



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL  
TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

# **Terasest ja liimpuidust kandekarkasside võrdlev arvutus Nõo Konsumi näitel**

**Magistritöö**

Juhendaja: Ivo Roolaht

Üliõpilane Kristin Kartsep  
110652EAEI

Üliõpilase meiliaadress [kristin.kartsep@gmail.com](mailto:kristin.kartsep@gmail.com)

Õppekava nimetus Tööstus- ja tsiviilehitus

Tartu 2017

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

..... (töö autori allkiri ja kuupäev)

Üliõpilase kood:

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

..... (juhendaja allkiri ja kuupäev)

Kaitsmisele lubatud: ..... (kuupäev)

Kaitsmiskomisjoni esimees: ..... (allkiri)

## **ABSTRACT**

Kartsep, K; “Comparative Calculations of Load-Bearing Steel and Glued Laminated Timber Structural Frameworks of Nõo Konsum”; Master’s thesis; One volume; Tartu, 2017; 107 pages in total; 15 illustrations, 18 tables; 2 x A1, 4 x A2, 5 x A3, 2 x 841x420, 1 x 594x297; In Estonian language.

The goal of the thesis was to design the load-bearing structural frame of Nõo Konsum in two independent versions and to find the most financially economic and environmental-friendly one. The first version uses steel as the framing material whereas in the second one glulam is used. For both versions on-ground load-bearing structures are dimensioned, that includes columns, beams and trusses, for which strength calculations are done according to ultimate limit state. Additionally for beams sag is calculated according to serviceability limit state. Based on the calculation results the amount of material used for constructing the load-bearing elements is found and cost calculations are done. Finally a comparison is made between the two structural frameworks taking into account their general advantages and disadvantages, the amount and the cost of the materials as well as the construction and their influence on the environment. Based on the results it could be said that the steel frame offers lower construction costs over the glued laminated timber frame. However the cost difference between the two versions was minimal and does not allow to draw any strong conclusions, since even a fluctuation in material price could change the results. Despite that the current work did prove the capability of glulam load-bearing frame in a sense that the building costs are at least similar to the steel frames. Also taking into account that the glulam frames are less impactful to the environment and at the same time offer better aesthetics, it is advisable to replace the steel load-bearing frames with the glued laminated timber frames in Nõo Konsum and in buildings with similar size and function generally.

Key words: steel frameworks; glued laminated timber frameworks; strength calculation; ultimate limit state (ULS); serviceability limit state (SLS); cost analysis; comparison.

## SISUKORD

SISSEJUHATUS .....	5
1. KIRJANDUSE ÜLEVAADE .....	6
2. TÖÖ EESMÄRK JA ÜLESANDED .....	7
3. MATERJAL JA METOODIKA .....	8
3.1. Projekteeritava hoone kirjeldus .....	8
3.2. Käesolevas töös käsitletavate konstruktsioonide kirjeldus .....	9
3.3. Arvutusmeetodi kirjeldus.....	10
4. KOORMUSED.....	11
4.1. Koormuste arvutamise alused .....	11
4.2. Alaliskoormused .....	12
4.3. Muutuvkoormused .....	14
4.3.1. Üldist .....	14
4.3.2. Lumekoormus katusele.....	15
4.3.3. Tuulekoormus .....	16
5. VARIANT I – TERASEST KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ARVUTUS.....	24
5.1. Terasest kandetala arvutus .....	24
5.1.1. Konstruktsiooni kirjeldus .....	24
5.1.2. Talale mõjuvad koormused, sisejõud .....	24
5.1.3. Tala kandevõime kontroll.....	26
5.1.4. Talade materjali koguste kokkuvõte.....	30
5.2. Terasfermi arvutus .....	31
5.2.1. Konstruktsiooni kirjeldus .....	31
5.2.2. Fermile mõjuvad koormused, sisejõud.....	32
5.2.3. Fermi ülemise vöö kandevõime kontroll.....	33
5.2.4. Fermi alumise vöö kandevõime kontroll.....	39
5.2.5. Võrguvarida V-14 kandevõime kontroll.....	40
5.2.6. Varraste V-1, V-16 ja V-18 vahelise sõlme kandevõime kontroll .....	44
5.2.7. Varraste V-2, V-14 ja V-16 vahelise sõlme kandevõime kontroll .....	47
5.2.8. Fermide materjali koguste kokkuvõte .....	50

5.3.	Terasposti arvutus .....	51
5.3.1.	Konstruksiooni kirjeldus .....	51
5.3.2.	Postile mõjuvad koormused, sisejõud .....	52
5.3.3.	Posti kandevõime kontroll .....	53
5.3.4.	Postidele materjali koguste kokkuvõte .....	58
6.	VARIANT II – LIIMPUIDUST KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ARVUTUS.....	59
6.1.	Liimpuidust kandetala arvutus .....	59
6.1.1.	Konstruksiooni kirjeldus .....	59
6.1.2.	Talale mõjuvad koormused, sisejõud .....	59
6.1.3.	Tala kandevõime kontroll .....	61
6.1.4.	Tala materjali koguste kokkuvõte.....	67
6.2.	Sprengeltala arvutus.....	68
6.2.1.	Konstruksiooni kirjeldus .....	68
6.2.2.	Sprengeltalale mõjuvad koormused, sisejõud .....	69
6.2.3.	Sprengeltala ülemise vöö kandevõime kontroll.....	70
6.2.4.	Sprengeltala alumise vöö kandevõime kontroll.....	77
6.2.5.	Vertikaalse võrguvarda V-4 kandevõime kontroll .....	79
6.2.6.	Ülemise vöö ja võrguvarda V-4 kontaktpinna muljumiskandevõime kontroll . .....	83
6.2.7.	Sprengeltala materjali koguste kokkuvõte.....	84
6.3.	Liimpuidust posti arvutus .....	85
6.3.1.	Konstruksiooni kirjeldus .....	85
6.3.2.	Postile mõjuvad koormused, sisejõud .....	85
6.3.3.	Posti kandevõime kontroll .....	87
6.3.4.	Postidele materjali koguste kokkuvõte .....	93
7.	EHITUSKULUDE HINNANG.....	94
8.	ARUTELU, KÄSITLETUD VARIANTIDE VÕRDLEV ANALÜÜS .....	97
	KOKKUVÕTE .....	100
	KASUTATUD KIRJANDUS .....	101
	LISAD .....	103
	LISA 1: GRAAFILINE OSA .....	104

## SISSEJUHATUS

Käesoleva magistritöö objektiks on Nõo valda ehitatav kauplushoone, mille arhitektuurne ning asendiplaaniline lahendus on koostatud 2016. aastal ettevõttes OÜ Tartu Arhitektuuribüroo. Käesoleva töö koostaja lähtus teema valikul huvist uurida antud hoone näitel otstarbekust asendada teraskonstruktsioonid puitkonstruktsioonidega, mis pakuks nii keskkonna- kui ka energiasäästlikumat alternatiivi terasele lokaalse ehitusmaterjali näol. Tellija soovidest tulenevalt on hoone kandekarkass projekteeritud terasest. See aga ei välista võimalust eelistada konstruktsioonimaterjalina puitu, mis on taastuv loodusvara ning Eestis laialdaselt kättesaadav. Kas ja kui suure eelise annab ühe konstruktsioonimaterjali kasutamine teise ees, püütakse välja selgitada käesoleva lõputöö raames.

Lõputöö on jaotatud viieks põhiosaks, millest esimeses osas, peatükis 3, on antud ülevaade projekteeritavast hoonest ja tutvustatud kaht töös käsitletavat võrdlusalust lahendusvarianti. Töö teises osas on käsitletud mõjuvate alalis- ja muutuvkoormuste arvutamise põhimõtteid mõlema variandi jaoks. Töö kolmandas ja neljandas osas on käsitletud vastavalt terasest ja liimpuidust kandekonstruktsioone ning nendele mõjuvaid koormusi, dimensioonitud konstruktsioonielemendid ja tehtud vajalikud kandevõime kontrollarvutused. Töö viiendas osas on esitatud käesolevas töös projekteeritud kandekarkasside maksumusarvutused ning töö kuuendas osas on toodud käsitletud variantide võrdlus ja arutelu.

Töö koostaja tänab enda juhendajat Ivo Roolahte nõu ja igakülgse abi eest magistritöö koostamise perioodi vältel.

## **1. KIRJANDUSE ÜLEVAADE**

Antud lõputöö alusmaterjalideks on Elva Tarbijate Ühistu tellimisel ettevõttes OÜ Tartu Arhitektuuribüroo koostatud Nõo Konsumi kaupluse arhitektuurse osa põhiprojekt ning konstruktiivse osa tellija, AS Ehitustrusti soovidest tulenev tellija lähteülesanne. Magistritöö raames käsitletavate konstruktsioonide projekteerimisel on lähtutud kehtivast seadusandlusest ning Eesti Standardikeskuse poolt väljaantavatest Eesti Vabariigi standarditest (edaspidi EVS). Arvutuste teostamisel on kasutatud Tallinna Tehnikaülikooli Ehitiste Projekteerimise Instituudi ning Tallinna Tehnikaülikooli Tartu Kolledži teras- ja puitkonstruktsioonide õppematerjale, „Ehituskonstruktori käsiraamatut“ ning EVS-e – kasutatud standardid on viidatud igas vastavas peatükis ning esitatud kasutatud kirjanduse loetelus.

## 2. TÖÖ EESMÄRK JA ÜLESANDED

Käesoleva lõputöö eesmärgiks on projekteerida Nõo Konsumi kandekarkass kahes erinevas teineteisest sõltumatus variandis ja leida neist majanduslikult ökonoomsem ning keskkonnasäästlikum. Esimeses variandis on konstruktsioonimaterjalina kasutatud terast, teises liimpuitu. Mõlemas lahendusvariandis on teostatud hoone maapealsete kandetarindite: karkassipostide, -talade ja sõrestike kandevõime kontrollarvutused kandepiirseisundis, kasutuspiirseisundis on kontrollitud talade läbipainet. Arvutustulemuste alusel on leitud projekteeritud kandekarkasside ehituseks kuluvate materjalide mahud ning koostatud maksumusarvutus 2017. aasta mai kuu seisuga. Tulenevalt vajaminevast materjalide mahust ja ehitusmaksumusest, objekti geograafilise asukohaga, materjalide taastuvusega ja taaskasutatavusega seonduvatest mõjudest keskkonnale ning mõlema konstruktsioonilahenduse üldistest eelistest ja puudustest, on koostatud võrdlus ning leitud käsitletud variantidest nii majanduslikust kui looduslikust aspektist lähtuvalt säästlikum ja jätkusuutlikum. Kirjaliku osa täiendamiseks koostatud joonised on toodud töö graafilises osas Lisas 1.

Töö käigus ei ole käsitletud pinnasele toetuvate põrandate, varikatuste ning hoone maa-aluste konstruktsioonide: vundamentide ja soklipaneelide projekteerimist, samuti liidete arvutusi.



### 3. MATERJAL JA METOODIKA

#### 3.1. Projekteeritava hoone kirjeldus

Lõputöös käsitletav hoone ehitatakse Tartumaale Nõo valda Nõo alevikku Tartu tänav 3 kinnistule (katastri tunnus: 52801:001:0542) ning see hakkab asendama samal kinnistul paiknevat Nõo A&O kauplust. Projekteeritava hoone asendiplaaniline ja arhitektuurne lahendus on koostatud Elva Tarbijate Ühistu tellimusel ettevõttes OÜ Tartu Arhitektuuribüroo ning selle kohaselt on hoone paigutatud krundi keskossa paralleelselt Tartu tänavaga, juurdesõit kinnistule toimub Tartu tänavalt krundi põhja- ja läänenurkadest (Kauplusehoone ehitusprojekt, 2016).

Projekteeritav hoone on riskülikukujulise põhiplaaniga ühekorruseline ilma keldrita lamekatusega kaubandushoone, mille mõõtmed (pikkus x laius x kõrgus) on 34,44 x 26,74 x 7,4 meetrit ja ehitusaluse pinna suurus on 998,4 m<sup>2</sup>. Hoone on plaanilahenduselt jaotatud kaheks põhiosaks: suurema osa moodustab müügisaal ning väiksema osa hoone teenindamiseks vajalikud abiruumid, mis on ette nähtud taara vastuvõtuks, kauba vastuvõtuks, laoruumideks ja personaliruumideks (Kauplusehoone ehitusprojekt, 2016).

Hoone välisseinad on arhitektuurse projekti kohaselt kavandatud kolmekihilistest *sandwich*-paneelidest paksusega 120 mm ning siseseinad kas metallkarkassil *sandwich*-paneelidest või kipsist. Vundamentideks on raudbetoonist kohtvundamendid, mille taldmikutele toetuvad monteeritavad kolmekihilised soojustatud soklipaneelid. Hoone pinnasel põrandad, trepid ning kauba vastuvõtu platvorm on monoliitsest raudbetoonist. Katuslagi on projekteeritud sõrestikele ja taladele toetuvast kandvast trapetsprofiilplekist, katuslagi on soojustatud ning katusekattematerjaliks on 2xSBS bituumenrullmaterjal (Kauplusehoone ehitusprojekt, 2016).

Hoone on kasutusotstarbelt toidukauplus ja tuleohutusest tulenevalt on hoone kasutusviis IV. Kauplusehoone tulepüsivusklass on TP2 ning jäigastavate ja kandekonstruktsioonide

nõutav tulepüsivus on R30. Hoone kasutusiga on 50 aastat (Kauplusehoone ehitusprojekt, 2016).

Hoone põrand on planeeritud suhtelisele kõrgusele  $\pm 0,000$  ning sellele vastab absoluutse kõrgus +66,30 (Kauplusehoone ehitusprojekt, 2016).



**Joonis 3.1.** Projekteeritava hoone arhitektuurse lahenduse 3D visualiseering

### **3.2. Käesolevas töös käsitletavate konstruktsioonide kirjeldus**

Käesolevas töös on kandekonstruktsioonid lahendatud kahes variandis: terasest kandekarkassiga ning liimpuidust kandekarkassiga, kus mõlemas variandis on kandekarkass konstrueeritud üksikutest tasapinnalistest elementidest koosneva ühtse ruumilise süsteemina.

Projekteeritav hoone on jagatud põiksuunas kaheks osaks, kus esimese osa sildeava pikkuseks on 17,5 meetrit ning teise sildeava pikkus on 9 meetrit. Esimeses lahendusvariandis on katusele tulev koormus võetud vastu 17,5-meetrise sildeava puhul terasfermidega, 9-meetrise sildeava puhul terasest IPE-taladega. Teises lahendusvariandis on koormuse vastuvõtmiseks kasutatud 17,5-meetrisel sildeaval sprengeltalaseid ja 9-meetrisel sildeaval riskülikristlõikega liimpuidust talaseid. Teras- ja liimpuitsõrestikud ning talad toetuvad otstest postidele: esimeses lahendusvariandis on kasutatud ruutristlõikega terasest toruprofiile, teises lahendusvariandis liimpuidust riskülikristlõikega poste. Postide, talade ja sõrestike samm piki hoonet on 6 meetrit, katusekalle on antud

katusekonstruktsiooniga. Täpsem kandekonstruktsiooni kirjeldus on toodud vastavate konstruktsioonide arvutuste juures peatükkides 5 ja 6.

Hoone ruumilise jäikuse tagamiseks on moodustatud süsteem vertikaalsetest ja horisontaalsetest sidemetest, milleks on postide vahelised ristsidemed ning taladele ja fermidele kinnitav katuse kandev profiilplekk. Hoone püsivuse tagamiseks on terasest karkassipostid kinnitatud vundamentipostidele kasutades ankrupolte, liimpuidust postide kinnitamiseks on kasutatud vundamentidesse paigaldatavaid tarilappe ja teraslehti. Seinte jäikuse tagamiseks on mõlemas lahendusvariandis kasutatud seintes terasest diagonaalsidemeid. Katuse jäigastamiseks on kasutatud lisaks vahetult katusekandjatele toetuva kandva profiilpleki jäigastavale toimele ka telgedel A ja G kandekonstruktsioonide vahel mõlema variandi puhul horisontaalseid terassidemed. Sõrestike omavaheliseks ühendamiseks on mõlema variandi puhul kasutatud terastrosse.

### **3.3. Arvutusmeetodi kirjeldus**

Antud töös käsitletava hoone projekteerimisel on käsitletud alaliskoormusena koormusi konstruktsiooni omakaalust ning muutuvkoormustena koormusi hoone geomeetria ja asukoha alusel määratud lume ja tuule koormustest. Saadud üksikkoormustest on koostatud koormuskombinatsioonid arvestades domineerivate ja mittedomineerivate muutuvkoormuste samaaegset mõjumist. Koostatud koormuskombinatsioonid on sisestatud programmi Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, mida on kasutatud sisejõudude leidmiseks ning elementide eeldimensioonimiseks, kusjuures kasutatud on koormuskombinatsiooni, mis põhjustab elemendis kõige suuremaid sisejõudusid ja suurimaid deformatsioone. Leitud sisejõudude alusel on kontrollitud eeldimensioonitud ristlõigete sobivust. Töö mõlemas lahendusvariandis on esitatud sõrestiku, ühe karkassiposti ja ühe 9 meetri pikkuse sildeavaga kandetala arvutus. Ülejäänud arvutused on teostatud samas mahus, kuid pole töös esitatud, tulemused on toodud vastavate peatükkide lõpus olevates tabelites.

Katuse kandev profiilplekk on dimensioonitud kasutades tarkvara Ruukki Poimu, joonised on vormistatud kasutades programmi Autodesk Revit 2016.

## 4. KOORMUSED

### 4.1. Koormuste arvutamise alused

Konstruksiooni arvutuste aluseks on piirseisundite ja osavarutegurite meetodi rakendamine. Sõltuvalt sellest, millistes tingimustes peab konstruktsioon oma otstarvet täitma, kontrollitakse võimalikke arvutusolukordi – alalisi, ajutisi või erakordseid – ja neile vastavaid koormusjuhte selliselt, et arvutusolukorrale vastavas ajavahemikus ei ületataks vaadeldav konstruktsioon etteseadud piirseisundi tingimusi (EVS-EN 1990:2002+NA:2002).

Piirseisundite kontrollimise aluseks on koormuste normatiivsed väärtused ning neid osavaruteguriga korrutades saadavad arvutusväärtused, mis arvestavad koormuse võimalikku hälvet ebasoodsamas suunas. Koormusi rakendatakse üksikkoormuste kogumite ehk koormuskombinatsioonidena, võttes arvesse piirolukordi ja kõiki samaaegselt mõjuvaid koormusi ning nende mõjumise tõenäosuseid (EVS-EN 1990:2002+NA:2002).

Piirseisundite arvutamisel eristatakse kaht piirseisundit: kandepiirseisundit ja kasutuspiirseisundit. Kandepiirseisund on seotud konstruktsiooni kandevõime kaotusega, mis tuleneb konstruktsiooni purunemisest ja kahjustustest, staatilise tasakaalu kaotusest või stabiilsuse kaotusest. Kasutuspiirseisund on seotud ehitise välimuse ja kasutusmugavusega ning konstruktsiooni normaalse kasutamise nõuetega (EVS-EN 1990:2002+NA:2002).

Käesolevas töös on kandepiirseisundis kontrollarvutuste tegemisel lähtutud alalisest arvutusolukorrast. Osavarutegurid alalise arvutusolukorra puhul alaliskoormuse ebasoodsa mõju korral on  $\gamma_G = 1,20$  ning muutuvkoormuse ebasoodsa mõju korral  $\gamma_Q = 1,50$ . Mitme samaaegselt mõjuva muutuvkoormuse korral on kasutatud mittedomineeriva muutuvkoormuse arvutusväärtuse leidmisel kombinatsioonitegurit  $\Psi_0$ , mis mittedomineeriva lumekoormuse korral omab väärtust  $\Psi_0 = 0,5$  ning mittedomineeriva tuulekoormuse korral väärtust  $\Psi_0 = 0,6$ . Ainult alaliskoormuse ebasoodsa mõju kontrollil on rakendatud osavaruteguri väärtust  $\gamma_G = 1,35$ . Kasutuspiirseisundi kontrollarvutuste

puhul on kasutatud kasutuspiirseisundi tavalist kombinatsiooni, mille puhul on mitme samaaegselt mõjuva muutuvkoormuse korral kasutatud domineeriva lume- või tuulekoormuse kombinatsioonitegurit  $\Psi_1 = 0,2$  ning mittedomineeriva lume- või tuulekoormuse korral kombinatsioonitegurit  $\Psi_2 = 0$ . Koormuskombinatsioonide koostamisel on lähtutud põhimõttest, et iga koormuskombinatsioon sisaldab püsikoormust ja sellele lisaks ka domineerivat muutuvkoormust, koostatud kombinatsioonid on esitatud Tabelis 4.1 (EVS-EN 1990:2002+NA:2002).

**Tabel 4.1.** Koormuskombinatsioonid

Tähis	Koormuskombinatsiooni kirjeldus		Koormuskombinatsioon
KK-1	Ainult omakaal	Kandepiirseisund	$1,35G_k$
KK-2	Omakaal ja lumekoormus	Kandepiirseisund	$1,20G_k + 1,50Q_{k,s}$
KK-3	Omakaal, domineeriv lumi ja suruv tuul	Kandepiirseisund	$1,20G_k + 1,50Q_{k,s} + 1,5 \cdot 0,6Q_{k,w0,180}$
KK-4	Omakaal, domineeriv lumi ja suruv tuul	Kandepiirseisund	$1,20G_k + 1,50Q_{k,s} + 1,5 \cdot 0,6Q_{k,w90}$
KK-5	Omakaal, domineeriv suruv tuul ja lumi	Kandepiirseisund	$1,20G_k + 1,50Q_{k,w0,180} + 1,5 \cdot 0,5Q_{k,s}$
KK-6	Omakaal, domineeriv suruv tuul ja lumi	Kandepiirseisund	$1,20G_k + 1,50Q_{k,w90} + 1,5 \cdot 0,5Q_{k,s}$
KK-7	Omakaal ja lumekoormus	Kasutuspiirseisund, tavakombinatsioon	$1,0G_k + 0,2Q_{k,s}$

( $G_k$  - normatiivne alaliskoormus;  $Q_{k,s}$  - normatiivne lumekoormus;  $Q_{k,w0,180}$  - normatiivne tuulekoormus, kui tuul mõjub hoone pikemale küljele;  $Q_{k,w90}$  - normatiivne tuulekoormus, kui tuul mõjub hoone lühemale küljele)

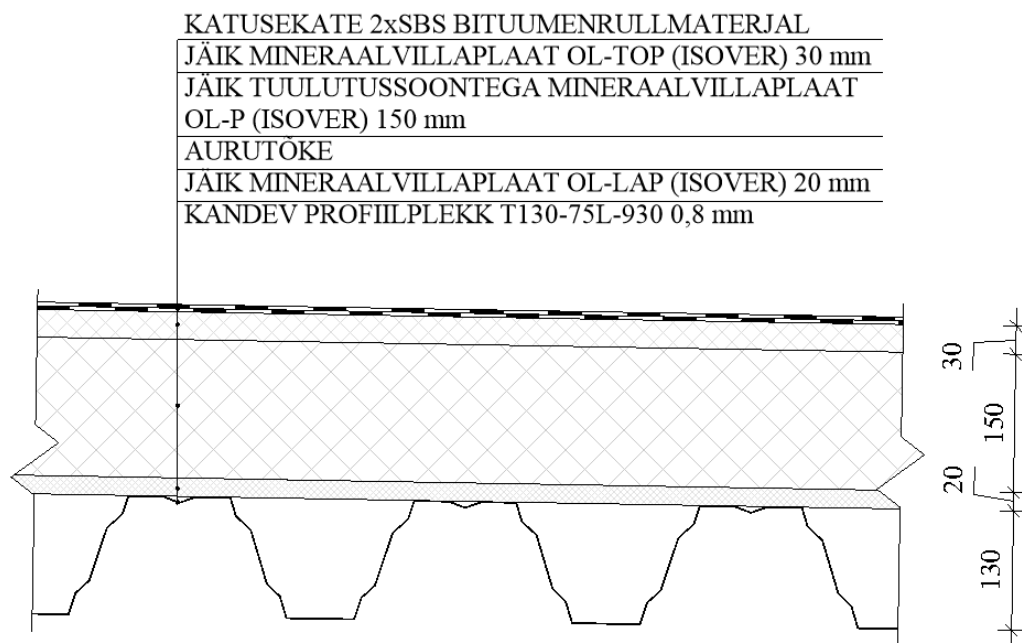
## 4.2. Alaliskoormused

Alaliseks koormuseks ehk püsikoormuseks nimetatakse koormust, mis mõjub tõenäoliselt kogu konstruktsiooni arvutusolukorra vältel ja mille suuruse muutumine hoone eluea jooksul on tühine. Alalise koormusena käsitletakse konstruktsioonide omakaalu ning nende külge kinnitatud statsionaarsete elementide ja seadmete kaalu, püsivat tehnoloogilist sisseseadet ning otseseid mahukahanemise ja ebahütlase vajumise põhjustatud koormuseid (EVS-EN 1990:2002+NA:2002).

Käesolevas projektis on konstruktsioonide omakaalu koormused arvatud standardi EVS-EN 1991-1-1-:2002+NA:2002 kohaselt tulenevalt konstruktsiooni nimimõõtmetest ja materjalide mahukaalude normväärtustest. Materjalide mahukaalude väärtused on määratud „Ehituskonstruktori käsiraamatu“, standardi EVS-EN 1991-1-1-:2002+NA:2002 ning ehitusmaterjalide tootjate poolt väljapakutud toodete tehnilise andmete alusel.

Võrreldavate kandekarkassi elementide omakaalu koormused on leitud vastavate arvutuste juures. Katuslae KL-1 konstruktsioon mõlema arvutusvariandi jaoks on näidatud Joonisel 4.1 ning normatiivne omakaal esitatud Tabelis 4.2. Karkassile kinnituvate kolmekihiliste *sandwich*-paneelide SP2E 120-PIR omakaal vastavalt tootja andmetele on mõlema arvutusvariandi jaoks  $g_{k,SP2E\ 120-PIR} = 13,8 \frac{kg}{m^2} = 13,8 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,135 kN/m^2$  (Ruukki).

Tellijä lähteülesandest tulenevalt rakendatakse rajatavale katuslaele omakaalule lisaks täiendavat alaliskoormust riputuskoormuse näol normatiivse väärtusega  $g_k = 0,25 kN/m^2$ .



**Joonis 4.1.** Katuslae KL-1 konstruktsiooni tüüplõige

**Tabel 4.2.** Katuslae KL-1 kihtide omakaal

Kihi nimetus	Kihi paksus (m)	Mahukaal $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Normatiivne pinnakoormus (kN/m <sup>2</sup> )
SBS bituumenrullmaterjal (pealiskiht 4 mm+aluskiht 4 mm)	8	-	0,100
Jäik mineraalvillaplaat OL-TOP	0,03	1,25	0,038
Jäik tuulutussoontega mineraalvillaplaat OL-P	0,15	0,70	0,105
Aurutõke	-	-	0,001
Jäik mineraalvillaplaat OL-LAM	0,02	1,25	0,025
Kandev profiilplekk T130M-75L-930 t=0,8 mm	-	-	0,101
Riputatav koormus	-	-	0,250
		Kokku	0,62

Normatiivne katuselae KL-1 omakaal:

$$g_{k,KL-1} = 0,62 \text{ kN/m}^2$$

### 4.3. Muutuvkoormused

#### 4.3.1. Üldist

Muutuvkoormus on koormus, mis erinevalt alaliskoormusest ei mõju kogu konstruktsiooni arvutusolukorra vältel ja selle suurus võib ajas olulisel määral muutuda. Muutuvkoormustena käsitletakse üldjuhul vahelagedele mõjuvat kasuskoormust, katusele mõjuvat lumekoormust, samuti tuulekoormust ja ilmastikust sõltuvat temperatuurikoormust ning liikuvate transpordiseadmete koormust (EVS-EN 1990:2002+NA:2002).

Antud töös on määratud katusele mõjuv lumekoormus ning katusele ja seintele mõjuv tuulekoormus. Kasuskoormuse määramist käesolevas töös käsitletud ei ole, kuna antud töö võrdlusalustele konstruktsioonidele ei arvestata kasuskoormust mõjuvana, samuti ei arvestata kandevõime arvutustes katusel samaaegselt mõjuvana katuse kasuskoormust ja lumekoormust (Ehituskonstruktori käsiraamat).

### 4.3.2. Lumekoormus katusele

Lumekoormus loetakse mõjuvaks katuse horisontaalprojektsioonile jaotatuna vertikaalkoormusena ning selle määramisel katusele tuleb arvestada katuse kuju ja kallet, samuti lume võimalikku paiknemist katusel (EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006).

Katuse lumekoormuse normsuurus on arvatud valemiga

$$q_{k,lumi} = \mu_i \cdot s_k, \quad (4.1)$$

kus  $\mu_i$  – lumekoormuse kujutegur;

$s_k$  – normatiivne lumekoormuse maapinnal ( $\text{kN/m}^2$ ).

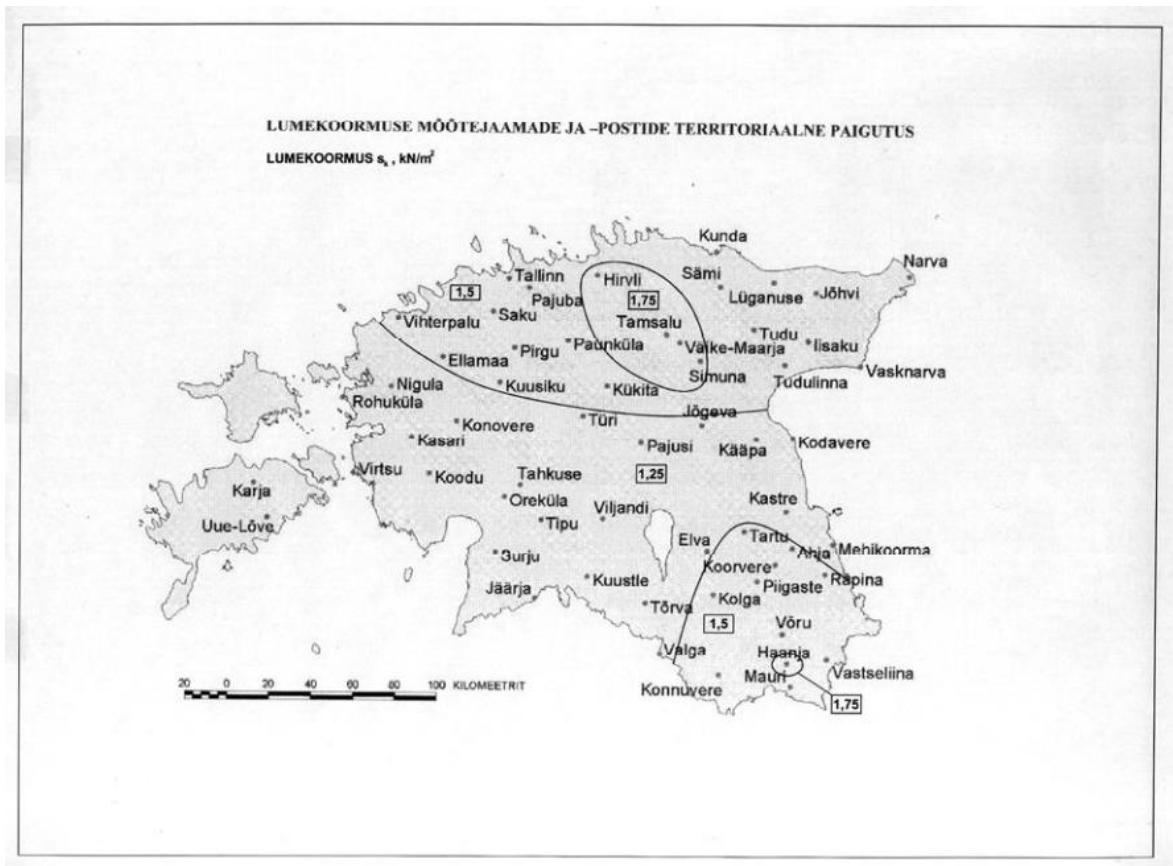
Katuse lumekoormuse kujutegur sõltub katuse kujust ja see määratakse tabeli abil vastavalt katuse kaldenurgale  $\alpha$ . Projekteeritav kauplushoone on lamekatusega katuse kaldenurgaga  $\alpha = 1,15^\circ$ . Vastavalt Tabelile 4.3 on katuse, mille kaldenurk on väiksem kui  $30^\circ$ , lumekoormuse kujuteguri väärtuseks  $\mu_1 = 0,8$ .

**Tabel 4.3.** Lumekoormuse kujutegurid (EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006 Tabel 5.2)

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

Lumekoormuse normsuurus maapinnal  $s_k$  on määratud Eesti ehituslikult lumekoormuste kaardilt Joonis 4.2.





**Joonis 4.2.** Eesti ehituslik lumekoormuste kaart (EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006 Joonis NA.4.1)

Projekteeritav hoone asub Tartumaal Nõo vallas. Lumekoormuste kaardi põhjal on kõnealuses ehituskohas normatiivne lumekoormuse maapinnal  $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ .

Normatiivne lumekoormus katusele vastavalt valemile 4.1:

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

### 4.3.3. Tuulekoormus

#### 4.3.3.1. Üldist

Tuulekoormus on ajas muutuv koormus, mis mõjub otseselt rõhuna suletud piiretega ehitiste välispinnale. Piirete läbilaskvuse korral või piirdes olevate avade kaudu võib tuul mõjuda lisaks ka kaudselt või otseselt sisepindadele. Tuulekoormus loetakse üldjuhul mõjuvana risti konstruktsiooni või piirdeelemendi pinnaga ning see esitatakse lihtsustatult konstruktsioonile mõjuvate staatiliste rõhkude või jõudude kombinatsioonina, mille mõju on ekvivalentne turbulentsse tuule äärmusliku toimega. Pinna poole suunatud rõhk ehk tuule

surve loetakse positiivseks ning pinnast eemale suunatud rõhk ehk tuule imemine negatiivseks (EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007).

Tuulekoormuse leidmisel on lähtutud standardis EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 toodud valemite ja arvutuseeskirjadest.

Tuulekoormuse määramiseks konstruktsioonidele ja konstruktsioonelementidele võetakse arvesse välispindadele mõjuv tuulerõhk, mis on leitud valemiga

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (4.2)$$

kus  $q_p(z_e)$  – arvutuskõrgusele  $z_e$  vastav tippkiirusrõhk (kN/m<sup>2</sup>);  
 $c_{pe}$  – välisrõhu rõhutegur.

Tippkiirusrõhk on arvutatud valemiga

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b, \quad (4.3)$$

kus  $c_e$  – ekspositsioonitegur;  
 $q_b$  – keskmine tuule baaskiirusrõhk (kN/m<sup>2</sup>).

Keskmine tuule baaskiirusrõhk on arvutatud valemiga

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2, \quad (4.4)$$

kus  $\rho$  – õhu tihedus (kg/m<sup>3</sup>),  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ ;  
 $v_b$  – tuule baaskiirus (m/s), vastavalt rahvuslikule lisale Eestis  $v_b = 21 \text{ m/s}$ .

Keskmine tuule baaskiirus vastavalt valemile 4.4:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 21^2 = 275,6 \text{ N/m}^2 = 0,276 \text{ kN/m}^2$$

Ekspositsioonitegur  $c_e$  on arvutatud valemiga

$$c_e = c_r^2(z) \cdot c_0^2 \cdot [1 + 7 \cdot I_v(z)], \quad (4.5)$$

kus  $c_r$  – maapinna karedustegur;  
 $c_0$  – pinnavormitegur = 1,0;  
 $I_v$  – turbulentsi intensiivsus.

Maapinna karedustegur  $c_r(z)$  arvestab sõltuvalt hoone kõrgusest maapinnast keskmise tuulekiiruse muutumist ehitise juures ning see on arvutatud valemiga

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad (4.6)$$

kus  $k_r$  – karedusmõõdule  $z_0$  vastav maastikutüübi tegur;

$z$  – kõrgus maapinnast (m);

$z_0$  – karedusmõõt (m).

Karedusmõõt  $z_0$  sõltub hoone asukohast ja maastikutüübist, kuhu hoone on kavandatud ehitada ning see määratakse tabeli abil. Vastavalt Tabelile 4.4 iseloomustab projekteeritava hoone asukohta maastikutüüp III, millele vastavad karedusmõõt  $z_0 = 0,3 \text{ m}$  ning minimaalne kõrgus  $z_{min} = 5 \text{ m}$ .

**Tabel 4.4.** Maastikutüübid ja maastiku parameetrid (EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 Tabel 4.1)

<b>Maastikutüüp</b>		$z_0$ m	$z_{min}$ m
0	Meri või kaldapiirkond, mis on avatud merele	0,003	1
I	Järved või tasane horisontaalne maastik ilma olulise taimkatteta ja ilma takistusteta	0,01	1
II	Maastik madala taimkattega (nagu rohi) ja üksikute takistustega (puud, hooned), mille vaheline kaugus võrdub vähemalt 20-kordse kõrgusega	0,05	2
III	Maastik, mis on kaetud ühtlase taimkatte või ehitistega või üksikute takistustega, mille vaheline kaugus ei ole suurem 20-kordsest kõrgusest (nagu maa-asulad, äärelinnapiirkond, ühtlaselt metsaga kaetud alad)	0,3	5
IV	Maastik, kus vähemalt 15 % pinnast on kaetud hoonetega, mille keskmine kõrgus ületab 15 m	1,0	10

Maastikutüübi tegur  $k_r$  on arvutatud valemiga

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}, \quad (4.7)$$

kus  $z_0$  – karedusmõõt (m);

$z_{0,II}$  – karedusmõõt maastikutüüp II korral  $z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$ .

Maastikutüübi teguri  $k_r$  väärtus vastavalt valemile 4.7:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215$$

Maastiku parameetritest ja projekteeritava hoone kõrgusest maapinnast 7,4 meetrit tulenevalt on vastavalt valemile 4.6 maapinna karedustegur:

$$c_r = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{7,4}{0,3}\right) = 0,689$$

Turbulentsi intensiivsuseks  $I_v(z)$  kõrgusel  $z$  nimetatakse turbulentsi standardhälbe ja tuulekiiruse keskväärtusega jagatist ning see on arvutatud valemiga

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}, \quad (4.8)$$

kus  $\sigma_v$  – turbulentsi standardhälve, mis määratakse avaldisega  $\sigma_v = k_r v_b k_1$ ;

$v_m(z)$  – keskmine tuulekiirus maapinnast kõrgusel  $z$ , mis määratakse avaldisega

$$v_m(z) = c_r(z) c_0(z) v_b;$$

$k_1$  – turbulentsitegur, vastavalt rahvuslikule lisale Eestis  $k_1 = 1,0$ ;

$c_0$  – pinnavormitegur = 1,0;

$z$  – kõrgus maapinnast (m);

$z_0$  – karedusmõõt (m).

