

**MONTEERITAVAST RAUDBETOONIST JA
PINGEBETOONIST BÜROOHOONE
KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS**

ANALYSIS OF PRECAST REINFORCED CONCRETE AND PRESTRESSED
CONCRETE STRUCTURES OF AN OFFICE BUILDING.

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Mihhail Marakasov

Üliõpilaskood: 110628EAEI

Juhendaja: Johannes Pello

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.

4. jaanuar 2021

Autor:
/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele.

“.....” 20.....

Juhendaja:
/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

“.....”20... .

Kaitsmiskomisjoni esimees:

.....
/ nimi ja allkiri /

SISUKORD

SISEJUHATUS	6
1. Hoone kirjeldus	7
2. Koormuste kirjeldus	8
2.1.1 Omakaalukoormused	8
2.1.2 Kasuskoormused, tehnoloogilised ja seadmete koormused	8
2.1.3 Lumekoormus	9
2.1.4 Muud koormused	9
2.2 Kandekonstruksioonide üldised	9
2.3 Tala koormused	10
2.3.1 Alalised koormused	10
2.3.2 Kasuskoormused	11
2.3.3 Koormuste jaotus	12
2.3.4 Kandepiirseisundi kombinatsioon. (ULS)	13
2.3.5 Kasutuspiirseisundi kombinatsioon. (SLS)	14
2.3.6 Sisejõudude epüürid kandepiirseisundis	14
2.3.7 Sisejõudude epüürid kasutuspiirseisundis	15
3. Raudbetootala arvutus	16
3.1 Üldist	16
3.2 Tala ristlõike geomeetrilise karakteristikute arvutmine	16
3.2.1 Lähteandmed betootala projekteerimiseks	16
3.3 Tala Paindekandevõime kontroll	18
3.4 Tala kasutuspiirseisundi kontrollid	18
3.4.1 Betooni lõplik roometeguri leidmine	18
3.4.2 Normaalprao tekkimine	19
3.4.3 Betooni pikipragunemist põhjustavate survepingete kontroll	20
3.4.4 Betooni survepinge kontroll lineaarse roomedeformatsiooni tagamiseks	21
3.4.5 Armatuuri pinge kontroll	21
3.5 Tala läbipaine kontroll	22
3.5.1 Piirläbipaine	22
3.5.2 Läbipainde kaudne kontroll	22
3.5.3 Läbipainde täpne arvutus	23
3.5.4 Pragude laiuse kontroll	25
3.6 Tala põikjõukandevõime määramine	28
3.6.1 Põikarmatuurita elemendi põikjõukandevõime	28
3.6.2 Arvutusliku põikarmatuuriga elemendi põikjõukandevõime	28

3.7	Pikiarmatuuri ankurdus lisavarrastega.	29
4.	Järelpingebetoontala arvutus.	32
4.1	Tala ristlõike geomeetrilise karakteristikute arvutmine.	32
4.1.1	Lähteandmed eelpingetala projekteerimiseks.	32
4.1.2	Redutseeritud ristlõike.	33
4.2	Keskmise algeelpingestusjõu leidmine.	36
4.2.1	Lubatav maksimaalne algeelpinge.	36
4.2.2	Jõule $P_{mo}(x)$ vastav pingearmatuuri eelpinge.	36
4.2.3	Keskmine alg-eelpingestusjõud.	39
4.3	Lõpliku eelpingestusjõu leidmine tala ava keskel.	39
4.3.1	Suhteline mahukahanemisdeformatsioon.	39
4.3.2	Betonristlõike ja pingearmatuuri ristlõikepinna raskuskeskmete vahekaugus.	40
4.3.3	Relaksatsiooni põhjustatud pingekadu.	41
4.3.4	Roomet põhjustav betooni pinge tala omakaalust ja algeelpingestusest.	42
4.3.5	Roome põhjustatud pingekadu.	43
4.3.6	Eelpingekadu.	43
4.3.7	Lõplik eelpingestusjõud.	43
4.4	Riivi paindekandevõime määramine.	44
4.4.1	Ristlõike arvutuslik paindekandevõime.	44
4.4.2	Staatiline momendi arvutamine.	45
4.5	Riivi kasutuspiirseisundi kontrollid.	47
4.5.1	Praota ristlõike läbipaine kontroll.	47
4.5.2	Praoga ristlõike läbipaine kontroll.	50
4.5.3	Pragude laiuse kontroll.	54
4.6	Eelpingearmatuuri ankurduse kontroll.	57
4.6.1	Lõhestusjõud ankurdustsoonis püstsuunas.	57
4.6.2	Lõhestusjõud ankurdustsoonis rõhtsuunas.	60
4.6.3	Lõhestusjõud elemendi otsas.	62
4.7	Tala põikjõukandevõime määramine.	62
5.	Tala lõua kontroll.	65
5.1	Rangide valik.	65
6.	Posti arvutus.	67
6.1	Üldist.	67
6.2	Koormused ja sisejõudude leidmine.	67
6.2.1	Kandepiirseisundi kombinatsioon. (ULS)	67

6.2.2	Skeemid.	68
6.2.3	Post N3.....	69
6.2.4	Post N2.....	71
6.2.5	Post N1.....	72
6.3	Sisejõudude epüürid.....	73
6.4	Posti ristlõike geomeetrilise karakteristikute arvutmine.....	74
6.5	Postis mõjuva pikijõu arvutuslik ekstsentrilisus (z-z, y-y telgede suhtes) ..	76
6.5.1	Posti saleduse kontroll	76
6.5.2	Arvutuslik paindemoment	77
6.6	Posti kandevõime kontroll (z-z ja y-y tellje suhtes)	79
6.6.1	Posti kandevõime kontroll	79
6.6.2	Posti kontroll vildakpaindele	80
6.7	Posti põikarmatuuri määramine	81
7.	Võrdlus.	82
	KOKKUVÕTE	83
	SUMMARY	84
	KASUTATUD KIRJANDUS	85
	GRAAFILINE OSA	86

SISEJUHATUS

Antud lõputöös käsitletakse viiekorruselist hoonet koos maa-aluse parklaga, mis toetub taladele, postidele, seintele ja vaivundamentidele. Tegemist on LTKH Põhja-Tallinna tervisekeskusele ehitatava hoonega aadressil Sõle tänav 63.

Magistritöö aluseks on võetud arhitektuurne eel- ja põhiprojekt. Arhitektuursest projektist on õpitud tundma ruumide liike, raskuskoormuste tüüpe ning nende asetusvariante. Konstruktiivsed lahendused, konstruktsioonitüübid, koormused ja arvutusskeemid on leitud ja valitud vastavalt arhitektuursele ja konstruktiivsele projektile. Vahelagedest tulevad koormused on leitud FEM-Design 19 ning Autodesk Robot Structural Analysis tarkvara kaudu, mille abil oli leitud enim koormatud elemendid.

Arvutamiseks sai valitud koormatuim tala büroohoones, mis asub viimasel korrusel dokumendi hoidla ruumis, kus seisavad arhiivdokumentide hoiustamise tarvis mobiilsed riiulite süsteemid, mis omakorda toetuvad rööbastele. Käsitletav tala on 7,6m kahest küljest koormatud lõugtala. Raudbetoontala jaoks on tehtud järgnevad arvutused: paindekandevõime, põikjõukandevõime, läbipaine kontroll, pragude laiuse kontroll, armatuurvarda ankurduspikkuse määramine. Posti arvutamiseks sai valitud enim koormatud post, mis asub samas dokumendi hoidla alas, kuid esimesel korrusel. Post on koormatud kolmest erinevast suunast.

Käesoleva magistritöö põhieesmärgiks on dimensioneerida ja võrrelda kahte monteeritava raudbetoontala tüüpi - eelpingestatud- ja pingestamata raudbetoonist ning arvutada posti kandevõimet. Tala on hoone üks olulisemaid kandekonstruktsiooni osasid, kuna ta peab vastu võtma korruste vahelagedest tulenevat koormust ning kandma seda üle vertikaalse kandekonstruktsioonide elementidele, nagu näiteks postile, mis omakorda suunab koormust vundamendile ning lõpuks pinnasele.

Pingebetoon on Eestis levinud. Pingebetoonist tooteväljundiks on talad, vahelaepaneelid ja plaadid. Pingebetooni valmistamise ajal tekitatud eelsurvepinged vähendavad betooni tõmbepingeid või väldivad neid. Pingestamise eesmärgiks on konstruktsiooni jäikuse suurendamine, pragude avanemise piiramine, terasehulga vähendamine. Pingearmatuur võib olla nakkega või nakketa. Magistritöös on kasutatud sissebetoonitud nakkega eeltõmmatud pingearmatuuri.

Magistritöö viimasel etapil on esitatud võrdlus kasutatud betonelementides armatuuri kaalu alusel.

1. Hoone kirjeldus

Projekteeritav tervisekeskus on 4. põhikorrusega ning 5. korrus on väiksema mahuga kus paiknevad ventseadmed ning dokumendihoidla. Hoone alla on projekteeritud kogu maapealse projektsiooni mahus keldrikorrus garaaži ja tehniliste- ning abiruumidega. Hoone pikem külg on 39,4 m ja hoone laius on 31,1 m. Hoone on projekteeritud kõrgusega 17,5 m üle maapinna. Hoone kandeskelett lahendatakse raudbetoonist karkassi ja seinapaneelidega trepikodades ja välispiirdel. Karkassipostide samm kuni 8,2 m. Vahelae- ja katuse-konstruktsiooni moodustavad lõugtaladele ning seinapaneelidele toetuvad raudbetoonist õõnespaneelid kõrgusega 220 ja 265 mm. Aatriumi (fuajee ja galeriid) vahelagedeks on monoliitbetonist plaat. Tervisekeskuses hakkavad paiknema kabinetid perearstidele ja pereõdedele, füsioterapeutidele ning ämmaemandale. Ehitatakse ruumid psühholoogilise nõustamise/vaimse tervise õe, hambaravi, optometri, apteegi, ortopeediliste abivahendite teenuse ja eriarstiabi osutamiseks.



Joonis 1.1— Sõle tn 63 büroohoone arhitektuurine vaade.

2. Koormuste kirjeldus

Koormuskombinatsioonid konstruktsioonide arvutamisel on määratud vastavalt EVS-EN 1990:2002 nõuetele.

Alalise ja ajutise arvutusolukorra koormuskombinatsioonid on:

Kandepiirseisundis

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kasutuspiirseisundis tavalist kombinatsiooni

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Muutuvate koormuste kombinatsioonitegurid

Koormuspinnale A ja B kasutatakse järgmiseid kombinatsioonitegureid

$$\psi_0 = 0,7; \psi_1 = 0,5; \psi_2 = 0,3.$$

Koormuspinnale C kasutatakse järgmiseid kombinatsioonitegureid

$$\psi_0 = 0,7; \psi_1 = 0,7; \psi_2 = 0,6.$$

Lumekoormusele kasutatakse järgmiseid kombinatsioonitegureid

$$\psi_0 = 0,5; \psi_1 = 0,2; \psi_2 = 0,0.$$

2.1.1 Omakaalukoormused

Hoone konstruktsioonidele mõjuvad normatiivsed omakaalukoormused ja neile vastavad ülekoormustegurid on määratud Eesti Vabariigi standardi EVS-EN 1991-1-1:2002 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused. alusel. Omakaalukoormuse osavarutegur kandepiirseisundis üksikult arvestatuna on $\gamma = 1,35$, koos muude koormustega $\gamma = 1,2$ ning kasutuspiirseisundis ja erakordse arvutusolukorra puhul $\gamma = 1,0$. Kui koormus on soodsa mõjuga kandevõimele, on teguriks $\gamma = 1,0$.

2.1.2 Kasuskoormused, tehnoloogilised ja seadmete koormused

Hoone konstruktsioonidele mõjuvad normatiivsed kasuskoormused ja neile vastavad ülekoormustegurid on määratud Eesti Vabariigi standardi EVS-EN 1991-1-1:2002 „Eurokoodeks 1: Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused.“ alusel. Kasuskoormuse osavarutegur kandepiirseisundis on $\gamma = 1,5$ ja kasutuspiirseisundis ning erakordse arvutusolukorra puhul $\gamma = 1,0$. Kui koormus on soodsa mõjuga kandevõimele, siis vastavat koormust ei arvestata.

Tabel 2.1 Kasuskoormused klasside kaupa

Klass	Klassi kirjeldus	Kasutamise iseloom	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
A	Majapidamispiinnad	Majapidamisruumid, köögid ja tualettruumid	$q_k = 2,0$	$Q_k = 2,0 kN$
B	Bürooruumid	Kabinetid	$q_k = 3,0$	$Q_k = 2,0 kN$
C3	Ruumid kus inimesed võivad vabalt liikuda	Koridorid, katuseterass	$q_k = 5,0$	$Q_k = 4,0 kN$
	Hinnanguline riputuskoormus (tehnosüsteemide torustikud, valgustid jne) lagedele		$q_k = 0,3$	

2.1.3 Lumekoormus

Lumekoormus on määratud Eesti standardi EVS-EN 1991-1-3:2006+A1:2016+NA:2016 „Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormuse põhjal. Normatiivne lumekoormuse väärtus Tallinnas Eesti ehitusliku lumekoormuste kaardi järgi on maapinnal: $s_k = 1,5 kN/m^2$. Lumekoormuse osavarutegur kandepiiriseisundis on 1,5 ja kasutuspiiriseisundis ning erakordse arvutusolukorra puhul 1,0.

2.1.4 Muud koormused

Kergvaheseintest tulev koormus jaotatakse vahelagedele ühtlase koormusena.

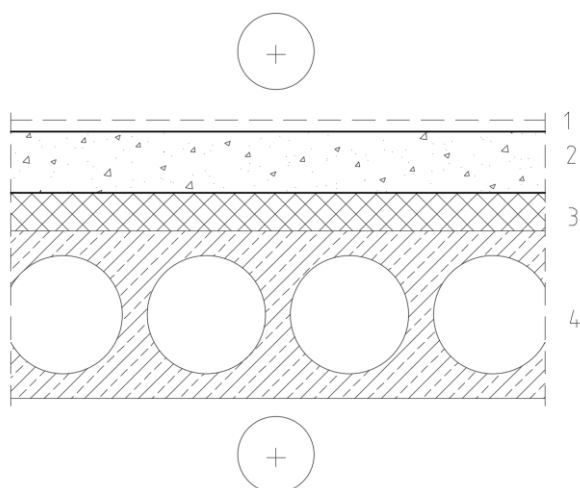
2.2 Kandekonstruksioonide üldised.

Raudbetoonkonstruktsioonide keskkonnaklassid:

- Konstruktsioonid siseruumides XC1
- Postid garaazis ja välisõhus XC3+XD3+XF3

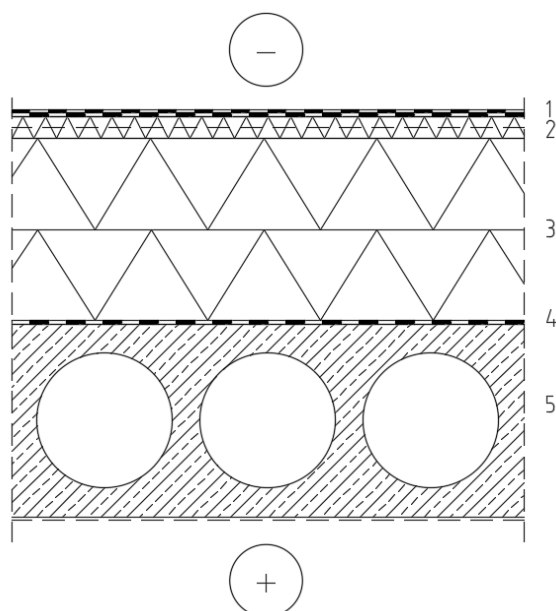
2.3 Tala koormused.

2.3.1 Alalised koormused



Joonis 2.1—Vahelae konstruktsioonitüüp dokumendihoidla kohas.

Vahelae kandvaks elemendiks kasutatakse r/b õõnespaneel mille peale pannakse sammumüratõkke, valatakse r/b pealevalu ning kaetakse põrandakate materjaliga.



Joonis 2.2—Katuse konstruktsioonitüüp.

Katuse kandvaks elemendiks kasutatakse r/b õõnespaneel mille peale pannakse SBS aurutõkke, soojusisolatsioonikiht EPS60 silver, jäik villplaat, hüdroisolatsiooniks SBS kate.

Kihi paksused on toodud tabelis 2,3 ja 2,4.

Tabel 2.2– Vahelae konstruktsioonitüübi omakaalu koormused dokumendihoidla ruumi kohas.

Jrk	Nimetus Kihid seestpoolt väljapoole	Kihi paksus d mm	Tihedus P kg/m ³	Omakaal m kN/m ²
	Vahelagi VL2 - otsaseinate juures	410.00	-	5.83
4	Õõnespaneel	265	-	3.60
3	Sammumüratõke ISOVER FLO	50	100	0.05
2	R/B pealevalu	80	2500	1.96
1	Põrandakate	15	1500	0.22

Tabel 2.3– Katuse konstruktsioonitüübi omakaalu koormused.

Jrk	Nimetus Kihid seestpoolt väljapoole	Kihi paksus d mm	Tihedus P kg/m ³	Omakaal m kN/m ²
	Katuslagi KL2 - madal osa	550.00	-	3.81
5	Õõnespaneel	265	-	3.60
4	Aurutõke SBS	-	-	-
3	Sooj. EPS60 Silver	250	50	0.12
2	Jäik villaplaat	30	50	0.01
1	SBS kate	5	1500	0.07

Riputuskoormused ventilatsioonitorudest, sprinklerisüsteemist, valgustidest:

$$g_{k,riputus} = 0,5 \text{ kN/m}^2 .$$

2.3.2 Kasuskoormused

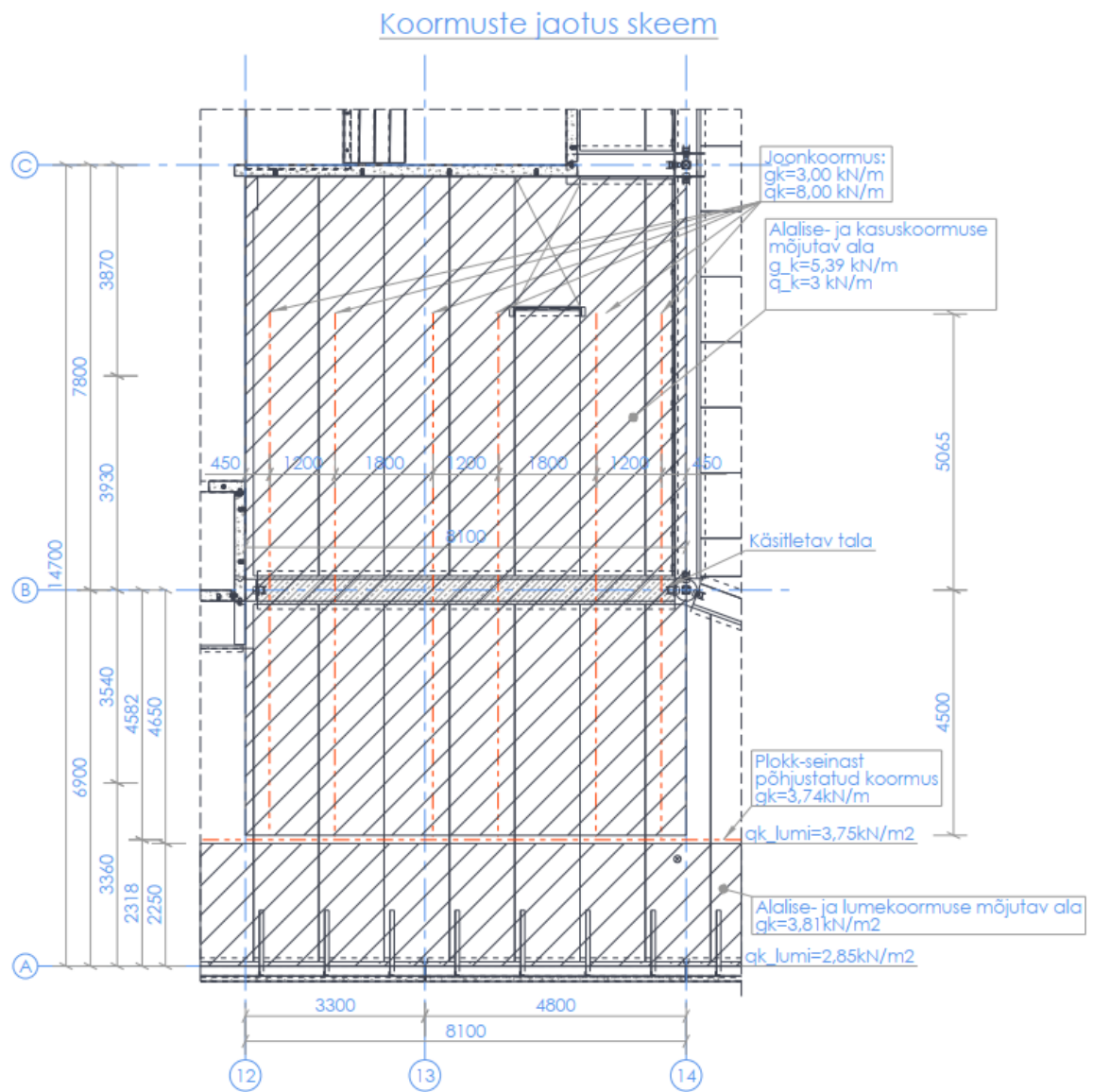
Dokumendihoidla ruum kuulub B koormusklassi ehk siis $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$, $Q_k = 2,0 \text{ kN}$.

Samuti tuleb arvesse võtma dokumentide jaoks riulitest joonkoormusi:

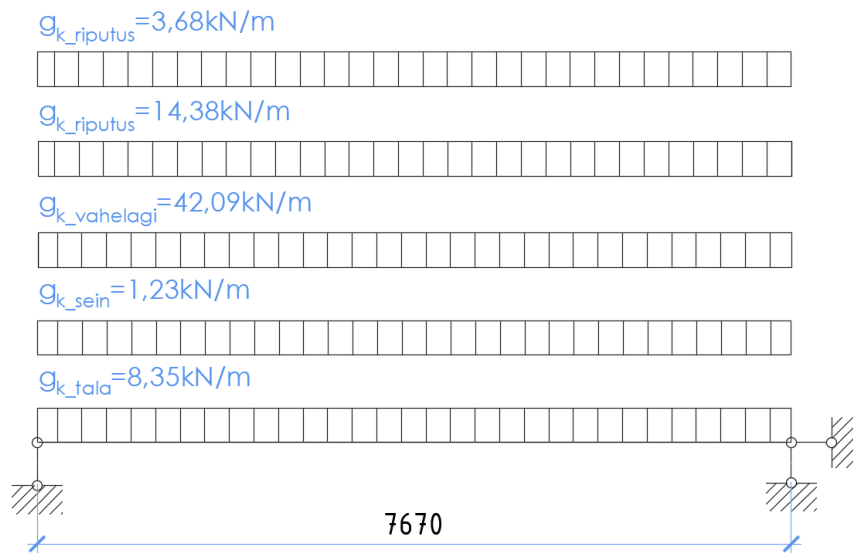
$$q_k = 8,0 \text{ kN/m}, \quad g_k = 3,0 \text{ kN/m}.$$

Katuse osas inimeste viibimine ei toimu, seega kasuskoormused katusel on puudu.

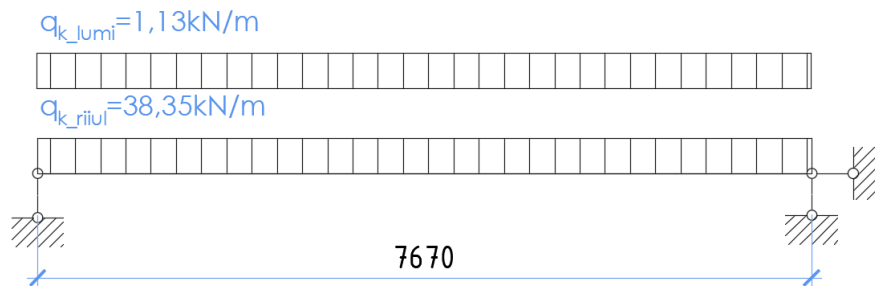
2.3.3 Koormuste jaotus.



Joonis 2.3—Koormuste jaotus skeem.



Joonis 2.4—Jaotatud alalised koormused.



Joonis 2.5—Jaotatud kasus- ja muutuvkoormused.

2.3.4 Kandepiirseisundi kombinatsioon. (ULS)

Alaliste või ajutiste arvutusolukordade koormuskombinatsioon:

Alaliste või ajutiste arvutusolukordade koormuskombinatsioon:

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

Kus

- γ on koormuse osavarutegur;
- ψ on koormuse kombinatsioonitegur;
- $Q_{k,1}$ on domineeriv muutuvkoormus;
- $Q_{k,i}$ on muu muutuvkoormus;

$$[1,2(g_{k,tala} + g_{k,sein} + g_{k,vahelagi} + g_{k,riiul} + g_{k,riputus}) + 1,5(q_k + q_{k,riiul}) + 0,75q_{k,lumi}]$$

$$[1,2(8,35 + 1,23 + 42,09 + 14,38 + 3,68) + 1,5(38,35) + 0,75 \times 1,13] = 142 \text{ kN/m}$$

2.3.5 Kasutuspiirseisundi kombinatsioon. (SLS)

Kasutuspiirseisundi normkombinatsioon esitatakse kujul:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$[1,0(g_{k,tala} + g_{k,sein} + g_{k,vahelagi} + g_{k,riiul} + g_{k,riputus}) + 1,0(q_k + q_{k,riiul}) + 0,5q_{k,lumi}]$$

$$[1,0(8,35 + 1,23 + 42,09 + 14,38 + 3,68) + 1,0(38,35) + 0,5 \times 1,13] = 108,6 \text{ kN/m}$$

Kasutuspiirseisundi tõenäolinekombinatsioon esitatakse kujul:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$$[1,0(g_{k,tala} + g_{k,sein} + g_{k,vahelagi} + g_{k,riiul} + g_{k,riputus}) + 0,8(q_k + q_{k,riiul}) + 0,0q_{k,lumi}]$$

$$[1,0(8,35 + 1,23 + 42,09 + 14,38 + 3,68) + 0,8(38,35) + 0,0 \times 1,13] = 100,4 \text{ kN/m}$$

2.3.6 Sisejõudude epüürid kandepiirseisundis.

M_{Ed} – vaadeldava koormuse põhjustatud paindemoment ristlõikes;

$$p_k = 142 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{p_k \times l_{eff}^2}{8}, \text{ kus}$$

Effektiivne ava pikkus:

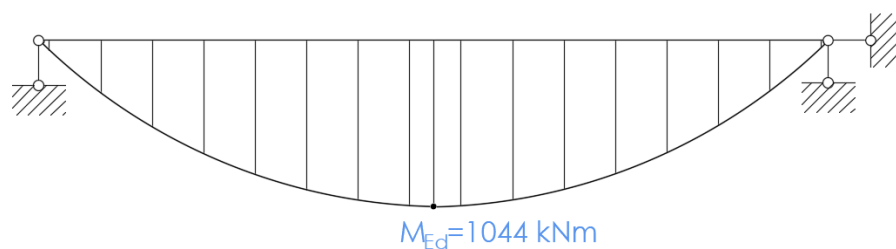
$$l_{eff} = l = 7,67 \text{ m}$$

Koormuse põhjustatud paindemoment tala ava keskel:

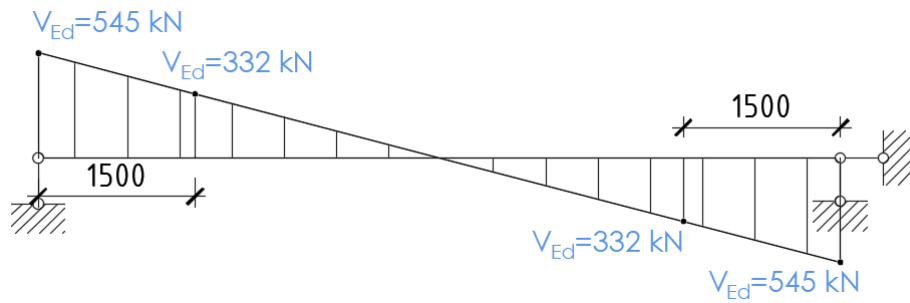
$$M_{Ed} = \frac{p_k \times l_{eff}^2}{8} = \frac{142 \times 7,67^2}{8} = 1044 \text{ kNm}$$

Koormuse põhjustatud põikjõud:

$$Q_{Ed} = \frac{p_k \times l_{eff}}{2} = \frac{142 \times 7,67}{2} = 545 \text{ kN}$$



Joonis 2.6—Paindemomendi epüür (ULS).



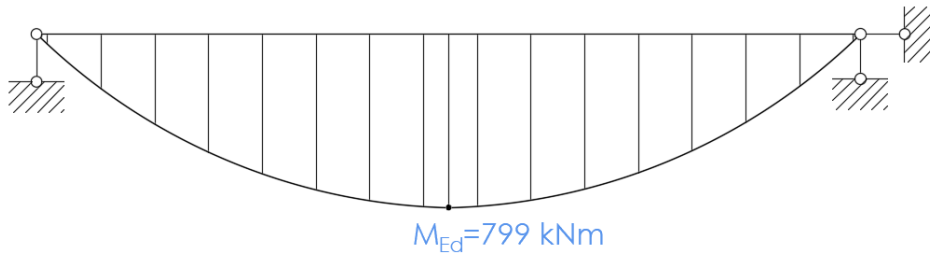
Joonis 2.7—Põikjõu epüür (ULS).

2.3.7 Sisejõudude epüürid kasutuspiirseisundis.

Normatiivne koormuskombinatsioon:

$$p_k = 108,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{p_k \times l_{eff}^2}{8} = \frac{108,6 \times 7,67^2}{8} = 799 \text{ kNm}$$

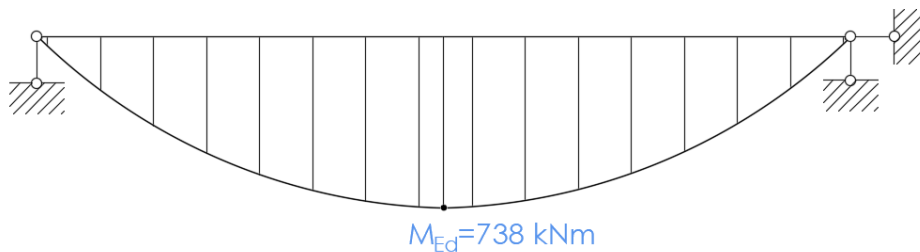


Joonis 2.8—Paindemomendi epüür (ULS).

Tõenäoline koormuskombinatsioon:

$$p_k = 100,4 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{p_k \times l_{eff}^2}{8} = \frac{100,4 \times 7,67^2}{8} = 738 \text{ kNm}$$



Joonis 2.9—Paindemomendi epüür (ULS).

Koormuskombinatsioon	Mõjutav joonkoormus p_k , kN/m	Suurim paindemoment M_{Ed} , kNm	Suurim põikjõud V_{Ed} , kN
Kasutuspiirseisund (ULS)	142	1044	545
Normatiive (SLS)	108,6	799	416
Tõenäoline (SLS)	100,4	738	385

Tabel 2.4—koormuste ja sisejõudude koondatud tabel.

3. Raudbetootala arvutus.

3.1 Üldist.

Kandekonstruktsioonide sisejõud on arvatud lõplike elementide meetodiga kasutades Strusoft FEM design 19 tarkvaraga, ning sama tarkvara abil sain teada kumb kandelement on kõige koormatud. Kõige ebasoosdalt koormatud raudbetootala asub neljandal korrusel dokumendi hoidla ruumis.

Arvutusskeemid koos mõjuvate koormustega on toodud üleval pool. Sisejõudude epüürid esitatud esimesel peatükis.

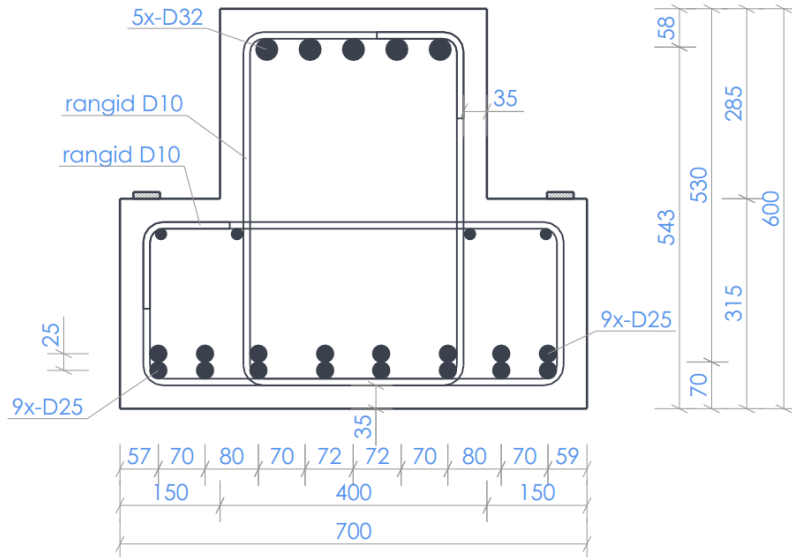
Käsitletav raudbetoon tala toetub mõlemast otsast peitkonsoolide peale, millised omakorda on monteeritava raudbetoonpostide osad. Üldiselt võib tala kandekonstruktsiooni arvutusskeem kirjeldada lihtalana.

Tala dimensioneerimiseks tuulekoormust arvesse ei võta. Käsitletav tala asub siseruumis ja kulub XC1 keskkonnaklassi. Konstruktsiooni klass S3. Konstruktsiooni projekteeritud kasutusiga on 50 aastat.

3.2 Tala ristlõike geomeetrilise karakteristikute arvutmine.

3.2.1 Lähteandmed betootala projekteerimiseks.

Armatuuri kaitsekiht: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$. Projekteeritav konstruktsioon on allutatud keskkonnaklassile XC1, konstruktsiooniklassile S3 ja survetugevusklassile C45/55. Eeldan, et suurimaks talas esinevaks tõmbearmatuuriks on $\varnothing 25\text{mm}$. Seega vajalik minimaalne kaitsekihi paksus on $c_{min,b} = 25\text{ mm}$. Vastavalt normi rahvuslikule lisale $\Delta c_{dev} = 10\text{ mm}$.



Joonis 3.1 – Tala eeldatav ristlõike skeem.

$$c_{nom} = 35 \text{ mm.}$$

$$d_1 = 600 - 35 - 10 - 25 = 530 \text{ mm}$$

$$d_2 = 35 + \frac{25}{2} + 10 = 57,5 \text{ mm}$$

Kuna eeldan, et tala betooni survetugevusklass on C45/55, siis $\lambda = 0,8$ ja $\eta = 1$.

$$\xi_c = 0,6170$$

$$\xi_{c2} = 2,6390$$

$$\omega_c = \lambda \xi_c = 0,8 \times 0,6170 = 0,4936$$

$$\mu_c = \omega_c \times (1 - 0,5\omega_c) = 0,3718$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - \mu_c \eta f_{cd} b d_1^2}{f_{ycd} (d_1 - d_2)} = \frac{1044 \times 10^6 - 0,3718 \times 1 \times 30 \times 400 \times 530^2}{435 \times (530 - 57,5)} = -1016 \text{ mm}^2$$

Kuna $A_{s2} < 0$, arvutuslik survearmatuur pole vajalik. Eeldan, et käsitletav tala sisaldab survearmatuuri **5ø32 B500B**.

$$A_{s2,prov} = 5 \times \frac{3,14 \times 32^2}{4} = 4021 \text{ mm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{Ed} - f_{ycd} A_{s2} (d_1 - d_2)}{\eta f_{cd} b d_1^2} = \frac{1044 \times 10^6 - 435 \times 4021 (530 - 57,5)}{1 \times 30 \times 400 \times 530^2} = 0,0648 > 0$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0648} = 0,067$$

$$A_{s1} = \frac{\omega \eta f_{cd} b d_1}{f_{yd}} + \frac{f_{ycd}}{f_{yd}} A_{s2} = \frac{0,067 \times 1 \times 30 \times 400 \times 530}{435} + \frac{435}{435} \times 4021 = 5001 \text{ mm}^2$$

Tõmbearmatuuriks valime **8+8ø25 B500B** ja surve armatuuriks **5ø32 B500B**

$$A_{s1,prov} = 16 \times \frac{3,14 \times 25^2}{4} = 7854 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2,prov} = 4021 \text{ mm}^2$$

3.3 Tala Paindekandevõime kontroll.

Ülemine: **5ø32 B500B**

$$A_{s2,prov} = 4021 \text{ mm}^2$$

Alumine: **8+8ø25 B500B**

$$A_{s1,prov} = 7854 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{f_{yd}A_{s1} - f_{ycd}A_{s2}}{\lambda\eta f_{cd}b} = \frac{435 \times 7854 - 435 \times 4021}{0,8 \times 1 \times 30 \times 400} = 174 \text{ mm}$$

$$x_c = \xi_c d_1 = 0,6170 \times 530 = 327 > x = 174 \text{ mm}$$

Kuna $x_c > x$, siis $y = 0,8x$

$$y = 0,8x = 0,8 \times 174 = 139 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \eta f_{cd} b y (d_1 - 0,5y) + A_{s2} f_{ycd} (d_1 - d_2) \\ &= 1 \times 30 \times 400 \times 139 \times (530 - 0,5 \times 139) + 4021 \times 435 \times (530 - 57,5) \\ &= \mathbf{1595 \text{ kNm}} > M_{Ed} = 1044 \text{ kNm} \end{aligned}$$

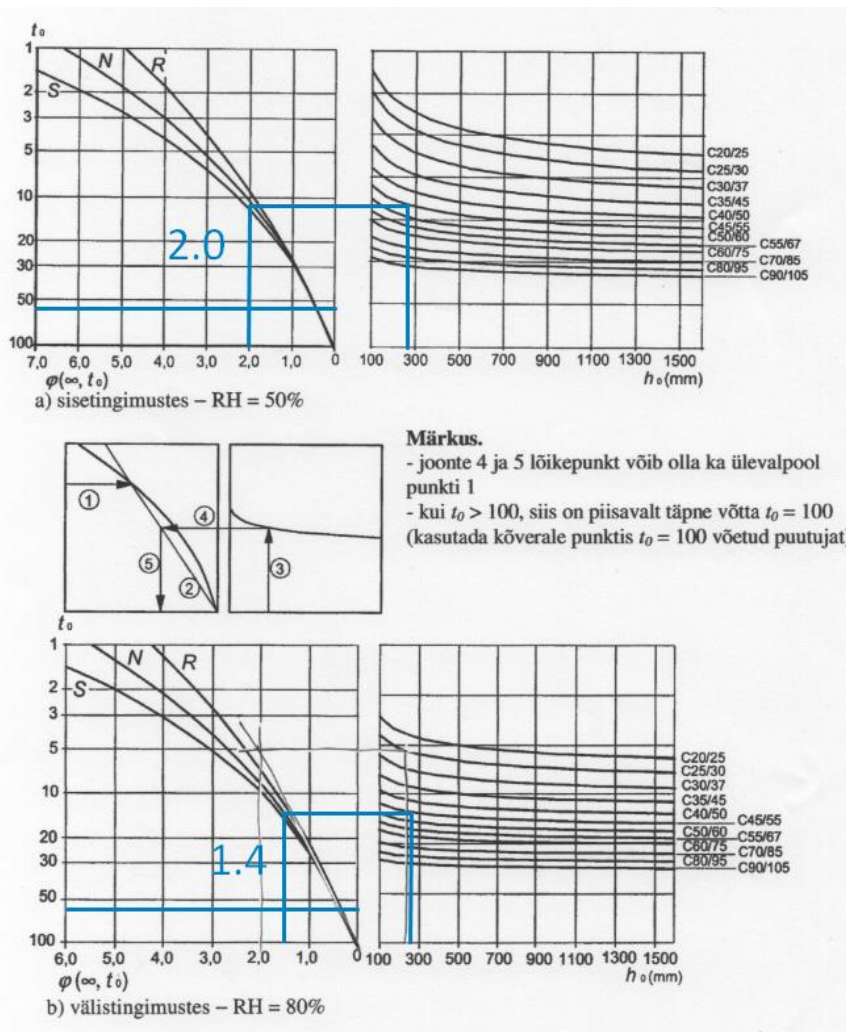
Kandevõime on tagatud 66%

3.4 Tala kasutuspiiriseisundi kontrollid.

3.4.1 Betooni lõplik roometeguri leidmine.

Betooni roomedeformatsioonoonide leidmisel on eelatud keskkonna suhteks niiskuseks RH=50% ja betooni vanuseks $t_0 = 60$ päeva.

