 10^6}{1,686 \times 10^{13}} = 6,172 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,clt7} = \frac{0,5 \times 6111 \times 40 \times 107,051 \times 10^6}{1,686 \times 10^{13}} = 0,776 \text{ N/mm}^2.$$

Paine koos tõmbega, valemist (4.51): $0,776/14,769 + 6,172/8,923 = 0,744 < 1$ - tingimus on täidetud.

Puidu normaalpingete suurendamine 25% võrra katmaks võimalikku pingete suurenemist perioodil $t = 3 \dots 7$ a (vt ka ptk 4.6.2):

$1,25 \times 0,744 = 0,930 < 1$ - $t = \infty$ kohaselt pole samuti perioodi $t = 3 \dots 7$ a kontroll vajalik, seega võib selle kontrolli hüljata.

Konsoolne osa: $\gamma_{clt7} = 0,535$ $E_{clt,0,mean} = 6111 \text{ N/mm}^2$ $a_{clt7} = 110,0 \text{ mm}$

$M_{Ed,vlp} = 11,664 \text{ kNm}$ $(EI)_{ef} = 3,597 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$ $h_{clt7} = 40 \text{ mm}$

Paindemomendist tingitud normaalpinge kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{clt7} = \frac{0,535 \times 6111 \times 110,0 \times 11,664 \times 10^6}{3,597 \times 10^{12}} = 1,166 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,clt7} = \frac{0,5 \times 6111 \times 40 \times 11,664 \times 10^6}{3,597 \times 10^{12}} = 0,369 \text{ N/mm}^2.$$

Paine koos survega, valemist (4.52): $0,369/14,769 + (-1,166/12,923)^2 = 0,0350 < 1$ - tingimus on täidetud.

Nihkepinged ristkihtpuidus

Lähteandmed: $\gamma_3 = 0,912$ $E_2 = E_3 = 6111 \text{ N/mm}^2$ $A_3 = 40000 \text{ mm}^2$ $h_2 = 180 \text{ mm}$

$a_3 = 174,39 \text{ mm}$ $b = 1000 \text{ mm}$ $(EI)_{ef} = 1,686 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$ $V_{Ed,vlp} = 29,368 \text{ kN}$

$f_{v,d} = 2,462 \text{ N/mm}^2$ $f_{v,r,d} = 0,431 \text{ N/mm}^2$

Nihkepinge ristlõike nulljoonel, valemist (4.55):

$$\begin{aligned} \tau_{max} &= \frac{29368 \times (0,912 \times 6111 \times 40000 \times 174,39 + 0,5 \times 6111 \times 1000 \times 180^2)}{1000 \times 1,686 \times 10^{13}} = \\ &= 0,240 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,462 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

Puidu nihkekandevõime konstruktsiooni eluea lõpus on tagatud.

Külgnihkepinge, valemiga (4.56):

$$\tau_{r,max} = \frac{29368 \times 6111 \times 40000 \times 174,39}{1000 \times 1,686 \times 10^{13}} = 0,0743 \text{ N/mm}^2 < f_{v,r,d} = 0,431 \text{ N/mm}^2.$$

Puidu külgnihkekandevõime konstruktsiooni eluea lõpus on tagatud.

Konsoolne osa: $\gamma_3 = 0,535$ $a_3 = 110,0 \text{ mm}$ $h_2 = 100 \text{ mm}$
 $(EI)_{ef} = 3,597 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$ $V_{Ed,vlp} = 18,946 \text{ kN}$

Nihkepinge ristlõike nulljoonel, valemist (4.55):

$$\tau_{max} = \frac{18946 \times (0,535 \times 6111 \times 40000 \times 110,0 + 0,5 \times 6111 \times 1000 \times 100^2)}{1000 \times 3,597 \times 10^{12}} =$$

$$= 0,237 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,462 \text{ N/mm}^2.$$

Puidu nihkekandevõime konstruktsiooni eluea lõpus on tagatud.

Külgnihkepinge, valemiga (4.56):

$$\tau_{r,max} = \frac{18946 \times 6111 \times 40000 \times 110,0}{1000 \times 3,597 \times 10^{12}} = 0,142 \text{ N/mm}^2 < f_{v,r,d} = 0,431 \text{ N/mm}^2.$$

Puidu külgnihkekandevõime konstruktsiooni eluea lõpus on tagatud.

Tappliite kontroll

Lähteandmed: $\gamma_1 = 0,756$ $E_1 = 7513 \text{ N/mm}^2$ $a_1 = 115,61 \text{ mm}$
 $s_{ef,postv} = 601,4 \text{ mm}$ $(EI)_{ef} = 1,686 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$ $V_{Ed,vlp} = 29,368 \text{ kN}$
 $A_1 = 100000 \text{ mm}^2$ $\theta = 21,801^\circ$

Tappliites esinev koormus määratakse valemiga (4.58):

$$F_{v,Ed} = \frac{0,756 \times 7513 \times 100000 \times 115,61 \times 601,4}{1,686 \times 10^{13}} \times 29368 = 68834 \text{ N} < F_{v,Rd} = 288969 \text{ N}.$$

Tappliite nihkekandevõime on tagatud.

Minimaalne vertikaalne jõukomponent tapis, valemist (4.64):

$$F_{t,Ed} = \max(68834 \times \tan 21,801^\circ; 0,1 \times 68834) = 27533 \text{ N} < F_{5kr,Rd} = 55511 \text{ N}$$

tapikruvide tõmbekandevõime on tagatud.

5.1.2.2 Kasutuspiirseisund

Normatiivne alaliskoormus: $g_{k,vlagi} = 8,388 \text{ kN/m}$ $F_{k,vsein} = 3,651 \text{ kN/m}$

Fiktiivne koormus mahukahanemisest – postidevaheline osa $p_{sls,k} = 8,540 \text{ kN/m}$.

Norm. muutuvkoormus: $q_{k,vlagi} = 3,00 \text{ kN/m}$ Kombinatsioonitegur: $\psi_{2,1} = 0,3$.

Tõenäolisele koormuskombinatsioonile vastav koormus, valemist (4.72):

Postidevaheline osa: $p_{töen} = 8,388 + 8,540 + 0,3 \times 3,00 = 17,828 \text{ kN/m}$;

Konsoolne osa: $p_{töen} = 8,388 + 0,3 \times 3,00 = 9,288 \text{ kN/m}$.

Ülejäänud muutuvkoormus, valemist (4.73): $p_q = (1 - 0,3) \times 3,00 = 2,1 \text{ kN/m}$.

Läbipaine hetkel $t = \infty$

Postidevaheline osa: lubatav läbipaine, valemist (4.68): $u_{fin,lub} = 6000/300 = 20,0 \text{ mm}$.

Efektiivne paindejäikus: $(EI)_{ef,inst} = 4,257 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$;

$$(EI)_{ef,fin} = 1,686 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2.$$

Läbipaine alaliskoormusest, valemist (4.70): $u_{inst,G} = \frac{5 \times 17,828 \times 6000^4}{384 \times 1,686 \times 10^{13}} = 17,846 \text{ mm}$;

Läbipaine muutuvkoormusest: $u_{inst,Q} = \frac{5 \times 2,1 \times 6000^4}{384 \times 4,257 \times 10^{13}} = 0,832 \text{ mm}$.

Läbipaine kokku: $u_{fin} = 17,846 + 0,832 = 18,678 \text{ mm} < u_{fin,lub} = 20,0 \text{ mm}$.

Konsoolne osa: lubatav läbipaine, valemist (4.68): $u_{inst,lub} = 1000/150 = 6,667 \text{ mm}$.

Efektiivne paindejäikus: $(EI)_{ef,inst} = 6,476 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$;

$$(EI)_{ef,fin} = 3,597 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

Läbipaine alaliskoormusest, valemist (4.71): $u_{inst,G} = \frac{9,288 \times 1000^4}{8 \times 3,597 \times 10^{12}} + \frac{3651 \times 1000^3}{3 \times 3,597 \times 10^{12}} = 0,661 \text{ mm}$;

Läbipaine muutuvkoormusest: $u_{inst,G(Q)} = \frac{2,1 \times 1000^4}{8 \times 6,476 \times 10^{12}} = 0,0405 \text{ mm}$.

Läbipaine kokku: $u_{inst} = 0,661 + 0,0405 = 0,702 \text{ mm} < u_{inst,lub} = 6,667 \text{ mm}$.

Läbipaine jääb mõlemal juhul lubatu piiresse.

Vibratsioonid

Vahelae paindejäikus laiuse sihis hetkel $t = \infty$ on leitud samamoodi kui hetkel $t = 0$, arvutuskäiku siin enam välja ei tooda. Ilma mahukahanemise mõjuta on paindejäikuse väärtuseks: $(EI)_{ef,B} = 3,037 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$.

Mahukahanemise mõjuga arvestades:

$$(EI)_{ef,B} = 0,964 \times 3,037 \times 10^{12} = 2,927 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

Vaheale paindejäikus pikkuse sihis: $(EI)_{ef,L} = 1,686 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 = 1,686 \times 10^7 \text{ Nm}^2$.

Vahelae ühikpinna mass: $m = 359,20 \text{ kg/m}^2$.

Ühiklaiusega lihttala omavõnkesagedus, valem (4.74):

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \times 6^2} \sqrt{\frac{1,686 \times 10^7}{359,20}} = 9,453 \text{ Hz} > 9 \text{ Hz}.$$

Paindejäikuste erinevust arvestav tegur:

$$k_\delta = \sqrt[4]{\frac{(EI)_b}{(EI)_l}} = \sqrt[4]{\frac{2,927 \times 10^{12}}{1,686 \times 10^{13}}} = 0,646.$$

1 kN koondatud koormuse põhjustatud suurim läbipaine, valemist (4.77):

$$\delta = \frac{1000 \times 6^2}{42 \times 0,646 \times 1,686 \times 10^7} = 0,0000788 \text{ m} = 0,0788 \text{ mm} < 0,5 \text{ mm}.$$

Tingimus (4.76) on täidetud.

Konsoolse osa paindejäikus vahelae silde suunas: $(EI)_{ef,L} = 3,597 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 3,597 \times 10^6 \text{ Nm}^2$.

Konsoolse osa omavõnkesagedus, valemist (4.75):

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3 \times 3,597 \times 10^6}{0,24 \times 359,20 \times 1^4}} = 56,312 \text{ Hz} > 9 \text{ Hz}.$$

5.1.3 Tulekahjuolukord

Söestumissügavus

Söestumise algusaeg, valemist (4.83): $t_{ch} = 2,1 \times 30 - 7 = 56 \text{ min}$.

Välamise kipsplaadi tõrketekkeae, valemist (4.85): $t_{f,1} = 4 \times 15 - 14 = 46$ min.

Kuna $t_{f,1} < t_{ch}$, siis $t_{ch} = t_{f,1} = 46$ min.

Tõrketekkeae, valemist (4.85): $t_f = 2 \times 30 - 3 = 57$ min.

Tegur k_2 , kui tulepoolne kipsplaat on vuugita, valemist (4.80):

$$k_2 = 1,05 - 0,0073 \times 15 = 0,9405.$$

Tõrketekkeae tingituna kinnitusvahendite väljatõmbest, valemist (4.86):

$$t_{f,kinnitus} = 46 + (100 - 10 - 15) / (1,1 \times 0,9405 \times 1,2 \times 1,15 \times 0,65) = 126,82 \text{ min.}$$

Puidu söestumissügavus hetkel $t_f \leq t$, valemist (4.79):

$$d_{char,n} = 0,65 \times 1,1 \times 1,2 \times [0,9405 \times (57 - 46) + 1 \times (60 - 57)] = 11,5 \text{ mm.}$$

Puidu efektiivne söestumissügavus, valemist (4.78):

$$d_{ef,char} = 11,5 + (60/46) \times 13 = 28,5 \text{ mm.}$$

Alumise puidukihi paksus, valemist (4.87): $h_{3,fi} = 40 - 28,5 = 11,5 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$.

Kuigi alumise kihi jääkpaksus on suurem kui 3 mm, on käesolevas töös lihtsustuse huvides jäetud alumine kiht koguristlõike efektiivse kõrguse hulka arvestamata ning 7-kihilist CLT paneeli arvutatakse kui 5-kihilist.

Järgnevalt kontrollitakse vahelae kandevõimet tulekahjuolukorras hoone eluea lõpus, arvestades roome ja mahukahanemise mõjuga.

Roome mõju

Arvutustes kasutatakse elastsus- ja nihkemoodulite keskvaartusi, mille väärtused on samad normaaltemperatuuri arvutusolukorraga:

$$E_{mean,fin} = 6111 \text{ N/mm}^2; \quad G_{r,fin} = 27,8 \text{ N/mm}^2; \quad K_{ser,fin} = 384615 \text{ N/mm}; \\ E_{c,eff,postv} = 7513 \text{ N/mm}^2.$$

Efektiivne paindejäikus

Lähteandmed:

100 mm paksune betoonplaat. CLT plaati vaadeldakse arvutuslikult kui 5-kihilist, kihtide paksustega 40-40-30-40-30 (mm), arvutuslik laius $b = 1000$ mm. Tappliidete efektiivne samm on postidevahelises osas $s_{ef,postv} = 601,4$ mm.

$(EI)_1$ arvutus

Kihtide paksused: $h_1 = 100$ mm, $h_2 = 40 + 40 + 30 = 110$ mm ja $h_3 = 30$ mm ning $\bar{h} = 40$ mm.

Inertsimomendid, valem (4.8):

$$I_{y,1} = \frac{1000 \times 100^3}{12} = 83333333 \text{ mm}^4; \quad I_{y,2} = \frac{1000 \times 110^3}{12} = 110916667 \text{ mm}^4;$$

$$I_{y,3} = \frac{1000 \times 30^3}{12} = 2250000 \text{ mm}^4.$$

Ristlõikepindalad, valem (4.7):

$$A_1 = 1000 \times 100 = 100000 \text{ mm}^2; \quad A_2 = 1000 \times 110 = 110000 \text{ mm}^2;$$

$$A_3 = 1000 \times 30 = 30000 \text{ mm}^2.$$

Vähendustegurid, valemitest (4.40) ja (4.41):

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 7513 \times 100000 \times 601,4}{384615 \times 6000^2} \right)^{-1} = 0,756; \quad \gamma_2 = 1;$$

$$\gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 6111 \times 30000 \times 40}{27,8 \times 1000 \times 6000^2} \right)^{-1} = 0,933.$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused, valemitest (4.42)...(4.44):

$$a_2 = \frac{0,756 \times 7513 \times 100000 \times (100 + 110) - 0,933 \times 6111 \times 30000 \times (110 + 30 + 2 \times 40)}{2 \times (0,756 \times 7513 \times 100000 + 1 \times 6111 \times 110000 + 0,933 \times 6111 \times 30000)} = 28,95 \text{ mm};$$

$$a_1 = \frac{100 + 110}{2} - 28,95 = 76,05 \text{ mm}; \quad a_3 = \frac{110 + 30 + 2 \times 40}{2} + 28,95 = 138,95 \text{ mm}.$$

Efektivne paindejäikus $(EI)_1$, valemist (4.39):

$$(EI)_1 = 7513 \times (83333333 + 0,756 \times 100000 \times 76,05^2) + 6111 \times (110916667 + 1 \times 110000 \times 28,95^2 + 2250000 + 0,933 \times 30000 \times 138,95^2) = 8,468 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

 $(EI)_2$ arvutus

Kihi paksus: $h_2 = 110$ mm

Inertsimoment: $I_{y,2} = 110916667 \text{ mm}^4$

Ristlõikepindala: $A_2 = 110000 \text{ mm}^2$

Vähendustegur: $\gamma_2 = 1$

Kihi raskuskeskme kaugus: $a_2 = 28,95$ mm

Efektivne paindejäikus $(EI)_2$, valemist (4.39):

$$(EI)_2 = 6111 \times 110916667 + 1 \times 6111 \times 110000 \times 28,95^2 = 1,241 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

$(EI)_3$ arvutus

Kihtide paksused: $h_1 = 40$ mm ja $h_2 = 30$ mm ning $\bar{h} = 40$ mm.

Inertsimomendid, valem (4.8):

$$I_{y,1} = \frac{1000 \times 40^3}{12} = 5333333 \text{ mm}^4; \quad I_{y,2} = \frac{1000 \times 30^3}{12} = 2250000 \text{ mm}^4.$$

Ristlõikepindalad, valem (4.7):

$$A_1 = 1000 \times 40 = 40000 \text{ mm}^2; \quad A_2 = 1000 \times 30 = 30000 \text{ mm}^2.$$

Vähendustegurid, valemist (4.41):

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 6111 \times 40000 \times \frac{40}{2}}{27,8 \times 1000 \times 6000^2} \right)^{-1} = 0,954; \quad \gamma_2 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 6111 \times 30000 \times \frac{40}{2}}{27,8 \times 1000 \times 6000^2} \right)^{-1} = 0,965.$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused vaadeldava osa nulljoonest:

$$a_1 = 40/2 + 40/2 = 40 \text{ mm}^2; \quad a_2 = 30/2 + 40/2 = 35 \text{ mm}^2.$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused koguristlõike nulljoonest:

$$a_1 = 40 - 28,95 = 11,05 \text{ mm}^2; \quad a_2 = 35 + 28,95 = 63,95 \text{ mm}^2.$$

Efektivne paindejäikus $(EI)_3$, valemist (4.39):

$$(EI)_3 = 6111 \times 5333333 + 0,954 \times 6111 \times 40000 \times 11,05^2 + 6111 \times 2250000 + 0,965 \times 6111 \times 30000 \times 63,95^2 = 7,984 \times 10^{11} \text{ Nmm}^2.$$

Ristlõike efektiivse paindejäikuse väärtuseks on vastavalt valemile (4.38) seega:

$$(EI)_{ef} = 8,468 \times 10^{12} - 1,241 \times 10^{12} + 7,984 \times 10^{11} = 8,026 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

Nagu ka normaaltemperatuuril, arvutatakse siin **konsoolse osa** efektiivne paindejäikus ristkihtpuidu kihtide järgi.

$(EI)_1$ arvutus

Kihtide paksused: $h_1 = 40$ mm, $h_2 = h_3 = 30$ mm ning $\bar{h}_1 = \bar{h}_2 = 40$ mm.

Inertsimomendid, valem (4.8):

$$I_{y,1} = \frac{1000 \times 40^3}{12} = 5333333 \text{ mm}^4; \quad I_{y,2} = I_{y,3} = \frac{1000 \times 30^3}{12} = 2250000 \text{ mm}^4.$$

Ristlõikepindalad, valem (4.7):

$$A_1 = 1000 \times 40 = 40000 \text{ mm}^2; \quad A_2 = A_3 = 1000 \times 30 = 30000 \text{ mm}^2.$$

Vähendustegurid, valemist (4.41):

$$\gamma_1 = \gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 6111 \times 40000 \times 40}{27,8 \times 1000 \times 2000^2}\right)^{-1} = 0,535; \quad \gamma_2 = 1;$$
$$\gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 6111 \times 30000 \times 40}{27,8 \times 1000 \times 2000^2}\right)^{-1} = 0,606.$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused, valemist (4.42)...(4.44):

$$a_2 = \frac{0,535 \times 6111 \times 40000 \times (40 + 30 + 2 \times 40) - 0,606 \times 6111 \times 30000 \times (30 + 30 + 2 \times 40)}{2 \times (0,535 \times 6111 \times 40000 + 1 \times 6111 \times 30000 + 0,606 \times 6111 \times 30000)} = 4,80 \text{ mm};$$
$$a_1 = \frac{40 + 30 + 2 \times 40}{2} - 4,80 = 70,20 \text{ mm}; \quad a_3 = \frac{30 + 30 + 2 \times 40}{2} + 4,80 = 74,80 \text{ mm}.$$

Ristlõike efektiivne paindejäikus, valemist (4.39):

$$(EI)_{ef} = 6111 \times \left(5333333 + 0,535 \times 40000 \times 70,20^2 + 2 \times 2250000 + 1 \times 30000 \times 4,80^2 + 0,606 \times 30000 \times 74,80^2\right) = 1,330 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

Koormus tulekahjuolukorras

Normatiivne alaliskoormus: $g_{k,vlagi} = 8,388 \text{ kN/m}^2$; $F_{k,vsein} = 3,651 \text{ kN/m}$.

Normatiivne muutuvkoormus: $q_{k,vlagi} = 3,00 \text{ kN/m}^2$.

Koormuse vähendustegur, valemist (4.90):

$$\eta_{fi} = (8,388 + 0,5 \times 3,0) / (1,2 \times 8,388 + 1,5 \times 3,0) = 0,679.$$

Koormus normaaltemperatuuril: $p_{d,vlagi} = 14,566 \text{ kN/m}^2$.

Arvutuslik koormus tulekahjuolukorras, valemiga (4.89):

$$p_{d,fi} = 0,679 \times 14,566 = 9,888 \text{ kN/m}^2; \quad F_{d,fi} = 3,651 \text{ kN/m}.$$

Mahukahanemise mõju

Arvutused on teostatud tulekahjueelsete ristlõikemõõtmete järgi, eeldades, et tulekahju toimumise hetkeks on mahukahanemise mõjud väljaarenenud.

Postidevaheline osa - lähteandmed: $\gamma_1 = 0,756$ $E_1 = E_{c,eff} = 7513 \text{ N/mm}^2$
 $E_2 = E_{mean,fin} = 6111 \text{ N/mm}^2$ $A_1 = 100000 \text{ mm}^2$ $A_2 = 260000 \text{ mm}^2$

Mahukahanemist arvestav fiktiivne jõud: $p_{sls,k} = 8,540$ kN/m.

Mahukahanemise mõju paindejäikusele arvesse võttev tegur, valemist (4.36):

$$C_{J,sls} = \frac{8,540 + 9,888}{\frac{7513 \times 100000 + 6111 \times 260000}{0,756 \times 7513 \times 100000 + 6111 \times 260000} \times 8,540 + 9,888} = 0,962.$$

Mahukahaneist arvesse võttev efektiivne paindejäikus (4.35):

$$(EI)_{ef,sls} = 0,962 \times 8,026 \times 10^{12} = 7,722 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

Sisejõud

Suurim paindemoment postide vahelises sildes, valemist (4.1) ning alapeatükist 4.6.2:

$$M_{Ed,vlp} = (9,888 + 0,8 \times 8,540) \times 6^2 / 8 = 75,241 \text{ kNm}.$$

Konsoolse osa suurim paindemoment, valemist (4.3):

$$M_{Ed,vlk} = 9,888 \times 1^2 / 2 + 3,651 \times 1 = 8,595 \text{ kNm}.$$

Põikjõud – lähteandmed: $a_{1,postv} = 76,05$ mm $a_{1,kons} = 100,15$ mm

$$I_1 = 100^3 \times 1000 / 12 = 83333333 \text{ mm}^4 \quad I_2 = 260^3 \times 1000 / 12 = 1464666667 \text{ mm}^4$$

Koormuse põhjustatud suurimaks põikjõuks on postide vahelises sildes valemi (4.4) kohaselt:

$$V_{Ed,vlp} = 9,888 \times 6 / 2 = 29,664 \text{ kN}.$$

Suurim põikjõud, arvestades mahukahanemise mõjuga, valemist (4.59):

$$V_{max} = -\pi \times 6111 \times 260000 \times \frac{7513 \times 83333333 + 6111 \times 1464666667}{(0,756 \times 7513 \times 100000 + 6111 \times 260000) \times 6000 \times 76,05} \times \\ \times 0,000449 + 29664 = -21784 + 29664 = 7880 \text{ N} = 7,880 \text{ kN}.$$

Koormuse põhjustatud põikjõud konsoolse osa toel valemi (4.6) järgi:

$$V_{Ed,vlk} = 9,888 \times 1 + 3,651 = 13,539 \text{ kN}.$$

Normaalpinged betoonis

Lähteandmed: $\gamma_{conc} = 0,756$ $E_{cm} = 7513$ N/mm² $a_1 = 76,05$ mm

$$M_{Ed,vlp} = 75,241 \text{ kNm} \quad (EI)_{ef} = 7,722 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2 \quad h_{conc} = 100 \text{ mm}$$

Betooni tugevus tulekahjuolukorras: $f_{c,fi} = 35 / 1,0 = 35,0$ N/mm²;

$$f_{c,fi} = 2,247 / 1,0 = 2,247 \text{ N/mm}^2.$$

Paindemomendist tingitud normaalpinge kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{conc} = \frac{0,756 \times 7513 \times 76,05 \times 75,241 \times 10^6}{7,722 \times 10^{12}} = 4,211 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,conc} = \frac{0,5 \times 7513 \times 100 \times 75,241 \times 10^6}{7,722 \times 10^{12}} = 3,660 \text{ N/mm}^2.$$

Normaalpinge betooni ülapiinnas, valemist (4.49):

$$\sigma_{c,t} = -4,211 - 3,660 = -7,871 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 35 \text{ N/mm}^2 - \text{tingimus on täidetud.}$$

Normaalpinge betooni alapinnas, valemist (4.50):

$$\sigma_{c,b} = -4,211 + 3,660 = -0,551 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 35 \text{ N/mm}^2 - \text{tingimus on täidetud.}$$

Normaalpinged ristkihtpuidus

Lähteandmed: $\gamma_{clt5} = 0,933$ $E_{clt,0,mean} = 6111 \text{ N/mm}^2$ $a_{clt5} = 138,95 \text{ mm}$
 $M_{Ed,vlp} = 75,241 \text{ kNm}$ $(EI)_{ef} = 7,722 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$ $h_{clt5} = 30 \text{ mm}$

Puidu arvutuslik paindekandevõime, tõmbekandevõime pikikiudu ja survekandevõime pikikiudu valemist (4.88):

$$f_{m,fi} = 1,0 \times 1,15 \times 24 / 1,0 = 27,600 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{t,0,fi} = 1,0 \times 1,15 \times 14,5 / 1,0 = 16,675 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{c,0,fi} = 1,0 \times 1,15 \times 21 / 1,0 = 24,150 \text{ N/mm}^2.$$

Paindemomendist tingitud normaalpinge kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{clt5} = \frac{0,933 \times 6111 \times 138,95 \times 75,241 \times 10^6}{7,722 \times 10^{12}} = 7,715 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,clt5} = \frac{0,5 \times 6111 \times 30 \times 75,241 \times 10^6}{7,722 \times 10^{12}} = 0,893 \text{ N/mm}^2.$$

Paine koos tõmbega, valemist (4.51): $0,893 / 27,6 + 7,715 / 16,675 = 0,495 < 1$.