Turbulentsi intensiivsus  $I_v(z)$  vastavalt valemile 4.8:

$$I_v = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{7,4}{0,3}\right)} = 0,312$$

Eelnevate arvutuste tulemusena on ekspositsiooniteguri  $c_e$  väärtus vastavalt valemile 4.5:

$$c_e = 0,689^2 \cdot 1,0^2 \cdot (1 + 7 \cdot 0,312) = 1,512$$

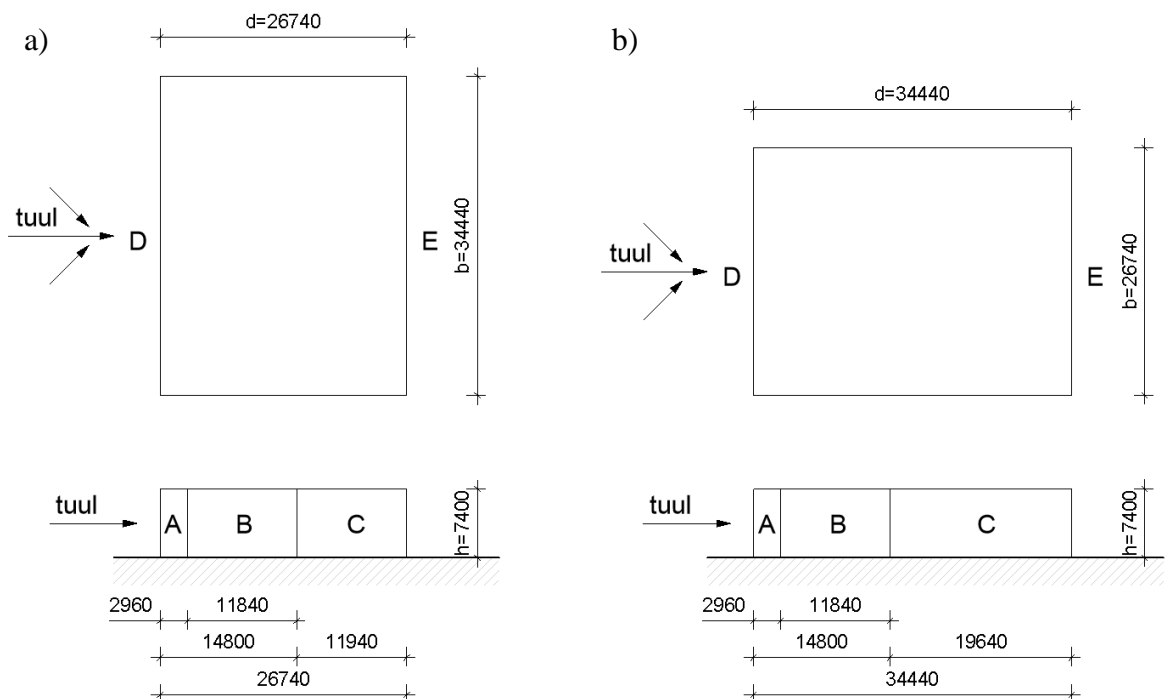
Tippkiirusrõhk  $q_p$  vastavalt valemile 4.3:

$$q_p = 1,512 \cdot 0,276 = 0,417 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.3.3.2. Tuulekoormus seintele

Tuulekoormus seina pinnahikule sõltub keskmisest tuule baaskiirusrõhust, ekspositsioonitegurist ning välisrõhutegurist. Välisrõhuteguri  $c_{pe}$  väärtus hoonetele ja hoone osadele sõltub arvatavas ristlõikes tuulekoormuse mõju põhjustava konstruktsiooniosa pindala suuruselt  $A$ . Tulenevalt koormatud pinna suuruselt eristatakse kaht erinevat väärtust  $c_{pe,1}$  ja  $c_{pe,10}$ . Teguri  $c_{pe,1}$  väärtused on mõeldud väikeste konstruktsioonielementide projekteerimiseks, kus koormuspinna suurus on  $1 \text{ m}^2$  või väikesem ning teguri  $c_{pe,10}$  väärtused on mõeldud hoone kandekonstruktsioonide arvutamiseks tervikuna (EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007).

Käesoleva hoone tuulele avatud pinna suurus igal hoone küljel ületab  $10 \text{ m}^2$  ning seega on tuulekoormuse arvutamisel kasutatud välisrõhutegurit  $c_{pe,10}$ . Välisrõhutegurite määramiseks on hoone jaotatud tsoonideks sõltuvalt sellest, kas tuul mõjub hoone pikemale või lühemale küljele, tekkinud tsoonid ja nende suurus on esitatud Joonisel 4.3.



**Joonis 4.3.** Tuulekoormuse skeem seintele a) Tuul mõjub hoone pikemale küljele b) Tuul mõjub hoone lühemale küljele

Välisrõhuteguri  $c_{pe,10}$  väärtused seintele sõltuvad tuule mõjumise suunast ning hoone kõrguse ja tuulesuunaga piki oleva seina laiuse suhtest ning need määratakse Tabeli 4.5 abil. Projekteeritava hoone mõõtmetele vastavalt on välisrõhutegurite määramiseks tsoonide

kaupa leitud suhted hoone kõrguse ja laiuse vahel tuule mõjumisel hoone pikemale ning hoone lühemale küljele vastavalt  $h/d = 4,7/26,74 = 0,277$  ja  $h/d = 4,7/34,44 = 0,215$ . Välispinnale mõjuva tuulerõhu  $w_e$  leidmiseks on rakendatud valemit 4.2. Välisrõhutegurid  $c_{pe,10}$  väärtused ja vastavad tuulerõhu normväärtused on esitatud tsoonide kaupa Tabelis 4.6 ja Tabelis 4.7. Välisrõhutegurite leidmiseks tsoonides F ja G on kasutatud lineaarset interpoleerimist.

**Tabel 4.5.** Ristkülikukujulise põhiplaaniga hoone vertikaalsetele seintele mõjuvad välisrõhutegurid (EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 Tabel 7.1)

Tsoon	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

**Tabel 4.6.** Välisrõhutegurid ning välispinnale mõjuv tuulerõhk kui tuul mõjub pikemale küljele

Tsoon	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,704	-0,307
Tuulerõhk $w_e$ (kN/m <sup>2</sup> )	-0,5	-0,333	-0,208	+0,293	-0,128

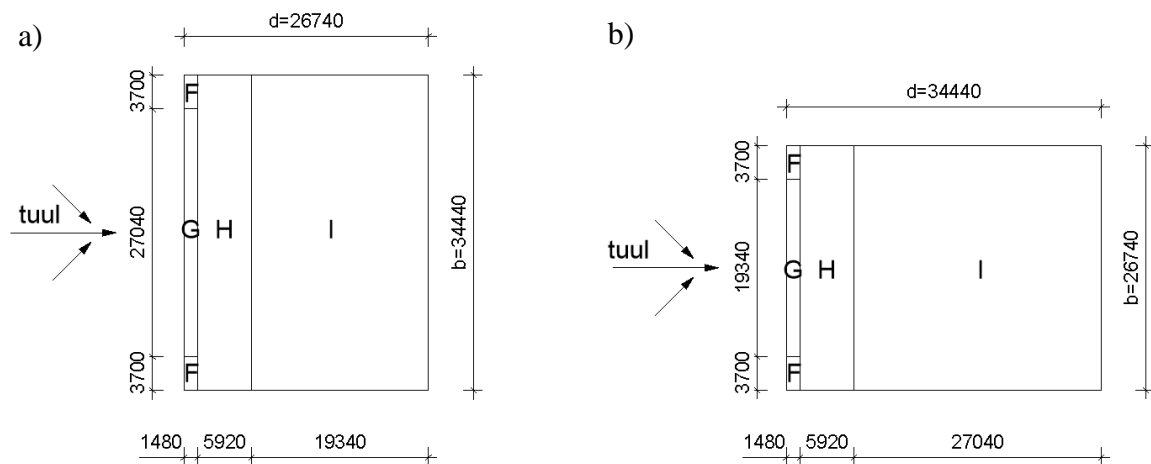
**Tabel 4.7.** Välisrõhutegurid ning välispinnale mõjuv tuulerõhk kui tuul mõjub lühemale küljele

Tsoon	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3
Tuulerõhk $w_e$ (kN/m <sup>2</sup> )	-0,5	-0,333	-0,208	+0,292	-0,125

Suurim seintele mõjuv normatiivne suruv tuulerõhk tekib tsoonis D ning suurim imev tuulerõhk tsoonis A.

#### 4.3.3.3. Tuulekoormus katusele

Katusele mõjuv tuulekoormus on leitud kasutades samu arvutusluseid kui tuulekoormuse arvutamisel seintele: välisrõhutegurite määramiseks on hoone jaotatud tsoonideks sõltuvalt sellest, kas tuul mõjub hoone pikemale või lühemale küljele. Tekkinud tsoonid ja nende suurused on esitatud Joonisel 4.4.



**Joonis 4.4.** Tuulekoormuse skeem katusele a) Tuule mõjub hoone pikemalt küljelt b) Tuul mõjub hoone lühemalt küljelt

Välisrõhuteguri  $c_{pe,10}$  väärtused katusele sõltuvad katuse kujust ja tuule mõjumise suunast ning need määratakse Tabeli 4.8 abil. Projekteeritava hoone näol on tegemist parapetiga lamekatusega hoonega, mille arvutuskõrguseks loetakse hoone kõrgust koos parapetiga. Välisrõhutegurite määramiseks tsoonide kaupa on leitud suhe  $h_p/h = 0,32/7,08 = 0,0452$ , kus  $h_p$  on parapeti kõrgus ja  $h$  on hoone kõrgus ilma parapetita. Välispinnale mõjuva tuulerõhu  $w_e$  leidmiseks on rakendatud valemit 4.2. Välisrõhuteguri  $c_{pe,10}$  väärtused ja vastavad tuulerõhu normväärtused on esitatud tsoonide kaupa Tabelis 4.9. Välisrõhutegurite leidmiseks tsoonides F ja G on kasutatud lineaarset interpoleerimist.

**Tabel 4.8.** Välisrõhutegurid lamekatustele (EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 Tabel 7.2)

Katusetüüp		Tsoon							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Parapettidega räästad	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	

**Tabel 4.9.** Välisrõhutegurid katusele, välispinnale mõjuv tuulerõhk

<b>Tsoon</b>	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
$c_{pe,10}$	-1,438	-0,938	-0,7	+0,2
				-0,2
Tuulerõhk $w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-0,599	-0,391	-0,292	+0,083
				-0,083

Suurim katusele mõjuv normatiivne suruv jõud tekib tsoonis I ning suurim normatiivne imev jõud tsoonis F. Kuna katuse omakaal on suurem kui katusele mõjuv maksimaalne negatiivne tuulerõhk, pole imevat tuule mõju konstruktsioonile käesolevas töös käsitletud.



## 5. VARIANT I – TERASEST KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ARVUTUS

### 5.1. Terasest kandetala arvutus

#### 5.1.1. Konstruktsiooni kirjeldus

Katuse kandetalastiku projekteerimisel on kasutatud IPE profiiliga terastalaid. Talad on eeldimensioonitud programmis Autodesk Robot Structural Analysis, mille kohaselt on telgedel 2 kuni 6 kasutatud terasprofiili IPE 270 ning servataladena terasprofiili IPE 160. Telgedel 2 kuni 6 paiknevate talade pikkuseks on 8,987 meetrit ning samm 6 meetrit, servatalade pikkus on vahemikus 2,807 kuni 5,848 meetrit. Talad toetuvad ruutristlõikega nelikanttorust teraspostidele ja töötavad kui lihttalad. Terastalade terase tugevusklass on S355 voolavuspiiriga  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ .

Järgnevates alapeatükkides on esitatud näitena tala T-1 kandevõime arvutused. Ülejäänud talade arvutused on teostatud analoogselt ning pole käesolevas töös esitatud, kõik tulemused on toodud Tabelis 5.1.

Peatükis 5.1.3 esitatud terastala arvutus on teostatud vastavalt standardis EVS-EN 1993-1-1:2005+NA:2015 toodud valemitele ja arvutuseeskirjadele.

#### 5.1.2. Talale mõjuvad koormused, sisejõud

Talale T-1 mõjuv koormus katuslae KL-1 omakaalust ning tuule- ja lumekoormused on esitatud peatükkides 4.2 ja 4.3. Katuslae KL-1 konstruktsioonile lisandub koormus tala T-1 omakaalust.

Tala T-1 (IPE 270) normatiivne omakaal on (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

$$g_{k,tala} = 36,1 \text{ kg/m} \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,354 \text{ kN/m}$$

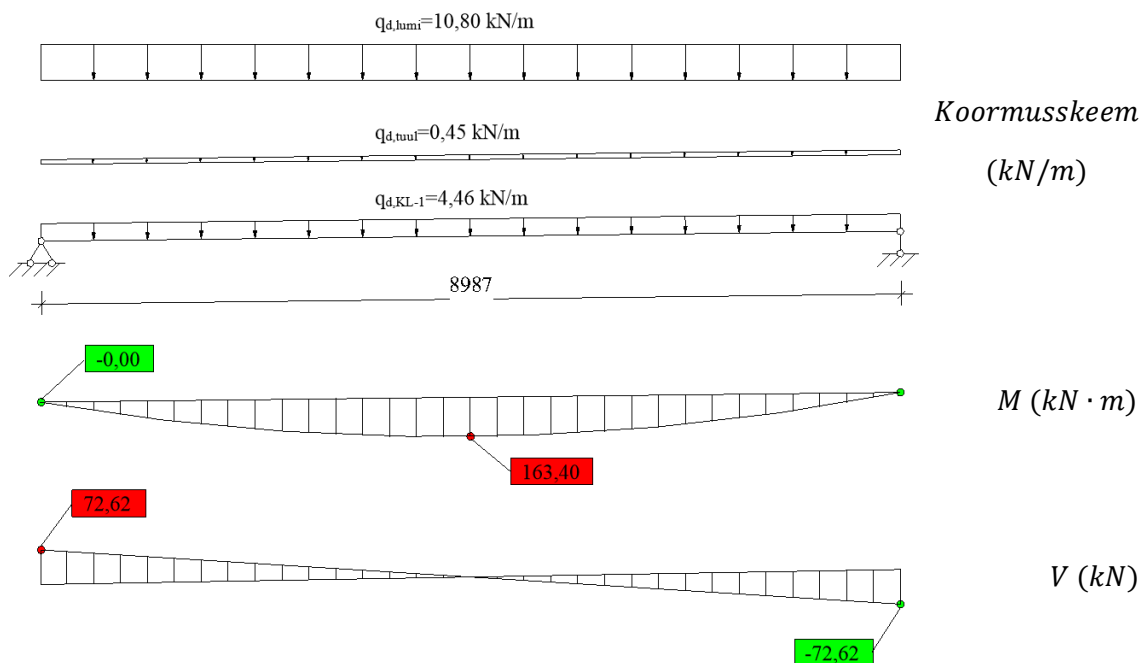
Tala T-1 kandevõime arvutamisel kasutatavad koormused on leitud koormuskombinatsioonis KK-3, mis põhjustab talas kõige suuremaid sisejõudusid. Sisejõudude epüürid on esitatud Joonisel 5.1.

Talale T-1 mõjuv arvutuslik joonkoormus kandepiir seisundis koormuskombinatsiooni KK-3 korral, kui talade samm on  $S = 6\text{ m}$ :

$$\begin{aligned} g_d &= \gamma_G \cdot g_{k,tala} + (\gamma_Q \cdot q_{k,tumi} + \Psi_0 \cdot \gamma_G \cdot q_{k,tuul,katus} + \gamma_G \cdot g_{k,KL-1}) \cdot S = \\ &= 1,20 \cdot 0,354 + (1,50 \cdot 1,2 + 0,6 \cdot 1,50 \cdot 0,083 + 1,20 \cdot 0,62) \cdot 6 = \\ &= 16,14\text{ kN/m} \end{aligned}$$

Talale T-1 mõjuv arvutuslik joonkoormus kasutuspiir seisundis koormuskombinatsiooni KK-7 korral, kui talade samm on  $S = 6\text{ m}$ :

$$\begin{aligned} q_{ser} &= g_{k,tala} + (g_{k,KL-1} + s_{k,katus} \cdot \Psi_1) \cdot S = 0,361 + (0,62 + 1,2 \cdot 0,2) \cdot 6,0 = \\ &= 5,52\text{ kN/m} \end{aligned}$$



**Joonis 5.1.** Tala T-1 koormusskeem ning paindemomendi  $M$  (kNm) ja põikjõu  $V$  (kN) epüürid koormuskombinatsiooni KK-3 korral

### 5.1.3. Tala kandevõime kontroll

Tala T-1 kandevõime kontrollil on kandepiir seisundis kontrollitud ristlõike paindekandevõimet ja plastset põikjõukandevõimet, seejuures ei ole arvestatud põikjõu ja paindemomendi koosmõju, kuna nende maksimaalsed väärtused paiknevad erinevates lõigetes ning põikjõud on alla poole ristlõike plastsest arvutuslikust põikjõukandevõimest. Kuna profiilplekk tagab talade külgsuunalise toetuse kogu tala pikkuse ulatuses, ei ole vajalik ka kiivekandevõime kontroll. Lisaks paindekandevõime ja plastse põikjõukandevõime kontrollile on teostatud tala seina nihkestabiilsuse kontroll ning kasutuspiir seisundis on kontrollitud tala läbipainet.

Talas T-1 mõjuv maksimaalne paindemoment  $M_{Ed} = 163,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Talas T-1 mõjuv maksimaalne põikjõud  $V_{Ed} = 72,62 \text{ kN}$

#### 5.1.3.1. Terasprofiili ristlõikparameetrid

Terasprofiili IPE 270 (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Ristlõikepindala:  $A = 45,9 \text{ cm}^2$
- Ristlõike kõrgus:  $h = 270 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:  $b = 135 \text{ mm}$
- Ristlõike seina laius:  $t_w = 6,6 \text{ mm}$
- Ristlõike vöö laius:  $t_f = 10,2 \text{ mm}$
- Ümardusraadius:  $r = 13 \text{ mm}$
- Ristlõike vastupanumoment y-telje ümber:  $W_{pl,y} = 484 \text{ cm}^3$
- Ristlõike inertsimoment y-telje ümber:  $I_y = 5790 \text{ cm}^4$

#### 5.1.3.2. Ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass määratakse arvestades terase tugevusklassi ning ristlõike surutud elementide laiuse ja paksuse suhet. Kogu ristlõike ristlõikeklass loetakse võrdseks ebasoodsaima surutud ristlõikeelemendi klassiga (Loorits, 2008).

Terase tugevusklassi mõju arvestav tegur  $\varepsilon$ :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

Tala T-1 painutatud seinä ristlõikeklassi määramine

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot (t_f + r)}{t_w} = \frac{270 - 2(10,2 + 13)}{6,6} = 33,88 < 72\varepsilon = 58,58 \rightarrow RK1$$

Tala T-1 surutud vöö ristlõikeklassi määramine

$$\frac{c}{t} = \frac{b - t_w - 2r}{2t_f} = \frac{135 - 6,6 - 2 \cdot 13}{2 \cdot 10,2} = 5,02 < 9\varepsilon = 7,32 \rightarrow RK1$$

Kogu profiili ristlõikeklass on 1.

### 5.1.3.3. Ristlõike paindekandevõime kontroll

Paindega koormatud varda igas ristlõikes peab arvutuslik paindemoment  $M_{Ed}$  rahuldama tingimust

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}, \quad (5.1)$$

kus  $M_{Ed}$  – ristlõikes mõjuv arvutuslik paindemoment (kNm);

$M_{c,Rd}$  – ristlõike arvutuslik paindekandevõime ühe peatelje suhtes toimival paindel (kNm).

Ristlõike arvutuslik paindekandevõime ühe peatelje suhtes toimuva painde korral ristlõikeklassis 1 on arvatud valemiga

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (5.2)$$

kus  $W_{pl}$  – plastne vastupanumoment (mm<sup>3</sup>);

$f_y$  – terase voolavuspiir (N/mm<sup>2</sup>);

$\gamma_{M0}$  – osavarutegur plastsel kandevõimel,  $\gamma_{M0} = 1,0$ .

Tala T-1 paindekandevõime vastavalt valemile 5.2:

$$\begin{aligned} M_{c,Rd} &= \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} = 171820000 \text{ N} \cdot \text{mm} = 171,82 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} \\ &= 163,40 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow OK! \end{aligned}$$

Tingimus 5.1 on täidetud ning ristlõike paindekandevõime on tagatud.

#### 5.1.3.4. Ristlõike plastse põikjõukandevõime kontroll

Arvutuslik põikjõud  $V_{Ed}$  peab varda igas ristlõikes rahuldama tingimust

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad (5.3)$$

kus  $V_{Ed}$  – ristlõikes mõjuv arvutuslik põikjõud (kN);

$V_{pl,Rd}$  – ristlõike plastne põikjõukandevõime (kN).

Ristlõike plastne põikjõukandevõime on arvutatud valemiga

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (5.4)$$

kus  $A_v$  – ristlõike lõikepindala ( $\text{mm}^2$ );

$f_y$  – terase voolavuspiir ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );

$\gamma_{M0}$  – osavarutegur plastsel kandevõimel,  $\gamma_{M0} = 1,0$ .

Seina sihis koormatud valtsitud I-profiilidel ristlõike lõikepindala  $A_v$  peab rahuldama tingimust

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w, \quad (5.5)$$

kus  $A$  – ristlõike pindala ( $\text{mm}^2$ );

$b$  – kogulaius (mm);

$h$  – kogukõrgus (mm);

$h_w$  – seina kõrgus (mm);

$r$  – seina ja vöö vahelise nurga ümardusraadius (mm);

$t_f$  – vöö paksus (mm);

$t_w$  – seina paksus (mm);

$\eta$  – kui  $f_y \leq 460 \text{ N}/\text{mm}^2$ , siis  $\eta = 1,2$ .

Tingimuse 5.5 kehtivuskontroll:

$$A_v = 4590 - 2 \cdot 135 \cdot 10,2 + (6,6 + 2 \cdot 13) \cdot 10,2 = 2168,52 \text{ mm}^2$$

$$\eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 223,6 \cdot 6,6 = 1770,91 \text{ mm}^2 < A_v = 2168,52 \rightarrow \text{OK!}$$

Tala T-1 plastne lõikekandevõime vastavalt valemile 5.4:

$$V_{pl,Rd} = \frac{2168,52 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} = 444458,44 \text{ N} = 444,46 \text{ kN} > V_{Ed} = 72,62 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Tingimus 5.3 on täidetud ning ristlõike plastne põikjõukandevõime on tagatud.

### 5.1.3.5. Tala seina nihkestabiilsuse kontroll

Põikjõu mõjul võib õhuke sein välja mõlkuda. Selle vältimiseks peab olema täidetud tingimus

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72}{\eta} \varepsilon, \quad (5.6)$$

kus  $h_w$  – seina kõrgus (mm);

$t_w$  – seina paksus (mm);

$\varepsilon$  – terase tugevusklassi mõju arvestav tegur;

$\eta$  – kui  $f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2$ , siis  $\eta = 1,2$ .

Tingimuse 5.6 kehtivuskontroll:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot (h_f + r)}{t_w} = \frac{270 - 2 \cdot (10,2 + 13)}{6,6} = \frac{223,6}{6,6} = 33,88$$

$$\frac{72}{\eta} \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 0,81 = 48,82 > 33,88 \rightarrow OK!$$

Tingimus 5.6 on täidetud ning seina nihkestabiilsus on tagatud ja mõlkumise ohtu ei ole.

### 5.1.3.6. Läbipainde kontroll kasutuspiiriseisundis

Tala läbipainde kontrollimisel peab maksimaalne läbipaine jääma lubatud piiridesse ning täidetud olema tingimus

$$w_{max} \leq w_{lub}, \quad (5.7)$$

kus  $w_{lub}$  – tala suurim lubatud läbipaine (m);

$w_{max}$  – tala suurim läbipaine (m).

Tala suurim läbipaine on arvatud valemiga

$$w_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y}, \quad (5.8)$$

kus  $E$  – terase elastsusmoodul ( $\text{N/m}^2$ ),  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ;

$I_y$  – inertsimoment y-telje suhtes ( $\text{m}^4$ );

$L$  – tala pikkus (m);

$q_{ser}$  – joonkoormus kasutuspiiriseisundis (N/m).

Tala T-1 suurim läbipaine on vastavalt valemile 5.8:

$$w_{max} = \frac{5 \cdot 5,52 \cdot 10^3 \cdot 8,987^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 5790 \cdot 10^{-8}} = 0,039 \text{ m}$$

Maksimaalne lubatud läbipaine katustel on:

$$w_{lub} = \frac{l}{200} = \frac{8,987}{200} = 0,045 \text{ m} > w_{max} = 0,039 \text{ m} \rightarrow OK!$$

Tingimus 5.7 on täidetud ning tala T-1 läbipaine jääb lubatud piiridesse.

Tala T-1 täidab kõiki tingimusi ja seega on valitud profiil IPE 270 sobiv kandekonstruktsioonis kasutamiseks.

#### 5.1.4. Talade materjali koguste kokkuvõte

Projekteeritud katusekonstruktsiooni taladele kuluv maht on esitatud Tabelis 5.1. Tabeli andmeid on kasutatud käesoleva töö seitsmendas ja kaheksandas peatükis maksumuse arvutamiseks ning analüüsi tegemiseks.

**Tabel 5.1.** Terastalade materjali koguste kokkuvõte

Tähis	Ristlõige	Pikkus (m)	Omakaal (kg/m)	Mass elemendile (kg)	Arv (tk)	Mass kokku (kg)
T-1	IPE 270	8,987	36,1	324,43	5	1622,15
T-2	IPE 160	5,753	15,8	90,90	3	272,69
T-3	IPE 160	5,848	15,8	92,40	2	184,80
T-4	IPE 160	5,328	15,8	84,18	1	84,18
T-5	IPE 160	2,807	15,8	44,35	1	44,35
T-6	IPE 160	5,733	15,8	90,58	1	90,58
T-7	IPE 160	5,348	15,8	84,50	1	84,50
T-8	IPE 160	2,847	15,8	44,98	1	44,98
Kokku						2428,24

## 5.2. Terasfermi arvutus

### 5.2.1. Konstruksiooni kirjeldus

Katuse kandesõrestikuna on telgede A ja E vahel kasutatud toruprofiilidest paralleelsete vöödega ning diagonaalsete ja vertikaalsete võrguvarrastega terasfermi, fermi mõõtmed on esitatud Joonisel 5.2. Fermide samm on 6 meetrit ning fermid toetuvad otsest teraslehtede kaudu telgedel A ja E paiknevatele ruustrislõikega teraspostidele. Terasferm on eeldimensionoonitud programmi Autodesk Robot Structural Analysis abil ning eeldimensionoonimise kohaselt on fermi ülemiseks vööks ruustrislõikega nelikanttoru  $\square 100 \times 100 \times 5$ , alumiseks vööks ruustrislõikega nelikanttoru  $\square 70 \times 70 \times 4$  ning võrguvarrasteks ruustrislõikega nelikanttorud  $\square 40 \times 40 \times 3$ ,  $\square 50 \times 50 \times 3$  ja  $\square 60 \times 60 \times 3$ . Kõikide fermi varraste terase tugevusklass on S355 voolavuspiiriga  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ . Teras tugevusklassi mõju arvestav tegur  $\varepsilon$  on:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Järgnevates alapeatükkides on esitatud näitena fermi ülemise ja alumise vöö ning võrguvarda V-14 kandevõime kontrollarvutused. Ülejäänud varraste arvutused on teostatud analoogselt ning pole käesolevas töös esitatud, kõik tulemused on toodud Tabelis 5.2. Lisaks fermi varraste kandevõime arvutustele on teostatud ka fermi varraste vaheliste sõlmede kontroll, näitena on kontrollitud varraste V-1, V-16 ja V-18 ning V-2, V-14 ja V-16 vaheliste sõlmede kandevõimet.

Peatükkides 5.2.3 kuni 5.2.5 esitatud fermi varraste kandevõime kontrollarvutused on teostatud vastavalt standardile EVS-EN 1993-1-1:2005+NA:2015 ning peatükkides 5.2.6 ja 5.2.7 esitatud fermi sõlmede arvutus vastavalt standardile EVS-EN 1993-1-8:2005+NA+2006.



### 5.2.2. Fermile mõjuvad koormused, sisejõud

Fermile mõjuvad koormused katuslae KL-1 omakaalust ning tuule- ja lumekoormusest on esitatud peatükkides 4.2 ja 4.3. Katuslae KL-1 konstruktsioonile lisandub koormus fermi omakaalust.

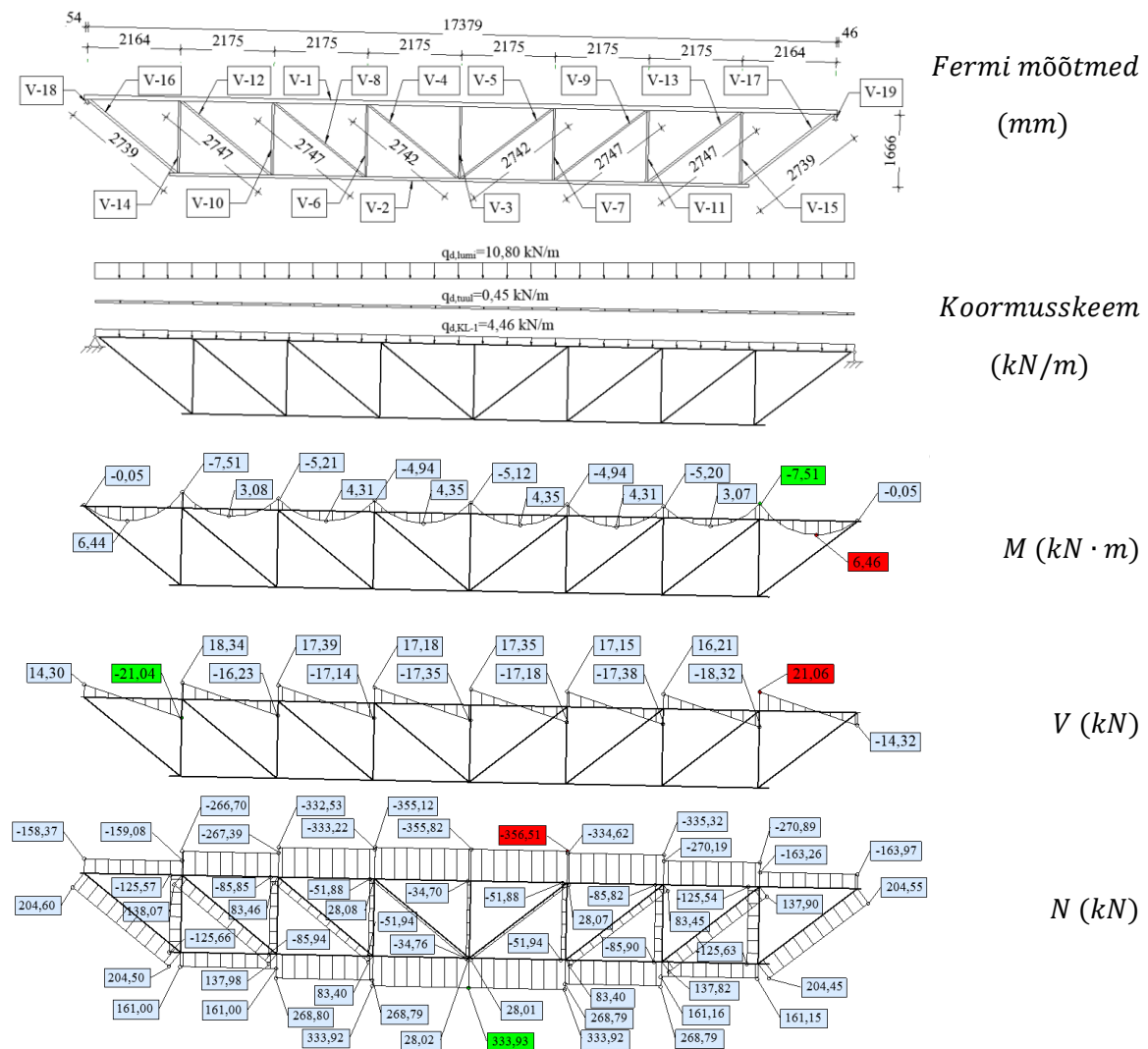
Eeldimensioonimise tulemusena on kogu fermi mass 496,32 kg, seega jooksva meetri normatiivne omakaalukoormus on:

$$g_{k,ferm} = \frac{496,32}{17,479} \cdot 9,81 = 278,56 \frac{N}{m} = 0,279 \text{ kN/m}$$

Terasfermi arvutustes kasutatavad koormused on leitud koormuskombinatsioonis KK-3, mis põhjustab kõige suuremaid sisejõude. Sisejõudude epüürid on esitatud Joonisel 5.2.

Fermile mõjuv arvutuslik joonkoormus kandepiirseisundis koormuskombinatsiooni KK-3 korral, kui talade samm on  $S = 6 \text{ m}$ :

$$\begin{aligned} g_d &= \gamma_G \cdot g_{k,ferm} + (\gamma_Q \cdot q_{k,lumi} + \Psi_0 \cdot \gamma_G \cdot q_{k,tuul,katus} + \gamma_G \cdot g_{k,KL-1}) \cdot S \\ &= 1,2 \cdot 0,279 + (1,50 \cdot 1,2 + 0,6 \cdot 1,50 \cdot 0,083 + 1,20 \cdot 0,62) \cdot 6 \\ &= 16,05 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



**Joonis 5.2.** Fermi mõõtmete skeem (mm) ja koormusskeem ning paindemomendi  $M$  (kNm), põikjõu  $V$  (kN) ja pikijõu  $N$  (kN) epüürid koormuskombinatsiooni KK-3 korral

### 5.2.3. Fermi ülemise vöö kandevõime kontroll

Käesolevas töös on terasfermi ülemise vöö kandevõime kontrolli teostamisel kandepiir seisundis arvestatud survejõu ja paindemomendi koosmõjuga, lisaks on kontrollitud ristlõike põikjõukandevõimet ja teostatud nihkestabiilsuse kontroll. Ülemise vöö kontrollil on lähtunud lõigust, mis saab kandevõime seisukohalt kõige enam määravaks. Kontrollitavaks lõiguks on võrguvarraste V-3 ja V-7 vahele jääv lõik.

Fermi vardas mõjuv paindemoment lõigu keskel

$$M_{Ed,s} = 4,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fermi vardas mõjuv paindemoment lõigu otstes

$$M_{Ed,1} = -4,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,2} = -5,12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fermi vardas mõjuv maksimaalne pikijõud

$$N_{Ed} = -356,51 \text{ kN (survejõud)}$$

### 5.2.3.1. Terasprofiili ristlõikeparameetrid

Nelikanttoru  $\square 100 \times 100 \times 5$  (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Ristlõikepindala:  $A = 18,36 \text{ cm}^2$
- Ristlõike laius:  $b = 100 \text{ mm}$
- Ristlõike kõrgus:  $h = 100 \text{ mm}$
- Ristlõike seina paksus:  $t = 5 \text{ mm}$
- Ümardusraadius:  $r = 10 \text{ mm}$
- Ristlõike vastupanumoment y-telje ümber:  $W_{pl} = 64,59 \text{ cm}^3$
- Inertsiraadius:  $i = 3,84 \text{ cm}$

Varda geomeetiline pikkus:

$$L = 2175 \text{ mm} = 2,175 \text{ m}$$

Varda nõtkepikkuseks toruprofiilidest sõrestiku vöö korral võib nii sõrestiku tasapinnas toimuva nõtkes kui ka sõrestiku risttasapinnas toimuva nõtkes korral võtta 0,9 kordse varda geomeetrilise pikkusega.

$$L_{cr} = 0,9 \cdot L = 0,9 \cdot 2,175 = 1,958 \text{ m,}$$

kus  $L$  - varda geomeetiline pikkus ehk sõlmede vahekaugus sõrestiku tasapinnas

### 5.2.3.2. Ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass määratakse arvestades terase tugevusklassi ning ristlõike surutud elementide laiuse ja paksuse suhet.

Varda painutatud seina ristlõikeklassi määramine:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot (t + r)}{t} = \frac{100 - 2 \cdot (5 + 10)}{5} = 14,0 < 72\varepsilon = 58,58 \rightarrow RK1$$

Varda surutud seina ristlõikeklassi määramine:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2 \cdot (t + r)}{t} = \frac{100 - 2 \cdot (5 + 10)}{5} = 14,0 < 33\varepsilon = 26,85 \rightarrow RK1$$

Kogu profiili ristlõikeklass on 1.

### 5.2.3.3. Varda kandevõime kontroll surve ja painde koosmõjul

Varda kandevõime arutamisel on arvestatud paindemomendi ja pikijõu üheaegse mõjumisega. Kuna fermi ülemine vöö on külgsuunas seotud ja sideme tagab kandev profiilplekk ning eeldusel, et paindemoment mõjub ainult ristlõike tugevamas tasandis ja toruprofiilidele rakendatavate lihtsustuste kohaselt  $k_{zy} = 0$  (ehk ainsaks koosmõjuteguriks jääb  $k_{yy}$ ), (Loorits, 2008) peab varda stabiilsustingimus surve ja painde koosmõjul toruprofiilidel rahuldama tingimusi

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.9)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} \leq 1,0 \quad (5.10)$$

kus  $M_{y,Ed}, N_{Ed}$  – y-y telje suhtes mõjuva maksimaalse paindemomendi ning survejõu arvutusväärtused (kNm) (kN);

$M_{y,Rd}$  – arvutuslik paindekandevõime y-y telje suhtes (kNm);

$N_{Rd}$  – arvutuslik normaaljõukandevõime (kN);

$k_{yy}$  – koosmõjutegur;

$\chi$  – nõtketegur paindenõtkel.

Varda arvutuslik survekandevõime on arvatud valemiga

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (5.11)$$

kus  $A$  – ristlõike pindala (mm<sup>2</sup>);

$f_y$  – terase voolavuspiir (N/mm<sup>2</sup>);

$\gamma_{M1}$  – materjali omaduse osavarutegur,  $\gamma_{M1} = 1,0$ .

Varda arvutuslik survekandevõime vastavalt valemile 5.11:

$$N_{Rd} = \frac{1836 \cdot 355}{1,0} = 651780,0 \text{ N} = 651,78 \text{ kN}$$

Ristlõike arvutuslik paindekandevõime on arvatud valemiga

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (5.12)$$

kus  $W_{pl}$  – plastne vastupanumoment (mm<sup>3</sup>);

$f_y$  – terase voolavuspiir (N/mm<sup>2</sup>);

$\gamma_{M1}$  – materjali omaduse osavarutegur,  $\gamma_{M1} = 1,0$ .

Arvutuslik paindekandevõime y-telje suhtes vastavalt valemile 5.12:

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{64590 \cdot 355}{1,0} = 22929450,0 \text{ N} \cdot \text{mm} = 22,93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Surutud varda tingsaledusele  $\bar{\lambda}$  vastav nõtketeguri  $\chi$  on arvatud valemiga

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1, \quad (5.13)$$

kus  $\Phi$  – nõtketeguri  $\chi$  leidmiseks vajalik abisuurus;  
 $\bar{\lambda}$  – varda tingsaledus.

Nõtketeguri  $\chi$  leidmiseks vajalik abisuurus on arvatud valemiga

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2], \quad (5.14)$$

kus  $\alpha$  – nõtkekõverale vastav hälbetegur. Kuumvaltsitud toruprofiili nõtkekõver terase tugevusklassi S355 korral on "a" ning sellele vastav hälbetegur on  $\alpha = 0,21$ ;  
 $\bar{\lambda}$  – varda tingsaledus.

Varda tingsaledus ristlõikeklassi 1 korral on arvatud valemiga

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{\pi \cdot i} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \quad (5.15)$$

kus  $E$  – terase elastsusmoodul,  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ;  
 $L_{cr}$  – nõtkepikkus vaadeldavas tasapinnas (mm);  
 $f_y$  – terase voolavuspiir ( $\text{N/mm}^2$ );  
 $i$  – brutoristlõike inertsiraadius kõnealuse telje suhtes (mm).