Lõplik roometegur määratakse alltoodud joonisel 2.2, kus betoonristlõike pindala $A_c = 240000 \text{ mm}^2$; ümbermõõt $u = 2000 \text{ mm}$ ja $h_0 = \frac{2A_c}{u} = 240 \text{ mm}$. Graafikult a saadetakse RH=50% korral $\phi(\infty, t_0) = 2,0$; graafikult b RH = 80% korral $\phi(\infty, t_0) = 1,4$. Kuna tegelik suhteline niiskus RH=50%, seega interpoleerimine pole vajalik ja valin RH = 50% vastavaks väärtuseks $\phi(\infty, t_0) = 2,0$.



Joonis 3.2—Graafikud betooni lõpliku roometeguri $\phi(\infty, t_0)$ määramiseks normaalsetes keskkonningimustes.

3.4.2 Normaalsoo tekkimine.

Pragunemata ristlõike karakteristikud enne roomeformatsioone ($t < t_0$)

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{33000} = 6,06$$

$$A_{s1,red} = \alpha_s A_{s1} = 6,06 \times 7854 = 4,76 \times 10^4 mm^2$$

$$A_{s2,red} = \alpha_s A_{s2} = 6,06 \times 4021 = 2,44 \times 10^4 mm^2$$

$$A_c = bh = 400 \times 600 = 24 \times 10^4 mm^2$$

$$S_{0c} = bh^2 = 400 \times 600^2 = 72 \times 10^6 mm^2$$

Redutseeritud ristlõike pindala:

$$A_{red} = A_c + A_{s1,red} + A_{s2,red} = 24 \times 10^4 + 4,76 \times 10^4 + 2,44 \times 10^4 = 31,2 \times 10^4 mm^2$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike allservast:

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

$$= \frac{72 \times 10^6 + 4,76 \times 10^4(600 - 530) + 2,44 \times 10^4(600 - 57,5)}{31,2 \times 10^4} = 284 \text{ mm}$$

Peatelje kaugus enamsurutud servast:

$$y_c = x = h - y_{0,red} = 600 - 284 = 316 \text{ mm}$$

Betoonristlõike inertsimoment peatelje suhtes:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} + A_c(0,5h - y_{0,red})^2 = \frac{400 \times 600^3}{12} + 24 \times 10^4(0,5 \times 600 - 284)^2$$

$$= 7263 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment:

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

$$= 7263 \times 10^4 + 4,76 \times 10^4(530 - 316)^2 + 2,44 \times 10^4(316 - 57,5)^2$$

$$= 110,7 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Vastupanumoment tõmmatd serva suhtes:

$$W_{t,red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{110,7 \times 10^8}{284} = 39 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Prao tekkimise kontroll

Praotekkimist kontrollin normatiivse koormuskombinatsiooni rakendamisel hetkel ($t = t_0$).

Koormus: $p_{k,norm} = 108,65 \text{ kN / m}$

Normkoormuse põhjustatud suurim paindemoment: $M_{Ek} = 799 \text{ kNm}$

Pragu põhjustav moment: $M_{cr} = W_{t,red}f_{ctm} = 39 \times 10^6 \times 3,8 = 148 \text{ kNm}$

Seega tekivad kasutuspiiriseisundis normaalpraod.

3.4.3 Betooni pikipragunemist põhjustavate survepingete kontroll.

Konstruktiooni kestvus vähendavate pikipragude vältimiseks peaksid siis normatiivse koormuskombinatsiooni põhjustatud betooni suurimad survepinged hetkel ($t = t_0$) normaalpraoga ristlõikes jääma piiridesse $\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$.

Täispragunenud ristlõike karakteristikud enne roomedeformatsioone ($t < t_0$)

Survetsooni kõrgus:

$$x = \sqrt{\left(\frac{A_{s1,red} + A_{s2,red}}{b}\right)^2 + \frac{2(A_{s1,red}d_1 + A_{s2,red}d_2)}{b} - \frac{A_{s1,red} + A_{s2,red}}{b}}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{4,76 \times 10^4 + 2,44 \times 10^4}{400}\right)^2 + \frac{2(4,76 \times 10^4 \times 530 + 2,44 \times 10^4 \times 57,5)}{400} - \frac{4,76 \times 10^4 + 2,44 \times 10^4}{400}} = 227 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{bx^3}{3} + A_{s1,red}(d_1 - x)^2 + A_{s2,red}(x - d_2)^2 \\ &= \frac{400 \times 227^3}{3} + 4,76 \times 10^4 (530 - 227)^2 + 2,44 \times 10^4 (227 - 57,5)^2 \\ &= 66,3 \times 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Vastupanumoment surutud serva suhtes:

$$W_{c,red} = \frac{I_{red}}{x} = \frac{66,3 \times 10^8}{227} = 29,22 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Survepingete kontroll

Suurim paindemoment: $M_{Ek} = 799 \text{ kNm}$

Suurim survepinge:

$$\sigma_c = \frac{M_{Ek}}{W_{c,red}} = \frac{799 \times 10^6}{29,22 \times 10^6} = 27,34 \text{ MPa} > 0,6f_{ck} = 0,6 \times 45 = 27 \text{ MPa}.$$

Seega on survetsoonis piikpragude tekkimise oht olemas.

3.4.4 Betooni survepinge kontroll lineaarse roomedeformatsiooni tagamiseks.

Roomedeformatsioonid võib lugeda lineaarseks, kui hetkel ($t = t_0$) tõenäoline koormuse põhjustatud suurim betooni survepinge $\sigma_c \leq 0,45f_{ck}$, kus $f_{ck} = f_{ck}(t_0)$.

Koormus tõenäolises koormuskombinatsioonis: $p_{k,tõen} = 100,41 \text{ kN/m}$

Suurim paindemoment: $M_{Ek} = 738 \text{ kNm}$

Täispragunenud redutseeritud ristlõike vastupanumoment: $W_{c,red} = 29,22 \times 10^6 \text{ mm}^3$

$$\sigma_c = \frac{M_{Ek}}{W_{c,red}} = \frac{738 \times 10^6}{29,22 \times 10^6} = 25,27 \text{ MPa} > 0,45f_{ck} = 0,45 \times 27 = 20,25 \text{ MPa}$$

Seega tuleb praoga ristlõike jäikuse määramisel arvesse võtta roome mittelineaarsust ja asendada varem saadud roometegur $\phi(\infty, t_0) = 2,0$ mittelineaarse roometeguriga $\phi_{nl}(\infty, t_0)$.

$$k_\sigma = \frac{\sigma_c}{f_{ck}(t_0)} = \frac{25,27}{45} = 0,56$$

Mittelineaarne roometegur:

$$\phi_{nl}(\infty, t_0) = \phi(\infty, t_0) \exp(1,5(k_\sigma - 0,45)) = 2,0 \times \exp(1,5(0,56 - 0,45)) = 2,36$$

3.4.5 Armatuuri pinge kontroll.

Normatiivse koormuskombinatsiooni põhjustatud suurim tõmbearmatuuri pinge peaks jääma piiridesse $\sigma_s \leq 0,8f_{yk}$. Suurim pinge esineb täispragunenud ristlõikes pärast roomedeformatsioonide arenemist ajal ($t = \infty$).

Täispragunenud ristlõike karakteristikud pärast roomedeformatsioone ($t = \infty$).

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)} = \frac{33000}{1 + 2,36} = 9809 \text{ MPa}$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000}{9809} = 20,39$$

$$A_{s1,red} = \alpha_s A_{s1} = 20,39 \times 7854 = 16,01 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2,red} = \alpha_s A_{s2} = 20,39 \times 4021 = 8,20 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$y_c = x = \sqrt{\left(\frac{A_{s1,red} + A_{s2,red}}{b}\right)^2 + \frac{2(A_{s1,red}d_1 + A_{s2,red}d_2)}{b}} - \frac{A_{s1,red} + A_{s2,red}}{b}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{16,01 \times 10^4 + 8,20 \times 10^4}{400}\right)^2 + \frac{2(16,01 \times 10^4 \times 530 + 8,20 \times 10^4 \times 57,5)}{400}}$$

$$- \frac{16,01 \times 10^4 + 8,20 \times 10^4}{400} = 297 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment:

$$I_{red} = \frac{bx^3}{3} + A_{s1,red}(d_1 - x)^2 = \frac{400 \times 297^3}{3} + 16,01 \times 10^4 (530 - 297)^2$$

$$= 16890 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Armatuuri suurim ping:

Koormus normatiivses koormuskombinatsioonis: $p_{k,norm} = 108,65 \text{ kN/m}$

Normkoormuse põhjustatud suurim paindemoment: $M_{Ek} = \frac{108,65 \times 7,67^2}{8} = 799 \text{ kNm}$

Armatuuri ping:

$$\sigma_{s1} = \alpha_s \frac{M_{Ek}(d_1 - y_c)}{I_{red}} = 20,39 \times \frac{799 \times 10^6 \times (530 - 297)}{16890 \times 10^6} = 225 \text{ MPa} < 0,8f_{ck}$$

$$= 0,8 \times 500 = 400 \text{ MPa}$$

Seega armatuuri plastseid deformatsioone ei teki.

3.5 Tala läbipaine kontroll.

3.5.1 Piirläbipaine.

Tala läbipaine piirsuurus on:

$$f_{k,adm} = \frac{l_{eff}}{250} = \frac{7,67}{250} = 30,68 \text{ mm}$$

3.5.2 Läbipainde kaudne kontroll.

Tala läbipainet ei ole vaja arvutusega kontrollida, kui on täidetud tingimus

$$\left(\frac{l_{eff}}{d}\right)_{proov} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_u$$

$$\left(\frac{l_{eff}}{d}\right)_{prov} = \frac{7670}{530} = 14,47 \text{ mm}$$

$\left(\frac{l}{d}\right)_u$ - silde ja kasuskõrguse piirsuhe

$K = 1$ - konstruktsiooni liigist olenev tegur

$$\rho_1 = \frac{A_{s,req}}{bd} = \frac{7854}{530 \times 400} = 3,7\% \text{ - tõmbearmeerimistegur}$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2,req}}{bd} = \frac{4021}{530 \times 400} = 1,9\% \text{ - survearmeerimistegur}$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \sqrt{45} = 0,67\% \text{ - armeerimisteguri võrdlusväärtus}$$

Kuna vaadeldaval talal $\rho_1 > \rho_0$ siis arvutatakse silde ja kasuskõrguse põhisuhe $\left(\frac{l}{d}\right)^*$ valemiga:

$$\begin{aligned} \left(\frac{l}{d}\right)^* &= K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho_1 - \rho_2} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho_2}{\rho_0}} \right] \\ &= 11 + 1,5 \sqrt{45} \frac{0,0067}{0,037 - 0,019} + \frac{1}{12} \sqrt{45} \sqrt{\frac{0,019}{0,0067}} = 16,31 \end{aligned}$$

Silde ja kasuskõrguse piirsuhe:

$$k_1 = k_2 = k_3 = 1,0$$

$$k_\sigma = \frac{500 A_{s,prov}}{f_{yk} A_{s,req}} = \frac{500 \times 7854}{500 \times 5002} = 1,81$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_u = k_1 k_2 k_3 k_\sigma \left(\frac{l}{d}\right)^* = 1,81 \times 16,31 = 29,46$$

Seega tingimus $\frac{l_{eff}}{d} = 14,47 \leq \left(\frac{l}{d}\right)_u = 29,46$ on täidetud ja oodatav tõenäolise koormuse põhjustatud läbipaine on lubatavast läbipaindest $f_{k,adm} = l_{eff}/250$ väiksem.

3.5.3 Läbipainde täpne arvutus.

Lihtsustatud arvutuse korral leiame tõenäolise koormuse põhjustatud läbipainde, oletades, et tala on kogu pikkuses kord pragunenemata olukorras (Läbipaine f_I) ja kord täispragunenud olukorras (Läbipaine f_{II}).

$$\text{Koormus: } p_{k,tõen} = 100,41 \text{ kN/m}$$

$$\text{Suurim paindemoment: } M_{Ek} = 738 \text{ kNm}$$

$$\text{Pragu põhjustav moment: } M_{cr} = 148 \text{ kNm}$$

$$\text{Kestval koormusel } \beta = 0,5$$

Jaotustegur: NB! Jaotustegur leitakse suurima paindemomendiga lõikes

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek}}\right)^2 = 1 - 0,5 \times \left(\frac{148}{738}\right)^2 = 0,98$$

Ristlõike karakteristikud pärast lõplikke roomeformatsioone ($t = \infty$).

Pragunemata tala läbipaine:

$$E_{c,eff} = 9809 \text{ MPa}$$

$$\alpha_s = 20,39$$

$$A_{s1,red} = \alpha_s A_{s1} = 16,01 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2,red} = \alpha_s A_{s1} = 8,20 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$A_c = bh = 240000 \text{ mm}^2$$

$$S_{0c} = \frac{bh^2}{2} = 72 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$A_{red} = A_c + A_{s1,red} + A_{s2,red} = 482126 \text{ mm}^2$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike allservast:

$$y_{0,red} = \frac{S_{0c} + A_{s1,red}(h - d_1) + A_{s2,red}(h - d_2)}{A_{red}} \\ = \frac{72 \times 10^6 + 16,01 \times 10^4(600 - 530) + 8,9 \times 10^4(600 - 57,5)}{482126} = 265 \text{ mm}$$

Peatelje kaugus enamsurutud servast:

$$y_c = x = h - y_{0,red} = 600 - 265 = 335 \text{ mm}$$

Betoonristlõike inertsimoment peatelje suhtes:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} + A_c(0,5h - y_{0,red})^2 = \frac{400 \times 600^3}{12} + 24 \times 10^4(0,5 \times 600 - 335)^2 \\ = 75 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment:

$$I_{red} = I_I = I_c + A_{s1,red}(d_1 - y_c)^2 + A_{s2,red}(y_c - d_2)^2 \\ = 75 \times 10^8 + 16,01 \times 10^4(530 - 335)^2 + 75 \times 10^8 + 8,9 \\ \times 10^4(335 - 57,5)^2 = 199 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Pragunemata tala läbipaine:

$$f_I = \frac{5pl^4}{384E_{c,eff}I_I} = \frac{5 \times 100,41 \times 10^3 \times 7670^4}{384 \times 9809 \times 199 \times 10^8} = 23,18 \text{ mm}$$

Täispragunenud tala läbipaine:

$$f_{II} = \frac{5pl^4}{384E_{c,eff}I_{II}} = \frac{5 \times 100,41 \times 10^3 \times 7670^4}{384 \times 9809 \times 169 \times 10^8} = 27,31 \text{ mm}$$

Tõenäoline koormuskombinatsiooni põhjustatud läbipaine:

$$f_{cr} = \zeta f_{II} + (1 - \zeta)f_I = 0,980 \times 27,31 + 23,18 \times (1 - 0,980) = 27,23 \text{ mm}$$

Kuivkahanevdeformatsiooni lõppväärtus:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{cd,0} = 0,70 \times 0,000398 = 0,000279$$

Autogeense kahanemisdeformatsiooni lõppväärtus:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 2,5(45 - 10)10^{-6} = 0,000088$$

Üldine mahukahanevdeformatsioon:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,000279 + 0,000088 = 0,000366$$

Mahukahanismis põhjustatud kõveruse:

$$S_I = A_{s1}(d_1 - y_c) - A_{s2}(y_c - d_2) = 7854 \times (530 - 335) - 4021 \times (335 - 57,5) \\ = 41,38 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$S_{II} = A_{s1}(d_1 - x) - A_{s2}(x - d_2) = 7854 \times (530 - 297) - 4021 \times (297 - 57,5) \\ = 86,58 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$\frac{1}{r_{cs,1}} = \frac{\varepsilon_{cs} \alpha_e S_I}{I_I} = 0,000366 \times 20,39 \times \frac{41,38 \times 10^4}{199 \times 10^8} = 0,16 \times \frac{10^{-6}}{\text{mm}}$$

$$\frac{1}{r_{cs,2}} = \frac{\varepsilon_{cs} \alpha_e S_{II}}{I_{II}} = 0,000366 \times 20,39 \times \frac{86,58 \times 10^4}{169 \times 10^8} = 0,38 \times \frac{10^{-6}}{\text{mm}}$$

$$\frac{1}{r_{cs}} = \frac{1}{r_{cs,cr}} = \zeta \frac{1}{r_{cs,2}} + (1 - \zeta) \frac{1}{r_{cs,1}} = 0,98 \times 0,38 \times 10^{-6} + (1 - 0,98) \times 0,16 \times 10^{-6} \\ = 0,38 \times \frac{10^{-6}}{\text{mm}}$$

$$f_{cs} = \frac{1}{r_{cs}} \frac{l^2}{8} = 0,38 \times 10^{-6} \times \frac{7670^2}{8} = 2,78 \text{ mm}$$

$$f_{c,tot} = f_{cr} + f_{cs} = 27,23 + 2,78 = 30,01 \text{ mm} < 30,68 \text{ mm}$$

Kandevõime ei ole tagatud 98%

3.5.4 Pragude laiuse kontroll.

Prao avanemislaiust kontrollitakse tõenäolises koormuskombinatsioonis.

$$\text{Koormus: } p_{k,tõen} = 100,41 \text{ kN/m}$$

$$\text{Suurim paindemoment: } M_{Ek} = 738 \text{ kNm}$$

Lubatav praod laius keskonnaklassi XC1 korral $w_k = 0,4 \text{ mm}$.

Ristlõike pikitõmbearmatuur on määratud normaallõike tugevusarvutusega.

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = 7854 \text{ mm}^2$$

$$a = 70 \text{ mm}$$

Täispragunenud redutseeritud ristlõike hetkel $t = t_0$:

$$\alpha_s = 6,06$$

$$\text{Survetsooni kõrgus } x = 227 \text{ mm}$$

$$\text{Inertsimoment } I_{red} = 66,30 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Armatuuri pinged:

$$\sigma_s = \alpha_s \frac{M_{Ek}(d_1 - x)}{I_{red}} = 6,06 \times \frac{738 \times 10^6 \times (530 - 227)}{66,30 \times 10^8} = 205 \text{ MPa}$$

Armatuuri minimaalne ristlõikepindala:

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s}$$

$A_{ct} = b(h - x) = 400 \times (600 - 316) = 113540 \text{ mm}^2$ ristlõike tõmmatud tsooni pindala vahetult enne esimese praotekkimist, kus praota ristlõike survetsooni kõrgus $x = 316 \text{ mm}$.

$$k_c = 0,4$$

$$k = 0,79$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

Armatuuri minimaalne ristlõike pindala:

$$A_{s,min} = 0,4 \times 0,79 \times 3,8 \times \frac{113540}{205} = 666 \text{ mm}^2 < A_{s1} = 7854 \text{ mm}^2$$

Seega on normaallõikel kandevõimest tulenev armatuur suurem pragude arenemise piiramiseks vajalikust minimaalsest armatuurist.

Armatuuri suurim läbimõõt ja varraste suurim vahekaugus

Terase pingeline σ_s , MPa	ϕ_s^*
200	32
205	30.5
240	20

Tabel 3.1 – Armatuurvarda esialgne suurim läbimõõt ϕ_s^*

Terase pingeline σ_s , MPa	Ribivarraste suurim vahekaugus a_s , mm
200	300
205	294
240	250

Tabel 3.2 – Varraste suurim vahekaugus pragudekontrolliks.

Pingeline $\sigma_s = 205 \text{ MPa}$ vastab tabelile 2.1 $w_k = 0,4 \text{ mm}$ korral armatuuri esialgne suurim läbimõõt $\phi_s^* = 30,5 \text{ mm}$.

Kasuskõrgus tõmbearmatuuri välise kihi raskuskeskme suhtes:

$$d = 530 \text{ mm}$$

$$h_{cr} = 600 - 316 = 284 \text{ mm}$$

$$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} = 30,5 \times \frac{3,8}{2,9} \times 0,4 \times \frac{284}{2(600 - 530)} = 32,37 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

Pingeline $\sigma_s = 205 \text{ MPa}$ vastab tabelile 2.2 varraste suurim vahekaugus $a_s = 294 \text{ mm} > 75 \text{ mm}$.

Nõutav pragudekindlustus on tagatud ja normaalpraot avanemislaiuse kontroll pole kohustuslik.

Käsitletaval töö praovõõranemislaiuse arvutus tehakse eelpingestatud armatuuriga ja tavaarmatuuriga tala võrdlemiseks.

$$\alpha_e = 6,06$$

$$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5(h - d) = 2,5(600 - 530) = 175 \text{ mm} \\ \frac{h - x}{3} = \frac{600 - 227}{3} = 124 \text{ mm} \\ \frac{h}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Armatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasuli pindala:

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 400 \times 124 = 49745 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} = \frac{7854}{49745} = 0,16$$

$$k_t = 0,4$$

Keskmine pragudevaheline deformatsioon:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{205 - 0,4 \times \frac{3,8}{0,18} (1 + 6,06 \times 0,20)}{200000} \\ &= 929 \times 10^{-6} > \frac{0,6\sigma_s}{E_s} = 614 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

kuna tõmbetsooni armatuurvarraste vahekaugus

$$a_s = 75 \text{ mm} < 5 \left(c + \frac{\phi}{2} \right) = 5 \left(35 + \frac{25}{2} \right) = 237,5 \text{ mm}$$

Siis pragude maksimaalne vahekaugus arvutatakse valemiga:

$$k_1 = 0,8 - \text{kõrgnakkega varrastel}$$

$$k_2 = 0,5 - \text{paindel}$$

$$c = 35 \text{ mm} - \text{armatuuri kaitsekiht}$$

$$\phi = 25 \text{ mm} - \text{vaarda läbimõõt}$$

$$s_{r,max} = 3,4c + \frac{0,425k_1k_2\phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \times 35 + 0,425 \times 0,8 \times 0,5 \times \frac{25}{0,16} = 146 \text{ mm}$$

Normaalpraovõõranemislaiuse võib arvutada valemiga:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 146 \times 929 \times 10^{-6} = 0,14 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

Tingimus $w_k = 0,14 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$ on rahuldatud ja seega jääb normaalpragude avanemise arvutatud väärtus lubatud piiridesse.

3.6 Tala põikjõukandevõime määramine.

3.6.1 Põikarmatuurita elemendi põikjõukandevõime.

Betooniga vastuvõetav põikjõud:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{530}} = 1,61 < 2 \rightarrow k = 1,61$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,61^{3/2} \times 45^{1/2} = 0,482$$

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

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} = 0,0371$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \times 1,61 \times (100 \times 0,0371 \times 45)^{\frac{1}{3}} \right] 400 \times 530 = \mathbf{226 \text{ kN}} < 545 \text{ kN}$$

Kuna põikjõukandevõime pole piisav $V_{Rd,c} < V_{Ed}$ seega põikarmatuur on vajalik.

3.6.2 Arvutusliku põikarmatuuriga elemendi põikjõukandevõime.

Põikjõukandevõime on tagatud, kui on rahuldatud tingimused:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td} \leq V_{Rd,max}$$

mille kuju konstantse kõrgusega elemendil $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$. Kuna tegemist on konstantse kõrgusega elemendiga kasutame $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ tingimuse.

Vähima põikarmatuuri kulu saamiseks määratakse tinglike kaldvarraste kaldnurk θ tingimusest $V_{Ed,max} = V_{Rd,max}$, millest saadakse θ jaoks avaldis:

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin \frac{2 \cdot V_{Ed,max}}{b_w z v f_{cd}}$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{45}{250} \right) = 0,49$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin \frac{2 \times 545 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 530 \times 0,49 \times 30} = 11,41^\circ$$

$$\cot 11,41^\circ = 4,95 \Rightarrow \text{valin } \cot \theta = 2,5$$

Toelähedasse piirkonda rangide kandevõime kontroll 1,5m toe ulatusest:

$$V_{Ed} = \frac{(545 - 332) \times (1500 - 530)}{1500} + 332 = 470 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} z \cot \theta} = \frac{470 \times 10^3}{435 \times 0,9 \times 530 \times 2,5} = 0,90 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Valitakse kahelõikelised rangid **2Ø10 B500B**

$$A_{sw} = 157,1 \text{ mm}^2$$

Arvutame rangide sammu:

$$s_{req} = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} = \frac{157,1}{0,90} = 175 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 \times 530(1 + 0) = 398 \text{ mm}$$

Valitakse $s = 160 \text{ mm}$

Kontrollime põikjõukandevõimet:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta = \frac{157,1}{160} \times 0,9 \times 530 \times 435 \times 2,5 = 509 \text{ kN} > V_{Ed} = 470 \text{ kN}$$

Rangide kandevõime on tagatud 80%.

Tala keskosa rangide kandevõime kontroll:

$$V_{Ed,ava} = \left(\frac{7,67}{2} - 1,5 \right) \times \frac{545}{\frac{7,67}{2}} = 332 \text{ kN}$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin \frac{2 \times 332 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 530 \times 0,49 \times 30} = 6,82^\circ$$

$$\cot 6,82^\circ = 8,36 \Rightarrow \text{valin } \cot \theta = 2,5$$

Ava keskel rangide kandevõime kontroll:

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta} = \frac{332 \times 10^3}{435 \times 0,9 \times 530 \times 2,5} = 0,64 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Valitakse kahelõikelised rangid **2ø10 B500B**

$$A_{sw} = 157,1 \text{ mm}^2$$

Arvutame rangide sammu:

$$s_{req} = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} = \frac{157,1}{0,64} = 245 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 \times 530 (1 + 0) = 398 \text{ mm}$$

Valitakse $s = 240 \text{ mm}$

Kontrollime põikjõukandevõimet:

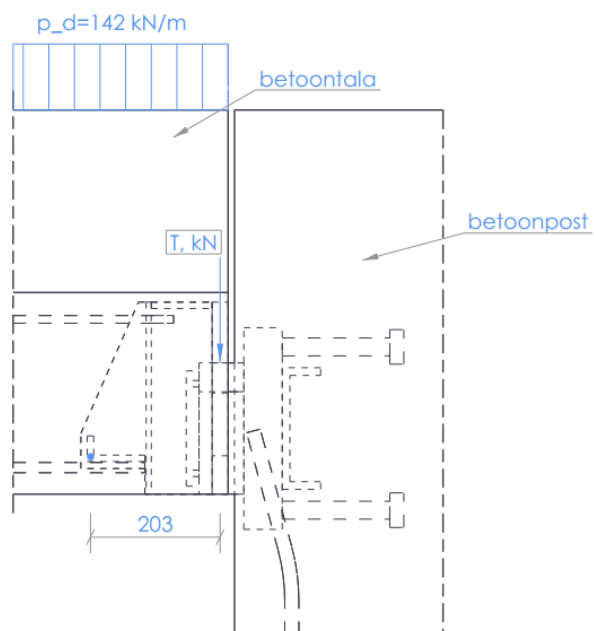
$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{157,1}{240} \times 0,9 \times 530 \times 435 \times 2,5 = 340 \text{ kN} > V_{Ed} = 332 \text{ kN}$$

Rangide kandevõime on tagatud 98%.

3.7 Pikiarmatuuri ankurdus lisavarrastega.

Kuna varraste ø25 painutamine on küllaltki tülikas, siis võib ankurduse tagamiseks asendada need väiksema läbimõõduga varrastega. Lisame tala otsesse L-kujulised lisavardad nii, et need on toe servast toe pool vajalikult ankurdatud ja neil on vajalik ülekattejätku pikkus tala paindearmatuuriga 8+8ø25.

Paindemoment toe serval:



Joonis 3.3—Koormuste toe servast skeem.

$$M_{Ed} = T \frac{t}{2} - p_d \frac{t^2}{8} = 545 \times \frac{0,203}{2} - 142 \frac{0,203^2}{2} = 52,39 \text{ kNm}$$

Põikjõust tekivad täiendavad tõmbejõud:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed,max} (\cot \theta - \cot \alpha) = 0,5 \times 545 (2,5 - 0) = 681 \text{ kN}$$

Paindemomendist ja põikjõust paindetõmbearmatuuris tekivad jõud:

$$F_{td} = \left(\frac{M_{Ed}}{z} \right) + \Delta F_{td} = \frac{52,39 \times 10^3}{0,9 \times 530} + 681 = 791 \text{ kN}$$

Kui nakketingimused on head siis $\eta_1 = 1$. Kui varraste läbimõõt on $\leq 32 \text{ mm}$, siis $\eta_2 =$

1. Niisiis:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,77 = 3,98 \text{ MPa}$$

Vajalik armatuuri ristlõike pindala

$$A_s = \frac{F_{td}}{f_{yd}} = \frac{791 \times 10^3}{435} = 1818 \text{ MPa}$$

Võtan ankurdusarmatuuriks 10 \varnothing 16 ristlõikepindalaga $A_s = 2011 \text{ mm}^2$.

Ankurdusjõu põhjustatud pinge armatuuris:

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{td}}{A_s} = \frac{791 \times 10^3}{2011} = 393 \text{ MPa}$$

Arvutuslik ankurduspikkus:

$$l_{bd} = l_{b,req} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \times \frac{393}{3,99} = 394 \text{ mm} > 160 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = \max\{0,3l_{b,req}; 10\varnothing; 100\} = \max\{118; 160; 100\}$$

Toe servast toe peale peavad painutatud vardad ulatuma vähemalt arvutusliku ankurduspikkuse $l_{bd} = 394 \text{ mm}$ võrra.

Toeservast silde poole peavad vardad ulatuma vähemalt ülekattejätku arvutus pikkuse võrra.

Ülekattejätatud arvutus pikkus:

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1,0$$

$\alpha_6 = 1$ - ülekattejätatud on jätkatud vähem kui 25% varrastest.

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} = 1 \times 394 = 394 \text{ mm} \geq l_{0,min} = 240 \text{ mm}$$

$$l_{0,min} = \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\varnothing; 200\text{mm}\} = \max\{118; \mathbf{240}; 200\text{mm}\}$$

Kuna jätkatavate varraste läbimõõt on väiksem kui $\varnothing 20\text{mm}$, põhjal ei ole ülekattejätaku täiendavat põikarmatuuri vaja, pikivardaid ümbritsevad rangid on piisav ülekattejätaku põikarmatuuriks.

Betooni purunemise vältimiseks vajalik painutusspindli diameeteri leidmine:

$$F_{bt} = \frac{F_{td}}{n} = \frac{791}{10} = 79,1 \text{ kN}$$

$$a_b = c + 0,5\phi = 35 + 0,5 \times 16 = 43$$

$$\phi \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right) = \frac{79,1 \times 10^3}{30} \left(\frac{1}{43} + \frac{1}{2 \times 16} \right) = 143 \text{ mm}$$

4. Järelpingebetoontala arvutus.

4.1 Tala ristlõike geomeetriselise karakteristikute arvutamine.

4.1.1 Lähteandmed eelpingetala projekteerimiseks.

Betooni tugevusklass: C45/55

Pingearmatuurina arvestatakse: seitsmetraadilist trossi

Riivid valmistatakse köetavatel eelpingeliinidel pikkusega kuni 62 m

Kivistamise kiirendamiseks betooni kuumutatakse: $\Delta t = 50\text{ }^{\circ}\text{C}$

Sarrustrosside esialgne eelpinge ei ületa: $\sigma_0 \leq 1300\text{ MPa}$

Betoon pingestatakse 35 tundi pärast armatuuri eelpingestamist, $t = 35\text{ tundi}$

Telgedevaheline vahekaugus riivi esialgne pikkus on 7,67 m.

Tala armeerimine on võetud OÜ TMB Element tala elemendi põhimõtte järgi:

TMB
ELEMENT

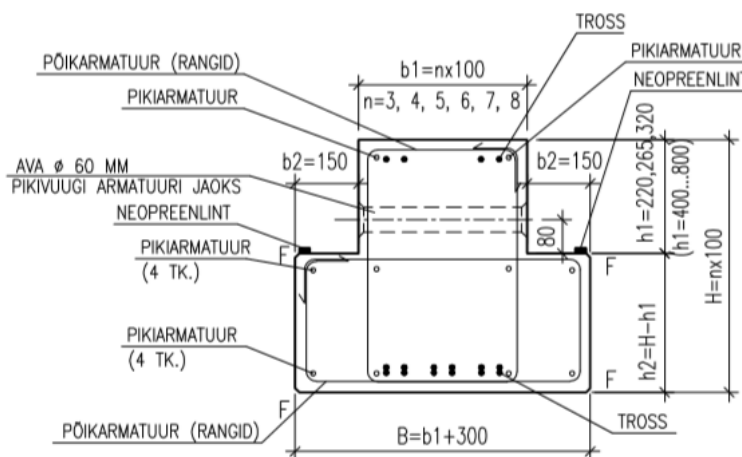
VARRASELEMENDID
RIIV JA TALA
tüüpristlõiked

TÜÜPRISTLÕIKED

Õõnespaneelide toetamisel eelpingeriivile on õla laius $b_2=150\text{ mm}$ (vt joonised 3). Riivi laius b_1 = karkassiposti laiusega. kõrgus h_1 (400, 500, 600, 700 või 800 mm).

Joonis 3.

Kahepoolse eelpingeriivi tüüpristlõige



MÄRKUSED :

F- FAAS 10x10 MM

Joonis 4.1- pingebetoontala tüüpristlõike skeem.