Tingimus on täidetud.

Konsoolne osa: $\gamma_{clt5} = 0,606$ $E_{clt,0,mean} = 6111 \text{ N/mm}^2$ $a_{clt7} = 74,8 \text{ mm}$
 $M_{Ed,vlp} = 8,595 \text{ kNm}$ $(EI)_{ef} = 1,330 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$ $h_{clt7} = 30 \text{ mm}$

Paindemomendist tingitud normaalpinge kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{clt5} = \frac{0,606 \times 6111 \times 74,8 \times 8,595 \times 10^6}{1,330 \times 10^{12}} = 1,789 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,clt5} = \frac{0,5 \times 6111 \times 30 \times 8,595 \times 10^6}{1,330 \times 10^{12}} = 0,592 \text{ N/mm}^2.$$

Paine koos survega, valemist (4.52): $0,592/27,6 + (-1,789/24,15)^2 = 0,0269 < 1$.

Tingimus on täidetud.

Nihkepinged ristkihtpuidus

Lähteandmed: $\gamma_3 = 0,933$ $E_2 = E_3 = 6111 \text{ N/mm}^2$ $A_3 = 30000 \text{ mm}^2$ $h_2 = 110 \text{ mm}$
 $a_3 = 138,95 \text{ mm}$ $b = 1000 \text{ mm}$ $(EI)_{ef} = 7,722 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$ $V_{Ed,vlp} = 29,664 \text{ kN}$

Puidu arvutuslik nihke- ja külgnihkekandevõime, valemist (4.88):

$$f_{v,fi} = 1,0 \times 1,15 \times 4,0 / 1,0 = 4,600 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{v,r,fi} = 1,0 \times 1,15 \times 0,7 / 1,0 = 0,805 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkepinge ristlõike nulljoonel, valemist (4.55):

$$\begin{aligned} \tau_{max} &= \frac{29664 \times (0,933 \times 6111 \times 30000 \times 138,95 + 0,5 \times 6111 \times 1000 \times 110^2)}{1000 \times 7,722 \times 10^{12}} = \\ &= 0,233 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 4,6 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

Puidu nihkekandevõime tulekahjuolukorras on tagatud.

Külgnihkepinge, valemiga (4.56):

$$\tau_{r,max} = \frac{29664 \times 6111 \times 30000 \times 138,95}{1000 \times 7,722 \times 10^{12}} = 0,0979 \text{ N/mm}^2 < f_{v,r,d} = 0,805 \text{ N/mm}^2.$$

Puidu külgnihkekandevõime tulekahjuolukorras on tagatud.

Konsoolne osa: $\gamma_3 = 0,606$ $a_3 = 74,8 \text{ mm}$ $h_2 = 30 \text{ mm}$

$(EI)_{ef} = 1,330 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$ $V_{Ed,vlp} = 13,539 \text{ kN}$

Nihkepinge ristlõike nulljoonel, valemist (4.55):

$$\tau_{max} = \frac{13539 \times (0,606 \times 6111 \times 30000 \times 74,8 + 0,5 \times 6111 \times 1000 \times 30^2)}{1000 \times 1,330 \times 10^{12}} = 0,113 \text{ N/mm}^2$$

$$< f_{v,fi} = 4,6 \text{ N/mm}^2.$$

Puidu nihkekandevõime tulekahjuolukorras on tagatud.

Külgnihkepinge, valemiga (4.56):

$$\tau_{r,max} = \frac{13539 \times 6111 \times 30000 \times 74,8}{1000 \times 1,330 \times 10^{12}} = 0,140 \text{ N/mm}^2 < f_{v,r,fi} = 0,805 \text{ N/mm}^2.$$

Puidu külgnihkekandevõime tulekahjuolukorras on tagatud.

Tappliite kontroll

Tapi nihkekandevõime - lähteandmed: tapi sügavus $h_n = 20$ mm, laius $b_n = 1000$ mm, pikkus $l_n = 200$ mm, tappide vahele jääva puiduosa pikkus $l_s = 300..400$ mm.

$$A_1 = 100000 \text{ mm}^2 \quad \theta = 21,801^\circ \quad l_{min} = 160 \text{ mm} \quad v_1 = 0,516$$

$$\text{Modifikatsioonitegur } k'_{mod,fi} = \sqrt{\alpha_{cc} k_{mod,fi}} = \sqrt{1,0 \times 1,0} = 1,0.$$

Arvutuslik betooni survetugevus, puidu nihketugevus ja survetugevus pikikiudu, valemist (4.12) ja (4.88): $f_{c,fi} = 1,0 \times 35 / 1,0 = 35,0 \text{ N/mm}^2$;

$$f_{v,fi} = 1,0 \times 1,15 \times 4,0 / 1,0 = 4,6 \text{ N/mm}^2; \quad f_{c,0,fi} = 1,0 \times 1,15 \times 21 / 1,0 = 24,15 \text{ N/mm}^2.$$

Betooni nihketugevus, valem (4.62):

$$f_{vc,fi} = \frac{0,516 \times 35,0}{(\cot 21,801^\circ + \tan 21,801^\circ)} = 6,228 \text{ N/mm}^2.$$

Tappliite nihkekandevõime tulekahjuolukorras, valem (4.60):

$$\text{betooni nihe } F_{v,Rd,vc,fi} = f_{vc,fi} b_n l_n = 6,228 \times 1000 \times 200 = 1245517 \text{ N};$$

$$\text{betooni purunemine survele } F_{v,Rd,cc,fi} = f_{c,fi} b_n h_n = 35,0 \times 1000 \times 20 = 700000 \text{ N};$$

$$\text{puidu nihe pikikiudu } F_{v,Rd,vt,fi} = k_{cr} f_{v,t,fi} b_n l_{min} = 0,67 \times 4,6 \times 1000 \times 160 = 493120 \text{ N};$$

$$\text{puidu purunemine survele } F_{v,Rd,ct,fi} = f_{c,0,fi} b_n h_n = 24,15 \times 1000 \times 20 = 483000 \text{ N}.$$

$$\text{Neist väikseim: } F_{v,Rd,fi} = F_{v,Rd,ct,fi} = 483000 \text{ N}.$$

Koormus tappliites - lähteandmed: $\gamma_1 = 0,756$ $E_1 = 7513 \text{ N/mm}^2$ $a_1 = 76,05 \text{ m}$

$$s_{ef,postv} = 601,4 \text{ mm} \quad (EI)_{ef} = 7,722 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2 \quad V_{Ed,vlp} = 29,664 \text{ kN}$$

Tappliites esinev koormus määratakse valemiga (4.58)

$$F_{v,Ed} = \frac{0,756 \times 7513 \times 100000 \times 76,05 \times 601,4}{7,722 \times 10^{12}} \times 29664 = 99843 \text{ N} < F_{v,Rd} = 483000 \text{ N.}$$

Tingimus on täidetud.

Minimaalne vertikaalne jõukomponent tapis, valemist (4.64):

$$F_{t,Ed} = \max(99843 \times \tan 21,801^\circ; 0,1 \times 99843) = 39937 \text{ N.}$$

Ühe tapikruvi normatiivne tõmbekandevõime (määratud alapeatükis 5.1.1.2):

$$F_{ax,Rk} = 18954 \text{ N.}$$

Ühe kruvi arvutuslik tõmbekandevõime, valemist (4.11):

$$F_{ax,Rfi} = 1,0 \times 18954 / 1,0 = 18954 \text{ N.}$$

Kruvide efektiivne arv: $n_{ef} = n^{0,9} = 5^{0,9} = 4,257$.

Kruvide kandevõime kokku: $F_{5kr,Rfi} = n_{ef} \times F_{ax,Rfi} = 4,257 \times 18954 = 80681 \text{ N} > F_{t,Ed}$.

Tingimus on täidetud.

5.2 Raudbetootala

Raudbetootala võib vaadelda kui ribiplaatristlõiget, kus osa vahelae betoonplaadist töötab ribiga kaasa. Ribi laius on määratud lähtuvalt EVS-EN 1992-1-2 toodud nõuetest ja on seega $b_w = 300 \text{ mm}$.

Tabelist 2.1 – betooni tugevusklass C35/45, normatiivne survetugevus $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$, keskmine tõmbetugevus $f_{ctm} = 3,210 \text{ N/mm}^2$, tõmbetugevus $f_{ctk} = 2,247 \text{ N/mm}^2$, elastsusmoodul $E_{cm} = 34000 \text{ N/mm}^2$.

Armatuurterase klass B500B, normtugevus $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ja arvutuslik tugevus $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$ ning elastsusmoodul $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$. [12, pp. 78-79]

Talaga kaasatöötava plaadi laius

Lähteandmed: Vahelae sille ühelt pool tala $l_1 = 6 \text{ m}$ ning teiselt pool tala $l_2 = 3 \text{ m}$.

Paindemomentide nullkohtade vahekaugus võetakse lähtuvalt EVS-EN 1992-1-1 joonisel 5.2 toodust $l_0 = 0,15 \times (l_1 + l_2) = 0,15 \times (6 + 3) = 1,35 \text{ m}$.

Vahelae silde keskosa ja sildepoolse ribiserva vaheline kaugus: $b_1 = 6/2 - 0,3/2 = 2,85$ m ja $b_2 = 3/2 - 0,3/2 = 1,35$ m.

Plaadi efektiivseks arvutus pikkuseks ühel pool ribi on valemis (4.92) järgi:

$$b_{eff,1} = 0,2 \times 2,85 + 0,1 \times 1,35 = 0,705 > 0,2 \times 1,35 = 0,27, \text{ seega } b_{eff,1} = 0,27 \text{ m ning}$$

$$b_{eff,2} = 0,2 \times 1,35 + 0,1 \times 1,35 = 0,405 > 0,2 \times 1,35 = 0,27, \text{ seega } b_{eff,2} = 0,27 \text{ m.}$$

Plaadi arvutuslaiuseks on seega lähtuvalt valemist (4.91):

$$b_{eff} = 0,27 + 0,27 + 0,3 = \mathbf{0,84 \text{ m}} < 6/2 + 3/2 = 4,5 \text{ m.}$$

Ribi kõrgus määratakse alapeatükis 4.7.3 toodud sõltuvusest $A_c = 2b_{min}^2$, kus $b_{min} = b_w$.

Tala ristlõikepindala peab olema vähemalt: $A_c = 2 \times 300^2 = 180000 \text{ mm}^2$.

Tala ribi kõrgus koos plaadiga on seega:

$$h_{rbtala} = (A_c - h_{plaat} \times b_{eff}) / b_w + h_{plaat} = (180000 - 100 \times 840) / 300 + 100 = 420 \text{ mm.}$$

Koormused

Raudbetoontala omakaal (ainult ribi osa): $g_{k,rbtala} = 25 \times 0,3 \times 0,42 = 3,150 \text{ kN/m}$.

Koridoriseina omakaalu koormus: $g_{k,kosein} = 0,965 \times 3,08 = 2,969 \text{ kN/m}$.

Vahelae omakaalu koormus: $g_{k,vlagi} = (3,960 + 1,401) \times (6 + 3) / 2 = 24,125 \text{ kN/m}$.

Talaga ristuva korterite vahelise seina omakaal: $G_{k,kvsein} = 3,027 \times 6/2 = 9,081 \text{ kN}$.

Kasuskoormus vahelaelt: $q_{d,vlagi} = 3,00 \times (6 + 3) / 2 = 13,50 \text{ kN/m}$.

Koormuskombinatsioonid

Arvutuslikuks koormuseks kandepiir seisundis on:

$$p_{d,rbtala} = 1,2 \times (3,150 + 2,969 + 24,125) + 1,5 \times 13,500 = 56,543 \text{ kN/m};$$

$$F_{d,rbtala} = 1,2 \times 9,081 = 10,897 \text{ kN.}$$

Kasutuspiir seisundi normkombinatsioon:

$$p_{k,norm,rbtala} = 3,150 + 2,969 + 24,125 + 13,500 = 43,744 \text{ kN/m};$$

$$F_{k,rbtala} = 9,081 \text{ kN.}$$

Kasutuspiir seisundi tõenäoline koormuskombinatsioon:

$$p_{k,tõen,rbtala} = 3,150 + 2,969 + 24,125 + 0,3 \times 13,500 = 34,294 \text{ kN/m.}$$

Armatuuri kaitsekiht

Pikiarmatuuri läbimõõt – tõmbe 14 mm ja surve 8 mm.

Minimaalne kaitsekiht nakke tagamiseks $c_{min,b} = 14$ mm. Korrosioonikindluse tagamiseks vajalik kaitsekiht EVS-EN 1992-1-1 tabeli 4.4N järgi $c_{min,dur} = 20$ mm. Tulekindluse seisukohast vajalik armatuuri teljekaugus $a_{sd} = 35$ mm.

Minimaalne kaitsekiht valemi (4.162) järgi:

$$c_{min} = \max\{14; 20; 10; 35 - 14/2\} = 28 \approx 30 \text{ mm.}$$

Kaitsekihi nimiväärtus, valemist (4.161): $c_{nom} = 30 + 10 = 40$ mm.

Raudbetoontala ribi ja plaati ühendava põikarmatuuri läbimõõt on 12 mm. Tulekindluse kohapealt on vajalik armatuuri teljekaugus $a_{sd} = 25$ mm.

Minimaalne kaitsekiht valemi (4.162) järgi:

$$c_{min} = \max\{12; 20; 10; 25 - 12/2\} = 20 \text{ mm.}$$

Kaitsekihi nimiväärtus, valemist (4.161): $c_{nom} = 20 + 10 = 30$ mm.

5.2.1 Kandepiirseisund

Lähteandmed: Tõmbearmatuuri raskuskeskme kasuskõrgus $d_1 = 375$ mm ja survearmatuuri kasuskõrgus $d_2 = 45$ mm. Armatuurterase klassile vastavad $\mu_c = 0,3717$, $\xi_c = 0,6167$ ja $\xi_{c2} = 2,642$ [12, p. 213].

Betooni arvutuslik survetugevus vastavalt valemile (4.11): $f_{cd} = 35/1,5 = 23,3$ N/mm².

Sisejõud

Raudbetoontala vaadeldakse arvutustes lihttalana.

Paindemoment silde keskel, valemist (4.2):

$$M_{Ed,vrbt} = 56,543 \times 3,5^2 / 8 + 10,897 \times 3,5 / 4 = 96,116 \text{ kNm.}$$

Põikjõud toel, valemist (4.5): $V_{Ed,vlpt} = 56,543 \times 3,5 / 2 + 10,897 / 2 = 104,399$ kN.

Ribiplaatristlõike nulljoone asukoha kontroll vastavalt valemile (4.93):

$$[1,0 \times 23,3 \times 840 \times 100 \times (375 - 0,5 \times 100) + 435 \times 101 \times (375 - 45)] / 10^6 = 651,499 \text{ kNm} > M_{Ed,vrbt}.$$

Seega asub nulljoon plaadis ning ristlõiget arvutatakse kui ristkülikulist, mille arvutuslikuks laiuks on $b_{eff} = 840$ mm.

Pikiarmatuuri dimensioneerimine

Vajalik survearmatuuri pindala, valemist (4.94):

$$A_{s2} = \frac{96,116 \times 10^6 - 0,3717 \times 1,0 \times 23,3 \times 840 \times 375^2}{435 \times (375 - 45)} = -6467 \text{ mm}^2 \approx 0 \text{ mm}^2.$$

Arvutuslik survearmatuur pole vajalik, sellele vaatamata nähakse ristlõikesse ette survearmatuur 2xØ8 ristlõikepindalaga $A_{s2} = 101 \text{ mm}^2$ põikjõuarmatuuri toetamiseks.

Suhteline painemoment valemist (4.97):

$$\mu = \frac{96,116 \times 10^6 - 435 \times 101 \times (375 - 45)}{1,0 \times 23,3 \times 840 \times 375^2} = 0,0296 < \mu_c.$$

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus valemist (4.96): $\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0296} = 0,0302$.

Tõmbearmatuuri tarvilik pindala valemist (4.95):

$$A_{s1} = \frac{0,0302 \times 1,0 \times 23,3 \times 840 \times 375}{435} + \frac{435}{435} \times 101 = 609 \text{ mm}^2.$$

Tõmbearmatuuriks valitakse 4xØ14 ristlõikepindalaga $A_{s1} = 616 \text{ mm}^2$.

Nõutav minimaalne pikiarmatuuri ristlõikepindala, valemist (4.166):

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{3,210}{500} \times 300 \times 375 = 188 \text{ mm}^2 < 717 \text{ mm}^2;$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \times 300 \times 375 = 146 \text{ mm}^2 < 717 \text{ mm}^2.$$

Pikiarmatuuri lubatud maksimaalne ristlõikepindala:

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04 \times 180000 = 7200 \text{ mm}^2 > 717 \text{ mm}^2.$$

Pikiarmatuuri ristlõikepindala jääb nõutu piiresse.

Survetsooni esialgne **kõrgus** kandepiir seisundis, valemist (4.103):

$$x = \frac{435 \times 616 - 435 \times 101}{0,8 \times 1,0 \times 23,3 \times 840} = 14,287 \text{ mm}.$$

$$\xi_c d_1 = 0,6167 \times 375 = 231,263 \text{ mm} > x;$$

$$\xi_{c2} d_2 = 2,642 \times 45 = 118,890 \text{ mm} > x - \text{esialgselt leitud survetsooni kõrgus ei ole lõplik.}$$

Survetsooni täpsustatud kõrguse väärtus on vastavalt [12] lk 206 ja 232-233 toodud juhiste:

$$\sigma_{sc,u} = 0,0035E_s = 0,0035 \times 200000 = 700 \text{ N/mm}^2;$$

armeerimistegurid: $\rho_{s1} = A_{s1}/(b_w h) = 616/(300 \times 420) = 0,00489;$

$$\rho_{s2} = A_{s2}/(b_w h) = 101/(300 \times 420) = 0,000802;$$

armatuuri tegurid: $\alpha_{s1} = (f_{yd} \rho_{s1})/(\eta f_{cd}) = (435 \times 0,00489)/(1,0 \times 23,3) = 0,0911;$

$$\alpha_{s2c,u} = (\sigma_{sc,u} \rho_{s2})/(\eta f_{cd}) = (700 \times 0,000802)/(1,0 \times 23,3) = 0,0240;$$

abisuurused: $\lambda_1 = 0,5(\alpha_{s1} - \alpha_{s2c,u})/\lambda = 0,5 \times (0,0911 - 0,0240)/0,8 = 0,0419;$

$$\lambda_2 = (\alpha_{s2c,u} d_2)/(\lambda h) = (0,0240 \times 45)/(0,8 \times 420) = 0,00322;$$

$$\xi_h = \lambda_1 + \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2} = 0,0419 + \sqrt{0,0419^2 + 0,00322} = 0,112;$$

survetsooni lõplik kõrgus: $x = \xi_h h = 0,112 \times 420 = 47,249 \text{ mm}.$

Survetsooni arvutuskõrgus: $y = \lambda x = 0,8 \times 47,249 = 37,799 \text{ mm}.$

Armatuuri pinged: $\sigma_{s2} = \sigma_{sc,u}(1 - d_2/x) = 700 \times (1 - 45/47,249) = 33,3 \text{ N/mm}^2.$

Paindekandevõime kontroll

Ristlõike paindekandevõime valemist (4.102):

$$M_{Rd} = [1,0 \times 23,3 \times 840 \times 37,799 \times (375 - 0,5 \times 37,799) + 33,3 \times 101 \times (375 - 45)]/10^6 = 264,933 \text{ kNm} > M_{Ed,vrht} = 96,116 \text{ kNm} - \text{paindekandevõime on tagatud}.$$

Põikarmatuurita ristlõike põikjõukandevõime kontroll

Abisuurused, valemist (4.109)...(4.112): $k = 1 + \sqrt{200/375} = 1,730 < 2,0;$

$$\rho_1 = 308/(300 \times 375) = 0,00274 < 0,02; \quad v_{min} = 0,035 \times \sqrt{1,730^3 \times 35} = 0,471;$$

$$\sigma_{cp} = 0/(180000) = 0 \text{ N/mm}^2 < 0,2 \times 20 = 4 \text{ N/mm}^2.$$

Arvutuslik põikjõukandevõime valemiga (4.107):

$$V_{Rd,c} = [(0,12 \times 1,730 \times \sqrt{100 \times 0,00274 \times 35} + 0,15 \times 0) \times 300 \times 375]/1000 = 49,615 \text{ kN}.$$

Miinimumväärtusega, valemist (4.108):

$$V_{Rd,c,min} = [(0,471 + 0,15 \times 0) \times 300 \times 375]/1000 = 53,019 \text{ kN}.$$

Põikjõukandevõime kontroll, valemist (4.106):

$$\min\{V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}\} = 49,615 \text{ kN} < V_{Ed} = 104,399 \text{ kN}.$$

Põikjõukandevõime ei ole tagatud, vajalik on põikarmatuur.

Rangide dimensioneerimine

Sisejõudude õlg: $z = 0,9d_1 = 0,9 \times 375 = 337,5 \text{ mm}$.

Betooni survetugevuse vähendustegur valemist (4.115): $v_1 = 0,6 \times (1 - 35/250) = 0,516$.

Nurk θ valemist (4.114): $\sin 2\theta = 2 \times 1 \times 104399 / (300 \times 337,5 \times 1,0 \times 0,516 \times 23,3) = 0,171$;

$$\theta = (\sin^{-1} 0,192) / 2 = 4,931^\circ; \quad \cot \theta = \cot 4,931^\circ = 11,591 > 2,5; \quad \cot \theta = 2,5.$$

Vajalik põikarmatuuri intensiivsus, valemist (4.113):

$$a_{sw} = 104399 / (435 \times 337,5 \times 2,5) = 0,284.$$

Võttes põikarmatuuri läbimõõduks 10 mm ($A_{sw} = 79 \text{ mm}^2$), on põikarmatuuri vajalikuks sammuks valemi (4.116) kohaselt: $s_w = 79 / 0,284 = 277 \text{ mm}$.

Maksimaalne lubatud põikarmatuuri samm, valemist (4.171):

$$s_{1,max} = 0,75 \times 375 \times (1 + \cot 90^\circ) = 281,25 \text{ mm}.$$

Eeltoodust lähtuvalt võetakse põikarmatuuri sammuks $s_w = 270 \text{ mm}$.

Põikarmeermistegur, valemist (4.169): $\rho_w = 79 / (270 \times 300 \times \sin 90^\circ) = 0,000975$.

Minimaalne põikarmeermistegur, valemist (4.170):

$$\rho_{w,min} = 0,08 \times \sqrt{35} / 500 = 0,000947 < \rho_w - \text{põikarmatuuri kogus on piisav.}$$

Toeristlõikes on vaja pikisurvearmatuur siduda põikarmatuuriga, mille samm ei ületaks 15ϕ (vt peatükk 4.7.4). Sellise põikarmatuuri samm peaks olema seega $15 \times 8 = 120 \text{ mm}$. Rangide sammu ($s_w = 270 \text{ mm}$) ei vähendata ning esitatud nõue tagatakse tala ribi ja plaati ühendava armatuuri abil, mis paikneb pikisurvearmatuuriga risti.

Armeeritud ristlõike põikjõukandevõime kontroll

Valemitest (4.117) ja (4.118): $V_{Rd,s} = 79 \times 435 \times 337,5 \times 2,5 / (270 \times 1000) = 107,391 \text{ kN}$

$$V_{Rd,max} = 1,0 \times 300 \times 337,5 \times 0,516 \times 23,3 / [(2,5 + 0,4) \times 1000] = 420,362 \text{ kN}.$$

Valemist (4.119): $V_{Rd} = \min\{107,391; 420,362\} = 107,391 \text{ kN} > V_{Ed} = 104,399 \text{ kN}$ -
põikjõukandevõime on tagatud.

Põikjõu põhjustatud lisajõud pikiarmatuuris

Lisajõud toeristlõikes, valemist (4.120): $\Delta F_{td} = 0,5 \times 104,399 \times (2,5 - \cot 90^\circ) = 130,5 \text{ kN}$.

Kontrolltingimus:

$$(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td} = (0/0,3375) + 130,5 = 130,5 < M_{Ed,max}/z = 96,116/0,3375 = 284,8 \text{ kN}$$

Plaadi ja ribi nihe

Vaadeldava lõigu pikkus $\Delta x = L_{rbtala}/4 = 3500/4 = 875 \text{ mm}$.

Paindemomendi väärtus toeristlõikes: $M_{Ed,0} = 0 \text{ kNm}$.

Paindemoment toest $x = L_{rbtala}/4 = 875 \text{ mm}$ kaugusel, valemist (4.158):

$$M_{Ed,x} = [56,543 \times 0,875 \times (3,5 - 0,875)]/2 + (10,897 \times 0,875)/2 = 69,703 \text{ kNm}$$

Paindemoment silde keskel: $M_{Ed,m} = 96,116 \text{ kNm}$.

Paindemomentide erinevus on suurim toe- ja toest veerandi sildeava kaugusel paikneva ristlõike vahel: $\Delta M_{Ed} = 69,703 - 0 = 69,703 \text{ kNm}$.