Tingsaledus vastavalt valemile 5.15:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1958}{\pi \cdot 38,4} \cdot \sqrt{\frac{355}{210000}} = 0,667$$

Abisuurus vastavalt valemile 5.14:

$$\begin{aligned}\Phi_y &= 0,5 \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21 \cdot (0,667 - 0,2) + 0,667^2] = \\ &= 0,772\end{aligned}$$

Nõtketegur vastavalt valemile 5.13:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,772 + \sqrt{0,772^2 - 0,667^2}} = 0,863 < 1,0$$

Koosmõjutegur  $k_{yy}$  mitte väände-deformatsiooni suhtes tundlikele varrastele on arvutatud valemiga

$$k_{yy} = C_{my} \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} \right] \leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} \right), \quad (5.16)$$

kus  $C_{my}$  – ekvivalentse konstantse momendi tegur;

$N_{Ed}$  – survejõu arvutusväärtused (kN);

$N_{Rd}$  – arvutuslik normaaljõukandevõime (kN);

$\chi$  – nõtketegur paindenõtkel;

$\bar{\lambda}$  – varda tingsaledus.

Ekvivalentse konstantse momendi tegur on arvutatud valemiga

$$C_{my} = 0,2 + 0,8 \cdot \alpha_s > 0,4, \quad (5.17)$$

kus abisuurus  $\alpha_s$  on:

$$\alpha_s = \frac{M_s}{M_h} = \frac{M_{Ed,s}}{M_{Ed,2}} = \frac{4,35}{5,12} = 0,850$$

Ekvivalentse paindemomendi tegur  $C_{my}$  vastavalt valemile 5.17:

$$C_{my} = 0,2 + 0,8 \cdot 0,850 = 0,880 > 0,4$$

Koosmõjutegur  $k_{yy}$  vastavalt valemile 5.16:

$$\begin{aligned}k_{yy} &= 0,880 \left[ 1 + (0,667 - 0,2) \cdot \frac{356,51}{0,863 \cdot 651,78} \right] = 1,14 \\ &< 0,880 \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{356,51}{0,863 \cdot 651,78} \right) = 1,33 \rightarrow k_{yy} = 1,14\end{aligned}$$

Stabiilsuskontroll painde ja surve koosmõjul vastavalt tingimustele 5.9 ja 5.10

$$\frac{356,51}{0,863 \cdot 651,78} + 1,14 \cdot \frac{4,94}{22,93} = 0,880 > 1,0 \rightarrow OK!$$

$$\frac{356,51}{0,863 \cdot 651,78} = 0,634 > 1,0 \rightarrow OK!$$

Tingimused 5.9 ja 5.10 on täidetud ning fermi ülemise vöö kandevõime surve ja painde koosmõjul on tagatud.

#### 5.2.3.4. Ristlõike plastse põikjõukandevõime kontroll

Arvutuslik põikjõud  $V_{Ed}$  peab varda igas ristlõikes rahuldama tingimust

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}, \quad (5.18)$$

kus  $V_{Ed}$  – vardas mõjuv arvutuslik põikjõud (kN);

$V_{pl,Rd}$  – ristlõike plastne põikjõukandevõime (kN).

Ristlõike plastne põikjõukandevõime on arvutatud valemiga

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (5.19)$$

kus  $A_v$  – ristlõike lõikepindala ( $\text{mm}^2$ );

$f_y$  – terase voolavuspiir ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );

$\gamma_{M0}$  – osavarutegur plastsel kandevõimel,  $\gamma_{M0} = 1,0$ .

Lõikepindala konstantse seinapaksusega nelikanttorul, kui koormus mõjub kõrguse sihis, on arvutatud valemiga

$$A_v = \frac{A \cdot h}{(b + h)}, \quad (5.20)$$

kus  $A$  – ristlõike pindala ( $\text{mm}^2$ );

$b$  – kogulaius (mm);

$h$  – kogukõrgus (mm).

Ristlõike lõikepindala vastavalt valemile 5.20:

$$A_v = \frac{1836 \cdot 100}{(100 + 100)} = 918,00 \text{ mm}^2$$

Fermi ülemise vöö plastne löikekandevõime vastavalt valemile 5.19:

$$V_{pl,Rd} = \frac{918,0 \cdot (355/\sqrt{3})}{1,0} = 188152,68 \text{ N} = 188,15 \text{ kN} > V_{Ed} = 21,06 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

Tingimus 5.18 on täidetud ning fermi ülemise vöö plastne põikjõukandevõime on tagatud.

#### 5.2.3.5. Varda seina nihkestabiilsuse kontroll

Põikjõu mõjul võib õhuke sein välja mõlkuda. Selle vältimiseks peab olema täidetud tingimus

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (5.21)$$

kus  $h_w$  – seina kõrgus (mm);

$t_w$  – seina paksus (mm);

$\varepsilon$  – terase tugevusklassi mõju arvestav tegur;

$\eta$  – kui  $f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2$ , siis  $\eta = 1,2$ .

Tingimuse 5.21 kehtivuskontroll:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{h - 2 \cdot (t + r)}{t} = \frac{100 - 2(5 + 10)}{5} = 14,0$$

$$\frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 0,81 = 48,82 > 14,0 \rightarrow OK!$$

Tingimus 5.21 on täidetud ning seina nihkestabiilsus on tagatud.

Varras V-1 täidab kõiki tingimusi ja seega on valitud profiil  $\square 100 \times 100 \times 5$  sobiv kandekonstruktsioonis kasutamiseks.

#### 5.2.4. Fermi alumise vöö kandevõime kontroll

Fermi alumisel vööl kandevõime kontrollil on kandepiiriseisundis kontrollitud ristlõike tõmbekandevõimet.

Fermi vardas mõjuv maksimaalne pikijõud

$$N_{Ed} = 333,93 \text{ kN (tõmbejõud)}$$



### 5.2.4.1. Terasprofili ristlõikeparameetrid

Nelikanttoru □70x70x4 (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Ristlõikepindala:  $A = 10,15 \text{ cm}^2$
- Ristlõike kõrgus:  $h = 70 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:  $b = 70 \text{ mm}$
- Ristlõike seina paksus:  $t = 4 \text{ mm}$

### 5.2.4.2. Ristlõike tõmbekandevõime kontroll

Selleks, et tsentriselt tõmmatud varda kandevõime oleks tagatud, peab arvutuslik tõmbejõud  $N_{Ed}$  rahuldama igas ristlõikes tingimust

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \quad (5.22)$$

kus  $N_{Ed}$  – vardas mõjuv arvutuslik pikijõud (kN);

$N_{t,Rd}$  – ristlõike arvutuslik tõmbekandevõime (kN).

Brutoristlõike arvutuslik plastne põikjõukandevõime on arvatud valemiga

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (5.23)$$

kus  $A$  – ristlõike pindala ( $\text{mm}^2$ );

$f_y$  – terase voolavuspiir ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );

$\gamma_{M1}$  – materjali omaduse osavarutegur,  $\gamma_{M1} = 1,0$ .

Ristlõike tõmbekandevõime vastavalt valemile 5.23:

$$N_{pl,Rd} = \frac{1015 \cdot 355}{1,0} = 360325 \text{ N} = 360,33 \text{ kN} > N_{Ed} = 333,93 \text{ kN}$$

Tingimus 5.22 on täidetud ning fermi alumise vöö ristlõike tõmbekandevõime on tagatud.

Varras V-2 täidab kõiki tingimusi ja seega on valitud profiil □70x70x4 sobiv kandekonstruktsioonis kasutamiseks.

### 5.2.5. Võrguvarda V-14 kandevõime kontroll

Fermi survele töötava vertikaalse võrguvarda kandevõime kontrollil on kandepiir seisundis kontrollitud varda nõtkekandevõimet.

Fermi võrguvardas V-14 mõjuv maksimaalne pikijõud  $N_{Ed} = -125,66 \text{ kN}$  (survejõud)

### 5.2.5.1. Terasprofili ristlõikeparameetrid

Nelikanttoru  $\square 60 \times 60 \times 3$  (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Ristlõikepindala:  $A = 6,61 \text{ cm}^2$
- Ristlõike kõrgus:  $h = 60 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:  $b = 60 \text{ mm}$
- Ristlõike seina paksus:  $t = 3 \text{ mm}$
- Ümardusraadius:  $r = 6 \text{ mm}$
- Inertsiraadius:  $i = 2,31 \text{ cm}$

Varda geomeetriline pikkus:

$$L = 1666 \text{ mm} = 1,666 \text{ m}$$

Paralleelsete vöödega torusõrestikel, mille võrguvaraste ja vöö laiuste suhe ei ületa 0,6, võib võrguvarda nõtkepikkuseks nii sõrestiku tasapinnas kui ka risttasapinnas võtta 0,75 kordse varda geomeetrilise pikkuse, laiemate võrguvaraste puhul aga 0,9 kordse varda geomeetrilise pikkuse, juhul kui võrguvardad on keevitatud vöö külge kogu perimeetri ulatuses.

$$L_{cr} = 0,9 \cdot L = 0,9 \cdot 1,666 = 1,499 \text{ m},$$

kus  $L$  - varda geomeetriline pikkus ehk sõlmede vahekaugus sõrestiku tasapinnas

### 5.2.5.2. Ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass määratakse arvestades terase tugevusklassi ning ristlõike surutud elementide laiuse ja paksuse suhet.

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2 \cdot (t + r)}{t} = \frac{50 - 2 \cdot (3 + 6)}{3} = 10,67 < 33\varepsilon = 26,85 \rightarrow RK1$$

Profiili ristlõikeklass on 1.

### 5.2.5.3. Varda nõtkesurve võime kontroll

Tsentraalselt surutud varda arvutuslik nõtkesurve võime peab rahuldama tingimust

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}, \quad (5.24)$$

kus  $N_{Ed}$  – vardas mõjuv arvutuslik survejõud (kN);

$N_{b,Rd}$  – surutud varda arvutuslik nõtkekandevõime (kN).

Nõtkekandevõime on arvatatud valemiga

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (5.25)$$

kus  $A$  – ristlõike pindala ( $\text{mm}^2$ );

$f_y$  – terase voolavuspiir ( $\text{N/mm}^2$ );

$\chi$  – nõtketegur paindenõtkel;

$\gamma_{M1}$  – materjali omaduse osavarutegur,  $\gamma_{M1} = 1,0$ .

Surutud varda tingsaledusele  $\bar{\lambda}$  vastav nõtketegur  $\chi$  on arvatatud valemiga

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1, \quad (5.26)$$

kus  $\Phi$  – nõtketeguri  $\chi$  leidmiseks vajalik abisuurus;

$\bar{\lambda}$  – varda tingsaledus.

Nõtketeguri  $\chi$  leidmiseks vajalik abisuurus on arvatatud valemiga

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2], \quad (5.27)$$

kus  $\alpha$  – nõtkekõverale vastav hälbetegur. Kuumvaltsitud toruprofiili nõtkekõver terase tugevusklassi S355 korral on " $\alpha$ " ning sellele vastav hälbetegur on  $\alpha = 0,21$ ;

$\bar{\lambda}$  – varda tingsaledus.

Varda tingsaledus ristlõikeklassi 1 korral mõlemas suunas on arvatatud valemiga

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{\pi \cdot i} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \quad (5.28)$$

kus  $E$  – terase elastsusmoodul,  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ;

$L_{cr}$  – nõtkepikkus vaadeldavas tasapinnas (mm);

$f_y$  – terase voolavuspiir ( $\text{N/mm}^2$ );

$i$  – brutoristlõike inertsiraadius kõnealuse telje suhtes (mm).

Tingsaledus vastavalt valemile 5.28:

$$\bar{\lambda} = \frac{1499}{\pi \cdot 23,1} \cdot \sqrt{\frac{355}{210000}} = 0,849$$

Abisuurus vastavalt valemile 5.27:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,849 - 0,2) + 0,849^2] = 0,929$$

Surutud varda tingsaledusele  $\bar{\lambda}$  vastav nõtketegur  $\chi$  vastavalt valemile 5.26:

$$\chi = \frac{1}{0,929 + \sqrt{0,929^2 - 0,849^2}} = 0,766 < 1,0 \rightarrow OK!$$

Varda nõtkekandevõime vastavalt valemile 5.25:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,766 \cdot 661 \cdot 355}{1,0} = 179800 \text{ N} = 179,80 \text{ kN} > N_{Ed} 125,66 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

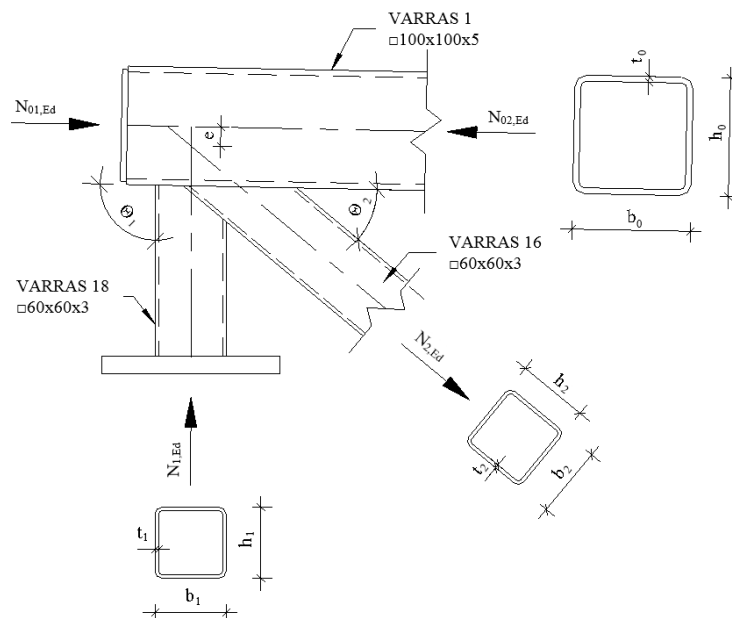
Tingimus 5.24 on täidetud ning varda nõtkekandevõime on tagatud.

Varras V-14 täidab kõiki tingimusi ja seega on valitud profiil  $\square 60 \times 60 \times 3$  sobiv kandekonstruktsioonis kasutamiseks.

## 5.2.6. Varraste V-1, V-16 ja V-18 vahelise sõlme kandevõime kontroll

### 5.2.6.1. Fermi sõlmes varrastest mõjuvad arvutuslikud sisejõud, sõlme geometria

- $N_{01,Ed} = 0 \text{ kN}$
  - $N_{02,Ed} = 158,37 \text{ kN}$  (survejõud)
  - $N_{1,Ed} = 140,37 \text{ kN}$  (survejõud)
  - $N_{2,Ed} = -204,60 \text{ kN}$  (tõmbejõud)
- 
- Pealpoolse võrguvarda kontaktpinna projektsiooni pikkus  $p = 60 \text{ mm}$
  - Ülekatte projektsiooni pikkus  $q = 36,6 \text{ mm}$



Joonis 5.3. Varraste V-1, V-16 ja V-18 vaheline sõlm

### 5.2.6.2. Terasprofiilide ristlõikeparameetrid, ristlõikeklassi määramine

#### Varras V-1

Nelikanttoru  $\square 100 \times 100 \times 5$  (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Ristlõike kõrgus:  $h_0 = 100 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:  $b_0 = 100 \text{ mm}$
- Ristlõike seina paksus:  $t_0 = 5 \text{ mm}$
- Ümardusraadius:  $r_0 = 10 \text{ mm}$

Ristlõikeklassi määramine

$$\frac{c}{t} = \frac{b_0 - 2 \cdot (t_0 + r_0)}{t_0} = \frac{100 - 2 \cdot (5 + 10)}{5} = 14,00 < 33\varepsilon = 26,85 \rightarrow RK1$$

### Varras V-18 (pealpoolne varras)

Nelikanttoru □60x60x3 (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Ristlõike kõrgus:  $h_1 = 60 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:  $b_1 = 60 \text{ mm}$
- Ristlõike seinapaksus:  $t_1 = 3 \text{ mm}$
- Ümardusraadius:  $r_1 = 6 \text{ mm}$

Ristlõikeklassi määramine

$$\frac{c}{t} = \frac{b_1 - 2 \cdot (t_1 + r_1)}{t_1} = \frac{60 - 2 \cdot (3 + 6)}{3} = 14,00 < 33\varepsilon = 26,85 \rightarrow RK1$$

### Varras V-16 (alumine varras)

Nelikanttoru □60x60x4 (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Ristlõike kõrgus:  $h_2 = 60 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:  $b_2 = 60 \text{ mm}$
- Ristlõike seinapaksus:  $t_2 = 3 \text{ mm}$
- Ümardusraadius:  $r_2 = 6 \text{ mm}$

Ristlõikeklassi määramine

$$\frac{c}{t} = \frac{b_2 - 2(t_2 + r_2)}{t_2} = \frac{60 - 2 \cdot (3 + 6)}{3} = 14,00 < 33\varepsilon = 26,85 \rightarrow RK1$$

Kõik vardad kuuluvad ristlõikeklassi 1.

#### 5.2.6.3. Sõlmede arvutusmetoodika kehtivuspiirid

- $\frac{b_i}{b_0} = \frac{b_1}{b_0} = \frac{60}{100} = 0,60 > 0,25$  - täidetud
- $25\% \leq \lambda_{ov} \leq 100\%$   
 $\lambda_{ov} = \frac{q \cdot 100\%}{p} = \frac{36,6 \cdot 100\%}{60} = 61,0 \%$  - täidetud
- $\frac{b_i}{b_j} = \frac{b_1}{b_2} = \frac{60}{60} = 1,0 > 0,75$  - täidetud

Tegemist on ülekattega N-liitega, nõutav on ainult pealpoolse varda kontroll.

#### 5.2.6.4. Sõlme kandevõimekontroll

Võrguvarda kandevõime, kui ülekatte suurus on  $50\% \leq \lambda_{ov} \leq 80\%$ , on arvutatud valemiga

$$N_{1,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot (b_{eff} + b_{e,ov} + 2 \cdot h_i - 4 \cdot t_i), \quad (5.29)$$

kus  $b_{eff}$  – võrguvarda efektiivlaius liites vööga (mm);

$b_{e,ov}$  – pealpoolse võrguvarda efektiivlaius ülekattega liites (mm);

$f_y$  – terase voolavuspiir (N/mm<sup>2</sup>);

$h_i$  – ülekatteliite nelikanttorust pealpoolse võrguvarda  $i$  ristlõike kõrgus (mm);

$t_i$  – ülekatteliite pealpoolse võrguvarda  $i$  seinapaksus (mm).

Võrguvarda efektiivlaius liites vööga on arvutatud valemiga

$$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_i \leq b_i, \quad (5.30)$$

kus  $b_0$  – vöövarda ristlõike laius (mm);

$b_i$  – ülekatteliite nelikanttorust pealpoolse võrguvarda  $i$  ristlõike laius (mm);

$f_y$  – terase voolavuspiir (N/mm<sup>2</sup>);

$t_0$  – vöövarda seinapaksus (mm);

$t_i$  – ülekatteliite pealpoolse võrguvarda  $i$  seinapaksus (mm).

Võrguvarda efektiivlaius liites vööga vastavalt valemile 5.30:

$$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \cdot \frac{f_y t_0}{f_y t_1} \cdot b_1 = \frac{10}{100/5} \cdot \frac{355 \cdot 5}{355 \cdot 3} \cdot 60 = 50 \text{ mm} < b_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\rightarrow b_{eff} = 50 \text{ mm}$$

Pealpoolse võrguvarda efektiivlaius on arvutatud valemiga

$$b_{e,ov} = \frac{10}{b_j/t_j} \cdot \frac{f_{yj} \cdot t_j}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_i \leq b_i, \quad (5.31)$$

kus  $b_i$  – ülekatteliite nelikanttorust pealpoolse võrguvarda  $i$  ristlõike laius (mm);

$b_j$  – ülekatteliite nelikanttorust allpoolse võrguvarda  $i$  ristlõike laius (mm);

$f_y$  – terase voolavuspiir (N/mm<sup>2</sup>);

$t_i$  – ülekatteliite pealpoolse võrguvarda  $i$  seinapaksus (mm);

$t_j$  – ülekatteliite allpoolse võrguvarda seinapaksus (mm).

Pealpoolse võrguvarda efektiivlaidus vastavalt valemile 5.31:

$$b_{e,ov} = \frac{10}{b_2/t_2} \cdot \frac{f_y \cdot t_2}{f_y \cdot t_1} \cdot b_1 = \frac{10}{60/3} \cdot \frac{355 \cdot 3}{355 \cdot 3} \cdot 60 = 30 \text{ mm} < b_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\rightarrow b_{e,ov} = 30 \text{ mm}$$

Varraste V-1, V-16 ja V-18 vahelise sõlme kandevõime on vastavalt valemile 5.29:

$$N_{1,Rd} = f_y \cdot t_1 \cdot (b_{eff} + b_{e,ov} + 2 \cdot h_1 - 4 \cdot t_1) = 355 \cdot 3 \cdot (50 + 30 + 2 \cdot 60 - 4 \cdot 3) =$$

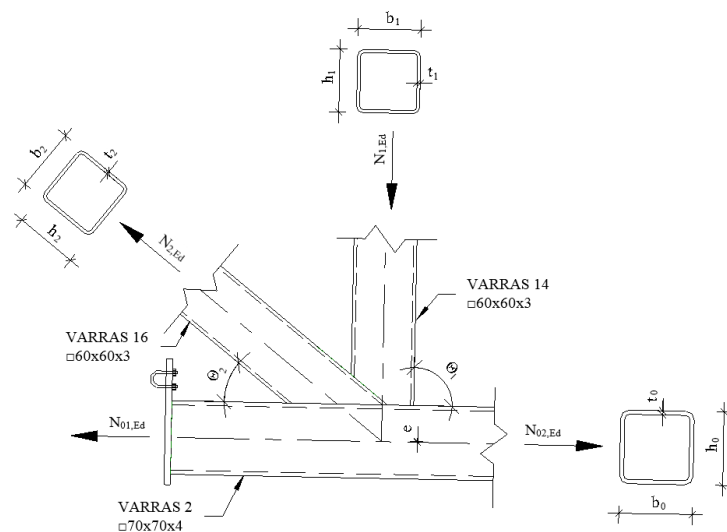
$$= 200220 \text{ N} = 200,22 \text{ kN} > N_{1,Ed} = 140,37 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

Ülekattega N-tüüpi liites kontrollitakse sõlme ainult pealpoolse varda jõu suhtes ning seega on sõlme kandevõime tagatud.

### 5.2.7. Varraste V-2, V-14 ja V-16 vahelise sõlme kandevõime kontroll

#### 5.2.7.1. Fermi sõlmes varrastest mõjuvad arvutuslikud sisejõud, sõlme geometria:

- $N_{01,Ed} = 0 \text{ kN}$
- $N_{02,Ed} = -161,00 \text{ kN}$  (tõmbejõud)
- $N_{1,Ed} = 125,66 \text{ kN}$  (survejõud)
- $N_{2,Ed} = -204,50$  (tõmbejõud)
  
- Pealpoolse võrguvarda kontaktpinna projektsiooni pikkus  $p = 60 \text{ mm}$
- Ülekatte projektsiooni pikkus  $q = 35 \text{ mm}$



Joonis 5.4. Varraste V-2, V-14 ja V-16 vaheline sõlm



### 5.2.7.2. Terasprofiilide ristlõikeparameetrid, ristlõikeklassi määramine

#### Varras V-2

Nelikanttoru □70x70x4 (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Ristlõike kõrgus:  $h_0 = 70 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:  $b_0 = 70 \text{ mm}$
- Ristlõike seina paksus:  $t_0 = 4 \text{ mm}$
- Ümardusraadius:  $r_0 = 8 \text{ mm}$

Ristlõikeklassi määramine

$$\frac{c}{t} = \frac{b_0 - 2 \cdot (t_0 + r_0)}{t_0} = \frac{70 - 2 \cdot (4 + 8)}{4} = 11,50 < 33\varepsilon = 26,85 \rightarrow RK1$$

#### Varras V-14 (pealpoolne varras)

Nelikanttoru □60x60x3 (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Ristlõike kõrgus:  $h_1 = 60 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:  $b_1 = 60 \text{ mm}$
- Ristlõike seina paksus:  $t_1 = 3 \text{ mm}$
- Ümardusraadius:  $r_1 = 6 \text{ mm}$

Ristlõikeklassi määramine

$$\frac{c}{t} = \frac{b_1 - 2 \cdot (t_1 + r_1)}{t_1} = \frac{60 - 2 \cdot (3 + 6)}{3} = 14,00 < 33\varepsilon = 26,85 \rightarrow RK1$$

#### Varras V-16 (alumine varras)

Nelikanttoru □60x60x3 (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Ristlõike kõrgus:  $h_2 = 60 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:  $b_2 = 60 \text{ mm}$
- Ristlõike seina paksus:  $t_2 = 3 \text{ mm}$
- Ümardusraadius:  $r_2 = 6 \text{ mm}$

Ristlõikeklassi määramine

$$\frac{c}{t} = \frac{b_2 - 2 \cdot (t_2 + r_2)}{t_2} = \frac{60 - 2 \cdot (3 + 6)}{3} = 14,00 < 33\varepsilon = 26,85 \rightarrow RK1$$

Kõik vardad kuuluvad ristlõikeklassi 1.

### 5.2.7.3. Sõlme arvutusmetoodika kehtivuspiirid

- $\frac{b_i}{b_0} = \frac{b_1}{b_0} = \frac{60}{70} = 0,857 > 0,25$  - täidetud
- $25\% \leq \lambda_{ov} \leq 100\%$
- $\lambda_{ov} = \frac{q \cdot 100\%}{p} = \frac{35 \cdot 100\%}{60} = 58,3\%$  - täidetud
- $\frac{b_i}{b_j} = \frac{b_1}{b_2} = \frac{60}{60} = 1,0 > 0,75$  - täidetud

Tegemist on ülekattega N-liitega, nõutav on ainult pealpoolse varda kontroll.

### 5.2.7.4. Sõlme kandevõimekontroll

Võrguvarda kandevõime, kui ülekatte suurus on  $50\% \leq \lambda_{ov} \leq 80\%$ , on arvutatud valemiga

$$N_{1,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot (b_{eff} + b_{e,ov} + 2 \cdot h_i - 4 \cdot t_i), \quad (5.32)$$

kus  $b_{eff}$  – võrguvarda efektiivlaius liites vööga (mm);

$b_{e,ov}$  – pealpoolse võrguvarda efektiivlaius ülekattega liites (mm);

$f_y$  – terase voolavuspiir (N/mm<sup>2</sup>);

$h_i$  – ülekatteliite nelikanttorust pealpoolse võrguvarda  $i$  ristlõike kõrgus (mm);

$t_i$  – ülekatteliite pealpoolse võrguvarda  $i$  seinapaksus (mm).

Võrguvarda efektiivlaius liites vööga on arvutatud valemiga

$$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_i \leq b_i, \quad (5.33)$$

kus  $b_0$  – vöövarda ristlõike laius (mm);

$b_i$  – ülekatteliite nelikanttorust pealpoolse võrguvarda  $i$  ristlõike laius (mm);

$f_y$  – terase voolavuspiir (N/mm<sup>2</sup>);

$t_0$  – vöövarda seinapaksus (mm);

$t_i$  – ülekatteliite pealpoolse võrguvarda  $i$  seinapaksus (mm).

Võrguvarda efektiivlaius vastavalt valemile 5.33:

$$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \cdot \frac{f_y \cdot t_0}{f_y \cdot t_1} \cdot b_1 = \frac{10}{70/4} \cdot \frac{355 \cdot 4}{355 \cdot 3} \cdot 60 = 45,71 \text{ mm} < b_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\rightarrow b_{eff} = 45,71 \text{ mm}$$

Pealpoolse võrguvarda efektiivlaidus on arvatud valemiga

$$b_{e,ov} = \frac{10}{b_j/t_j} \cdot \frac{f_{yj} \cdot t_j}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_i \leq b_i, \quad (5.34)$$

kus  $b_i$  – ülekatte liite nelikanttorust pealpoolse võrguvarda  $i$  ristlõike laius (mm);

$b_j$  – ülekatte liite nelikanttorust allpoolse võrguvarda  $i$  ristlõike laius (mm);

$f_y$  – terase voolavuspiir (N/mm<sup>2</sup>);

$t_i$  – ülekatte liite pealpoolse võrguvarda  $i$  seinapaksus (mm);

$t_j$  – ülekatte liite allpoolse võrguvarda seinapaksus (mm).

Pealpoolse võrguvarda efektiivlaidus vastavalt valemile 5.34:

$$b_{e,ov} = \frac{10}{b_2/t_2} \cdot \frac{f_y \cdot t_2}{f_y \cdot t_1} \cdot b_1 = \frac{10}{60/3} \cdot \frac{355 \cdot 3}{355 \cdot 3} \cdot 60 = 30 \text{ mm} < b_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\rightarrow b_{o,ev} = 30 \text{ mm}$$

Varraste V-2, V-14 ja V-16 vahelise sõlme kandevõime on vastavalt valemile 5.32:

$$N_{1,Rd} = f_y \cdot t_1 \cdot (b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_1 - 4t_1) = 355 \cdot 3 \cdot (45,71 + 30 + 2 \cdot 60 - 4 \cdot 3) =$$

$$= 195656 \text{ N} = 195,66 \text{ kN} > N_{1,Ed} = 125,66 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

Ülekattega N-tüüpi liites kontrollitakse sõlme ainult pealpoolse varda jõu suhtes ning seega on kandevõime tagatud.

### 5.2.8. Fermide materjali koguste kokkuvõte

Projekteeritud terasfermidele kuluv maht on esitatud Tabelis 5.2. Tabeli andmeid on kasutatud käesoleva töö seitsmendas ja kaheksandas peatükis maksumuse arvutamiseks ning analüüsi tegemiseks.

**Tabel 5.2.** Terasfermide materjali koguste kokkuvõte

Tähis	Ristlõige	Pikkus (m)	Omakaal (kg/m)	Mass elemendile (kg)	Arv (tk)	Mass kokku (kg)
V-1	□100x100x5	17,479	14,4	251,70	5	1258,49
V-2	□70x70x4	13,450	7,97	107,20	5	535,98
V-3	□40x40x3	1,666	3,30	5,50	5	27,49
V-4	□40x40x3	2,742	3,30	9,05	5	45,24

V-5	□40x40x3	2,742	3,30	9,05	5	45,24
V-6	□40x40x3	1,666	3,30	5,50	5	27,49
V-7	□40x40x3	1,666	3,30	5,50	5	27,49
V-8	□40x40x3	2,747	3,30	9,07	5	45,33
V-9	□40x40x3	2,747	3,30	9,07	5	45,33
V-10	□50x50x3	1,666	4,25	7,08	5	35,40
V-11	□50x50x3	1,666	4,25	7,08	5	35,40
V-12	□50x50x3	2,747	4,25	11,67	5	58,37
V-13	□50x50x3	2,747	4,25	11,67	5	58,37
V-14	□60x60x3	1,666	5,19	8,65	5	43,23
V-15	□60x60x3	1,666	5,19	8,65	5	43,23
V-16	□60x60x3	2,739	5,19	14,22	5	71,08
V-17	□60x60x3	2,739	5,19	14,22	5	71,08
V-18	□60x60x3	0,144	5,19	0,75	5	3,74
V-19	□60x60x3	0,140	5,19	0,73	5	3,63
Kokku						2481,62

### 5.3. Terasposti arvutus

#### 5.3.1. Konstruktsiooni kirjeldus

Karkassipostidena on kasutatud ruutristlõikega toruprofiile, mis on eeldimensioonitud programmis Autodesk Robot Structural Analysis. Eeldimensioonimise kohaselt on telgedel A ja G kasutatud postidena terasprofiile □150x150x4 ja □150x150x8, teljel E telgede 2 ja 6 vahel terasprofiili □150x150x6, teljel 1 terasprofiile □150x150x4 ja □110x110x4 ning teljel 7 terasprofiili □110x110x4. Postide terase tugevusklass on S355 voolavuspiiriga  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ .

Järgnevatel alapeatükkides on esitatud posti P-1 kandevõime arvutus. Ülejäänud karkassipostide arvutused on teostatud analoogselt ning pole käesolevas töös esitatud, kõik tulemused on toodud Tabelis 5.3.

Peatükis 5.3.3 esitatud posti arvutus on teostatud vastavalt standardis EVS-EN 1993-1-1:2005+NA:2006 toodud valemitele ja arvutuseeskirjadele.

### 5.3.2. Postile mõjuvad koormused, sisejõud

Postile P-1 mõjuvad koormused katuslae KL-1 omakaalust ning tuule- ja lumekoormusest on esitatud peatükkides 4.2 ja 4.3. Katuslae KL-1 konstruktsioonile lisandub koormus postile toetuvate katusekandjate omakaalust. Posti P-1 dimensioonimisel on lisaks posti pikisuunas mõjuvatele omakaalu, tuule- ja lumekoormustele ning posti küljele mõjuvale tuulekoormusele arvestatud ka täiendava koormusega posti külge kinnituvast varikatusest. Varikatuste poolt tekitatav täiendav koormus on põhjustatud varikatuse omakaalust ning varikatusele mõjuvast tuule- ja lumekoormusest. Varikatuse lumekoormuse leidmisel on arvestatud lume kuhjumist katuse kõrguse järsust muutusest tingitud tuulest kantud lumest.

Posti P-1 (□150x150x8) normatiivne omakaal on (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

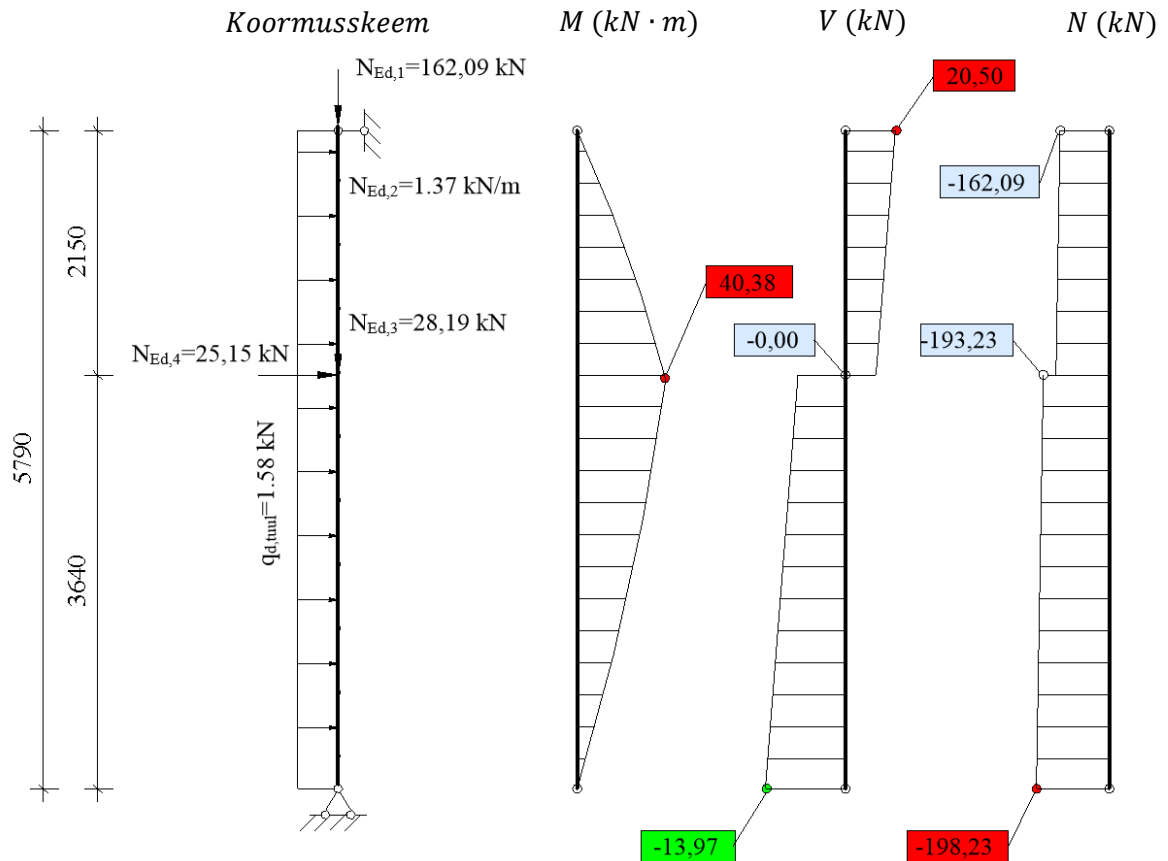
$$g_{k,post} = 34,0 \text{ kg/m} \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,334 \text{ kN/m}$$

Posti arvutustes kasutatavad koormused on leitud koormuskombinatsioonis KK-3, mis põhjustab kõige suuremaid sisejõude. Sisejõudude epüürid on esitatud Joonisel 5.5.

Posti P-1 kandepiirseisundi sisejõudude leidmiseks on kasutatud programmi Autodesk Robot Structural Analysis, koormuskombinatsiooni koos numbriliste väärtustega antud juhul esitatud ei ole. Postile P-1 mõjub pikijõud fermi omakaalust, katuslae KL-1 omakaalust, tuule- ja lumekoormusest, posti külge kinnituvast varikatusest ning sidetaladest ja jäikusdiagonaalist põhjustatud jõududest suurusega  $N_{Ed,1} = -162,09 \text{ kN}$ . Lisaks mõjub postile pikijõud joonkoormusena posti ja *sandwich*-paneelide omakaalust suurusega  $N_{Ed,2} = 1,37 \text{ kN/m}$  ning täiendav pikijõud varikatusest  $N_{Ed,3} = 28,19 \text{ kN}$ , varikatuse poolt põhjustatud postiga teljega risti mõjuvast survejõu suuruseks on  $N_{Ed,4} = 25,15 \text{ kN}$ .

Postile P-1 mõjuv normatiivne tuulekoormus tuule mõjumisel hoone pikemale küljele

$$q_{d,tuul} = w_{e(D)} \cdot S = 0,293 \cdot 6 = 1,76 \text{ kN/m}$$



**Joonis 5.5.** Posti P-1 koormusskeem ning paindemomendi  $M$  ( $\text{kNm}$ ), põikjõu  $V$  ( $\text{kN}$ ) ja pikijõu  $N$  ( $\text{kN}$ ) koormuskombinatsiooni KK-3 korral

### 5.3.3. Posti kandevõime kontroll

Posti P-1 kandevõime kontrollil on kandepiirseisundis kontrollitud posti kandevõimet survejõu ja paindemomendi koosmõjul.

Postis P-1 mõjuv paindemoment lõigu keskel

$$M_{Ed,s} = 40,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Postis P-1 mõjuv paindemoment lõigu otstes

$$M_{Ed,1} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,2} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Posti P-1 ristlõikes mõjuv maksimaalne pikijõud

$$N_{Ed} = -193,23 \text{ kN (survejõud)}$$

#### 5.3.3.1. Terasprofili ristlõikeparameetrid

Nelikanttoru  $\square 150 \times 150 \times 8$  (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Ristlõikepindala:

$$A = 43,24 \text{ cm}^2$$

- Ristlõike kõrgus:

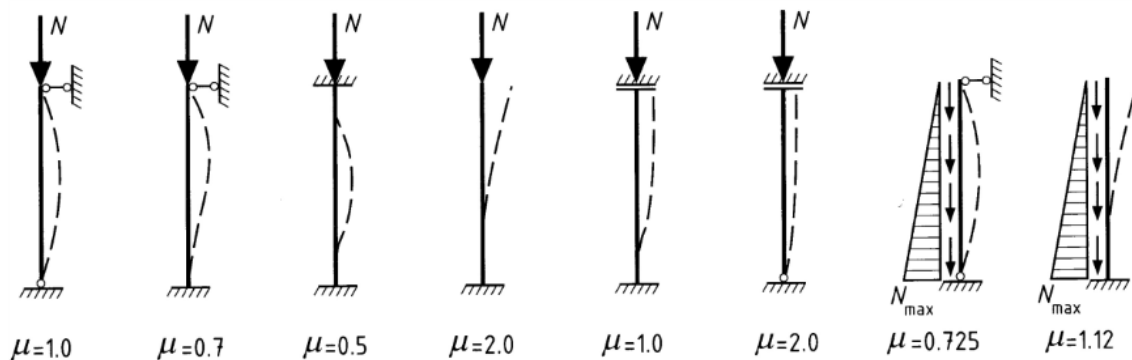
$$h = 150 \text{ mm}$$

- Ristlõike laius:

$$b = 150 \text{ mm}$$

- Ristlõike seina paksus:  $t = 8 \text{ mm}$
- Ümardusraadius:  $r = 20 \text{ mm}$
- Ristlõike vastupanumoment y-telje ümber:  $W_{pl} = 226,0 \text{ cm}^3$
- Ristlõike inertsiraadius:  $i = 5,71 \text{ cm}$
- Posti pikkus:  $L = 5,79 \text{ m}$

Posti nõtkepikkus  $L_{cr}$  on leitud posti pikkuse läbikorrutamisel posti ääritingimuste alusel Joonise 5.6 abil määratud üksikvarda nõtkepikkuse teguriga  $\mu$ .