Kui betooni tugevusklassiga C45/55, siis:

- keskmine normsurvetugevus: $f_{ck} = 45\text{ MPa}$
- keskmine elastsusmooduli väärtus: $E_{cm} = 36\text{ GPa}$
- keskmine survetugevus: $f_{cm} = 53\text{ MPa}$
- keskmine tõmbetugevus: $f_{ctm} = 3,8\text{ Mpa}$
- Kaitsekiht: $c_{nom} = 35\text{ mm}$

Pingearmatuuri karakteristikud:

Valin seitse traadiga trossid (prEN10138-3:2006) teras Y1860-S7:

- relaksatsiooniklass II: $\rho_{1000} = 2,5\%$
- eelpingestusterase normtõmbetugevus: $f_{pk} = 1860 \text{ MPa} = 1860 \text{ N/mm}^2$
- normatiivne 0,1% pikenemise kontrollpinge: $f_{p0.1k} = 1635 \text{ MPa}$
- suhteline pikenemine maksimaalkoormusel: $\varepsilon_{uk} \geq 3,5\%$
- traatide ja varraste elastsusmooduli: $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$

Alumine pingearmatuur:

- pingearmatuuri läbimõõt: $d = 12,5 \text{ mm}$
- 1 trossikimbu pindala alapinnas: $1 \times A_p = 93 \text{ mm}^2$
- trosside arv alapinnas: $n = 18 \text{ tk}$
- kogu armatuuri pindala alapinnas: $A_p = 1674 \text{ mm}^2$

Ülemine pingearmatuur:

- pingearmatuuri läbimõõt: $d = 12,5 \text{ mm}$
- 1 trossikimbu pindala alapinnas: $1 \times A_p = 93 \text{ mm}^2$
- trosside arv ülapinnas: $n = 2 \text{ tk}$
- kogu armatuuri pindala alapinnas: $A_{p2} = 186 \text{ mm}^2$

Eelpingestamata armatuur:

Eelpingestamata surve- ja tõmbetsoonis paikneva armatuurid on järgmised:

- armatuuri klass B500B ribilise pinnaga
- normatiivne voolavustugevus: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- valin riivtalas esinevaks armatuuriks: $\varnothing 16 \text{ mm}$

Alumine armatuur: 8 tk , kogu armatuuri pind alapinnas: $A_s = 1609 \text{ mm}^2$

Ülemine armatuur: 2 tk , kogu armatuuri pind ülapinnas: $A_{s2} = 402 \text{ mm}^2$

Rangid valin: $\varnothing 10 \text{ mm}$

4.1.2 Redutseeritud ristlõike.

Arvutan normalpraota ristlõike geomeetriliste karakteristikut.

$$b_1 = 400 \text{ mm} \quad B = 700 \text{ mm} \quad h_1 = 285 \text{ mm} \quad h_2 = 315 \text{ mm}$$

$$H = 600 \text{ mm}$$

Betoonristlõike pindala:

$$A_c = B \times h_2 + b_1 \times h_1 = 700 \times 315 + 400 \times 285 = 334,5 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Betoonristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike allservast:

$$y_{c0} = \frac{B \times h_2 \times \frac{h_2}{2} + b_1 \times h_1 \times \left(h_2 + \frac{h_1}{2}\right)}{B \times h_2 + b_1 \times h_1}$$

$$= \frac{700 \times 315 \times \frac{315}{2} + 400 \times 285 \times \left(315 + \frac{285}{2}\right)}{700 \times 315 + 400 \times 285} = 260 \text{ mm}$$

Staatiline moment ristlõike aluse suhtes:

$$S_{c0} = y_{c0} \times A_c = 260 \times 334,5 \times 10^3 = 86,88 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Eelpingestamata armatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{33000} = 6,06$$

Pingearmatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195000}{33000} = 5,91$$

Pingearmatuuri redutseeritud pinnad:

$$A_{p,red} = \alpha_p \times A_p = 5,91 \times 1674 = 9892 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2,red} = \alpha_p \times A_{p2} = 5,91 \times 186 = 1100 \text{ mm}^2$$

Eelpingestamata armatuuri redutseeritud pinnad:

$$A_{s,red} = \alpha_s \times A_s = 5,91 \times 1609 = 9748 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2,red} = \alpha_s \times A_{s2} = 5,91 \times 402 = 2437 \text{ mm}^2$$

Redutseeritud ristlõike pindala:

$$A_{red} = A_c + A_{p,red} + A_{p2,red} + A_{s,red} + A_{s2,red} =$$

$$= 334,5 \times 10^3 + 9892 + 1100 + 9748 + 2437 = 357,7 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Pingearmatuuri A_{p2} raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast:

$$d_{p2} = \emptyset / 2 + \emptyset_{rang} + c_{nom} = 12,5 / 2 + 10 + 35 = 52 \text{ mm}$$

Pingearmatuuri A_p raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast:

$$d_p = H - \frac{n_1 \times d_{p2} \times (1 \times A_p) + n_2 \times (d_{p2} + 38) \times (1 \times A_p)}{A_p} =$$

$$= 600 - \frac{9 \times 52 \times 93 + 9 \times (52 + 12,5 + 20) \times 93}{18 \times 93} = 532 \text{ mm}$$

Eelpingestamata earmatuuri A_{s2} raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast:

$$d_{s2} = \emptyset / 2 + \emptyset_{rang} + c_{nom} = 16 / 2 + 10 + 35 = 53 \text{ mm}$$

Eelpingestamata armatuuri A_s raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast:

$$d_s = H - \frac{n \times d_{s2} \times (1 \times A_s) + n \times (h_2 - d_{s2}) \times (1 \times A_s)}{A_s} =$$

$$= 600 - \frac{4 \times 53 \times 201 + 4 \times (315 - 53) \times 201}{8 \times 201} = 443 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast:

$$y_{0,red} = \frac{S_{0,red} + A_{p,red}(h - d_p) + A_{p2,red}(h - d_{p2}) + A_{s1,red}(h - d_{s1}) + A_{s2,red}(h - d_{s2})}{A_{red}} =$$

$$= \frac{86,88 \times 10^6 + 9892 \times (600 - 532) + 1100 \times (600 - 52) + 9748 \times (600 - 443) + 2437 \times (600 - 53)}{357,7 \times 10^3}$$

$$= 255 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast:

$$y_{0,c} = H - y_{0,red} = 600 - 255 = 345 \text{ mm}$$

Pingearmatuuri kaugus redutseeritud ristlõike kaugus raskuskeskmest:

$$y_p = y_{0,red} - (H - d_p) = 255 - (600 - 532) = 186 \text{ mm}$$

$$y_{p2} = H - d_{p2} - y_{0,red} = 600 - 52 - 255 = 294 \text{ mm}$$

Pingearmatuuri A_{p1} ja A_{p2} kogu ristlõikepindala:

$$A_{p,kokku} = A_{p1} + A_{p2} = 1674 + 186 = 1860 \text{ mm}^2$$

A_p kaugus ristlõike altservast (pingearmatuuri tsentri kaugus):

$$y_{p0} = \frac{A_p \times (H - d_p) + A_{p2} \times (H - d_{p2})}{A_{p,kokku}} = \frac{1674 \times (600 - 532) + 186 \times (600 - 52)}{1860}$$

$$= 116 \text{ mm}$$

Eelpingestamata armatuuri redutseeritud ristlõike kaugus raskuskeskmest:

$$y_s = y_{0,red} - (H - d_s) = 255 - (600 - 443) = 97 \text{ mm}$$

$$y_{s2} = H - d_{s2} - y_{0,red} = 600 - 53 - 255 = 293 \text{ mm}$$

Betoonristlõike inertsimoment:

$$I_c = \frac{B \times h_2^3}{12} + B \times h_2 \times (h_1 - y_{p0})^2 + \frac{b_1 \times h_1^3}{12} + b_1 \times h_1 \times (h_2 - y_{p0})^2 =$$

$$= \frac{700 \times 315^3}{12} + 700 \times 315 \times (285 - 116)^2 + \frac{400 \times 285^3}{12} + 400 \times 285$$

$$\times (315 - 116)^2 = 13380 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Betoonristlõike inertsimoment redutseeritud ristlõike raskuskesset läbiva telje suhtes:

$$I_{red} = I_c + A_{p,red}y_p^2 + A_{p2,red}y_{p2}^2 + A_{s1,red}y_{s1}^2 + A_{s2,red}y_{s2}^2 =$$

$$= 13380 \times 10^6 + 9892 \times 186^2 + 1100 \times 294^2 + 9748 \times 97^2 + 2437 \times 293^2$$

$$= 14118 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Betoonristlõike vastupanumoment redutseeritud ristlõike raskuskesset läbiva telje suhtes:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{14118 \times 10^6}{255} = 55,47 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

4.2 Keskmise algeelpingestusjõu leidmine.

- lubatav maksimaalne algeelpinge: $\sigma_{pm0,max} = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\} > \sigma_{pm0}$
- keskmise algeelpinge: $\sigma_{pm0} = \sigma_{01(02)} - \Delta\sigma_{pi}$
- keskmise alg-eelpingestusjõud: $P_{1m0(2m0)} = \sigma_{pm0(p2m0)} \times A_{p1(p2)}$

4.2.1 Lubatav maksimaalne algeelpinge.

$$\sigma_{pm0,max} = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\} > \sigma_{pm0}, \text{ kus}$$

f_{pk} – eelpingestusterase normtõmbetugevus, $f_{pk} = 1860 \text{ MPa} = 1860 \text{ N/mm}^2$

$f_{p0,1k}$ – eelpingestusterase normatiivne 0,1% kontrollpinge, $f_{p0,1k} = 1635 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}\sigma_{pm0,max} &= \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\} \\ &= \min\{0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}; 0,85 \times 1635 = 1390 \text{ MPa}\} \rightarrow 1390 \text{ MPa} \\ &> \sigma_{pm0}\end{aligned}$$

4.2.2 Jõule $P_{m0}(x)$ vastav pingearmatuuri eelpinge.

Algeelpingeks on valitud armatuurile A_{p1} ja A_{p2} vastavalt:

$$\sigma_{01} = 1300 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{02} = 1100 \text{ MPa}$$

Keskmise algeelpinge leian: $\sigma_{pm0} = \sigma_{01(02)} - \Delta\sigma_{pi(x)}$, kus

Kogu alg-eelpingekadu:

$$\Delta\sigma_{pi(x)} = \Delta\sigma_{psl} + \Delta\sigma_{p\theta} + \Delta\sigma_{pir} + \Delta\sigma_{pr}, \text{ kus}$$

$\Delta\sigma_{psl}$ – eepingekadu ankrute järeleandvusest; kuna täpsemad andmed puuduvad, on ankru järeleandvuseks võetud $\Delta l_{sl} = 2 \text{ mm}$, pingutatava armatuuri pikkus $l_{tot} = 100 \text{ mm}$ ja pingestusterase elastsusmoodul E_p :

$$\Delta\sigma_{psl} = \frac{\Delta l_{sl}}{l_{tot}} \times E_p = \frac{0,002}{100} \times 195 \times 10^3 = 3,9 \text{ MPa}$$

$\Delta\sigma_{p\theta}$ – eepingekadu temperatuuri muutusest;

$$\text{Betooni soojuspaisumise joontegur: } \alpha_c = 1 \times 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

$$\Delta\sigma_{p\theta} = 0,5 \times E_p \times \alpha_c \times \Delta t = 0,5 \times 195 \times 10^3 \times 1 \times 10^{-5} \times 50 = 48,75 \text{ MPa}$$

$\Delta\sigma_{pir}$ – pingekadu kiirest relaksatsioonist

$$\Delta\sigma_{pir} = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \times \sigma_{pi}, \text{ kus suhteline eelpingekadu on:}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1 \times \mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1-\mu)} \times 10^{-5}$$

ρ_{1000} – pingekao suurus % 1000 tundi pärast tõmbamist, $\rho_{1000} = 2,5\%$;

$$\mu - \text{suhteline eelpinge: } \mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$$

f_{pk} – on pingestusterase normtõmbetugevus;

σ_{pi} – pingekadu põhjustav eelpinge: $\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{psl} - \Delta\sigma_{p\theta}$

kui pingearmatuur A_{p1} , siis $\sigma_{pi,1} = 1300 - 48,75 - 3,9 = 1247 \text{ MPa}$

kui pingearmatuur A_{p2} , siis $\sigma_{pi,2} = 1100 - 48,75 - 3,9 = 1047 \text{ MPa}$

Leian suhteline eelpinge:

kui pingearmatuur A_{p1} , siis $\mu_1 = \frac{\sigma_{pi,1}}{f_{pk}} = \frac{1247}{1860} = 0,671$

kui pingearmatuur A_{p2} , siis $\mu_2 = \frac{\sigma_{pi,2}}{f_{pk}} = \frac{1047}{1860} = 0,563$

t – ajavahemik tundides terasarmatuuri eeltõmbamisest kuni pingestusjõu ülekandmiseni betoonile. Kui enne pingestusjõu ülekandmist betooni termiliselt töödeldakse, siis tuleks kestusele t lisada ekvivalentkestus t_{eq} .

Ekvivalentkestuse t_{eq} võiks ligikaudselt määrata valemiga:

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20} \times (T_{\Delta t} - 20) \times \Delta t, \text{ kus}$$

Δt – termilise töötuse kestus tundides;

$T_{\Delta t}$ – keskmine temperatuur ajavahemikul Δt ;

T_{max} – maksimaalne temperatuur ajavahemikul Δt , kus $T_{max} = 50^\circ\text{C}$;

Kuna betooni eelpingestuseelne temperatuurirežiim ei ole teada, siis on oletatud, et termotöötuse kestus $\Delta t = t = 35 \text{ tundi}$ ja keskmine temperatuur selle ajal $T_{\Delta t} = 40^\circ\text{C}$.

Termotöötuse mõju arvesse võttev ekvivalentkestus:

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20} \times (T_{\Delta t} - 20) \times \Delta t = \frac{1,14^{50-20}}{50-20} \times (40-20) \times 35 = 1188,84 \text{ tundi}$$

Eelpingekao arvutamisel valemiga, et tuleks võtta kestuse t väärtuseks:

$$t + t_{eq} = 35 + 1188,84 = 1223,84 \text{ tundi}$$

Leian suhteline eelpingekadu kui armatuur A_{p1} ja A_{p2} :

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,671} \times \left(\frac{1223,84}{1000}\right)^{0,75 \times (1-0,671)} \times 10^{-5} = 7,75 \times 10^{-3}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,563} \times \left(\frac{1223,84}{1000}\right)^{0,75 \times (1-0,563)} \times 10^{-5} = 2,96 \times 10^{-3}$$

Leian pingekadu kiirest relaksatsioonist kui armatuur A_{p1} ja A_{p2} :

$$\Delta\sigma_{pir,1} = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \times \sigma_{pi,1} = 7,75 \times 10^{-3} \times 1247 = 9,67 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pir,2} = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \times \sigma_{pi,2} = 2,96 \times 10^{-3} \times 1047 = 3,10 \text{ MPa}$$

Leian elastse deformatsiooni põhjustatud pingekadu armatuuris:

$$\Delta\sigma_{pc(x)} = \alpha_p \times \sigma_{cp(x)}, \text{ kus}$$

α_p – pingestusterase ja betooni elastsusmoodulite suhe:

$$\alpha_p = E_p / E_{cm} = 195 / 33 = 5,91$$

Betooni eelsurvepinge armatuuri $A_{p(x)}$ kohal jõust P_{0I} :

$$\sigma_{cp(x)} = \frac{P_{0I}}{A_{red}} + \frac{P_{0I} \times e_{0p} \times y_{p(x)}}{I_{red}}, \text{ kus}$$

Eelpingestusjõud ristlõikes: $P_{0I} = \sigma_{01I} \times A_{p1} + \sigma_{02I} \times A_{p2}$, kus eelpinge vahetult enne betooni pingestamist armatuurides:

$$\sigma_{01I} = \sigma_{01} - \Delta\sigma_{psl} - \Delta\sigma_{p\theta} - \Delta\sigma_{pir,1} = 1300 - 3,9 - 48,75 - 9,67 = 1238 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{02I} = \sigma_{02} - \Delta\sigma_{psl} - \Delta\sigma_{p\theta} - \Delta\sigma_{pir,2} = 1100 - 3,9 - 48,75 - 3,10 = 1044 \text{ MPa}$$

$$\text{Siis eelpingestusjõud ristlõikes: } P_{0I} = 1231 \times 1674 + 1044 \times 186 = 2266 \text{ kN}$$

Pingearmatuuri A_{p1} ja A_{p2} kaugused redutseeritud ristlõike raskuskeskmest:

$$y_p = y_{0,red} - (H - d_p) = 255 - (600 - 532) = 186 \text{ mm}$$

$$y_{p2} = H - d_{p2} - y_{0,red} = 600 - 52 - 255 = 294 \text{ mm}$$

Eelpingestusjõu ekstsentrilisus:

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{01I} \times A_{p1} \times y_{p1} - \sigma_{02I} \times A_{p2} \times y_{p2}}{P_{0I}} = \frac{1238 \times 1674 \times 186 - 1044 \times 186 \times 294}{2266} = 145 \text{ mm}$$

Siis leian betooni eelsurvepinge armatuuri A_{p1} kohal jõust P_{01I} :

$$\sigma_{cp,1} = \frac{P_{0I}}{A_{red}} + \frac{P_{0I} \times e_{0p} \times y_{p1}}{I_{red}} = \frac{2266 \times 10^3}{357,7 \times 10^3} + \frac{2266 \times 10^3 \times 145 \times 186}{14118 \times 10^6} = 10,67 \text{ MPa}$$

Siis leian betooni eelsurvepinge armatuuri A_{p2} kohal jõust P_{0I} :

$$\sigma_{cp,2} = \frac{P_{0I}}{A_{red}} - \frac{P_{0I} \times e_{0p} \times y_{p2}}{I_{red}} = \frac{2266 \times 10^3}{357,7 \times 10^3} - \frac{2266 \times 10^3 \times 145 \times 294}{14118 \times 10^6} = -0,50 \text{ MPa}$$

$\sigma_{cp,2} < 0$, betoonis A_{p2} pingearmatuuri kohal tekib tõmbepinge ja elastse deformatsiooni kadu ei teki $\Delta\sigma_{pc,2} = 0 \text{ MPa}$.

Elastse deformatsiooni põhjustatud pingekadu armatuuris A_{p1} ja A_{p2} :

$$\Delta\sigma_{pc,1} = \alpha_p \times \sigma_{cp,1} = 5,91 \times 10,67 = 63 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pc,2} = 0 \text{ MPa}$$

Arvutan kogu alg-eelpingekadu:

$$\Delta\sigma_{pi,1} = \Delta\sigma_{psl} + \Delta\sigma_{p\theta} + \Delta\sigma_{pir,1} + \Delta\sigma_{pc,1} = 3,9 + 48,75 + 9,67 + 63 = 125,4 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pi,2} = \Delta\sigma_{psl} + \Delta\sigma_{p\theta} + \Delta\sigma_{pir,2} + \Delta\sigma_{pc,2} = 3,9 + 48,75 + 3,10 + 0 = 55,8 \text{ MPa}$$

Arvutan keskmine algeelpinge:

$$\sigma_{pm0,1} = \sigma_{01} - \Delta\sigma_{pi,1} = 1300 - 125,4 = 1175 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0,2} = \sigma_{02} - \Delta\sigma_{pi,2} = 1100 - 55,8 = 1044 \text{ MPa}$$

Kontrollime tingimused, lubatav maksimaalne algeelpinge suurem kui keskmine algeelpinge:

$$\sigma_{pm0,max} = 1390 \text{ MPa} > \sigma_{pm0,1} = 1175 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0,max} = 1390 \text{ MPa} > \sigma_{pm0,2} = 1044 \text{ MPa}$$

4.2.3 Keskmine alg-eelpingestusjõud.

$$\text{Keskmine alg-eelpingestusjõud: } P_{m0(x)} = \sigma_{pm0(x)} \times A_{p(x)}$$

$$P_{m0,1} = \sigma_{pm0,1} \times A_{p1} = 1175 \times 1674 \times 10^{-3} = 1966 \text{ kN}$$

$$P_{m0,2} = \sigma_{pm0,2} \times A_{p2} = 1044 \times 186 \times 10^{-3} = 194 \text{ kN}$$

4.3 Lõpliku eelpingestusjõu leidmine tala ava keskel.

$$\text{Lõplik eelpingestusjõud: } P_{m,\infty} = P_{1m,\infty} + P_{2m,\infty}$$

$$\text{Armatuur } A_{p1} = 4460 \text{ mm}^2: P_{1m,\infty} = \sigma_{p1m,\infty} \times A_{p1}$$

$$\text{Armatuur } A_{p2} = 892 \text{ mm}^2: P_{2m,\infty} = \sigma_{p2m,\infty} \times A_{p2}$$

$$\text{Armatuuri } A_{p1} \text{ lõplik eelpinge: } \sigma_{p1m,\infty} = \sigma_{0,1} - \Delta\sigma_{pi,1} - \Delta\sigma_{p,c+s+r,1}$$

$$\text{Armatuuri } A_{p2} \text{ lõplik eelpinge: } \sigma_{p2m,\infty} = \sigma_{0,2} - \Delta\sigma_{pi,2} - \Delta\sigma_{p,c+s+r,2}$$

Betooni roome ja mahukahanemise ning pingestusterase relaksatsiooni põhjustatud eelpingekao kohas x võib lihtsustatult arvutada valemiga:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(x)} = \frac{\varepsilon_{cs} \times E_p + 0,8 \times \Delta\sigma_{pr,(x)} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(t, t_0)_{(x)} \times \sigma_{c,QP,(x)}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2\right) \times [1 + 0,8 \times \varphi(t, t_0)_{(x)}]}$$

ε_{cs} – suhteline mahukahanemisdeformatsioon;

E_p – pingestusterase elastsusmoodul, $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$; $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$;

E_{cm} – betooni elastsusmoodul, $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$;

$\Delta\sigma_{pr,(x)}$ – pingestusterase relaksatsiooni põhjustatud pingemuutuse absoluutväärtus pingearmatuuri lõikes x hetkeks t ;

$\varphi(t, t_0)$ – roometegur hetkel t , kui koormus on rakendatud hetkel t_0 ;

$\sigma_{c,QP}$ – omakaalu, algeelpingestuse ja vajadusel muu tõenäolise koormuse põhjustatud pinge pingearmatuuri ümbritsevas betoonis;

A_p – kogu pingearmatuuri ristlõikepindala kohas x ;

A_c – betoonristlõike pindala, $A_c = 334,5 \times 10^3 \text{ mm}^2$;

I_c – betoonristlõike inertsimoment, $I_c = 13086 \times 10^6 \text{ mm}^4$;

z_{cp} – betoonristlõike ja pingearmatuuri ristlõikepinna raskuskeskmete vahekaugus.

4.3.1 Suhteline mahukahanemisdeformatsioon.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = \varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty}, \text{ kus}$$

$\varepsilon_{cs,\infty}$ – üldine lõplik mahukahanemisdeformatsioon;

$\varepsilon_{cd,\infty}$ – kuivkahanemisdeformatsiooni lõppväärtus, $\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{cd,0}$, kus

k_h – on mõttelisest mõõtmest h_0 olenev tegur, $h_{-0} = (2 \times A_c) / u$ – on mõtteline mõõde, kus A_c on betoontistlõike pindala ja u on keskkonna mõjule (kuivamisele) allutatud ristlõike osa ümbermõõt;

$\varepsilon_{ca,\infty}$ – autogeense kahanemisdeformatsiooni lõppväärtus, $\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$;

Ristlõike ümbermõõt: $u = 600 \times 2 + 700 \times 2 = 2600 \text{ mm}$

$$h_0 = 2 \times A_c / u = \frac{2 \times 334,5 \times 10^3}{2600} = 257 \text{ mm}$$

k_h väärtus valemis antud tabelis kui $h_0 = 257 \text{ mm}$ interpoleerimise alusel:

$$k_h = 0,75 + \frac{300 - 257}{300 - 200} \times (0,85 - 0,75) = 0,79$$

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

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

α_{ds1} – tsemendi liigist olenev tegur, kui tsemendile klass N, $\alpha_{ds1} = 4$

α_{ds2} – tsemendi liigist olenev tegur, kui tsemendile klass N, $\alpha_{ds2} = 0,12$

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

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

RH – on ümbritseva keskkonna suhteline niiskus, $RH = 50\%$;

RH_0 – on absoluutne niiskus, $RH_0 = 100\%$;

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{50}{100} \right)^3 \right] = 1,36$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times 4) \times \exp\left(-0,12 \times \frac{53}{10}\right) \right] \times 10^{-6} \times 1,36 = 0,403 \times 10^{-3}$$

Arvutan kuivkahanemisdeformatsiooni lõppväärtus:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 0,79 \times 0,403 \times 10^{-3} = 0,319 \times 10^{-3}$$

Arvutan autogeense kahanemisdeformatsiooni lõppväärtus:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2,5 \times (45 - 10) \times 10^{-6} = 0,0875 \times 10^{-3}$$

Arvutan üldine lõplik mahukahanemisdeformatsioon:

$$\varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} = 0,319 \times 10^{-3} + 0,0875 \times 10^{-3} = 0,407 \times 10^{-3}$$

4.3.2 Betoonristlõike ja pingearmatuuri ristlõikepinna raskuskeskmete vahekaugus.

$z_{cp} = y_{c0} - y_{p0}$, kus

betoonristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike allservast: $y_{c0} = 260 \text{ mm}$

A_p kaugus ristlõike altservast (pingearmatuuri tsentri kaugus): $y_{p0} = 116 \text{ mm}$

$$z_{cp} = y_{c0} - y_{p0} = 260 - 116 = 144 \text{ mm}$$

4.3.3 Relaksatsiooni põhjustatud pingekadu.

$$\Delta\sigma_{pr,(x)} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1 \times \mu(x)} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1-\mu(x))} \times 10^{-5} \times \sigma_{pi,(x)}, \text{ kus}$$

ρ_{1000} – relaksatsiooniklass II: $\rho_{1000} = 2,5\%$

μ – suhteline eelpinge: $\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$, kus

f_{pk} – pingestusterase normtõmbetugevus: $f_{pk} = 1860 \text{ MPa} = 1860 \text{ N/mm}^2$

σ_{pi} – algeelpingestuse ja alalise koormuse põhjustatud pinge pingearmatuuris:

$\sigma_{pi} = \sigma_p = \sigma_{pm0,(x)} + \alpha_p \times \sigma_{cg}$, kus

$\sigma_{pm0,(x)}$ – keskmine algeelpinge: $\sigma_{pm0,1} = 1174 \text{ MPa}$ $\sigma_{pm0,2} = 1044 \text{ MPa}$

α_p – pingearmatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe: $\alpha_p = 5,91$

σ_{cg} – betooni tõmbepinge pingearmatuuri A_{p1} nivool koormusest: $\sigma_{cg} = \frac{M_g \times y_{p,(x)}}{I_{red}}$

$t = 5 \times 10^5$ tundi

Paindemoment silde keskel:

Talale tulenev normatiivne alaline koormus: $g_{r,k} = 61,37 \text{ kN/m}$

Tala normatiivne omakaal: $g_{t,k} = 8,35 \text{ kN/m}$

Effektiivne ava pikkus: $l_{eff} = l = 7,67 \text{ m}$

Talale rakendatud koormus tõenäolises kombinatsioonis:

$g_k = g_{r,k} + g_{t,k} = 61,37 + 8,35 = 69,72 \text{ kN/m}$

Paindemoment silde keskel: $M_g = \frac{g_k \times l_{eff}^2}{8} = \frac{69,72 \times 7,67^2}{8} = 512,69 \text{ kNm}$

Pingearmatuuri kaugus redutseeritud ristlõike raskuskeskmest:

$y_p = y_{0,red} - (H - d_p) = 255 - (600 - 532) = 186 \text{ mm}$

$y_{p2} = H - d_{p2} - y_{0,red} = 600 - 52 - 255 = 294 \text{ mm}$

Betoonristlõike inertsimoment redutseeritud ristlõike raskuskeskest läbiva telje suhtes:

$I_{red} = 13763 \times 10^6 \text{ mm}^4$

Pingearmatuuri A_{p1} relaksatsiooni põhjustatud pingemuutus $\Delta\sigma_{pr,1}$ ajal t tundi:

$$\sigma_{cg} = \frac{M_g \times y_{p,1}}{I_{red}} = \frac{512,69 \times 10^6 \times 186}{13763 \times 10^6} = 6,76 \text{ MPa}$$

$\sigma_{pi,1} = \sigma_p = \sigma_{pm0,1} + \alpha_p \times \sigma_{cg} = 1174 + 5,91 \times 6,76 = 1215 \text{ MPa}$

$$\mu_1 = \frac{\sigma_{pi,1}}{f_{pk}} = \frac{1215}{1860} = 0,65$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr,1} &= 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1 \times \mu_1} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1-\mu_1)} \times 10^{-5} \times \sigma_{pi,1} = \\ &= 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,65} \times \left(\frac{5 \times 10^5}{1000}\right)^{0,75 \times (1-0,65)} \times 10^{-5} \times 1215 \\ &= 38,46 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pingearmatuuri A_{p2} relaksatsiooni põhjustatud pingemuutus $\Delta\sigma_{pr,2}$ ajal t tundi:

$$\sigma_{cg} = \frac{M_g \times y_{p,2}}{I_{red}} = \frac{512,69 \times 10^6 \times 294}{14118 \times 10^6} = 10,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi,2} = \sigma_p = \sigma_{pm0,2} + \alpha_p \times \sigma_{cg} = 1044 - 5,91 \times 10,66 = 981 \text{ MPa}$$

$$\mu_2 = \frac{\sigma_{pi,2}}{f_{pk}} = \frac{981}{1860} = 0,53$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr,2} &= 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1 \times \mu_2} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1 - \mu_2)} \times 10^{-5} \times \sigma_{pi,2} = \\ &= 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,53} \times \left(\frac{5 \times 10^5}{1000}\right)^{0,75 \times (1 - 0,53)} \times 10^{-5} \times 981 = 17,81 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4.3.4 Roomet põhjustav betooni pinge tala omakaalust ja algeelpingestusest.

$A_p = A_{p,1} + A_{p,2} = 1674 + 186 = 1860 \text{ mm}^2$ – kogu pingearmatuuri ristlõikepindala

$\sigma_{c,QP,(x)} = \sigma_{cp0} - \sigma_{cg1}$, kus

σ_{cp0} – algeelpingestuse põhjustatud betooni pinge armatuuri $A_{p(x)}$ nivool

$$\sigma_{cp0} = \frac{P_{m0}}{A_{red}} + \frac{P_{m0} \times e_{0p} \times y_{p,(x)}}{I_{red}}, \text{ kus}$$

Üldine alg-eelpingestusjõud:

$$P_{m0} = P_{m0,1} + P_{m0,2} = 1966 + 194 = 2161 \text{ kN}$$

Alg-eelpingestusjõu ekstsentrilisus:

$$\begin{aligned} e_{0p} &= \frac{P_{m0,1} \times y_{p,1} - P_{m0,2} \times y_{p,2}}{P_{m0}} = \frac{1966 \times 0,186 - 194 \times 0,294}{2161} = 0,143 \times 10^3 \text{ m} \\ &= 143 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{red} = 357,7 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Algeelpingestuse põhjustatud betooni pinge armatuuri A_{p1} ja A_{p2} nivool:

$$\sigma_{cp0,1} = \frac{P_{m0}}{A_{red}} + \frac{P_{m0} \times e_{0p} \times y_{p,1}}{I_{red}} = \frac{2161 \times 10^3}{357,7 \times 10^3} + \frac{2161 \times 10^3 \times 143 \times 186}{14118 \times 10^6} = 10,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp0,2} = \frac{P_{m0}}{A_{red}} - \frac{P_{m0} \times e_{0p} \times y_{p,2}}{I_{red}} = \frac{2161 \times 10^3}{357,7 \times 10^3} - \frac{2161 \times 10^3 \times 143 \times 294}{14118 \times 10^6} = -0,39 \text{ MPa}$$

σ_{cg1} – tala omakaalu põhjustatud betooni pinge

$$\sigma_{cg1} = \frac{M_{g1} \times y_{p1}}{I_{red}}, \text{ kus}$$

M_{g1} – tala omakaalu põhjustatud paindemoment

$$M_{g1} = \frac{g_{t,k} \times l_{eff}^2}{8} = \frac{8,35 \times 7,67^2}{8} = 61,4 \text{ kNm}$$

Tala omakaalu põhjustatud betooni pinge:

$$\sigma_{cg1} = \frac{M_{g1} \times y_{p,1}}{I_{red}} = \frac{61,4 \times 10^6 \times 186}{14118 \times 10^6} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cg2} = \frac{M_{g1} \times y_{p,2}}{I_{red}} = \frac{61,4 \times 10^6 \times 294}{14118 \times 10^6} = 1,28 \text{ MPa}$$

Leian roomet põhjustava betooni pinge tala omakaalust ja algeelpingestusest

$$\sigma_{c,QP,1} = \sigma_{cp0,1} - \sigma_{cg1} = 10,12 - 0,81 = 9,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,QP,2} = \sigma_{cp0,2} - \sigma_{cg2} = -0,39 + 1,28 = 0,89 \text{ MPa}$$

4.3.5 Roome põhjustatud pingekadu.

Betooni C45/55 (tsemendiklass N) lõplikuks roometeguriks $t_0 = 5$ päeva ja $h_0 = 257$ korral, graafiku alusel $\varphi(t, t_{01}) = 2,0$

Roome põhjustatud pingekadu:

$$\frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(t, t_0)_1 \times \sigma_{c,QP,1} = 5,91 \times 2,0 \times 9,31 = 110 \text{ MPa}$$

Roomekadu algeelpingestusest ja koormusest, roometegur graafiku alusel $\varphi(t, t_0) = 2$

$$\frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(t, t_0)_1 \times \sigma_{c,QP,2} = 5,91 \times 2,0 \times 0,89 = 11 \text{ MPa}$$

4.3.6 Eelpingekadu.

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{p,c+s+r,1} &= \frac{\varepsilon_{cs} \times E_p + 0,8 \times \Delta\sigma_{pr,1} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(t, t_0)_1 \times \sigma_{c,QP,1}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2\right) \times [1 + 0,8 \times \varphi(t, t_0)_1]} = \\ &= \frac{0,407 \times 10^{-3} \times 195 \times 10^3 + 0,8 \times 38,46 + 110}{1 + 5,91 \times \frac{1860}{334,5 \times 10^3} \times \left(1 + \frac{334,5 \times 10^3}{13380 \times 10^6} \times 144^2\right) \times [1 + 0,8 \times 2,0]} = \\ &= 195 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{p,c+s+r,2} &= \frac{\varepsilon_{cs} \times E_p + 0,8 \times \Delta\sigma_{pr,2} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(t, t_0)_1 \times \sigma_{c,QP,2}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2\right) \times [1 + 0,8 \times \varphi(t, t_0)_1]} = \\ &= \frac{0,407 \times 10^{-3} \times 195 \times 10^3 + 0,8 \times 17,81 + 11}{1 + 5,91 \times \frac{1860}{334,5 \times 10^3} \times \left(1 + \frac{334,5 \times 10^3}{13380 \times 10^6} \times 144^2\right) \times [1 + 0,8 \times 2,0]} = \\ &= 92 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4.3.7 Lõplik eelpingestusjõud.

Armatuuri A_{p1} lõplik eelpinge:

$$\sigma_{p1m,\infty} = \sigma_{0,1} - \Delta\sigma_{pi,1} - \Delta\sigma_{p,c+s+r,1} = 1300 - 125 - 196 = 979 \text{ MPa}$$

Armatuuri A_{p2} lõplik eelpinge:

$$\sigma_{p2m,\infty} = \sigma_{0,2} - \Delta\sigma_{pi,2} - \Delta\sigma_{p,c+s+r,2} = 1100 - 56 - 92 = 952 \text{ MPa}$$

Lõplik eelpingestusjõud:

Armatuur $A_{p1} = 1674 \text{ mm}^2$:

$$P_{1m,\infty} = \sigma_{p1m,\infty} \times A_{p1} = 979 \times 1674 = 1640032 \text{ N} = 1640 \text{ kN}$$

Armatuur $A_{p2} = 186 \text{ mm}^2$:

$$P_{2m,\infty} = \sigma_{p2m,\infty} \times A_{p2} = 952 \times 186 = 177091 \text{ N} = 177 \text{ kN}$$

$$P_{m,\infty} = P_{1m,\infty} + P_{2m,\infty} = 1640 + 177 = 1817 \text{ kN}$$

4.4 Riivi paindekandevõime määramine.

On vaja tagatud tingimus $M_{Ed} \leq M_{Rd}$, kus

M_{Ed} – arvutuslik paindemoment kandepiirsesundis;

M_{Rd} – ristlõike arvutuslik paindekandevõime.

$$M_{Ed} = 1044 \text{ kNm}$$

4.4.1 Ristlõike arvutuslik paindekandevõime.

$$M_{Rd} = \eta \times f_{cd} \times S_c + \sigma_{s2} \times A_{s2} \times (d - d_{s2}) - \sigma_{p2} \times A_{p2} \times (d - d_{p2}), \text{ kus}$$

η – survetugevuse efektiivsuse tegur, kui meil on betooni tugevusklass C45/55, siis

$$\eta = 1;$$

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{45}{1,5} = 30 \text{ MPa}$$

γ_c – betooni osavarutegur, $\gamma_c = 1,5$;

S_c – staatiline moment, tõmbetsooni armatuuri resultantjõu rakenduspunkti läbiva telje suhtes ja avaldatakse survetsooni kõrguse x kaudu sõltuvalt ristlõike kujust, siin \perp – ristlõige

($b = b_w$; $h_f = 0$):

$$x = \frac{f_{pd} \times A_p + \sigma_{p2} \times A_{p2} + f_{yd} \times A_{s1} - f_{ycd} \times A_{s2}}{\lambda \times \eta \times f_{cd} \times b}$$

σ_{s2} – armatuuri pinged;

A_{s2} – surutud armatuuri ristlõikepindala, $A_{s2} = 402 \text{ mm}^2$;

d – armatuuride A_p ja A_{s1} sisejõudude resultandi rakenduspunkti läbiva telje kaugus ristlõike surutud servast;

d_{s2} – eelpingestamata armatuuri A_{s2} raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast, $d_{s2} = 53 \text{ mm}$;

σ_{p2} – pingearmatuuri A_{p2} pinged;

A_{p2} – pingearmatuuri ristlõikepindala väliskoormusest surutud tsoonis, $A_{p2} = 186 \text{ mm}^2$;

d_{p2} – pingearmatuuri A_{p2} raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast, $d_{p2} = 52 \text{ mm}$;

σ_{p2} – pingearmatuuri A_{p2} pinge.