Sisejõudude õlg $z = d_1 - 0,5h_f = 375 - 0,5 \times 100 = 325 \text{ mm}$.

Pikijõu muutus vaadeldavas lõigus valemist (4.122):

$$\Delta F_d = [69,703 \times (0,84 - 0,3)] / (2 \times 0,325 \times 0,84) = 68,937 \text{ kN}$$

Ribi ja plaadi vaheline pikisuunaline nihkepinge, valemist (4.121):

$\tau_{Ed} = 68937 / (100 \times 875) = 0,788 \text{ N/mm}^2 < f_{ctd} = 2,247 / 1,5 = 1,498 \text{ N/mm}^2$ - nihkejõu vastuvõtmiseks pole armatuuri tarvis.

Võttes $\cot \theta_f = 2,0$, on θ_f väärtuseks $\theta_f = 26,565^\circ$.

Betooni tinglike survevarraste purunemise ennetamiseks plaadis peab olema täidetud tingimus (4.123): $0,516 \times 23,3 \times \sin 26,565^\circ \times \cos 26,565^\circ = 4,816 \text{ N/mm}^2 > \tau_{Ed}$.

Ribi ja plaati ühendava põikarmatuuri vajalik intensiivsus valemist (4.124):

$$\frac{A_{sf}}{s} = a_{sf} \geq \frac{0,788 \times 100}{435 \times 2,0} = 0,0906 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Paindemoment plaadis ribi kohal

Lähteandmed: Vahelae sille ühelt pool tala $l_1 = l_3 = 6$ m ning teiselt pool tala $l_2 = 3$ m.

Pikema silde efektiivne paindejäikus on leitud alapeatükis 5.1.1.1 ning selle väärtuseks on $(EI)_{ef} = 4,257 \times 10^{13}$ Nmm². Lühema silde efektiivne paindejäikus on leitud analoogselt ning selle väärtuseks on $(EI)_{ef} = 2,944 \times 10^{13}$ Nmm².

Sillete jäikuste suhe: $I_2/I_1 = 2,944 \times 10^{13} / 4,257 \times 10^{13} = 0,692$.

Sillete redutseeritud pikkused: $l'_1 = l'_3 = 6 \times 1/1 = 6$ m ja $l'_2 = 3 \times 1/0,692 = 4,338$ m.

Paindemomendi määramiseks vajalikud võrrandid, valemist (4.125):

$$\begin{aligned}l'_1 M_0 + 2(l'_1 + l'_2) X_1 + l'_2 X_2 &= -6B_1^f \frac{I_0}{I_1} - 6A_2^f \frac{I_0}{I_2} \\l'_2 X_1 + 2(l'_2 + l'_3) X_2 + l'_3 M_3 &= -6B_2^f \frac{I_0}{I_2} - 6A_3^f \frac{I_0}{I_3}\end{aligned}$$

Plaadile mõjuv arvutuslik koormus $p_{d,vlagi} = 14,566$ kN/m², välisseina koormus konsooli otsas $F_{d,vlagi} = 4,381$ kN/m.

Paindemoment konsooli toel: $M_0 = M_3 = -4,381 \times 1 - 14,566 \times 1^2 / 2 = -11,664$ kNm.

Toereaktsioonid tinglikust koormusest [51, p. 628]:

$$-6B_1^f I_0/I_1 = (1/4) p l_1^2 l'_1 = 1 \times 14,566 \times 6^2 \times 6/4 = 786,546 \text{ kNm}^2;$$

$$-6A_2^f I_0/I_2 = (1/4) p l_2^2 l'_2 = 1 \times 14,566 \times 3^2 \times 4,338/4 = 142,176 \text{ kNm}^2;$$

$$-6B_2^f I_0/I_2 = 1 \times 14,566 \times 3^2 \times 4,338/4 = 142,176 \text{ kNm}^2;$$

$$-6A_3^f I_0/I_3 = 1 \times 14,566 \times 6^2 \times 6/4 = 786,546 \text{ kNm}^2.$$

Vahearvutusi siinkohal välja ei tooda, võrrandite lõplik kuju on:

$$20,676 X_1 + 4,338 X_2 = -858,741$$

$$4,338 X_1 + 20,676 X_2 = -858,741$$

Võrrandisüsteemi lahendiks on $X_1 = X_2 = -34,329$ kNm, mis on ühtlasi ka paindemomendi väärtuseks plaadis ribi kohal.

Kontrolltingimus: $\tau_{Ed} = 0,788$ N/mm² > $0,4 f_{ctd} = 0,4 \times 1,498 = 0,599$ N/mm²

– paindemomendi vastuvõtmiseks on tarvis täiendav armatuur.

Suhteline paindemoment, valemist (4.127):

$$\mu = \frac{34,329 \times 10^6}{1,0 \times 23,3 \times 1000 \times 64^2} = 0,359 < \mu_c = 0,3717.$$

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus, valemist (4.96): $\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,359} = 0,469$.

Paindemomendi vastuvõtmiseks vajaliku armatuuri ristlõikepindala, valemist (4.126):

$$A_{s,b} = \frac{0,469 \times 1,0 \times 23,3 \times 1000 \times 64}{435} = 1611,2 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Ribi ja plaati ühendava armatuuri vajalik ristlõikepindala, valemist (4.128):

$$A_{sf,fin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 90,6 \\ 90,6/2 + 1611,2 \end{array} \right. = 1656,5 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Võttes armatuuri läbimõõduks 12 mm ($A_{sw} = 113 \text{ mm}^2$), on selle vajalikuks sammuks:

$$s_f = 113 \times 1000 / 1656,5 = 68,216 \text{ mm}$$

Armatuur tuleb paigutada rangide vahele, mille samm on $s_w = 270 \text{ mm}$. Nihkearmatuuri sammuks võetakse $s_f = 270/5 = 54 \text{ mm}$, arvestades, et rangide vahele paigutatakse 4 varrast ja iga viienda varda asemel on rang. Armatuuri ristlõikepindalaks ühe meetri kohta on sel juhul: $A_{sf} = 4 \times 113 \times 1000 / 270 = 1674 \text{ mm}^2$.

Nõutav minimaalne armatuuri ristlõikepindala, valemist (4.166):

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{3,210}{500} \times 1000 \times 64 = 107 \text{ mm}^2/\text{m} < 1674 \text{ mm}^2;$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \times 1000 \times 64 = 83,2 \text{ mm}^2/\text{m} < 1674 \text{ mm}^2.$$

Armatuuri lubatud maksimaalne ristlõikepindala:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \times 1000 \times 100 = 4000 \text{ mm}^2 > 1674 \text{ mm}^2.$$

Pikiarmatuuri ristlõikepindala jääb nõutu piiresse.

5.2.2 Kasutuspiiriseisund

Koormused: $p_{k,norm,rbtala} = 43,744 \text{ kN/m};$ $F_{k,rbtala} = 9,081 \text{ kN};$
 $p_{k,tõen,rbtala} = 34,294 \text{ kN/m}.$

Sisejõud

Paindemoment silde keskel normkombinatsioonis, valemist (4.2):

$$M_{Ek,norm} = 43,744 \times 3,5^2 / 8 + 9,081 \times 3,5 / 4 = 74,929 \text{ kNm.}$$

Paindemoment silde keskel tõenäolises koormuskombinatsioonis:

$$M_{Ek,tõen} = 34,294 \times 3,5^2 / 8 + 9,081 \times 3,5 / 4 = 60,459 \text{ kNm.}$$

Pragunemata ristlõike karakteristikud enne roomedeformatsioone

Elastsusmoodulite suhe, valem (4.129): $\alpha_e = \alpha_s = 200000 / 34000 = 5,882$.

Pikiarmatuuri redutseeritud ristlõikepindala, valem (4.130):

$$A_{s1,red} = 5,882 \times 616 = 3624 \text{ mm}^2; \quad A_{s2,red} = 5,882 \times 101 = 594 \text{ mm}^2.$$

Betoonristlõike pindala, valem (4.131): $A_c = 300 \times 320 + 840 \times 100 = 180000 \text{ mm}^2$.

Staatiline moment ristlõike tõmmatud serva suhtes, valemist (4.132):

$$S_{0c} = 300 \times 320^2 / 2 + 840 \times 100 \times (100 / 2 + 320) = 46440000 \text{ mm}^3.$$

Redutseeritud ristlõike pindala, valem (4.133):

$$A_{red} = 180000 + 3624 + 594 = 184218 \text{ mm}^2.$$

Redutseeritud ristlõike peatelje kaugus ristlõike alaservast, valem (4.134):

$$y_{0,red} = [46440000 + 3624 \times (420 - 375) + 594 \times (420 - 45)] / 184218 = 254 \text{ mm.}$$

Peatelje kaugus ristlõike enamsurutud servast, valem (4.135):

$$y_c = 420 - 254 = 166 \text{ mm} = x_l.$$

Betoonristlõike inertsimoment ristlõike peatelje suhtes, valem (4.136):

$$I_c = 300 \times 320^3 / 12 + 300 \times 320 \times (254 - 320 / 2)^2 + 840 \times 100^3 / 12 + 840 \times 100 \times (420 - 100 / 2 - 254)^2 + 180000 \times (0,5 \times 420 - 254)^2 = 3218955006 \text{ mm}^4.$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment, valem (4.137):

$$I_{l,red} = 3218955006 + 3624 \times (375 - 166)^2 + 594 \times (166 - 45)^2 = 3386190277 \text{ mm}^4.$$

Täispragunenud ristlõike karakteristikud

Survetsooni kõrgus, valem (4.138):

$$x_{II} = \sqrt{\left(\frac{3624 + 594}{840}\right)^2 + \frac{2 \times (3624 \times 375 + 594 \times 45)}{840}} - \frac{3624 + 594}{840} = 52,635 \text{ mm.}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment, valem (4.139):

$$I_{II,red} = \frac{840 \times 52,635^3}{3} + 3624 \times (375 - 52,64)^2 + 594 \times (52,64 - 45)^2 = 417419124 \text{ mm}^4.$$

Betooni pingepiirang roomedeformatsiooni lineaarsuse tagamiseks

Vastupanumoment surutud serva suhtes, valemist (4.143):

$$W_{c,red} = 417419124 / 52,635 = 7930520 \text{ mm}^3.$$

Suurim survepinge betoonis, valemist (4.142):

$$\sigma_{c,tõen} = 60,459 \times 10^6 / 7930520 = 7,624 \text{ N/mm}^2.$$

Kontrolltingimus, valemist (4.141): $0,45 \times 35 = 15,75 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{c,tõen}$

– roomedeformatsioonid võib lugeda lineaarseks.

Täispragunenud ristlõike karakteristikud pärast roomedeformatsioone

Betooni roometegur on leitud valemitega (4.17)...(4.25). Arvutused on teostatud Excelis ning nende mahukuse tõttu siin eraldi välja ei tooda. Betooni roometeguri väärtuseks on $\varphi(t, t_0) = 1,969$.

Betooni efektiivne elastsusmoodul, valemist (4.16):

$$E_{c,eff} = 34000 / (1 + 1,969) = 11450 \text{ N/mm}^2.$$

Elastsusmoodulite suhe, valem (4.129): $\alpha_e = \alpha_s = 200000 / 11450 = 17,467$.

Pikiarmatuuri redutseeritud ristlõikepindala, valem (4.130):

$$A_{s1,red} = 17,467 \times 616 = 10759 \text{ mm}^2; \quad A_{s2,red} = 17,467 \times 101 = 1764 \text{ mm}^2.$$

Survetsooni kõrgus, valem (4.138):

$$x_{II} = \sqrt{\left(\frac{10759 + 1764}{840}\right)^2 + \frac{2 \times (10759 \times 375 + 1764 \times 45)}{840}} - \frac{10759 + 1764}{840} = 85,180 \text{ mm.}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment, valem (4.139):

$$I_{II,red} = 840 \times 85,180^3 / 3 + 10759 \times (375 - 85,180)^2 + 1764 \times (85,180 - 45)^2 = 1079637951 \text{ mm}^4.$$

Armatuuri pingepiirang

Pikiarmatuuri pinge, valem (4.140):

$$\sigma_{s1,norm} = 17,467 \times 74,929 \times 10^6 \times (375 - 85,180) / 1079637951 = 351 \text{ N/mm}^2.$$

Kontrolltingimus, valemist (4.145): $0,8 \times 500 = 400 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{s1,norm}$ – seega ei teki armatuuris plastseid deformatsioone.

Pragudekindluse piirseisund

Pikiarmatuuri pinge, valem (4.140):

$$\sigma_{s,töen} = 5,882 \times 60,459 \times 10^6 \times (375 - 52,635) / 417419124 = 275 \text{ N/mm}^2.$$

Armatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik kõrgus:

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5(h - d_1) = 2,5 \times (420 - 375) = 112,5 \\ (h - x) / 3 = (420 - 52,635) / 3 = 122,455 = 112,5 \text{ mm.} \\ h / 2 = 420 / 2 = 210 \end{cases}$$

Tõmmatud betooni kasulik pindala: $A_{c,eff} = b_w h_{c,ef} = 300 \times 112,5 = 33750 \text{ mm}^2$.

Pikiarmatuuri ja ristlõike tõmbetsooni ristlõikepindala suhe:

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = (616 + 101) / 33750 = 0,0212.$$

Keskmine pragudevaheline deformatsioon valemist (4.147):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{275 - 0,4 \times \frac{3,210}{0,0212} (1 + 5,882 \times 0,0212)}{200000} = 0,00103 > \\ &> 0,6 \times \frac{275}{200000} = 0,000824. \end{aligned}$$

Armatuurvarraste vahekaugus tõmbetsoonis:

$$a_s = 60 \text{ mm} < 5(c + \varnothing/2) = 5 \times (40 + 14/2) = 235 \text{ mm}.$$

Pragude maksimaalne vahekaugus tuleb leida järelkult valemiga (4.148):

$$s_{r,max} = 3,4 \times 40 + 0,425 \times 0,8 \times 0,5 \times 14 / 0,0212 = 248,029 \text{ mm}.$$

Normaalprao avanemislaius, valemist (4.146):

$w_k = 248,029 \times 0,00103 = 0,256 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$ – normaalprao avanemislaius jääb lubatu piiresse.

Armatuuri minimaalne ristlõikepindala

Teguri k väärtus on juhul kui $h \leq 300 \text{ mm}$ $k = 1$ ning $h \geq 800 \text{ mm}$ $k = 0,65$ [11, p. 122].

Tala kõrguse $h = 420 \text{ mm}$ puhul on teguri väärtuseks interpoleerides $k = 0,916$.

Ristlõike tõmbetsooni pindala vahetult enne esimese prao teket:

$$A_{ct} = b(h - x_1) = 300 \times (420 - 166) = 76256 \text{ mm}^2.$$

Eeldades, et $N_{Ed} = 0$, võetakse $k_c = 0,4$.

Valemist (4.150): $A_{s,min} = 0,4 \times 0,916 \times 3,210 \times 76256 / 275 = 327 \text{ mm}^2 < A_s = 717 \text{ mm}^2$.

Prao avanemislaiuse ning armatuuri pinge piiramiseks vajalik minimaalne armatuuri ristlõikepindala on tagatud.

Pragunemata ristlõike karakteristikud pärast roomeformatsioone

$$E_{c,eff} = 11450 \text{ N/mm}^2 \quad \alpha_e = \alpha_s = 17,467 \quad A_{s1,red} = 10759 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2,red} = 1764 \text{ mm}^2 \quad A_c = 180000 \text{ mm}^2 \quad S_{0c} = 46440000 \text{ mm}^3$$

Redutseeritud ristlõike pindala, valem (4.133):

$$A_{red} = 180000 + 10759 + 1764 = 192523 \text{ mm}^2.$$

Redutseeritud ristlõike peatelje kaugus ristlõike alaservast, valem (4.134):

$$y_{0,red} = [46440000 + 10759 \times (420 - 375) + 1764 \times (420 - 45)] / 192523 = 247 \text{ mm}.$$

Peatelje kaugus ristlõike enamsurutud servast, valem (4.135):

$$y_c = 420 - 247 = 173 \text{ mm} = x_1.$$

Betoonristlõike inertsimoment ristlõike peatelje suhtes, valem (4.136):

$$I_c = 300 \times 320^3 / 12 + 300 \times 320 \times (247 - 320/2)^2 + 840 \times 100^3 / 12 + 840 \times 100 \times (420 - 100/2 - 247)^2 + 180000 \times (0,5 \times 420 - 247)^2 = 3134666097 \text{ mm}^4.$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment, valem (4.137):

$$I_{I,red} = 3134666097 + 10759 \times (375 - 173)^2 + 1764 \times (173 - 45)^2 = 3603250936 \text{ mm}^4.$$

Läbipaide piirseisund

Betooni mahukahanemise mõju:

Kuivmahukahanemisdeformatsiooni baasväärtus $\varepsilon_{cd,0}$ on leitud valemi (4.32), juhul kui $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ ja $RH = 50 \%$: $\varepsilon_{cd,0} = 0,000454$.

Abisuurus: $h_0 = 2A_c/u = 2 \times 180000 / [840 + 300 + 2 \times (420 - 100 - 260)] = 286 \text{ mm}$.

Teguri k_h väärtus tabelist 4.2 interpoleerides, kui $h_0 = 286 \text{ mm}$ on $k_h = 0,764$.

Lõplik kuivmahukahanemisdeformatsioon, valem (4.31):

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,764 \times 0,000454 = 0,000347.$$

Lõplik autogeenne mahukahanemisdeformatsioon, valemist (4.34):

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (35 - 10) \times 10^{-6} = 0,0000625.$$

Betooni üldine mahukahanemisdeformatsioon, valemist (4.30):

$$\varepsilon_{cs} = 0,000347 + 0,0000625 = 0,000410.$$

Tala jagatakse kuueks võrdse pikkusega osaks. Igale ristlõikele leitakse vastavalt selle kaugusele toest paindemoment seosega (4.158), jaotustegur valemiga (4.157), paindemomendi tekitatud kõverus nii praota kui ka täispragunenud ristlõikes seosega (4.153). Juhul kui vaadeldavas lõikes on $M_{Ek,tõen} > M_{cr}$ leitakse lõplik kõverus valemiga (4.156). Mainitud arvutuste tulemused on toodud tabelis 5.1.

Tõenäolisele koormuskombinatsioonile vastav koormus:

$$p_{k,tõen} = 34,294 \text{ kN/m}; \quad F_{k,tõen} = 9,081 \text{ kN}.$$

Vastupanumoment ristlõike tõmmatud serva suhtes roomedeformatsioone mitte arvestades, valemist (4.160): $W_{t,red} = 3386190277/254 = 13321615 \text{ mm}^3$.

Kriitiline paindemoment, valem (4.159): $M_{cr} = 3,210 \times 13321615 / 10^6 = 42,762 \text{ kNm}$.

Armatuuri ristlõikepinna staatiline moment ristlõike peatelje suhtes, valemist (4.155):

$$S_I = 616 \times (375 - 173) - 101 \times (173 - 45) = 111625 \text{ mm}^3;$$

$$S_{II} = 616 \times (375 - 85,180) - 101 \times (85,180 - 45) = 174471 \text{ mm}^3.$$

Mahukahanemisest põhjustatud telje kõverus pragunemata ja täispragunenud ristlõigetes, valemist (4.154):

$$1/r_{cs,I} = 0,000410 \times 17,467 \times 111625 / 3603250936 = 2,216 \times 10^{-7} \text{ mm}^{-1};$$

$$1/r_{cs,II} = 0,000410 \times 17,467 \times 174471 / 1079637951 = 1,156 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}.$$

Tabel 5.1 Tala telje kõverused vaadeldavates ristlõigetes

	ühik	Toel	L/6 toest	L/3 toest	Silde keskel
x	m	0,000	0,583	1,167	1,750
$M_{Ek,tõen}$	kNm	0,000	31,822	51,975	60,459
ζ		0	0,0971	0,662	0,750
$1/r_I \times 10^6$	1/mm	0	0,771	1,260	1,465
$1/r_{II} \times 10^6$	1/mm	0	2,574	4,204	4,891
$1/r_{cr} \times 10^6$	1/mm	0	0,771	3,208	4,034
$1/r_{cs} \times 10^6$	1/mm	0,222	0,222	0,840	0,922

Koormuse põhjustatud läbipaine, valem (4.152):

$$u_k = (3500^2/216) \times (0 + 6 \times 0,771 + 12 \times 3,208 + 8 \times 4,034) \times 10^{-6} = 4,276 \text{ mm}.$$

Betooni mahukahanemisest põhjustatud tala läbipaine, valem (4.152):

$$u_k = (3500^2/216) \times (0,222 + 6 \times 0,222 + 12 \times 0,840 + 8 \times 0,922) \times 10^{-6} = 1,078 \text{ mm}.$$

Koormuse ja mahukahanemise põhjustatud läbipaine kõnnu, valemist (4.151):

$$u_{c,tot} = 4,276 + 1,078 = 5,354 \text{ mm} < u_{k,adm} = 3500/250 = 14 \text{ mm}.$$

5.3 Liimpuittala

Tala ristlõike mõõtmeteks on 240x400 mm ning silde pikkuseks 3,5 m. Liimpuidu tugevusklass on GL28h, sellele vastavad elastsusmoodulid $E_{0,mean} = 12600 \text{ N/mm}^2$ ja $E_{0,05} = 10500 \text{ N/mm}^2$, nihkemoodulid $G_{0,mean} = 650 \text{ N/mm}^2$ ja $G_{0,05} = 540 \text{ N/mm}^2$, puidu normatiivne paindetugevus $f_{m,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$ ja nihketugevus $f_{v,g,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$ (tabel 2.3).

Koormused

Liimpuittala omakaal: $g_{k,lptala} = 5 \times 0,24 \times 0,40 = 0,480 \text{ kN/m}$.

Tala katvate kipsplaatide omakaal:

$$g_{k,kips} = 9 \times 0,015 \times 2 \times (0,24 + 2 \times 0,40 + 4 \times 0,015) = 0,297 \text{ kN/m.}$$

Vahelae omakaalukoormus: $g_{k,vlagi} = (3,960 + 1,401) \times (6/2 + 1) = 21,444 \text{ kN/m.}$

Talaga ristuva korterite vahelise seina omakaal: $G_{k,kvsein} = 3,027 \times (6/2 + 1) = 12,108 \text{ kN.}$

Välisseina omakaal: $g_{k,vsein} = 3,651 \text{ kN/m.}$

Kasuskoormus vahelaelt: $q_{k,vlagi} = 3,0 \times (6/2 + 1) = 12,0 \text{ kN/m.}$

Koormuskombinatsioonid

Arvutuslikuks koormuseks kandepiiriseisundis on:

$$p_{d,plata} = 1,2 \times (0,480 + 0,297 + 21,444 + 3,651) + 1,5 \times 12,0 = 49,046 \text{ kN/m;}$$

$$F_{d,plata} = 1,2 \times 12,108 = 14,529 \text{ kN.}$$

Sisejõud

Paindemoment silde keskel, valemist (4.2):

$$M_{Ed,vlpt} = 49,046 \times 3,5^2 / 8 + 14,529 \times 3,5 / 4 = 87,816 \text{ kNm.}$$

Põikjõud toel, valemist (4.5): $V_{Ed,vlpt} = 49,046 \times 3,5 / 2 + 14,529 / 2 = 93,095 \text{ kN.}$

5.3.1 Kandepiiriseisund

Ristlõike karakteristikud

Inertsimoment y-telje suhtes, valemist (4.8): $I_y = 240 \times 400^3 / 12 = 1280000000 \text{ mm}^4.$

Inertsimoment z-telje suhtes, valemist (4.9): $I_z = 240^3 \times 400 / 12 = 460800000 \text{ mm}^4.$

Vastupanumoment y-telje suhtes, valemist (4.10): $W_y = 240 \times 400^2 / 6 = 6400000 \text{ mm}^3.$

Suhe $h/b = 400/240 = 1,667$, sellele vastav teguri k_t väärtus on tabeli 4.3 järgi lineaarselt interpoleerides $k_t = 0,208$.

Väändeinertsimoment $I_{tor} = 0,208 \times 400 \times 240^3 = 1150156800 \text{ mm}^4.$

Kiive

Kriitiline paindepinge, valemist (4.178):

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \times \sqrt{10500 \times 460800000 \times 540 \times 1150156800}}{0,9 \times 3500 \times 6400000} = 270,138 \text{ N/mm}^2.$$

Suhteline saledus paindel, valemist (4.177): $\lambda_{rel,m} = \sqrt{28/270,138} = 0,322$.

Kuna $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$, siis on kiiveteguri väärtuseks valemi (4.176) järgi $k_{crit} = 1$.

Paindekandevõime

Puidu arvutuslik paindetugevus, valemist (4.11): $f_{m,g,d} = 0,8 \times 28/1,25 = 17,92 \text{ N/mm}^2$.

Paindemomendist põhjustatud normaalpinge silde keskel, valemist (4.175):

$$\sigma_{m,y,d} = 87,816 \times 10^6 / 6400000 = 13,721 \text{ N/mm}^2 < k_{crit} f_{m,g,d} = 1 \times 17,920 \text{ N/mm}^2.$$

Paindekandevõime on tagatud.

Nihkekandevõime

Puidu arvutuslik nihketugevus, valemist (4.11): $f_{v,g,d} = 0,8 \times 3,5/1,25 = 2,240 \text{ N/mm}^2$.

Nihkepinge, valemist (4.180):

$$\tau_d = 1,5 \times 93095 / (0,67 \times 240 \times 400) = 2,171 \text{ N/mm}^2 < f_{v,g,d} = 2,240 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkekandevõime on tagatud.