**Joonis 5.6.** Varda nõtkepikkus sõltuvalt otste kinnitusest (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012 Joonis 12.3)

$$L_{cr} = \mu \cdot L = 1,0 \cdot 5,79 = 5,79 \text{ m},$$

kus  $\mu$  – ääritingimustega määratud posti nõtkepikkuse tegur

### 5.3.3.2. Ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass määratakse arvestades terase tugevusklassi ning ristlõike surutud elementide laiuse ja paksuse suhet. Kogu ristlõike ristlõikeklass loetakse võrdseks ebasoodsaima surutud ristlõikeelemendi klassiga (Loorits, 2008).

Terase tugevusklassi mõju arvestav tegur  $\varepsilon$ :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Posti P-1 ristlõikeklassi määramine

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot (t + r)}{t} = \frac{150 - 2 \cdot (8 + 20)}{8} = 11,75 < 33\varepsilon = 26,86 \rightarrow RK1$$

Kogu profiili ristlõikeklass on 1.

### 5.3.3.3. Varda kandevõime kontroll surve ja painde koosmõjul

Posti kandevõime arvutamisel on arvestatud paindemomendi ja pikijõu üheaegse mõjumisega. Eeldusel, et paindemoment mõjub ainult ristlõike tugevamas tasandis ning toruprofiilidele rakendatavate lihtsustuste kohaselt on  $k_{zy} = 0$  (st ainsaks koosmõjuteguriks jääb  $k_{yy}$ ) ning toruprofiilidel kiivetegur  $\chi_{LT} = 1$ , peab varda stabiilsustingimus surve ja painde koosmõjul toruprofiilidel rahuldama tingimusi

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.35)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} \leq 1,0 \quad (5.36)$$

kus  $M_{y,Ed}, N_{Ed}$  – y-y telje suhtes mõjuva maksimaalse paindemomendi ja survejõu arvutusväärtused (kNm) (kN);

$N_{Rd}$  – arvutuslik normaaljõukandevõime (kN);

$M_{y,Rd}$  – arvutuslik paindekandevõime y-y telje suhtes (kNm);

$k_{yy}$  – koosmõjutegur;

$\chi$  – nõtketegur paindenõtkel.

Posti arvutuslik survekandevõime on arvatatud valemiga

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (5.37)$$

kus  $A$  – ristlõike pindala (mm<sup>2</sup>);

$f_y$  – terase voolavuspiir (N/mm<sup>2</sup>);

$\gamma_{M1}$  – materjali omaduse osavarutegur,  $\gamma_{M1} = 1,0$ .

Posti arvutuslik survekandevõime vastavalt valemile 5.37:

$$N_{Rd} = \frac{4324 \cdot 355}{1,0} = 1535020 \text{ N} = 1535,02 \text{ kN}$$

Ristlõike arvutuslik paindekandevõime on arvatatud valemiga

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (5.38)$$

kus  $W_{pl}$  – plastne vastupanumoment (cm<sup>3</sup>);



$f_y$  – terase voolavuspiir ( $N/mm^2$ );

$\gamma_{M1}$  – materjali omaduse osavarutegur,  $\gamma_{M1} = 1,0$ .

Ristlõike arvutuslik paindekandevõime vastavalt valemile 5.38:

$$M_{y,Rd} = \frac{226,0 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} = 80230000 \text{ N} \cdot \text{mm} = 80,23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Surutud varda tingsaledusele  $\bar{\lambda}$  vastav nõtketegur  $\chi$  on arvatud valemiga

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1, \quad (5.39)$$

kus  $\Phi$  – nõtketeguri  $\chi$  leidmiseks vajalik abisuurus;

$\bar{\lambda}$  – varda tingsaledus.

Nõtketeguri  $\chi$  leidmiseks vajalik abisuurus  $\Phi$  on arvatud valemiga

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2], \quad (5.40)$$

kus  $\alpha$  – nõtkekõverale vastav hälbetegur. Kuumvaltsitud toruprofiili nõtkekõver terase tugevusklassi S355 korral on " $\alpha$ " ning sellele vastav hälbetegur on  $\alpha = 0,21$ ;

$\bar{\lambda}$  – varda tingsaledus.

Posti tingsaledus ristlõikeklassi 1 korral mõlemas suunas on arvatud valemiga

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{\pi \cdot i} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \quad (5.41)$$

kus  $E$  – terase elastsusmoodul,  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ;

$L_{cr}$  – nõtkepikkus vaadeldavas tasapinnas (mm);

$i$  – brutoristlõike inertsiraadius kõnealuse telje suhtes (mm).

Tingsaledus vastavalt valemile 5.41:

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{5790}{\pi \cdot 57,1} \cdot \sqrt{\frac{355}{210000}} = 1,33$$

Abisuurus  $\Phi$  vastavalt valemile 5.40:

$$\Phi_y = \Phi_z = 0,5[1 + 0,21 \cdot (1,30 - 0,2) + 1,30^2] = 1,50$$

Nõtketegur  $\chi$  vastavalt valemile 5.39:

$$\chi_y = \chi_z = \frac{1}{1,46 + \sqrt{1,46^2 - 1,30^2}} = 0,455$$

Koosmõjutegur  $k_{yy}$  mitte väände-deformatsiooni suhtes tundlikele varrastele on arvatud valemiga

$$k_{yy} = C_{my} \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} \right] \leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} \right), \quad (5.42)$$

kus  $C_{my}$  – ekvivalentse konstantse momendi tegur;

$N_{Ed}$  – survejõu ja maksimaalse paindemomendi arvutusväärtused (kN);

$N_{Rd}$  – arvutuslik normaaljõukandevõime (kN);

$\chi$  – nõtketegur paindenõtkel;

$\bar{\lambda}$  – varda tingsaledus.

Ekvivalentse konstantse momendi tegur on arvatud valemiga

$$C_{my} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h, \quad (5.43)$$

kus abisuurus  $\alpha_h$  on

$$\alpha_h = \frac{M_h}{M_s} = \frac{M_{Ed,2}}{M_{Ed,s}} = \frac{0}{39,32} = 0$$

Ekvivalentse paindemomendi tegur  $C_{my}$  vastavalt valemile 5.43:

$$C_{my} = 0,95 + 0,05 \cdot 0 = 0,95$$

Koosmõjutegur  $k_{yy}$  vastavalt valemile 5.42:

$$\begin{aligned} k_{yy} &= 0,95 \cdot \left[ 1 + (1,33 - 0,2) \cdot \frac{193,23}{0,455 \cdot 1535,02} \right] = 1,25 \\ &> 0,95 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{193,23}{0,455 \cdot 1535,02} \right) = 1,16 \rightarrow k_{yy} = 1,16 \end{aligned}$$

Varda stabiilsuskontroll vastavalt tingimustele 5.35 ja 5.36:

$$\frac{193,23}{0,455 \cdot 1535,02} + 1,16 \cdot \frac{40,38}{80,23} = 0,860 < 1,0 \rightarrow OK!$$

$$\frac{193,23}{0,455 \cdot 1535,02} = 0,276 < 1,0 \rightarrow OK!$$

Tingimused 5.35 ja 5.36 on täidetud ning posti kandevõime paindemomendi ja pikijõu koosmõjul on tagatud.

Post P-1 täidab kõiki tingimusi ja seega on valitud profiil □150x150x8 sobiv kandekonstruktsioonis kasutamiseks.

#### 5.3.4. Postidele materjali koguste kokkuvõte

Projekteeritud karkassipostidele kuluv maht on esitatud Tabelis 5.3. Tabeli andmeid on kasutatud käesoleva töö seitsmendas ja kaheksandas peatükis maksumuse arvutamiseks ning analüüsi tegemiseks.

**Tabel 5.3.** Teraspostide materjali koguste kokkuvõte

Tähis	Ristlõige	Pikkus (m)	Omaaal (kg/m)	Mass elemendile (kg)	Arv (tk)	Mass kokku (kg)
P-1	□150x150x8	5,790	34,0	196,86	3	590,58
P-2	□150x150x4	5,790	18,0	104,22	2	208,44
P-3	□150x150x4	6,062	18,0	109,12	2	218,23
P-4	□150x150x6	5,447	26,4	143,80	5	719,00
P-5	□150x150x4	5,594	18,0	100,69	3	302,08
P-6	□150x150x8	5,594	34,0	190,20	2	380,39
P-7	□150x150x4	5,888	18,0	105,98	2	211,97
P-8	□110x110x4	5,943	13,0	77,26	2	154,52
P-9	□110x110x4	5,823	13,0	75,70	2	151,40
P-10	□150x150x4	5,713	18,0	102,83	1	102,83
P-11	□110x110x4	5,713	13,0	74,27	1	74,27
P-12	□150x150x4	5,771	18,0	103,88	1	103,88
P-13	□110x110x4	5,771	13,0	75,02	1	75,02
Kokku						3292,61

## **6. VARIANT II – LIIMPUIDUST KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ARVUTUS**

### **6.1. Liimpuidust kandetala arvutus**

#### **6.1.1. Konstruktsiooni kirjeldus**

Katuse kandetalastiku projekteerimisel on kasutatud ristkülikristlõikega liimpuidust talasid. Talad on eeldimensioonitud programmis Autodesk Robot Structural Analysis, mille kohaselt on telgedel 2 kuni 6 kasutatud talasid ristlõikemõõtmetega 180x560 mm, servatalade ristlõikemõõtmed on 120x320 mm. Telgedel 2 kuni 6 paiknevate talade pikkuseks on 8,935 meetrit ning samm 6 meetrit, servatalade pikkus on vahemikus 2,902 kuni 5,888 meetrit. Talad toetuvad otstest ristkülikristlõikega liimpuidust postidele ja töötavad kui lihttalad. Liimpuidu tugevusklass on GL28h.

Järgnevates alapeatükkides on esitatud näitena tala T-1 kandevõime arvutused. Ülejäänud talade arvutused on teostatud analoogselt ning pole käesolevas töös esitatud, kõik tulemused on toodud Tabelis 6.2.

Peatükis 6.1.4 esitatud tala arvutus on teostatud vastavalt standardis EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 toodud valemitele ja arvutuseeskirjadele.

#### **6.1.2. Talale mõjuvad koormused, sisejõud**

Talale T-1 mõjuv koormus katuslae KL-1 omakaalust ning tuule- ja lumekoormused on esitatud peatükkides 4.2 ja 4.3. Katuslae KL-1 konstruktsioonile lisandub koormus tala T-1 omakaalust.

Tala T-1 (ristlõikega 180x560 mm) normatiivne omakaal (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

$$g_{k,tala} = b \cdot h \cdot \rho_{g,k} = 0,18 \cdot 0,56 \cdot 410 \frac{kg}{m^3} = 41,33 \frac{kg}{m} \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,405 \text{ kN/m}$$

Tala T-1 kandevõime arvutamisel kasutatavad koormused on leitud koormuskombinatsioonis KK-3, mis põhjustab talas kõige suuremaid sisejõudusid. Sisejõudude epüürid on esitatud Joonisel 6.1.

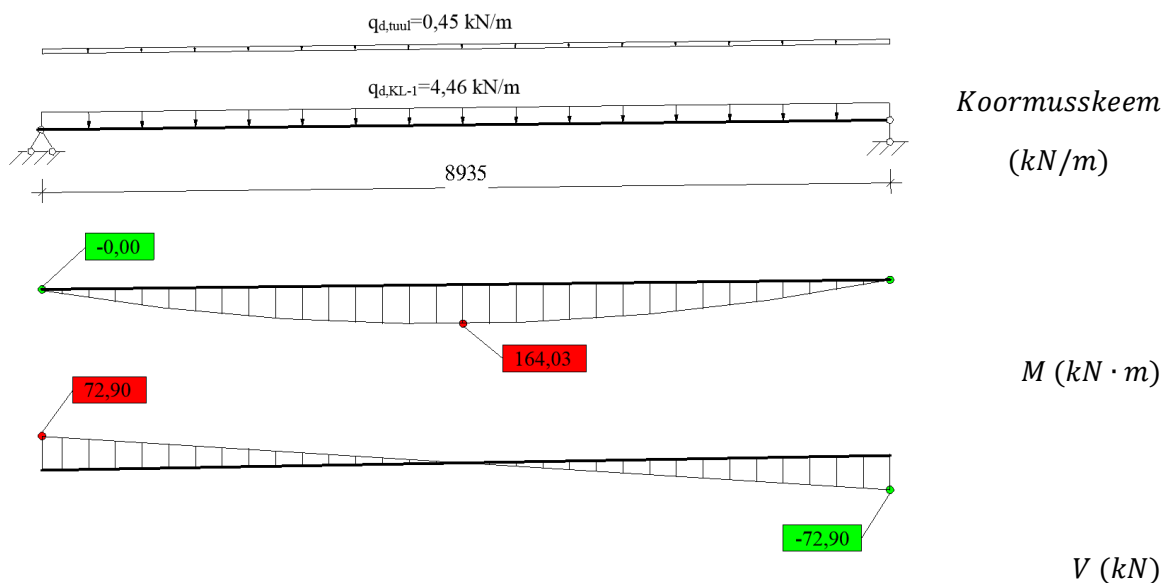
Talale T-1 mõjuv arvutuslik joonkoormus kandepiir seisundis koormuskombinatsiooni KK-3 korral, kui talade samm on  $S = 6 \text{ m}$ :

$$\begin{aligned} g_d &= \gamma_G \cdot g_{k,tala} + (\gamma_Q \cdot q_{k,lumi} + \Psi_0 \cdot \gamma_G \cdot q_{k,tuul,katus} + \gamma_G \cdot g_{k,KL-1}) \cdot S \\ &= 1,20 \cdot 0,405 + (1,50 \cdot 1,2 + 0,6 \cdot 1,50 \cdot 0,083 + 1,20 \cdot 0,62) \cdot 6 \\ &= 16,20 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Talale T-1 mõjuv arvutuslik joonkoormus kasutuspiir seisundis alaliskoormuse ning muutuvkoormuse korral. Talade samm on  $S = 6 \text{ m}$ :

$$g_k = g_{k,tala} + g_{k,KL-1} \cdot S = 0,405 + 0,62 \cdot 6,0 = 4,13 \text{ kN/m}$$

$$q_k = s_{k,katus} \cdot \Psi_1 \cdot S = 1,2 \cdot 0,2 \cdot 6,0 = 1,44 \text{ kN/m}$$



**Joonis 6.1.** Tala T-1 koormusskeem ning paindemomendi  $M$  ( $\text{kNm}$ ) ja põikjõu  $V$  ( $\text{kN}$ ) epüürid koormuskombinatsiooni KK-3 korral

### 6.1.3. Tala kandevõime kontroll

Tala T-1 kandevõime kontrollil on kandepiir seisundis kontrollitud ristlõike paindekandevõimet ning põikjõukandevõimet. Kuna profiilplekk tagab talade külgsuunalise toetuse kogu tala pikkuse ulatuses, ei ole kiivekandevõime kontroll vajalik. Lisaks paindekandevõime ja põikjõukandevõime kontrollile on kasutuspiir seisundis kontrollitud tala läbipainet.

Talas T-1 mõjuv maksimaalne paindemoment	$M_{Ed} = 164,03 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Talas T-1 mõjuv maksimaalne põikjõud	$V_{Ed} = 72,90 \text{ kN}$

#### 6.1.3.1. Ristlõike parameetrid, liimpuidu tugevusomadused

- Ristlõike kõrgus:	$h = 560 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:	$b = 180 \text{ mm}$
- Tala pikkus:	$L = 8,935 \text{ m}$

Liimpuit tugevusklassiga GL28h (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Paindetugevus:	$f_{m,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$
- Nihketugevus:	$f_{v,g,k} = 3,2 \text{ N/mm}^2$
- Keskmise elastsusmoodul pikikiudu:	$E_{0,g,mean} = 12600 \text{ N/mm}^2$
- 5% elastsusmoodul:	$E_{0,g,05} = 10200 \text{ N/mm}^2$
- 5% nihkemoodul:	$G_{0,g,05} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Tihedus:	$\rho_{g,k} = 410 \text{ kg/m}^3$

#### 6.1.3.2. Ristlõike painekandevõime kontroll

Paindekandevõime peab rahuldama tingimusi

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,g,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,g,d}} \leq 1, \quad (6.1)$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,g,d}} \leq 1, \quad (6.2)$$

kus  $f_{m,y,g,d}$ ,  $f_{m,z,g,d}$  – ristlõike arvutuslik paindetugevus y- ja z-telje suhtes ( $\text{N/mm}^2$ );  
 $k_m$  – tegur, mis arvestab paindepingete ümberjaotust ristlõikes; lamell-liimpuidu täisnurkse ristlõike korral  $k_m = 0,7$ ;

$\sigma_{m,y,d}$ ,  $\sigma_{m,z,d}$  – arvutuslik paindepinge vastavalt peatelgedele y ja z suhtes (N/mm<sup>2</sup>).

Tala T-1 paindub läbi ainult ühes suunas ning seega tingimused 6.1 ja 6.2 lihtsustuvad ja täidetud peab olema tingimus

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,g,d}} \leq 1 \quad (6.3)$$

Arvutuslik paindepinge on arvatud valemiga

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W}, \quad (6.4)$$

kus  $M_{Ed}$  – arvutuslik maksimaalne paindemoment (Nmm);

$W$  – ristlõike vastupanumoment (mm<sup>3</sup>).

Ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes on arvatud valemiga

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6}, \quad (6.5)$$

kus  $b$  – elemendi ristlõike laius (cm);

$h$  – elemendi ristlõike kõrgus (cm).

Ristlõike vastupanumoment vastavalt valemile 6.5:

$$W_y = \frac{18 \cdot 56^2}{6} = 9408,0 \text{ cm}^3$$

Arvutuslik paindepinge vastavalt valemile 6.4:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} = \frac{164,03 \cdot 10^6}{9408,0 \cdot 10^3} = 17,44 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike arvutuslik paindetugevus on arvatud valemiga

$$f_{m,y,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k} \cdot k_h}{\gamma_M}, \quad (6.6)$$

kus  $f_{m,g,k}$  – normatiivne paindetugevus (N/mm<sup>2</sup>);

$k_h$  – ristlõike kõrguse tegur;

$k_{mod}$  – koormuse kestuse ja konstruktsiooni niiskuse mõju arvestav tugevusparameetri modifikatsioonitegur, mis määratakse Tabelist 6.1;

$\gamma_M$  – materjali omaduse osavarutegur, mis katab võimalikud ebasoodsad hälbed

normsuurustest, geomeetriast ja materjali käitumise mudelist, lamell-liimpuidul  $\gamma_M = 1,25$ .

Teguri  $k_{mod}$  väärtus sõltuvalt konstruktsiooni kasutusklassist ning koormuse kestusklassist on lamell-liimpuidule määratud Tabeli 6.1 abil. Teguri  $k_{mod}$  väärtus on valitud kasutusklassi 1 järgi, millega iseloomustatakse puitmaterjali, mille niiskussisaldus on  $\leq 12\%$  (konstruktsioon kuivades ruumides), ning kõige lühema kestusklassiga koormuse järgi, milleks on keskmise kestusega koormus lumekoormuse näol ja selle alusel on teguri  $k_{mod}$  väärtuseks 0,80.

**Tabel 6.1.**  $k_{mod}$  väärtused liimpuidule (EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 Tabel 3.1)

Materjal	Standard	Kasutus-klass	Koormuse kestusklass				
			Alaline koor-mus	Pika-ajaline koor-mus	Kesk-mise kestusega koor-mus	Lühi-ajaline koor-mus	Hetke-line koor-mus
Lamell-liimpuit	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Ristkülikukujulise ristlõikega liimpuidust elemendi korral, mille kõrgus paindel on väiksem kui 600 mm, võib suuruse mõju tugevusele arvesse võtta normatiivse paindemomendi väärtuse suurendamisega teguriga  $k_h$ .

Ristlõike kõrguse tegur  $k_h$  on arvatud valemiga

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,1 \right\}, \quad (6.7)$$

kus  $h$  - paindeelemendi kõrgus (mm).

Tegur  $k_h$  vastavalt valemile 6.7:

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{600}{560} \right)^{0,1}, 1,1 \right\} = 1,007 \rightarrow k_h = 1,007$$



Arvutuslik paindemoment vastavalt valemile 6.6:

$$f_{m,y,g,d} = 0,80 \cdot \frac{28 \cdot 1,007}{1,25} = 18,04 \text{ kN/mm}^2$$

Paindekandevõime kontroll vastavalt tingimusele 6.3:

$$\frac{17,44}{18,04} = 0,966 < 1,0 \rightarrow OK!$$

Tingimus 6.3 on täidetud ning tala T-1 paindekandevõime on tagatud.

### 6.1.3.3. Ristlõike põikjõukandevõime kontroll

Ristlõike põikjõukandevõime kontrollil peab rahuldatud olema tugevustingimus

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \quad (6.8)$$

kus  $f_{v,d}$  – arvutuslik nihketugevus (N/mm<sup>2</sup>);

$\tau_d$  – arvutuslik nihkepinge (N/mm<sup>2</sup>).

Arvutuslik nihkepinge ristkülikristlõike korral on arvatud valemiga

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h}, \quad (6.9)$$

kus  $V_{Ed}$  – arvutuslik põikjõud (N);

$b_{ef}$  – ristlõike efektiivlaius (mm);

$h$  – ristlõike kõrgus (mm).

Paindeelementide nihkekandevõime kontrollimisel tuleks pragude mõju arvestada efektiivlaiuse kasutamisega. Efektiivlaius on arvatud valemiga

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b, \quad (6.10)$$

kus  $b$  – elemendi laius (m);

$k_{cr}$  – pragunemistegur nihkekandevõime jaoks, mille soovituslik väärtus liimpuidu jaoks on  $k_{cr} = 0,67$ .

Efektiivlaius vastavalt valemile 6.10:

$$b_{ef} = 0,67 \cdot 180 = 121 \text{ mm}$$

Arvutuslik nihkepinge vastavalt valemile 6.9:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 72,90 \cdot 10^3}{121 \cdot 560} = 1,62 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike arvutuslik nihketugevus on arvatud valemiga

$$f_{v,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M}, \quad (6.11)$$

kus  $f_{v,g,k}$  – normatiivne nihketugevus ( $\text{N/mm}^2$ );

$k_{mod}$  – koormuse kestuse ja konstruktsiooni niiskuse mõju arvestav tugevusparameetri modifikatsioonitegur, mis määratakse Tabelist 6.1;

$\gamma_M$  – materjali omaduse osavarutegur, mis katab võimalikud ebasoodsad hälbed normsuurustest, geometriast ja materjali käitumise mudelist, lamelliimpuidul  $\gamma_M = 1,25$ .

Ristlõike arvutuslik nihketugevus vastavalt valemile 6.11:

$$f_{v,g,d} = 0,8 \cdot \frac{3,2}{1,25} = 2,05 \text{ N/mm}^2 > 1,62 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

Tingimus 6.8 on täidetud ning ristlõike põikjõukandevõime on tagatud.

#### 6.1.3.4. Läbipaine kontroll kasutuspiiriseisundis

Tugesid ühendavast sirgjoonest allapoole ulatuv netoläbipaine ehk tegelik läbipaine  $w_{net,fin}$  on arvatud valemiga

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c, \quad (6.12)$$

kus  $w_c$  – eeltõus (m);

$w_{creep}$  – roomeläbipaine (m);

$w_{fin}$  – lõplik läbipaine (m);

$w_{inst}$  – hetkeline läbipaine (m).

Käesoleval juhul tala eeltõus puudub ning netoläbipaine taandub kujule  $w_{net,fin} = w_{fin}$ , kus lõplik läbipaine leitakse valemiga

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q}, \quad (6.13)$$

kus  $w_{fin,G}$  – lõplik läbipaine alaliskoormusest (m);

$w_{fin,Q}$  – lõplik läbipaine muutuvkoormusest (m).

Seejuures peab peakandjatel olema täidetud tingimus

$$w_{net,fin} \leq \frac{L}{300}, \quad (6.14)$$

kus  $L$  - tala pikkus (m).

Lõplik läbipaine alaliskoormusest arvestades roomedeformatsioone on arvatud valemiga

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}), \quad (6.15)$$

Lõplik läbipaine muutuvkoormusest arvestades roomedeformatsioone on arvatud valemiga

$$w_{fin,Q} = w_{inst,Q} \cdot (1 + \Psi_{2,1} \cdot k_{def}), \quad (6.16)$$

kus  $k_{def}$  – deformatsioonitegur; lamell-liimpuidul kasutusklassi 1 korral  $k_{def} = 0,6$ ;

$w_{inst}$  – hetkeline läbipaine (m);

$\Psi_{2,1}$  – muutuvkoormuse kombinatsioonitegur; domineeriva lumekoormuse korral

$\Psi_{2,1} = 0$ .

Lihttala, mis on koormatud ühtlaselt jaotatud koormusega, hetkeline läbipaine leitakse valemiga

$$w_{inst} = \frac{5 \cdot q_k \cdot l_{ef}^4}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I_y}, \quad (6.17)$$

kus  $E_{0,mean}$  – elastsusmooduli keskväärtus ( $\text{kN/m}^2$ );

$I_y$  – netoristolõike inertsimoment ( $\text{m}^4$ );

$l_{ef}$  – lihttala sildeava arvutus pikkus (m);

$q_k$  – normatiivne joonkoormus ( $\text{kN/m}$ ).

Hetkeline läbipaine muutuvast koormusest peab peakandjatel vastama tingimusele

$$w_{inst} \leq \frac{L}{400}, \quad (6.18)$$

kus  $L$  – tala pikkus (m).

Tala T-1 ristlõike inertsimoment y-telje suhtes:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{180 \cdot 560^3}{12} = 2,634 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 = 2,634 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Hetkeline läbipaine alaliskoormusest vastavalt valemile 6.17:

$$w_{inst.G} = \frac{5 \cdot 4,13 \cdot 8,935^4}{384 \cdot 12600000 \cdot 2,634 \cdot 10^{-3}} = 0,0103 \text{ m}$$

Hetkeline läbipaine muutuvkoormusest vastavalt valemile 6.17:

$$w_{inst.Q} = \frac{5 \cdot 1,44 \cdot 8,935^4}{384 \cdot 12600000 \cdot 2,634 \cdot 10^{-3}} = 0,0036 \text{ m}$$

Summaarne hetkeline läbipaine alalis- ja muutuvkoormusest:

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q1} = 0,0103 + 0,0036 = 0,014 \text{ m} < \frac{8,935}{400} = 0,022 \text{ m} \rightarrow OK!$$

Tingimus 6.18 on täidetud ning hetkeline läbipaine jääb lubatud piiridesse.

Lõplik läbipaine alaliskoormusest vastavalt valemile 6.15:

$$w_{fin.G} = 0,0103 \cdot (1 + 0,6) = 0,017 \text{ m}$$

Lõplik läbipaine muutuvkoormusest vastavalt valemile 6.16:

$$w_{fin.Q} = 0,0036 \cdot (1 + 0 \cdot 0,6) = 0,0036 \text{ m}$$

Tegelik läbipaine vastavalt valemile 6.13:

$$w_{net,fin} = w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q} = 0,017 + 0,0036 = 0,022 \text{ m} < \frac{8,935}{300} = 0,03 \text{ m} \\ \rightarrow OK!$$

Tingimus 6.14 on täidetud ning tala läbipaine jääb lubatud piiridesse.

Tala T-1 täidab kõiki tingimusi ja seega on valitud ristlõige 180x560 mm sobiv kandekonstruktsioonis kasutamiseks.

#### 6.1.4. Tala materjali koguste kokkuvõte

Projekteeritud katusekonstruktsiooni taladele kuluv maht on esitatud Tabelis 6.2. Tabeli andmeid on kasutatud käesoleva töö seitsmendas ja kaheksandas peatükis maksumuse arvutamiseks ning analüüsi tegemiseks.

**Tabel 6.2.** Liimpuittalade materjali koguste kokkuvõte

<b>Tähis</b>	<b>Ristlõige b x h (mm x mm)</b>	<b>Pikkus (m)</b>	<b>Omakaal (kg/m)</b>	<b>Mass elemendile (kg)</b>	<b>Arv (tk)</b>	<b>Mass kokku (kg)</b>	<b>Maht kokku (m<sup>3</sup>)</b>
T-1	180x560	8,935	41,33	369,27	5	1846,33	4,50
T-2	120x320	5,628	15,74	88,61	2	177,21	0,43
T-3	120x320	5,888	15,74	92,70	2	185,40	0,45
T-4	120x320	5,373	15,74	84,59	2	169,19	0,41
T-5	120x320	2,902	15,74	45,69	2	91,38	0,22
T-6	120x320	5,668	15,74	89,24	2	178,47	0,44
Kokku						2647,98	6,46

## 6.2. Sprengeltala arvutus

### 6.2.1. Konstruktsiooni kirjeldus

Telgede A ja E vahel on katuse kandekonstruktsioonina kasutatud kahe postiga sprengeltala, mille ülemine vöö ja postid on projekteeritud liimpuidust ning alumine vöö pingutuslukuga ümarterasest. Sprengeltalade samm on 6 meetrit ning need toetuvad otstest ristkülikristlõikega liimpuidust postidele. Sprengeltala on eeldimensionitud programmi Autodesk Robot Structural Analysis abil ning eeldimensionimise kohaselt on ülemine vöö ristlõikega 140x480 mm, postid on ristlõikega 140x180 mm ning alumise vöö moodustavad kaks ümarterasest varrast läbimõõduga 30 mm. Liimpuidu tugevusklassiks on GL28h ning terase tugevusklassiks S355.

Järgnevates alapeatükkides on esitatud sprengeltala ülemise ja alumise vöö ning võrguvarda V-4 kandevõime kontroll, tulemused on toodud Tabelis 6.3. Lisaks on esitatud sprengeltala ülemise vöö muljumiskandevõime kontrollarvutus vöö ja võrguvarda V-4 kontaktpinnal.

Peatükkides 6.2.3, 6.2.5 ja 6.2.6 esitatud puitkonstruktsioonide kandevõime kontrollarvutused on teostatud vastavalt standardile EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009, peatükis 6.2.4 esitatud terasest alumise vöö arvutus

vastavalt standardile EVS-EN 1993-1-1:2005+NA:2015 ning tõmbejõuga koormatud poldi kandevõime on arvutatud vastavalt EVS-EN 1993-1-8:2005+NA:2006.

## 6.2.2. Sprengeltalale mõjuvad koormused, sisejõud

Sprengeltalale mõjuvad koormused katuslae KL-1 omakaalust ning tuule- ja lumekoormusest on esitatud peatükkides 4.2 ja 4.3. Katuslae KL-1 konstruktsioonile lisandub koormus sprengeltala omakaalust.

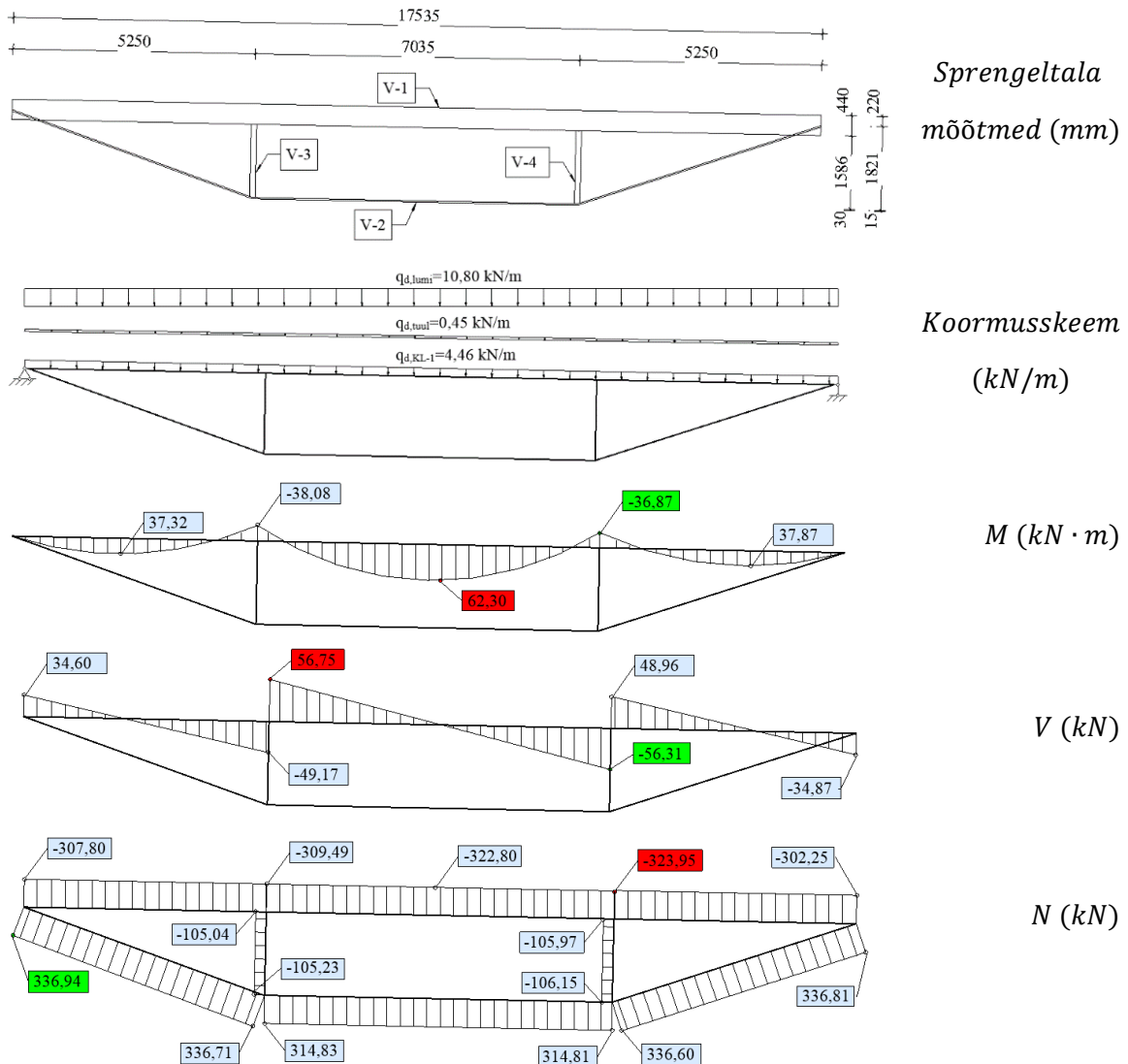
Eeldimensionimise tulemusena on kogu sprengeltala mass 715,03 kg, seega jooksva meetri normatiivne omakaalukoormus on:

$$g_{k,sprengeltala} = \frac{715,03}{17,535} \cdot 9,81 = 400,03 \text{ N/m} = 0,400 \text{ kN/m}$$

Sprengeltala arvutustes kasutatavad koormused on leitud koormuskombinatsioonis KK-3, mis põhjustab kõige suuremaid sisejõude. Sisejõudude epüürid on esitatud Joonisel 6.2.

Sprengeltalale mõjuv arvutuslik joonkoormus kandepiirseisundis koormuskombinatsiooni KK-3 korral, kui talade samm on  $S = 6 \text{ m}$ :

$$\begin{aligned} g_d &= \gamma_G \cdot g_{k,sprengeltala} + (\gamma_Q \cdot q_{k,lumi} + \Psi_0 \cdot \gamma_G \cdot q_{k,tuul,katus} + \gamma_G \cdot g_{k,KL-1}) \cdot S \\ &= 1,2 \cdot 0,400 + (1,50 \cdot 1,2 + 0,6 \cdot 1,50 \cdot 0,083 + 1,20 \cdot 0,62) \cdot 6 \\ &= 16,19 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



**Joonis 6.2.** Sprengeltala mõõtmete skeem (mm) ja koormusskeem ning paindemomendi  $M$  ( $kNm$ ), põikjõu  $V$  ( $kN$ ) ja pikijõu  $N$  ( $kN$ ) epiüürid koormuskombinatsiooni KK-3 korral

### 6.2.3. Sprengeltala ülemise vöö kandevõime kontroll

Käesolevas töös on sprengeltala ülemise vöö kandevõime kontrolli teostamisel kandepiir seisundis arvestatud survejõu ja paindemomendi koosmõjuga, lisaks on kontrollitud ristlõike põikjõukandevõimet. Ülemise vöö kontrollil on lähtutud lõigust, mis saab kandevõime seisukohalt kõige enam määravaks. Kontrollitavaks lõiguks on võrguvarraste V-3 ja V-4 vahele jääv lõik.

Vardas mõjuv maksimaalne paindemoment

$$M_{Ed} = 62,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vardas mõjuv maksimaalne pikijõud

$$N_{Ed} = -322,80 \text{ kN (survejõud)}$$

Vardas mõjuv maksimaalne põikjõud

$$V_{Ed} = 56,75 \text{ kN}$$

### 6.2.3.1. Ristlõike parameetrid, liimpuidu tugevusomadused

- Ristlõike kõrgus:  $h = 480 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:  $b = 140 \text{ mm}$
- Varda pikkus:  $L = 7,035 \text{ m}$
- Ristlõikepindala:  $A = b \cdot h = 140 \cdot 480 = 67200 \text{ mm}^2$

Liimpuit tugevusklassiga GL28h (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Paindetugevus:  $f_{m,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$
- Survetugevus pikikiudu:  $f_{c,0,g,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2$
- Nihketugevus:  $f_{v,g,k} = 3,2 \text{ N/mm}^2$
- Elastsusmooduli 5% väärtus:  $E_{0,g,05} = 10200 \text{ N/mm}^2$
- Tihedus:  $\rho_{g,k} = 410 \text{ kg/m}^3$

### 6.2.3.2. Varda kandevõime kontroll surve ja painde koosmõjul

Tänu katusekandjate peale kinnitatud kandvale profiilplekile on nõtkumine y-telje sihis takistatud ning seega on nõtkumine võimalik ainult elemendi kõrguse sihis. Kui ristlõikes esineb paindemoment koos survejõuga, siis peab nõtkel y-telje suhtes, kui z-telje ümber painet ei teki, olema täidetud tingimus

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,g,d}} \leq 1, \quad (6.19)$$

kus  $f_{m,y,g,d}$  – ristlõike arvutuslik paindetugevus y-telje suhtes ( $\text{N/mm}^2$ );

$f_{c,0,g,d}$  – ristlõike arvutuslik survetugevus pikikiudu ( $\text{N/mm}^2$ );

$k_{c,y}$  – ebastabiilsust arvestav nõtketegur;

$\sigma_{m,y,d}$  – arvutuslik paindepinge y-telje suhtes ( $\text{N/mm}^2$ );

$\sigma_{c,0,d}$  – arvutuslik kiududesuunaline survepinge ( $\text{N/mm}^2$ ).

Pikijõust tingitud survepinge on arvatud valemiga

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A}, \quad (6.20)$$

kus  $A$  – ristlõike pindala ( $\text{mm}^2$ );

$N_{c,d}$  – survejõu arvutusväärtus (N).