4.4.2 Staatiline momendi arvutamine.

Survetsooni kõrguse arvutamine võrrandi alusel:

$$x = \frac{f_{pd} \times A_p + \sigma_{p2} \times A_{p2} + f_{yd} \times A_{s1} - f_{ycd} \times A_{s2}}{\lambda \times \eta \times f_{cd} \times b}$$

f_{pd} – pingestuserase arvutus tõmbe tugevus: $f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$

$f_{p0,1k}$ – normatiivne 0,1% pikenemise kontrollpinge, $f_{p0,1k} = 1635 \text{ MPa}$;

γ_s – terase osavarutegur, $\gamma_s = 1,15$;

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1635}{1,15} = 1422 \text{ MPa}$$

A_p – alumine pingearmatuur, $A_p = 1674 \text{ mm}^2$;

A_{p2} – ülemine pingearmatuur, $A_{p2} = 186 \text{ mm}^2$;

f_{yd} – armatuurterase arvutus voolavustugevus: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

f_{ycd} – armatuurterase arvutus survetugevus: $f_{ycd} = \frac{f_{yck}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

A_{s1} – alumine eelpingestamata armatuur, $A_{s1} = 1609 \text{ mm}^2$;

A_{s2} – ülemine eelpingestamata armatuur, $A_{s2} = 402 \text{ mm}^2$;

b – laius, $b = 400 \text{ mm}$;

λ – survetsooni avutuskõrguse tegur, sellepärast meil on betooni tugevusklass $C45/55$, betooni normsurvetugevusega tsilindriline $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$, $\lambda = 0,8$;

σ_{p2} – pingearmatuuri A_{p2} pinge: $\sigma_{p2} = \sigma_{p2c} = \sigma_{p2m} - \sigma'_{pc,u}$

Armatuuri A_{p2} lõplik eelpinge, pingearmatuuri arvutuslik eelpinge pärast kõiki eelpingekadusid: $\sigma_{p2m} = \sigma_{p2m,\infty} = 952 \text{ MPa}$

Betooni normsurvetugevus $f_{ck} = 45 \text{ MPa} \leq 50 \text{ MPa}$ võetakse ülaltoodud valemities:

$\sigma'_{pc,u} = \varepsilon_{cu} \times E_p$, kus

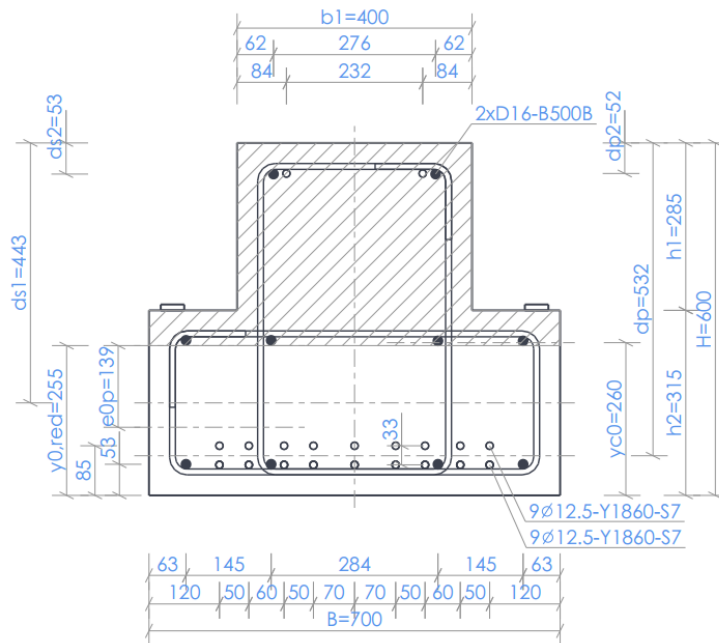
ε_{cu} – betooni piirdeformatsioon tsentrilisel survele: $\varepsilon_{cu} = 0,0022$;

E_p – eelpingestuserase arvutuslik elastsusmoodul;

$$\sigma'_{pc,u} = \varepsilon_{cu} \times E_p = 0,0022 \times 195 \times 10^3 = 429 \text{ MPa}$$

Pingearmatuuri A_{p2} pinge:

$$\sigma_{p2} = \sigma_{p2c} = \sigma_{p2m} - \sigma'_{pc,u} = 952 - 429 = 523 \text{ MPa}$$



Joonis 4.2 – Redutseeritud ristlõike karakteristikud.

Ristlõike kasuskõrgus:

$$d = \frac{\sigma_p \times A_p \times d_p + \sigma_{s1} \times A_{s1} \times d_s}{\sigma_p \times A_p + \sigma_{s1} \times A_{s1}}$$

Täiendavad suurused:

$$\sigma_p = f_{pd} = 1422 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

d_s – eelpingestamata armatuuri A_s raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast,

$$d_s = 443 \text{ mm};$$

d_p – pingearmatuuri A_p raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast, $d_p = 532 \text{ mm}$;

$$d = \frac{\sigma_p \times A_p \times d_p + \sigma_{s1} \times A_{s1} \times d_s}{\sigma_p \times A_p + \sigma_{s1} \times A_{s1}} = \frac{1422 \times 1674 \times 532 + 435 \times 1609 \times 443}{1422 \times 1674 + 435 \times 1609} = 511 \text{ mm}$$

Leian survetsooni kõrguse arvutamise võrrandi alusel:

$$x = \frac{f_{pd} \times A_p + \sigma_{p2} \times A_{p2} + f_{yd} \times A_{s1} - f_{ycd} \times A_{s2}}{\lambda \times \eta \times f_{cd} \times b} = \frac{1422 \times 1674 + 547 \times 186 + 435 \times 1609 - 435 \times 402}{0,8 \times 1 \times 30 \times 400} = 313 \text{ mm}$$

Betooni survetsooni staatiline moment tõmbetsooni armatuuri resultantjõu

rakenduspunkti läbiva telje suhtes, kui $0 \leq x = 313 \text{ mm} \leq \frac{(h - h_{f1})}{\lambda}$, kus

$$h_{f1} = h - d_p = 600 - 532 = 68 \text{ mm}$$

$$\frac{(h - h_{f1})}{\lambda} = \frac{(600 - 68)}{0,8} = 665 \text{ mm}$$

Kui $0 \leq x = 313 \text{ mm} \leq 665 \text{ mm}$ siis staatiline moment arvutatakse võrrandisest:

$$S_c = \lambda \times b_1 \times x \times (d - 0,5 \times \lambda \times x), \text{ kus}$$

$$b_1 = 400 \text{ mm};$$

$$S_c = \lambda \times b_1 \times x \times (d - 0,5 \times \lambda \times x) = 0,8 \times 400 \times 313 \times (511 - 0,5 \times 0,8 \times 313) \\ = 38,67 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Täiendavad suurused:

$$\sigma_{s2} = f_{ycd} = 435 \text{ MPa}$$

Arvutatakse ristlõike arvutuslik paindekandevõime:

$$M_{Rd} = \eta \times f_{cd} \times S_c + \sigma_{s2} \times A_{s2} \times (d - d_{s2}) - \sigma_{p2} \times A_{p2} \times (d - d_{p2}) = \\ = 1 \times 30 \times 38,67 \times 10^6 + 435 \times 402 \times (511 - 53) - 523 \times 186 \times \\ \times (511 - 52) = 1195 \text{ kNm} > M_{Ed} = \mathbf{1044 \text{ kNm}}$$

Tala paindekandevõime on tagatud 87,4%.

4.5 Riivi kasutuspiiriseisundi kontrollid.

Pragudekindluse arvutus → normaalprao tekkimine

Ristlõike töötamisel eristatakse kahte olukorda:

- pragunemata olukord, kui $M_{Ek} \leq M_{cr}$;
- täispragunenud olukord, kui $M_{Ek} > M_{cr}$.

M_{Ek} – suurim paindemoment (tõenäoline koormuskombinatsioon);

M_{cr} – normaalpragu põhjustav paindemoment;

$$M_{Ek} = 738 \text{ kNm}$$

4.5.1 Praota ristlõike läbipaine kontroll.

Tala läbivajumise kontrollimiseks eeldan, et arvutuse lihtsustamiseks ning tagavarakasuks tala ristlõike kuju on ritkülikuline 600×400 . NB! Paiknev ristlõike keskel konstruktiivne pikiarmatuur jääb arvesse võtmata sest, et armatuuri asukoht on ristlõike nulljoone tasemel, kus pinge deformatsioonid võrdub 0-le. Arvestamata pikiarmatuur on näidatud joonisel 3.3.

Pragudekindluse arvutus → normaalprao tekkimine

Ristlõike töötamisel eristatakse kahte olukorda:

- pragunemata olukord, kui $M_{Ek} \leq M_{cr}$;
- täispragunenud olukord, kui $M_{Ek} > M_{cr}$.

M_{Ek} – vaadeldava koormuse põhjustatud paindemoment ristlõikes;

M_{cr} – normaalpragu põhjustav paindemoment;

$$M_{cr} = M_{cr,c} + M_{cr,p}, \text{ kus}$$

$M_{cr,c}$ – betooniga vastuvõetav paindemoment: $M_{cr,c} = f_{ctm} \times W_{red}$

f_{ctm} – betooni keskmine tõmbetugevus, betooni tugevusklass C45/55, siis $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$

W_{red} – betoonristlõike vastupanumoment redutseeritud ristlõike tõmmatud serva suhtes

$M_{cr,p}$ – eelpingestusjõuga vastuvõetav paindemoment: $M_{cr,p} = r_{inf} \times P_{m,\infty} \times (e_{0p} + r)$

r_{inf} – eeltõmmatud armatuuriga konstruktsioonidel; eelpingestusjõu alumine normsuurus:

$$r_{inf} = 0,95$$

$P_{m,\infty}$ – lõplik eelpingestusjõu

$$e_{0p} – \text{lõpliku eelpingestusjõu ekstsentrilisus: } e_{0p} = \frac{P_{1m,\infty} \times y_{p1} - P_{2m,\infty} \times y_{p2}}{P_{m,\infty}}$$

$$\text{Armatuur } A_{p1}: \quad P_{1m,\infty} = 1640 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\text{Armatuur } A_{p2}: \quad P_{2m,\infty} = 177 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\text{Lõplik eelpingestusjõud: } P_{m,\infty} = 1817 \times 10^3 \text{ N} = 1817 \text{ kN}$$

Leian tala ristlõike karakteristikud:

$$A_c = bh = 400 \times 600 = 240 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$S_{c0} = \frac{bh^2}{2} = \frac{400 \times 600^2}{2} = 72 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{33} = 6,06$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195}{33} = 5,91$$

$$A_{p,red} = \alpha_p \times A_p = 5,91 \times 1674 = 9892 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2,red} = \alpha_p \times A_{p2} = 5,91 \times 186 = 1100 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,red} = \alpha_s \times A_s = 6,06 \times 804 = 4874 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2,red} = \alpha_s \times A_{s2} = 6,06 \times 402 = 2437 \text{ mm}^2$$

$$A_{red} = A_c + A_{p,red} + A_{p2,red} + A_{s,red} + A_{s2,red} = 240 \times 10^3 + 9892 + 1100 + 4874 + 2437 \\ = 258,3 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$d_{p2} = 52 \text{ mm}$$

$$d_p = 532 \text{ mm}$$

$$d_{s2} = 53 \text{ mm}$$

$$d_s = h - d_{s2} = 600 - 53 = 547 \text{ mm}$$

$$y_{0,red} = \frac{S_{0,red} + A_{p,red}(h - d_p) + A_{p2,red}(h - d_{p2}) + A_{s1,red}(h - d_{s1}) + A_{s2,red}(h - d_{s2})}{A_{red}} \\ = \frac{72 \times 10^6 + 9892 \times (68) + 1100 \times (458) + 4874 \times (53) + 2437 \times (547)}{258,3 \times 10^3} \\ = 290 \text{ mm}$$

$$y_{0,c} = h - y_{0,red} = 600 - 290 = 310 \text{ mm}$$

$$y_p = y_{0,red} - (h - d_p) = 290 - (600 - 532) = 222 \text{ mm}$$

$$y_{p2} = h - d_{p2} - y_{0,red} = 600 - 52 - 290 = 258 \text{ mm}$$

$$A_{p,kokku} = A_{p1} + A_{p2} = 1674 + 186 = 1860 \text{ mm}^2$$

$$y_{p0} = \frac{A_p \times (h - d_p) + A_{p2} \times (h - d_{p2})}{A_{p,kokku}} = \frac{1674 \times (600 - 532) + 186 \times (600 - 52)}{1860}$$

$$= 116 \text{ mm}$$

$$y_s = y_{0,red} - (h - d_s) = 290 - (600 - 547) = 237 \text{ mm}$$

$$y_{s2} = h - d_{s2} - y_{0,red} = 600 - 53 - 290 = 257 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} + A_c(0,5h - y_{0,red})^2 = \frac{400 \times 600^3}{12} + 240 \times 10^3 \times (300 - 290)^2$$

$$= 7225 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{red} = I_c + A_{p,red}y_p^2 + A_{p2,red}y_{p2}^2 + A_{s1,red}y_{s1}^2 + A_{s2,red}y_{s2}^2 =$$

$$= 7225 \times 10^6 + 9892 \times 222^2 + 1100 \times 258^2 + 4874 \times 237^2 + 2437 \times 258^2$$

$$= 8218 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Eelpingestusjõu ekstsentrilisus praota ristlõike keskteljest:

$$e_{0p} = \frac{P_{1m,\infty} \times y_{p1} - P_{2m,\infty} \times y_{p2}}{P_{m,\infty}} = \frac{1640 \times 10^3 \times 222 - 177 \times 10^3 \times 258}{1817 \times 10^3} = 175 \text{ mm}$$

Betoonristlõike vastupanumoment redutseeritud ristlõike tõmmatud serva suhtes:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{8218 \times 10^6}{290} = 28,35 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Betooniga vastuvõetav paindemoment:

$$M_{cr,c} = f_{ctm} \times W_{red} = 3,8 \times 28,35 \times 10^6 = 108 \text{ kNm}$$

r – tõmmatud servale vastava tuumapunkti kaugus redutseeritud ristlõike raskuskeskmest:

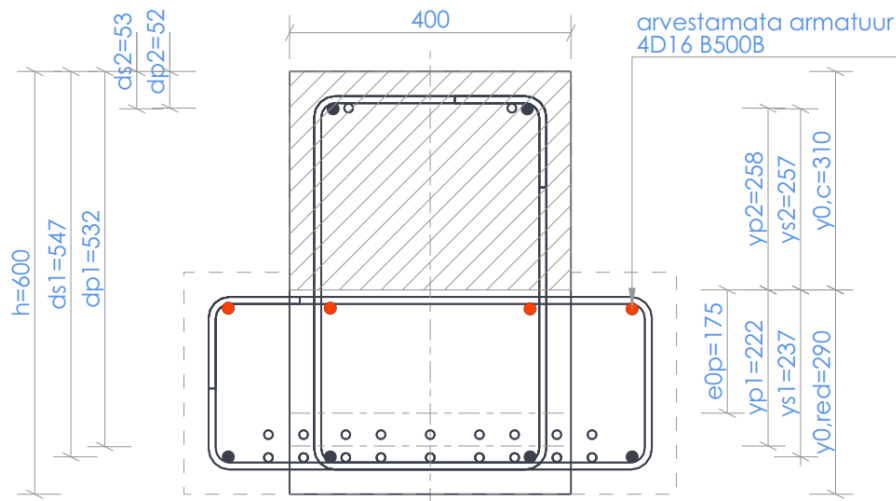
$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{28,35 \times 10^6}{258,3 \times 10^3} = 109,8 \text{ mm}$$

Leian eelpingestusjõuga vastuvõetav paindemoment:

$$M_{cr,p} = r_{inf} \times P_{m,\infty} \times (e_{0p} + r) = 0,95 \times 1817 \times (175 + 109,8) \times 10^{-3} = 491 \text{ kNm}$$

Arvutan normaalpragu põhjustav paindemoment:

$$M_{cr} = M_{cr,c} + M_{cr,p} = 108 + 491 = 599 \text{ kNm}$$



Joonis 4.3 – Pragunemata ristlõike.

Väliskoormusest põhjustatud läbipaine kui lihttala:

$$f = \frac{5 \times p_k \times l_{eff}^4}{384 \times E_{c,eff} \times I_{red}}, \text{ kus}$$

$E_{c,eff}$ – pikiajalisel koormamisel betooni tegelik elastsusmoodul: $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t)}$

$\varphi(\infty, t)$ – lõplik roometegur: $\varphi(\infty, t) = 2,0$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t)} = \frac{33000}{1 + 2} = 11000 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5 \times p_k \times l_{eff}^4}{384 \times E_{c,eff} \times I_{red}} = \frac{5 \times 100,41 \times 7670^4}{384 \times 11000 \times 8218 \times 10^6} = 50 \text{ mm}$$

Eeltõus eelpingestusjõust:

$$f_p = \frac{-P_{m,\infty} \times r_{inf} \times e_{0p} \times l_{eff}}{8 \times E_{c,eff} \times I_{red}} = \left(\frac{-1817 \times 10^3 \times 0,95 \times 175 \times 7670}{8 \times 11000 \times 8218 \times 10^6} \right) \times 10^4 = -32 \text{ mm}$$

f_k – tõenäolise koormuskombinatsioonile vastav arvutusega leitud läbipaine:

$$f_k = f + f_p = 50 + (-32) = 18 \text{ mm}$$

4.5.2 Praega ristlõike läbipaine kontroll.

Kontrollin tingimus, meie juhul:

$$M_{Ek} = 738,3 \text{ kNm} > M_{cr} = 599 \text{ kNm} \rightarrow \text{pragunenud olukord}$$

Ristlõike suhtes fikseeritud asukohaga pikijõu korral on survetsooni kõrgus x määratav avaldisega:

$$I_1 - y_N S_1 = 0, \text{ kus}$$

y_N - pikijõu kaugus nulljoonest:

$$y_N = x + \alpha_N; \alpha_N = e_p - d_p; e_p = \frac{M}{P}, \text{ kus}$$

d_p - kaugus üldise eelpingestusjõu rakenduspunktist ristlõike väliskoormusest surutud servani:

$$d_p = \frac{P_1 d_{p1} + P_2 d_{p2}}{P_1 + P_2} = \frac{1640 \times 532 + 177 \times 52}{1817} = 485 \text{ mm}$$

α_N - pikijõu kaugus ristlõike surutud servast:

$$\alpha_N = \frac{M}{P} - d_p = \frac{738,3 \times 10^6}{1817 \times 10^3} - 485 = 78,7 \text{ mm}$$

$$y_N = x - 78,7$$

Ristlõike staatiline moment nulljoone suhtes:

$$\begin{aligned} S_1 &= S_c + \alpha_p S_{p1} + \alpha_p S_{p2} + \alpha_s S_{s1} + \alpha_s S_{s2} \\ &= \frac{bx^2}{2} + A_{p2,red}(x - d_{p2}) + A_{p1,red}(d_{p1} - x) + A_{s1,red}(d_{s1} - x) \\ &\quad + A_{s2,red}(x - d_{s2}) \\ &= \frac{400 \times x^3}{2} + 1100(x - 53) + 9892(532 - x) + 4874(547 - x) + 2437(x \\ &\quad - 52) \end{aligned}$$

Ristlõike inertsimoment nulljoone suhtes:

$$\begin{aligned} I_1 &= I_{c1} + \alpha_p I_{p1} + \alpha_p I_{p2} + \alpha_s I_{s1} + \alpha_s I_{s2} \\ &= \frac{bx^3}{3} + A_{p2,red}(x - d_{p2})^2 + A_{p1,red}(d_{p1} - x)^2 + A_{s1,red}(d_{s1} - x)^2 \\ &\quad + A_{s2,red}(x - d_{s2})^2 \\ &= \frac{400 \times x^3}{3} + 1100(x - 53)^2 + 9892(532 - x)^2 + 4874(547 - x)^2 \\ &\quad + 2437(x - 52)^2 \end{aligned}$$

Survetsooni kõrguse järkjärgulisest määramisest tulemuseks sain:

$$S_1 = 20,28 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$I_1 = 40,85 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$y_N = 201,31$$

$$x = 280 \text{ mm}$$

Leian betooni pragunenud ristlõike survetsooni staatiline moment nulljoone suhtes:

$$S_{c1} = \frac{bx^2}{2} = \frac{400 \times 280^2}{2} = 15,68 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Leian praoga ristlõike pindala

$$A_c = bx = 400 \times 280 = 112 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{red} &= A_c + A_{s1,red} + A_{p1,red} + A_{s2,red} + A_{p2,red} \\ &= 112 \times 10^3 + 4874 + 9892 + 2437 + 1100 = 130 \times 10^3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Leian praoga redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike nulljoonest:

$$y_0 = \frac{S_{c1} - \alpha_p S_{p1} - \alpha_s S_{s1} + \alpha_p S_{p2} + \alpha_s S_{s2}}{A_{red}} =$$

$$= \frac{15,68 \times 10^6 - 249 \times 10^4 - 130 \times 10^4 + 25 \times 10^4 + 55 \times 10^4}{130 \times 10^3} = 98 \text{ mm}$$

Leian praoga redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike väliskoormusest surutud servast:

$$y_c = x - y_0 = 280 - 98 = 182 \text{ mm}$$

Leian inertsimoment redutseeritud ristlõike peatelje suhtes:

$$I_c = \frac{bx^3}{12} + A_c(y_c - 0,5x)^2 = \frac{400 \times 280^3}{12} + 112 \times 10^3 \times (182 - 0,5 \times 280)^2$$

$$= 9,35 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Leian redutseeritud ristlõike inertsimoment:

$$I_{red} = I_c + A_{p1,red}(d_{p1} - y_c)^2 + A_{p2,red}(y_c - d_{p2})^2 + A_{s1,red}(d_{s1} - y_c)^2 + A_{s2,red}(y_c - d_{s2})^2$$

$$=$$

$$= 14,13 \times 10^8 + 9892(532 - 182)^2 + 1100(182 - 52)^2$$

$$+ 4874(547 - 182)^2 + 2437(182 - 53)^2 = 28,48 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Väliskoormusest põhjustatud läbipaine kui lihttala:

$$f = \frac{5 \times p_k \times l_{eff}^4}{384 \times E_{c,eff} \times I_{red}}, \text{ kus}$$

$$E_{c,eff} - \text{pikiajalisel koormamisel betooni tegelik elastsusmoodul: } E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t)}$$

$$\varphi(\infty, t) - \text{lõplik roometegur: } \varphi(\infty, t) = 2,0$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t)} = \frac{33000}{1 + 2} = 11000 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5 \times p_k \times l_{eff}^4}{384 \times E_{c,eff} \times I_{red}} = \frac{5 \times 100,41 \times 7670^4}{384 \times 11000 \times 28,48 \times 10^8} = 144 \text{ mm}$$

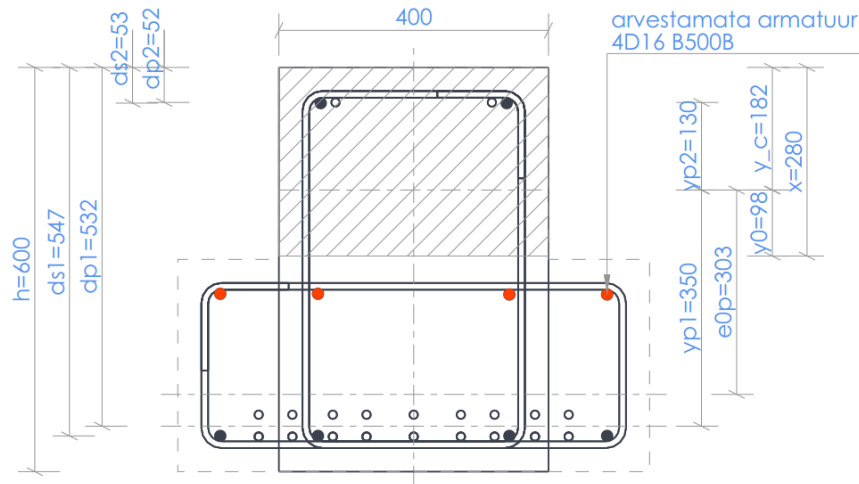
Pingearmatuuri kaugus pragunenud ristlõike raskuskeskmest:

$$y_p = d_{p1} - y_c = 532 - 182 = 350 \text{ mm}$$

$$y_{p2} = y_c - d_{p2} = 182 - 52 = 130 \text{ mm}$$

Eelpingestusjõu ekstsentrilisus praoga ristlõike keskelje:

$$e_{0p} = \frac{P_{1m,\infty} \times y_{p1} - P_{2m,\infty} \times y_{p2}}{P_{m,\infty}} = \frac{1640 \times 10^3 \times 350 - 177 \times 10^3 \times 130}{1817 \times 10^3} = 303 \text{ mm}$$



Joonis 4.4 – Pragunenud ristlõike.

Eeltõus eelpingestusjõust:

$$f_p = \frac{-P_{m,\infty} \times r_{inf} \times e_{0p} \times l_{eff}^2}{8 \times E_{c,eff} \times I_{red}} = \frac{-1817 \times 10^3 \times 0,95 \times 303 \times 7670^2}{8 \times 11000 \times 28,48 \times 10^8} = -123 \text{ mm}$$

$$f_k = f + f_p = 144 - 123 = 21 \text{ mm}$$

Tõenäolise koormuse põhjustatud läbipaine:

$$f_{ck} = \zeta f_{II} + (1 - \zeta) f_I = 0,67 \times 21 + 18 \times (1 - 0,67) = 20 \text{ mm}$$

Leian jaotusteguri suurima paindemomendiga lõikes:

Kestval koormusel $\beta = 0,5$

$$M_{cr} = 599 \text{ kNm}$$

$$M_{Ek} = 738,3 \text{ kNm}$$

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek}} \right)^2 = 1 - 0,5 \times \left(\frac{599}{738,3} \right)^2 = 0,67$$

$$E_{c,eff} = 11000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000}{11000} = 18,18$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,000319$$

Autogeense kahanemisdeformatsiooni lõppväärtus:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 0,000088$$

Üldine mahukahanemisdeformatsioon:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,000319 + 0,000088 = 0,000407$$

Mahukahanemis põhjustatud kõveruse:

$$S_I = A_{s1}(d_{s1} - y_{0,c}) - A_{s2}(y_{0,c} - d_{s2}) = 1609 \times (547 - 310) - 402 \times (310 - 53) = 87 \times 10^3 \text{ mm}^3 - \text{tavaarmatuuri pinna staatiline moment praota ristlõike raskuskeset läbiva telje suhtes}$$

$I_I = 82,18 \times 10^8 \text{ mm}^4$ – praota ristlõike inertsimoment

$S_{II} = A_{s1}(d_{s1} - y_c) - A_{s2}(y_c - d_{s2}) = 1609 \times (547 - 182) - 402 \times (182 - 53) = 241 \times 10^3 \text{ mm}^3$ – tavaarmatuuri pinna staatiline moment praoga ristlõike raskuskeset läbiva telje suhtes

$I_{II} = 28,48 \times 10^8 \text{ mm}^4$ – praoga ristlõike inertsimoment

$$\frac{1}{r_{cs,1}} = \frac{\varepsilon_{cs} \alpha_e S_I}{I_I} = 0,000407 \times 18,18 \times \frac{87 \times 10^3}{82,18 \times 10^8} = 0,08 \times 10^{-6} 1/\text{mm}$$

$$\frac{1}{r_{cs,2}} = \frac{\varepsilon_{cs} \alpha_e S_{II}}{I_{II}} = 0,000407 \times 18,18 \times \frac{188 \times 10^3}{28,48 \times 10^8} = 0,63 \times 10^{-6} 1/\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_{cs}} &= \frac{1}{r_{cs,cr}} = \zeta \frac{1}{r_{cs,2}} + (1 - \zeta) \frac{1}{r_{cs,1}} = 0,67 \times 0,63 \times 10^{-6} + (1 - 0,67) \times 0,08 \times 10^{-6} \\ &= 0,45 \times 10^{-6} 1/\text{mm} \end{aligned}$$

Mahukahanemise põhjustatud läbipaine silde keskel:

$$f_{cs} = \frac{1}{r_{cs}} \frac{l^2}{8} = 0,45 \times 10^{-6} \times \frac{7670^2}{8} = 3,3 \text{ mm}$$

Üldine läbipaine:

$$f_{c,tot} = f_{ck} + f_{cs} = 20 + 3,3 = 23,3 \text{ mm} < 32,4 \text{ mm}$$

Läbipaine on 72% lubatavast läbipaindest

4.5.3 Pragude laiuse kontroll.

Tala pragude laiuse kontrollimiseks eeldan, et tala ristlõike kuju on ritküllik 600×400 , arvutuse lihtsustamiseks ning tagavarakasuks.

Tala pragude laiuse võib arvutada valemiga:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \text{ kus}$$

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

$$s_{r,max} = 3,4c + \frac{0,425k_1k_2\phi}{\rho_{p,eff}}, \text{ kus}$$

c – pikiarmatuuri kaitsekiht

k_1 – nakkega armatuuri nakkeomadusi arvestav tegur

k_2 – deformatsioonijaotus arvestatav tegur

ϕ – varda läbimõõt

ε_{sm} – armatuuri keskmine suhteline deformatsioon,

ε_{cm} – betooni keskmine deformatsioon pragude vahel

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ võib arvutada valemiga:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\Delta\sigma_p - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s}, \text{ kus}$$

$\Delta\sigma_p$ – pingearmatuuri pinge muutus alates betooni nulldeformatsioonist samal niivool,

$$\Delta\sigma_p = \alpha_p \frac{\Delta M_{Ek,töen} y_p}{I_{red}}, \text{ kus}$$

α_p – elastsusmoodulite suhe

A_{red} – praoga ristlõike pindala

I_{red} – praoga ristlõike inertsimoment

$$\Delta M_{Ek,töen} = M_{Ek,töen} - M_0$$

$M_{Ek,töen}$ – mõjutav paindemoment tõenäolises kombinatsioonis

M_0 – paindemoment, mille korral on alumise pingearmatuuri nivool pinget betoonis 0

$$M_0 = \left(\frac{P_{m,\infty}}{A_{red}} + \frac{P_{m,\infty} e_p y_p}{I_{red}} \right) \frac{I_{red}}{y_p}$$

y_p – pikkus alumise pingearmatuuri raskuskeskmest ristlõike raskuskeskmeni

$P_{m,\infty}$ – pingearmatuuri eelpingestusjõud

e_p – pingearmatuuri elpingestus jõu ekstsentrilisus

k_t – koormuse kestvusest olenev tegur:

$k_t = 0,6$ – lühiajalise koormuse korral

$k_t = 0,4$ – pikajalise koormuse korral

$\rho_{p,eff}$ - armeerimis tegur:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p'}{A_{c,eff}}, \text{ kus}$$

A_s – tõmmatud armatuuri pindala,

A_p' – on $A_{c,eff}$ pinnal paikneva eeltõmmatud pingearmatuuri pindala

$A_{c,eff}$ - armatuuri ja pingearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik pind,

ξ_1 – nakketugevuse täpsustatud suhe, mis võtab arvesse pingestus- ja armatuurterase erinevat läbimõõtu:

$$\xi_1 = \sqrt{\frac{\xi \phi_s}{\phi_p}}, \text{ kus}$$

ξ – pingestus- ja armatuurterase nakketugevuse suhe,

ϕ_s – armatuurterase suurim läbimõõt;

ϕ_p – pingearmatuuri ekvivalentlähimõõt $\phi_p = 1,75 \times \phi_{wire}$ kui tegemist on 7-traadilise trossiga,

ϕ_{wire} – traadi lähimõõt;

$f_{ct,eff}$ – betooni efektiivne keskmine tõmbetugevus esimese praoo oodatava tekkimise ajal,

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

E_s – armatuurterase arvutuslik elastsusmoodul,

Elastsusmoodulite suhe:

$$\alpha_e = 6,06$$

Ristlõike kasuskõrgus:

$$d = \frac{\sigma_p \times A_p \times d_p + \sigma_{s1} \times A_{s1} \times d_s}{\sigma_p \times A_p + \sigma_{s1} \times A_{s1}} = \frac{1422 \times 1674 \times 532 + 435 \times 804 \times 547}{1422 \times 1674 + 435 \times 547} = 534 \text{ mm}$$

Tõmbetsooni kasulik kõrgus:

$$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5(h - d) = 2,5(600 - 534) = 166 \text{ mm} \\ \frac{h - x}{3} = \frac{600 - 280}{3} = 107 \text{ mm} \\ \frac{h}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 400 \times 107 = 42667 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4\pi r^2 = 4 \times \pi \times 8^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$A'_p = 1674 \text{ mm}^2$$

$$\xi_1 = \sqrt{\frac{\xi \phi_s}{\phi_p}} = \sqrt{\frac{0,6 \times 16}{1,75 \times 12,5}} = 0,66$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A'_p}{A_{c,eff}} = \frac{804 + 0,66^2 \times 1674}{42667} = 0,04$$

$$k_t = 0,4$$

Paindemoment, mille korral on alumise pingearmatuuri niivool pinge betoonis 0:

$$M_0 = \left(\frac{P_{m,\infty}}{A_{red}} + \frac{P_{m,\infty} e_p y_p}{I_{red}} \right) \frac{I_{red}}{y_p} = \left[\frac{1817 \times 10^3}{258,3 \times 10^3} + \frac{1817 \times 10^3 \times 175 \times 222}{82 \times 10^8} \right] \times \frac{82 \times 10^8}{222} \\ = 578 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Tõenäolises koormuskombinatsiooni paindemoment $M_{Ek} = 738,3 \text{ kNm}$, seega paindemomendi juurdekasv pärast prao tekkimist $\Delta M_{Ek} = 738 - 578 = 160 \text{ kNm}$. Sellele vastav pinge juurdekasv alumises pingearmatuuris.

$$\Delta \sigma_p = \alpha_p \frac{\Delta M_{Ek} y_p}{I_{red}} = 5,91 \frac{160 \times 10^6 \times 350}{28,48 \times 10^8} = 116 \text{ MPa}$$

Keskmine pragudevaheline deformatsioon:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\Delta \sigma_p - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{116 - 0,4 \times \frac{3,8}{0,04} (1 + 6,06 \times 0,04)}{200000} \\ = 344 \times 10^{-6} < \frac{0,6 \Delta \sigma_p}{E_s} = 348 \times 10^{-6}$$

Kuna $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} < \frac{0,6 \Delta \sigma_p}{E_s}$, tuleb arvesse võtta suurema väärtuse pragude laiuuse kontrollimiseks.

$$k_1 = 0,8 - \text{kõrgnakkega varrastel}$$

$$k_2 = 0,5 - \text{paindel}$$

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 1$$

$c = 52 \text{ mm}$ – armatuuri kaitsekiht

Leian ekvivalentlõbimõõtu:

$$\phi = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} = \frac{4 \times 16^2 + 2 \times 9 \times 12,5^2}{4 \times 16 + 2 \times 9 \times 12,5} = 13,28 \text{ mm}$$

Leian pragude maksimaalne vahekaugus:

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \times 52 + 0,8 \times 0,5 \times 1 \times \frac{13,28}{0,04} = 324 \text{ mm}$$

Leian pragude laus:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 324 \times 348 \times 10^{-6} = 0,11 \text{ mm} < w_{max} = 0,20 \text{ mm}$$

Tingimus $w_k = 0,11 \text{ mm} < w_{max} = 0,20 \text{ mm}$ on rahuldatud 55% lubatavast pragude laiusest.

4.6 Eelpingearmatuuri ankurduse kontroll.

Eeltõmmatud pingearmatuuriga elemendi ankurdustsooni kontroll seisneb järgmises:

- lokaalse lõhestusjõudude kontroll pingete ühtlustumise ala ulatuses;
- elemendi otsas tekkivate lõhestusjõudude kontroll;
- pingearmatuuri ja betooni vahelise nakkekandevõime kontroll ankurdustsoonis.