5.3.2 Kasutuspiiriseisund

Normatiivne alaliskoormus: $g_{k,lptala} = 0,48 + 0,297 + 21,444 + 3,651 = 25,872 \text{ kN/m}$;

$$G_{k,lptala} = 12,108 \text{ kN}.$$

Normatiivne muutuvkoormus: $q_{k,lptala} = 12,0 \text{ kN/m}$.

Hetkeline läbipaine

Lubatav hetkeline läbipaine, valemist (4.181): $u_{inst,lub} = 3500/400 = 8,750 \text{ mm}$.

Läbipaine alaliskoormusest, valemist (4.183):

$$u_{inst,G} = \frac{5 \times 25,872 \times 3500^4}{384 \times 12600 \times 1280000000} + \frac{12108 \times 3500^3}{48 \times 12600 \times 1280000000} = 3,805 \text{ mm.}$$

Läbipaine muutuvkoormusest:

$$u_{inst,Q} = \frac{5 \times 12,0 \times 3500^4}{384 \times 12600 \times 1280000000} = 1,454 \text{ mm.}$$

Hetkeline läbipaine kokku: $u_{inst} = 3,805 + 1,454 = 5,259 \text{ mm} < 8,750 \text{ mm.}$

Lõplik läbipaine

Lubatav lõplik läbipaine, valemist (4.182): $u_{fin,lub} = 3500/300 = 11,667 \text{ mm.}$

Alaliskoormusest, valemist (4.184): $u_{fin,G} = 3,805 \times (1 + 0,8) = 6,849 \text{ mm.}$

Muutuvkoormusest, valemist (4.185): $u_{fin,Q} = 1,454 \times (1 + 0,3 \times 0,8) = 1,803 \text{ mm.}$

Lõplik läbipaine kokku: $u_{fin} = 6,849 + 1,803 = 8,652 \text{ mm} < 11,667 \text{ mm.}$

Tala läbipaine jääb mõlemal juhul lubatu piiresse.

5.3.3 Tulekahjuolukord

Söestumissügavus

Söestumise algusaeg ning tõrketekkeae on kipsiga kaetud ristkihtpuidu ja liimpuidu puhul samad. Vastavad suurused on leitud peatükis 5.1.3: $t_{ch} = 46 \text{ min}$ ja $t_f = 57 \text{ min.}$

Puidu söestumissügavus hetkel $t_f \leq t$, valemist (4.79):

$$d_{char,n} = 0,7 \times 1,1 \times 1,5 \times [0,9405 \times (57 - 46) + 1 \times (60 - 57)] = 15,4 \text{ mm.}$$

Puidu efektiivne söestumissügavus, valemist (4.78):

$$d_{ef,char} = 15,4 + (60/46) \times 7 = 24,5 \text{ mm.}$$

Posti arvutusliku ristlõike mõõtmed hetkel, kui tulekahju on kestnud 60 min, valemitest (4.187) ja (4.188):

$$b_{fi} = 240 - 2 \times 24,5 = 191 \approx 190 \text{ mm;}$$

$$h_{fi} = 400 - 24,5 = 375,5 \approx 375 \text{ mm.}$$

Koormus tulekahjuolukorras

Normatiivne alaliskoormus: $g_{k,lptala} = 25,872 \text{ kN/m}$.

Normatiivne kasuskoormus: $q_{k,lptala} = 12,000 \text{ kN/m}$.

Koormuse vähendustegur, valemist (4.90):

$$\eta_{fi} = (25,872 + 0,5 \times 12,000) / (1,2 \times 25,872 + 1,5 \times 12,000) = 0,650.$$

Arvutuslik koormus tulekahjuolukorras, valemiga (4.89):

$$p_{d,fi} = 0,650 \times 49,046 = 31,872 \text{ kN/m}; \quad F_{d,fi} = 12,108 \text{ kN}.$$

Sisejõud

Paindemoment silde keskel, valemist (4.1):

$$M_{Ed,vlpt} = 31,872 \times 3,5^2 / 8 + 12,108 \times 3,5 / 4 = 59,398 \text{ kNm}.$$

Põikjõud toel, valemist (4.4): $V_{Ed,vlpt} = 31,872 \times 3,5 / 2 + 12,108 / 2 = 61,830 \text{ kN}$.

Ristlõike karakteristikud

Inertsimoment z-telje suhtes, valemist (4.9): $I_z = 190^3 \times 375 / 12 = 214343750 \text{ mm}^4$.

Vastupanumoment y-telje suhtes, valemist (4.10): $W_y = 190 \times 375^2 / 6 = 4453125 \text{ mm}^3$.

Suhe $h/b = 375/190 = 1,974$, sellele vastav teguri k_t väärtus on tabeli 4.3 järgi lineaarselt interpoleerides $k_t = 0,227$.

Väändeinertsimoment $I_{tor} = 0,227 \times 375 \times 190^3 = 584955375 \text{ mm}^4$.

Kiive

Kriitiline paindepinge, valemist (4.178):

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \times \sqrt{10500 \times 214343750 \times 540 \times 584955375}}{0,9 \times 3500 \times 4453125} = 188,835 \text{ N/mm}^2.$$

Suhteline saledus paindel, valemist (4.177): $\lambda_{rel,m} = \sqrt{28/188,835} = 0,385$.

Kuna $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$, siis on kiiveteguri väärtuseks valemi (4.176) järgi $k_{crit} = 1$.

Paindekandevõime

Puidu arvutuslik paindetugevus, valemist (4.88):

$$f_{m,g,d} = 1,0 \times 1,15 \times 28 / 1,0 = 32,20 \text{ N/mm}^2.$$

Paindemomendist põhjustatud normaalpinge silde keskel, valemist (4.175):

$$\sigma_{m,y,d} = 59,398 \times 10^6 / 4453125 = 13,339 \text{ N/mm}^2 < k_{crit} f_{m,g,d} = 1 \times 32,200 \text{ N/mm}^2.$$

Paindekandevõime tulekahjuolukorras on tagatud.

Nihkekandevõime

Puidu arvutuslik nihketugevus, valemist (4.88):

$$f_{v,g,d} = 1,0 \times 1,15 \times 3,5 / 1,0 = 4,025 \text{ N/mm}^2$$

Nihkepinge, valemist (4.180):

$$\tau_d = 1,5 \times 61830 / (0,67 \times 190 \times 375) = 1,943 \text{ N/mm}^2 < f_{v,g,d} = 4,025 \text{ N/mm}^2$$

Nihkekandevõime tulekahjuolukorras on tagatud.

5.4 Katuslagi

Koormused

Katuslae omakaalukoormuseks on $g_{k,klagi} = 2,337 \text{ kN/m}^2$. Parapeti omakaalu-koormuseks on $g_{k,parap} = (0,5 + 0,05 + 0,35 + 0,2) \times 1,043 = 1,147 \text{ kN/m}$.

Vastavalt alapeatükis 3.2.2 toodule on normatiivne lumekoormus katusel $s = 1,2 \text{ kN/m}^2$.

Tuule poolt tekitatud suurimaks tõstvaks koormuseks on $w_e = -1,132 \text{ kN/m}^2$ ja suruvaks koormuseks $w_e = 0,136 \text{ kN/m}^2$.

Kasuskoormust lume- ja tuulekoormusega samaaegselt ei arvestata [29, p. 15].

Koormuskombinatsioonid

Katuslae plaadi puhul saab määravaks koormuskombinatsioon, kus domineerivaks koormuseks on lumekoormus. Arvutuslikuks koormuseks kandepiiriseisundis on seega:

$$p_{d,kl} = 1,2 \times 2,337 + 1,5 \times (1,2 + 0,6 \times 0,136) = 4,727 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$F_{d,kl} = 1,2 \times 1,147 = 1,376 \text{ kN/m}.$$

Koormuskombinatsiooni, kus arvestatakse tuule ebasoodsaima mõjuga ei vaadelda, kuna katuslae omakaal on tuulekoormusest tunduvalt suurem.

Sisejõud

Katuslage vaadeldakse arvutustes kui ühiklaiusega tala. Postide vahelist osa vaadeldakse lihttalana ning hoone servas üleulatuvat osa konsoolse talana.

Suurim paindemoment postide vahelise silde keskel on valemi (4.1) järgi:

$$M_{Ed,klp} = 4,727 \times 6^2 / 8 = 21,273 \text{ kNm.}$$

Ja konsoolse osa toel valemist (4.3) lähtuvalt:

$$M_{Ed,klk} = 4,727 \times 1^2 / 2 + 1,376 \times 1 = 3,740 \text{ kNm.}$$

Maksimaalseks põikjõuks on postide vahelises sildes valemi (4.4) kohaselt:

$$V_{Ed,klp} = 4,727 \times 6 / 2 = 14,182 \text{ kN.}$$

Ja konsoolse osa toel valemi (4.6) järgi: $V_{Ed,klk} = 4,727 \times 1 + 1,376 = 6,104 \text{ kN.}$

5.4.1 Efektiivne paindejäikus ($t = 0$)

Ajahetkel $t = 0$, kui roomedeformatsioone ei ole veel toimunud:

Lähteandmed:

5-kihiline CLT plaat, kogupaksusega 200 mm, arvutuslik laius $b = 1000 \text{ mm}$. Puidu tugevusklass C24, sellele vastav elastsusmoodul $E_{0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$ ning külgnihkemoodul $G_r = 50 \text{ N/mm}^2$ (tabel 2.2).

Kihtide paksused: $h_1 = h_2 = h_3 = 40 \text{ mm}$ ja $\bar{h}_1 = \bar{h}_2 = 40 \text{ mm}$.

Inertsimomendid, valem (4.8):

$$I_{y,1} = I_{y,2} = I_{y,3} = \frac{1000 \times 40^3}{12} = 5333333 \text{ mm}^4.$$

Ristlõikepindalad, valem (4.7):

$$A_1 = A_2 = A_3 = 1000 \times 40 = 40000 \text{ mm}^2.$$

Vähendustegurid, valemist (4.41):

$$\gamma_1 = \gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 11000 \times 40000 \times 40}{50 \times 1000 \times 6000^2} \right)^{-1} = 0,912; \quad \gamma_2 = 1.$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused, valemist (4.44)...(4.46):

$$a_2 = \frac{0,912 \times 11000 \times 40000 \times (40 + 40 + 2 \times 40) - 0,912 \times 11000 \times 40000 \times (40 + 40 + 2 \times 40)}{2 \times (0,912 \times 11000 \times 40000 + 1 \times 11000 \times 40000 + 0,912 \times 11000 \times 40000)} = 0 \text{ mm};$$

$$a_1 = \frac{40 + 40 + 2 \times 40}{2} - 0 = 80 \text{ mm}; \quad a_3 = \frac{40 + 40 + 2 \times 40}{2} + 0 = 80 \text{ mm}.$$

Efektiivne paindejäikus, valemist (4.39):

$$(EI)_{ef} = 11000 \times (3 \times 5333333 + 2 \times 0,912 \times 40000 \times 80^2 + 1 \times 100000 \times 0^2) = 5,312 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

Konsoolse osa ristlõike efektiivne paindejäikus leitakse analoogselt, võttes vähendustegurite γ_i leidmisel arvutus pikkuseks kahekordse konsooli pikkuse.

Vähendustegurid, valemist (4.41):

$$\gamma_1 = \gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 11000 \times 40000 \times 40}{50 \times 1000 \times 2000^2}\right)^{-1} = 0,535; \quad \gamma_2 = 1.$$

Efektiivne paindejäikus, valemist (4.39):

$$(EI)_{ef} = 11000 \times (3 \times 5333333 + 2 \times 0,535 \times 40000 \times 80^2 + 1 \times 100000 \times 0^2) = 3,190 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

5.4.2 Kandepiirseisund

Kandepiirseisundi kontrollid teostatakse vaid katuslae konstruktsiooni eluea alguses, kuna roomedeformatsioone arvestades puidu elastsus- ja nihkemooduli suhe efektiivsesse paindejäikusesse ei muutu, mistõttu on ka normaal- ja nihkepingete väärtused nii eluea alguses kui lõpus võrdsed.

Normaalpinged ristkihtpuidus

Tegemist on sümmeetrilise ristlõikega, mistõttu tekivad ristlõike kõige ülemises ja kõige alumises kihis samasuured (kuid erimärgilised) pinged. Kuna puidu tõmbetugevus on väiksem selle survetugevusest, kontrollitakse nii katuslae postidevahelises kui ka konsoolse osas puidu kandevõimet tõmbele koos paindega.

Lähteandmed: $\gamma_{clt5} = 0,912$ $E_{clt,0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$ $a_{clt5} = 80 \text{ mm}$

$M_{Ed,klp} = 21,273 \text{ kNm}$ $(EI)_{ef} = 5,312 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$ $h_{clt5} = 40 \text{ mm}$

Puidu arvutuslik paindekandevõime, tõmbekandevõime pikikiudu ja survekandevõime pikikiudu valemist (4.11):

$$f_{m,d} = 0,8 \times 24 / 1,3 = 14,769 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{t,0,d} = 0,8 \times 14,5 / 1,3 = 8,923 \text{ N/mm}^2; \quad f_{c,0,d} = 0,8 \times 21 / 1,3 = 12,923 \text{ N/mm}^2.$$

Paindemomendist tingitud normaalpinge kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{clt7} = \frac{0,912 \times 11000 \times 80 \times 21,273 \times 10^6}{5,312 \times 10^{12}} = 3,214 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,clt7} = \frac{0,5 \times 11000 \times 40 \times 21,273 \times 10^6}{5,312 \times 10^{12}} = 0,881 \text{ N/mm}^2.$$

Paine koos tõmbega, valemist (4.51): $0,881/14,769 + 3,214/8,923 = 0,420 < 1$

Tingimus on täidetud.

Konsoolne osa: $\gamma_{clt1} = 0,535$ $E_{clt,0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$ $a_{clt1} = 80 \text{ mm}$
 $M_{Ed,klk} = 3,740 \text{ kNm}$ $(EI)_{ef} = 3,190 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$ $h_{clt1} = 40 \text{ mm}$

Normaalpinge paindemomendist kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{clt1} = \frac{0,535 \times 11000 \times 80 \times 3,740 \times 10^6}{3,190 \times 10^{12}} = 0,552 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,clt1} = \frac{0,5 \times 11000 \times 40 \times 3,740 \times 10^6}{3,190 \times 10^{12}} = 0,258 \text{ N/mm}^2.$$

Paine koos tõmbega, valemist (4.51): $0,258/14,769 + 0,552/8,923 = 0,079 < 1$

Tingimus on täidetud.

Nihkepinged ristkihtpuidus

Lähteandmed: $\gamma_3 = 0,912$ $E_2 = E_3 = 11000 \text{ N/mm}^2$ $A_3 = 40000 \text{ mm}^2$ $a_3 = 80 \text{ mm}$
 $b = 1000 \text{ mm}$ $h_2 = 40 \text{ mm}$ $(EI)_{ef} = 5,312 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$ $V_{Ed,klp} = 14,182 \text{ kN}$

Puidu arvutuslik nihke- ja külgnihkekandevõime, valemist (4.11):

$$f_{v,d} = 0,8 \times 4,0/1,3 = 2,462 \text{ N/mm}^2; \quad f_{v,r,d} = 0,8 \times 0,7/1,3 = 0,431 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkepinge ristlõike nulljoonel, valemist (4.55):

$$\tau_{max} = \frac{14182 \times (0,912 \times 11000 \times 40000 \times 80 + 0,5 \times 11000 \times 1000 \times 40^2)}{1000 \times 5,312 \times 10^{12}} = 0,109 \text{ N/mm}^2$$

$$< f_{v,d} = 2,462 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkekandevõime on tagatud.

Külgnihkepinge, valemiga (4.56):

$$\tau_{r,max} = \frac{14182 \times 11000 \times 40000 \times 80}{1000 \times 5,312 \times 10^{12}} = 0,0940 \text{ N/mm}^2 < f_{v,r,d} = 0,431 \text{ N/mm}^2.$$

Külgnihkekandevõime on tagatud.

Konsoolne osa: $\gamma_3 = 0,535$ $(EI)_{ef} = 3,190 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$ $V_{Ed,klk} = 6,104 \text{ kN}$

Nihkepinge ristlõike nulljoonel, valemist (4.55):

$$\tau_{max} = \frac{6104 \times (0,535 \times 11000 \times 40000 \times 80 + 0,5 \times 11000 \times 1000 \times 40^2)}{1000 \times 3,190 \times 10^{12}} = 0,0529 \text{ N/mm}^2$$
$$< f_{v,d} = 2,462 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkekandevõime on tagatud.

Külgnihkepinge, valemiga (4.56):

$$\tau_{r,max} = \frac{6104 \times 11000 \times 40000 \times 80}{1000 \times 3,190 \times 10^{12}} = 0,0674 \text{ N/mm}^2 < f_{v,r,d} = 0,431 \text{ N/mm}^2.$$

Külgnihkekandevõime on tagatud.

5.4.3 Kasutuspiir seisund

Normatiivne alaliskoormus: $g_{k,kl} = 2,337 \text{ kN/m}$; $F_{k,parap} = 1,147 \text{ kN}$.

Normatiivne lumekoormus: $s_{k,kl} = 1,2 \text{ kN/m}$; Kombinatsioonitegur: $\psi_{2,1} = 0,0$.

Normatiivne tuulekoormus: $w_e = 0,136 \text{ kN/m}$; $\psi_{2,2} = 0,0$.

Läbipaine hetkel $t = 0$

Normkombinatsioonile vastav lauskoormus, valemist (3.5):

$$p_{k,kl} = 2,337 + 1,2 + 0,6 \times 0,136 = 3,619 \text{ kN/m}.$$

Postidevaheline osa: lubatav läbipaine, valemist (4.68): $u_{inst,lub} = 6000/400 = 15,0 \text{ mm}$.

Efektiivne paindejäikus: $(EI)_{ef} = 5,312 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$.

Läbipaine valemist (4.70): $u_{inst,G} = \frac{5 \times 3,619 \times 6000^4}{384 \times 5,312 \times 10^{12}} = 11,496 \text{ mm} < u_{inst,lub}$.

Konsoolne osa: lubatav läbipaine: $u_{inst,lub} = 1000/200 = 5,0 \text{ mm}$.

Efektiivne paindejäikus: $(EI)_{ef} = 3,190 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$.

Läbipaine valemist (4.71):

$$u_{inst,G} = \frac{3,619 \times 1000^4}{8 \times 3,190 \times 10^{12}} + \frac{1147 \times 1000^3}{3 \times 3,190 \times 10^{12}} = 0,262 \text{ mm} < u_{inst,lub}$$

Läbipaine jääb mõlemal juhul lubatu piiresse.

Läbipaine hetkel $t = \infty$

Tõenäolisele koormuskombinatsioonile vastav koormus, valemist (4.72):

$$p_{tõen} = 2,337 + 0,0 \times (1,2 + 0,136) = 2,337 \text{ kN/m}$$

Ülejäänud muutuvkoormus, valemist (4.73):

$$p_q = (1 - 0,0) \times (1,2 + 0,136) = 1,336 \text{ kN/m}$$

Efektiivsed paindejäikused konstruktsiooni eluea lõpus ($t = \infty$) on leitud samamoodi nagu on toodud alapeatükis 5.4.1 ning selle arvutust siin uuesti välja ei tooda.

Postidevaheline osa: lubatav läbipaine, valemist (4.68): $u_{fin,lub} = 6000/300 = 20,0 \text{ mm}$.

Efektiivne paindejäikus: $(EI)_{ef,inst} = 5,312 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$; $(EI)_{ef,fin} = 2,951 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$.

Läbipaine alaliskoormusest, valemist (4.70): $u_{fin,G} = \frac{5 \times 2,337 \times 6000^4}{384 \times 2,951 \times 10^{12}} = 13,364 \text{ mm}$.

Läbipaine muutuvkoormusest: $u_{inst,Q} = \frac{5 \times 1,336 \times 6000^4}{384 \times 5,312 \times 10^{12}} = 4,245 \text{ mm}$.

Läbipaine kokku: $u_{fin} = 13,364 + 4,245 = 17,609 \text{ mm} < u_{fin,lub} = 20,0 \text{ mm}$.

Konsoolne osa: lubatav läbipaine, valemist (4.68): $u_{inst,lub} = 1000/150 = 6,67 \text{ mm}$.

Efektiivne paindejäikus: $(EI)_{ef,inst} = 3,190 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$; $(EI)_{ef,fin} = 1,772 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$.

Läbipaine alaliskoormusest, valemist (4.71):

$$u_{inst,G} = \frac{2,337 \times 1000^4}{8 \times 1,772 \times 10^{12}} + \frac{1147 \times 1000^3}{3 \times 1,772 \times 10^{12}} = 0,3806 \text{ mm}$$

Läbipaine muutuvkoormusest: $u_{inst,G(Q)} = \frac{1,336 \times 1000^4}{8 \times 3,190 \times 10^{12}} = 0,0524 \text{ mm}$.

Läbipaine kokku: $u_{inst} = 0,3806 + 0,0524 = 0,433 \text{ mm} < u_{inst,lub} = 6,67 \text{ mm}$.

Läbipaine jääb mõlemal juhul lubatu piiresse.

5.4.4 Tulekahjuolukord

Puidu söestumissügavuseks on $d_{char,n} = 11,5$ mm ning söestumise algusajaks $t_{ch} = 46$ min (määratud alapeatükis 5.1.3).

Puidu efektiivne söestumissügavus, valemist (4.78):

$$d_{ef,char} = 11,5 + (60/46) \times 18 = 35,0 \text{ mm.}$$

Alumise puidukihi paksus, valemist (4.87): $h_{3,fi} = 40 - 35,0 = 5,0 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$.

Vaatamata asjaolule, et alumise kihi jääkpaksus on suurem kui 3 mm, pole lihtsustuse huvides alumist kihti koguristlõike efektiivse kõrguse hulka arvestatud ning 5- kihilist CLT paneeli arvutatakse kui 3-kihilist.

Järgnevalt kontrollitakse katuslae kandevõimet tulekahjuolukorras hoone eluea lõpus, arvestades roome mõjuga.

Arvutustes kasutatakse elastsus- ja nihkemoodulite keskväärtusi, mille väärtused on samad normaaltemperatuuri arvutusolukorraga: $E_{mean,fin} = 6111 \text{ N/mm}^2$

$$G_{r,fin} = 27,8 \text{ N/mm}^2.$$

Efektiivne paindejäikus

Lähteandmed: CLT plaat kihtide paksustega 40-40-40, arvutuslik laius $b = 1000$ mm.

Kihtide paksused: $h_1 = h_2 = 40$ mm ja $\bar{h}_1 = 40$ mm.

Inertsimomendid, valem (4.8):

$$I_{y,1} = I_{y,2} = \frac{1000 \times 40^3}{12} = 5333333 \text{ mm}^4.$$

Ristlõikepindalad, valem (4.7):

$$A_1 = A_2 = 1000 \times 40 = 40000 \text{ mm}^2.$$

Vähendustegurid, valemist (4.41):

$$\gamma_1 = \gamma_2 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 6111 \times 40000 \times \frac{40}{2}}{27,8 \times 1000 \times 6000^2} \right)^{-1} = 0,954.$$

Kihtide raskuskeskmete kaugused:

$$a_1 = a_2 = 40/2 + 40/2 = 40 \text{ mm}^2.$$

Ristlõike efektiivne paindejäikus, valemist (4.39):

$$(EI)_{ef} = 2 \times 61111 \times (5333333 + 0,954 \times 40000 \times 40^2) = 8,114 \times 10^{11} \text{ Nmm}^2.$$

Konsoolse osa ristlõike efektiivne paindejäikus leitakse analoogselt, võttes vähendustegurite γ_i leidmisel arvutus pikkuseks kahekordse konsooli pikkuse.

Vähendustegurid, valemist (4.41):

$$\gamma_1 = \gamma_2 = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 61111 \times 40000 \times \frac{40}{2}}{27,8 \times 1000 \times 2000^2} \right)^{-1} = 0,697.$$

Ristlõike efektiivne paindejäikus, valemist (4.39):

$$(EI)_{ef} = 2 \times 61111 \times (5333333 + 0,697 \times 40000 \times 40^2) = 6,106 \times 10^{11} \text{ Nmm}^2.$$

Koormus tulekahjuolukorras

Normatiivne alaliskoormus: $g_{k,kl} = 2,337 \text{ kN/m}$; $F_{k,parap} = 1,147 \text{ kN}$.

Normatiivne lumekoormus: $s_{k,kl} = 1,2 \text{ kN/m}$; Kombinatsioonitegur: $\psi_{1,1} = 0,2$.

Koormuse vähendustegur, valemist (4.90):

$$\eta_{fi} = (2,337 + 0,2 \times 1,2) / (1,2 \times 2,337 + 1,5 \times 1,2) = 0,560.$$

Koormus normaaltemperatuuril: $p_{d,kl} = 4,727 \text{ kN/m}$.

Arvutuslik koormus tulekahjuolukorras, valemiga (4.89):

$$p_{d,fi} = 0,560 \times 4,727 = 2,646 \text{ kN/m}; \quad F_{d,fi} = 1,147 \text{ kN}.$$

Sisejõud

Suurim paindemoment postide vahelises sildes, valemist (4.1):

$$M_{Ed,vlp} = 2,646 \times 6^2 / 8 = 11,907 \text{ kNm}.$$

Konsoolse osa suurim paindemoment, valemist (4.3):

$$M_{Ed,vlk} = 2,646 \times 1^2 / 2 + 1,147 \times 1 = 2,470 \text{ kNm}.$$

Maksimaalseks põikjõuks on postide vahelises sildes valemi (4.4) kohaselt:

$$V_{Ed,klp} = 2,646 \times 6 / 2 = 7,938 \text{ kN}.$$

Ja konsoolse osa toel valemi (4.6) järgi: $V_{Ed,klk} = 2,646 \times 1 + 1,147 = 3,793$ kN.