Arvutuslik survepinge vastavalt valemile 6.20:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{322800}{67200} = 4,80 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike arvutuslik survetugevus pikikiudu on arvatud valemiga

$$f_{c,0,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M}, \quad (6.21)$$

kus  $f_{c,0,g,k}$  – normatiivne survetugevus pikikiudu ( $\text{N/mm}^2$ );

$k_{mod}$  – koormuse kestuse ja konstruktsiooni niiskuse mõju arvestav tugevusparameetri modifikatsioonitegur, mis määratakse Tabelist 6.1;

$\gamma_M$  – materjali omaduse osavarutegur, mis katab võimalikud ebasoodsad hälbed normsuurustest, geomeetriast ja materjali käitumise mudelist, lamelliimpuidul  $\gamma_M = 1,25$ .

Ristlõike arvutuslik survetugevus pikikiudu vastavalt valemile 6.21:

$$f_{c,0,g,d} = 0,8 \cdot \frac{26,5}{1,25} = 16,96 \text{ N/mm}^2$$

Arvutuslik paindepinge on arvatud valemiga

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,Ed}}{W_y}, \quad (6.22)$$

kus  $M_{y,d}$  – paindemomendi arvutusväärtus y-telje suhtes (Nmm);

$W_y$  – ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes ( $\text{mm}^3$ ).

Ristlõike vastupanumoment on arvatud valemiga

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}, \quad (6.23)$$

kus  $b$  – ristlõike laius (cm);

$h$  – ristlõike kõrgus (cm).

Ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes vastavalt valemile 6.23:

$$W_y = \frac{14 \cdot 48^2}{6} = 5376,0 \text{ cm}^3$$

Arvutuslik paindepinge vastavalt valemile 6.22:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{62300000}{5376000} = 11,59 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike arvutuslik paindetugevus on arvatud valemiga

$$f_{m,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k} \cdot k_h}{\gamma_M}, \quad (6.24)$$

kus  $f_{m,g,k}$  – normatiivne paindetugevus ühe peatelje suhtes ( $\text{N/mm}^2$ );

$k_h$  – ristlõike kõrguse tegur;

$k_{mod}$  – koormuse kestuse ja konstruktsiooni niiskuse mõju arvestav tugevusparameetri modifikatsioonitegur, mis määratakse Tabelist 6.1;

$\gamma_M$  – materjali omaduse osavarutegur, mis katab võimalikud ebasoodsad

hälbed normsuurustest, geomeetriast ja materjali käitumise mudelist, lamelliimpuidul  $\gamma_M = 1,25$ .

Ristkülikukujulise ristlõikega liimpuidust elemendi korral, mille kõrgus paindel on väiksem kui 600 mm, võib suuruse mõju tugevusele arvesse võtta normatiivse paindemomendi väärtuse suurendamisega teguriga  $k_h$ .

Ristlõike kõrguse tegur  $k_h$  on arvatud valemiga

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,1 \right\}, \quad (6.25)$$

kus  $h$  - paindeelemendi kõrgus (mm).

Tegur  $k_h$  vastavalt valemile 6.25:

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{600}{480} \right)^{0,1} = 1,023 \rightarrow k_h = 1,023, 1,1 \right\}$$

Ristlõike arvutuslik paindetugevus vastavalt valemile 6.24:

$$f_{m,y,g,d} = 0,8 \cdot \frac{28 \cdot 1,023}{1,25} = 18,32 \text{ N/mm}^2$$

Ebastabiilsust arvestav nõtketegur  $k_c$  nõtkel y-telje suhtes on arvatud valemiga

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}, \quad (6.26)$$

kus  $k_y$  – ebastabiilsustegur;

$\lambda_{rel,y}$  – suhteline saledus, mis vastab paindele y-telje suhtes.

Ebastabiilsustegur  $k_y$  on arvatud valemiga

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2], \quad (6.27)$$

kus  $\beta_c$  – sirgsuse tegur; liimpuidu puhul  $\beta_c = 0,1$ ;

$\lambda_{rel,y}$  – paindele y-telje suhtes vastav suhteline saledus.

Varda suhteline saledus on arvatud valemiga

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{E_{g,0,05}}}, \quad (6.28)$$

kus  $E_{0,05}$  – elastsusmooduli 5% väärtus (N/mm<sup>2</sup>);

$f_{c,0,g,k}$  - normatiivne survetugevus pikikiudu (N/mm<sup>2</sup>);

$\lambda_y$  – paindele y-telje suhtes vastav saledus.

Varda saledus on arvatud valemiga

$$\lambda_y = \frac{L_{ef,y}}{i_y}, \quad (6.29)$$

kus  $L_{ef,y}$  – varda nõtkepikkus (m);

$i_y$  – ristlõike inertsiraadius (m).

Ristlõike inertsiraadius on arvatud valemiga

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}, \quad (6.30)$$

kus  $A$  – ristlõike pindala (cm<sup>2</sup>);

$I_y$  – ristlõike inertsimoment (cm<sup>4</sup>).

Ristlõike inertsimoment y-telje suhtes:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{14 \cdot 48^3}{12} = 129024,0 \text{ cm}^4$$

Ristlõike inertsiraadius vastavalt valemile 6.30:

$$i_y = \sqrt{\frac{129024,0}{672}} = 13,86 \text{ cm} = 0,139 \text{ m}$$

Varda saledus vastavalt valemile 6.29:

$$\lambda_y = \frac{7,035}{0,139} = 50,77$$

Varda suhteline saledus vastavalt valemile 6.28:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{50,77}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{26,5}{10200}} = 0,824$$

Tegur  $k_y$  vastavalt valemile 6.27:

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (0,824 - 0,3) + 0,824^2] = 0,865$$

Ebastabiilsust arvestav nõtketegur  $k_c$  nõtkel y-telje suhtes vastavalt valemile 6.26:

$$k_{c,y} = \frac{1}{0,865 + \sqrt{0,865^2 - 0,824^2}} = 0,884$$

Varda stabiilsuskontroll survejõu ja paindemomendi koosmõjul vastavalt valemile 6.19:

$$\frac{4,80}{0,884 \cdot 16,96} + \frac{11,59}{18,32} = 0,953 \leq 1 \rightarrow OK!$$

Tingimus 6.19 on täidetud ning varda kandevõime, kui ristlõikes esineb paindemoment koos survejõuga, on tagatud.

### 6.2.3.3. Ristlõike põikjõukandevõime kontroll

Ristlõike põikjõukandevõime kontrollil peab rahuldatud olema tugevustingimus

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \quad (6.31)$$

kus  $f_{v,d}$  – arvutuslik nihketugevus ( $\text{N/mm}^2$ );

$\tau_d$  – arvutuslik nihkepinge ( $\text{N/mm}^2$ ).

Arvutuslik nihkepinge ristkülikristlõike korral on arvutatud valemiga

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h}, \quad (6.32)$$

kus  $V_{Ed}$  – arvutuslik põikjõud (N);

$b_{ef}$  – ristlõike efektiivlaius (mm);

$h$  – ristlõike kõrgus (mm).

Paindeelementide nihkekandevõime kontrollimisel tuleks pragude mõju arvestada efektiivlaiuse kasutamisega. Efektiivlaius on arvutatud valemiga

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b, \quad (6.33)$$

kus  $b$  – elemendi laius (mm);

$k_{cr}$  – pragunemistegur nihkekandevõime jaoks, mille soovituslik väärtus liimpuidu jaoks on  $k_{cr} = 0,67$ .

Efektiivlaius vastavalt valemile 6.33:

$$b_{ef} = 0,67 \cdot 140 = 93,8 \text{ mm}$$

Arvutuslik nihkepinge vastavalt valemile 6.32:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 56,75 \cdot 10^3}{93,8 \cdot 480} = 1,89 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike arvutuslik nihketugevus on arvutatud valemiga

$$f_{v,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M}, \quad (6.34)$$

kus  $f_{v,g,k}$  – normatiivne nihketugevus ( $\text{N/mm}^2$ );

$k_{mod}$  – koormuse kestuse ja konstruktsiooni niiskuse mõju arvestav tugevusparameetri modifikatsioonitegur, mis määratakse Tabelist 6.1;

$\gamma_M$  – materjali omaduse osavarutegur, mis katab võimalikud ebasoodsad

hälbed normsuurustest, geomeetriast ja materjali käitumise mudelist, lamelliimpuidul  $\gamma_M = 1,25$ .

Nihketugevus vastavalt valemile 6.34:

$$f_{v,g,d} = 0,8 \cdot \frac{3,2}{1,25} = 2,048 \text{ N/mm}^2 > \tau_d = 1,89 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

Tingimus 6.31 on täidetud ning ristlõike põikjõukandevõime on tagatud.

Varras V-1 täidab kõiki tingimusi ja seega on valitud ristlõige mõõtmetega 140x480 mm sobiv kandekonstruktsioonis kasutamiseks.

#### 6.2.4. Sprengeltala alumise vöö kandevõime kontroll

Sprengeltala alumisel vööl kandevõime kontrollil on kandepiir seisundis kontrollitud ristlõike tõmbekandevõimet, varda keermestatud osa kontroll on teostatud tõmbele töötava poldi arvutuspõhimõtteid silmas pidades.

Vardas mõjuv maksimaalne pikijõud

$$N_{Ed} = 336,94 \text{ kN} \quad (\text{tõmbejõud})$$

##### 6.2.4.1. Ristlõike tõmbekandevõime kontroll

Varda keermestatud osa arvutamisel on lähtutud tõmbele töötava poldi arvutuspõhimõtetest. Projekteeritud sprengeltala alumine vöö koosneb kahest ümarterasest ning kuna tugevuse ja jäikuse seisukohalt on oluline vaid ristlõike pindala, on eeldimensionimise tulemusena valitud poltideks 2xM30, mille keermestatud osa netopindala on  $A_s = 2 \cdot 560 = 1120 \text{ mm}^2$ .

Tõmbejõuga koormatud poldi arvutuslik tõmbekandevõime on arvutatud valemiga

$$F_{t,Rd} = N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (6.35)$$

kus  $A_s$  – poldi keermestatud osa netopindala ( $\text{mm}^2$ );

$f_{ub}$  – poldi normatiivne tõmbetugevus. Käesoleval juhul on tegemist ümarterasega, seega terase S355 puhul  $f_{ub} = f_u = 510 \text{ N/mm}^2$ ;

$\gamma_{M2}$  – poldi materjali osavarutegur; purunemiskandevõimel  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

Poldi 2xM30 arvutuslik tõmbekandevõime vastavalt valemile 6.35:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot 510 \cdot 1120}{1,25} = 411264 \text{ N} = 411,26 \text{ kN}$$

Lõikamise teel keermestatud mittestandardse keermega poltide kasutamisel tuleb arvutuslikku tõmbekandevõime väärtust vähendada teguriga 0,85, seega poldi 2xM30 arvutuslik tõmbekandevõime on:

$$F_{t,Rd} = 0,85 \cdot 411,26 = 349,57 \text{ kN} > 336,94 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

Tsentriliselt tõmmatud poldi M30 kandevõime on tagatud.

Varda brutoristlõike arvutusliku plastse tõmbekandevõime kontrollil on lähtunud kasutatava keermee suurusest ning kasutatavaks vardaks on valitud 2x ümarteras Ø30 mm, mille ristlõikepindala on:

$$A = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{30}{2}\right)^2 = 2 \cdot 706,86 \text{ mm}^2 = 1413,72 \text{ mm}^2$$

Selleks, et tsentriliselt tõmmatud varda kandevõime oleks tagatud, peab tsentriliselt tõmmatud varda arvutuslik tõmbejõud  $N_{Ed}$  rahuldama igas ristlõikes tingimust

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \quad (6.36)$$

kus  $N_{Ed}$  – vardas mõjuv arvutuslik pikijõud (kN);

$N_{t,Rd}$  – ristlõike arvutuslik plastne põikjõukandevõime (kN).

Brutoristlõike arvutuslik plastne põikjõukandevõime on arvatud valemiga

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (6.37)$$

kus  $A$  – ristlõike pindala (mm<sup>2</sup>);

$\gamma_{M0}$  – materjali omaduse osavarutegur,  $\gamma_{M0} = 1,0$ .

Ristlõike tõmbekandevõime vastavalt valemile 6.37:

$$N_{pl,Rd} = \frac{1413,72 \cdot 355}{1,0} = 501869,43 \text{ N} = 501,87 \text{ kN} > 336,94 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

Tingimus 6.36 on täidetud ning varda V-2 ristlõike tõmbekandevõime on tagatud.

### 6.2.5. Vertikaalse võrguvarda V-4 kandevõime kontroll

Sprengetala survele töötava vertikaalse võrguvarda kandevõime kontrollil on kandepiir seisundis kontrollitud varda nõtkekandevõimet.

Vardas mõjuv maksimaalne pikijõud  $N_{c,Ed} = -106,15 \text{ kN}$   
(survejõud)

#### 6.2.5.1. Ristlõike parameetrid, puidu tugevusomadused

Ristlõikemõõtmete valikul on lähtutud sprengetala ülemise vöö laiusest.

- Ristlõike kõrgus:  $h = 180 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:  $b = 140 \text{ mm}$
- Varda pikkus:  $L = 1,46 \text{ m}$
- Ristlõike pindala:  $A = b \cdot h = 180 \cdot 140 = 25200 \text{ mm}^2$

Liimpuit tugevusklassiga GL28h (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Survetugevus pikikiudu:  $f_{c,0,g,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2$
- Keskmise elastsusmoodul pikikiudu:  $E_{0,g,mean} = 12600 \text{ N/mm}^2$
- 5% elastsusmoodul:  $E_{0,g,05} = 10200 \text{ N/mm}^2$
- Tihedus:  $\rho_{g,k} = 410 \text{ kg/m}^3$

#### 6.2.5.2. Varda nõtkekandevõime kontroll

Saledal vardal ( $\lambda_{rel} > 0,3$ ) peab survele pikikiudu olema täidetud tingimus

$$\frac{\sigma_{c,0,g,d}}{k_c \cdot f_{c,0,g,d}} \leq 1, \quad (6.38)$$

- kus  $f_{c,0,g,d}$  – arvutuslik survetugevus pikikiudu ( $\text{N/mm}^2$ );  
 $k_c$  – ebastabiilsust arvestav nõtketegur;  
 $\sigma_{c,0,g,d}$  – arvutuslik survepinge pikikiudu ( $\text{N/mm}^2$ ).

Arvutuslik survepinge pikikiudu on arvatatud valemiga

$$\sigma_{c,0,g,d} = \frac{N_{c,Ed}}{A}, \quad (6.39)$$

- kus  $A$  – ristlõike pindala ( $\text{mm}^2$ );



$N_{c,Ed}$  – survejõu arvutusväärtus (N).

Arvutuslik survepinge pikikiudu vastavalt valemile 6.39:

$$\sigma_{c,0,g,d} = \frac{106150}{25200} = 4,21 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike arvutuslik survetugevus pikikiudu on arvatud valemiga

$$f_{c,0,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M}, \quad (6.40)$$

kus  $f_{c,0,g,k}$  – normatiivne survetugevus pikikiudu ( $\text{N/mm}^2$ );

$k_{mod}$  – koormuse kestuse ja konstruktsiooni niiskuse mõju arvestav tugevusparameetri modifikatsioonitegur, mis määratakse Tabelist 6.1;

$\gamma_M$  – materjali omaduse osavarutegur, mis katab võimalikud ebasoodsad

hälbed normsuurustest, geometriast ja materjali käitumise mudelist, saepuidul  $\gamma_M = 1,30$ .

Ristlõike arvutuslik survetugevus pikikiudu vastavalt valemile 6.40:

$$f_{c,0,g,d} = 0,8 \cdot \frac{26,5}{1,25} = 16,96 \text{ N/mm}^2$$

Varda saledus on arvatud valemiga

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{i}, \quad (6.41)$$

kus  $L_{ef}$  – varda nõtkepikkus (cm);

$i$  – ristlõike inertsiraadius (cm).

Ristlõike inertsiraadius on arvatud valemiga

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad (6.42)$$

kus  $A$  – ristlõike pindala ( $\text{cm}^2$ );

$I$  – ristlõike inertsimoment ( $\text{cm}^4$ ).

Ristlõike inertsimomendid y-telje ning z-telje suhtes:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{14 \cdot 18^3}{12} = 6804,0 \text{ cm}^4$$

$$I_z = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{14^3 \cdot 18}{12} = 4116,0 = \text{cm}^4$$

Ristlõike inertsiraadiused vastavalt valemile 6.42:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{6804,0}{252}} = 5,20 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{4116,0}{252}} = 4,04 \text{ cm}$$

Varda saledused vastavalt valemile 6.41:

$$\lambda_y = \frac{L_{ef}}{i_y} = \frac{146}{5,20} = 28,10$$

$$\lambda_z = \frac{L_{ef}}{i_z} = \frac{146}{4,04} = 36,13$$

Kuna  $\lambda_z > \lambda_y$ , saab määravaks nõtkes z-telje suhtes.

Nõtketegur  $k_{c,z}$  on arvatud valemiga

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (6.43)$$

kus  $k_z$  – ebastabiilsustegur;

$\lambda_{rel,z}$  – suhteline saledus, mis vastab paindele z-telje suhtes.

Ebastabiilsustegur  $k_z$  on arvatud valemiga

$$k_z = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2], \quad (6.44)$$

kus  $\beta_c$  – sirguse tegur; liimpuidu puhul  $\beta_c = 0,1$ ;

$\lambda_{rel,z}$  – suhteline saledus, mis vastab paindele z-telje suhtes.

Varda suhteline saledus on arvatud valemiga

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{E_{g,0,05}}}, \quad (6.45)$$

kus  $E_{0,05}$  – elastsusmooduli 5% väärtus;

$f_{c,0,g,k}$  - normatiivne survetugevus pikikiudu ( $\text{N/mm}^2$ );

$\lambda_z$  – saledus, mis vastab paindele z-telje suhtes.

Varda suhteline saledus vastavalt valemile 6.45:

$$\lambda_{rel,z} = \frac{36,13}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{26,5}{10200}} = 0,586$$

Ebastabiilsustegur  $k_z$  vastavalt valemile 6.44:

$$k_z = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (0,586 - 0,3) + 0,586^2] = 0,686$$

Nõtketegur  $k_{c,z}$  vastavalt valemile 6.43:

$$k_{c,z} = \frac{1}{0,686 + \sqrt{0,686^2 - 0,586^2}} = 0,959$$

Stabiilsuskontroll nõtkel z-telje suhtes vastavalt valemile 6.38:

$$\frac{\sigma_{c,0,g,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} = \frac{4,21}{0,959 \cdot 16,96} = 0,259 \leq 1 \rightarrow OK!$$

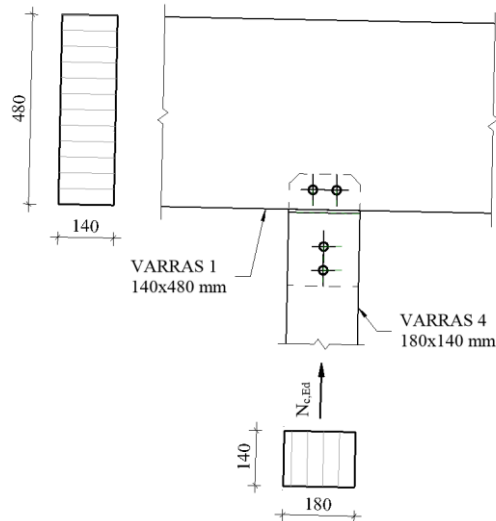
Tingimus 6.38 on täidetud ning varda nõtkekandevõime on tagatud.

Varras V-4 täidab kõiki tingimusi ja seega on valitud ristlõige mõõtmetega 140x180 mm sobiv kandekonstruktsioonis kasutamiseks.

## 6.2.6. Ülemise vöö ja võrguvarda V-4 kontaktpinna muljumiskandevõime kontroll

### 6.2.6.1. Sõlmes varrastest mõjuvad arvutuslikud sisejõud, ristlõikeparameetrid

Võrguvardas V-1 mõjuv maksimaalne pikijõud  $N_{c.Ed} = -105,97 \text{ kN}$   
(survejõud)



Joonis 6.3. Varraste V-1 ja V-4 vaheline sõlm

### 6.2.6.2. Muljumiskandevõime kontroll

Survel ristikiudu peab olema täidetud tingimus

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,g,d}, \quad (6.46)$$

kus  $f_{c,90,g,d}$  – arvutuslik survetugevus ristikiudu ( $\text{N/mm}^2$ );

$k_{c,90}$  – tegur, mis arvestab koormuse konfiguratsiooni, lõhestumise võimalust ning survedeformatsioonide astet; liimpuidul, kui kontaktpikkus  $l \leq 400 \text{ mm}$  ning kontaktpindade vahekaugus  $l_1 \geq 2h$ , siis  $k_{c,90} = 1,75$ ;

$\sigma_{c,90,d}$  – arvutuslik survepinge ristikiudu ( $\text{N/mm}^2$ ).

Arvutuslik survepinge ristikiudu on arvatatud valemiga

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_{c,90,d}}{A_{ef}}, \quad (6.47)$$

kus  $A_{ef}$  – efektiivne kontaktpind ristikiudu survel ( $\text{mm}^2$ );

$N_{c,90cd}$  – arvutuslik survejõud ristikiudu (N).

Efektiivse kontaktpinna  $A_{ef}$  määramisel tuleks arvestada efektiivset kontaktpikkust pikikiudu. Efektiivse kontaktpikkuse  $l_{ef}$  leidmiseks tuleks tegelikku kontaktpikkust  $l$

suurendada mõlemas suunas kuni 30 mm võrra, kuid mitte rohkem kui toe vaba otsa pikkuse, kontaktpikkuse või poole kontaktpindade vahekauguse võrra (Kodi, 2012).

Efektiivne kontaktpinna suurus on:

$$A_{ef} = l_{ef} \cdot b = (180 + 30 + 30) \cdot 140 = 33600 \text{ mm}^2$$

Arvutuslik survepinge ristikiudu vastavalt valemile 6.47:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{105,97 \cdot 10^3}{33600} = 3,15 \text{ N/mm}^2$$

Arvutuslik survetugevus ristikiudu on arvutatud valemiga

$$f_{c,90,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,g,k}}{\gamma_M}, \quad (6.48)$$

kus  $f_{c,90,g,k}$  – ristlõike normatiivne survetugevus ristikiudu ( $\text{N/mm}^2$ );

$k_{mod}$  - koormuse kestuse ja konstruktsiooni niiskuse mõju arvestav

tugevusparameetri modifikatsioonitegur, mis määratakse Tabelist 6.1;

$\gamma_M$  - materjali omaduse osavarutegur, mis katab võimalikud ebasoodsad

hälbed normsuurustest, geomeetriast ja materjali käitumise mudelist, lamelliimpuidul  $\gamma_M = 1,25$ .

Arvutuslik survetugevus ristikiudu vastavalt valemile 6.48:

$$f_{c,90,g,d} = 0,8 \cdot \frac{3,0}{1,25} = 1,92 \text{ N/mm}^2$$

Muljumiskandevõime kontroll vastavalt valemile 6.46:

$$\sigma_{c,90,d} = 3,15 \text{ N/mm}^2 < k_{c,90} \cdot f_{c,90,g,d} = 1,75 \cdot 1,92 = 3,36 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

Muljumiskandevõime on tagatud.

### 6.2.7. Sprengeltala materjali koguste kokkuvõte

Projekteeritud sprengeltaladele kuluv maht on esitatud Tabelis 6.3. Tabeli andmeid on kasutatud käesoleva töö seitsmendas ja kaheksandas peatükis maksumuse arvutamiseks ning analüüsi tegemiseks.

**Tabel 6.3.** Sprengelatalade materjali koguste kokkuvõte

Tähis	Ristlõige	Pikkus (m)	Omakaal (kg/m)	Mass elemendile (kg)	Arv (tk)	Mass kokku (kg)	Maht kokku (m <sup>3</sup> )
V-1	140x480	17,535	27,55	483,12	5	2415,62	5,89
V-2	Ø30	18,10	5,55	100,46	10	1004,55	-
V-3	140x180	1,50	10,33	15,50	5	77,49	0,19
V-4	140x180	1,50	10,33	15,50	5	77,49	0,19
Kokku						3575,15	-
Kokku (liimpuit)						2570,60	6,27
Kokku (teras)						1004,55	-

### 6.3. Liimpuidust posti arvutus

#### 6.3.1. Konstruksiooni kirjeldus

Karkassipostidena on kasutatud ristkülikristlõikega liimpuitposte, mille ristlõikemõõtmed teljel A on 200x320 mm, teljel E 180x280 mm ning teljel G 160x280 mm ja 200x320 mm. Telgedel 1 ja 7 on kasutatud liimpuidust ristkülikristlõikega poste 120x280 mm ning 120x320 mm. Liimpuidu tugevusklass on GL28h.

Järgnevates alapeatükkides on esitatud posti P-1 kandevõime arvutus, ülejäänud postide arvutused on teostatud analoogselt ning pole käesolevas töös esitatud, kõik tulemused on esitatud Tabelis 6.4 Post P-1 on eeldimensioonitud programmis Autodesk Robot Structural Analysis.

Peatükis 6.3.3 esitatud posti arvutus on teostatud vastavalt standardis EVS-EN 1993-1-1:2005+NA:2006 toodud valemitele ja arvutuseeskirjadele.

#### 6.3.2. Postile mõjuvad koormused, sisejõud

Postile P-1 mõjuvad koormused katuslae KL-1 omakaalust ning tuule- ja lumekoormusest esitatud peatükkides 4.2 ja 4.3. Katuslae KL-1 konstruktsioonile lisandub koormus postile toetuvatest katusekandjate omakaaludest. Posti P-1 dimensioonimisel on lisaks posti

pikisuunas mõjuvatele omakaalu, tuule- ja lumekoormustele ning posti küljele mõjuvale tuulekoormusele arvestatud ka täiendava koormusega posti külge kinnituvast varikatusest. Varikatuste poolt tekitatav täiendav koormus on põhjustatud varikatuse omakaalust ning varikatusele mõjuvast tuule- ja lumekoormusest. Varikatuse lumekoormuse leidmisel on arvestatud lume kuhjumist katuse kõrguse järsust muutusest tingitud tuulest kantud lumest.

Posti P-1 (200x320 mm) normatiivne omakaal on (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

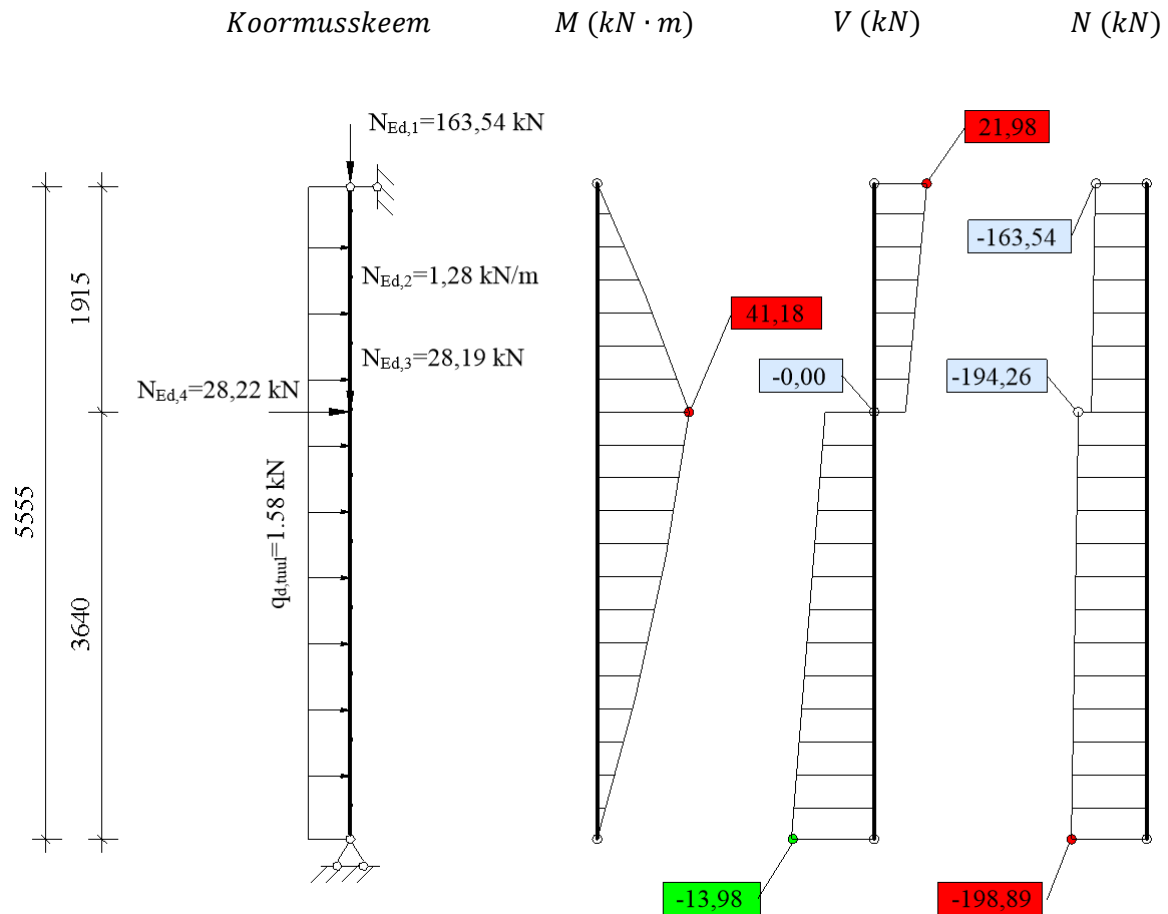
$$\begin{aligned}g_{d,post} &= b \cdot h \cdot g_{g,k} = 0,2 \cdot 0,32 \cdot 410 \text{ kg/m}^3 = 26,24 \text{ kg/m} \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = \\ &= 0,257 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Posti arvutustes kasutatavad koormused on leitud koormuskombinatsioonis KK-3, mis põhjustab kõige suuremaid sisejõude. Sisejõudude epüürid on esitatud Joonisel 6.4.

Posti P-1 kandepiiriseisundi sisejõudude leidmiseks on kasutatud programmi Autodesk Robot Structural Analysis, koormuskombinatsiooni koos numbriliste väärtustega antud juhul esitatud ei ole. Postile P-1 mõjub pikijõud sprengetala omakaalust, katuslae KL-1 omakaalust, tuule- ja lumekoormusest, posti külge kinnituvast varikatusest ning sidetaladest ja jäikusdiagonaalist põhjustatud jõududest suurusega  $N_{Ed,1} = -163,54 \text{ kN}$ . Lisaks mõjub postile pikijõud joonkoormusena posti ja *sandwich*-paneelide omakaalust suurusega  $N_{Ed,2} = 1,28 \text{ kN/m}$  ning täiendav pikijõud varikatusest  $N_{Ed,3} = 28,19 \text{ kN}$ , varikatuse poolt põhjustatud postiga teljega risti mõjuvast survejõu suuruseks on  $N_{Ed,4} = 28,22 \text{ kN}$ .

Postile P-1 mõjuv arvutuslik tuulekoormus tuule mõjumisel hoone pikemale küljele

$$q_{d,tuul} = w_{e(D)} \cdot S = 0,293 \cdot 6 = 1,76 \text{ kN/m}$$



**Joonis 6.4.** Posti P-1 koormusskeem ning paindemomendi  $M$  (kNm), põikjõu  $V$  (kN) ja pikijõu  $N$  (kN) koormuskombinatsiooni KK-3 korral

### 6.3.3. Posti kandevõime kontroll

Posti P-1 kandevõime kontrollil on kandepiir seisundis kontrollitud posti kandevõimet survejõu ja paindemomendi koosmõjul.

Posti P-1 ristlõikes mõjuv maksimaalne paindemoment  $M_{Ed} = 41,18 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Posti P-1 ristlõikes mõjuv maksimaalne pikijõud  $N_{Ed} = -194,26 \text{ kN}$  (survejõud)

#### 6.3.3.1. Ristlõike parameetrid, liimpuidu tugevusomadused

- Ristlõike kõrgus:  $h = 320 \text{ mm}$
- Ristlõike laius:  $b = 200 \text{ mm}$
- Ristlõike pindala:  $A = b \cdot h = 200 \cdot 320 = 64000 \text{ mm}^2 = 0,064 \text{ m}^2$
- Posti pikkus:  $L = 5,555 \text{ m}$



Liimpuit tugevusklassiga GL28h (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

- Paindetugevus:  $f_{m,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$
- Survetugevus pikikiudu:  $f_{c,0,g,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2$
- Elastsusmoodul 5% väärtus:  $E_{0,g,05} = 10200 \text{ N/mm}^2$
- Tihedus:  $\rho_{g,k} = 410 \text{ kg/m}^3$

### 6.3.3.2. Varda kandevõime kontroll surve ja painde koosmõjul

Survele koos paindega töötav post, millel z-telje ümber painet ei teki ja mille suhteline saledus  $\lambda_{rel} > 0,3$ , peab rahuldama nõtkel y-telje suhtes tingimust

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,g,d}} \leq 1, \quad (6.49)$$

ning nõtkel z-telje suhtes tingimust

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,g,d}} \leq 1, \quad (6.50)$$

kus  $f_{c,0,g,d}$  – arvutuslik survetugevus pikikiudu ( $\text{N/mm}^2$ );

$f_{m,y,g,d}$  – arvutuslik paindetugevus y-telje suhtes ( $\text{N/mm}^2$ );

$k_c$  – ebastabiilsust arvestav nõtketegur;

$k_m$  – tegur, mis arvestab paindepingete ümberjaotust ristlõikes; lamell-liimpuidu täisnurkse ristlõike korral  $k_m = 0,7$ ;

$\sigma_{c,0,d}$  – kiusuunaline arvutuslik survepinge ( $\text{N/mm}^2$ );

$\sigma_{m,y,d}$  – paindepinge arvutusväärtus y-telje suhtes ( $\text{N/mm}^2$ ).

Pikijõust tingitud survepinge on arvatud valemiga

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A}, \quad (6.51)$$

kus  $A$  – ristlõike pindala ( $\text{mm}^2$ );

$N_{c,d}$  – survejõu arvutusväärtus (N).

Arvutuslik survepinge vastavalt valemile 6.51:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{194,26 \cdot 10^3}{64000} = 3,035 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike arvutuslik survetugevus pikikiudu on arvatud valemiga

$$f_{c,0,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M}, \quad (6.52)$$

kus  $f_{c,0,g,k}$  – normatiivne survetugevus pikikiudu ( $N/mm^2$ );

$k_{mod}$  – koormuse kestuse ja konstruktsiooni niiskuse mõju arvestav tugevusparameetri modifikatsioonitegur, mis määratakse Tabelist 6.1;

$\gamma_M$  – materjali omaduse osavarutegur, mis katab võimalikud ebasoodsad hälbed normsuurustest, geometriast ja materjali käitumise mudelist, lamelliimpuidul  $\gamma_M = 1,25$ .

Ristlõike arvutuslik survetugevus pikikiudu vastavalt valemile 6.52:

$$f_{c,0,g,d} = 0,8 \cdot \frac{26,5}{1,25} = 16,96 \text{ N/mm}^2$$

Arvutuslik paindepinge y-telje suhtes on arvatud valemiga

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,Ed}}{W_y}, \quad (6.53)$$

kus  $M_{y,d}$  – paindemomendi arvutusväärtus y-telje suhtes (Nmm);

$W_y$  – ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes ( $mm^3$ ).

Ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes on arvatud valemiga

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6}, \quad (6.54)$$

kus  $b$  – ristlõike laius (cm);

$h$  – ristlõike kõrgus (cm).

Ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes vastavalt valemile 6.54:

$$W_y = \frac{20 \cdot 32^2}{6} = 3413,33 \text{ cm}^3$$

Arvutuslik paindepinge vastavalt valemile 6.53:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{41,18 \cdot 10^6}{3413,33 \cdot 10^3} = 12,06 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike arvutuslik paindetugevus on arvatud valemiga

$$f_{m,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k} \cdot k_h}{\gamma_M}, \quad (6.55)$$

kus  $f_{m,g,k}$  – normatiivne paindetugevus (N/mm<sup>2</sup>);

$k_h$  – ristlõike kõrguse tegur;

$k_{mod}$  – koormuse kestuse ja konstruktsiooni niiskuse mõju arvestav tugevusparameetri modifikatsioonitegur, mis määratakse Tabelist 6.1;

$\gamma_M$  – materjali omaduse osavarutegur, mis katab võimalikud ebasoodsad

hälbed normsuurustest, geomeetriast ja materjali käitumise mudelist, lamellliimpuidul  $\gamma_M = 1,25$ .

Ristkülikukujulise ristlõikega liimpuidust elemendi korral, mille kõrgus paindel on väiksem kui 600 mm, võib suuruse mõju tugevusele arvesse võtta normatiivse paindemomendi väärtuse suurendamisega teguriga  $k_h$ .

Ristlõike kõrguse tegur  $k_h$  on arvatud valemiga

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,1 \right\}, \quad (6.56)$$

kus  $h$  - paindeelemendi kõrgus (mm).

Tegur  $k_h$  vastavalt valemile 6.56:

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{600}{320} \right)^{0,1} = 1,065 \rightarrow k_h = 1,065, 1,1 \right\}$$

Ristlõike arvutuslik paindetugevus y-telje suhtes vastavalt valemile 6.55:

$$f_{m,y,g,d} = 0,8 \cdot \frac{28 \cdot 1,065}{1,25} = 19,08$$

Varda saledus on arvatud valemiga

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{i}, \quad (6.57)$$

kus  $L_{ef}$  – varda nõtkepikkus (m);

$i$  – ristlõike inertsiraadius (m).

Ristlõike inertsiraadius on arvatatud valemiga

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad (6.58)$$

kus  $A$  – ristlõike pindala ( $\text{cm}^2$ );

$I$  – ristlõike inertsimoment ( $\text{cm}^4$ ).

Ristlõike inertsimomendid  $y$ - ja  $z$ -telje suhtes:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20 \cdot 32^3}{12} = 54613,33 \text{ cm}^4$$

$$I_z = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{20^3 \cdot 32}{12} = 21333,33 = \text{cm}^4$$

Ristlõike inertsiraadiused vastavalt valemile 6.58:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{54613,33}{640}} = 9,24 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{21333,33}{640}} = 5,77 \text{ cm}$$

Varda saledused vastavalt valemile 6.57:

$$\lambda_y = \frac{L_{ef}}{i_y} = \frac{5,555}{0,0924} = 60,14$$

$$\lambda_z = \frac{L_{ef}}{i_z} = \frac{5,555}{0,0577} = 96,22$$

Kuna  $\lambda_z > \lambda_y$ , saab määravaks nõtkete  $z$ -telje suhtes ning survele koos paindega peab olema täidetud tingimus 6.50

Ebastabiilsust arvestav nõtketegur  $k_c$  nõtkel  $z$ -telje suhtes on arvatatud valemiga

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}, \quad (6.59)$$

kus  $k_z$  – ebastabiilsustegur;

$\lambda_{rel,z}$  – paindele  $z$ -telje suhtes vastav suhteline saledus.

Ebastabiilsustegur  $k_z$  on arvatud valemiga

$$k_z = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2], \quad (6.60)$$

kus  $\beta_c$  – sirgsuse tegur; liimpuidu puhul  $\beta_c = 0,1$ ;

$\lambda_{rel,z}$  – paindele z-telje suhtes vastav suhteline saledus.

Varda suhteline saledus z-telje suhtes on arvatud valemiga

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{E_{g,0,05}}}, \quad (6.61)$$

kus  $E_{0,05}$  – elastsusmooduli 5% väärtus (N/mm<sup>2</sup>);

$f_{c,0,g,k}$  - normatiivne survetugevus pikikiudu (N/mm<sup>2</sup>);

$\lambda_z$  – paindele y-telje suhtes vastav saledus.