4.6.1 Lõhestusjõud ankurdustsoonis püstsuaas.

Lõhestusjõule vastava maksimaalse betooni tõmbepinge saab määrata avaldisega:

$$\sigma_{bs} = \frac{8 \times N_{bs}}{b_{bs} \times l_{bs}}, \text{ kus}$$

b_{bs} – betoonristlõike laius: $b_{bs} = B = 700 \text{ mm}$

l_{bs} – lokaalsete lõhestusjõudude mõjuala ulatus, määratakse vastavalt pingearmatuuri tsentri ja betooni pinna vahekaugusele ning eelpingestusjõu ülekandepikkusele:

$$l_{bs} = \sqrt{h_{bs}^2 + (0,6 \times l_{pt1})^2}$$

N_{bs} – lõhestusjõud, leitav avaldisega: $N_{bs} = \frac{0,5 \times (n_1 + n_2) \times t_2 - n_1 \times t_1}{z_{bs}} \times F_d$

Lokaalsete lõhestusjõudude mõjuala ulatus

$$l_{bs} = \sqrt{h_{bs}^2 + (0,6 \times l_{pt1})^2}, \text{ kus}$$

h_{bs} – kahekordne eelpingestusjõu resultandi rakenduspunkti kaugus lähimast betooni pinnast kontrollitavas sihis (pingearmatuuri tsentri kahekordne kaugus betooni pinnast):

$$h_{bs} = 2 \times \alpha_s = 2 \times 68 = 136 \text{ mm} \quad (\text{joonise alusel})$$

l_{pt1} – ülekandepikkuse madalam arvutusväärtus: $l_{pt1} = 0,8 \times l_{pt}$

l_{pt} – ülekandepikkuse baasväärtus: $l_{pt} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \phi \times \frac{\sigma_{pm0,1}}{f_{bpt}}$, kus

α_1 – tegur, hetkelisel vabastamisel: $\alpha_1 = 1,25$

α_2 – tegur, 7-traadilistel trossidel: $\alpha_2 = 0,19$

ϕ – pingearmatuuri nimiläbimõõt: $\phi = 12,5 \text{ mm}$

$\sigma_{pm0,1}$ – pingearmatuuri (armatuur A_{p1}) pinge kohe pärast vabastamist:

$$\sigma_{pm0,1} = 1175 \text{ MPa}$$

f_{bpt} – pingearmatuuri vabastamisel kandub eelpingestusjõud betoonile üle konstantse nakkepingega: $f_{bpt} = \eta_{p1} \times \eta_1 \times f_{cta}(t)$, kus

η_{p1} – tegur, mis võtab arvesse pingearmatuuri liiki ja nakketingimusi vabastamise ajal, kui 7-traadilistele trossidele: $\eta_{p1} = 3,5$

η_1 – tegur, heade nakketingimuste korral: $\eta_1 = 1,0$

$f_{cta}(t)$ – betooni arvutuslik tõmbetugevus vabastamise ajal:

$$f_{cta}(t) = 0,7 \times \alpha_{ct} \times f_{ctm}(t) / \gamma_c$$

α_{ct} – betooni tugevusele ebasoodsaid mõjusid arvestav tegur: $\alpha_{ct} = 1,0$ (Eestis)

γ_c – betooni osavarutevus: $\gamma_c = 1,5$

$f_{ctm}(t)$ – tõmbetugevuse leidmisel hetkel t võib esimese lähendusena oletada, et:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \times f_{ctm}$$

α – tegur, kui $t < 28$ päeva: $\alpha = 1$

f_{ctm} – betooni tõmbetugevuse keskmine suurus, betoon C45/55: $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$

$\beta_{cc}(t)$ – betooni vanusest t olenev tegur:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \times \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}, \text{ kus}$$

s – tsemendi liigist (CEM 42,5) ja tugevusklassist (klass N) olenev tegur: $s = 0,25$

t – betooni vanus päevades; oletades keskmises betooni temperatuuriks $T_t = 40^\circ\text{C}$ ajavahemikus päevades kuni betooni eelpingestamiseni $t = 35$ tundi = 1,45 päeva, on võetud temperatuuritäpsustatud vanuseks:

$$t = t_T = e^{-[4000/(273+T_t)-13,65]} \times t = e^{-[4000/(273+40)-13,65]} \times 1,45 = 3,46 \text{ päeva}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \times \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,25 \times \left[1 - \left(\frac{28}{3,46} \right)^{1/2} \right] \right\} = 0,631$$

Tõmbetugevuse leidmisel hetkel t võib esimese lähendusena oletada, et:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \times f_{ctm} = (0,631)^1 \times 3,8 = 2,4 \text{ MPa}$$

Betooni arvutuslik tõmbetugevus vabastamise ajal:

$$f_{cta}(t) = 0,7 \times \alpha_{ct} \times \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c} = 0,7 \times 1,0 \times \frac{2,4}{1,5} = 1,12 \text{ MPa}$$

Pingearmatuuri vabastamisel kandub eelpingestusjõud betoonile üle konstantse nakkepingega: $f_{bpt} = \eta_{p1} \times \eta_1 \times f_{cta}(t) = 3,5 \times 1,0 \times 1,12 = 3,92 \text{ MPa}$

Leian ülekandepikkuse baasväärtus:

$$l_{pt} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \phi \times \frac{\sigma_{pm0,1}}{f_{bpt}} = 1,25 \times 0,19 \times 12,5 \times \frac{1175}{3,92} = 892 \text{ mm}$$

Ülekandepikkuse madalam arvutusväärtus:

$$l_{pt1} = 0,8 \times l_{pt} = 0,8 \times 892 = 714 \text{ mm}$$

Lõplik, leian lokaalsete lõhestusjõudude mõjuala ulatus:

$$l_{bs} = \sqrt{h_{bs}^2 + (0,6 \times l_{pt1})^2} = \sqrt{136^2 + (0,6 \times 714)^2} = 449 \text{ mm} < l_{pt1} = 714 \text{ mm}$$

seega $l_{bs} = 449 \text{ mm}$

Lõhestusjõud

$$N_{bs} = \frac{0,5 \times (n_1 + n_2) \times t_2 - n_1 \times t_1}{z_{bs}} \times F_d, \text{ kus}$$

n_1 – eelpingestusjõu resultandi rakenduspunktist ülalpool asuvate trosside arv: $n_1 = 9$

n_2 – eelpingestusjõu resultandi rakenduspunktist allpool asuvate trosside arv: $n_2 = 9$

t_1 – eelpingestusjõu resultandi rakenduspunkti ja sellest ülespoole jääva pingearmatuuri raskuskeskme vahekaugus: $t_1 = 17 \text{ mm}$ (joonis 4.5)

t_2 – pool eelpingestusjõu resultandi rakenduspunkti ja lähima betoonipinna vahekaugusest vaadeldavas sihis: $t_2 = 34 \text{ mm}$ (joonis 4.5)

z_{bs} – lõhestusjõu õlg: $z_{bs} = 0,5 \times l_{bs} = 0,5 \times 449 = 224,5 \text{ mm}$

F_d – arvutuslik eelpingestusjõud ühes trossis vahetult enne jõu ülekandmist betoonile:

$$F_d = \gamma_{p,unfav} \times \sigma_0 \times A_{p0}, \text{ kus}$$

$\gamma_{p,unfav}$ – eelpingestusekoormuse osavarutegur: $\gamma_{p,unfav} = 1,2$

σ_0 – trosside algeelpinge enne eelpinge ülekandmist betoonile: $\sigma_0 = \sigma_{01l} = 1238 \text{ MPa}$

A_{p0} – ühe trossi ristlõikepindala: $A_{p0} = 186 \text{ mm}^2$

$$F_d = \gamma_{p,unfav} \times \sigma_0 \times A_{p0} = 1,2 \times 1238 \times 186 = 276 \text{ kN}$$

$$\text{Lõplik, arvutan lõhestusjõud: } N_{bs} = \frac{0,5 \times (n_1 + n_2) \times t_2 - n_1 \times t_1}{z_{bs}} \times F_d = \frac{0,5 \times (9+9) \times 34 - 9 \times 17}{224,5} \times 276 \times 10^3 = 188 \text{ kN}$$

Leian lõhestusjõule vastava maksimaalse betooni tõmbepinge saab määrata avaldisega:

$$\sigma_{bs} = \frac{8 \times N_{bs}}{b_{bs} \times l_{bs}} = \frac{8 \times 188 \times 10^3}{700 \times 449} = 8 \text{ MPa} > f_{cta}(t) = 1,12 \text{ MPa}$$

Tõmbepinge ületab betooni arvutuslikku tõmbetugevust pingearmatuuri vabastamise ajal. Lõhestusjõudude vastuvõtmiseks tuleb tuleb ankurdustsoon armeerida.

Siis tuleb tõmbejõu vastuvõtmiseks paigaldada täiendav armatuur ristlõikepindalaga:

$$A_{sbs} = \frac{N_{bs}}{f_y} = \frac{188 \times 10^3}{500} = 376 \text{ mm}^2$$

f_y – armatuurterase voolavustugevus, klass B500B: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Armatuur A_{sbs} jagatakse elemendi otsast arvestades alale $l_{bs}/3$ kuni l_{bs} .

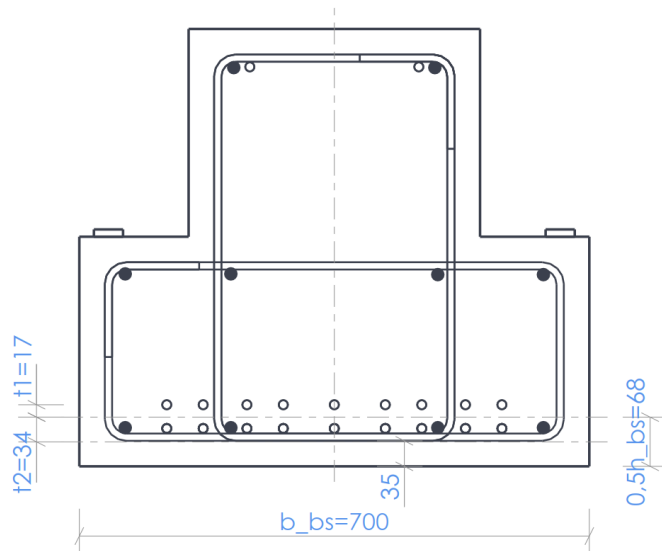
Armeerimist alustatakse tala otsast kaugusel: $l_{bs}/3 = 449/3 = 150\text{mm}$

Armatuur tuleb paigaldada lõigule: $2 \times l_{bs}/3 = 2 \times 449/3 = 300\text{mm}$

Armatuuriks valin $2\phi 10$, ($A_s = 157\text{mm}^2$):

$$\text{rangide arv: } n = \frac{A_{sbs}}{A_{s\phi 10}} = \frac{376}{157} = 2\text{ tk}$$

$$\text{samm: } s = \frac{150}{2} = 75\text{ mm}$$



Joonis 4.5 – Eelpingestusjõu resultandi rakenduspunkt püstsuunas.

4.6.2 Lõhestusjõud ankurdustsoonis rõhtsuunas.

Lõhestusjõule vastava maksimaalse betooni tõmbepinge saab määrata avaldisega:

$$\sigma_{bs} = \frac{8 \times N_{bs}}{b_{bs} \times l_{bs}}$$

Lokaalsete lõhestusjõudude mõjuala ulatus

$$l_{bs} = \sqrt{h_{bs}^2 + (0,6 \times l_{pt1})^2}, \text{ kus}$$

h_{bs} – kahekordne eelpingestusjõu resultandi rakenduspunkti kaugus lähimast betooni pinnast kontrollitavas sihis (pingearmatuuri tsentri kahekordne kaugus betooni pinnast):

$$h_{bs} = B = 700\text{ mm} \quad (\text{joonise 4.6})$$

l_{pt1} – ülekandepikkuse madalam arvutusväärtus: $l_{pt1} = 714\text{ mm}$

$$l_{bs} = \sqrt{h_{bs}^2 + (0,6 \times l_{pt1})^2} = \sqrt{700^2 + (0,6 \times 714)^2} = 821\text{ mm} > l_{pt1} = 714\text{ mm}$$

seega $l_{bs} = 714\text{ mm}$

Lõhestusjõud

$$N_{bs} = \frac{0,5 \times (n_1 + n_2) \times t_2 - n_1 \times t_1}{z_{bs}} \times F_{d1}, \text{ kus}$$

n_1 – eelpingestusjõu resultandi rakenduspunktist ülalpool asuvate trosside arv:

$$n_1 = 4,5$$

n_2 – eelpingestusjõu resultandi rakenduspunktist allpool asuvate trosside arv:

$$n_2 = 4,5$$

t_1 – eelpingestusjõu resultandi rakenduspunkti ja sellest ülespoole jääva pingearmatuuri raskuskeskme vahekaugus:

$$t_1 = \frac{29 \times 12,5 + 58 \times 12,5 + 116 \times 12,5}{9 \times 12,5} = 32 \text{ mm}$$

t_2 – pool eelpingestusjõu resultandi rakenduspunkti ja lähima betoonipinna vahekaugusest vaadeldavas sihis: $t_2 = \frac{700}{4} = 175 \text{ mm}$ (joonis 4.6)

$$z_{bs} \text{ – lõhestusjõu õlg: } z_{bs} = 0,5 \times l_{bs} = 0,5 \times 714 = 357 \text{ mm}$$

F_d – arvutuslik eelpingestusjõud ühes trossis vahetult enne jõu ülekandmist betoonile:

$$F_d = 276 \text{ kN}$$

Lõplik, arvutan lõhestusjõud:

$$N_{bs} = \frac{0,5 \times (n_1 + n_2) \times t_2 - n_1 \times t_1}{z_{bs}} \times F_d = \frac{0,5 \times (4,5 + 4,5) \times 175 - 4,5 \times 67}{357} \times 276 \times 10^3 \\ = 378 \text{ kN}$$

Eeldatud, et tõmbepinge jagunemiseala laiuks on pingearmatuuri rakenduspunkti ja betooni pinna kahekordne vahekaugus.

Leian lõhestusjõule vastava maksimaalse betooni tõmbepinge saab määrata avaldisega:

b_{bs} – betoonristlõike laius eelpingestusjõu resultandi rakenduspunktis (joonis 4.6):

$$b_{bs} = 68 \times 2 = 136 \text{ mm}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{8 \times N_{bs}}{b_{bs} \times l_{bs}} = \frac{8 \times 378 \times 10^3}{136 \times 714} = 31 \text{ MPa} > f_{ctd}(t) = 1,12 \text{ MPa}$$

Tõmbepinge ületab betooni arvutuslikku tõmbetugevust pingearmatuuri vabastamise ajal. Lõhestusjõudude vastuvõtmiseks tuleb tuleb ankurdustsoon armeerida.

Siis tuleb tõmbejõu vastuvõtmiseks paigaldada täiendav armatuur ristlõikepindalaga:

$$A_{sbs} = \frac{N_{bs}}{f_y} = \frac{378 \times 10^3}{500} = 755 \text{ mm}^2$$

f_y – armatuurterase voolavustugevus, klass B500B: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Armatuur A_{sbs} jagatakse elemendi otsast arvestades alale $l_{bs}/3$ kuni l_{bs} .

Armeerimist alustatakse tala otsast kaugusel: $l_{bs}/3 = 714/3 = 238 \text{ mm}$

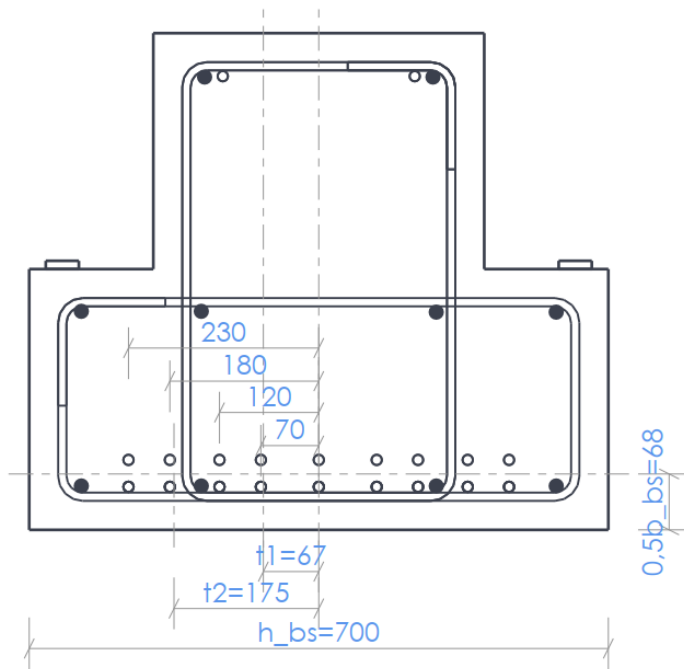
Armatuur tuleb paigaldada lõigule: $2 \times l_{bs}/3 = 2 \times 714/3 = 476 \text{ mm}$

Armatuuriks valin $2\emptyset 10$, ($A_s = 157 \text{ mm}^2$):

läbimõõduga kahelõikeline rangide arv ja samm:

$$\text{rangide arv: } n = \frac{A_{sbs}}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{755}{157} = 5 \text{ tk}$$

$$\text{samm: } s = \frac{476}{5} = 95.2 = 95 \text{ mm}$$



Joonis 4.6 – Eelpingestusjõu resultandi rakenduspunkt rõhtsuunas.

4.6.3 Lõhestusjõud elemendi otsas.

Maksimaalne tõmbepinge elemendi otsas saab leida valemiga:

$$\sigma_{ls} = \frac{8 \times N_{sl}}{b_{sl} \times l_{sl}}, \text{ kus}$$

b_{sl} – elemendi laius

N_{sl} – tõmbejõu elemendi otsas saab määrata valemiga: $N_{sl} = \frac{M_{sl}}{z_{sl}}$, kus

M_{sl} – lõhenemist tekitav paindemoment

Otsa lõhenemist tekitav paindemoment M_{sl} ei tekki, kuna otsaelement on täissurutud.

4.7 Tala põikjõukandevõime määramine.

Vertikaalne põikjõuarmatuur. Tuleks kontrollida, et põikjõud toelõikes ei ületaks põikjõuarmatuuriga elemendil suurust:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \geq V_{Ed,max}$$

kus

$V_{Rd,max}$ – arvutuslik põikjõukandevõime;

$V_{Ed,max}$ – suurim põikjõud toe servas;

α_{cw} – surutud vöö pingelõukorda arvesse võttev tegur, määratakse tingimuse alusel, seotatakse σ_{cp} – on arvutusliku normaaljõu põhjustatud keskmine pinge betoonis (survel positiivne):

$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{A_c}$, kus $P_d = P_{d,\infty}$ – eelpingestusjõud kandepiir seisundis

Lõplik eelpingestusjõud: $P_{m,\infty} = 1817 \text{ kN}$

Eelpingestuse põhjustatud betooni survepinge:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{A_c} = \frac{1817 \times 10^3}{334500} = 5,42 \text{ MPa}$$

siis vaatleme tingimus, et:

$$0 < \sigma_{cp} = 5,42 \text{ MPa} \leq 0,25 \times f_{cd} = 0,25 \times 30 = 7,5 \text{ MPa}$$

$$\text{kus } \alpha_{cw} = \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) = \left(1 + \frac{5,42}{30}\right) = 1,18$$

b_w – ristlõike minimaalne laius: $b_w = 400 \text{ mm}$

$d = d_p = 532$ – pingearmatuuri A_p raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast;

ν_1 – põikjõust pragunenud betooni tugevuse vähendustegur: $\nu_1 = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$, kus

f_{ck} – 28 päeva vanuse betooni silindriline normsurvetugevus, C45/55: $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$

$$\nu_1 = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{45}{250}\right) = 0,492$$

$$f_{cd} = 30 \text{ MPa}$$

Vertikaalse põikjõuarmatuuri määramisel võib surutud betoonkaldvarda kalde θ leida:

$$\sin 2\theta = \frac{2 \times V_{Ed,max}}{b_w \times z \times \alpha_{cw} \times \nu_1 \times f_{cd}}$$

kandepiir seisundi koormuskombinatsioonis:

Suurim arvutuslik põikjõud lõikes:

$$V_{Ed,max} = 545 \text{ kN}$$

Leiame põikarmatuuri minimaalsele kulule, vastav kaldsurvevarraste kaldenurga θ :

$$\sin 2\theta = \frac{2 \times V_{Ed,max}}{b_w \times z \times \alpha_{cw} \times \nu_1 \times f_{cd}} = \frac{2 \times 545 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 532 \times 1,18 \times 0,492 \times 30} = 0,326$$

θ – nurk betoonkaldvarda ja põikjõuga ristioleva tala telje vahel:

$$\theta = \frac{1}{2} \times \arcsin(0,326) = 5,91^\circ$$

$$\cot \theta = \frac{1}{\tan(9,51^\circ)} = 5,97 > 2,5 \rightarrow \cot \theta = 2,5$$

Vajalik põikjõuarmatuuri intensiivsus toe servast 1,5m ulatuses:

$$\alpha_{sw} = \frac{V_{Ed,d}}{f_{ywd} \times z \times \cot \theta}$$

kus

$V_{Ed,d}$ – arvutuslik põikjõud d kaugusel:

$$V_{Ed,d} = 470 \text{ kN}$$

$f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$ (põikarmatuuri arvutuslik volavustugevus)

$$\alpha_{sw} = \frac{V_{Ed,d}}{f_{ywd} \times z \times \cot\theta} = \frac{470 \times 10^3}{435 \times 0,9 \times 532 \times 2,5} = 0,90 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Valin rangid: **2Ø10, (As = 157 mm²)**

$$\text{Valiku samm: } s = \frac{A_{s\emptyset 10}}{\alpha_{sw}} = \frac{157}{0,90} = 175 \text{ mm} = 160 \text{ mm}$$

Leian lubatud suurima rangide sammu:

$$s_{l,max} = 0,75 \times d \times (1 + \cot\alpha) = 0,75 \times 532 = 399 \text{ mm} > s = 160 \text{ mm}$$

Minimaalne põikarmerimistegur:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times \sqrt{45}}{500} = 0,0011$$

Põikarmeerimistegur:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times \sin\alpha} = \frac{157}{400 \times 160} = 0,0025$$

Tingimuses:

$$\rho_w = 0,0025 > \rho_{w,min} = 0,0011 \rightarrow \text{pikisarruse ankurdus on piisav}$$

Kontrollime põikjõukandevõimet:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta = \frac{157,1}{160} \times 0,9 \times 532 \times 435 \times 2,5 = \mathbf{511 \text{ kN}} > V_{Ed} = 470 \text{ kN}$$

Kandevõime on tagatud.

Vajalik põikjõuarmatuuri intensiivsus ava keskel:

V_{Ed} – arvutuslik põikjõud toe servast kaugusel 1,5m:

$$V_{Ed} = 332 \text{ kN}$$

$$\alpha_{sw} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \times z \times \cot\theta} = \frac{332 \times 10^3}{435 \times 0,9 \times 532 \times 2,5} = 0,638 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Valin rangid: **2Ø10, (As = 157 mm²)**

$$\text{Valiku samm: } s = \frac{A_{s\emptyset 10}}{\alpha_{sw}} = \frac{157}{0,638} = 246 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

Leian lubatud suurima rangide sammu:

$$s_{l,max} = 0,75 \times d \times (1 + \cot\alpha) = 0,75 \times 532 = 399 \text{ mm} > s = 240 \text{ mm}$$

Põikarmeerimistegur:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times \sin\alpha} = \frac{157}{400 \times 240} = 0,0016$$

$$\text{Tingimuses: } \rho_w = 0,0016 > \rho_{w,min} = 0,0011 \rightarrow \text{pikisarruse ankurdus on piisav}$$

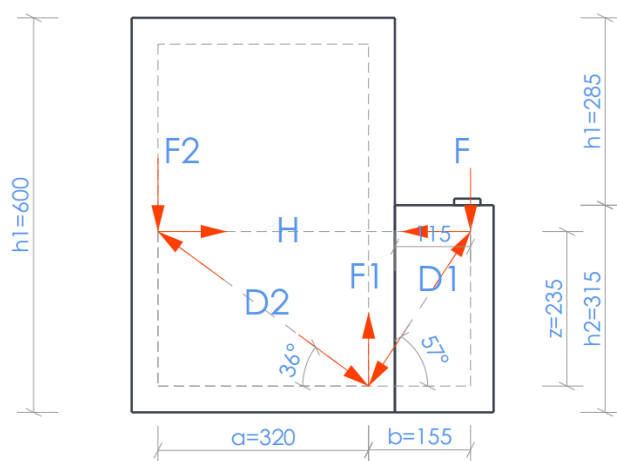
Kontrollime põikjõukandevõimet:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{157,1}{240} \times 0,9 \times 532 \times 435 \times 2,5 = \mathbf{341 \text{ kN}} > V_{Ed} = 332 \text{ kN}$$

Kandevõime on tagatud.

5. Tala lõua kontroll.

5.1 Rangide valik.



Joonis 5.1 – Jõu F ülekande skeem.

p_d – kokku koormus, omakaalu koormus vahelaele $g_{p,k} = 40,6 \text{ kN/m}$ ja ajutine koormus vahelaele $q_{p,k} = 32 \text{ kN/m}$;

$$p_d = g_{p,k} + q_{p,k} \times \psi_{2,i} = 40,6 + 32 \times 0,8 = 66,2 \text{ kN/m}$$

Leian koondatud joonkoormus:

$$F = F_d = p_d = 66,2 \text{ kN/m}$$

Kasutades joonise 3.3.1 tähistusi, saame:

$$F_1 = F \left(1 + \frac{b}{a} \right) = 66,2 \times \left(1 + \frac{155}{320} \right) = 98,3 \text{ kN/m}$$

$$\cot 57^\circ = 0,659$$

$$H = F \cot 57^\circ = 66,2 \times 0,659 = 43,6 \text{ kN/m}$$

Jõu F_d ülekandmiseks vajalik konsoolipoolsete vertikaalrangide intensiivsus:

$$a_{sw,F} = \frac{F_1}{f_{ywd}} = \frac{98,3}{435} = 0,226 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Konsoolse osa ülemiste horisontaalrangide intensiivsus:

$$a_{sw,H} = \frac{H}{f_{ywd}} = \frac{43,6}{435} = 0,10 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Võttes rangid $\emptyset 10$ (ühe rangi ristlõikepindala $A_s = 78,5 \text{ mm}^2$) on rangide samm toe servast 1,5m ulatuses:

$$s_F = \frac{A_s}{a_{sw,F} + 0,5a_{sw,V}} = \frac{78,5}{0,226 + 0,5 \times 0,90} = 116 \text{ mm}$$

Võttes rangid $\emptyset 10$ (ühe rangi ristlõikepindala $A_s = 78,5 \text{ mm}^2$) on rangide samm:

$$s_H = \frac{A_s}{a_{sw,H}} = \frac{78,5}{0,10} = 785 \text{ mm}$$

Valime kahelõikelised rangid $\emptyset 10$, samm $s = 110 \text{ mm}$ toe servast 1,5m ulatuses.

Võttes rangid Ø10 (ühe rangi ristlõikepindala $A_s = 78,5 \text{ mm}^2$) on rangide samm ava keskel:

$$s_F = \frac{A_s}{a_{sw,F} + 0,5\alpha_{sw,V}} = \frac{78,5}{0,226 + 0,5 \times 0,638} = 144 \text{ mm}$$

Valime kahelõikelised rangid Ø10, samm $s = 140 \text{ mm}$ ava keskel.

6. Posti arvutus.

6.1 Üldist.

Käsitletav posti süsteem koosneb kolmest üksteisele toetuvatest monteeritava r/b postidest, ning teraspostist, mis asub viimasel korrusel ja omakorda kannab üle katusevahelaest mõjutavad koormused r/b postile. Viimase korruse katuse kandekonstruktsioon koosneb kergroovidest, terasroovidest ning profiilplekkist. 0-4 korruse vahelaest koormus ülekantakse postile läbi r/b tala. R/b postide survetugevusklass on C45/55 ja kulub XC3 keskkonnaklassi. Konstruktsiooni klass S4. Konstruktsiooni projekteeritud kasutusiga on 50 aastat.

6.2 Koormused ja sisejõudude leidmine

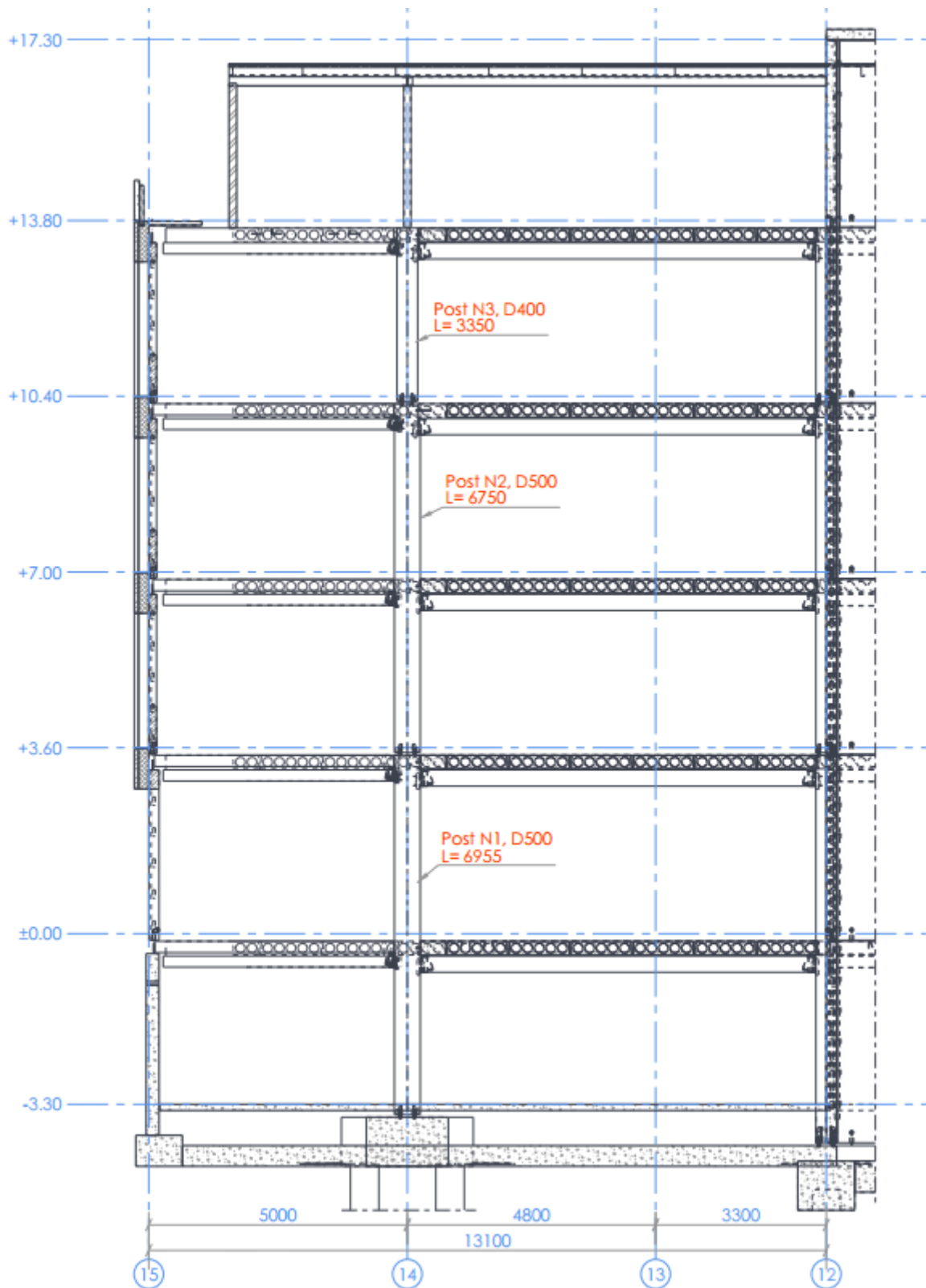
Sissejõudude ning toereaktsioone väärtused on võetud tehtud Autodesk Robot Structural Analysis 2019 arvutus mudelist.

6.2.1 Kandepiiriseisundi kombinatsioon. (ULS)

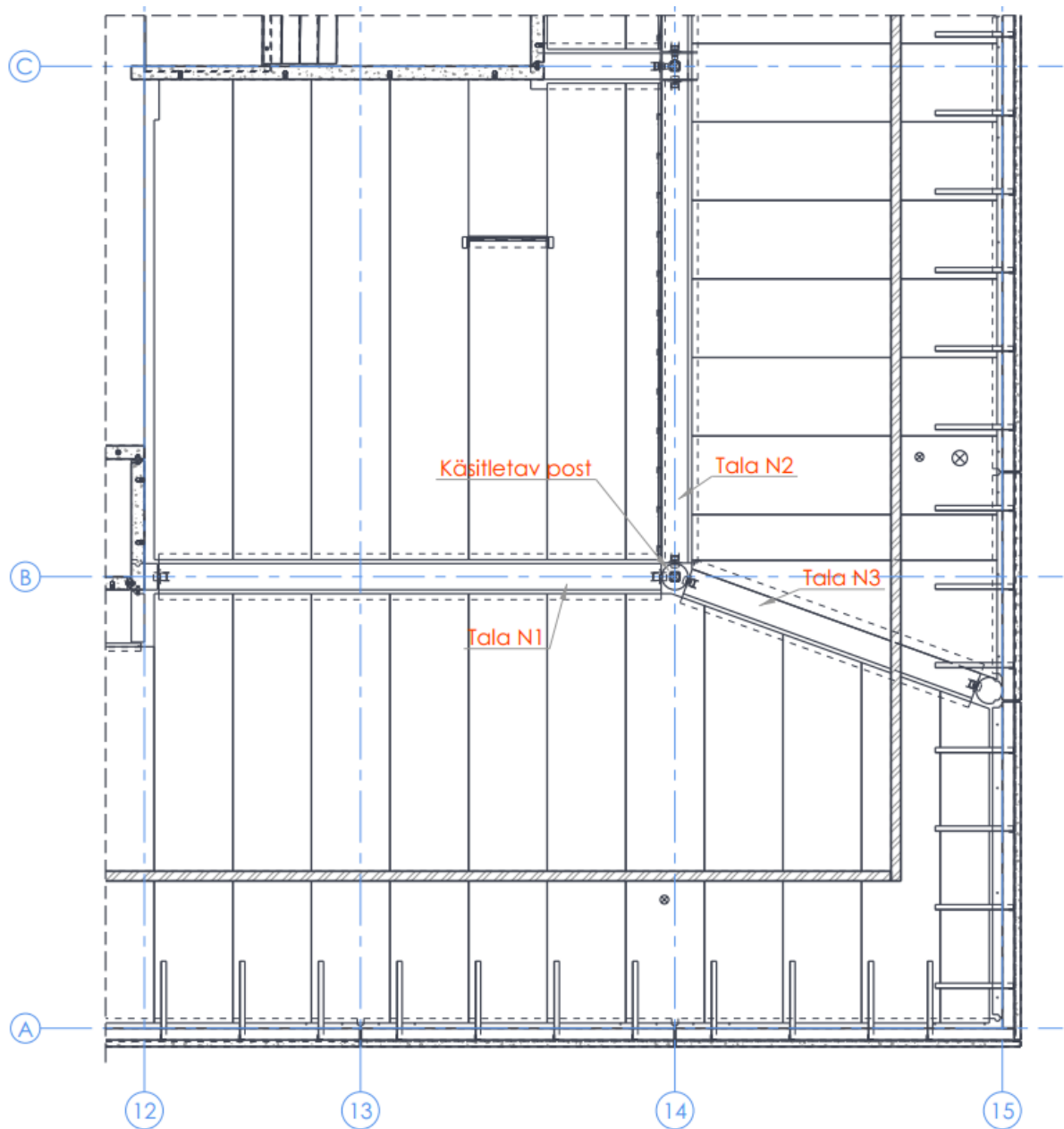
Alaliste või ajutiste arvutusolukordade koormuskombinatsioon:

$$p_k = [1,2g_k + 1,5q_k + 0,75q_{k,lumi}]$$

6.2.2 Skeemid.



Joonis 6.2—Hoone käsitletava osa lõige teljel B.



Joonis 6.3—Kandekonstruktsioonide paigutus skeem.

6.2.3 Post N3

Esimese r/b tala toereaktsioon:

$$F_1 = F_{alal} = 545 \text{ kN}$$

Teise r/b tala toereaktsioon:

$$F_2 = F_{alal} = 178,5 \text{ kN}$$

Kolmas r/b tala toereaktsioon:

$$F_3 = F_{alal} = 218 \text{ kN}$$

Terasposti toereaktsioon:

$$F_4 = F_{alal} = 115 \text{ kN}$$

R/b posti omakaal koormus

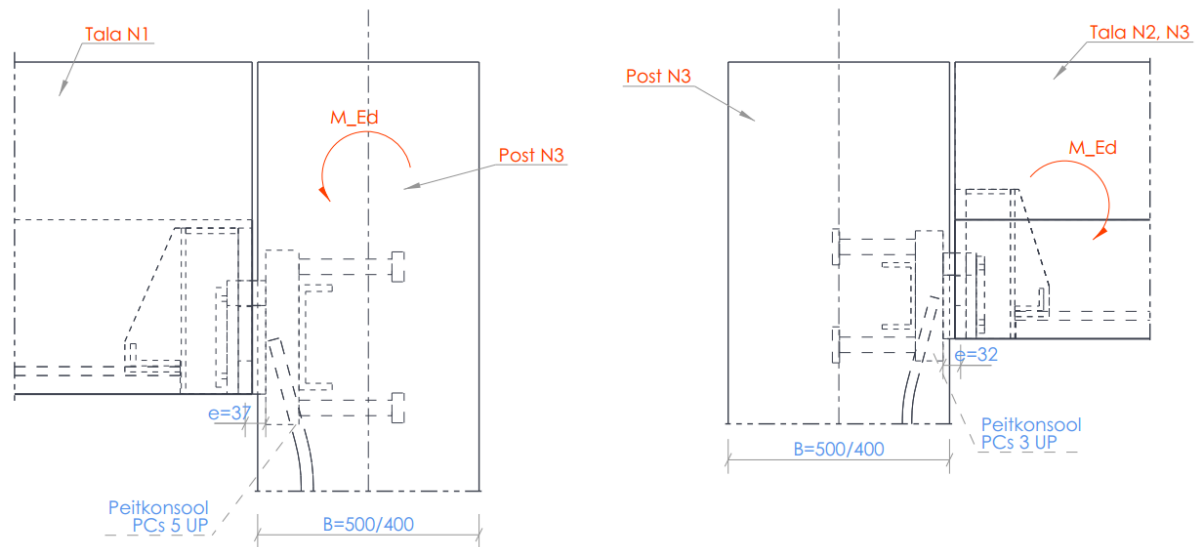
$$G_{post} = \begin{cases} G_k = \gamma A l = 25 \times \pi \times \left(\frac{0,40}{2}\right)^2 \times 3,35 = 10,5 \text{ kN} \\ G_{d,atal} = 1,2 \times 10,5 = 12,6 \text{ kN} \end{cases}$$

Rakendatud postile koormuste ekstsentrilisus leitakse valemiga:

$$e_1 = \left(\frac{B}{2} + e\right)$$

B - posti laius

e - kaugus posti servast tala toe keskpunktini (joonis 5.4)



Joonis 6.4 – Talade toetuse skeem.

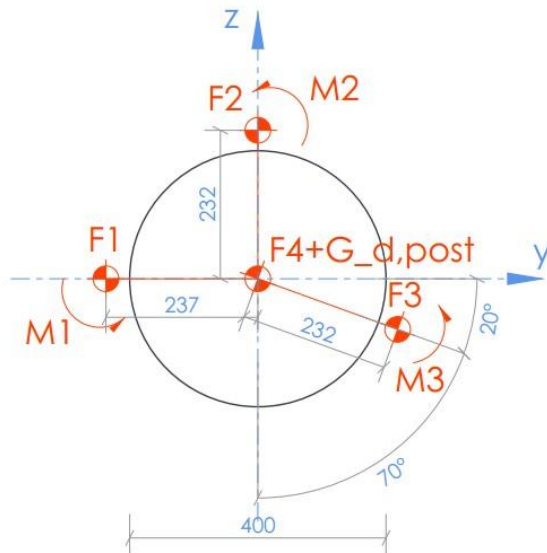
Ekstsentrilisust tala N3-st:

$$e_{1,1} = \left(\frac{400}{2} + 37\right) = 237 \text{ mm}$$

Ekstsentrilisust tala N2 ja N3-st:

$$e_{1,2} = e_{1,3} = \left(\frac{400}{2} + 32\right) = 232 \text{ mm}$$

Post N3 koormuste jaotus skeem
(vaade pealt)



Joonis 6.5 – Post N3 koormuste jaotus skeem.