Normaalpinged ristkihtpuidus

Lähteandmed: $\gamma_{clt3} = 0,954$ $E_{clt,0,mean} = 6111$ N/mm² $a_{clt3} = 40$ mm
 $M_{Ed,klp} = 11,907$ kNm $(EI)_{ef} = 8,114 \times 10^{11}$ Nmm² $h_{clt3} = 40$ mm

Puidu arvutuslik paindekandevõime, tõmbekandevõime pikikiudu ja survekandevõime pikikiudu valemist (4.88):

$$f_{m,fi} = 1,0 \times 1,15 \times 24 / 1,0 = 27,600 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{t,0,fi} = 1,0 \times 1,15 \times 14,5 / 1,0 = 16,675 \text{ N/mm}^2.$$

Paindemomendist tingitud normaalpinge kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{clt7} = \frac{0,954 \times 6111 \times 40 \times 11,907 \times 10^6}{8,114 \times 10^{11}} = 3,422 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,clt7} = \frac{0,5 \times 6111 \times 40 \times 11,907 \times 10^6}{8,114 \times 10^{11}} = 1,794 \text{ N/mm}^2.$$

Paine koos tõmbega, valemist (4.51): $1,794 / 27,6 + 3,422 / 16,675 = 0,270 < 1$

Tingimus on täidetud.

Konsoolne osa: $\gamma_{clt1} = 0,697$ $E_{clt,0,mean} = 6111$ N/mm² $a_{clt1} = 40$ mm
 $M_{Ed,klk} = 2,470$ kNm $(EI)_{ef} = 6,106 \times 10^{11}$ Nmm² $h_{clt7} = 40$ mm

Paindemomendist tingitud normaalpinge kihi raskuskeset läbival teljel, valemist (4.47):

$$\sigma_{clt7} = \frac{0,697 \times 6111 \times 40 \times 2,470 \times 10^6}{6,106 \times 10^{11}} = 0,690 \text{ N/mm}^2.$$

Ristlõikes momentide ümberjagunemisest tingitud lisapinge, valemist (4.48):

$$\sigma_{m,clt7} = \frac{0,5 \times 6111 \times 40 \times 2,470 \times 10^6}{6,106 \times 10^{11}} = 0,495 \text{ N/mm}^2.$$

Paine koos tõmbega, valemist (4.51): $0,495 / 27,6 + 0,690 / 16,675 = 0,0593 < 1$

Tingimus on täidetud.

Nihkepinged ristkihtpuidus

Lähteandmed: $\gamma_2 = 0,954$ $E_2 = 6111 \text{ N/mm}^2$ $A_2 = 40000 \text{ mm}^2$ $a_2 = 40 \text{ mm}$
 $b = 1000 \text{ mm}$ $(EI)_{ef} = 8,114 \times 10^{11} \text{ Nmm}^2$ $V_{Ed,vlp} = 7,938 \text{ kN}$

Puidu arvutuslik nihke- ja külgnihkekandevõime, valemist (4.88):

$$f_{v,fi} = 1,0 \times 1,15 \times 4,0 / 1,0 = 4,600 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{v,r,fi} = 1,0 \times 1,15 \times 0,7 / 1,0 = 0,805 \text{ N/mm}^2.$$

Ristkihtpuit paneeli alaserva kaugus ristlõike nulljoonest:

$$h_{pa} = h_2 / 2 + a_2 = 40 / 2 + 40 = 60 \text{ mm}.$$

Nihkepinge ristlõike nulljoonel, valemist (4.55):

$$\tau_{max} = \frac{7938 \times (0,5 \times 6111 \times 1000 \times 60^2)}{1000 \times 8,114 \times 10^{11}} = 0,108 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 4,6 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkekandevõime on tagatud.

Külgnihkepinge, valemiga (4.56):

$$\tau_{r,max} = \frac{7938 \times 6111 \times 40000 \times 40}{1000 \times 8,114 \times 10^{11}} = 0,0957 \text{ N/mm}^2 < f_{v,r,d} = 0,805 \text{ N/mm}^2.$$

Külgnihkekandevõime on tagatud.

Konsoolne osa: $\gamma_3 = 0,697$ $(EI)_{ef} = 6,106 \times 10^{11} \text{ Nmm}^2$ $V_{Ed,vlp} = 3,793 \text{ kN}$

Nihkepinge ristlõike nulljoonel, valemist (4.55):

$$\tau_{max} = \frac{3793 \times (0,5 \times 6111 \times 1000 \times 60^2)}{1000 \times 6,106 \times 10^{11}} = 0,0683 \text{ N/mm}^2 < f_{v,fi} = 4,6 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkekandevõime on tagatud.

Külgnihkepinge, valemiga (4.56):

$$\tau_{r,max} = \frac{3793 \times 6111 \times 40000 \times 40}{1000 \times 6,106 \times 10^{11}} = 0,0607 \text{ N/mm}^2 < f_{v,r,fi} = 0,805 \text{ N/mm}^2.$$

Külgnihkekandevõime on tagatud.

5.5 Katuslae liimpuidust talad

Tala ristlõike mõõtmeteks on 200x280 mm ning silde pikkuseks 3,5 m. Liimpuidu tugevusklass on GL28h, sellele vastavad elastsusmoodulid $E_{0,mean} = 12600 \text{ N/mm}^2$ ja $E_{0,05} = 10500 \text{ N/mm}^2$, nihkemoodulid $G_{0,mean} = 650 \text{ N/mm}^2$ ja $G_{0,05} = 540 \text{ N/mm}^2$, puidu normatiivne paindetugevus $f_{m,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$ ja nihketugevus $f_{v,g,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$ (tabel 2.3).

Koormused hoone keskel paiknevale talale:

Liimpuittala omakaal: $g_{k,lptala} = 5 \times 0,2 \times 0,28 = 0,280 \text{ kN/m}$.

Tala katvate kipsplaatide omakaal:

$$g_{k,kips} = 9 \times 0,015 \times 2 \times (0,2 + 2 \times 0,28 + 4 \times 0,015) = 0,221 \text{ kN/m}.$$

Katuslae omakaalukoormus: $g_{k,klagi} = 2,337 \times (6+3)/2 = 10,518 \text{ kN/m}$.

Lumekoormus katuslaelt: $s_{k,klagi} = 1,2 \times (6+3)/2 = 5,400 \text{ kN/m}$.

Tuulekoormus katuslaelt: $w_{k,klagi} = 0,136 \times (6+3)/2 = 0,613 \text{ kN/m}$.

Koormused hoone servas paiknevale talale:

$$g_{k,lptala} = 0,280 \text{ kN/m}; \quad g_{k,kips} = 0,221 \text{ kN/m}.$$

Parapeti omakaal: $g_{k,parap} = 1,147 \text{ kN/m}$.

Katuslae omakaalukoormus: $g_{k,klagi} = 2,337 \times (6/2+1) = 9,349 \text{ kN/m}$.

Lumekoormus katuslaelt: $s_{k,klagi} = 1,2 \times (6/2+1) = 4,800 \text{ kN/m}$.

Tuulekoormus katuslaelt: $w_{k,klagi} = 0,136 \times (6/2+1) = 0,545 \text{ kN/m}$.

Otsustavaks saab **koormuskombinatsioon**, kus domineerivaks koormuseks on lumekoormus. Arvutuslikuks koormuseks kandepiiriseisundis on seega:

$$p_{d,ktk} = 1,2 \times (0,280 + 0,221 + 10,518) + 1,5 \times (5,4 + 0,6 \times 0,613) = 21,875 \text{ kN/m}.$$

$$p_{d,cts} = 1,2 \times (0,280 + 0,221 + 9,348 + 1,148) + 1,5 \times (4,8 + 0,6 \times 0,545) = 20,888 \text{ kN/m}.$$

Suuremad koormused mõjuvad hoone keskel paiknevale liimpuittalale, seega edasistes arvustustes arvestatakse nendele taladele mõjuva koormusega.

Sisejõud

Paindemoment silde keskel, valemist (4.1): $M_{Ed,kt} = 21,875 \times 3,5^2 / 8 = 33,496$ kNm.

Põikjõud toel, valemist (4.4): $V_{Ed,kt} = 21,875 \times 3,5 / 2 = 38,281$ kN.

5.5.1 Kandepiir seisund

Ristlõike karakteristikud

Inertsimoment y-telje suhtes, valemist (4.8): $I_y = 200 \times 280^3 / 12 = 365866667$ mm⁴.

Inertsimoment z-telje suhtes, valemist (4.9): $I_z = 200^3 \times 280 / 12 = 186666667$ mm⁴.

Vastupanumoment y-telje suhtes, valemist (4.10): $W_y = 200 \times 280^2 / 6 = 2613333$ mm³.

Suhe $h/b = 280/200 = 1,400$, sellele vastav teguri k_t väärtus on tabeli 4.3 järgi lineaarselt interpoleerides $k_t = 0,1850$.

Väändeinertsimoment $I_{tor} = k_t h b^3 = 0,1850 \times 280 \times 200^3 = 414400000$ mm⁴.

Kiive

Kriitiline paindepinge, valemist (4.178):

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \times \sqrt{10500 \times 186666667 \times 540 \times 414400000}}{0,9 \times 3500 \times 2613333} = 252,743 \text{ N/mm}^2.$$

Suhteline saledus paindel, valemist (4.177): $\lambda_{rel,m} = \sqrt{28/252,743} = 0,333$.

Kuna $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$, siis on kiiveteguri väärtuseks valemi (4.176) järgi $k_{crit} = 1$.

Paindekandevõime

Puidu arvutuslik paindetugevus, valemist (4.11): $f_{m,g,d} = 0,8 \times 28 / 1,25 = 17,920$ N/mm².

Paindemomendist põhjustatud normaalpinge silde keskel, valemist (4.175):

$$\sigma_{m,y,d} = 33,496 \times 10^6 / 2613333 = 12,817 \text{ N/mm}^2 < k_{crit} f_{m,g,d} = 1 \times 17,920 \text{ N/mm}^2.$$

Paindekandevõime on tagatud.

Nihkekandevõime

Puidu arvutuslik nihketugevus, valemist (4.11): $f_{v,g,d} = 0,8 \times 3,5 / 1,25 = 2,240 \text{ N/mm}^2$.

Nihkepinge, valemist (4.180):

$$\tau_d = 1,5 \times 38281 / (0,67 \times 200 \times 280) = 1,530 \text{ N/mm}^2 < f_{v,g,d} = 2,240 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkekandevõime on tagatud.

5.5.2 Kasutuspiirseisund

Normatiivne alaliskoormus: $g_{k,lptala} = 0,280 + 0,221 + 10,518 = 11,019 \text{ kN/m}$.

Normatiivne lumekoormus: $s_{k,lptala} = 5,4 \text{ kN/m}$.

Normatiivne tuulekoormus: $w_{k,lptala} = 0,613 \text{ kN/m}$.

Hetkeline läbipaine

Lubatav hetkeline läbipaine, valemist (4.181): $u_{inst,lub} = 3500/400 = 8,750 \text{ mm}$.

Läbipaine alaliskoormusest,
valemist (4.183): $u_{inst,G} = \frac{5 \times 11,019 \times 3500^4}{384 \times 12600 \times 365866667} = 4,671 \text{ mm}$.

Läbipaine lumekoormusest: $u_{inst,Q1} = \frac{5 \times 5,4 \times 3500^4}{384 \times 12600 \times 365866667} = 2,289 \text{ mm}$.

Läbipaine tuulekoormusest: $u_{inst,Q2} = \frac{5 \times 0,612 \times 3500^4}{384 \times 12600 \times 365866667} = 0,260 \text{ mm}$.

Hetkeline läbipaine kokku: $u_{inst} = 4,671 + 2,289 + 0,260 = 7,219 \text{ mm} < u_{inst,lub}$.

Lõplik läbipaine

Lubatav lõplik läbipaine, valemist (4.182): $u_{fin,lub} = 3500/300 = 11,667 \text{ mm}$.

Alaliskoormusest, valemist (4.184): $u_{fin,G} = 4,671 \times (1 + 0,8) = 8,407 \text{ mm}$.

Lumekoormusest, valemist (4.185): $u_{fin,Q} = 2,289 \times (1 + 0,0 \times 0,8) = 2,289 \text{ mm}$.

Tuulekoormusest, valemist (4.186): $u_{fin,Q} = 0,260 \times (0,6 + 0,0 \times 0,8) = 0,156 \text{ mm}$.

Lõplik läbipaine kokku: $u_{fin} = 8,407 + 2,289 + 0,156 = 10,852 \text{ mm} < u_{fin,lub}$.

Nii hetkeline kui ka lõplik läbipaine jäävad lubatud väärtuste piiresse.

5.5.3 Tulekahjuolukord

Söestumissügavus

Liimpuidu efektiivse söestumissügavuse arvutuskäik on välja toodud vahelae arvutuse liimpuitala juures. Puidu efektiivseks söestumissügavuseks on $d_{ef,char} = 24,5$ mm.

Posti arvutusliku ristlõike mõõtmed hetkel, kui tulekahju on kestnud 60 min, valemitest (4.187) ja (4.188):

$$b_{fi} = 200 - 2 \times 24,5 = 151 \approx 150 \text{ mm};$$

$$h_{fi} = 280 - 24,5 = 255,5 \approx 255 \text{ mm}.$$

Koormus tulekahjuolukorras

Normatiivne alaliskoormus: $g_{k,lptala} = 11,019$ kN/m.

Normatiivne lumekoormus: $s_{k,lptala} = 5,4$ kN/m.

Koormuse vähendustegur, valemist (4.90):

$$\eta_{fi} = (11,019 + 0,2 \times 5,4) / (1,2 \times 11,019 + 1,5 \times 5,4) = 0,567.$$

Arvutuslik koormus tulekahjuolukorras, valemiga (4.89):

$$p_{d,fi} = 0,567 \times 21,875 = 12,412 \text{ kN/m}.$$

Sisejõud

Paindemoment silde keskel, valemist (4.1): $M_{Ed,vlpt} = 12,412 \times 3,5^2 / 8 = 19,006$ kNm.

Põikjõud toel, valemist (4.4): $V_{Ed,vlpt} = 12,412 \times 3,5 / 2 = 21,721$ kN.

Ristlõike karakteristikud

Inertsimoment z-telje suhtes, valemist (4.9): $I_z = 150^3 \times 255 / 12 = 71718750$ mm⁴.

Vastupanumoment y-telje suhtes, valemist (4.10): $W_y = 150 \times 255^2 / 6 = 1625625$ mm³.

Suhe $h/b = 255/150 = 1,700$, sellele vastav teguri k_t väärtus on tabeli 4.3 järgi lineaarselt interpoleerides $k_t = 0,2104$.

Väändeinertsimoment $I_{tor} = 0,2104 \times 255 \times 150^3 = 181075500$ mm⁴.

Kiive

Kriitiline paindepinge, valemist (4.178):

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \times \sqrt{10500 \times 71718750 \times 540 \times 181075500}}{0,9 \times 3500 \times 1625625} = 166,478 \text{ N/mm}^2.$$

Suhteline saledus paindel, valemist (4.177): $\lambda_{rel,m} = \sqrt{28/166,478} = 0,410$.

Kuna $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$, siis on kiiveteguri väärtuseks valemi (4.176) järgi $k_{crit} = 1$.

Paindekandevõime

Puidu arvutuslik paindetugevus, valemist (4.88):

$$f_{m,g,d} = 1,0 \times 1,15 \times 28 / 1,0 = 32,20 \text{ N/mm}^2.$$

Paindemomendist põhjustatud normaalpinge silde keskel, valemist (4.175):

$$\sigma_{m,y,d} = 19,006 \times 10^6 / 1625625 = 11,692 \text{ N/mm}^2 < k_{crit} f_{m,g,d} = 1 \times 32,200 \text{ N/mm}^2.$$

Paindekandevõime tulekahjuolukorras on tagatud.

Nihkekandevõime

Puidu arvutuslik nihketugevus, valemist (4.88):

$$f_{v,g,d} = 1,0 \times 1,15 \times 3,5 / 1,0 = 4,025 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkepinge, valemist (4.180):

$$\tau_d = 1,5 \times 21721 / (0,67 \times 150 \times 255) = 1,271 \text{ N/mm}^2 < f_{v,g,d} = 4,025 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkekandevõime tulekahjuolukorras on tagatud.

5.6 Liimpuitpost

Tagamaks kinnituskruidide nõutavat vahekaugust posti servast, peaks posti külje pikkuseks olema vähemalt 240 mm (vt joonised 9, 10, 13 ja 14 graafilises osas). Kõige kõrgema ehk kaheksanda korruse posti puhul piisab 200 mm külje pikkusest.

Järgnevalt on välja toodud esimese korruse posti dimensioneerimine, sellest kõrgemale jäävate korruste postide mõõtmed on määratud analoogselt, kuid nende puhul arvutuskäiku siin eraldi välja ei tooda.

Liimpuidu tugevusklass on GL28h, sellele vastav elastsusmoodul $E_{0,05} = 10500 \text{ N/mm}^2$, puidu normatiivne survetugevus pikikiudu $f_{c,0,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$ ning normatiivne paindetugevus $f_{m,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$ (tabel 2.3).

Liimpuidust postide arvutuskõrguseks on 3,14 m ning ristlõigete mõõtmeteks on:

1. korrus – 240x520 mm; 2. korrus – 240x440 mm; 3. korrus – 240x360 mm;
4. korrus – 240x320 mm; 5. korrus – 240x240 mm; 6. korrus – 240x240 mm;
7. korrus – 240x240 mm; 8. korrus – 200x200 mm.

1. korruse postile mõjuvad koormused

1. korruse posti omakaal: $G_{k,1ppost} = 3,14 \times 5 \times 0,24 \times 0,52 = 1,959 \text{ kN}$.

Posti katvate kipsplaatide omakaal:

$$G_{k,kips} = 3,14 \times 9 \times 0,015 \times 4 \times (0,24 + 0,52 + 4 \times 0,015) = 1,390 \text{ kN}.$$

2. korruse posti omakaal koos kipsiga: $G_{k,2pk} = 2,913 \text{ kN}$;

3. korrus: $G_{k,3pk} = 2,476 \text{ kN}$; 4. korrus: $G_{k,4pk} = 2,257 \text{ kN}$;

5. korrus: $G_{k,5pk} = 1,820 \text{ kN}$; 6. korrus: $G_{k,6pk} = 1,820 \text{ kN}$;

7. korrus: $G_{k,7pk} = 1,820 \text{ kN}$; 8. korrus: $G_{k,8pk} = 1,408 \text{ kN}$.

Koormused hoone keskel paiknevale postile:

Katuslae omakaalukoormus: $G_{k,klagi} = 2,337 \times (6 + 3) \times 3,5/2 = 36,808 \text{ kN}$.

Katuslae liimpuittala omakaalukoormus: $G_{k,ktala} = (0,280 + 0,221) \times 3,5 = 1,755 \text{ kN}$.

Ühe vahelaie omakaalukoormus: $G_{k,vlagi} = (3,960 + 1,401) \times (6 + 3) \times 3,5/2 = 84,437 \text{ kN}$.

Raudbetoontala omakaalukoormus: $G_{k,rbtala} = 3,15 \times 3,5 = 11,025 \text{ kN}$.

Siseseinte omakaalukoormus: $G_{k,seinad} = 3,027 \times 6/2 + 2,969 \times 3,5 = 19,473 \text{ kN}$.

Lumekoormus katuselt: $S_{k,klagi} = 1,2 \times (6 + 3) \times 3,5/2 = 18,900 \text{ kN}$.

Tuulekoormus katuselt: $W_{k,klagi} = 0,136 \times (6 + 3) \times 3,5/2 = 2,145 \text{ kN}$.

Kasuskoormus ühelt vahelaelt: $Q_{k,vlagi} = 3,00 \times (6 + 3) \times 3,5/2 = 47,250 \text{ kN}$.

Koormused hoone servas asuvale postile:

Katuslae omakaalukoormus: $G_{k,klagi} = 2,337 \times (6/2 + 1) \times 3,5 = 32,718 \text{ kN}$.

Katuslae liimpuittala omakaalukoormus: $G_{k,ktala} = (0,280 + 0,221) \times 3,5 = 1,755 \text{ kN}$.

Ühe vahelaie omakaalukoormus: $G_{k,vlagi} = 5,361 \times (6/2 + 1) \times 3,5 = 75,054 \text{ kN}$.

Vahelaie liimpuittala omakaalukoormus: $G_{k,lptala} = (0,480 + 0,297) \times 3,5 = 2,720 \text{ kN}$.

Siseseinte omakaalukoormus: $G_{k,seinad} = 3,027 \times (6/2 + 1) = 12,108 \text{ kN}$.

Välisseina omakaalukoormus: $G_{k,vsein} = 3,651 \times 3,5 = 12,779 \text{ kN/m}$.

Parapeti omakaalukoormus: $G_{k,parap} = 1,147 \times 3,5 = 4,014 \text{ kN/m}$.

Lumekoormus katuseelt: $S_{k,klagi} = 1,2 \times (6/2 + 1) \times 3,5 = 16,800 \text{ kN}$.

Tuulekoormus katuseelt: $W_{k,klagi} = 0,136 \times (6/2 + 1) \times 3,5 = 1,904 \text{ kN}$.

Kasuskoormus ühelt vahelaelt: $Q_{k,vlagi} = 3,00 \times (6/2 + 1) \times 3,5 = 42,000 \text{ kN}$.

Koormuskombinatsioonid

1. korruse posti puhul saab määravaks koormuskombinatsioon, kus domineerivaks koormuseks on kasuskoormus. Arvutuslikuks koormuseks kandepiiriseisundis on seega:

$$F_{d,1lppk} = 1,2 \times (1,959 + 1,390 + 2,913 + 2,476 + 2,257 + 3 \times 1,820 + 1,408 + 36,808 + 1,755 + 7 \times 84,437 + 7 \times 11,025 + 7 \times 19,473) + 1,5 \times (7 \times 47,250 + 0,5 \times 18,900 + 0,6 \times 2,142) = 1545,402 \text{ kN}.$$

$$F_{d,1lpps} = 1,2 \times (1,959 + 1,390 + 2,913 + 2,476 + 2,257 + 3 \times 1,820 + 1,408 + 32,718 + 1,755 + 7 \times 75,054 + 7 \times 2,720 + 7 \times 12,108 + 7,5 \times 12,779 + 4,014) + 1,5 \times (7 \times 42,000 + 0,5 \times 16,800 + 0,6 \times 1,904) = 1392,953 \text{ kN}.$$

Suurem koormus mõjub hoone keskel paiknevatele postidele, edaspidistes arvutustes arvestatakse neile postidele mõjuva koormusega.

Sisejõud

Postis esinev pikijõu väärtuseks on: $N_{Ed}^I = N_{Ed}^{II} = 1545,402 \text{ kN}$.

Lisaks pikijõule tekib postis elemendi kõverusest täiendav paindemoment.

Posti suurim ekstsentrilisus leitakse valemiga (4.189): $e = 0,0025 \times 3,14 = 0,00785 \text{ m}$.

Teist järku paindemomendi suuruseks on valemi (4.190) järgi:

$$M_{Ed}^{II} = 1545,402 \times 0,00785 = 12,131 \text{ kNm}.$$

5.6.1 Kandepiirseisund

Posti saledus y -telje suhtes

$$\text{Inertsiraadius: } i_y = \sqrt{(240 \times 520^3)/(12 \times 240 \times 520)} = 150,111 \text{ mm.}$$

$$\text{Posti saledus, valemist (4.198): } \lambda_y = 3140/150,111 = 20,918.$$

$$\text{Suhteline saledus, valemist (4.197): } \lambda_{rel,y} = (20,918/\pi) \times \sqrt{28/10500} = 0,344.$$

Kuna $\lambda_{rel,y} > 0,3$, tuleb leida nõtketegur, valemitest (4.195) ja (4.196):

$$k_y = 0,5 \times (1 + 0,1 \times (0,344 - 0,3) + 0,344^2) = 0,561.$$

$$k_{c,y} = 1 / \left(0,561 + \sqrt{0,561^2 - 0,344^2} \right) = 0,995.$$

Posti saledus z -telje suhtes

$$\text{Inertsiraadius: } i_z = \sqrt{(240^3 \times 520)/(12 \times 240 \times 520)} = 69,282 \text{ mm.}$$

$$\text{Posti saledus, valemist (4.198): } \lambda_z = 3140/69,282 = 45,322.$$

$$\text{Suhteline saledus, valemist (4.197): } \lambda_{rel,z} = (45,322/\pi) \times \sqrt{28/10500} = 0,745.$$

Kuna $\lambda_{rel,z} > 0,3$, tuleb leida nõtketegur, valemitest (4.195) ja (4.196):

$$k_z = 0,5 \times (1 + 0,1 \times (0,745 - 0,3) + 0,745^2) = 0,800.$$

$$k_{c,z} = 1 / \left(0,800 + \sqrt{0,800^2 - 0,745^2} \right) = 0,917.$$

Nõtkekandevõime

Puidu arvutuslik surve- ja paindetugevus, valemist (4.11):

$$f_{c,0,g,d} = 0,8 \times 28/1,25 = 17,92 \text{ N/mm}^2; \quad f_{m,g,d} = 0,8 \times 28/1,25 = 17,92 \text{ N/mm}^2.$$

Tsentrisest survejõust põhjustatud normaalpinge, valemist (4.193):

$$\sigma_{c,0,d} = 1545402/(240 \times 520) = 12,383 \text{ N/mm}^2.$$

Teist järku paindemomendist põhjustatud normaalpinge, valemist (4.194):

$$\sigma_{m,y,d} = (12,131 \times 10^6 \times 6)/(240 \times 520^2) = 1,122 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{m,z,d} = (12,131 \times 10^6 \times 6)/(240^2 \times 520) = 2,430 \text{ N/mm}^2.$$

Kandevõime kontrolltingimus valemist (4.192):

$$12,383/(0,917 \times 17,92) + 0,7 \times 1,122/17,92 + 2,430/17,92 = 0,933 < 1.$$

Tingimus on täidetud.