Varda suhteline saledus vastavalt valemile 6.61:

$$\lambda_{rel,z} = \frac{96,22}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{26,5}{10200}} = 1,56$$

Ebastabiilsustegur  $k_z$  vastavalt valemile 6.60:

$$k_z = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (1,56 - 0,3) + 1,56^2] = 1,78$$

Ebastabiilsust arvestav nõtketegur  $k_c$  vastavalt valemile 6.59:

$$k_{c,z} = \frac{1}{1,78 + \sqrt{1,78^2 - 1,56^2}} = 0,379$$

Varda stabiilsuskontroll nõtkel z-telje suhtes surve ja painde koosmõjul vastavalt tingimusele 6.50:

$$\frac{3,035}{0,379 \cdot 16,96} + 0,7 \cdot \frac{12,06}{19,08} = 0,915 < 1$$

Tingimus 6.50 on täidetud ning kandevõime paindemomendi ja pikijõu koosmõjul on tagatud. Post P-1 täidab kõiki tingimusi ja seega on valitud liimpuidust ristlõige mõõtmetega 200x320 mm sobiv kandekonstruktsioonis kasutamiseks.

### 6.3.4. Postidele materjali koguste kokkuvõte

Projekteeritud karkassipostidele kuluv maht on esitatud Tabelis 6.4. Tabeli andmeid on kasutatud käesoleva töö seitsmendas ja kaheksandas peatükis maksumuse arvutamiseks ning analüüsi tegemiseks.

**Tabel 6.4.** Liimipuitpostide materjali koguste kokkuvõte

Tähis	Ristlõige b x h (mm x mm)	Pikkus (m)	Omakaal (kg/m)	Mass elemendile (kg)	Arv (tk)	Mass kokku (kg)	Maht kokku (m <sup>3</sup> )
P-1	200x320	5,555	26,24	145,76	5	728,82	1,78
P-2	200x320	6,068	26,24	159,22	2	318,45	0,78
P-3	180x280	5,142	20,66	106,25	5	531,27	1,30
P-4	160x280	5,318	18,37	97,68	3	293,04	0,71
P-5	200x320	5,318	26,24	139,54	2	279,09	0,68
P-6	160x280	5,894	18,37	108,26	2	216,52	0,53
P-7	120x280	5,949	13,78	81,95	2	163,91	0,40
P-8	120x280	5,829	13,78	80,30	2	160,60	0,39
P-9	120x320	5,719	15,74	90,04	1	90,04	0,22
P-10	120x280	5,719	13,78	78,78	1	78,78	0,19
P-11	120x320	5,777	15,74	90,95	1	90,95	0,22
P-12	120x280	5,777	13,78	79,58	1	79,58	0,19
Kokku						3031,06	7,39

## 7. EBITUSKULUDE HINNANG

Ehituskulude hinnangu koostamisel on nii teras- kui ka liimpuitkarkassi puhul lähtutud ehituseelarvestamises kasutatavatest üldreeglitest ning hinnakujunemise põhimõtetest. Hinnakalkulatsiooni aluseks on erinevate ehitusturul tegutsevate ettevõtete konsulteerimise tulemusena leitud ühikhinnad. Ettevõtted, mida on käesolevas töös kasutatud terase hinna leidmisel, on Deil Metall ja Võru Hallid, terase tulekaisevõõba maksumuse leidmisel Tefire ja Fire Proof ning liimpuidu hinna leidmisel Arcwood ja Palmako.

Teraskonstruksioonide ehituskulude kalkulatsioonil on lähtutud terase materjali maksumust ja tootmiskulusid sisaldavast hinnast 1,5 €/kg, millele lisanduvad paigalduskulud 0,5 €/kg. Elementide maksumust ja nende paigaldust hõlmavale hinnale lisandub tulenevalt kaetava pinna suurusel maksumus tulekaitsevõõbale ja pinnavärvile. Toruprofiilidel, mille seinapaksus on suurem kui 3 mm, on arvestatud pinnatöötlemise maksumuseks 13 €/m<sup>2</sup>, samas kui elementidel, mille seinapaksus on 3 mm või vähem, on maksumuseks 18 €/m<sup>2</sup>. Ümarterasest profiilide pinnatöötlemise maksumuseks on arvestatud 13 €/m<sup>2</sup> ning IPE profiilide pinnatöötlemise maksumuseks 18 €/m<sup>2</sup>. Terasdetailide hinna kalkuleerimisel on arvestatud hinnaga 2,5 €/kg.

Liimpuidust konstruktsioonidel on ehituskulude kalkuleerimisel kasutatud hinda 550 €/m<sup>3</sup>, milles sisalduvad nii kulud materjalile kui ka elementide tootmisele. Sellele lisandub elementide viimistluse ning paigalduse maksumus summas 330 €/m<sup>3</sup>.

Kulude liigitamisel ja mahtude arvutamisel on kasutatud standardit EVS 885:2005, tulemused terasest karkassi kandetarinditele on toodud Tabelis 7.1 ning liimpuidust karkassi kandetarinditele Tabelis 7.2.

**Tabel 7.1.** Ehituskulude hinnang terasest kandekarkassile

<b>Kood</b>	<b>Nimetus</b>	<b>Mõõtühik</b>	<b>Kogus</b>	<b>Hind ühikule (€)</b>	<b>Hind (€)</b>	<b>Viide tabelile</b>
<b>3</b>	<b>KANDEKARKASSID</b>				<b>21676,63</b>	
<b>32</b>	<b>Kandvad ja välisseinad</b>				<b>8867,30</b>	
323	Metallkarkassid					
	Teraspostid	kg	3292,61	2,0	6585,22	Tabel 5.3
	Terasdetailid	kg	448,91	2,5	1122,26	
	Metallkarkasside pinnatöötlus (tulekaitsevõõp+pinnavärv)	m <sup>2</sup>	89,22	13	1159,82	
<b>33</b>	<b>Vahe- ja katuslaed</b>				<b>12809,33</b>	
333	Metallkarkassid					
	Terasferm	kg	2481,62	2,0	4963,23	Tabel 5.2
	Terastalad	kg	2428,24	2,0	4856,48	Tabel 5.1
	Terasdetailid	kg	142,19	2,5	355,49	
	Metallkarkasside pinnatöötlus (tulekaitsevõõp+pinnavärv) seina paksus ≤3 mm, IPE- profiil	m <sup>2</sup>	109,24	18	1966,32	
	Metallkarkasside pinnatöötlus (tulekaitsevõõp+pinnavärv)	m <sup>2</sup>	51,37	13	667,81	



**Tabel 7.2.** Ehituskulude hinnangu liimpuidust kandekarkassile

Kood	Nimetus	Mõõtühik	Kogus	Hind ühikule (€)	Hind (€)	Viide tabelile
<b>3</b>	<b>KANDEKARKASSID</b>				<b>21994,25</b>	
<b>32</b>	<b>Kandvad ja välisseinad</b>				<b>7725,30</b>	
323	Metalltarindid					
	Terasdetailid	kg	487,85	2,5	1219,62	
326	Seinte puittarindid					
	Liimpuitpostid	m <sup>3</sup>	7,39	880	6505,69	Tabel 6.4
<b>33</b>	<b>Vahe- ja katuslaed</b>				<b>14268,95</b>	
333	Metalltarindid					
	Sprengeltala alumine vöö	kg	1004,55	2,0	2009,10	Tabel 6.3
	Terasdetailid	kg	416,21	2,5	1040,52	
	Metalltarindite pinnatöötlus (tulekaitsevööp+pinnavärv)	m <sup>2</sup>	1,42	13	18,47	
336	Puittarindid					
	Sprengeltala	m <sup>3</sup>	6,27	880	5517,39	Tabel 6.3
	Liimpuitallad	m <sup>3</sup>	6,46	880	5683,47	Tabel 6.2

Vastavalt Tabelis 7.1 ja Tabelis 7.2 toodud ehituskulude hinna kalkulatsioonile on teraskonstruktsiooni puhul kandvate seinaelementide maksumus 8867,30 eurot ning liimpuidust kandvate seinaelementide maksumus 7725,30 eurot. Katuslae kandetarindite maksumus teraskonstruktsiooni puhul on 12809,33 eurot ning liimpuidust kandekarkassi puhul 14268,95 eurot. Kogumaksumus terasest sein ja katuslae konstruktsioonidele on 21676,63 eurot ning liimpuidust sein ja katuslae konstruktsioonidele 21994,25 eurot.

## 8. ARUTELU, KÄSITLETUD VARIANTIDE VÕRDLEV ANALÜÜS

Karkassehituse puhul on nii teras kui ka puit väga laialdaselt kasutatavad materjalid ning kui eramajaehituses on vaieldamatult eelistatuid puitkarkass, siis tööstus- ja kaubandushoonete puhul on olukord vastupidine. Argumente, mis räägivad üldkasutatavates hoonetes nii puitkonstruktsioonis karkassi kasutamise poolt kui ka vastu, on mitmeid.

Üheks kõige olulisemaks näitajaks mõõtmaks ühe konstruktsioonimaterjali eelist teise ees on sealt saadav majanduslik ökonoomsus. Võrreldes omavahel käesoleva lõputöö raames projekteeritud kandekarkasse, ei oma kumbki selget eelist teise ees. Peatükis 7 toodud ehituskulude hinnangu alusel on liimpuidust karkassi maksumus 21994,25 eurot ning teraskonstruktsioonis karkassi maksumus 21676,63 eurot, mis annab võrreldes liimpuidust karkassiga majanduslikku võitu vaid 1,44 %. Kuigi terasest kandekarkass osutus antud juhul soodsamaks, võib tulemus muutuda vähimagi materjali hinna või konstruktiivse lahenduse muutuse juures kiirelt vastupidiseks ning seega pole võimalik teha ühest järeldust, milline karkassi materjal võiks omada majanduslikku eelist teise ees.

Teine aspekt, millest lähtuda, on kummagi lahenduse juures saadav kasuliku pinna suurus, mis kauplushoone puhul väljendub suurema kaubanduspinnana. Teraskonstruktsioonide kasuks räägib nende suur tugevuse ja mõõtmete suhe võrreldes puidu või liimpuiduga, mis teeb võimalikuks suurte koormuste vastuvõtmise, hoides samal ajal konstruktsiooni mõõtmed väikesed. Projekteeritud teraskarkassi puhul on teljel A postide ristlõike laius ja kõrgus 150x150 mm ning telgedel 1 ja 7 on postide ristlõike laius ja kõrgus 110x110 mm, samas kui liimpuidust karkassi puhul on antud mõõtmed vastavalt 200x320 mm ja 120x280 mm. Kuna aga kauplushoone müügisaalis paigutatakse ruumi sisseseade postidest ettepoole, mitte nende vahele, tuleb võrreldes teraskarkassiga tuua riuleid 170 mm võrra kaugemale, mis toob endaga kaasa liimpuidust karkassi puhul kaubanduspinna vähenemise 8,71 m<sup>2</sup> võrra.

Lisaks hoone püstitamisesest ning konstruktiivsetest eripäradest tulenevatele kuludele võib üks konstruktsioonimaterjal teise ees omada eelist ka hoone kasutamisel pärast selle

valmimist. Eelkõige on see seotud materjali vananemisest või kahjustumisest tulenevate lisakulutustega. Mõlemad materjalid vajavad hoolt ja kaitset, mis tähendab liimpuidust konstruktsioonide puhul kaitset keskkonnamõjude ning puidukahjurite ja seente eest, teraskonstruktsioonide puhul aga eelkõige kaitset korrosiooni eest, mida on võimalik saavutada vastava pinnatötlusega. Seejuures on aga teras tundlikum mehaaniliste vigastuste suhtes, mille tulemusena võib saada kahjustada värvikiht, mis kaitseb tarindit korrosiooni eest ning annab sellele nõutava tulepüsivuse (Ehituskonstruktori käsiraamat). Seega on mõlema konstruktsioonimaterjali puhul vajalik regulaarne kontroll ja hooldus hoone kasutusaja jooksul, et tagada mõlema konstruktsioonimaterjali pikaajaline püsimine, mis võib liimpuidust konstruktsiooni puhul olla töömahukam ja seega ka kulukam kui teraskonstruktsioonide puhul. Seejuures on püsiva ja järjepidava kontrolli ning hoolduseta teras vähem keskkonnast tulenevatele mõjudele vastuvõtlik kui liimpuit.

Ühe materjali eeliseid teise ees võib tuua ka nende tootmisprotsessist veel enne kui elemendid ehitusplatsile jõuavad. Mõlemad käesolevas töös käsitletavat konstruktsioonimaterjalid vajavad tehaselist tootmist, seejuures toob terase tootmine endaga kaasa vähem materjali jääke kui liimpuidu tootmine: terase tootmisel kasutatakse nii keemilist kui ka termilist töötlemist ning kaevandatud maak kasutatakse ära maksimaalselt, samal ajal kui liimpuidu tootmisel tuleb arvestada puidu ebatäiustega, mistõttu võib osa puidust olla kasutuskõlbmatu. Teisalt aga, hoolimata tootmisprotsessis tekkivast väiksemast materjalide jääkide hulgast, on terase tootmisprotsess energiamahukam ja keskkonda saastavam kui liimpuidu tootmine. Erinevalt terasest on liimpuitu võimalik toota kohalikest toorainest, seejuures on kahjud keskkonnale metsaraiest ning tootmisest tunduvalt väiksemad kui terase puhul maagi kaevandamisest, sulatamisest ja töötlemisest. 2002. aastal Norra põllumajandusülikooli teadlaste poolt läbi viidud uuringu tulemusel selgus, et võrreldes energia tarvet, kasvuhooonegaaside emissiooni ja maksumust, kulub terastalade tootmisele 2-3 korda rohkem energiat ning 6-12 korda rohkem fossiilseid kütuseid võrreldes liimpuittalade toomisega, lisaks on kasvuhooonegaaside tootmine liimpuittalade tootmisprotsessis madalam kui terastalade puhul ning kui kasutada liimpuittalasid pärast nende eluea lõppu soojusenergia tootmiseks, on nende tootmisega kaasnev neto kasvuhooonegaaside hulk negatiivne (Petersen, A. K, Solberg, B. 2002).

Liimpuidu tootmine ei anna terase ees eelist mitte ainult keskkonnasäästlikust vaatepunktist. Liimpuidu tootmiseks kasutatav puit on kohalik tooraine ning seega on liimpuidu tootmiseks

vajamineva materjali hankimisel positiivne mõju Eesti majandusele, arendades ja edendades kohalikku metsa- ja puidutööstust. Samuti toimub kogu liimpuidu tootmine Eestis ning lisaks toodangu pakkumisele kohalikul turul, on liimpuit ka suureks eksporditavaks materjaliks, mis läbi edendab liimpuidu tootmine igakülgsest kohaliku majandusest.

Viimaks, kaht materjali on võimalik võrrelda nende mõju alusel siseruumile. Puitu peetakse üldlevinud arvamuse kohaselt esteetiliselt ilusaks materjaliks, mistõttu leiavad puidust elemendid sagedast kasutust ruumide sisekujunduselementidena. Puit orgaanilise materjalina on ka heade soojusomadustega, olles võimeline endasse soojust akumulerima ning seda ruumi temperatuuri langedes välja andma, samuti on puit võimeline reguleerima ruumi õhuniiskuse taset, imades õhust niiskust endasse kui seda on liiga palju ning andes seda taas välja kui õhk on kuivem (Kodi, 2012). Seega lisaks heale esteetilisele ilmele on liimpuidu kasutamisega võimalik luua ruumi parem sisekliima ning ostukeskkond kaupluse külastajatele.

Arutelu tulemusena järeldub, et nii terasest kui ka liimpuidust kandekarkasside maksumused on ligikaudu võrdsed, seejuures on liimpuidu keskkonnamõjud ning tootmiseks vajaminev energiatarve väiksemad, avaldades samal ajal suuremat positiivset mõju kohaliku majanduse edenemisele.

## KOKKUVÕTE

Käesoleva magistritöö raames käsitleti Tartumaale Nõo alevisse rajatava Nõo Konsumi hoone kaht erinevat kandekarkassi lahendust, millest üks oli terasest ning teine liimpuidust. Mõlemad karkassilahendused olid teineteisest sõltumatud, samas jälgiti mõlema variandi puhul kandeskeemi koostamisel samu põhimõtteid. Töö raames dimensiooniti mõlema variandi puhul kandvad karkassipostid ja -talad ning sõrestikud ja teostati kandevõime kontrollarvutused. Arvutuste tulemused olid aluseks materjali mahtude leidmisel, mida omakorda kasutati kandetarindite ehituskulude hinnangu koostamisel. Mõlema kandekarkassi maksumust, samuti mõju keskkonnale ja üldist esteetilist välimust silmas pidades koostati võrdlev analüüs leidmaks nii majanduslikult ökonoomsemat kui ka keskkondlikult jätkusuutlikumat lahendust.

Töö tulemusena selgus, et projekteeritud kandekarkassidest pakkus terasest karkass võrreldes liimpuidust karkassiga majanduslikku võitu ehituskuludel. Seejuures oli aga kahe karkassi maksumuse erinevus minimaalne tegemaks ühest selget järeldust tulemuse alalise kehtivuse kohta põhjusel, et ka materjali hinna kõikumine vähesel määral võib muuta tulemuse vastupidiseks. Seega on käesoleva lõputööle tuginedes võimalik väita, et liimpuitkarkassi ehitus on võimalik ligikaudu samade ehituskuludega kui teraskarkass ehitus. Kuna aga liimpuidu tootmine on võrreldes terase tootmisega vähem energiamahukam ja vähem keskkonda saastavam, toetades samal ajal enam kohalikku majandust, võiks nii käesolevas töös vaadeldud hoone puhul kui ka sarnase suuruse ja iseloomuga hoonete puhul üldisemalt tõsiselt kaaluda liimpuidu kasutamist konstruktsioonimaterjalina.

Antud töö edasiarendusena kindlamate järelduste tegemiseks oleks soovitatav edasine uurimine, käsitledes erineva suuruse ja kasutusotstarbega hooneid, mis võimaldaks teada saada, milliste hoonete puhul oleks põhjendatud või lausa soovituslik liimpuidu kasutamine.

## KASUTATUD KIRJANDUS

1. Ehituskonstruktori käsiraamat. 2012 / Toimetaja Tiit Masso. Tallinn. „Ehitame“ kirjastus. Tallinn, 2012.
2. EVS 885:2005 Ehituskulude liigitamine. 2005. Eesti Standardikeskus
3. EVS-EN 1990:2002+NA:2002 Eurokoodeks Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused. 2002. Eesti Standardikeskus.
4. EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kaskoormused. 2002. Eesti Standardikeskus.
5. EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus. 2006. Eesti Standardikeskus.
6. EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus. 2010. Eesti Standardikeskus.
7. EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. 2015. Eesti Standardikeskus.
8. EVS-EN 1993-1-8:2005+NA:2006 Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine Osa 1-8: Liidete projekteerimine. 2015. Eesti Standardikeskus.
9. EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine Osa 1-1: Üldist. Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. 2009. Eesti Standardikeskus.
10. Kodi, G. Puitkonstruktsioonide abimaterjal. Tallinna tehnikaülikool. Ehitiste projekteerimise instituut. Tallinn, 2012. 106 lk.
11. Loorits, K. Teraskonstruksioonid I. Loengukonspekt. Tallinna Tehnikaülikool. Ehitiste projekteerimise instituut. 2008. 127 lk.
12. Petersen, A. K, Solberg, B. Greenhouse gas emissions, life-cycle inventory and cost efficiency of using laminated wood instead of steel construction. Case: beams at Gardermoen airport. 2002. 182 lk.
13. Ruukki. Kandev profiilplekk T130M-75L-930 Kättesaadav: <http://www.ruukki.com/est/b2b/tooted/kandvad-profiilplekid-ja-kergetalad/kandvad->

profiilplekid/kandvate-profiilplekkide-detailid/load-bearing-sheet-t130m-751-930  
(14.04.2017)

14. Ruukki. Kergpaneel SP2E X-PIR ENERGY Kättesaadav:  
<http://www.ruukki.com/est/b2b/tooted/sandwich-paneelid/sandwich-paneelide-detailid--oborniki/sp2e-x-pir-energy> (14.04.2017)
15. Smuškin, R. Kauplusehoone ehitusprojekt. Arhitektuurne osa, põhiprojekti seletuskiri. Tartu Arhitektuuribüroo. 2016. 15 lk.

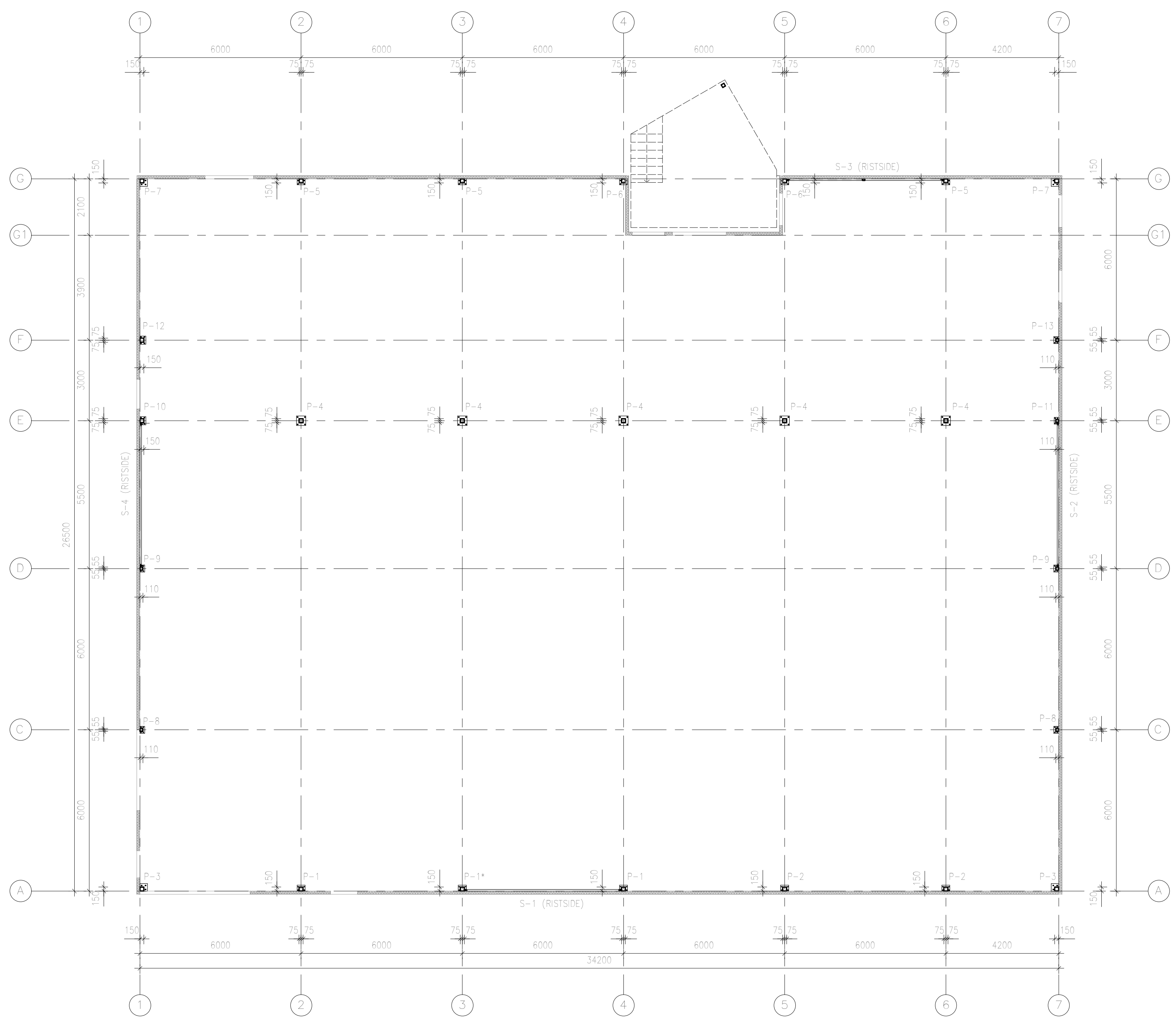
## **LISAD**



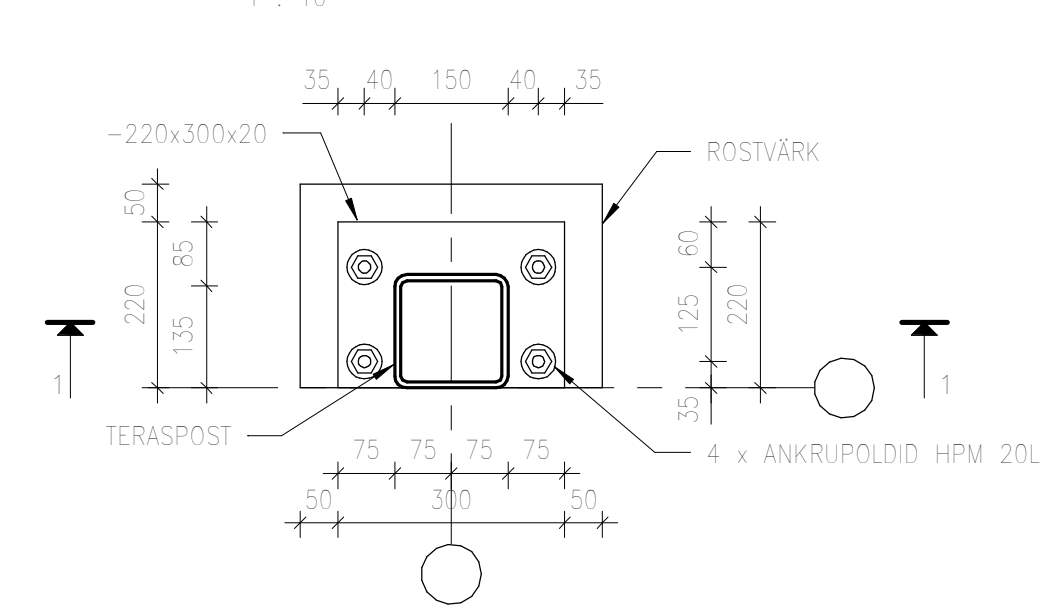
## LISA 1: GRAAFILINE OSA

Variant I – Teraskarkassi postide plaan, montaažisõlmed	1:100/ 1:10
Variant I – Katusekandjate plaan	1:100
Variant I – Teraskarkassi laotised telgedel 1 ja 7 ning 2...6	1:100
Variant I – Teraskarkassi laotised telgedel A, E ja G	1:100
Variant I – Terasferm TF-1	1:50/ 1:10
Variant I – Teraspost P-1	1:25
Variant I – Terastala T-1	1:25/ 1:10
Variant II – Liimpuitekarkassi postide plaan, montaažisõlmed	1:100/ 1:10
Variant II – Katusekandjate plaan	1:100
Variant II – Liimpuitekarkassi laotised telgedel 1 ja 7 ning 2...6	1:100
Variant II – Liimpuitekarkassi laotised telgedel A, E ja G	1:100
Variant II – Sprengeltala ST-1	1:50/ 1:10
Variant II – Liimpuitepost P-1	1:30
Variant II – Liimpuittala T-1	1:30/ 1:10