6.2.4 Post N2

Esimese r/b tala toereaktsioon:

$$F_{1,1} = F_{1,2} = F_{alal} = 454 \text{ kN}$$

Teise r/b tala toereaktsioon:

$$F_{2,1} = F_{2,2} = F_{alal} = 157 \text{ kN}$$

Kolmas r/b tala toereaktsioon:

$$F_{3,1} = F_{3,2} = F_{alal} = 108 \text{ kN}$$

R/b posti omakaal koormus

$$G_{post} = \begin{cases} G_k = \gamma A l = 25 \times \pi \times \left(\frac{0,50}{2}\right)^2 \times 6,75 = 33 \text{ kN} \\ G_{d,alal} = 1,2 \times 33 = 39,6 \text{ kN} \end{cases}$$

Ekstsentrilisust tala N1-st:

$$e_{1,1} = \left(\frac{500}{2} + 37\right) = 287 \text{ mm}$$

Ekstsentrilisust tala N2 ja N3-st:

$$e_{1,2} = e_{1,3} = \left(\frac{500}{2} + 32\right) = 282 \text{ mm}$$

6.2.5 Post N1

Esimese r/b tala toereaktsioon:

$$F_{1,1} = F_{alal} = 454 \text{ kN}$$

$$F_{1,2} = F_{alal} = 409 \text{ kN}$$

Teise r/b tala toereaktsioon:

$$F_{2,1} = F_{alal} = 157 \text{ kN}$$

$$F_{2,2} = F_{alal} = 155 \text{ kN}$$

Kolmas r/b tala toereaktsioon:

$$F_{3,1} = F_{alal} = 108 \text{ kN}$$

$$F_{3,2} = F_{alal} = 136 \text{ kN}$$

R/b posti omakaal koormus

$$G_{post} = \begin{cases} G_k = \gamma A l = 25 \times \pi \times \left(\frac{0,50}{2}\right)^2 \times 6,955 = 34 \text{ kN} \\ G_{d,alal} = 1,2 \times 34 = 40,8 \text{ kN} \end{cases}$$

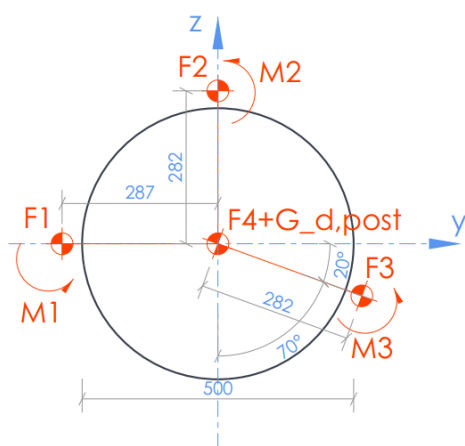
Ekstsentrilisust tala N1-st:

$$e_{1,1} = \left(\frac{500}{2} + 37\right) = 287 \text{ mm}$$

Ekstsentrilisust tala N2 ja N3-st:

$$e_{1,2} = e_{1,3} = \left(\frac{500}{2} + 32\right) = 282 \text{ mm}$$

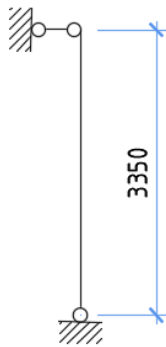
Post N1,N2 koormuste jaotus skeem
(vaade pealt)



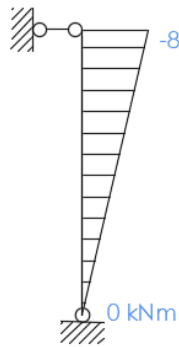
Joonis 6.6 – Post N2, N3 koormuste jaotus skeem.

6.3 Sisejõudude epüürid

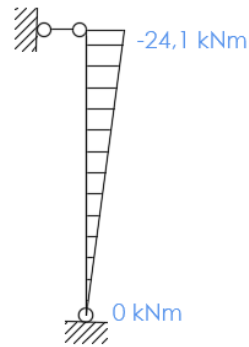
N3 posti arvutus skeem



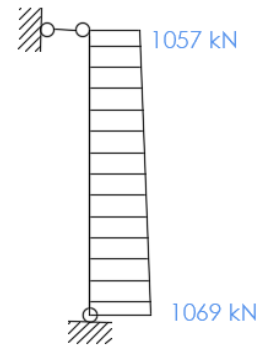
Paindemomendi epüür z-z telje suhtes (ULS)



Paindemomendi epüür y-y telje suhtes (ULS)

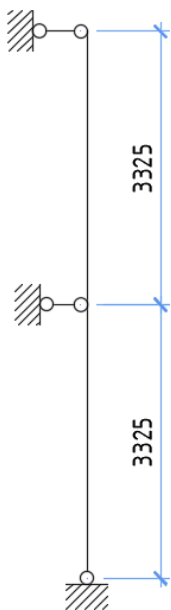


Pikijõu epüür (ULS)

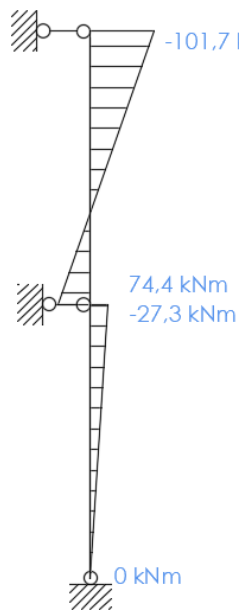


Joonis 6.7 – Posti N3 arvutus skeem ning sisejõud (ULS).

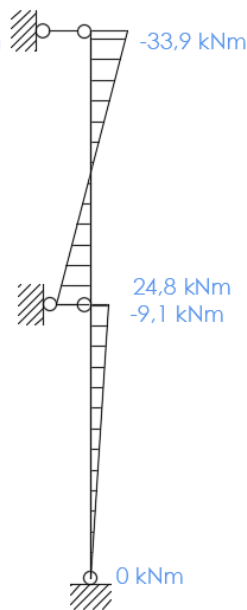
N2 posti arvutus skeem



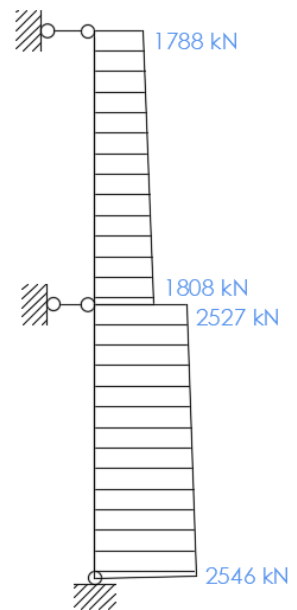
Paindemomendi epüür z-z telje suhtes (ULS)



Paindemomendi epüür y-y telje suhtes (ULS)

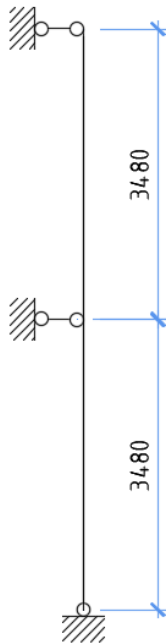


Pikijõu epüür (ULS)

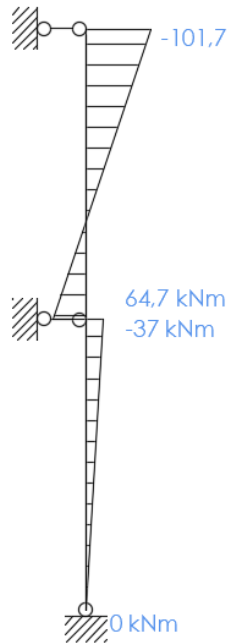


Joonis 6.8 – Posti N2 arvutus skeem ning sisejõud (ULS).

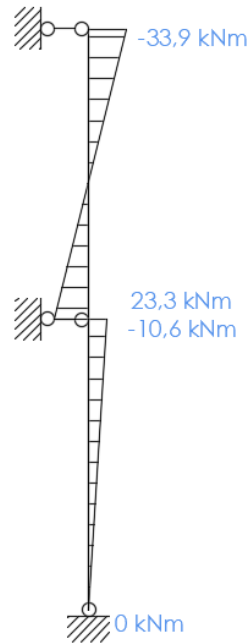
N1 posti arvutus skeem



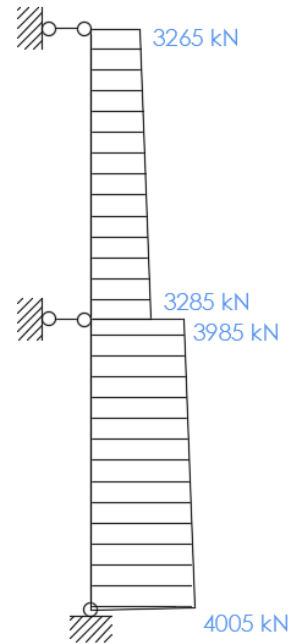
Paindemomendi epüür z-z telje suhtes (ULS)



Paindemomendi epüür y-y telje suhtes (ULS)



Pikijõu epüür (ULS)

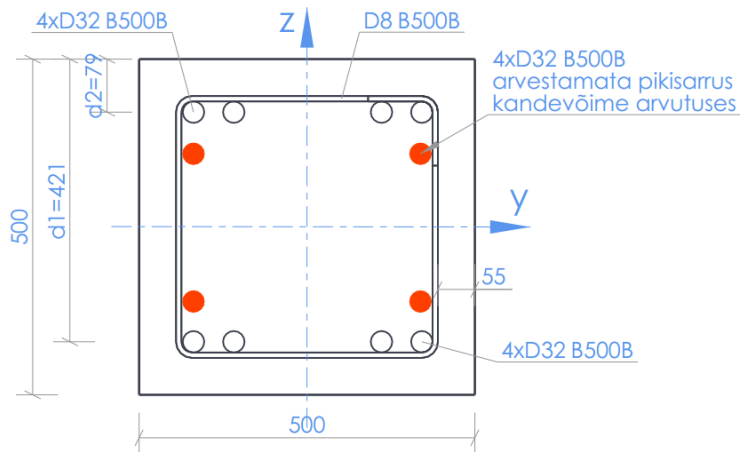


Joonis 6.9 – Posti N1 arvutus skeem ning sisejõud (ULS).

6.4 Posti ristlõike geomeetrilise karakteristikute arvutmine.

Magistritöö raames käsitlen ainult ühe kõige koormatud kahekorruselise posti, mis asub parkla, ning esimese korruse vahel. Parklakorruse osa arvutuskäik on sarnane. Kuna tegemist on ümarristlõike r/b postiga (posti läbimõõt on 500 mm), siis arvutuse lihtsustamiseks, eeldan, et posti ristlõike oleks ristkülikulikuline 500x500. (joonis 4.4.1)

Armatuuri kaitsekiht: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$. Projekteeritav konstruktsioon on allutatud keskkonnaklassile XC3, konstruktsiooniklassile S4 ja survetugevusklassile C45/55. Eeldan, et posti esinevaks survearmatuuriks on $\varnothing 25$ mm. Vajalik minimaalne kaitsekihi paksus on $c_{min,dur} = 45$ mm. Vastavalt normi rahvuslikule lisale $\Delta c_{dev} = 10$ mm.



Joonis 6.10—Posti eeldatav ristlõike skeem.

$$c_{nom} = 55 \text{ mm.}$$

$$d_1 = 500 - 55 - 8 - \frac{32}{2} = 421 \text{ mm}$$

$$d_2 = 55 + \frac{32}{2} + 8 = 79 \text{ mm}$$

Kuna eeldan, et tala betooni survetugevusklass on C45/55, siis $\lambda = 0,8$ ja $\eta = 1$.

$$\xi_c = 0,617$$

$$\xi_{c2} = 2,639$$

$$\omega_c = \lambda \xi_c = 0,8 \times 0,617 = 0,494$$

$$\mu_c = \omega_c \times (1 - 0,5\omega_c) = 0,372$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 30 \text{ MPa}$$

Pikiarmatuuri läbimõõt peaks olema vähemalt 16 mm. Pikiarmatuuri kogupindala ei tohiks olla väiksem kui $A_{s,min}$, mille soovitatav väärtus on antud valemiga:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max} = 0,04A_c \\ 0,002A_c \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,10 \times 3285 \times 10^3}{435} = 755 \text{ mm}^2 \\ 0,002 \times 500^2 = 500 \text{ mm}^2 \end{array} \right. \leq A_{s,prov} = 0,04 \times 500^2 = 10000 \text{ mm}^2$$

Valin armatuur: **12 ϕ 32 B500B**

$$A_{s,min} = 755 \text{ mm}^2 \leq A_{s,prov} = 12 \times \frac{\pi \times 32^2}{4} = 9651 \text{ mm}^2 \leq 10000 \text{ mm}^2$$

6.5 Postis mõjuva pikijõu arvutuslik ekstsentrilisus (z-z, y-y telgede suhtes)

6.5.1 Posti saleduse kontroll

Posti pikkus:

$$l_{col} = 3,48 \text{ m}$$

Posti arvutuspikkus:

$$l_0 = \beta \cdot l_{col} = 1,0 \times 3,48 = 3,48 \text{ m}$$

Konstruksioonihälve:

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m = \frac{1}{200} \times 1 \times 1 = \frac{1}{200}$$

Kus kõrgust arvestav vähendustegur:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{3,48}} = 1,07$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \Rightarrow \alpha_h = 1$$

Koostöötavate postide arvu arvestav vähendustegur:

$$\alpha_m = 1,$$

kuna arvutame üksikut (arvutuslikult eraldiseisvat) posti.

Geomeetriliste konstruktsioonihälvete arvessevõtmiseks suurendatakse pikijõu ekstsentrilisust vaadeldavas suunas lisaekstsentrilisuse e_i võrra:

$$e_i = \frac{\theta l_0}{2} = \frac{1}{200} \times \frac{3,48}{2} = 0,0087 \text{ m} = 8,7 \text{ mm}$$

Hälvete põhjustatud arvutuslik paindemoment:

$$M_i = N_{Ed} e_i = 3285 \times 0,0087 = \mathbf{28,58 \text{ kNm}}$$

Inertsiraadius:

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{500}{\sqrt{12}} = 144 \text{ mm}$$

Posti saledus:

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_0}{i} = \frac{3480}{144} = 24,1$$

2. järku ekstsentrilisust on vaja arvesse võtta, kui $\lambda > \lambda_{lim}$.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{3285 \times 10^3}{500 \times 500 \times 30} = 0,438$$

Kuna betooni roometegur ei ole teada, võtame $A=0,7$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 6434 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 500^2 = 250 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{6434 \times 435}{500^2 \times 30} = 0,373$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0,373} = 1,321$$

$$r_{m,z} = \frac{M_{01,z}}{M_{02,z}} = \frac{64,7}{101,7} = 0,636$$

$$C_z = 1,7 - r_{m,z} = 1,7 - 0,636 = 1,064$$

$$r_{m,y} = \frac{M_{01,y}}{M_{02,y}} = \frac{23,3}{33,9} = 0,687$$

$$C_y = 1,7 - r_{m,y} = 1,7 - 0,687 = 1,01$$

Posti piirsaledus z-z telje suhtes:

$$\lambda_{lim,z} = 20ABC_z \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 \times 0,7 \times 1,321 \times 1,064 \times \frac{1}{\sqrt{0,438}} = 28,32$$

Posti piirsaledus y-y telje suhtes:

$$\lambda_{lim,y} = 20ABC_y \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 \times 0,7 \times 1,321 \times 1,01 \times \frac{1}{\sqrt{0,438}} = 28,22$$

$\lambda_z = \lambda_y = 24,1 > \begin{cases} \lambda_{lim,z} = 28,32 \\ \lambda_{lim,y} = 28,22 \end{cases} \Rightarrow$ 2.Järku ekstsentrilisusega peab arvetama nii z kui y telje suhtes.

6.5.2 Arvutuslik paindemoment

$$\text{Armatuuri piirdeformatsioon: } \varepsilon_{yd} = \frac{435}{200000} = 2,18 \times 10^{-3}$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} = \frac{2,18 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,421} = 0,012 \text{ 1/m}$$

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

$$n_u = 1 + \omega = 1 + 0,373 = 1,373$$

Normaaljõust sõltuv tegur:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,373 - 0,438}{1,373 - 0,4} = 0,96 \leq 1$$

Roome mõju arvesse võttev tegur:

$$\varphi_{ef} = 2,5$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda_z}{150} = 0,35 + \frac{45}{200} - \frac{24,1}{150} = 0,414$$

$$K_\varphi = 1 + \beta\varphi_{ef} = 1 + 0,414 \times 2,5 = 2,04 \geq 1$$

Kõverus kriitilises lõikes:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} = 0,96 \times 2,04 \times 0,012 = 0,022 \text{ 1/m}$$

Teistjärku ekstsentrilisus:

$c = 10$ - konstantse ristlõike korral

$$e_{2,z} = e_{2,y} = \frac{l_0^2}{c} \times \frac{1}{r} = \frac{3,48^2}{10} \times 0,022 = 0,027 \text{ m}$$

Esimest järku ekstsentrilisuus posti otstes ilma hälvete mõjuta:

$$e_{01,z} = \frac{M_{01,z}}{N_{Ed}} = \frac{64,7}{3285} = 0,019 \text{ m}$$

$$e_{01,y} = \frac{M_{01,y}}{N_{Ed}} = \frac{23,3}{3285} = 0,007 \text{ m}$$

$$e_{02,z} = \frac{M_{02,z}}{N_{Ed}} = \frac{101,7}{3285} = 0,031 \text{ m}$$

$$e_{02,y} = \frac{M_{02,y}}{N_{Ed}} = \frac{33,9}{3285} = 0,01 \text{ m}$$

Ekvivalentekstsentrilisuus:

$$e_{e,z} = \max \begin{cases} e_{e,1,z} = 0,6e_{02,z} + 0,4e_{01,z} = 0,6 \times (0,031) + 0,4 \times 0,019 = 0,026 \text{ m} \\ e_{e,2,z} = 0,4e_{02,z} = 0,4 \times (0,031) = 0,012 \text{ m} \end{cases}$$

Seega: $e_{e,z} = 0,026 \text{ m}$

$$e_{e,y} = \max \begin{cases} e_{e,1,y} = 0,6e_{02,y} + 0,4e_{01,y} = 0,6 \times (0,01) + 0,4 \times 0,007 = 0,0088 \text{ m} \\ e_{e,2,y} = 0,4e_{02,y} = 0,4 \times (0,01) = 0,004 \text{ m} \end{cases}$$

Seega: $e_{e,y} = 0,004 \text{ m}$

Summaarne arvutuslik posti ekstsentrilisuus:

$$e_{tot,z} = \max \begin{cases} 0,002 \text{ m} \\ \frac{h}{30} = \frac{0,500}{30} = 0,017 \text{ m} \\ e_{i,z} + e_{02,z} + e_{2,z} = 0,0087 + 0,031 + 0,027 = \mathbf{0,067 \text{ m}} \\ e_{e,z} + e_{2,z} = 0,026 + 0,027 = 0,053 \text{ m} \end{cases}$$

$$e_{tot,y} = \max \begin{cases} 0,002 \text{ m} \\ \frac{h}{30} = \frac{0,500}{30} = 0,017 \text{ m} \\ e_{i,y} + e_{02,y} + e_{2,y} = 0,0087 + 0,01 + 0,027 = \mathbf{0,046 \text{ m}} \\ e_{e,y} + e_{2,y} = 0,004 + 0,027 = 0,03 \text{ m} \end{cases}$$

Posti summaarne ekstsentrilisuus tõmbearmatuuri telje suhtes:

$$e_z = d - \frac{h}{2} + e_{tot,z} = 0,421 - \frac{0,500}{2} + 0,067 = 0,24 \text{ m}$$

$$e_y = d - \frac{h}{2} + e_{tot,y} = 0,421 - \frac{0,500}{2} + 0,046 = 0,22 \text{ m}$$

Arvutuslik paindemoment.

$$M_{Ed,z} = eN_{Ed} = 0,24 \times 3285 = 788 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = eN_{Ed} = 0,22 \times 3285 = 723 \text{ kNm}$$

6.6 Posti kandevõime kontroll (z-z ja y-y telje suhtes)

6.6.1 Posti kandevõime kontroll

Kandevõime arvutamiseks armatuurvardad ristlõike keskel arvesse ei võta.

Leian kandevõime pikiarmatuuriga **4+4ø32 B500B**:

$$A_{s1} = 3217 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 3217 \text{ mm}^2$$

Esiagne survetsooni kõrgus:

$$x = \frac{N_{Ed}}{0,8\alpha f_{cd}b} = \frac{3285 \times 10^3}{0,8 \times 1,0 \times 30 \times 500} = 274 \text{ mm}$$

$$\xi_c d_1 = 0,617 \times 421 = 262 \text{ mm}$$

$x > \xi_c d_1$, seega on tegemist väikese eksstsentrilisusega.

Abiparameetrid:

$$\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{bd_1} = \frac{3217}{500 \times 421} = 0,015$$

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\alpha f_{cd} b d_1} = \frac{3285 \times 10^3}{30 \times 500 \times 421} = 0,52$$

$$\alpha_s = \frac{f_{yd}\rho}{\alpha f_{cd}} = \frac{435 \times 0,015}{30} = 0,218$$

$$\sigma_{sc,u} = 0,0035 \cdot E_s = 0,0035 \times 2 \times 10^5 = 700 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{sc,u} = \frac{\sigma_{sc,u}\rho_{s1}}{\alpha f_{cd}} = \frac{700 \times 0,015}{30} = 0,35$$

$$\lambda_1 = 0,625(\alpha_n - \alpha_s - \alpha_{sc,u}) = 0,625 \times (0,52 - 0,218 - 0,35) = -0,036$$

$$\lambda_2 = 1,25\alpha_{sc,u} = 1,25 \times 0,35 = 0,44$$

$$\xi = \lambda_1 + \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2} = 0,044 + \sqrt{0,044^2 - 0,036} = 0,63$$

Survetsooni kõrgus:

$$x = \xi d_1 = 0,63 \times 421 = 265 \text{ mm}$$

$$y = 0,8x = 0,8 \times 265 = 212 \text{ mm}$$

Arvutuslik kandevõime:

$$\begin{aligned} M_{Rd,z} = M_{Rd,y} &= \alpha f_{cd} b y (d_1 - 0,5y) + f_{ycd} A_{s2} (d_1 - d_2) \\ &= 1,0 \times 30 \times 500 \times 214 \times (421 - 0,5 \times 212) + 435 \times 3217 \times (421 - 79) \\ &= 1489 \times 10^6 \text{ Nm} = 1489 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{Ed,z} = 788 \text{ kNm} < M_{Rd,z} = 1489 \text{ kNm} - 53\%$$

$$M_{Ed,y} = 723 \text{ kNm} < M_{Rd,y} = 1489 \text{ kNm} - 49\%$$

Kandevõime on tagatud.

6.6.2 Posti kontroll vildakpainele

Posti saledused telje z-z ja y-y suhtes:

$$\lambda_z = \lambda_y = 24,1$$

Edasine kontroll pole vajalik, kui on rahuldatud mõlemad tingimused:

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2 \text{ ja } \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2,$$

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} = \frac{24,1}{24,1} = 1 < 2$$

$$\frac{\lambda_z}{\lambda_y} = \frac{24,1}{24,1} = 1 < 2$$

ja üks tingemusest:

$$\frac{M_{Ed,z}b}{M_{Ed,y}h} \leq 0,2$$

$$\frac{M_{Ed,z}b}{M_{Ed,y}h} = \frac{788 \times 500}{723 \times 500} = 1,09 > 0,2$$

või

$$\frac{M_{Ed,y}h}{M_{Ed,z}b} = \frac{723 \times 500}{788 \times 500} = 0,92 > 0,2$$

Kuna teised tingimus ei ole rahuldatud, siis vildakpaine kontroll on vajalik.

Ristlõike arvutuslik kandevõime tsentrilisel survel:

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd} = 500^2 \times 30 + 9651 \times 435 = 11696 \times 10^3 N = 11696 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{3285}{11696} = 0,281$$

Astendaja a väärtus leitakse tabeli 4.6 järgi

N_{Ed}/N_{Rd}	0.1	0.281	0.7	1.0
a	1.0	1.151	1.5	2.0

Tabel 6.1— Astendaja a väärtus.

$$\left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}}\right)^a + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^a = \left(\frac{788}{1489}\right)^{1,151} + \left(\frac{723}{1489}\right)^{1,151} = 0,92 < 1,0$$

Tingimus on rahuldatud.

Alumise posti osa arvutuskäik on sarnane.

6.7 Posti põikarmatuuri määramine

Põikarmatuuri läbimõõt peaks olema vähemalt 6 mm ja vähemalt $\frac{1}{4}$ pikiarmatuuri suurimast läbimõõdust.

II. korrus:

$$d_{min} = \frac{1}{4} \times 25 = 6,25 \text{ mm}; \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Põikarmatuuri samm piki posti ei tohiks olla suurem kui $s_{cl,tmax}$, mille soovitatav väärtus on vähim kolmest järgnevast suurusest:

$$s_{cl,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20\varnothing_{min} \\ a_{min} \text{ (posti ristlõike vähim mõõde)} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

II. korrus

$$s_{cl,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \times 25 = 500 \text{ mm} \\ a_{min} = 440 \text{ mm} \\ \mathbf{400 \text{ mm}} \end{array} \right.$$

Põik armatuuriks valin rangid $\varnothing 8$ s. **400 mm**

7. Võrdlus.

Võrdluse liik	Raudbetoontala	Pingebetoontala	Tulemuste suhe
Paindekandevõime, kNm	1594	1195	1.3
Läbipaine, mm	30	24	1.3
Prao laius, mm	0.14	0.11	1.2
Armatuuri kaal, kg	936.1	380.6	2.5

Tabel 7.1– Tulemuste koondatud tabel.

Tabelist 7.1 on näha, et mõlemal juhul läbipaine, prao avanemise laius ja paindekandevõime väärtused ligikaudu võrdsed, kuid kasutatud armatuuri kogus on erinev. Esimesel juhul on kogu armatuuri kaal on 936,1 kg, samas kui teise puhul 380,6 kg, mis on 2,5 korda suurem. See tõendab seda, et pingebetooni kasutamine võimaldab säästa terast, mis omakorda mõjutab otseselt ehituse maksumust ning vähendab keskkonamõju.

KOKKUVÕTE

Käesoleva magistritöö põhieesmärgiks oli dimensioneerida ja võrrelda kahte monteeritava raudbetootala tüüpi, eelpingestatud- ja pingestamata raudbetoonist ning arvutada posti kandevõimet.

Esimesel etapil olid kokku korjatud vahelaest talale tulenevad koormused. Kasutati kande- ja kasutuspiirseisundi koormuskombinatsioone. Järgmiseks etapiks leiti talade paine- ja põikjõukandevõimet kasutades kandepiirseisundi kombinatsiooni. Seejärel, kasutades normatiivse koormuskombinatsiooni teostati normaalprao tekkimise kontroll ja armatuuri pinge kontroll. Prao avanemislaiuse, läbipaine ning pingekaod pingearmatuuris teostati tõenäolises koormuskombinatsioonis.

Arvutustest selgus, et eel pingestamata armatuuriga betootala paindekandevõime on 1,3 korda suurem kui sama ristlõikega eeltõmmatud pingearmatuuriga betootala oma. Raudbetoonelemendi läbipaine arvutus koosneb kolmest osast: läbipaine praota ristlõike ning läbipaine pragunenud ristlõike arvutustest, mis liideti kokku lõpliku tala läbipaine saamiseks. Läbipainde ja praolaiuse tulemused on enamasti võrdsed ning lubatud piirides mõlema variandi puhul, kuid sisaldav armatuurterase hulk erineb 2,5 korda.

Enne koormuse rakendamist eelpingestatud betootalas tekkiv negatiivne läbipaine (eeltõus), mis on tingitud pingearmatuuri pingestusjõust, samas kui eel pingestamata betootala läbipainde suurus on võrdne nulliga. Järelikult sama koormuste korral on eelpingestatud tala läbipaine ning prao avanemislaius on väiksem. Seda on tõestatud arvutuste abil.

Järelduseks võib väita, et eelpingestatud betooni kasutamise puuduseks on see, et ehitusplatsil on seda ebamugavam toota. Eelpingestatud betoonikasutamise eeliseks on otstarbekus ning keskkonnasõbralikkus, kuna võimaldab vähendada pikisarruse ning põiksarruse hulka raudbetoonielementides.

SUMMARY

The main idea of this master's thesis is to compare two types of prefabricated reinforced concrete beams: prestressed and unstressed reinforced concrete. Another objective was to analyse the load-bearing capacity of the concrete prefabricated column.

In the first stage, the loads on the beam from the slab were gathered. The ultimate (ULS) and service limit states (SLS) load combinations were used. The next step was to find flexural and transverse load-bearing capacity of the beams, using a load ultimate limit state combination. Afterwards, a normal crack check and a reinforcement tension check were made with the use of a characteristic load combination. The crack opening width, deflection and stress losses in the stress reinforcement have been performed in a Quasi-permanent load combination.

The analysis shows that the flexural load-bearing capacity of a concrete beam with prestressed reinforcement is 1.3 times higher than the capacity of a precast reinforced concrete beam with the same cross-section. The calculation of the deflection of a reinforced concrete element consists of three parts: deflection without cracked cross-section and deflection with cracks, which were combined to reach the total deflection of the beam, which tends to be the third part. The results of deflection and crack width are mostly equal and remain within the permitted limits for both cases. However, the amount of containing reinforcing steel differs 2.5 times.

The prestressing force causes negative deflection (pre-rise) before load application in prestressed beam, while the deflection of the unstressed beam is equal to zero. Consequently, under the same loads, the prestressed beam has the deflection and the cracks width smaller. This fact is proved by the calculations above.

In conclusion, the disadvantage of using prestressed concrete is the inconvenience to produce it on site. The advantage of using prestressed concrete is rationality from the point of material savings. Moreover, it tends to be environmentally friendly, because it allows to reduce the amount of longitudinal and transverse rebars in reinforced concrete elements.

KASUTATUD KIRJANDUS

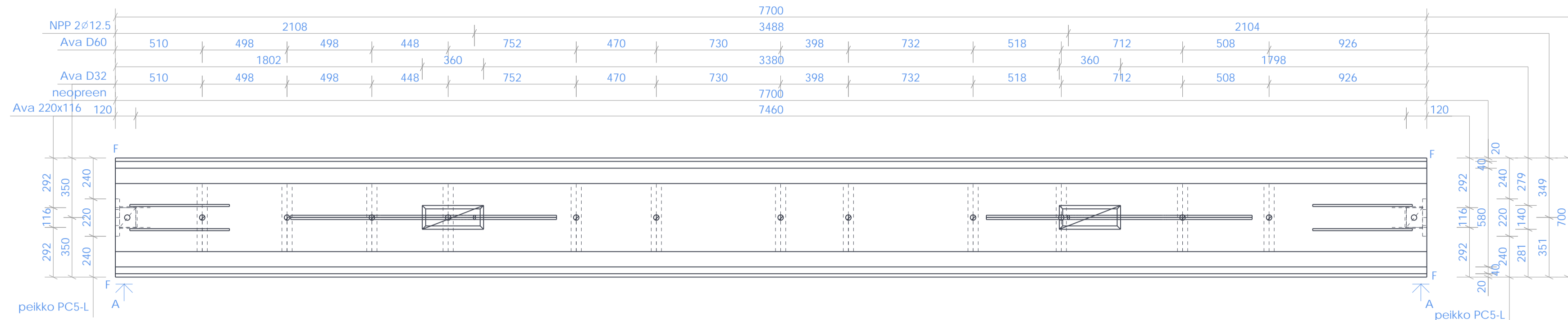
- [1] EVS-EN 1991-1-3:2006+A1:206+NA:2016. Eurokoodeks 1: Ehituskonstrutsioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus.2015.
- [2] Masso. T. (2014). *Ehituskonstruktorigi käsiraamat*. 4. trükk. Tallinn: Ehitame.
- [3] EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015. Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele.
- [4] Otsmaa. V. (2015). *Betoonkonstruktsioonide arvutamine: õpik kõrgkoolidele*. Teine, parandatud trükk. Tallinn: Tallinna Tehnikaülikool.
- [5] В.В.Габрусенко. *Основы расчета железобетона в вопросах и ответах*. Учебное пособие. Москва – 2002г.

GRAAFILINE OSA

1. Eeltingestamata raudbetoontala, A1
2. Eeltingestatud raudbetoontala, A1
3. Raudbetoonpost, A1
4. 4. korruse vahelae plaan, A1
5. Lõige teljel B, A2