5.6.2 Tulekahjuolukord

Söestumissügavus

Liimpuidu efektiivse söestumissügavuse arvutus on välja toodud vahelae liimpuittala juures. Puidu efektiivseks söestumissügavuseks on $d_{ef,char} = 24,5$ mm.

Posti arvutusliku ristlõike mõõtmed hetkel, kui tulekahju on kestnud 60 min, valemistest (4.199) ja (4.200):

$$b_{fi} = 240 - 2 \times 24,5 = 191 \approx 190 \text{ mm};$$

$$h_{fi} = 520 - 2 \times 24,5 = 471 \approx 470 \text{ mm}.$$

Posti saledus y -telje suhtes

Inertsiraadius: $i_y = \sqrt{(190 \times 470^3)/(12 \times 190 \times 470)} = 135,677$ mm.

Posti saledus, valemist (4.198): $\lambda_y = 3140/135,677 = 23,143$.

Suhteline saledus, valemist (4.197): $\lambda_{rel,y} = (23,143/\pi) \times \sqrt{28/10500} = 0,380$.

Kuna $\lambda_{rel,y} > 0,3$, tuleb leida nõtketegur, valemistest (4.195) ja (4.196):

$$k_y = 0,5 \times (1 + 0,1 \times (0,380 - 0,3) + 0,380^2) = 0,576;$$

$$k_{c,y} = 1 / (0,576 + \sqrt{0,576^2 - 0,380^2}) = 0,991.$$

Posti saledus z -telje suhtes

Inertsiraadius: $i_z = \sqrt{(190^3 \times 470)/(12 \times 190 \times 470)} = 54,848$ mm.

Posti saledus, valemist (4.198): $\lambda_z = 3140/54,848 = 57,249$.

Suhteline saledus, valemist (4.197): $\lambda_{rel,z} = (57,249/\pi) \times \sqrt{28/10500} = 0,941$.

Kuna $\lambda_{rel,z} > 0,3$, tuleb leida nõtketegur, valemistest (4.195) ja (4.196):

$$k_z = 0,5 \times (1 + 0,1 \times (0,941 - 0,3) + 0,941^2) = 0,975;$$

$$k_{c,z} = 1 / (0,975 + \sqrt{0,975^2 - 0,941^2}) = 0,814.$$

Koormus tulekahjuolukorras

Normatiivne alaliskoormus:

$$G_{k,1lppost} = 1,959 + 1,390 + 2,913 + 2,476 + 2,257 + 3 \times 1,820 + 1,408 + 36,808 + 1,755 + 7 \times 84,437 + 7 \times 11,025 + 7 \times 19,473 = 860,976 \text{ kN.}$$

Normatiivne kaskoormus: $Q_{k,1lppost} = 7 \times 47,250 = 330,750 \text{ kN.}$

Koormuse vähendustegur, valemist (4.90):

$$\eta_{fi} = (860,976 + 0,5 \times 330,750) / (1,2 \times 860,976 + 1,5 \times 330,750) = 0,671.$$

Arvutuslik koormus tulekahjuolukorras, valemiga (4.89):

$$F_{d,fi} = 0,671 \times 1545,402 = 1037,160 \text{ kN.}$$

Sisejõud

Postis esinev pikijõu väärtuseks on: $N_{Ed,fi}^I = N_{Ed,fi}^{II} = 1037,160 \text{ kN.}$

Teist järku paindemomendi suuruseks on valemi (4.190) järgi:

$$M_{Ed}^{II} = 1037,160 \times 0,00785 = 8,142 \text{ kNm.}$$

Nõtkekandevõime

Puidu arvutuslik surve- ja paindetugevus, valemist (4.88):

$$f_{c,0,g,d} = 1,0 \times 1,15 \times 28 / 1,0 = 32,20 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{m,g,d} = 1,0 \times 1,15 \times 28 / 1,0 = 32,20 \text{ N/mm}^2.$$

Tsentrilisest survejõust põhjustatud normaalpinge, valemist (4.193):

$$\sigma_{c,0,d} = 1037160 / (190 \times 470) = 11,614 \text{ N/mm}^2.$$

Teist järku paindemomendist põhjustatud normaalpinge, valemist (4.194):

$$\sigma_{m,y,d} = (8,142 \times 10^6 \times 6) / (190 \times 470^2) = 1,164 \text{ N/mm}^2.$$

$$\sigma_{m,z,d} = (8,142 \times 10^6 \times 6) / (190^2 \times 470) = 2,879 \text{ N/mm}^2.$$

Kandevõime kontrolltingimus valemist (4.192):

$$11,614 / (0,814 \times 32,20) + 0,7 \times 1,164 / 32,20 + 2,879 / 32,20 = 0,558 < 1.$$

Tingimus on täidetud.

KOKKUVÕTE

Käesoleva magistritöö eesmärgiks oli kaheksakorruselise puitkarkasshoone vahe- ja katuslaeplaadi, talade ning postide dimensioneerimine. Vahelae konstruktsiooniks valiti ristkihtpuit-betoon komposiit, kuna tegemist on võrdlemisi uue ja põneva konstruktsioonitüübiga.

Töö esimeses peatükis anti lühike ülevaade ristkihtpuidu, komposiitkonstruktsiooni ja materjalide vahelise nihkeliite olemusest. Teine peatükk tutvustas töö lähteandmeid. Töö kolmandas peatükis toodi välja konstruktsioonidele mõjuvad koormused, neljandas kasutatud arvutusmetoodika ning viiendas arvutuskäigud.

Konstruktsioonielementide eeldimensioneerimine teostati Microsoft Exceli abil, mille tulemusena valmis töö kõrvalproduktina eelversioon Excelipõhisest eeldimensioneerimise töövahendist. Töös esitati elementide kandevõimete kontrollid vastavalt eeldimensioneerimisel määratud ristlõigete mõõtmetele ning sildeavade suurustele.

Vahelae komposiitkonstruktsiooni arvutused teostati γ -meetodil. Vahelaeplaadi kande- ja kasutuspiirseisundi kontrollid sooritati nii konstruktsiooni elu ea alguses kui ka lõpus, võttes arvesse roome ja mahukahanemise mõju. Samuti leiti ristkihtpuidu söestumissügavus efektiivristlõikemeetodil ning kontrolliti vahelaeplaadi kandevõimet tulekahjuolukorras eeldusel, et konstruktsiooni tulepüsivus on R60.

Kuue meetrise sildeava korral oli kõigil vaadeldud juhtudel ristlõike kandevõime rahuldatud ning vahelae läbipainded ja omavõnkesagedus jäid lubatu piiresse. Vahelae konsoolses osas ületasid aga tõmbepinged betooni kandevõimet, mistõttu ei võetud seal betooni arvutuslikult arvesse ning ristlõike efektiivne paindejäikus määrati konsoolses osas ainult puiduosa arvestades. Pärast muutuse sisseviimist olid ka konsoolses osas ristlõike kande- ja kasutuspiirseisundi kontrolltingimused täidetud.

Raudbetootala mõõtmed määrati lähtuvalt tuleohutusnõuetest. Dimensioneeriti tala piki- ja põikjõuarmatuur ning tala ribi ja plaati ühendav armatuur. Teostati kande- ja kasutuspiirseisundi kontrollid, arvestades vajadusel ka roome ja mahukahanemise mõjuga. Tuleohutusnõuded tagati armatuuri piisava kaitsekihiga ning tulekahjuolukorras arvutusi ei teostatud.

Liimpuittalade puhul kontrolliti nende painde- ja nihkekandevõimet ning läbipainde suurust. Liimpuidust poste kontrolliti elemendi kõverusest tingitud ekstsentrilisele survele. Arvutati liimpuidu söestumissügavus ning kontrolliti elementide kandevõimet tulekahjuolukorras.

SUMMARY

The purpose of this master's thesis was to design the floor and roof slabs, beams, and columns of an eight-story timber frame building. The structure of the floor slab was chosen to be CLT-concrete composite because it is comparatively new and interesting type of structure.

The first chapter of the thesis provided a brief overview of the nature of cross laminated timber, composite structures, and the shear connection between the materials. The second section introduced the source data for the thesis. The third chapter covered the loads acting on structures, the fourth described the used calculation methodology and the calculations were presented in the fifth chapter.

The pre-dimensioning of the structural elements was carried out using Microsoft Excel. As a byproduct an initial version of a tool for pre-dimensioning was made. The load-bearing capacity checks of the elements were presented according to the dimensions and spans determined during pre-dimensioning.

The calculations of the composite structure of the floor slab were performed using the γ -method. The checks for the ultimate and serviceability limit states were performed both at the beginning and at the end of the structure's lifetime, considering the effect of shrinkage and creep. Additionally, the charring depth of the cross-laminated timber was determined using the reduced cross-section method, and the load-bearing capacity of the floor slab in a fire situation was checked assuming R60 fire resistance.

For a six-meter span, the cross-section load-bearing capacity was satisfied in all observed cases, and the deflections and natural frequencies of the floor remained within acceptable limits. However, in the cantilevered part of the floor, tensile stresses in the concrete exceeded its tensile strength. Therefore, the concrete was not considered in the calculation, and the effective bending stiffness of the cross-section was determined only considering the timber part. After this adjustment, the checks for the limit states were satisfied in the cantilevered part as well.

The dimensions of the reinforced concrete beam were determined based on fire safety requirements. The longitudinal and shear reinforcement of the beam and the reinforcement connecting the beam's web and flanges were dimensioned. Checks for the ultimate and serviceability limit states were carried out, considering the effects of shrinkage and creep if necessary. Fire safety requirements were ensured with sufficient cover for the reinforcement, and fire calculations were not performed.

For glued laminated timber beams, their bending and shear strengths and the magnitude of deflection were checked. Glued laminated timber columns were checked for eccentric compression. The charring depth of glued laminated timber was calculated, and the load-bearing capacity of the elements in a fire situation was checked.

KASUTATUD KIRJANDUS

- [1] Euroopa Komisjon, „Euroopa roheline kokkulepe,” [Võrgumaterjal]. Available: https://commission.europa.eu/strategy-and-policy/priorities-2019-2024/european-green-deal_et. [Kasutatud 03. 01. 2024].
- [2] K. Kask, J. Veermaa, T. Puolokainen, U. Varblane, A. Vörk, T. Unt, K. Lees ja C.-M. Keerberg, detsember 2018. [Võrgumaterjal]. Available: https://skytte.ut.ee/sites/default/files/2022-05/ehitussektori_tootlikkuse_lisandvaartuse_ja_majandusmoju_analuus_uuendatud.pdf. [Kasutatud 03 jaanuar 2024].
- [3] Neenu S K, „Everything You Need to Know About Concrete Slabs in Building Construction,” The Constructor, [Võrgumaterjal]. Available: <https://theconstructor.org/building/concrete-slabs-building-construction/262046/>. [Kasutatud 09. 01. 2024].
- [4] „Cross-laminated timber (CLT),” Stora Enso, [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.storaenso.com/en/products/mass-timber-construction/building-products/ctf>. [Kasutatud 09. 01. 2024].
- [5] A. Dias, J. Schänzlin ja P. Dietsch, Design of timber-concrete composite structures: A state-of-the-art report by COST Action, Shaker Verlag Aachen, 2018.
- [6] E.-J. Just, K. Öiger ja A. Just, Puit- ja puidupõhised konstruktsioonid, Tallinn: Taltech Kirjastus, 2018.
- [7] A. Siddika, M. A. A. Mamun, F. Aslani, Y. Zhuge, R. Alyousef ja A. Hajimohammadi, „Cross-laminated timber-concrete composite structural floor system: A state-of-the-art review,” *Engineering Failure Analysis*, nr 130, 2021.
- [8] S. Winter, „Design of timber structures,” %1 *EUROCODE Conference*, Berliin, 2023.
- [9] CEN/TS 19103:2021 Eurocode 5: Design of Timber Structures - Structural design of timber-concrete composite structures - Common rules and rules for buildings, European Committee for Standardization.
- [10] „R Value Calculator,” Ubakus.de, [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.ubakus.de/en/r-value-calculator/>. [Kasutatud 04. 2023].
- [11] EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele, Eesti Standardikeskus.
- [12] V. Otsmaa, Betoonkonstruktsioonide arvutamine, Tallinn: Tallinna Tehnikaülikooli kirjastus, Eesti betooniühing, 2021.
- [13] S. Pikk, „Puit-kiudbetoon komposiitkonstruktsiooni nihkeliite katse ja analüüs,” Tallinna Tehnikaülikool, Tallinn, 2015.
- [14] T. Masso, Toim., Ehituskonstruktori käsiraamat, Tallinn: Ehitame kirjastus, 2014.
- [15] N. Williamson, „24 - Concrete floors,” *Advanced Concrete Technology*, kd. 4, pp. 3-38, 2003.
- [16] L. D. Preez ja B. D. Ikotun, „The mechanical behaviour of steel fibre reinforced concrete,” *Materials Today: Proceedings*, kd. 85, pp. 123-126, 2023.
- [17] EVS-EN 1995-1-1:2005+A1+NA+A2 Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldist. Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks, Eesti Standardikeskus.
- [18] EVS-EN 338:2016 Ehituspuit. Tugevusklassid, Eesti Standardikeskus.

- [19] „CLT Ristkihtpuit,“ Peetri Puit OÜ / ARCWOOD, [Vörgumaterjal]. Available: <https://arcwood.ee/toode/ristkihtpuit-clt/>. [Kasutatud 17. 10. 2023].
- [20] EVS-EN 14080:2013 Puitkonstruktsioonid. Lamell-liimpuit ja plankliimpuit. Nõuded, Eesti Standardikeskus.
- [21] Structurlam Mass Timber Corporation, „Mass Timber Design Guide U.S. Version,“ 04. 2019. [Vörgumaterjal]. Available: https://www.structurlam.com/wp-content/uploads/2019/04/Structurlam-Design-Guide_FINAL_Spreads.pdf. [Kasutatud 10. 05. 2023].
- [22] „SPIDER Connection and Reinforcement System for Columns and Floors,“ ROTHO BLAAS SRL, [Vörgumaterjal]. Available: <https://www.rothoblaas.com/products/fastening/clt-floor-column-connections/spider#>. [Kasutatud 10. 05. 2023].
- [23] „PILLAR - Column-to-Floor Connection System,“ ROTHO BLAAS SRL, [Vörgumaterjal]. Available: <https://www.rothoblaas.com/products/fastening/clt-floor-column-connections/pillar#description>. [Kasutatud 10. 05. 2023].
- [24] „LOCK T MIDI - Consealed Timber-to-Timber Connector,“ ROTHO BLAAS SRL, [Vörgumaterjal]. Available: <https://www.rothoblaas.com/products/fastening/brackets-and-plates/consealed-connections/lock-t-midi>. [Kasutatud 08. 10. 2023].
- [25] „TC FUSION - Timber-to-Concrete Joint System,“ ROTHO BLAAS SRL, [Vörgumaterjal]. Available: <https://www.rothoblaas.com/products/new-products/tc-fusion#documents>. [Kasutatud 06. 10. 2023].
- [26] „European Technical Assessment ETA-22/0806 of 2023/05/26,“ ETA-Danmark A/S, 2023.
- [27] „European Technical Assessment ETA-11/0030 of 2019/10/08,“ ETA-Danmark A/S, 2019.
- [28] „Siseministir määrus nr 17 Ehitisele esitatavad tuleohutusnõuded,“ 2017.
- [29] EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused, Eesti Standardikeskus.
- [30] A. Just, J. Kliimask, T. Friedenthal, R. Pukk, M. Piik, R. Jalas, K. N. Mäger ja M. Urmet, Standardlahendused kuni kaheksakorruseliste puithoonete ehitamiseks, Päästeamet, 2018.
- [31] Saint-Gobain Finland Oy / ISOVER, „ISOVER OL-TOP,“ 16. 12. 2019. [Vörgumaterjal]. Available: <https://www.isover.ee/documents/epd/nepd-1967-869-isover-ol-top-60.pdf>. [Kasutatud 08. 05. 2023].
- [32] Saint-Gobain Finland Oy / ISOVER, „ISOVER OL-LAM,“ 16. 12. 2019. [Vörgumaterjal]. Available: <https://www.isover.ee/documents/epd/nepd-1966-869-isover-ol-lam.pdf>. [Kasutatud 08. 05. 2023].
- [33] Favor, „Profiline UA-profiilid,“ 2018. [Vörgumaterjal]. Available: https://favor.ee/wp-content/uploads/2018/11/Uaprofiilide_tooteleht_Profiline.pdf. [Kasutatud 08. 05. 2023].
- [34] Saint-Gobain Finland Oy / ISOVER, „ISOVER EXTREME 31,“ 30. 11. 2022. [Vörgumaterjal]. Available: <https://www.isover.ee/documents/epd/epd-insulation-hyvink-extreme31.pdf>. [Kasutatud 08. 05. 2023].
- [35] Kingspan Data & Flooring UK, „RHG600 Simploc Access Flooring System,“ [Vörgumaterjal]. Available: <https://www.kingspan.com/content/dam/kingspan/access-floors/products/commercial-office/rhg1/kingspan-rhg600-simploc-product-data-sheet-en-gb.pdf>. [Kasutatud 17. 10. 2023].
- [36] Paroc Group Oy, „PAROC FPB 10,“ Paroc, 07. 10. 2022. [Vörgumaterjal]. Available: <https://www.paroc.ee/tooted/konstruktsioonid/tuletokke-isolatsioon-/paroc-fpb-10>. [Kasutatud 08. 05. 2023].

- [37] Paroc Group Oy, „Environmental Product Declaration,” 05. 04. 2023. [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.paroc.ee/-/media/files/certificates/lt-epd.ashx>. [Kasutatud 08. 05. 2023].
- [38] EVS-EN 1991-1-3:2006+A1:2016+NA:2016 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus, Eesti Standardikeskus.
- [39] EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus, Eesti Standardikeskus.
- [40] EVS-EN 1991-1-2:2004+NA:2007 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-2: Üldkoormused. Tulekahjukoormus, Eesti Standardikeskus.
- [41] EVS-EN 1990:2002+NA:2002 Eurokoodeks. Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused, Eesti Standardikeskus.
- [42] „EVS-EN 1992-1-2:2005+NA+A1:2019 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-2: Üldreeglid. Tulepüsivus,” Eesti Standardikeskus.
- [43] EVS-EN 1995-1-2:2005+NA:2006 Eurokoodeks 5: Puitkonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-2: Üldreeglid. Tulepüsivusarvutus, Eesti Standardikeskus.
- [44] A. Klauson, J. Metsaveer, P. Põdra ja U. Raukas, Tugevusõpetus, Tallinn: TTÜ Kirjastus, 2017.
- [45] B. C. Michelfelder, „Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken,” Stuttgarter Ülikool, 2006.
- [46] S. Gagnon ja C. Pirvu, Toim-d, CLT Handbook, Québec: FPInnovations, 2011.
- [47] Y. Jianga ja R. Crocett, „CLT-concrete composite floors with notched shear connectors,” *Construction and Building Materials*, nr 195, pp. 127-139, 2019.
- [48] M. Feldmann, C. Heinemeyer, C. B. E. Caetano, A. Cunha, F. Galanti, A. Goldack, O. Hechler, S. Hicks, A. Keil, M. Lukic, R. Obiala, M. Schlaich, G. Sedlacek, A. Smith ja P. Waarts, Design of floor structures for human induced vibrations, European Communities, 2009.
- [49] B. Östman, E. Mikkola, R. Stein, A. Frangi, J. König, D. Dhima, T. Hakkarainen ja J. Bregulla, „Fire safety in timber buildings: Technical guideline for Europe SP Report 2010:19,” SP Technical Research Institute of Sweden, Stockholm, 2010.
- [50] A. Just, J. Schmid ja J. König, „Gypsum plasterboards used as fire protection - Analysis of a database,” SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, Stockholm, 2010.
- [51] A. Räämet ja R. Räämet, Ehitusmehaanika Varraskonstruksioonide staatika, Tallinn: Taltech Kirjastus, 2022, p. 1082.
- [52] ROTHO BLAAS SRL, „Tiber Screws and Deck Fastening,” 2023. [Võrgumaterjal]. Available: <https://issuu.com/rothoblaas/docs/timber-screws-and-deck-fastening-2023-en?mode=embed>. [Kasutatud 11. 11. 2023].

LISAD

SOOJAJUHTIVUS

 $U_c = 0,08 [W/m^2K]$

TULEPÜSIVUS

REI 60

ÕHUMÜRA ISOLATSIOONI INDEKS

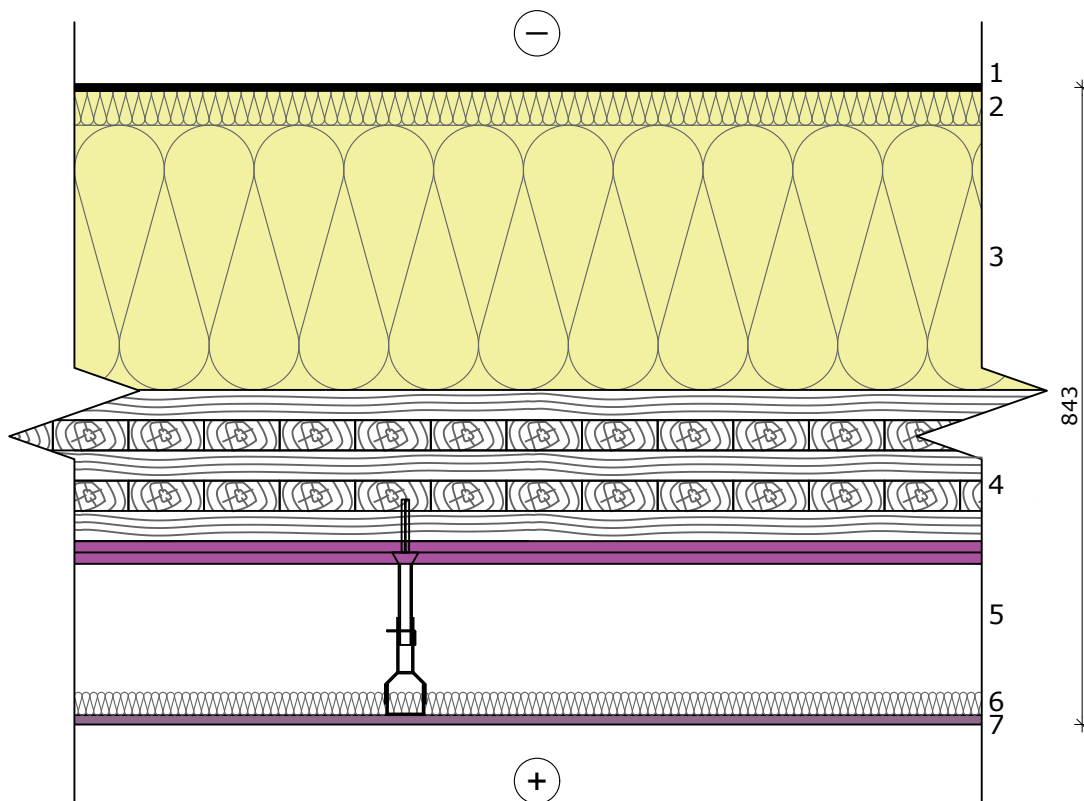
-

LÕÖGIMÜRATASEME INDEKS

-

KATUSLAGI

KL-01



1	2xSBS bituumenrullmaterjal	
2	Mineraalvill $\lambda_D \leq 0,037 W/mK$ (nt Isover OL-TOP)	50 mm
3	Mineraalvill $\lambda_D \leq 0,039 W/mK$ (nt Isover OL-LAM)	350 mm
4	Aurutõke	
5	Ristkihtpuidust plaat, 5-kihiline	200 mm
6	2x tulekindel kipsplaat	30 mm
7	Metallkarkass	200 mm
8	Mineraalvill	30 mm
9	Kipsplaat	12,5 mm

TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht / Lehti:

1/14

Mõõtkava:

1:10

Koostaja:

Kristel Adli

Juhendaja:

Laur Lõvi

Juhendaja:

Ernst Tungel

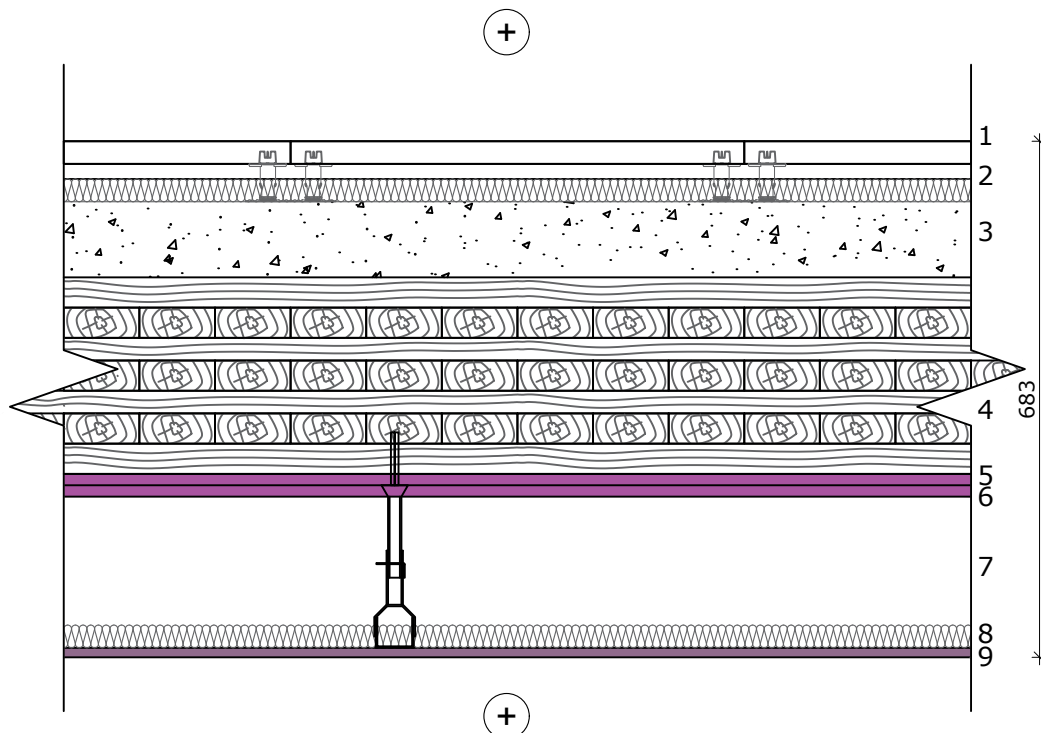
Katuslagi KL-01

Tartu Kolledž

Magistritöö pealkiri:

Ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine

REI 60



1	Tõstetud põranda süsteem	~80 mm
2	Mineraalvill, põrandakandurite vahel	30 mm
3	Batoon	100 mm
4	Ristkihtpuidust plaat, 7-kihiline	260 mm
5	2x tulekindel kipsplaat	30 mm
6	Metallkarkass	200 mm
7	Mineraalvill	30 mm
8	Kipsplaat	12,5 mm

SOOJAJUHTIVUS

-

VAHELAGI

VL-02

TULEPÜSIVUS

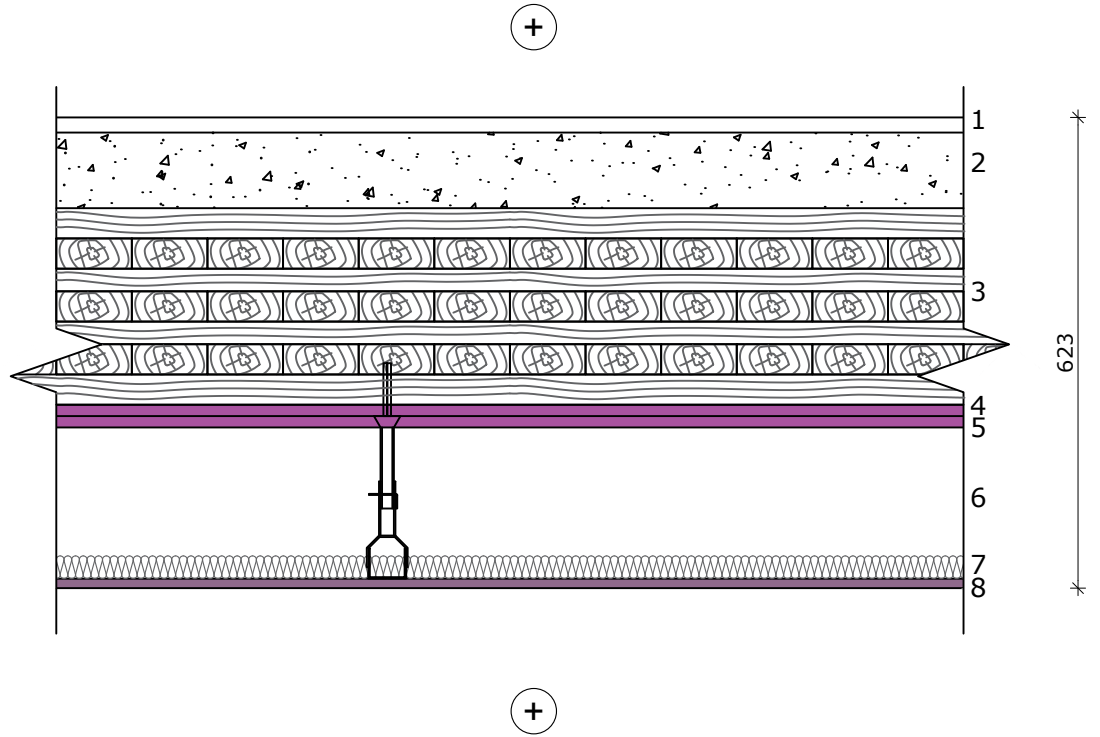
REI 60

ÕHUMÜRA ISOLATSIOONI INDEKS

-

LÖÖGIMÜRATASEME INDEKS

-



1	Põrandakate - vastavalt AR või SA osale	~80 mm
2	Beton	100 mm
3	Ristkihtpuidust plaat, 7-kihiline	260 mm
4	2x tulekindel kipsplaat	30 mm
5	Metallkarkass	200 mm
6	Mineraalvill	30 mm
7	Kipsplaat	12,5 mm

TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht / Lehti:

3/14

Mõõtkava:

1:10

Koostaja:

Kristel Adli

Juhendaja:

Laur Lõvi

Juhendaja:

Ernst Tungel

Vahelagi VL-02

Tartu Kolledž

Magistritöö pealkiri:

Ristkihtpuit-beton komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine

$U_c = 0,13 \text{ [W/m}^2\text{K]}$

TULEPÜSIVUS

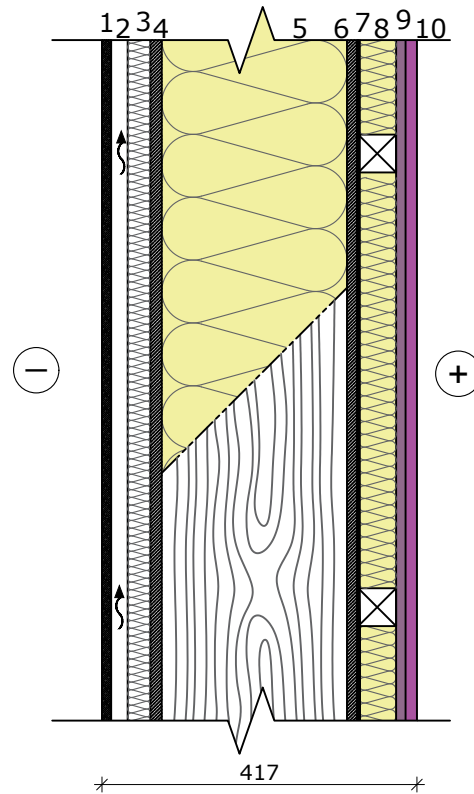
EI 60

ÕHUMÜRA ISOLATSIOONI INDEKS

-

LÖÖGIMÜRATASEME INDEKS

-



1	Tsementkiudplaat	12 mm
2	Vertikaalne distantслиist 22x50 mm, s = 600 mm	22 mm
3	Tuuletõkkevill $\lambda_D \leq 0,039 \text{ W/mK}$	30 mm
4	OSB	15 mm
5	Puidust karkass 45x240 mm, s = 600 mm	240 mm
	Mineraalvill	
6	OSB	15 mm
7	Aurutõke	
8	Puidust karkass 50x50 mm, s = 600 mm	50 mm
	Mineraalvill	
9	Kipsplaat	12,5 mm
10	Tulekindel kipsplaat	15 mm

Koostaja:

Kristel Adli

Juhendaja:

Laur Lõvi

Juhendaja:

Ernst Tungel

Välissein VS-01

Magistritöö pealkiri:

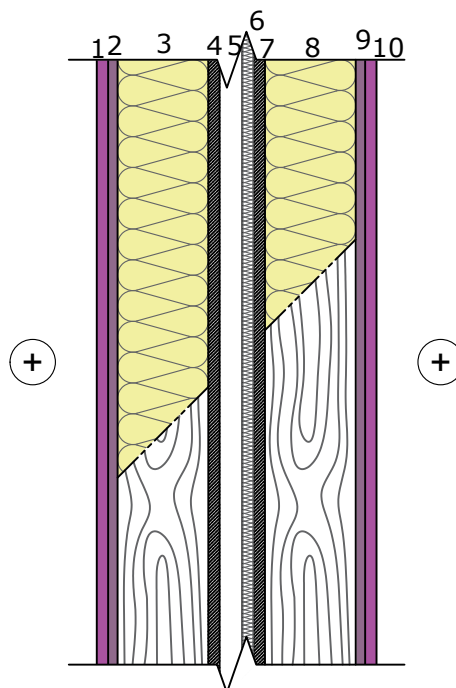
Ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine

-

EI 60

-

-



1	Tulekindel kipsplaat	15 mm
2	Kipsplaat	12,5 mm
3	Puidust karkass 50x120 mm, s = 600 mm Kivivill	120 mm
4	OSB	15 mm
5	Õhkvahe	30 mm
6	Villaplaat	15 mm
7	OSB	15 mm
8	Puidust karkass 50x120 mm, s = 600 mm Mineraalvill	120 mm
9	Kipsplaat	12,5 mm
10	Tulekindel kipsplaat	15 mm

SOOJAJUHTIVUS

-

SISESEIN

SS-02

TULEPÜSIVUS

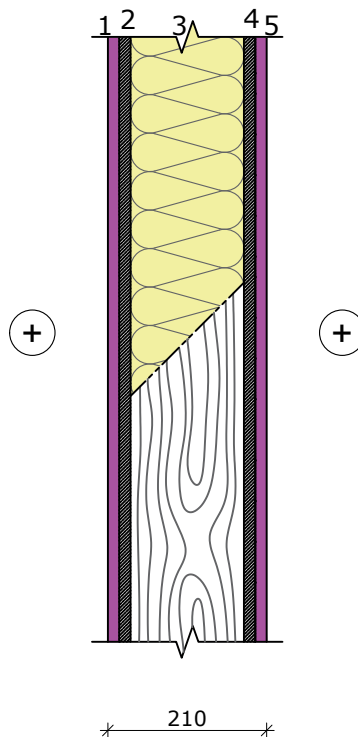
EI 60

ÕHUMÜRA ISOLATSIOONI INDEKS

-

LÖÖGIMÜRATASEME INDEKS

-



1	Tulekindel kipsplaat	15 mm
2	OSB	15 mm
3	Puidust karkass 50x150 mm, s = 600 mm Kivivill	150 mm
4	OSB	15 mm
5	Tulekindel kipsplaat	15 mm

TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht / Lehti:

6/14

Mõõtkava:

1:10

Koostaja:

Kristel Adli

Juhendaja:

Laur Lõvi

Juhendaja:

Ernst Tungel

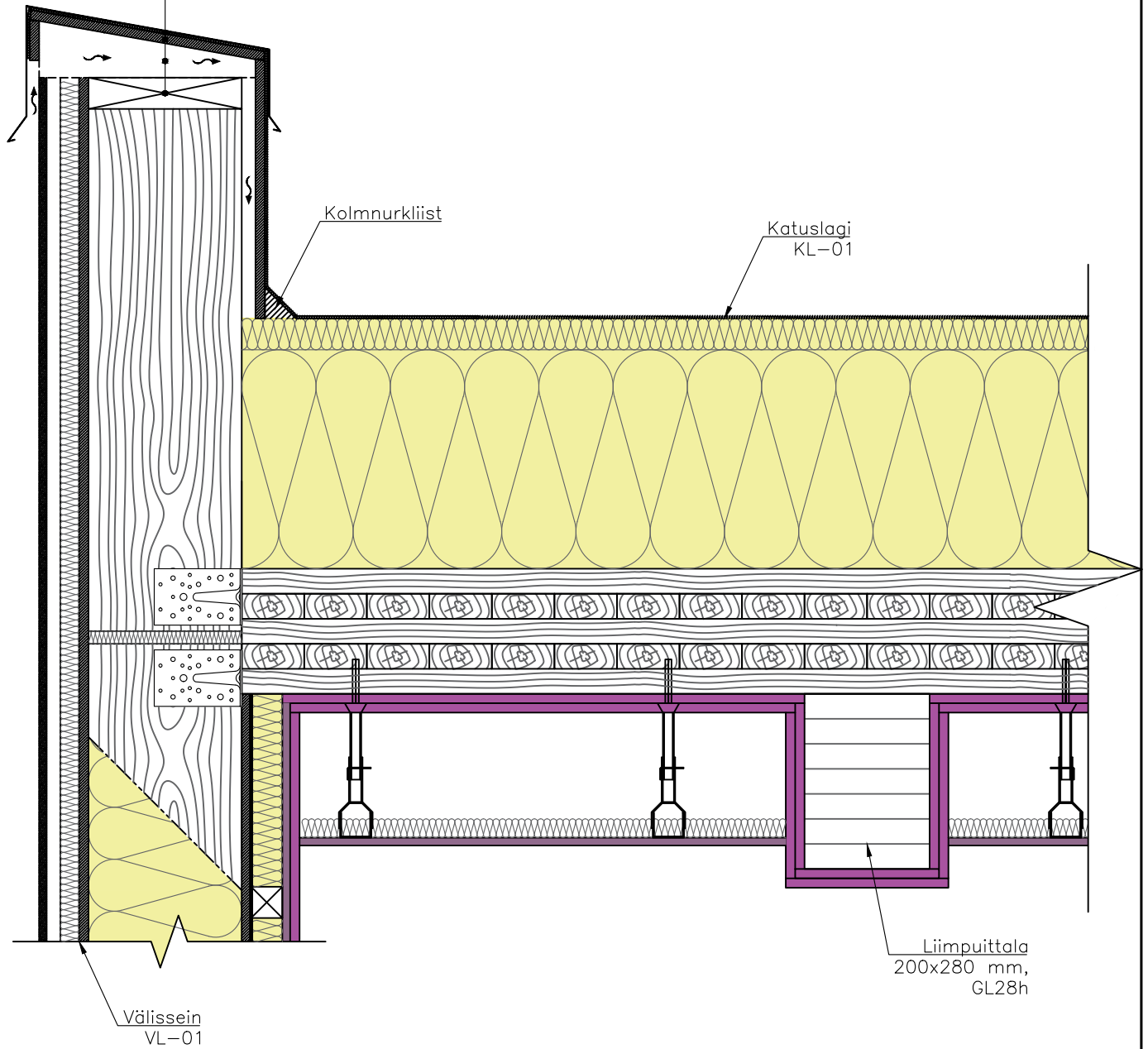
Sisesein SS-02

Tartu Kolledž

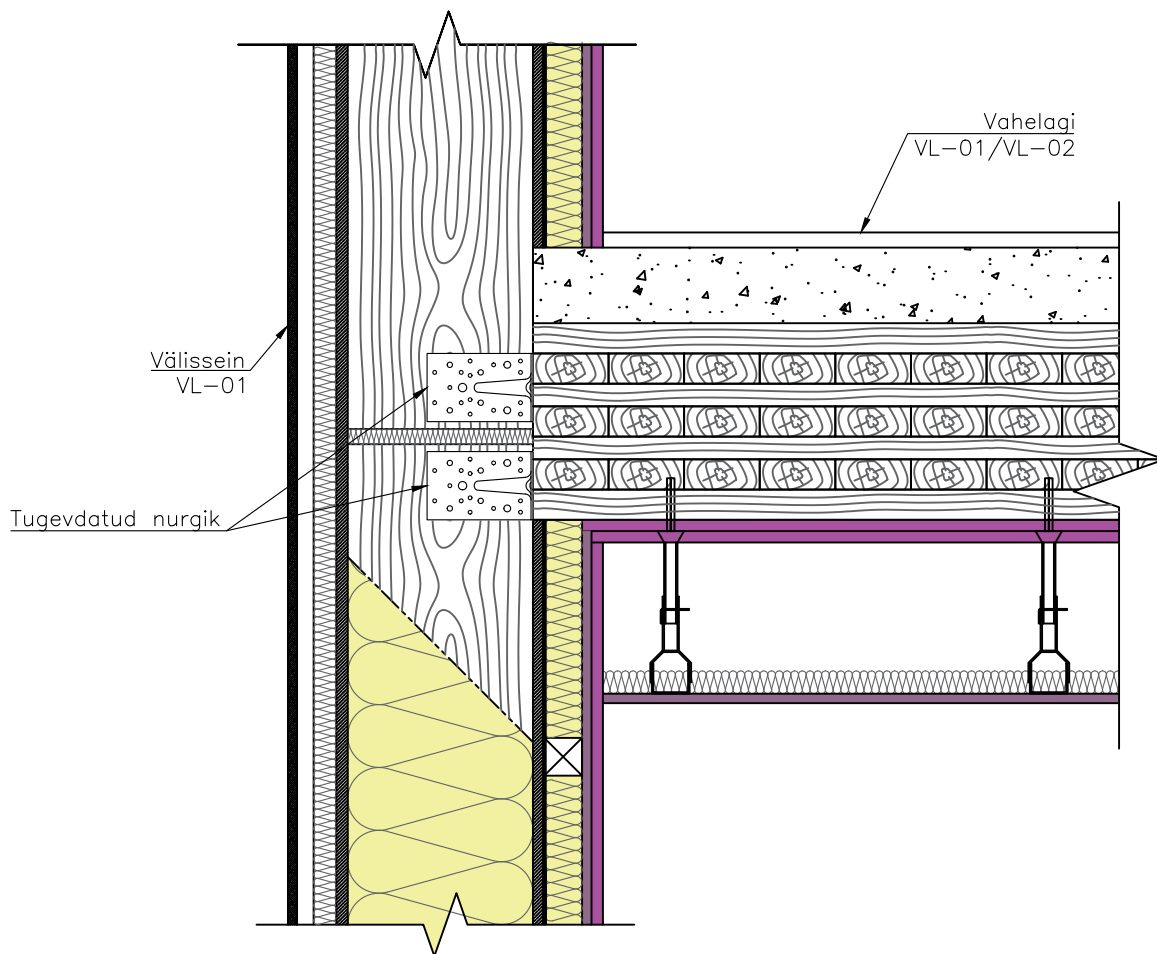
Magistritöö pealkiri:

Ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine

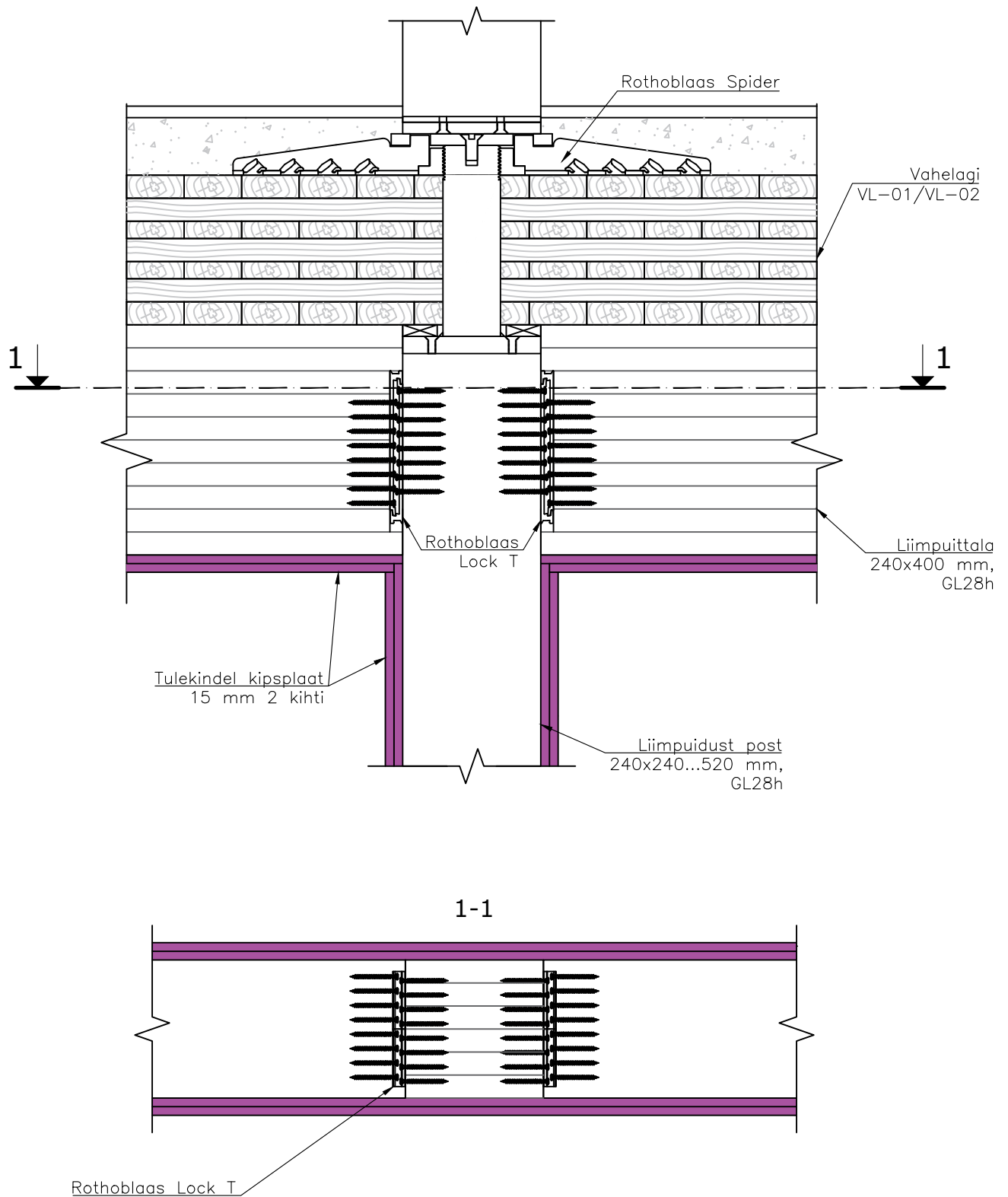
Parapetiplekk
 SBS bituumenrullmaterjal 2 kihti
 OSB plaat 15 mm
 Muutuva kõrgusega pruss 50x30(90) mm L = 340 mm s = 600 mm
 Puitpruss 240x50 mm



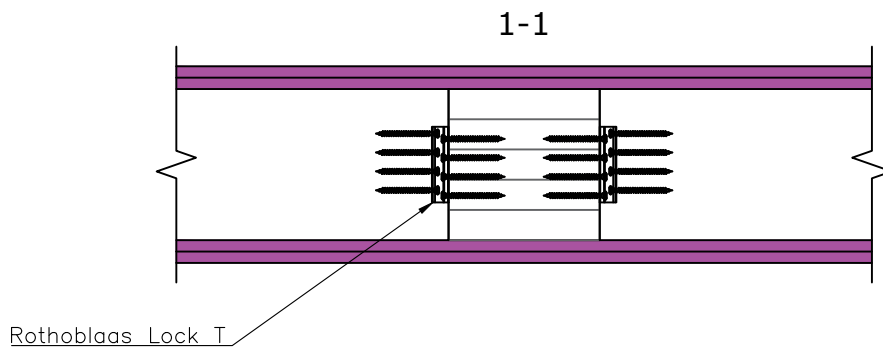
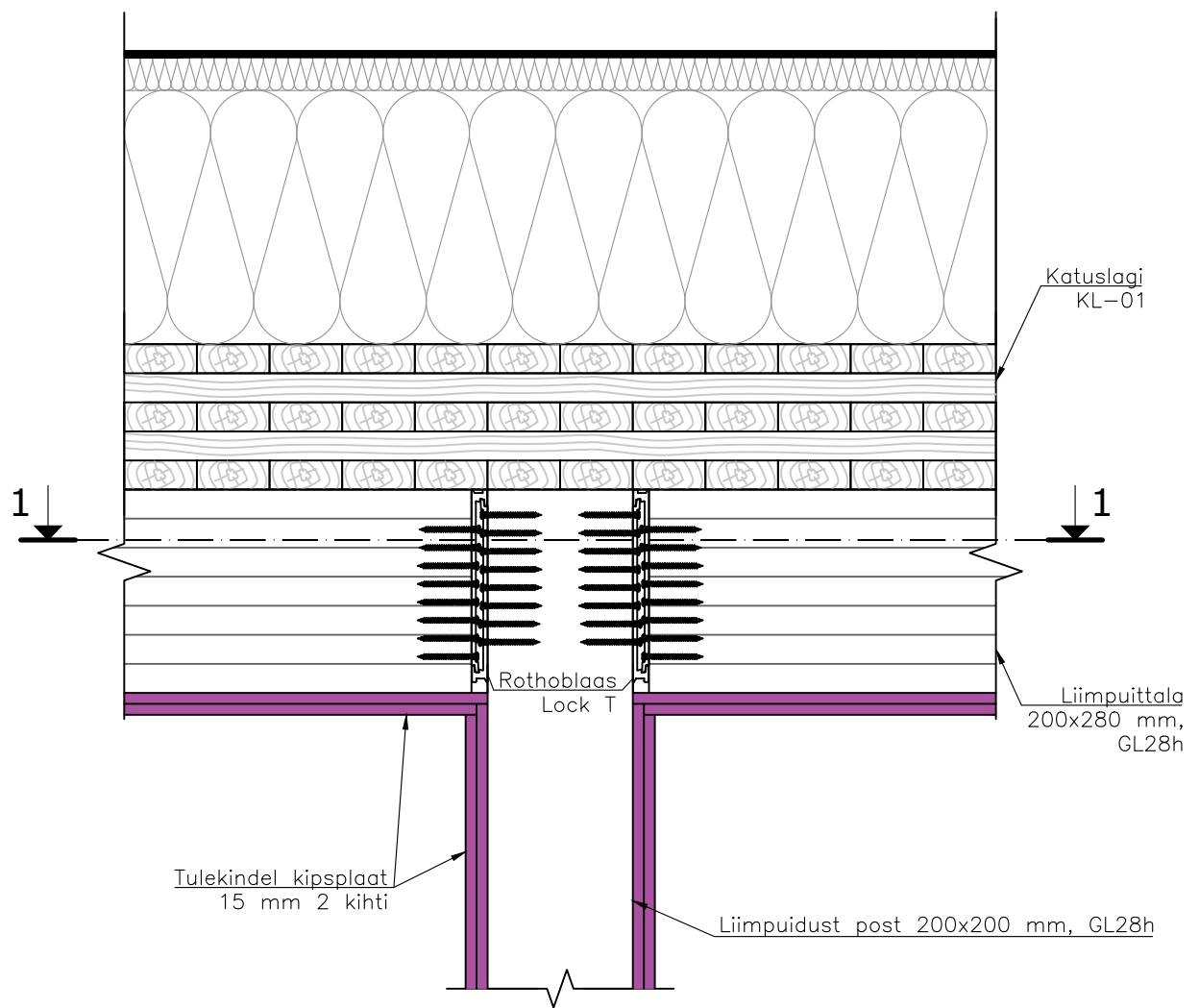
	TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht / Lehti: 7/14	Mõõtkava: 1:10
	Koostaja: Kristel Adli	<h1>Parapetisõlm</h1>		
	Juhendaja: Laur Lõvi			
Juhendaja: Ernst Tungel				
Tartu Kolledž		Magistritöö pealkiri: Ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine		