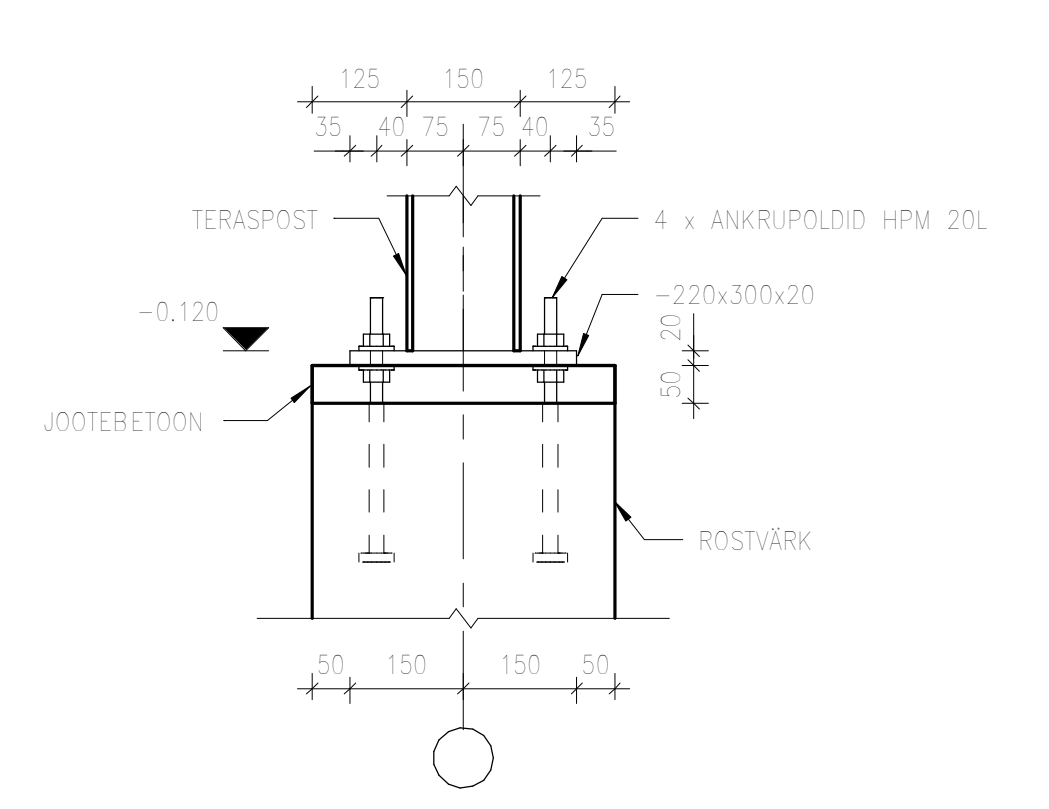
TERASKARKASSI PIAAN  
1 : 100



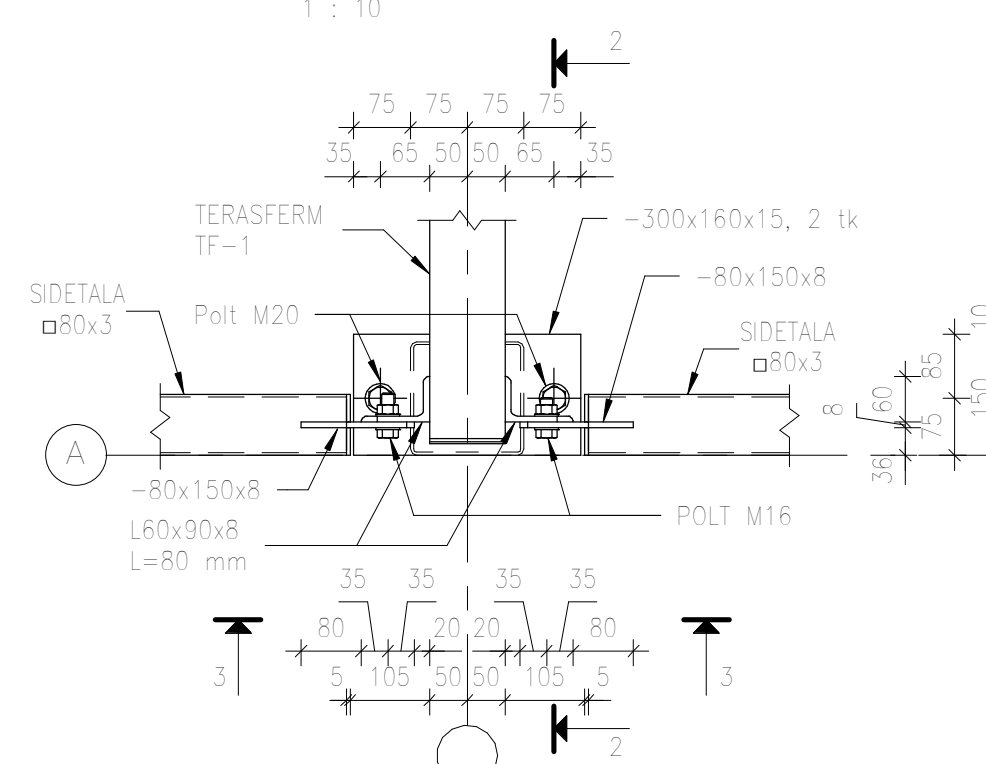
MONTAAZISÖLM MS-1  
1 : 10



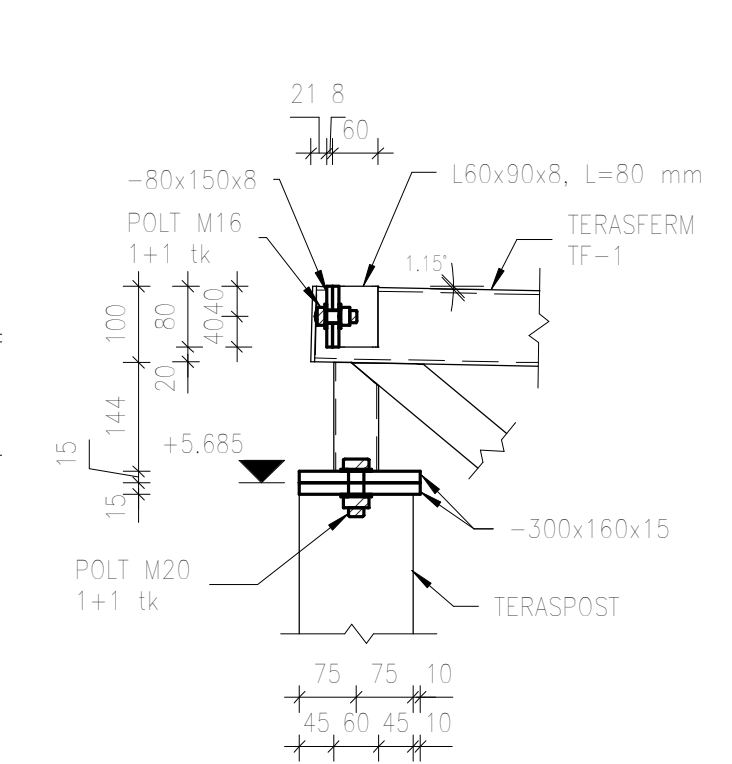
LÕIGE 1-1



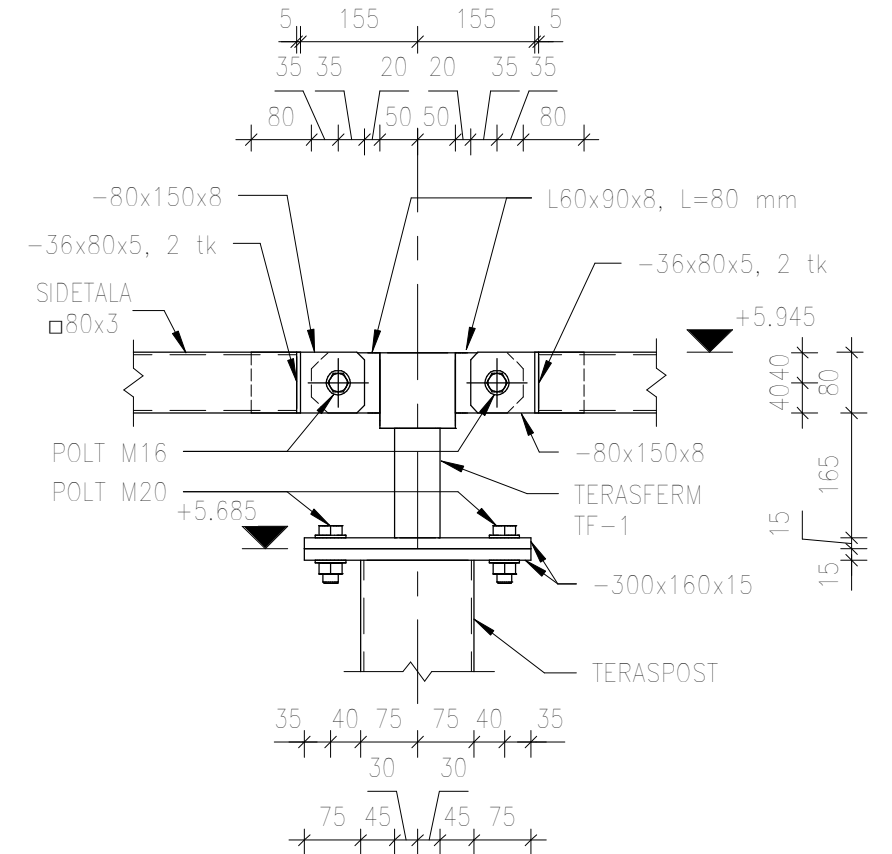
MONTAAZISÖLM MS-2  
1 : 10



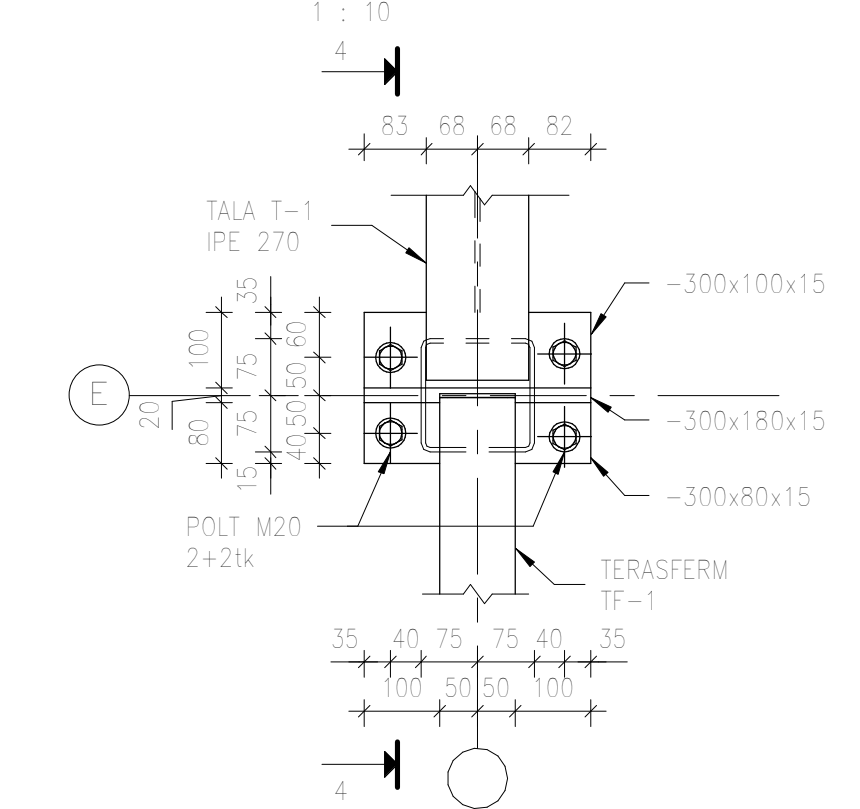
LÕIGE 2-2



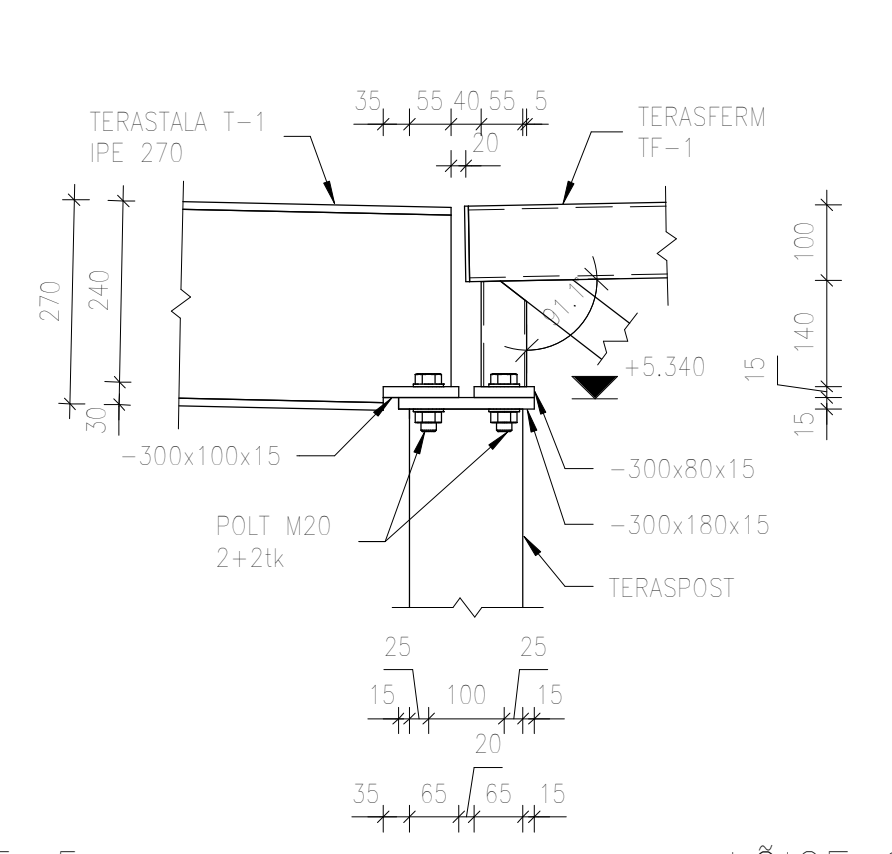
LÕIGE 3-3



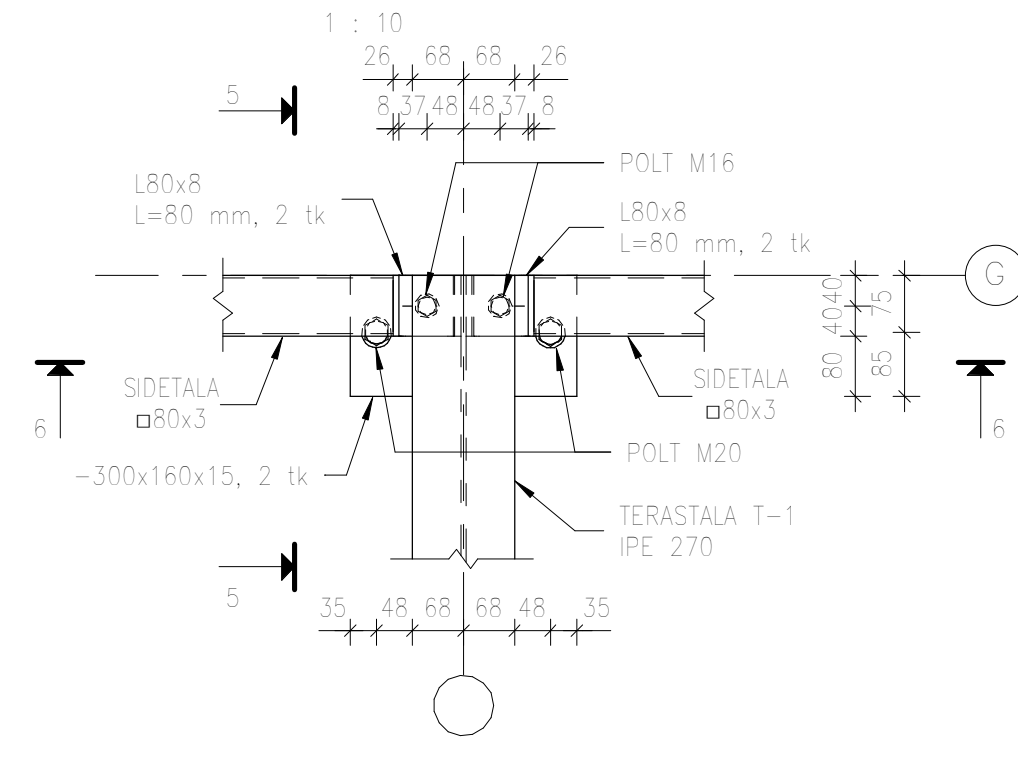
MONTAAZISÖLM MS-3  
1 : 10



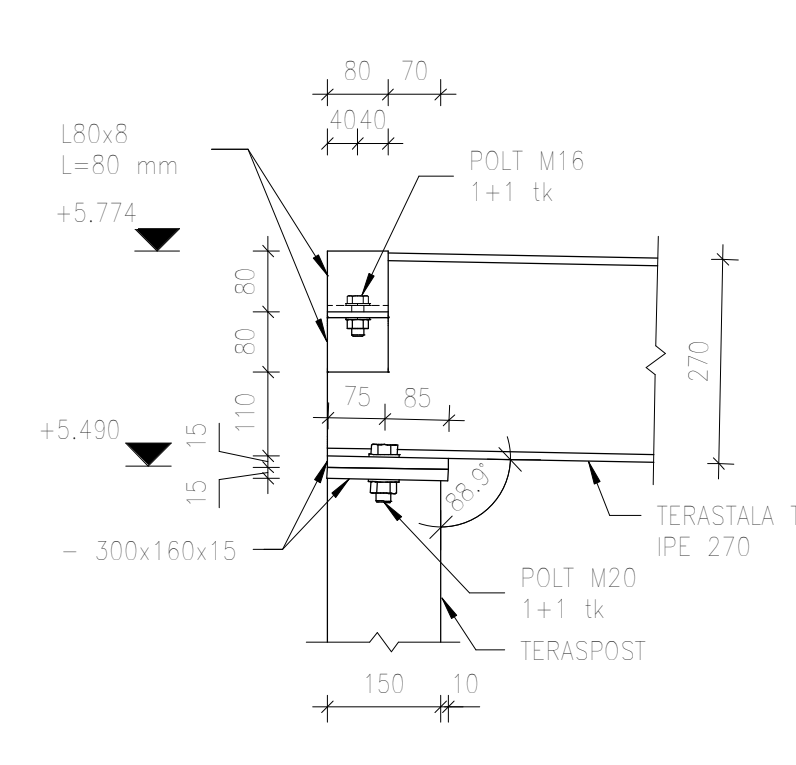
LÕIGE 4-4



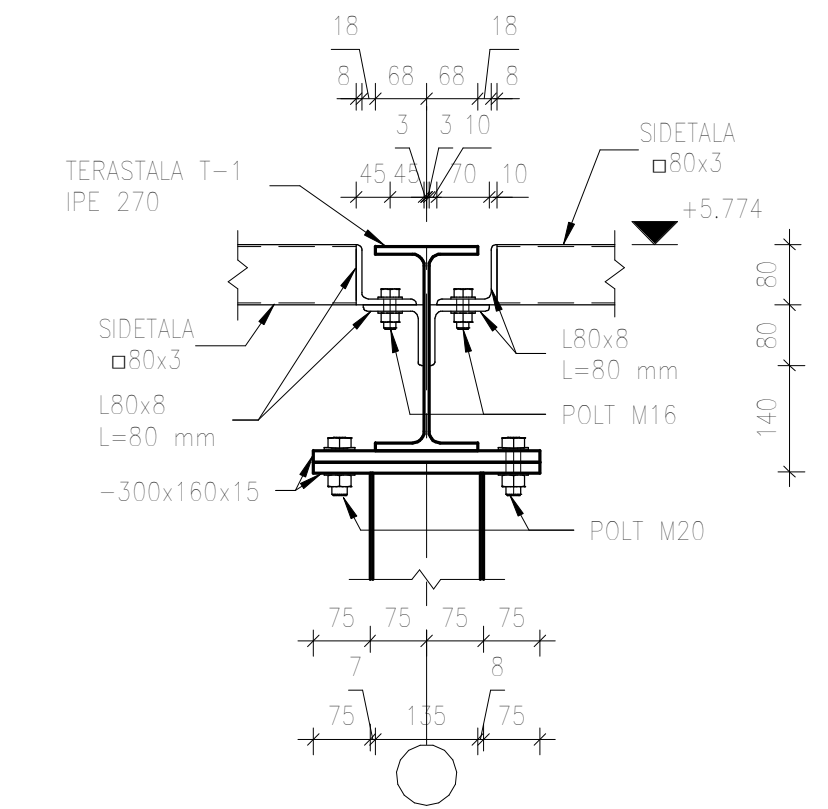
MONTAAZISÖLM MS-4  
1 : 10



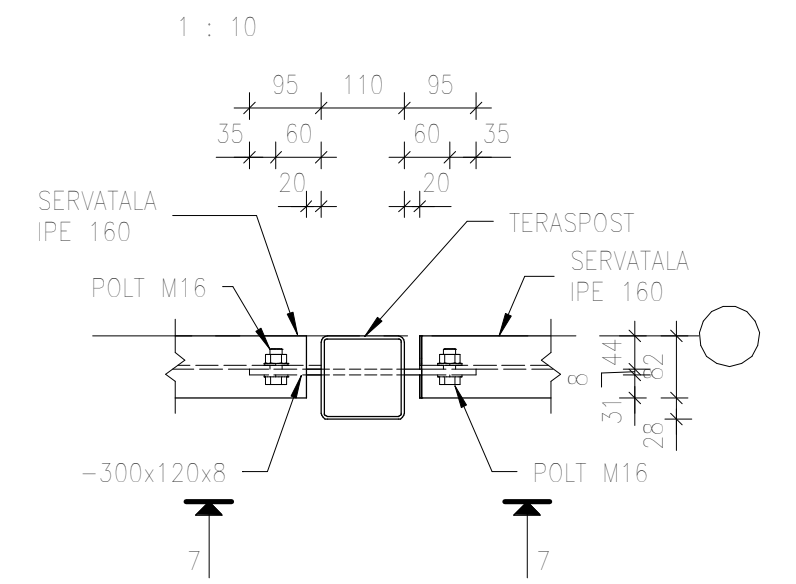
LÕIGE 5-5



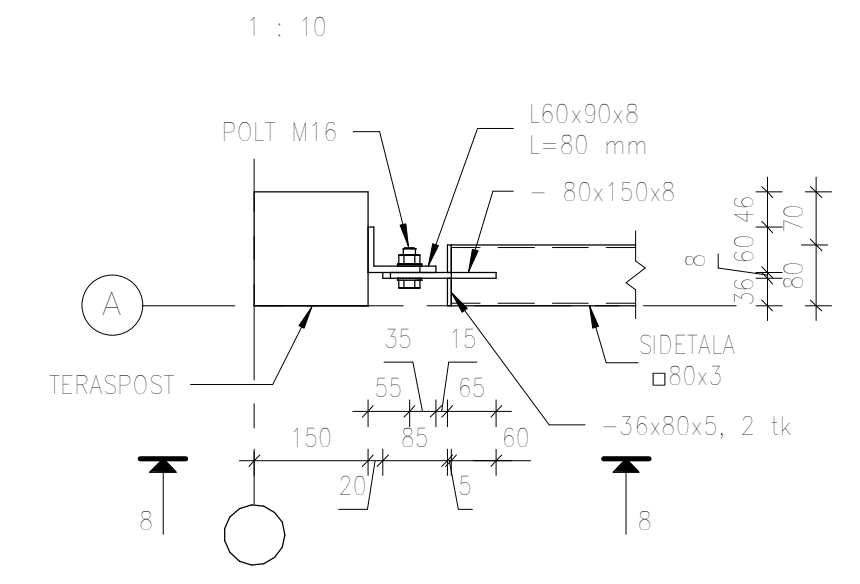
LÕIGE 6-6



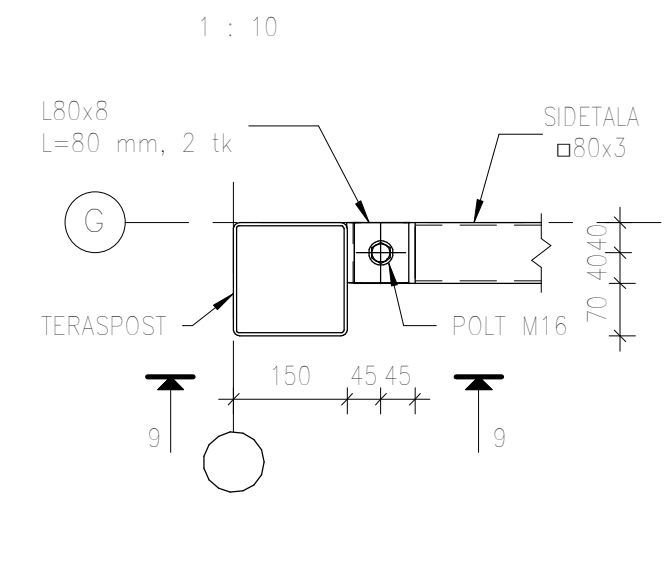
MONTAAZISÖLM MS-5  
1 : 10



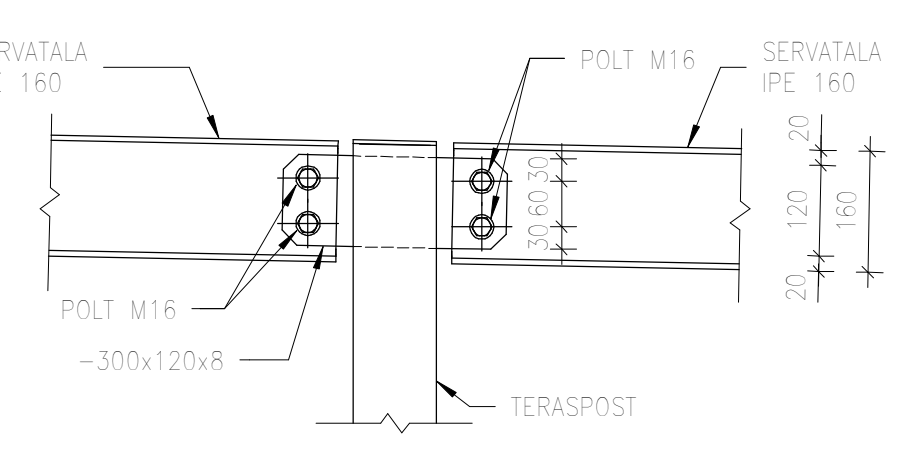
MONTAAZISÖLM MS-6  
1 : 10



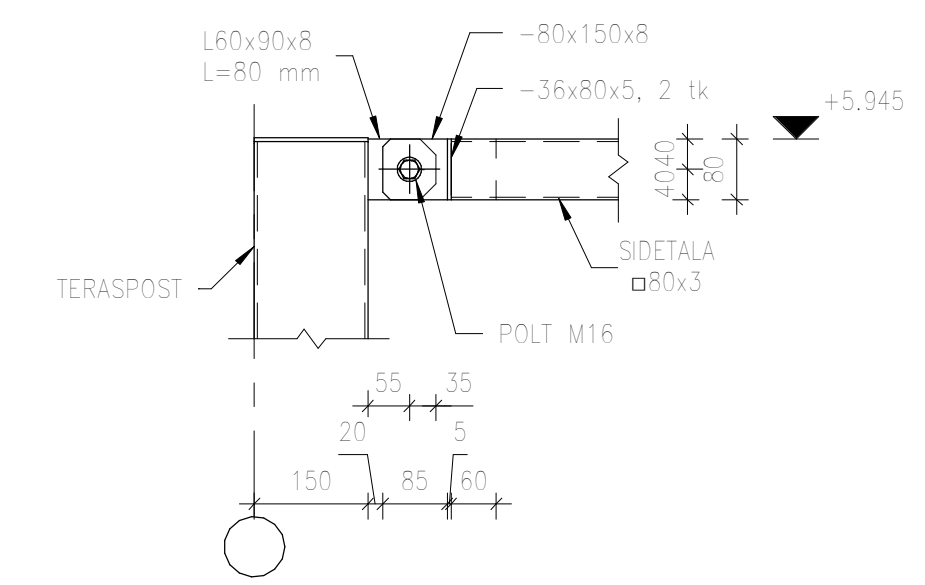
MONTAAZISÖLM MS-7  
1 : 10



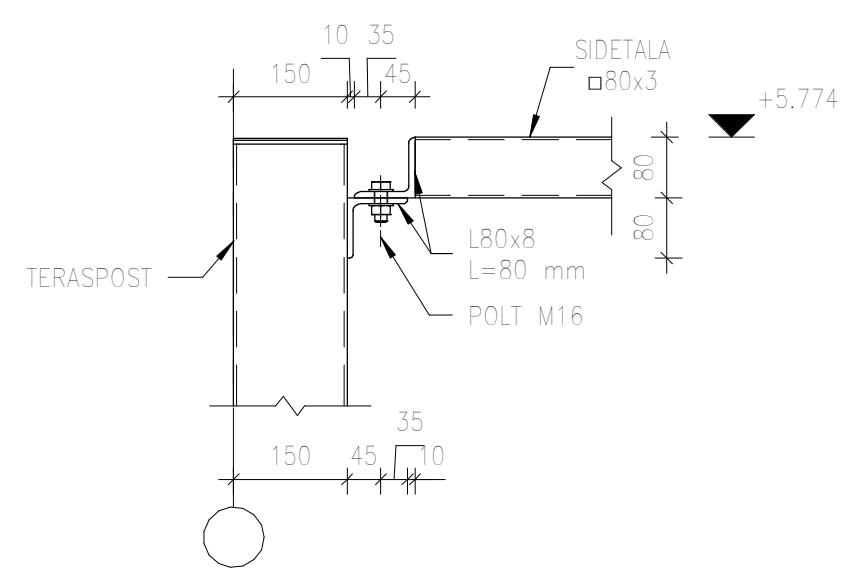
LÕIGE 7-7



LÕIGE 8-8



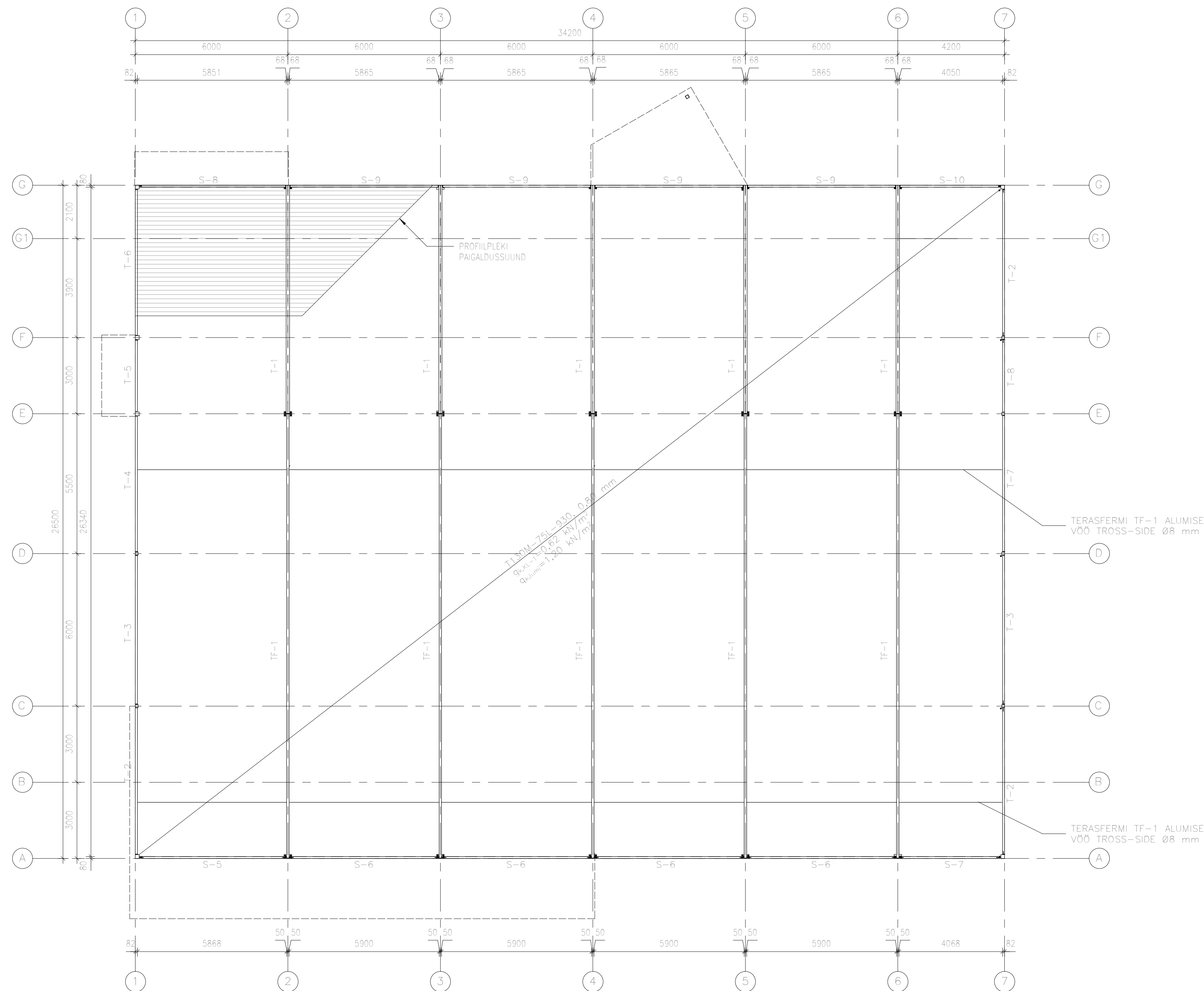
LÕIGE 9-9



MÄRKUSED:

- SUHTLISELE KÕRGUSMÄRGILE ±0,000 VASTAB ABSOLUUTNE KÕRGUS +66,30.
- TERASE TUGEVIKLAAS S355.
- TERASELEMENDID ÜHENDADA MONTAAZISÖLMEDE JOONISTEL NÄDATUD VIISIL, POLTÜHENDUSTES KASUTADA POLTE KLAASIGA 8.8. MONTAAZISÖLMEDE ASUKOHAD VT TERASKARKASSI LAOTISTEL JOONISED 3 JA 4.
- KÕIK ELEMENTID ÜHENDADA OMAVÄHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
- KÕIK KARKASSI TERASELEMENDID PUHASTADA, KRÜNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIK. TERASTARINDITE NÕUTAV TULEPÕSIVUS R30.

Tilija:		Objekt:	
Nimi:		Tartu tn 3 kauplusehoone	
Koostas:	K. Kartsep	Kiirpöev:	Nimetus:
Juhendas:	L. Rooliaht		VARIANT I - TERASKARKASSI POSTIDE PIAAN, MONTAAZISÖLMED
TÜÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž		Leht:	Lehti:
		1	14
		Mõõtkaava:	Vt. jooniselt



POSTIDE SPETSIFIKATSIOON						
POS	PROFIIL	PIKKUS (mm)	ARV (tk)	MASS (kg)		MÄRKUSED
				ELEMENDILE	KOKKU	
P-1	□150x150x8	5790	3	196,86	590,58	
P-2	□150x150x4	5790	2	104,22	208,44	
P-3	□150x150x4	6062	2	109,12	218,23	
P-4	□150x150x6	5447	5	143,80	719,00	
P-5	□150x150x4	5594	3	100,69	302,08	
P-6	□150x150x8	5594	2	190,20	380,39	
P-7	□150x150x4	5888	2	105,98	211,97	
P-8	□110x110x4	5943	2	77,26	154,52	
P-9	□110x110x4	5823	2	75,70	151,40	
P-10	□150x150x4	5713	1	102,83	102,83	
P-11	□110x110x4	5713	1	74,27	74,27	
P-12	□150x150x4	5771	1	103,88	103,88	
P-13	□110x110x4	5771	1	75,02	75,02	
					3292,61	

TALADE SPETSIFIKATSIOON						
POS	PROFIIL	PIKKUS (mm)	ARV (tk)	MASS (kg)		MÄRKUSED
				ELEMENDILE	KOKKU	
T-1	IPE 270	8987	5	324,43	1622,15	
T-2	IPE 160	5753	3	90,90	272,69	
T-3	IPE 160	5848	2	92,40	184,80	
T-4	IPE 160	5328	1	84,18	84,18	
T-5	IPE 160	2807	1	44,35	44,35	
T-6	IPE 160	5733	1	90,58	90,58	
T-7	IPE 160	5348	1	84,50	84,50	
T-8	IPE 160	2847	1	44,98	44,98	
					2428,24	

PROFILPLEKI SPETSIFIKATSIOON						
POS	PROFIIL	PAKSUS (mm)	ARV (m²)	MASS		MÄRKUSED
		T-130M-75L-930	0,8	~906,3	9180,82	
					9180,82	

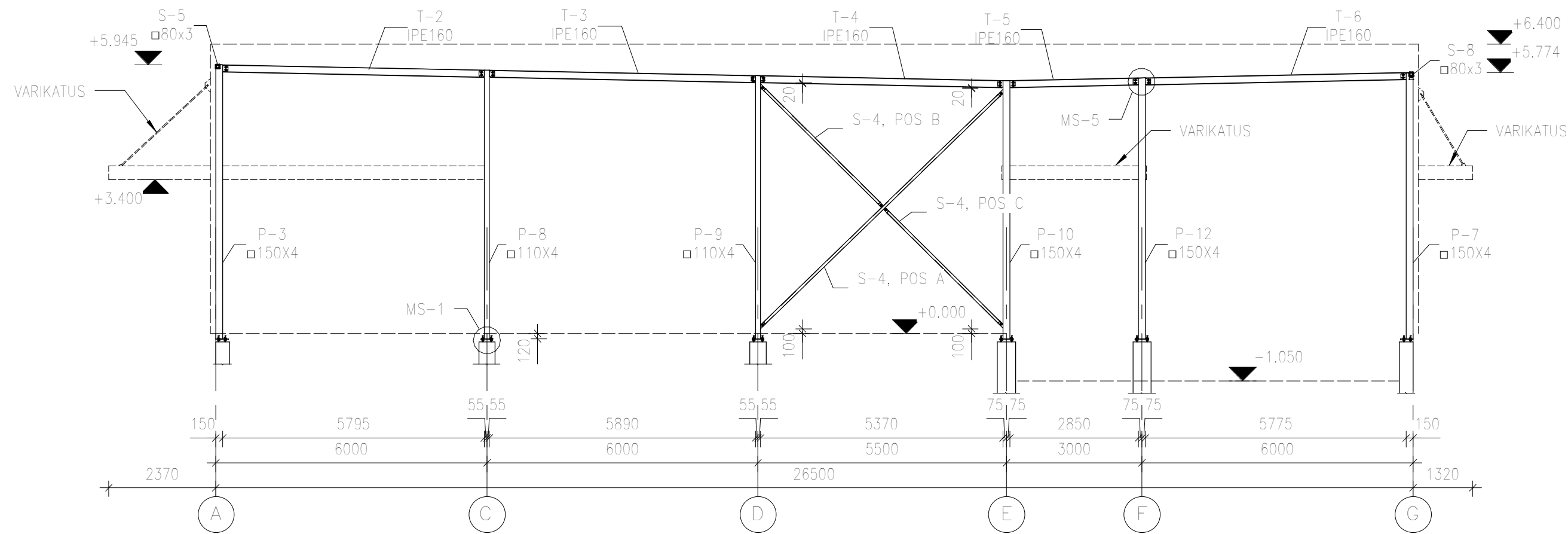
KANDVA PROFILPLEKI KULU ARVESTATUD KAETAVA KATUSE PINNANA.

- MÄRKUSED:**
- SUHTELISELE KÕRGUSMÄRGILE ±0,000 VASTAB ABSOLUUTNE KÕRGUS +66,30.
  - TERASE TUGEVIKLAASS S355.
  - TERASELEMENDID ÜHENDADA MONTAAŽISÕLMEDE JOONISTEL NÄIDATUD VIISIL. PÕLTÜHENDUSTES KASUTADA PÕLDE KLASSIGA 8.8. MONTAAŽISÕLMEDE ASUKOHAD VT TERASKARKASSI LAOTISTELT JOONISED 3 JA 4.
  - KÕIK ELEMENDID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
  - KÕIK KARKASSI TERASELEMENDID PUHASTADA, KRUNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIK. TERASTARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.
  - KATUSE RAJAMISEL KASUTATAV KANDEV PROFILPLEKK: T130M-75L-930 T=0,8 mm (RUUKKI) VÕI KANDEVÕIME SEISUKOHALT ANALOOGNE. PROFILPLEKK PAIGALDADA LAIEM LAINEPÕHI ÜLEVALPOOL.

			Tellija:		Objekt: Tartu tn 3 kauplusehoone	
Koostas: K. Kartsep			Allkiri:		Nimetus:	
Juhendas: I. Roolah			Kuupäev:		<b>VARIANT I – KATUSEKANDJATE PLAAN</b>	
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž			Leht: 2		Lehti: 14	
			Mõõtkava:		1 : 100	

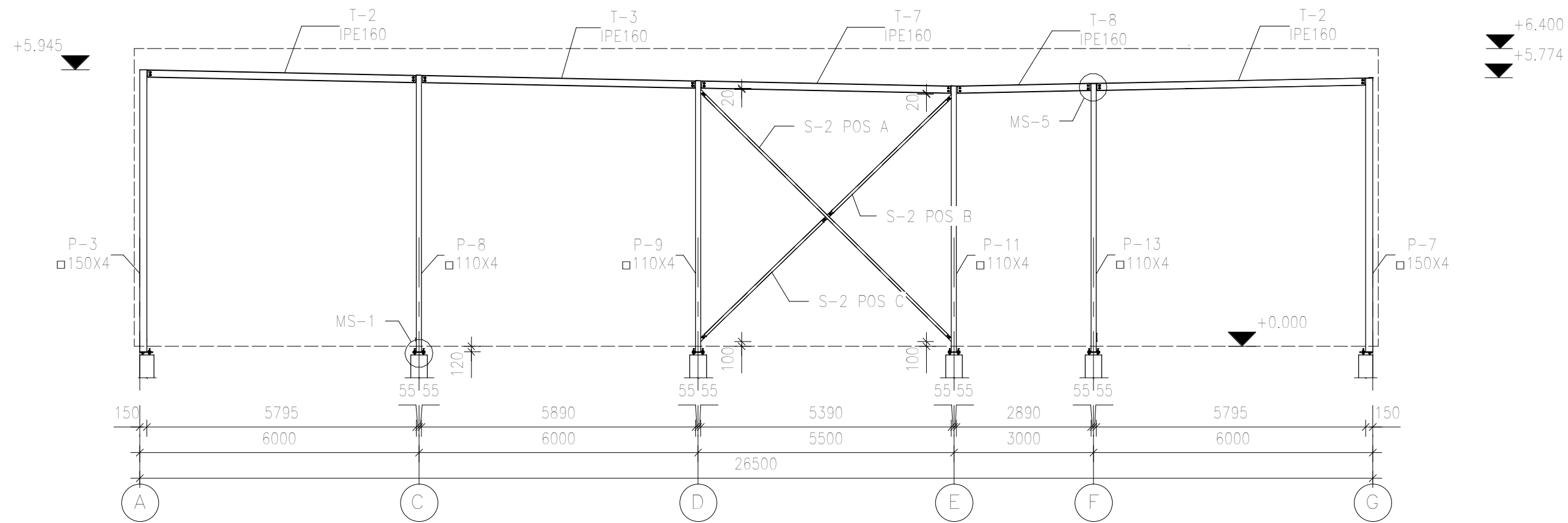
TELG 1

1 : 100



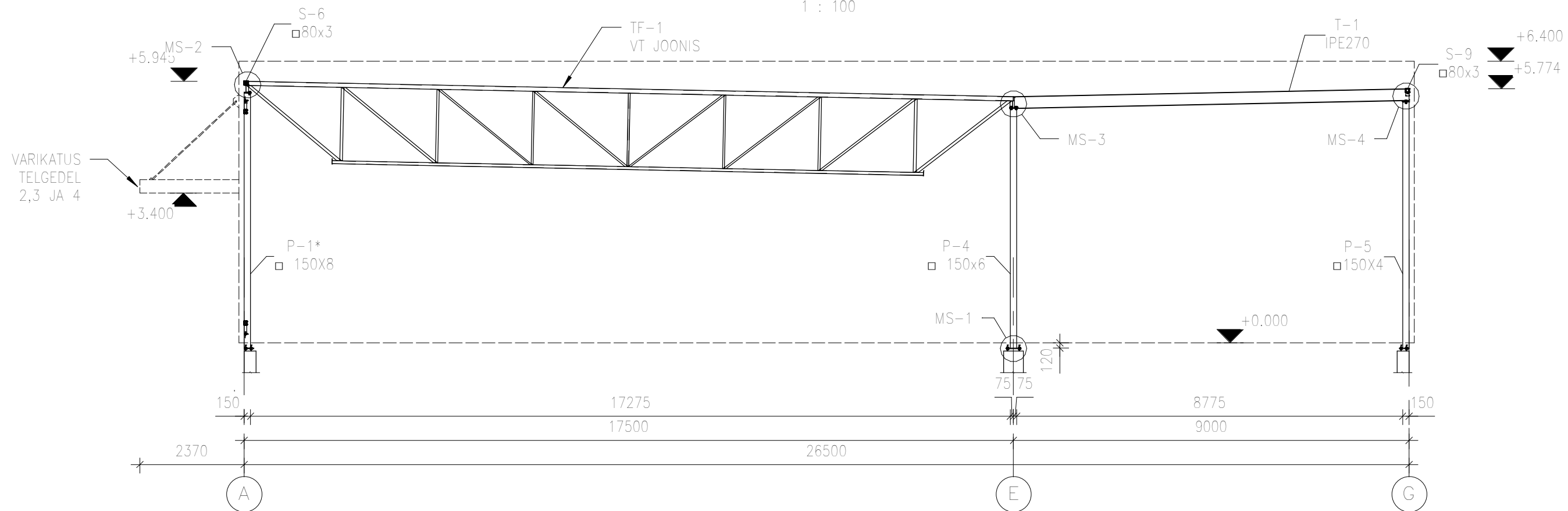
TELG 7

1 : 100



TELG 2...6

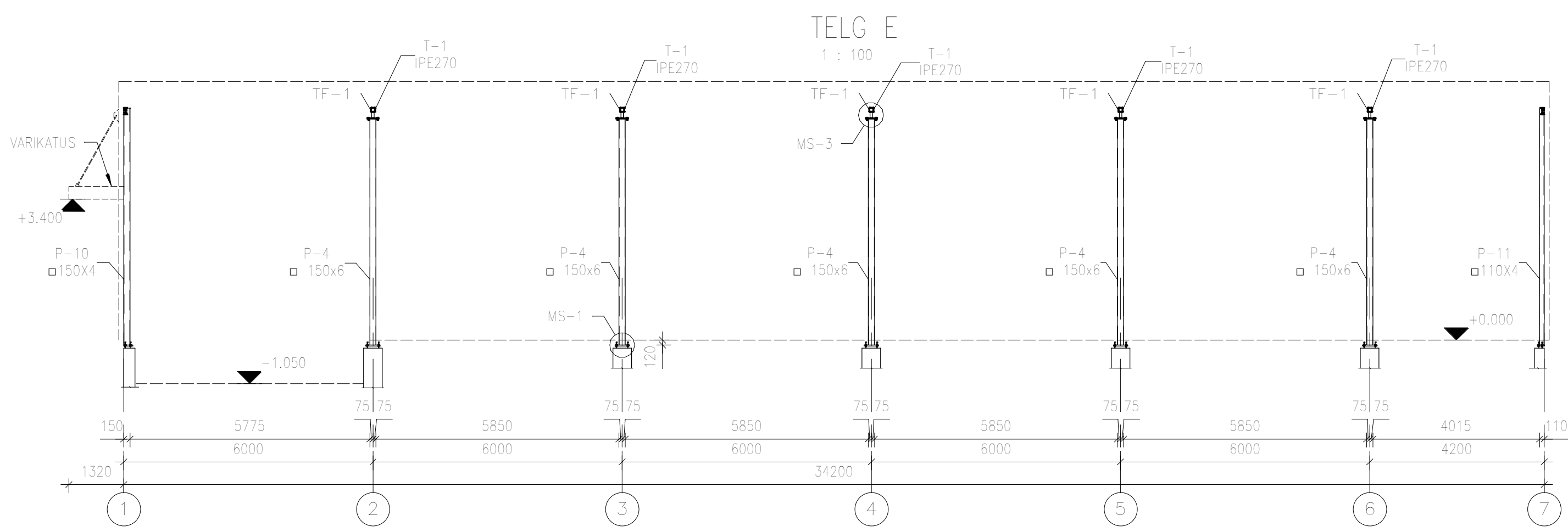
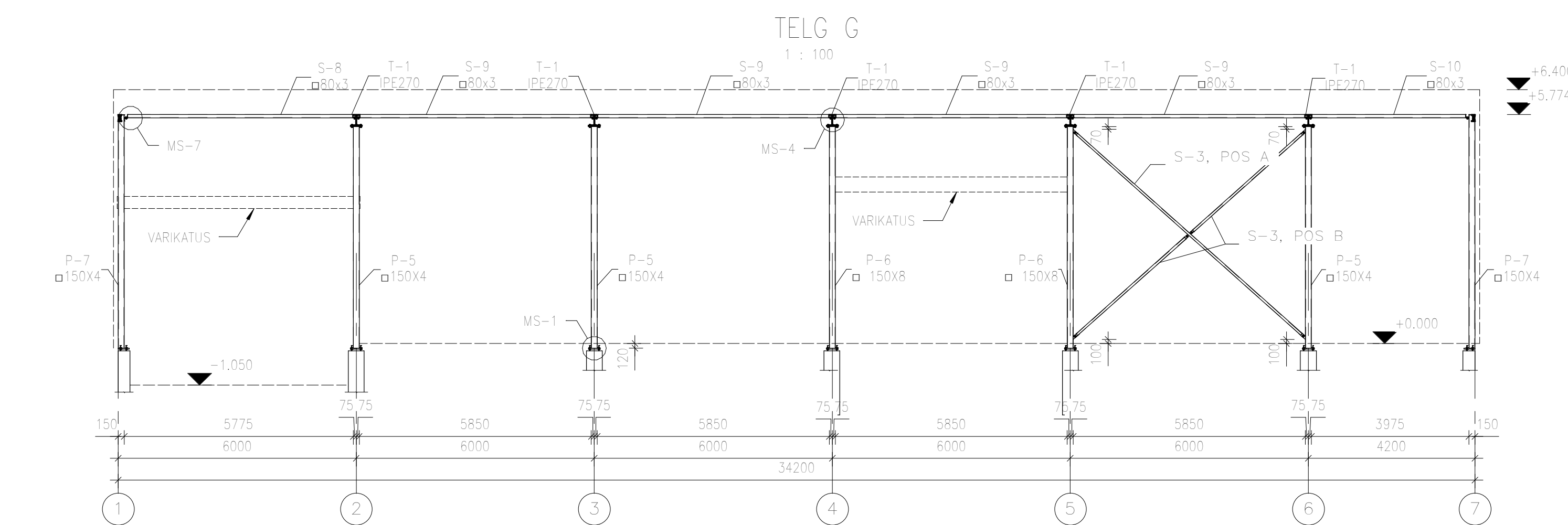
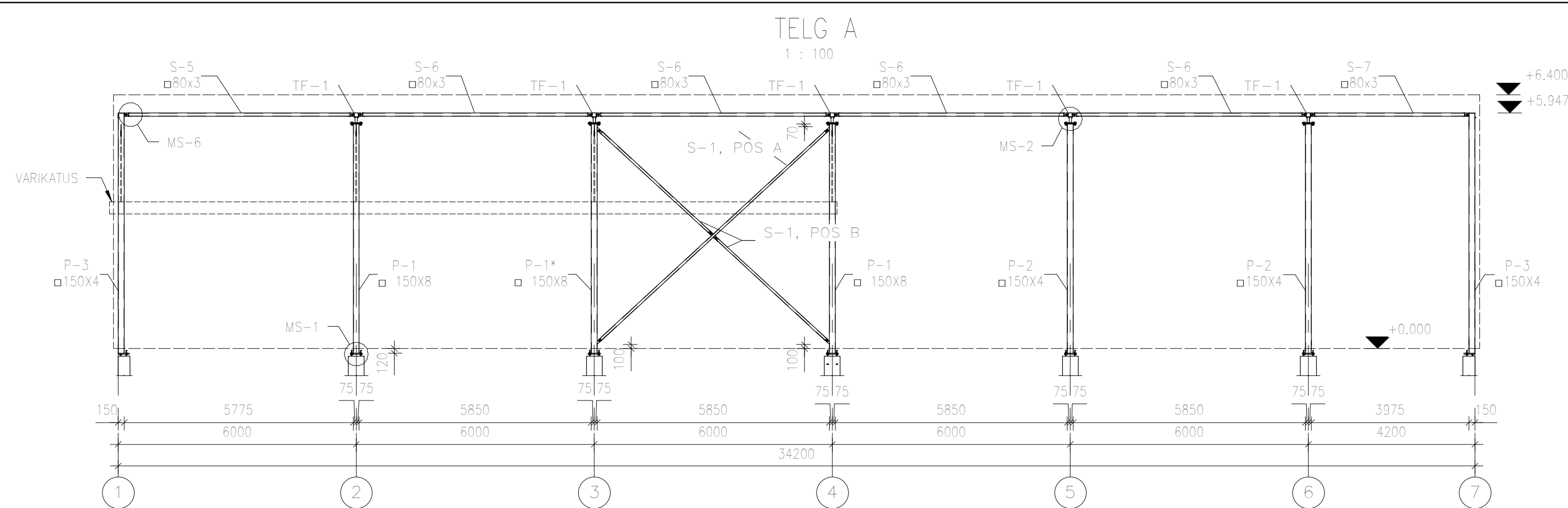
1 : 100



MÄRKIUSED:

- SUHTELISELE KÕRGUSMÄRGILE ±0,000 VASTAB ABSOLUUTNE KÕRGUS +66,30.
- TERASE TUĞEVUSKLASS S355.
- TERASELEMENDID ÜHENDADA MONTAAŽISÕLMEDE JOONISTEL NÄIDATUD VIISIL, POLTÜHENDUSTES KASUTADA POLTE KLASSIGA B.8. MONTAAŽISÕLMED VT JOONIS 1.
- KÕIK ELEMENDID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
- KÕIK KARKASSI TERASELEMENDID PUHASTADA, KRUNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIGA. TERASTARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.
- VARIKATUSE TÄHISTUS JOONISEL ON TINGLIK.