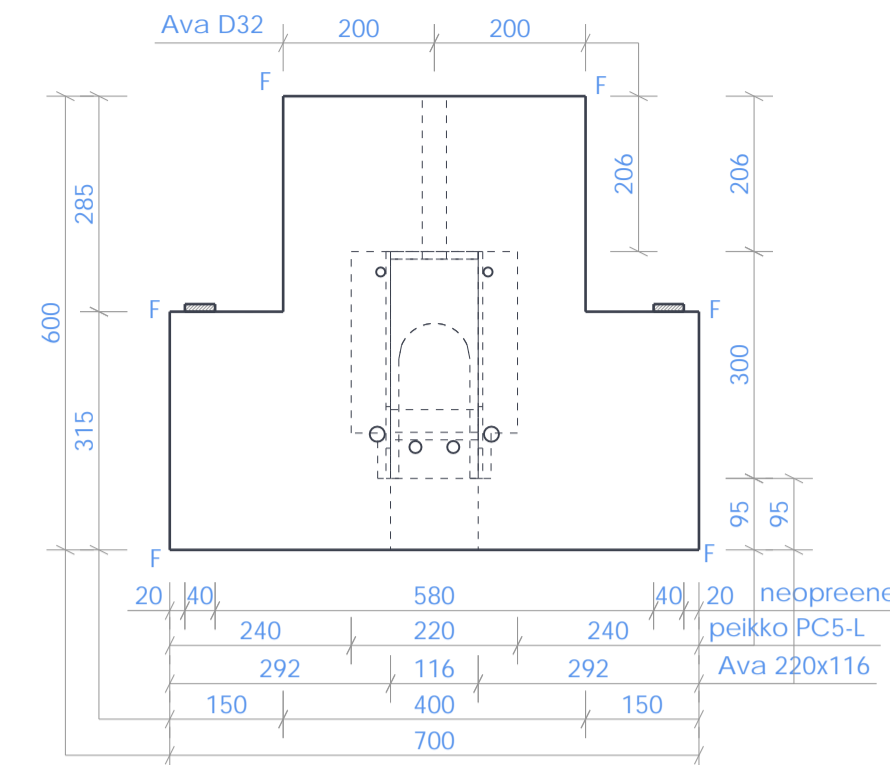
KUJUJONIS

1:20



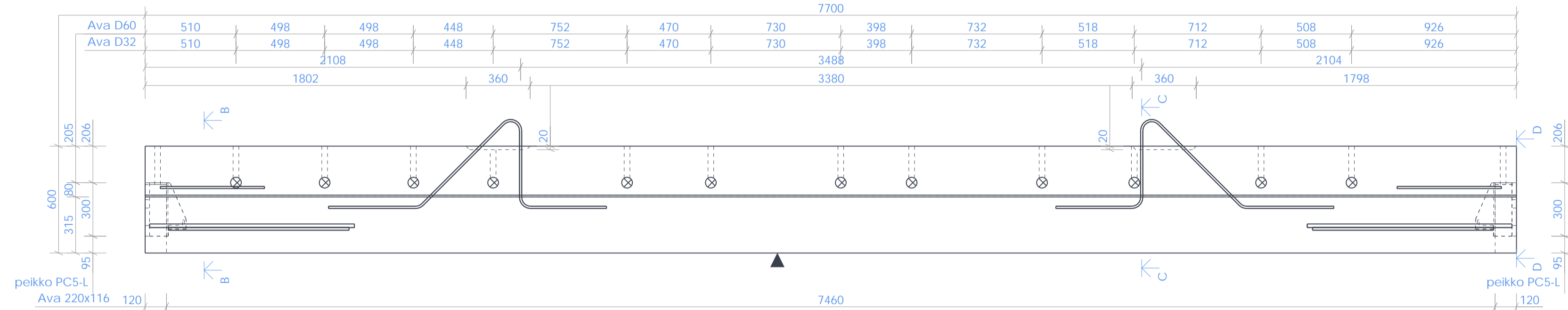
B - B

1:10



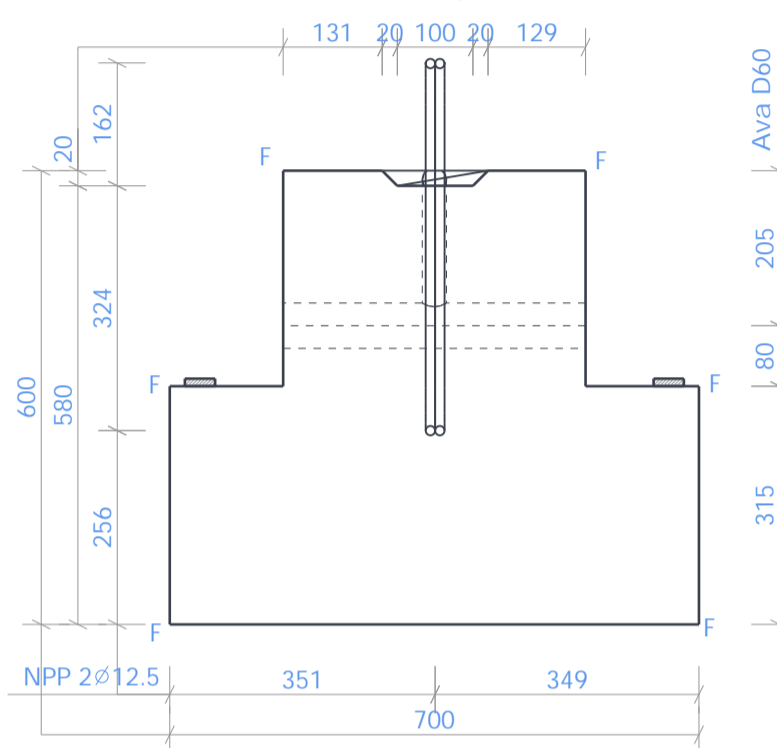
A - A

1:20



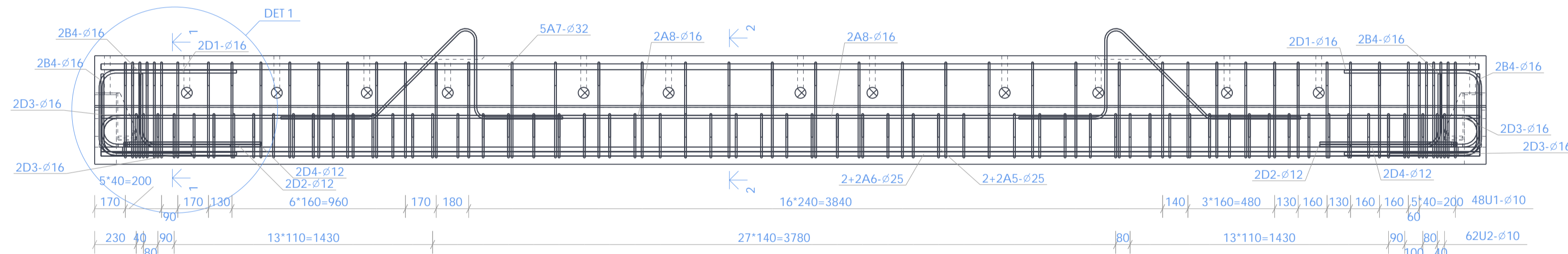
C - C

1:10



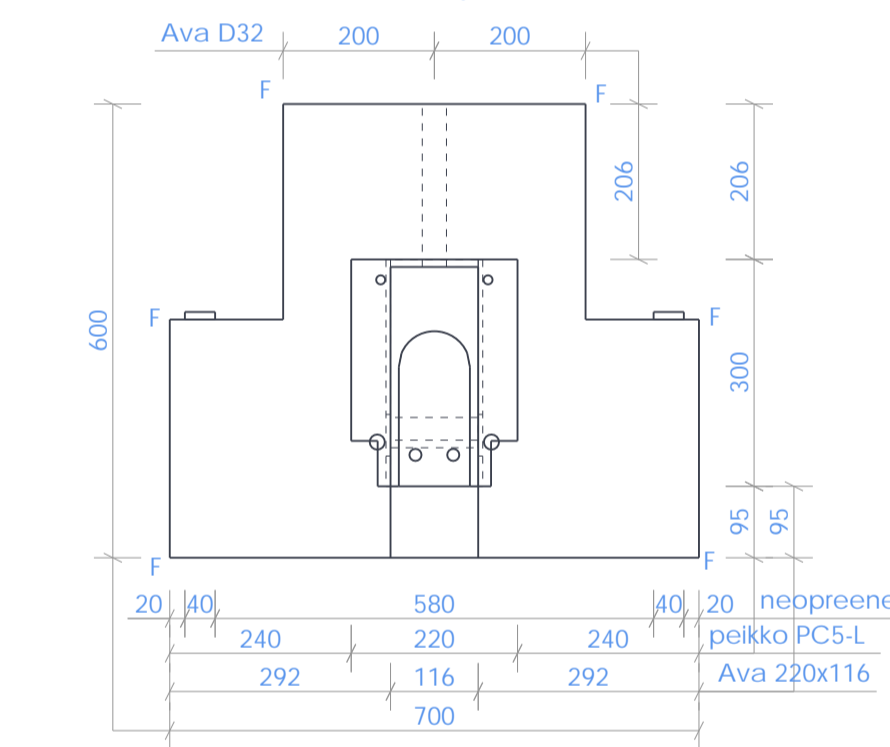
ARMEERIMISKEEM

1:20



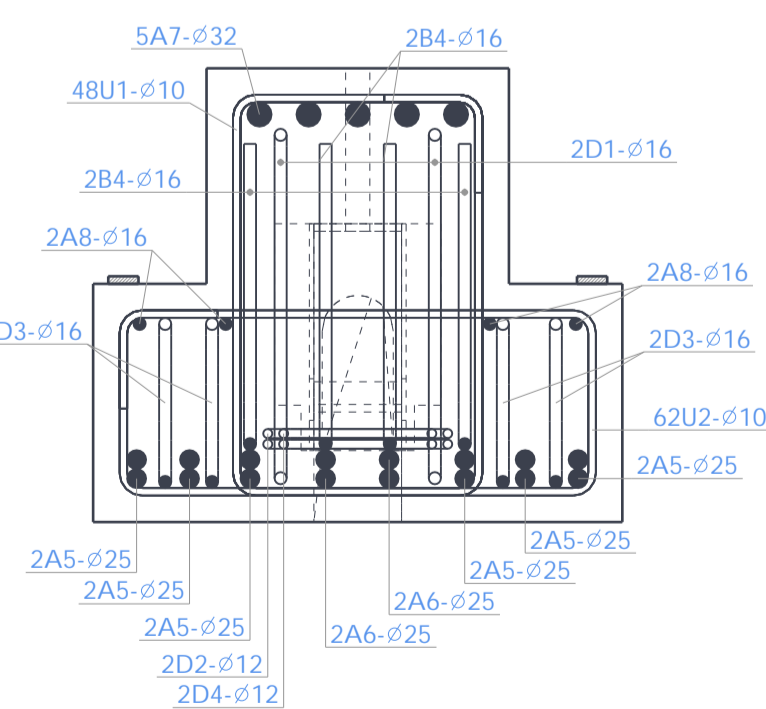
D - D

1:10



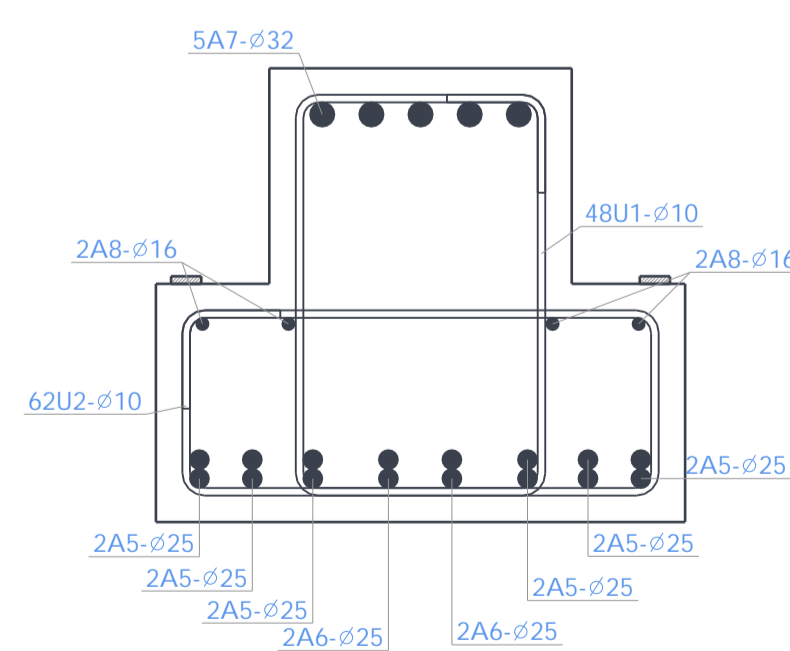
1 - 1

1:10



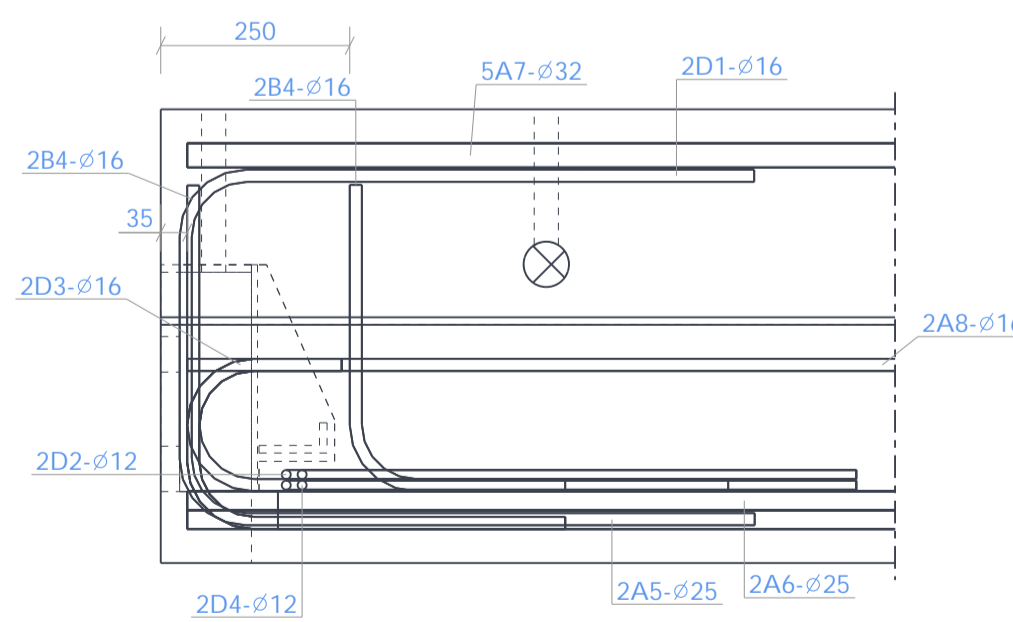
2 - 2

1:10



DETAIL 1

1:10



Toode omadused						Nõud toodud betoonkoha mõõtmised							
toode	BI-419	1	7.0	Pindala neto	7700	Pindala bruto	3488	Kõrgus	600mm	Pikkus	7700mm	Laius	700mm
Klass	TALA			Betooni klass	C45/55	Betooni maht	2.6m³	Läbivõetav rõhk	16MPa	Konstruktsiooni klass	XC1	Betooni kattekiht	35mm
Tulekindluse klass	Eiuuga	Alumine tasapind	Vormipind (AA)	Pealmine tasapind	Tõrshõõre (AA)	Tõrshõõre (AA)	EN 14990 (A)	Hooldetav (klass)	BY40 (AA)	Faas (l)			
	R60	50 aastat											

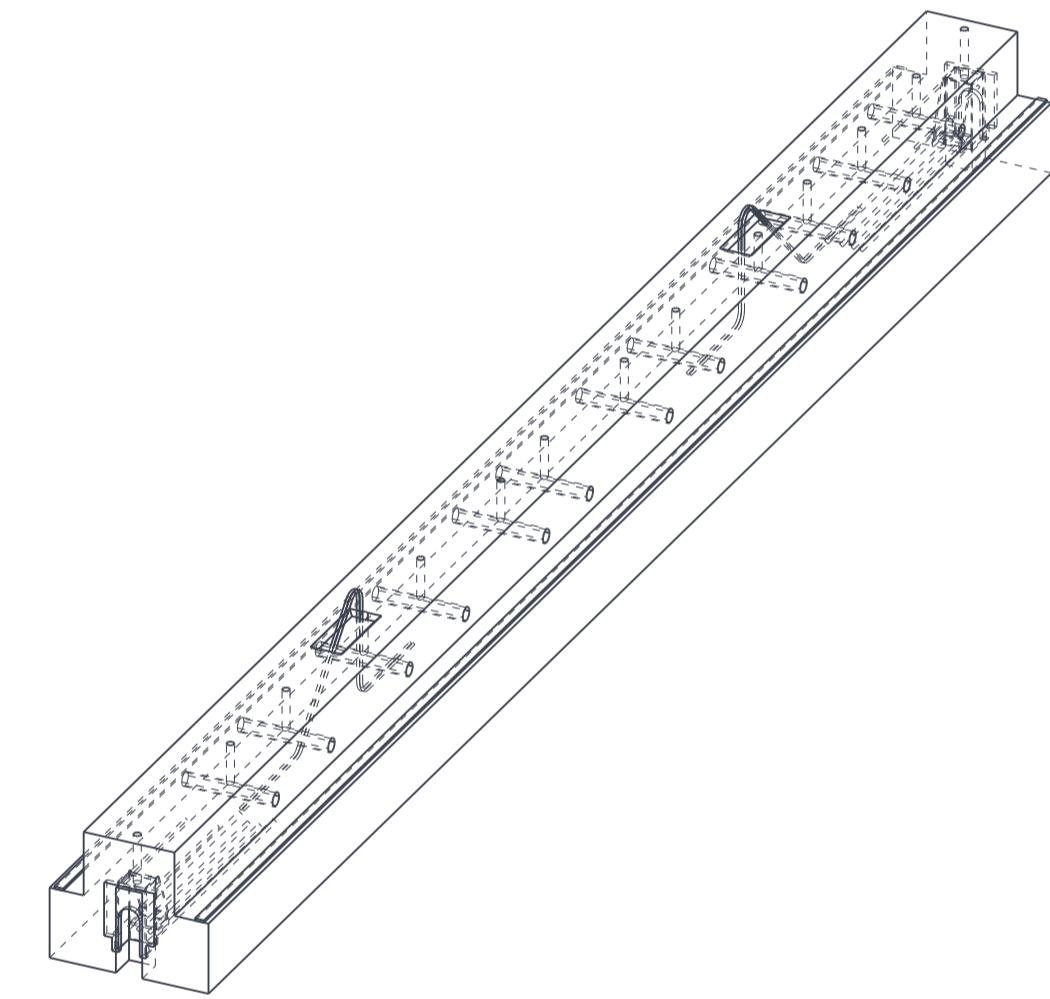
Materjalid					
Kõrgus	Suurus	Klass	m	m²	kg
Armatuuri varras	ø 10	B500B	220.8		140.0
Armatuuri varras	ø 12	B500B	21.2		18.8
Armatuuri varras	ø 16	B500B	44.1		70.0
Armatuuri varras	ø 25	B500B	121.1		466.8
Armatuuri varras	ø 32	B500B	38.1		240.5
					Armatuuri kulu: 936.1

Taridetailid					
Kõrgus	Suurus	Klass	l	Eelstatud tootja	Märkus
Neopreen	-10 40x7700	Sh60	2		
Taridetail	PC5-L		2	peikko	
Tõsteaas	NPP 2	1550/1760	2		

Armatuuri painutustabel														
Postaas	Klass	l	Ø	Pikkus	a	b	c	d	e	x	y	u	v	f
A5	B500B	12	25	7630	7630									
A6	B500B	4	25	7390	7390									
A7	B500B	5	32	7630	7630									
A8	B500B	4	16	7630	7630									
B4	B500B	8	16	850	500	405								72
D1	B500B	4	12	1940	760	470	760							72
D2	B500B	4	12	1720	760	250	760							24
D3	B500B	8	16	830	500	225	205							72
D4	B500B	4	12	1630	740	210	740							24
U1	B500B	48	10	1875	130	330	530							20
U2	B500B	62	10	1905	130	245	630							20

Kuju A	Kuju B	Kuju D	Kuju U
a	b	a	a
	a	c	b

3D
1:30

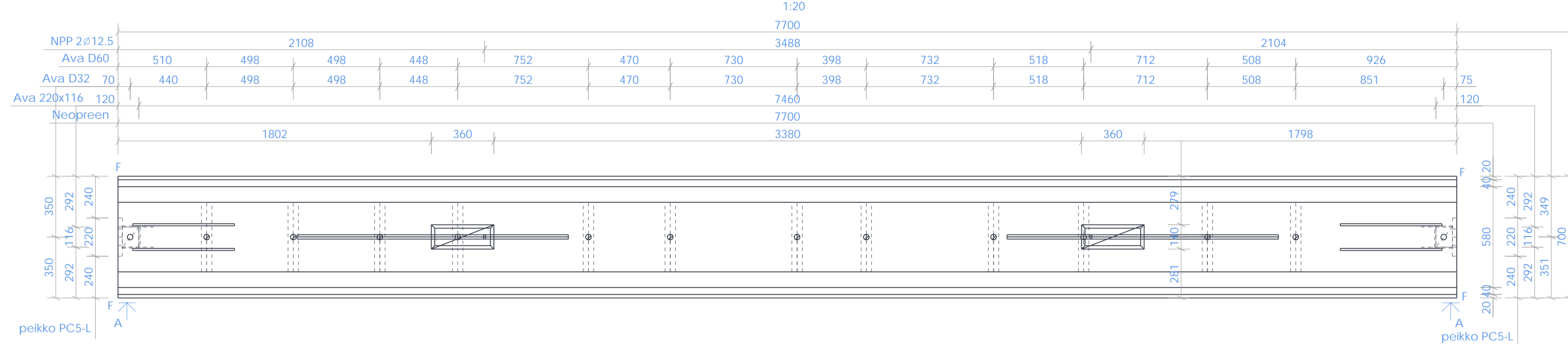


MÄRKUSED

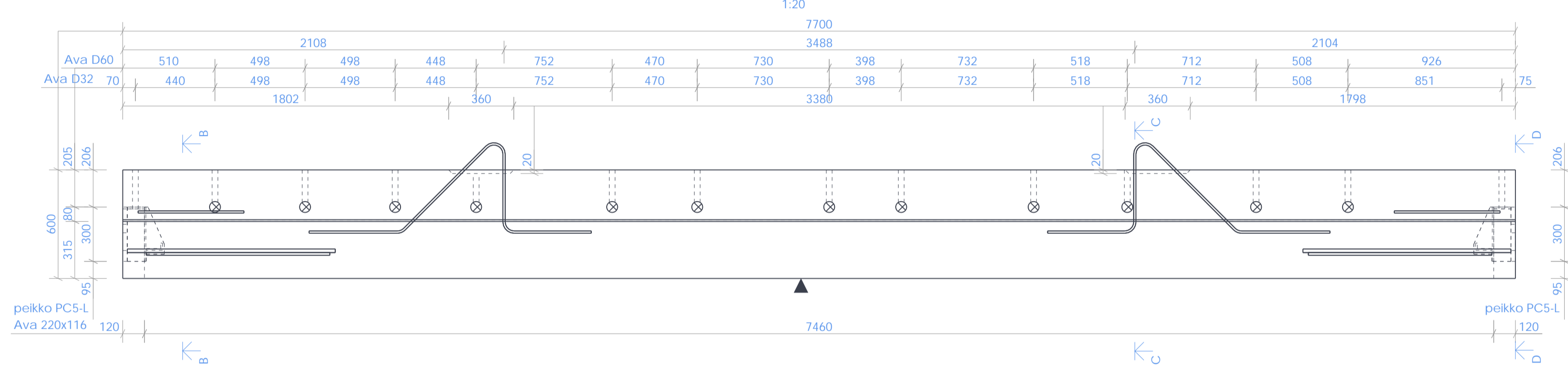
- Betoonkalksekahi paksus 35 mm;
- Materjalid: betoon - C45/55 XC1, vt spetsifikatsioon; sarusteras B500B fyk=500 Mpa;
- Kõik avad ja süvendid täitmiseks kasutada jootebetooni C35/45;
- Konstruktsiooniklass S3;
- Tarindite tulelõpistusklass - R60;

INSENERITEADUSKOND		MAGISTRITÖÖ		Leht/Lehti: 1/5
Koostaja: Mihhail Marakasov	Allkiri, kuup aev: 	Lõputöö teema: Monteeritavast raudbetoonist ja pingebetoonist büroohoone kandekonstruktsioonide analüüs.		
Juhendaja: Johannes Pello	Allkiri, kuup aev: 	Joonise nimetus: Eelpingestamata raudbetooniala		
EHITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT				

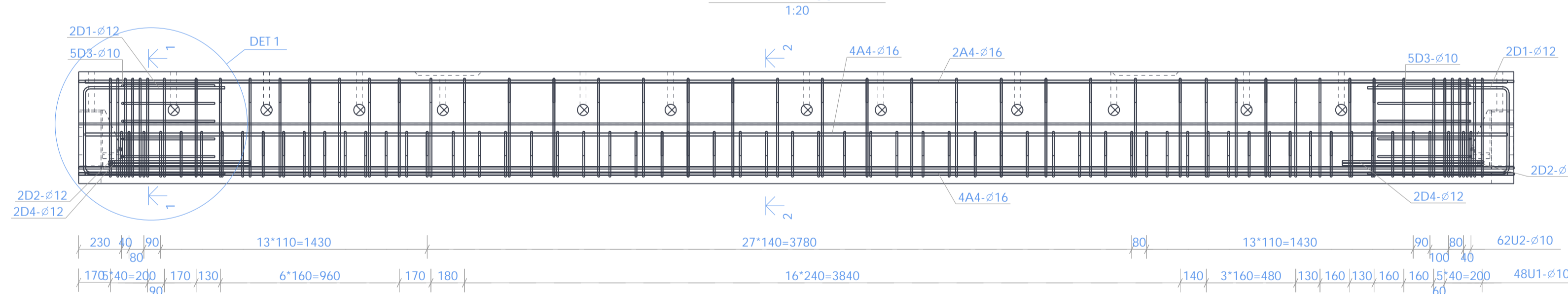
KUJUJONIS



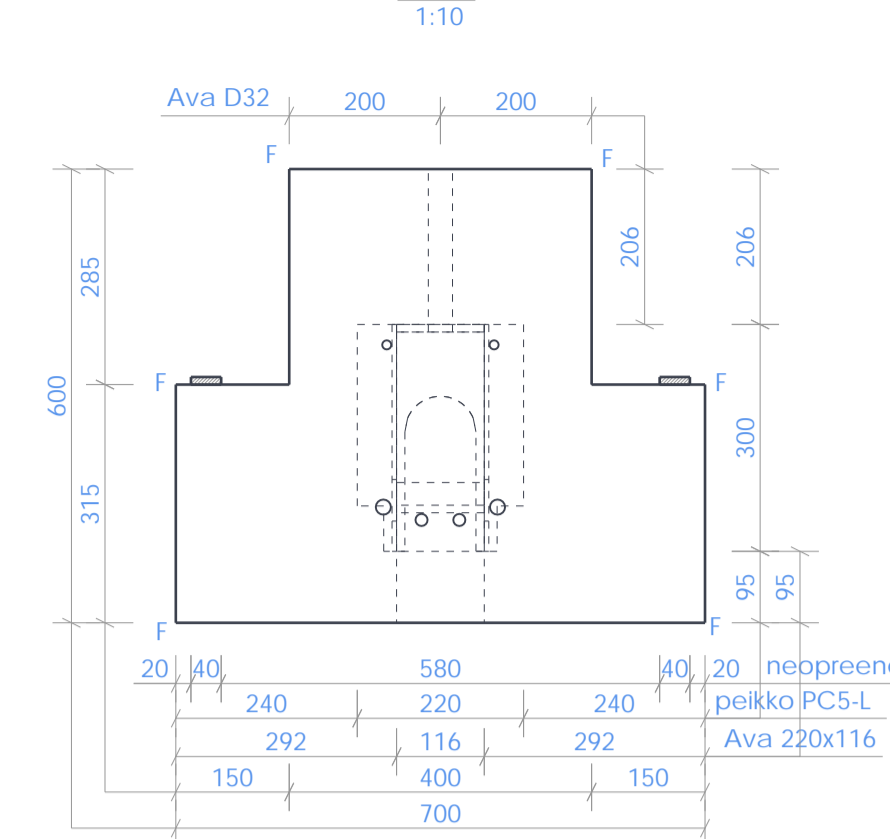
A - A



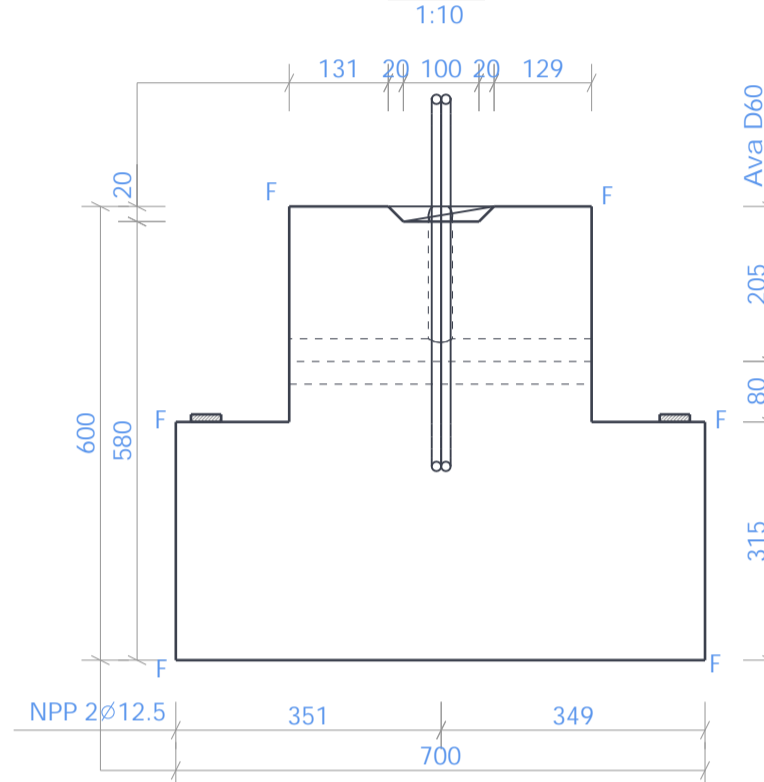
ARMEERIMISKEEM



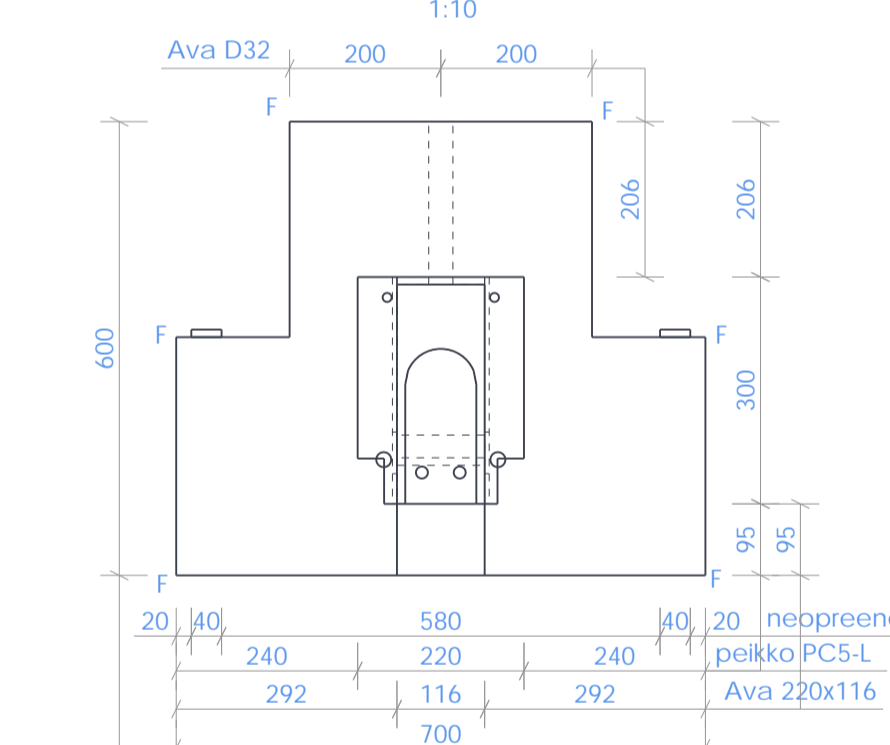
B - B



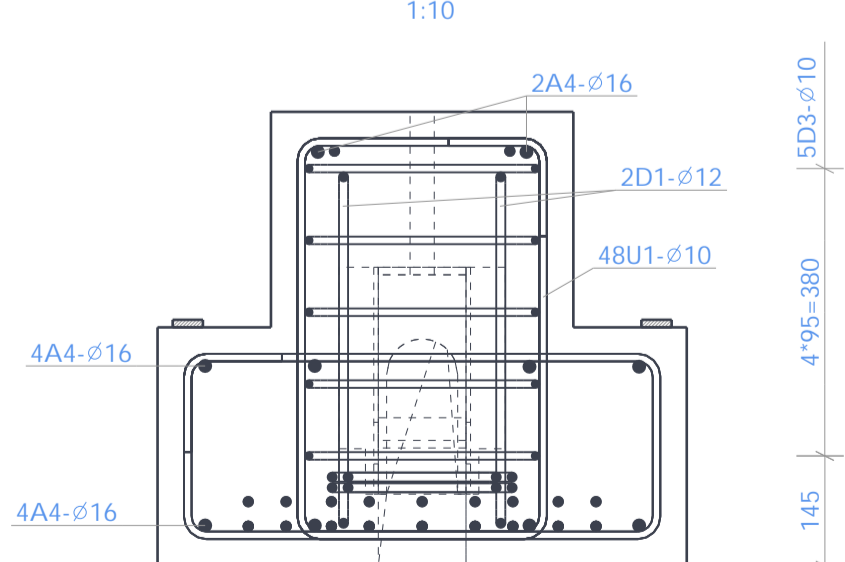
C - C



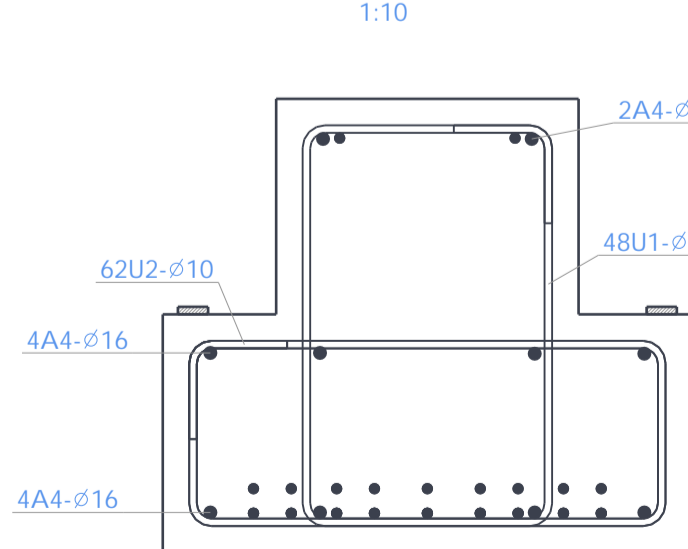
D - D



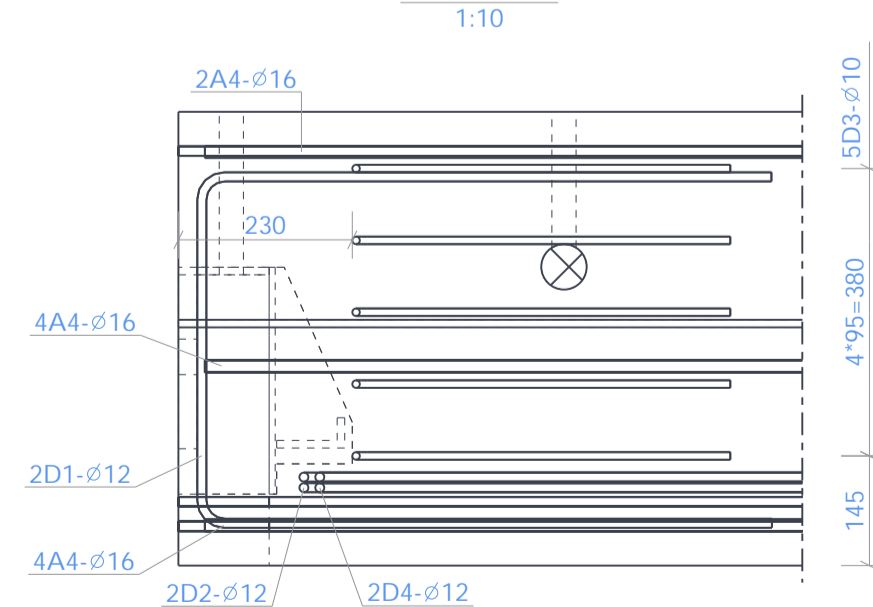
1 - 1



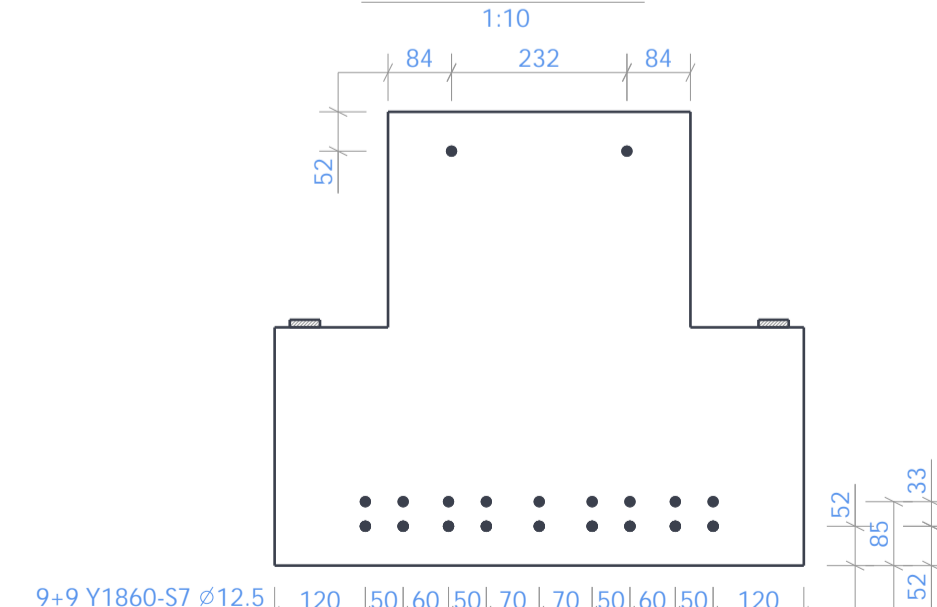
2 - 2



DETAIL 1



Trosside asetetus



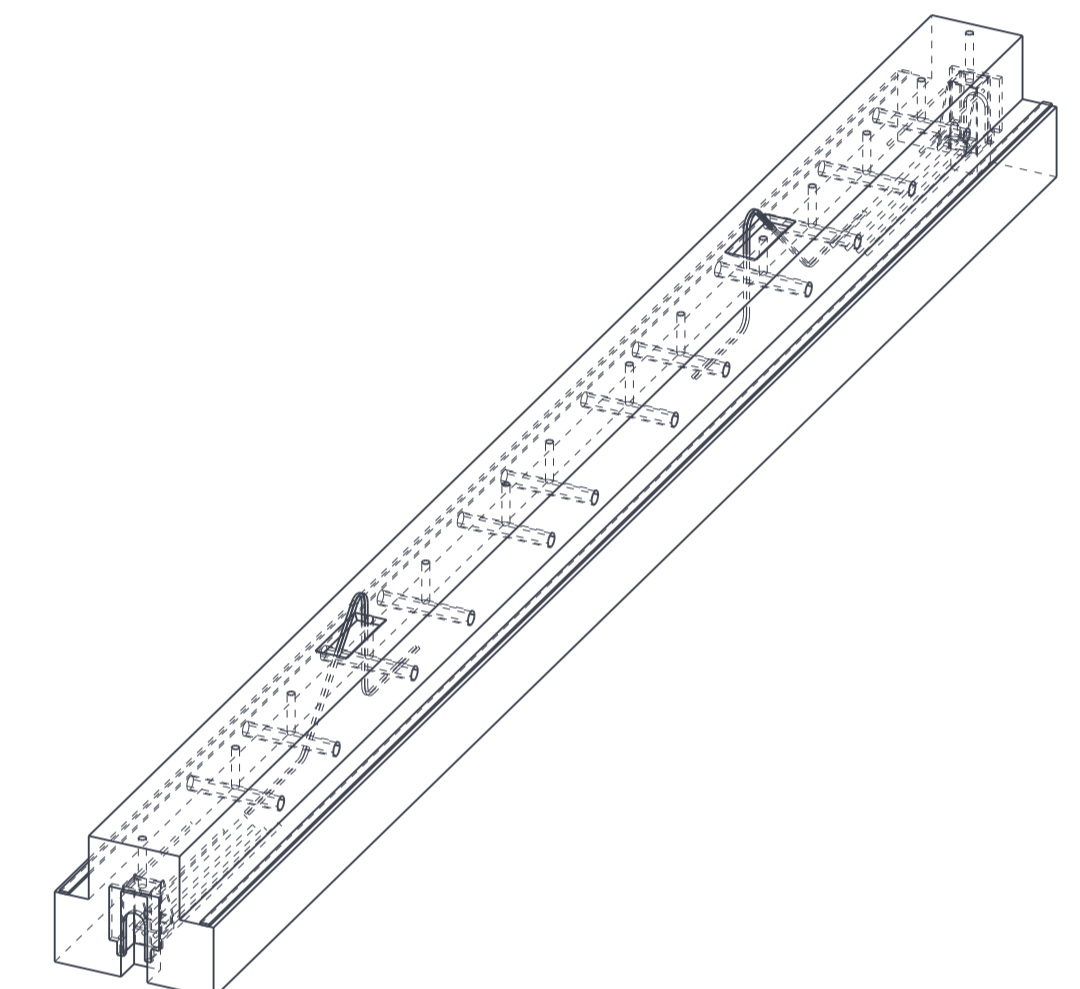
Toode omadused									
toode	tk	Kaal	Pindala neto	Pindala bruto	Kõrgus	Nõud betoonika miidmetrid	Pikkus	Laius	Laius
BI-419	1	7.0			600mm	7700mm	700mm		
Küte	TALA		Betooni klass C45/55	Betooni maht 2.6m³	Lahustatavus 16MPa	Kaasuvõrgu klass XC1	Betooni kaal	Betooni tihedus	Betooni tihedus
Tulekindluse klass	R60	Eluiga 50 aastat	Alumine tasapind Vormipind (AA)	Peamine tasapind	Tolerants (klass) EN 14990 (A)	Nõud pinnale (klass) BY40 (AA)	Faas (Ø)		10x10

Materjalid						
Kõrgus	Suurus	Klass	m	m²	m³	kg
Armatuuri varras	ø 10	B500B	220.8			140.0
Armatuuri varras	ø 12	B500B	21.2			18.8
Armatuuri varras	ø 16	B500B	76.3			121.0
Pingetross	ø 12.5	Y1860S7	138.6			100.8
Armatuuri kulu: 380.6						

Taridetailid						
Kõrgus	Suurus	Klass	tk	Eelstatud tootja	Märkus	
Neopreen	-10 40x7700	Sh60	2			
Taridetail	PC5-L		2	peikko		
Tõsteaas	NPP 2	1550/1760	2			

Armatuuri painutus tabel												
Postiioon	Klass	tk	Ø	Pikkus a	b	c	d	e	X	Y	u	v
A4	B500B	10	16	7630	7630							
D1	B500B	4	12	1940	760	470	760					24
D2	B500B	4	12	1720	760	250	760					24
D3	B500B	10	10	1260	500	310	500					20
D4	B500B	4	12	1630	740	210	740					24
U1	B500B	48	10	1875	130	330	530					20
U2	B500B	62	10	1905	130	245	630					20