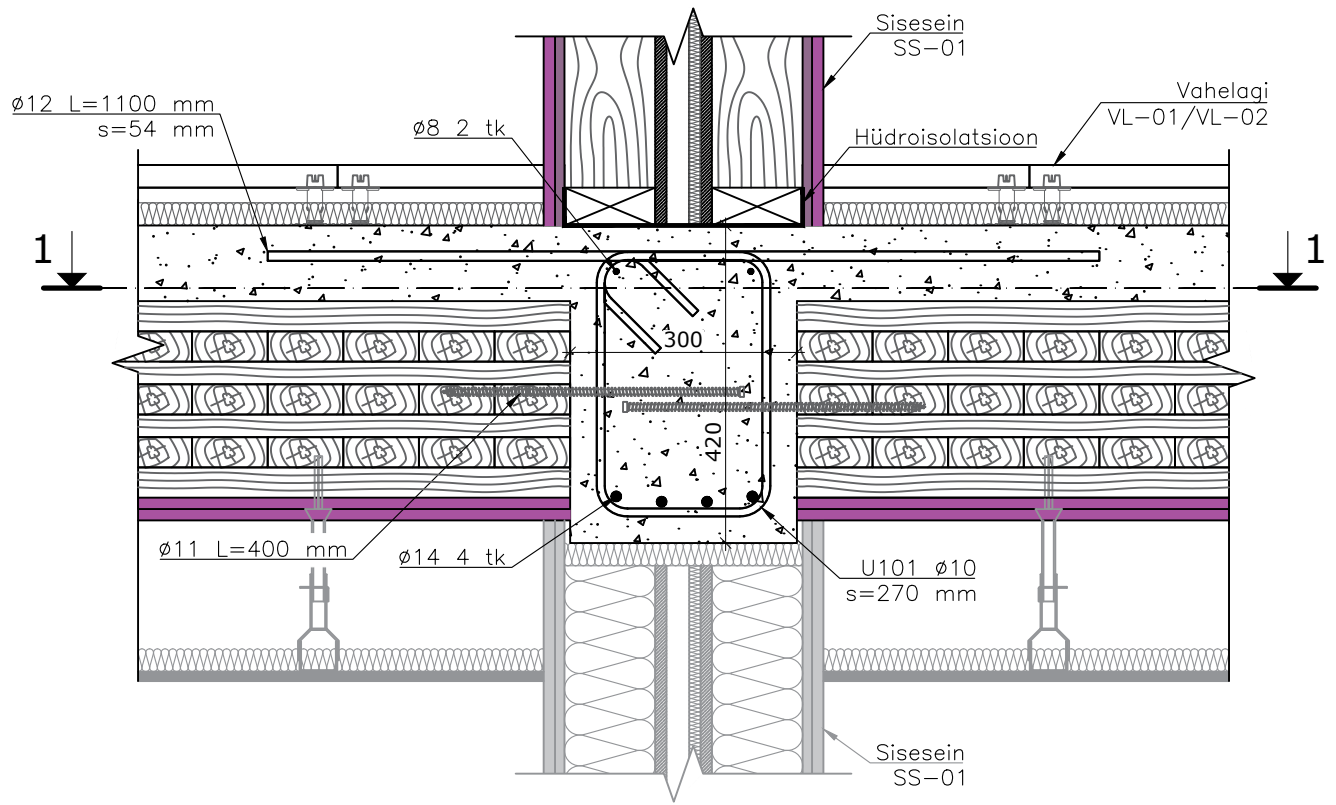
	TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht / Lehti:	Mõõtkava:
			8/14	1:10
Koostaja:	Kristel Adli	Välisseina & vahelae ühendussõlm	Magistritöö pealkiri: Ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine	
Juhendaja:	Laur Lõvi			
Juhendaja:	Ernst Tungel			
Tartu Kolledž				



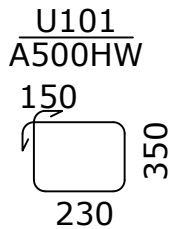
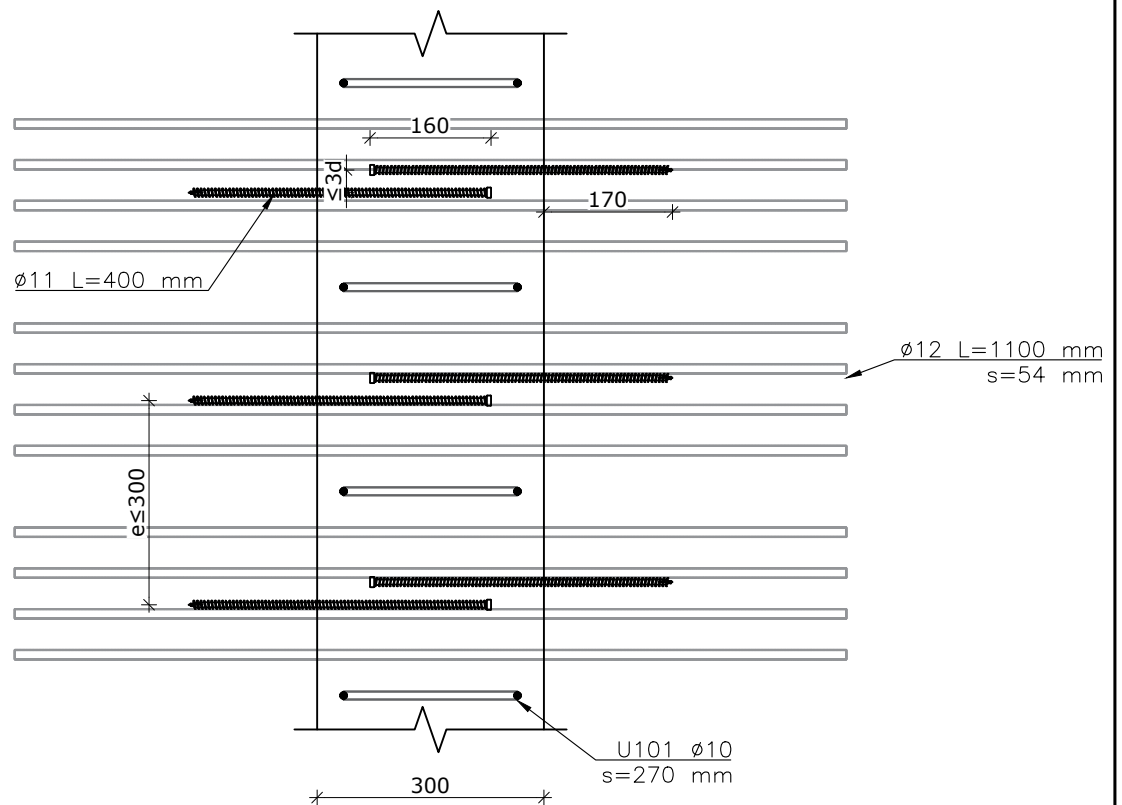
	TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht / Lehti: 9/14	Mõõtkava: 1:10
	Koostaja: Kristel Adli Juhendaja: Laur Lõvi Juhendaja: Ernst Tungel	<h2>Liimpuittala & posti ühendussõlm</h2>		
<h3>Tartu Kolledž</h3>		Magistritöö pealkiri: Ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruksioonide dimensioneerimine		




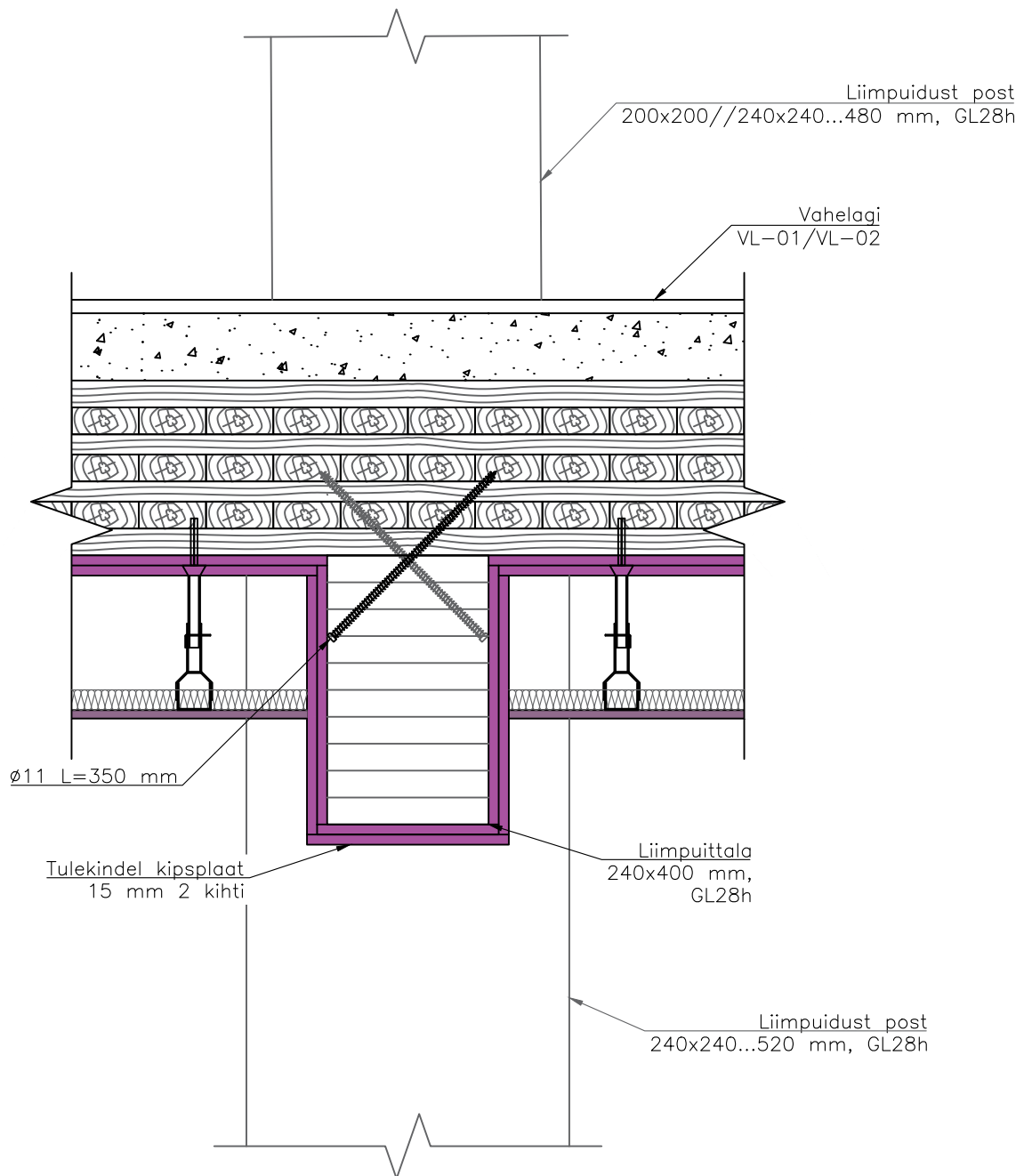
	TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht / Lehti: 10/14	Mõõtkava: 1:10
	Koostaja: Kristel Adli Juhendaja: Laur Lõvi Juhendaja: Ernst Tungel	<h1>Magistritöö</h1>		
<h2>Tartu Kolledž</h2>		Magistritöö pealkiri: Ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine		



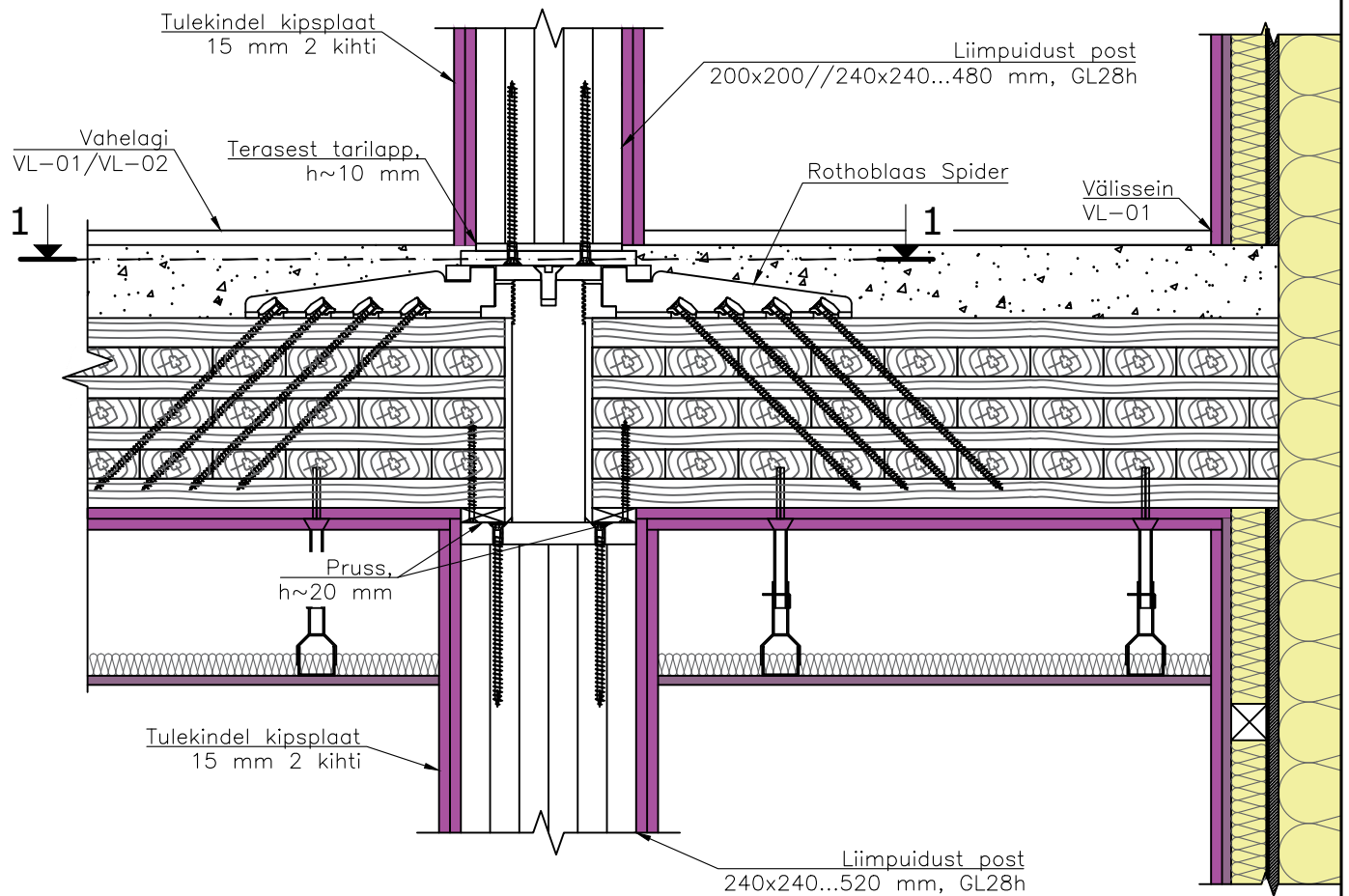
1-1



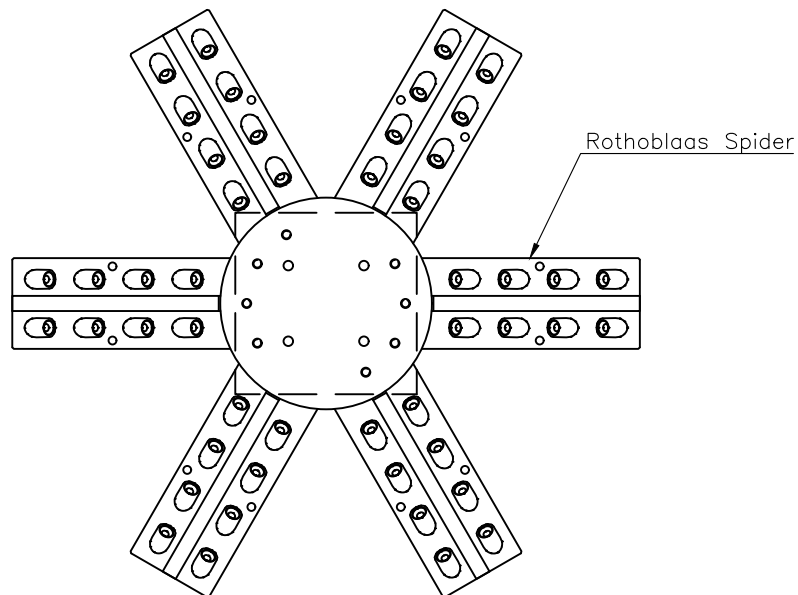
	TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht / Lehti: 11/14	Mõõtkava: 1:10
	Koostaja: Kristel Adli	<h1>Vahelae & betoontala ühendussõlm</h1>		
	Juhendaja: Laur Lõvi			
Juhendaja: Ernst Tungel				
Tartu Kolledž		Magistritöö pealkiri: Ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine		



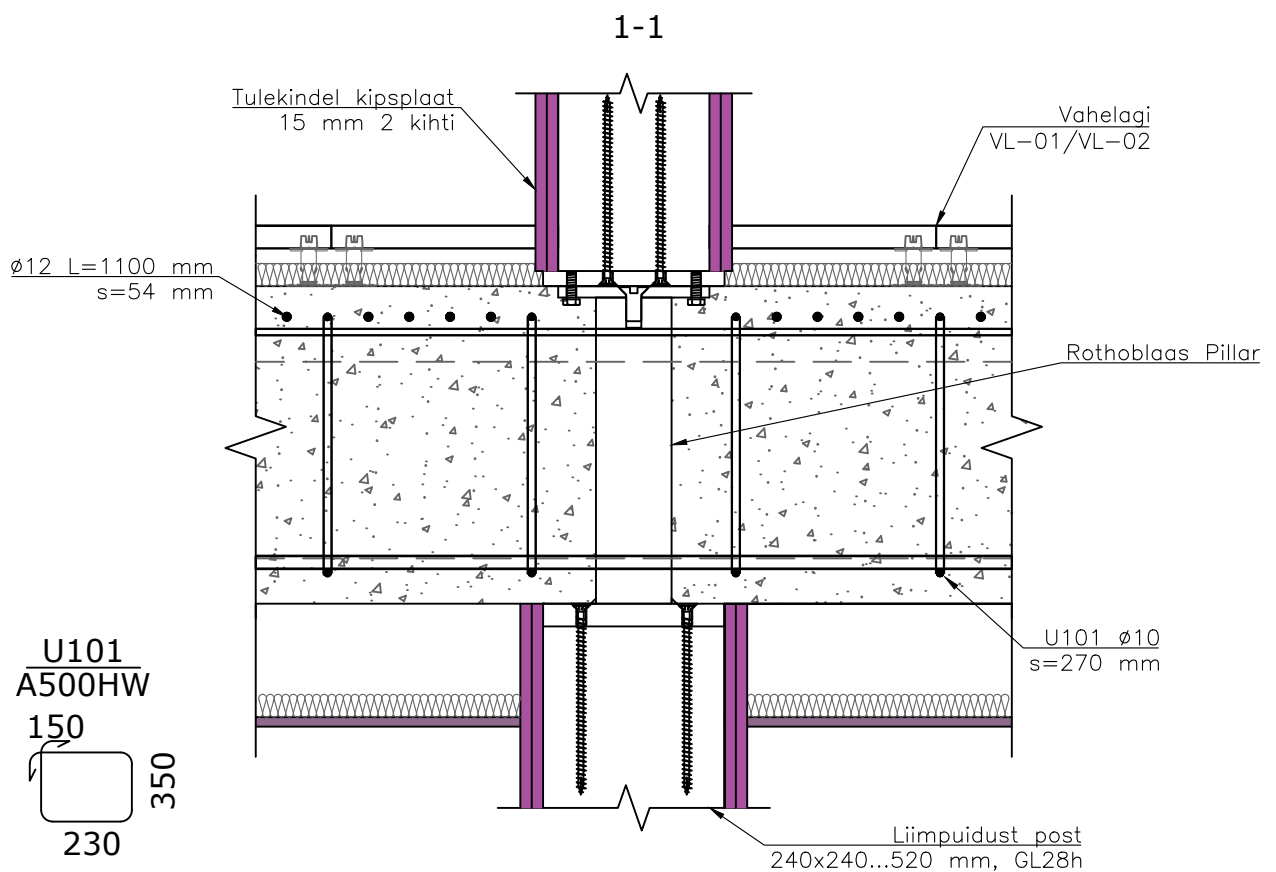
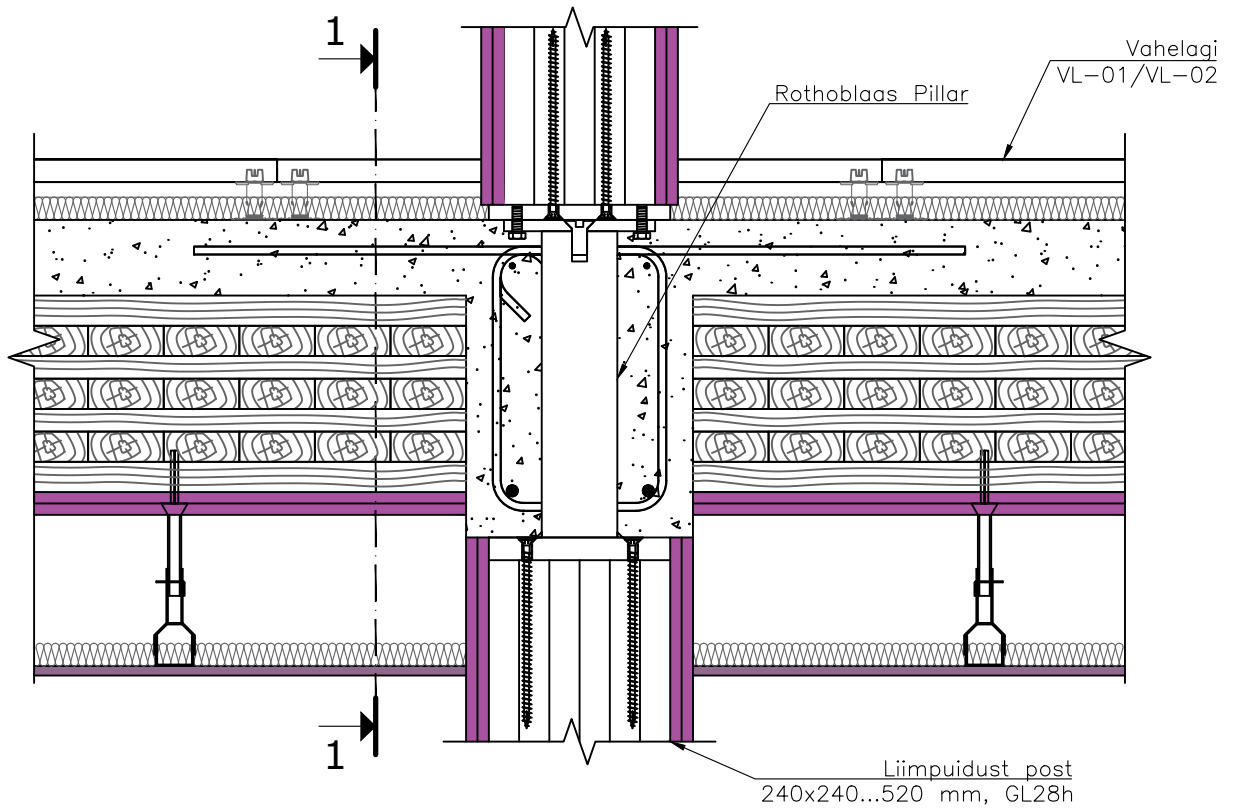
	TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht / Lehti: 12/14	Mõõtkava: 1:10
	Koostaja: Kristel Adli Juhendaja: Laur Lõvi Juhendaja: Ernst Tungel	<h2>Liimpuitala & vahelae ühendussõlm</h2>		
<h3>Tartu Kolledž</h3>		Magistritöö pealkiri: Ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruksioonide dimensioneerimine		



1-1



	TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht / Lehti: 13/14	Mõõtkava: 1:10
	Koostaja: Kristel Adli Juhendaja: Laur Lõvi Juhendaja: Ernst Tungel	<h2>Liimpuitpostide ühendussõlm hoone servas</h2>		
<h3>Tartu Kolledž</h3>		Magistritöö pealkiri: Ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine		



	TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht / Lehti: 14/14	Mõõtkava: 1:10
	Koostaja: Kristel Adli Juhendaja: Laur Lõvi Juhendaja: Ernst Tungel	<h2>Liimpuitpostide ühendussõlm hoone keskel</h2>		
<h3>Tartu Kolledž</h3>		Magistritöö pealkiri: Ristkihtpuit-betoon komposiidist vahelagedega karkasshoone kandekonstruksioonide dimensioneerimine		