3D

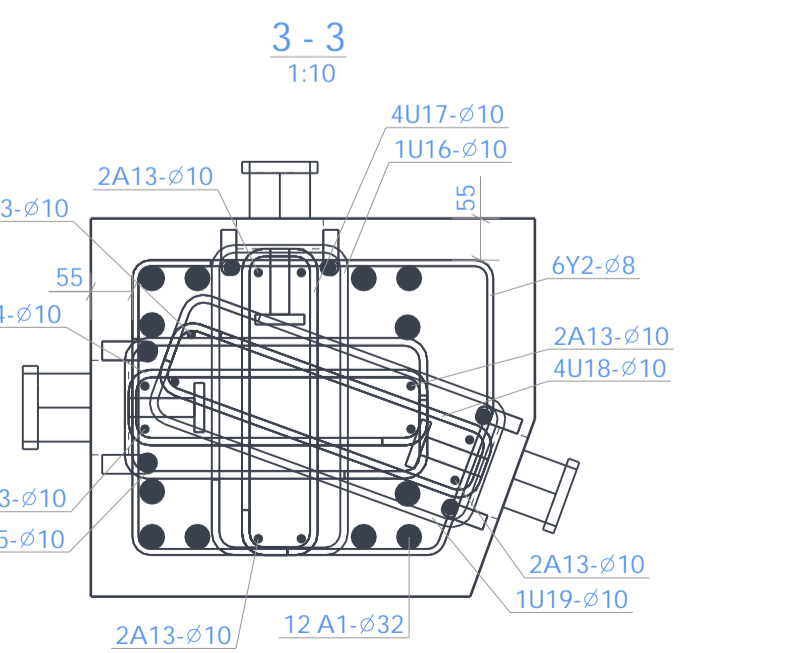
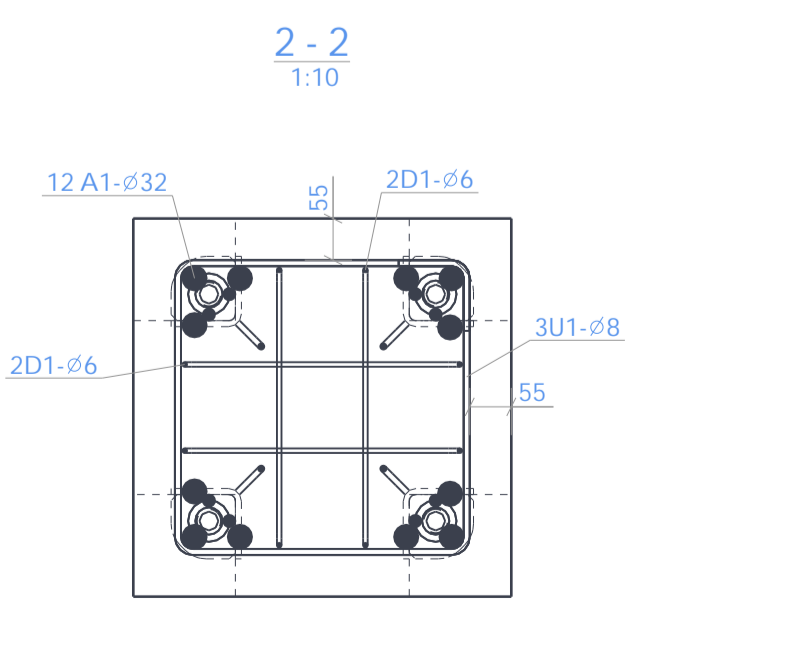
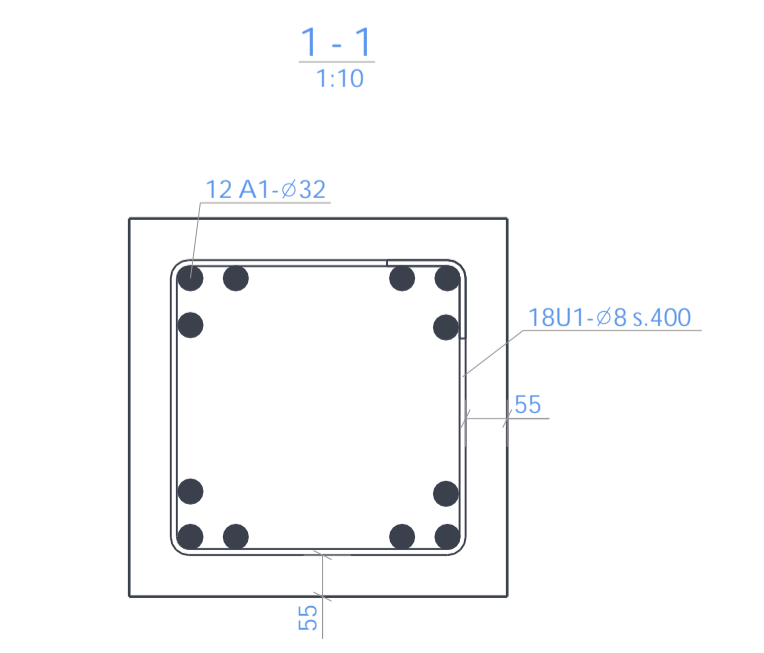
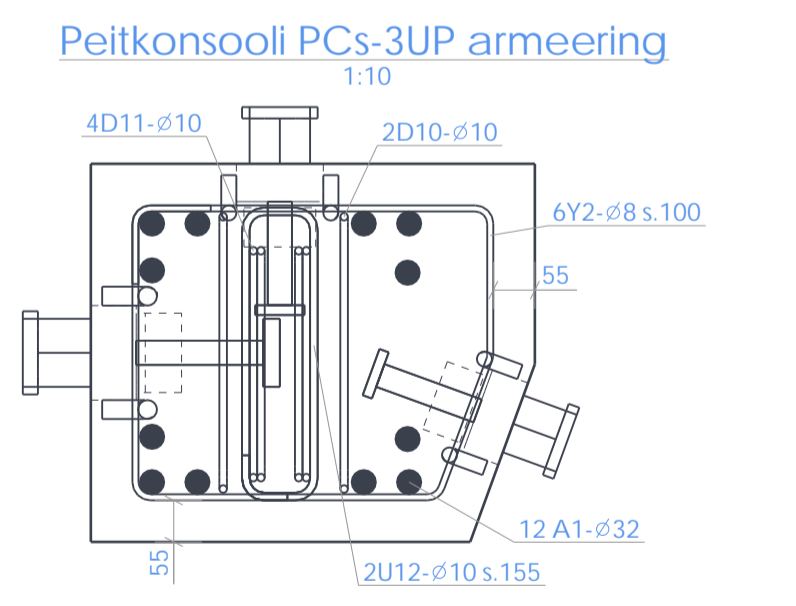
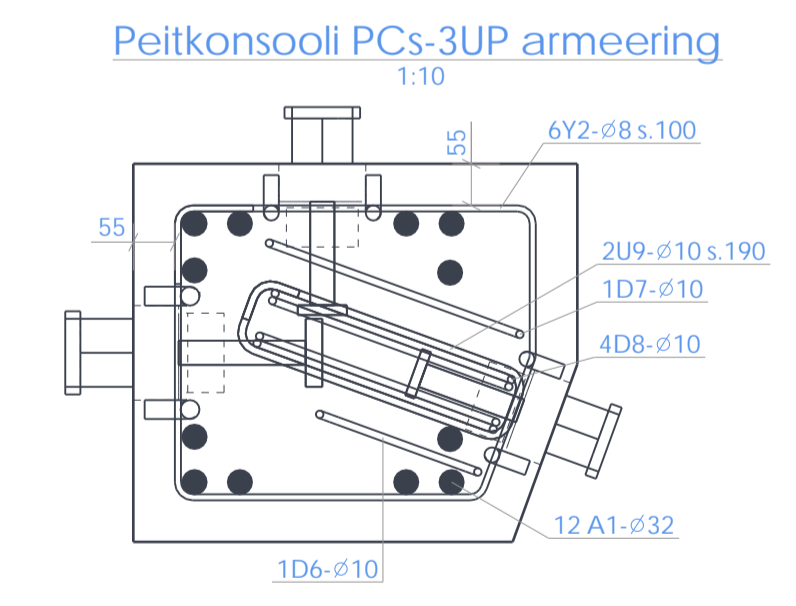
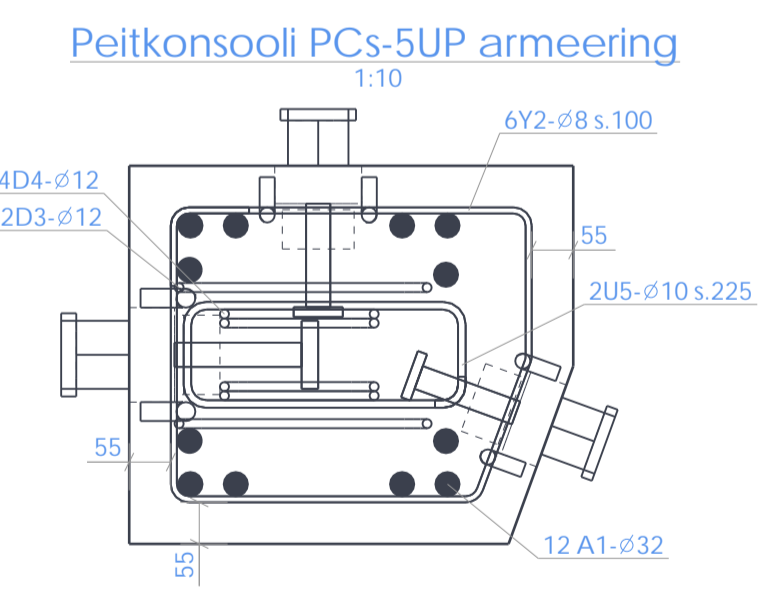
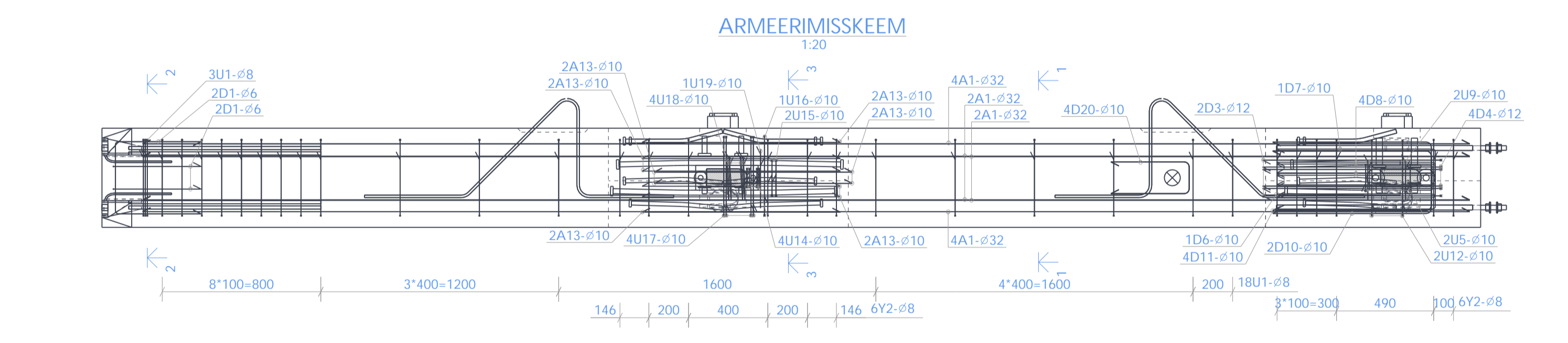
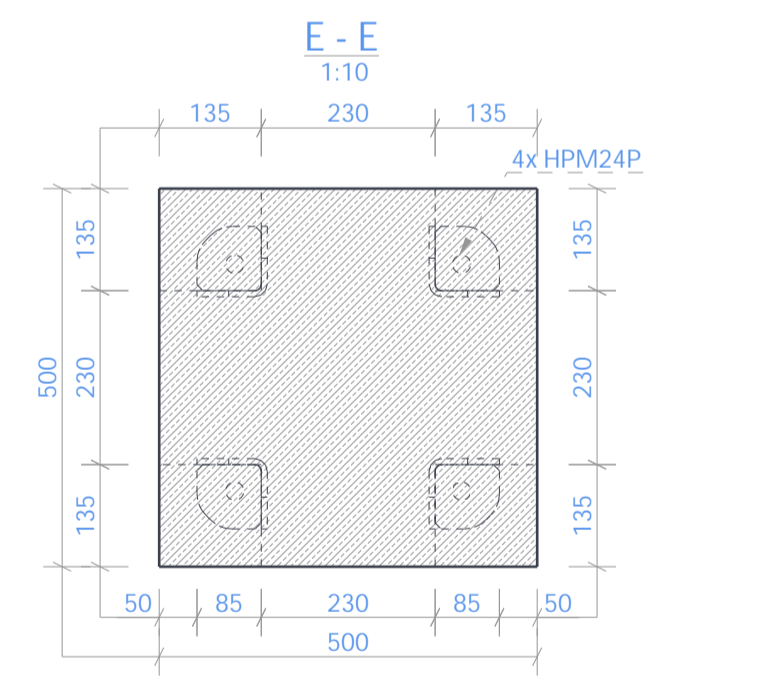
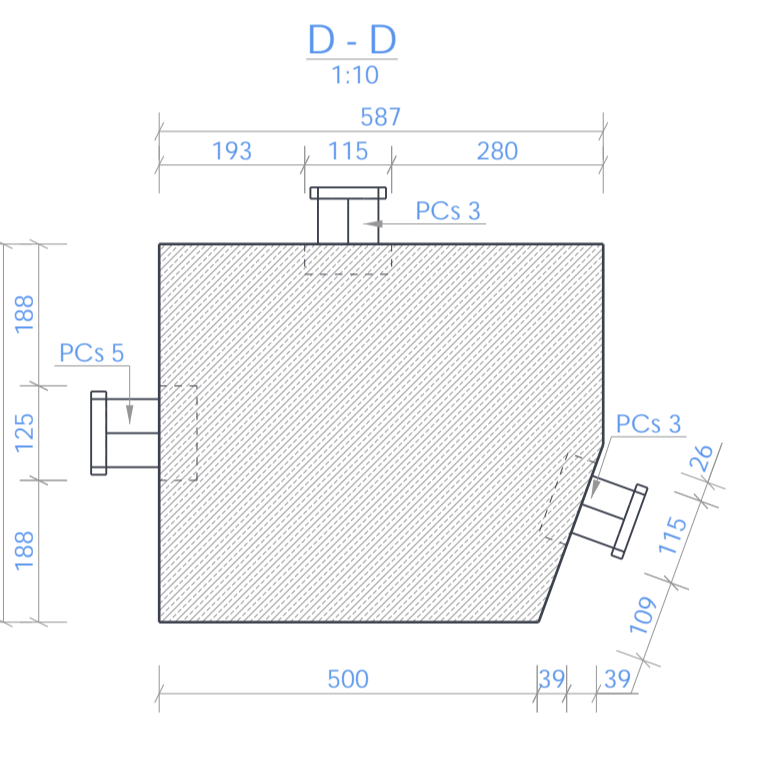
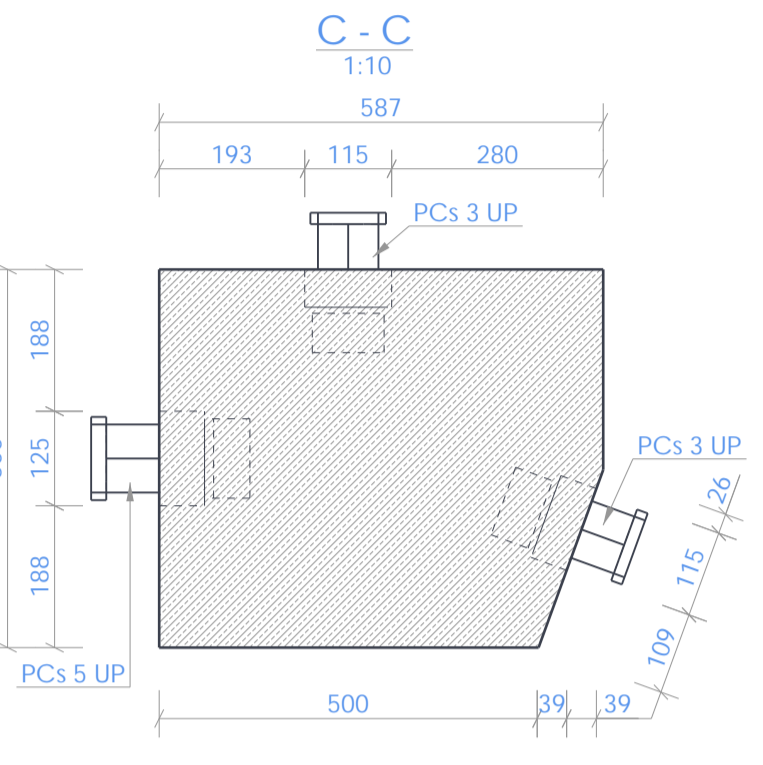
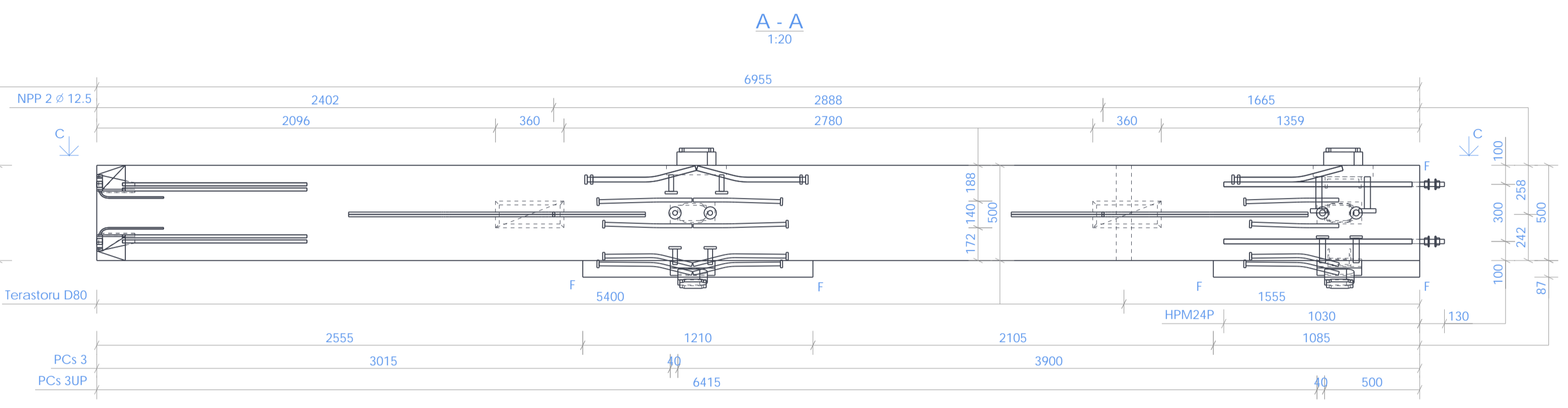
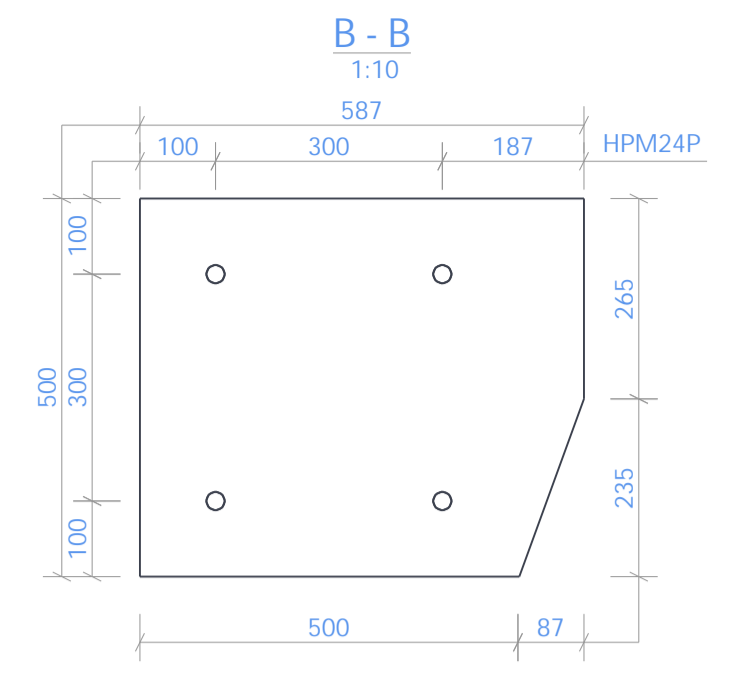
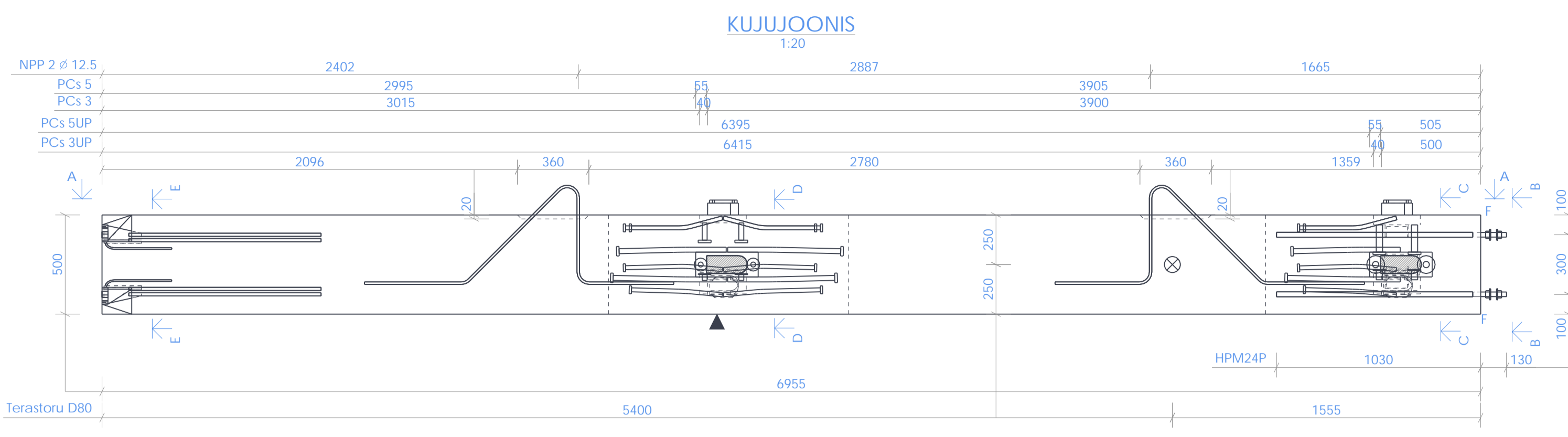


MARKUSED

- Pingestustaras: Eelpingestatud nakkega seitsmetraadiline tross Y1860-S7, d=12.5 mm Ap=93 mm², fyk=1860 MPa, fp0,1k=1635 MPa, Releikatsioon 2.5%/1000h, Algeelpingestusjõud 1300 MN/m²
- Peale lahtri rakendamist pinge-trosside otsad maha lõigata;
- Betoonikaitsekihi paksus 35 mm;
- Pingesaruse alumine kaitsekiht talas 35-10=45mm, pingesaruse ülemine kaitsekiht talas 45mm.
- Materjalid: betoon - C45/55 XC1, vt spetsifikatsioon, sarustaras B500B fyk=500MPa.
- Kõik avad ja süvendid täitmiseks kasutada jootebetooni C35/45;
- Konstruktiooniklass S3.
- Tarindite tulepüstitusklass - R60.

INSENERITEADUSKOND		MAGISTRITÖÖ	
Koostaja: Mihhail Marakasov	Allkiri, kuupäev:	Lõputöö teema: Monteeritavast raudbetoonist ja pingebetoonist büroohoone kandekonstruksioonide analüüs.	
Juhendaja: Johannes Pello	Allkiri, kuupäev:	Joonise nimetus: Eelpingestatud raudbetoonitala	
EHITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT			

Leht/Lehti:
2/5

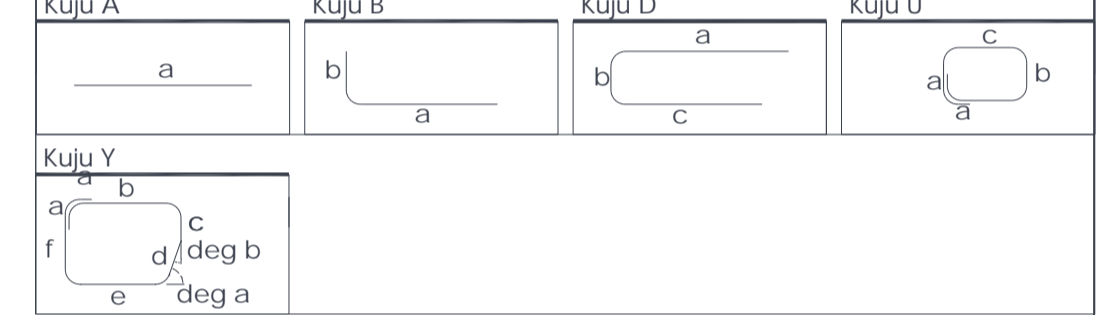


Toode omadused		NBI toodud betoonkoha mõõtmised					
Loode	Arv	Kaal	Pindala neto	Pindala bruto	Kõrgus	Pikkus	Laius
BP-024	1	6.6			500mm	6955mm	500mm
Klass	POST	Betooni klass C45/55	Betooni maht 2.39m³	Laenuvõime 16MPa	Kaaluühik XC3	Betooni kaal 55mm	
Tulekindluse klass	R60	Alumine tasapind Vormipind (AA)	Peamine tasapind Terashõõre (AA)	Tolerants (klass) EN 14990 (A)	Nõuded painde (klass) BY40 (AA)	Faasi (F)	10x10

Materjalid		Materjali kulu toode kohta					
Kõrgus	Suurus	Klass	m	m²	m³	kg	
Armatuuri varras	∅ 6	B500B	4.9			1.2	
Armatuuri varras	∅ 8	B500B	57.1			23.1	
Armatuuri varras	∅ 10	B500B	62.3			38.3	
Armatuuri varras	∅ 12	B500B	12.1			11.0	
Armatuuri varras	∅ 32	B500B	80.3			506.4	
Armatuuri kulu:						580.0	

Taridetailid		Klass		Arv	Liik	Märkus
Taridetail	PCs-5UP			1	peikko	
Taridetail	PCs-3UP			2	peikko	
Taridetail	PCs-5			1	peikko	
Taridetail	PCs-3			2	peikko	
Taridetail	HPM24P			4	peikko	
Taridetail	HPM24			4	peikko	
Terastoru	CFCHS80*3.2 S355J2H			1		
Tõsteaas	NPP 2		1550/1760	2		

Armatuuri painutustabel		Vastast ühtmoodud												
Positsioon	Klass	Arv	∅	Pikkus	a	b	c	d	e	f	Y	deg a	deg b	r
A1	B500B	12	32	6695		6695								
A13	B500B	12	10	1000	1000									
D1	B500B	4	6	1230	445	370	445							12
D3	B500B	2	12	2100	905	340	905							24
D4	B500B	4	12	1970	905	210	905							24
D6	B500B	2	10	1930	805	370	805							20
D7	B500B	1	10	1930	805	360	805							20
D8	B500B	4	10	1910	805	340	805							20
D10	B500B	2	10	1930	805	370	805							20
D11	B500B	4	10	1870	805	310	805							20
D20	B500B	4	10	920	400	170	400							20
U1	B500B	21	8	1680	100	390	390							16
U5	B500B	2	10	1000	100	140	370							20
U9	B500B	2	10	980	70	100	380							20
U12	B500B	2	10	990	70	100	390							20
U14	B500B	4	10	1000	70	100	400							20
U16	B500B	1	10	1270	100	180	410							20
U17	B500B	4	10	1020	70	100	405							20
U18	B500B	4	10	1110	70	100	450							20
U19	B500B	1	10	1360	100	180	450							20
Y2	B500B	12	8	1800	100	477	201	201	406	1390			70	20



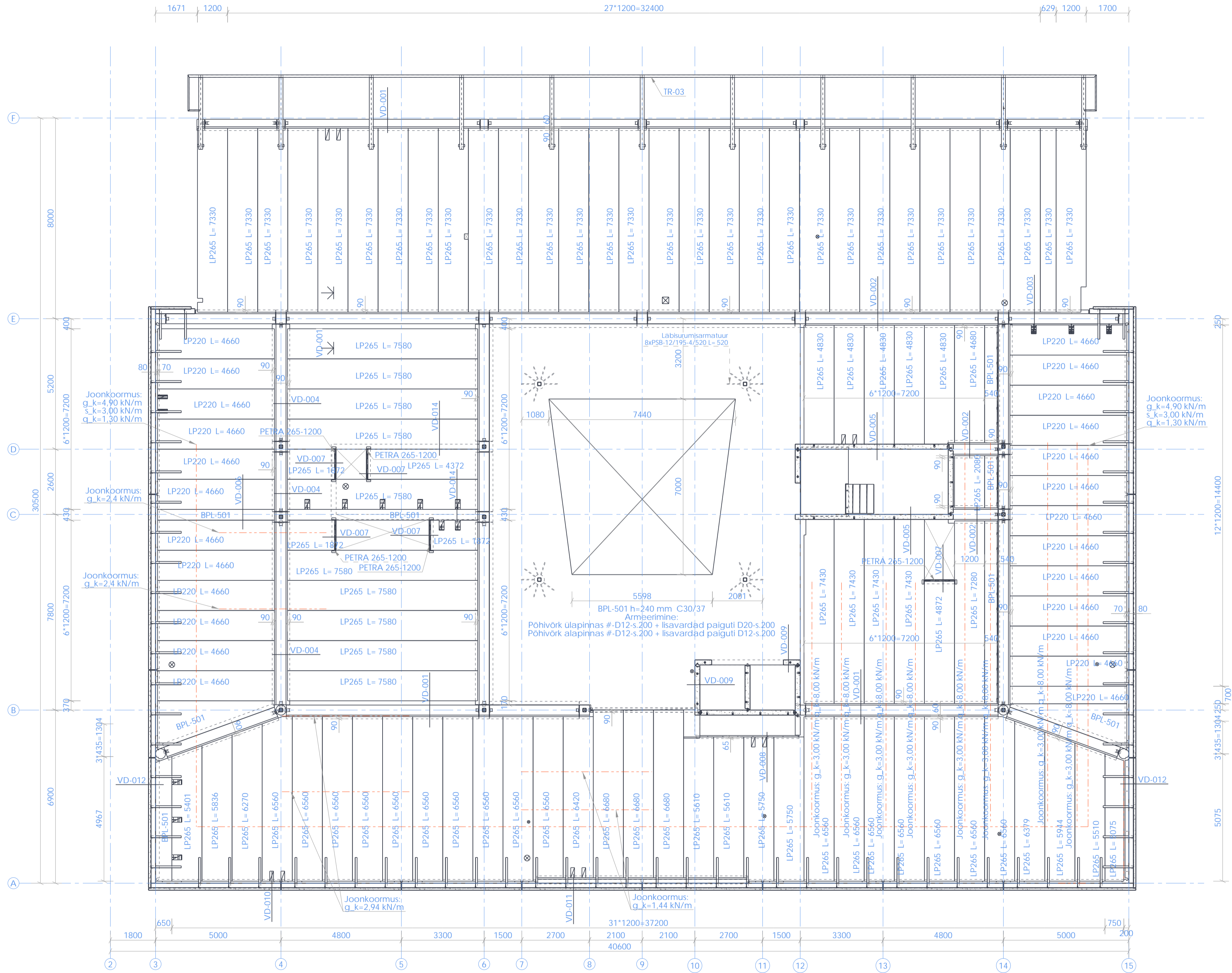
- MARKUSED**
- Betoonkalkitsekihi paksus 55 mm;
 - Materjalid:
 - betoon – C45/55 XC3+XD3+XF3, vt spetsifikatsioon.
 - sarrusteras B500B fyk=500Mpa.
 - Kõik avad ja süvendid täitmiseks kasutada jootebetooni C35/45;
 - Konstruktiooniklass S4;
 - Tarindite tulepuvusklass - R60.

TAL TECH INSENERITEADUSKOND		MAGISTRITÖÖ		Leht/Lehti: 3/5
Koostaja: Mihhail Marakasov	Allkiri, kuupäev:	Lõputöö teema: Monteeritavast raudbetoonist ja pingebetoonist büroohoone kandekonstruksioonide analüüs.		
Juhendaja: Johannes Pello	Allkiri, kuupäev:			
EHITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT		Joonise nimetus: Raudbetoon post		

Plaan +13.80

1:100

27*1200=32400

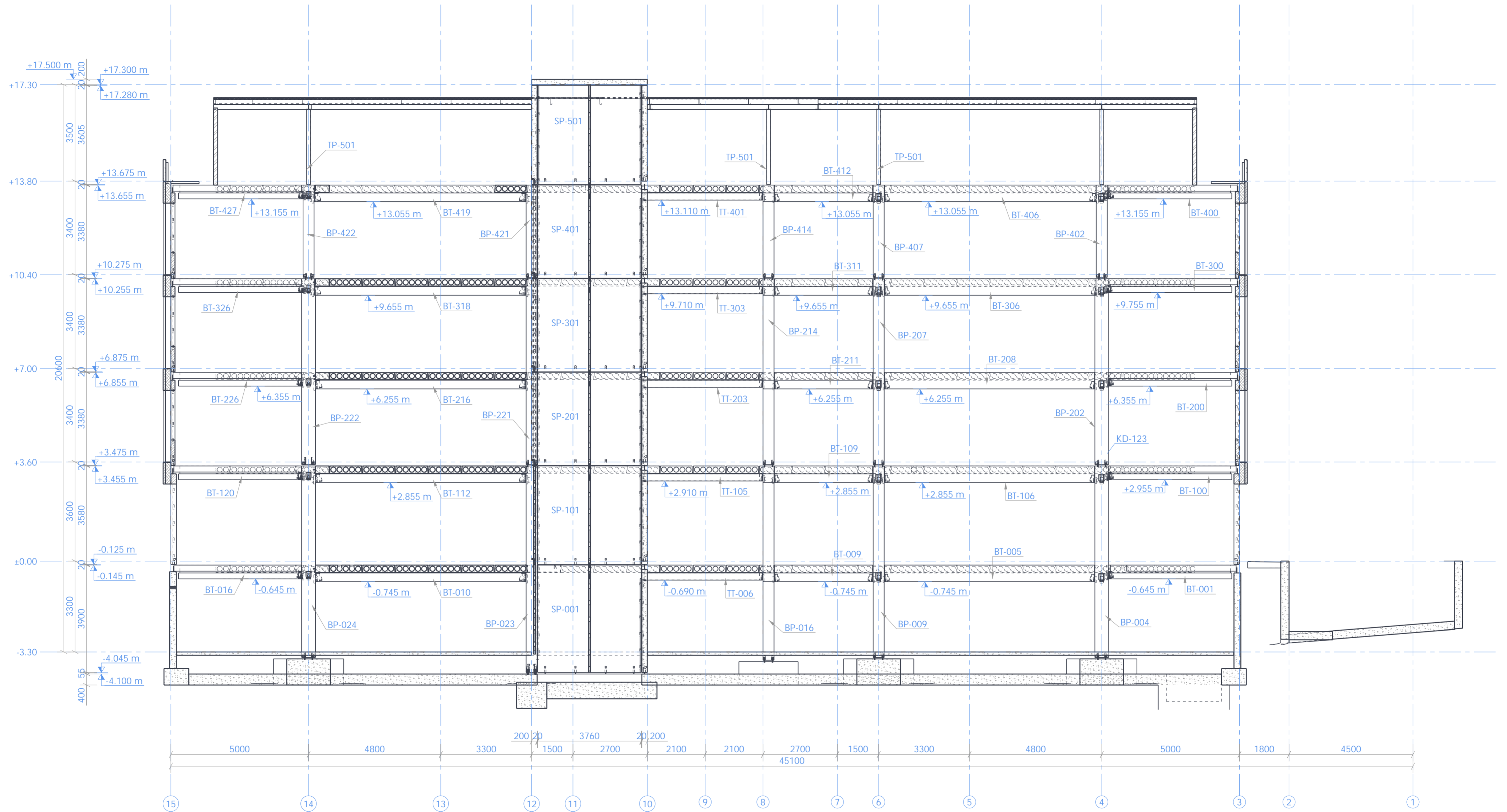


- TÄHISED
- BP - betoonpost
 - BT - betoonjala
 - LP - laepaneel
 - TP - teraspost
 - TT/WQ - terastala
 - TR - terasraam
 - KPS - kergplokksein
 - ukm - ülemine kõrgusmärk
 - akm - alumine kõrgusmärk

- MÄRKUSED
- Kõrgusmärgid Joonisel on suhtelised: ±0.00=5.90m abs.

INSENERITEADUSKOND		MAGISTRITÖÖ	Leht/Lehti: 4/5
Koostaja: Mihhail Marakasov	Allkiri, kuupäev:	Lõputöö teema: Monteeritavast raudbetoonist ja pingebetoonist büroohoone kandekonstruktsioonide analüüs.	
Juhendaja: Johannes Pello	Allkiri, kuupäev:	Joonise nimetus: 4. korruse vahelae plaan	
EHITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT			

Laotis teljel B
1:100



TÄHISED

PV - puurvai	BP - betoonpost	PSN - plokkssein
RV - rostvärk	BT - betoontala	PS - plokksillus
VU - vundament	BS - betoonsillus	KPS - kergplokkssein
LV - lintvundament	LP - laepaneel	TP - teraspost
TF - terasferm	TS - terraside	TT - terastala
ük - ülemine kõrgusmärk	akm - alumine kõrgusmärk	TE - trepielement

MÄRKUSED

- Kõrgusmärgid joonisel on suhtelised: ±0,00=5,90m abs;
- Konstruksiooniklass S4;
- Tarindite tulepüsusklass - R60;



INSENERITEADUSKOND

Koostaja:
Mihhail Marakasov

Juhendaja:
Johannes Pello

EHITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT

Allkiri, kuup äev:

Allkiri, kuupäev:

MAGISTRITÖÖ

Lõputöö teema:
Monteeritavast raudbetoonist ja pingebetoonist büroohoone kandekonstruktsioonide analüüs.

Joonise nimetus:
Lõige teljel B

Leht/Lehti:
5/5