Tellija:			Objekt:		
			Tartu tn 3 kauplusehoone		
Nimi		Allkiri	Kuupäev		Nimetus:
Koostas		K. Kartsep			VARIANT I – TERASKARKASSI LAOTISED TELGEDEL 1 JA 7 NING 2...6
Juhendas		I. Roolaht			
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž			Leht	Leht	Mõõtkaava:
			3	14	1 : 100



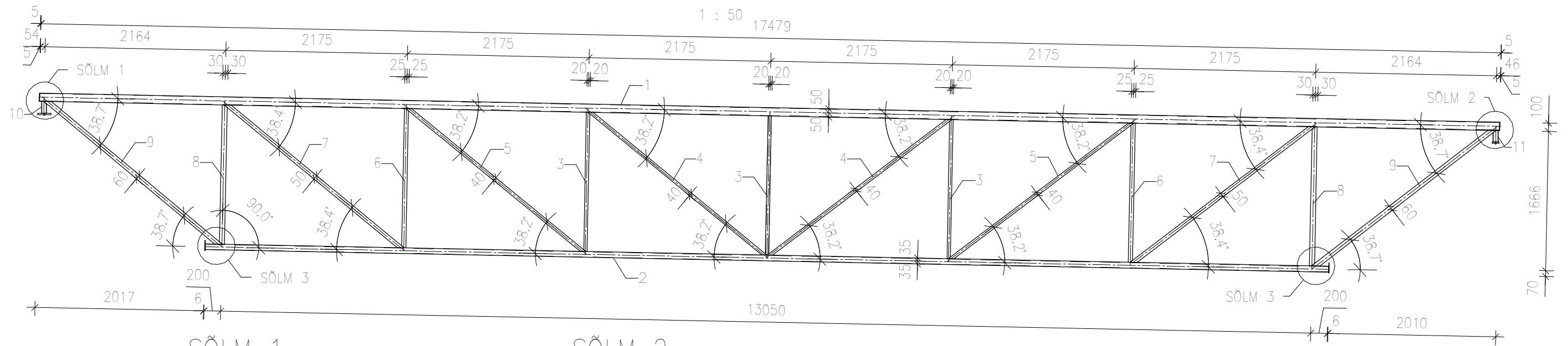
**MÄRKUSED:**

1. SUHTELISELE KÕRGUSMÄRGILE ±0,000 VASTAB ABSOLUUTNE KÕRGUS +66,30.
2. TERASE TUĞEVUSKLASS S355.
3. TERASELEMENDID ÜHENDADA MONTAAŽISÕLMEDE JOONISTEL NÄIDATUD VIISIL, PÖLTÜHENDUSTES KASUTADA POLTE KLASSIGA 8.8. MONTAAŽISÕLMED VT JOONIS 1.
4. KÕIK ELEMENDID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
5. KÕIK KÄRKASSI TERASELEMENDID PUHASTADA, KRUNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIGA. TERASTARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.
6. VARIKATUSE TÄHISTUS JOONISEL ON TINGLIK.

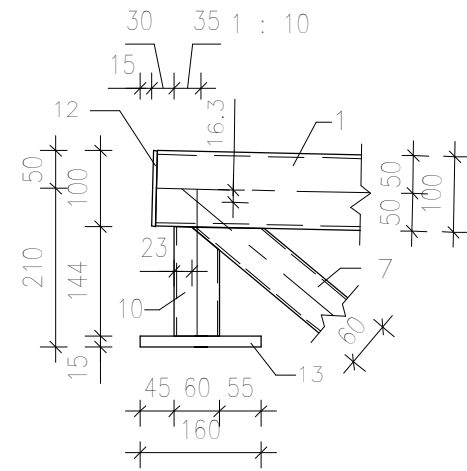
	Tellija:			Objekt:		
				Tartu tn 3 kauplusehoone		
	Nimi	Alkiri	Kuupäev	Nimetus:		
	Koostas	K. Kartsep		VARIANT I – TERASKARKASSI LAOTISED TELGEDEL A, E JA G		
	Juhendas	I. Roolaht		Leht	Leht	Mõõtkaava:
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž				4	14	1 : 100

# TERASFERM TF-1

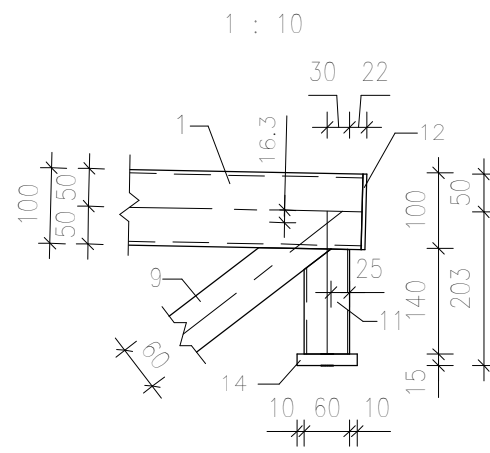
1 : 50 17479



SÖLM 1



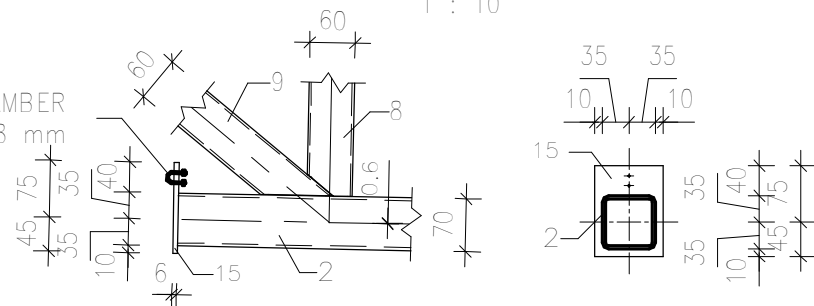
SÖLM 2



SÖLM 3

1 : 10

KINNITUSKLAMBER  
TROSSILE Ø8 mm



## SPETSIFIKATSIOON

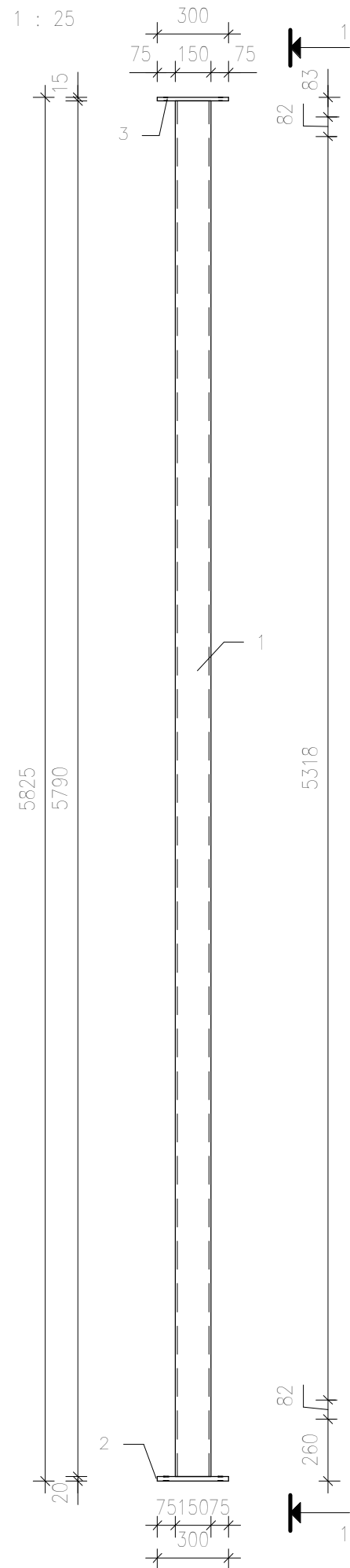
POS	PROFIIL	PIKKUS (mm)	ARV (tk)	MASS (kg)		MÄRKUSED
				ELEMENDILE	KOKKU	
1	□100X100X5	17479	1	251,70	251,70	
2	□70X70X4	13450	1	107,20	107,20	
3	□40X40X3	1666	3	5,50	16,49	
4	□40X40X3	2742	2	9,05	18,10	
5	□40X40X3	2747	2	9,07	18,13	
6	□50X50X3	1666	2	7,08	14,16	
7	□50X50X3	2747	2	11,67	23,35	
8	□60X60X3	1666	2	8,65	17,29	
9	□60X60X3	2739	2	14,22	28,43	
10	□60X60X3	144	1	0,75	0,75	
11	□60X60X3	140	1	0,73	0,73	
12	-100x100x5		2	0,39	0,78	
13	-160x300x15		1	5,62	5,62	
14	-80x300x15		1	2,81	2,81	
15	-90x120x6		2	0,51	1,01	
				506,54		

### MÄRKUSED:

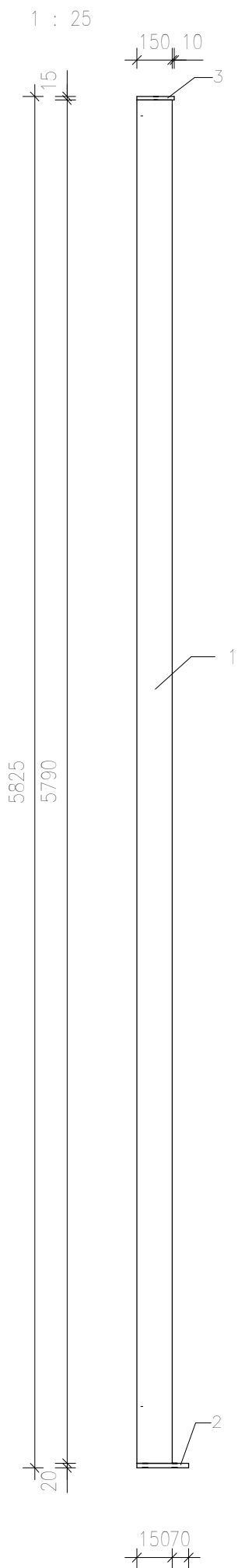
1. TERASE TUGEVIKLAAS S355.
2. TERASFEMI TF-1 PAIKNEMINE PLAANIS VT KATUSEKANDJATE PLAANILT JOONIS 2.
3. KÕIK ELEMENDID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
4. TERASELEMENDID PUHASTADA, KRUNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIKA. TARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.

	Tellija:			Objekt:		
				Tartu tn 3 kauplusehoone		
Koostas	Nimi	Allkiri	Kuupäev	Nimetus:		
	K. Kartsep					
Juhendas	I. Roolant			<b>VARIANT I – TERASFERM TF-1</b>		
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž						
				5	14	Vt. jooniselt

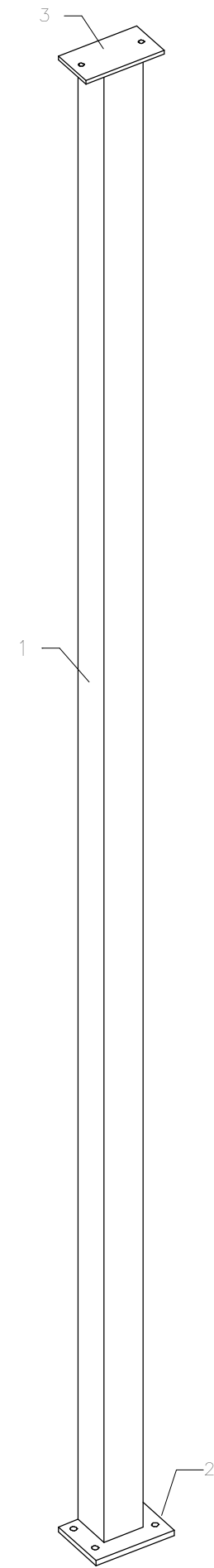
# VAADE VÄLISKÜLJELT



# VAADE 1-1



# 3D VAADE



## SPETSIFIKATSIOON

POS	PROFIIL	PIKKUS (mm)	ARV (tk)	MASS (kg)		MÄRKUSED
				ELEMENDILE	KOKKU	
1	□150x8	5,790	1	196,86	196,86	
2	-220x300x20		1	10,30	10,30	
3	-160x300x15		1	5,62	5,62	
					213,74	

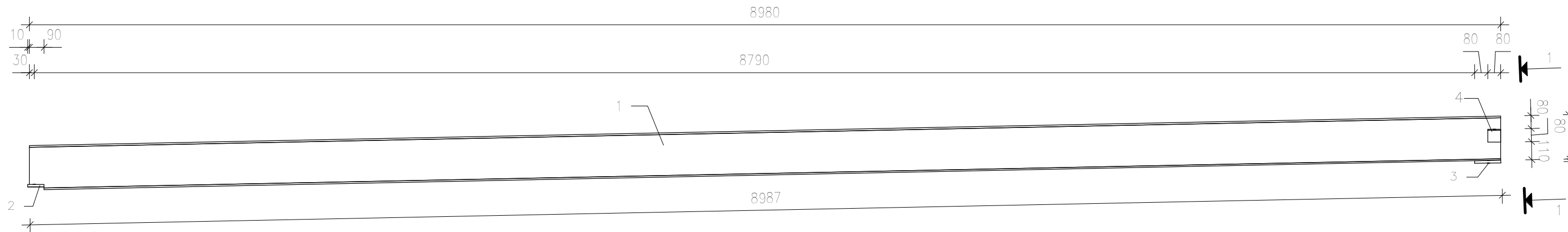
### MÄRKUSED:

1. TERASE TUGEVIKLUSS S355.
2. TERASPOSTI P-1 PAIKNEMINE PLAANIS VT TERASKARKASSI POSTIDE PLAANILT JOONIS 1.
3. KÕIK ELEMENDID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
4. TERASELEMENDID PUHASTADA, KRUNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIK. TARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.

	Tellija:			Objekt:		
				Tartu tn 3 kauplusehoone		
Koostas	K. Kartsep	Allkiri	Kuupäev	Nimetus:		
Juhendas	I. Roolah			VARIANT I - TERASPOST P-1		
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž				Leht	Lehti	Mõõtkaava:
				6	14	1 : 25

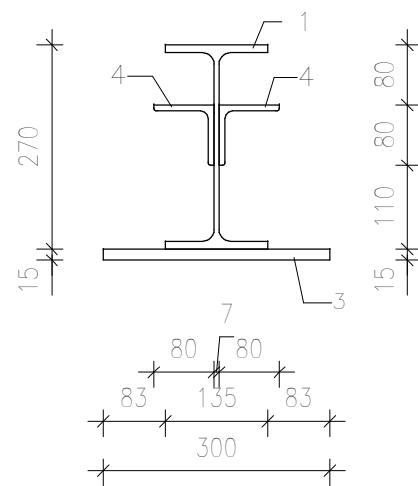
# TERASTALA T-1

1 : 25

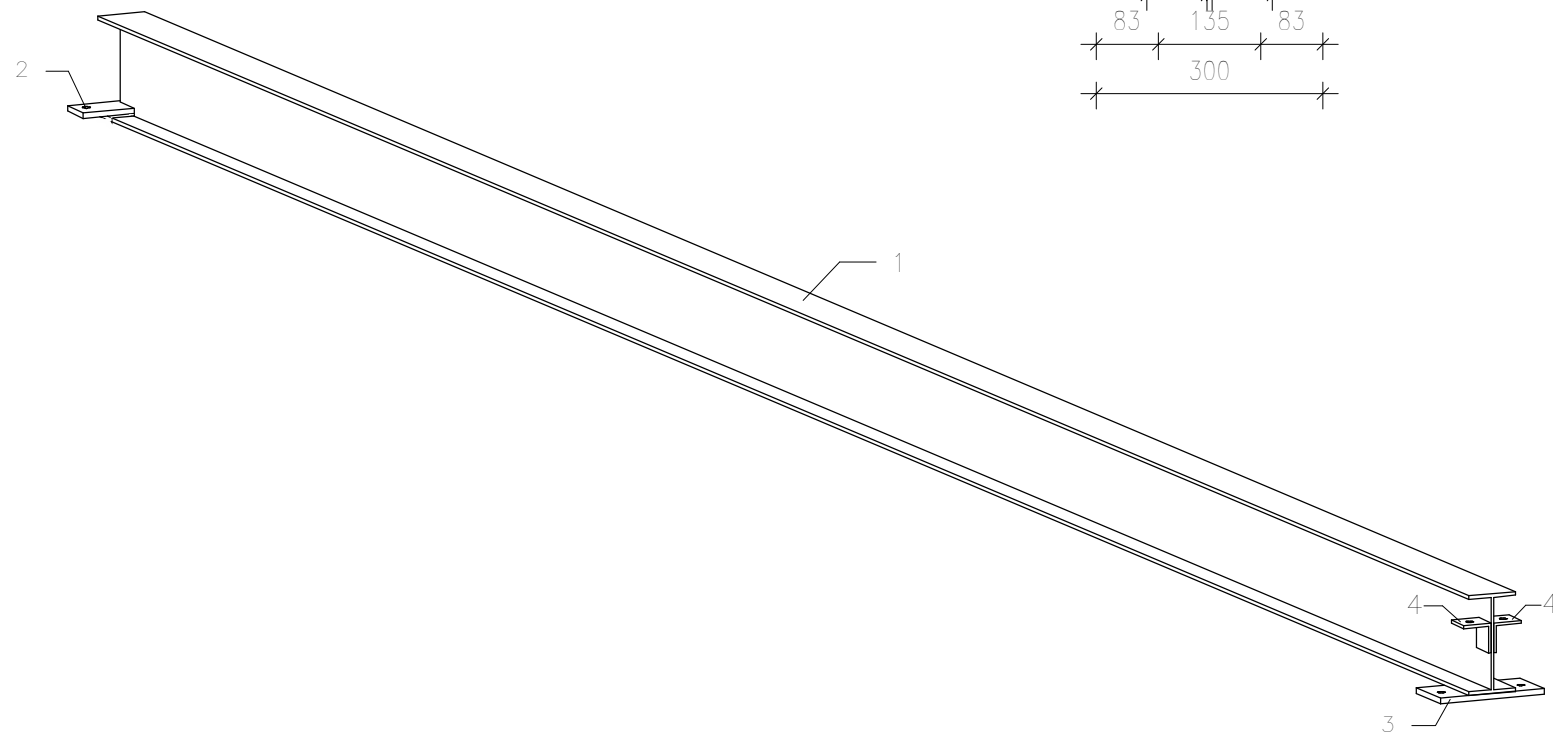


## LÖIGE 1-1

1 : 10



3D VAADE



### SPETSIFIKATSIOON

POS	PROFIIL	PIKKUS (mm)	ARV (tk)	MASS (kg)		MÄRKUSED
				ELEMENDILE	KOKKU	
1	IPE 270	8987	1	324,43	324,43	
2	-300X100X15		1	3,51	3,51	
3	-160X300X15		1	5,62	5,62	
4	L80X8	80	2	0,77	1,55	
					335,11	

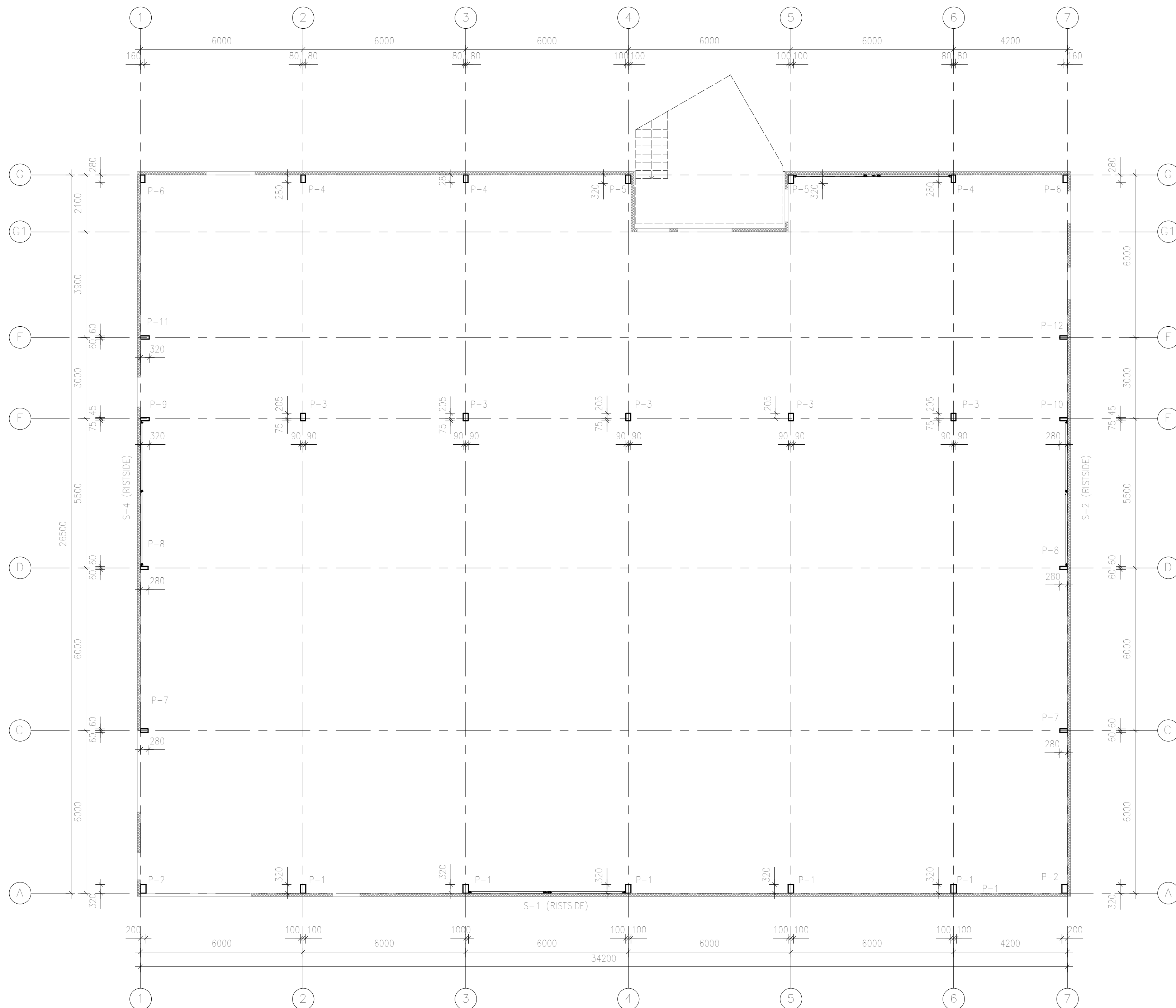
### MÄRKUSED:

1. TERASE TUGEVUSKLASS S355.
2. TERASTALA T-1 PAIKNEMINE PLAANIS VT KATUSEKANDJATE PLAANILT JOONIS 2.
3. KÕIK ELEMENDID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
4. TERASELEMENDID PUHASTADA, KRUNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIGA, TARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.

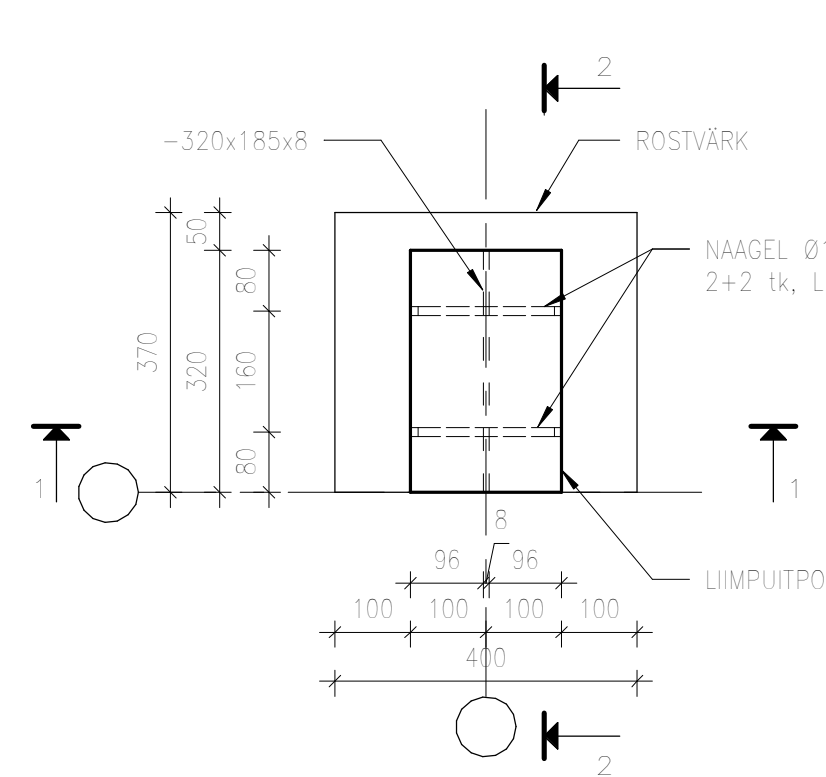
			Tellija:		Objekt:	
					Tartu tn 3 kauplusehoone	
			Nimi	Allkiri	Nimetus:	
Koostas	K. Kartsep				VARIANT I – TERASTALA T-1	
Juhendas	I. Roolah					
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž					Leht	Mõõtkava:
					7	Vt. jooniselt



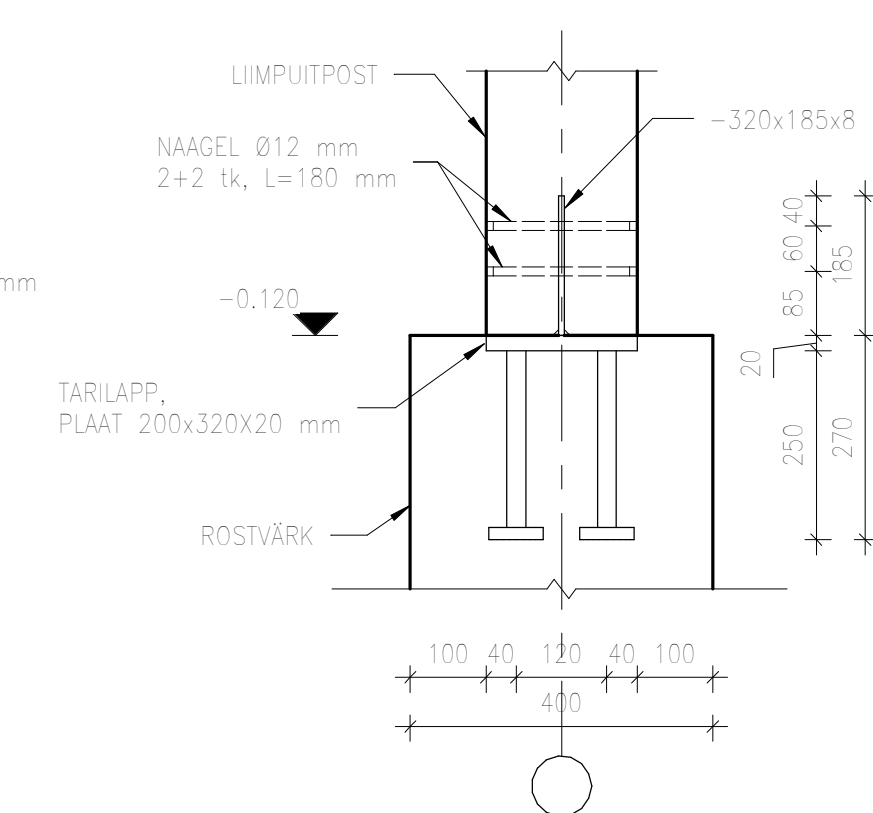
LIIMPUITKARKASSI PIAAN  
1 : 100



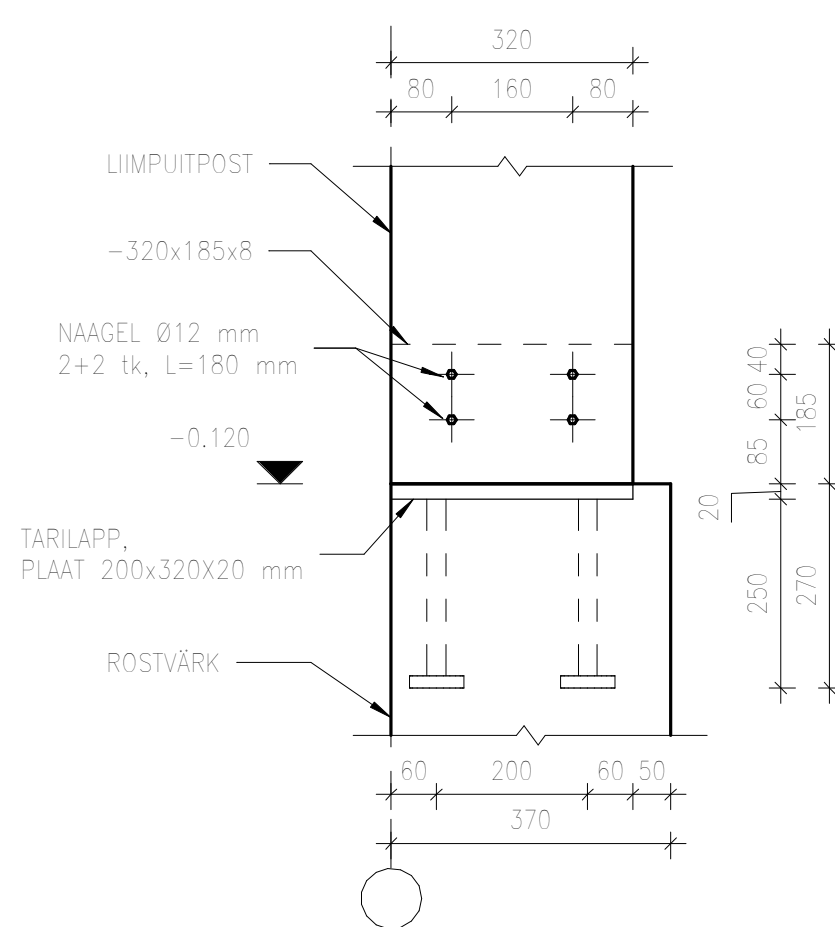
MONTAAŽISÖLM MS-1  
1 : 10



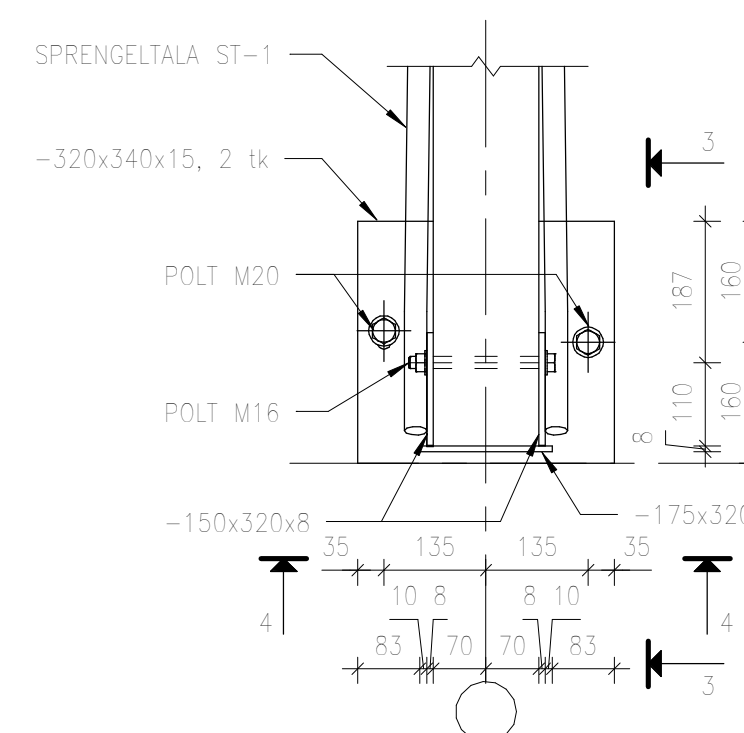
LÕIGE 1-1



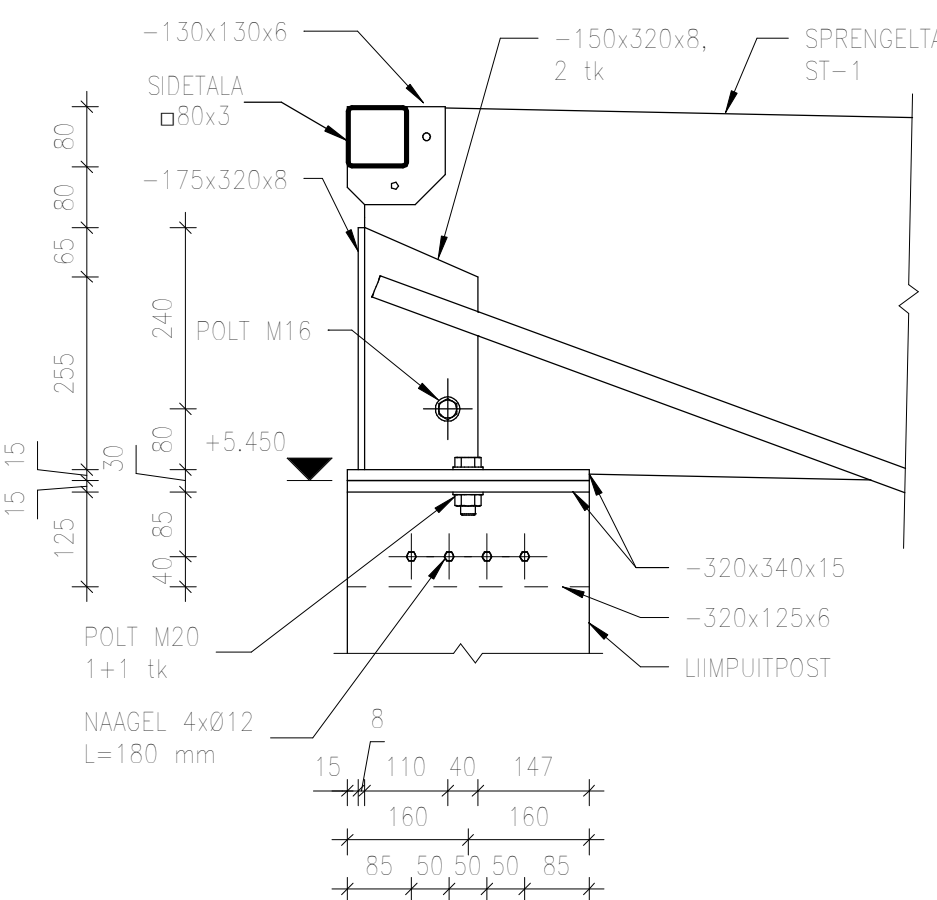
LÕIGE 2-2



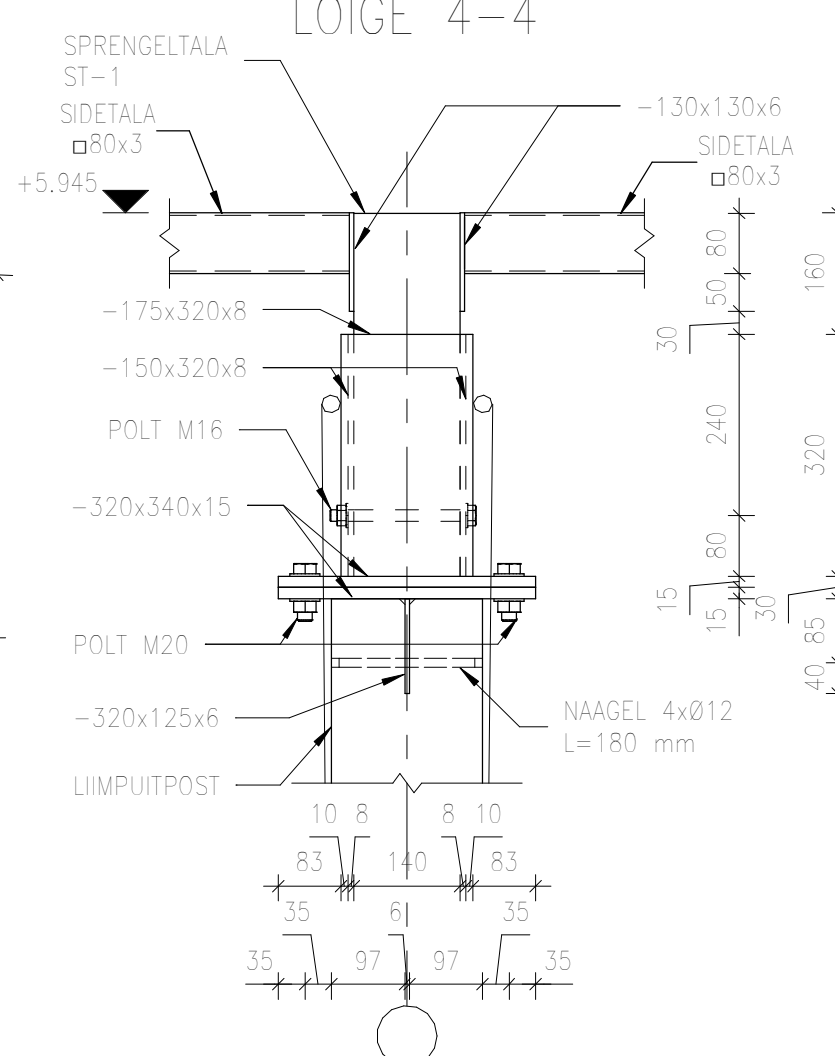
MONTAAŽISÖLM MS-2  
1 : 10



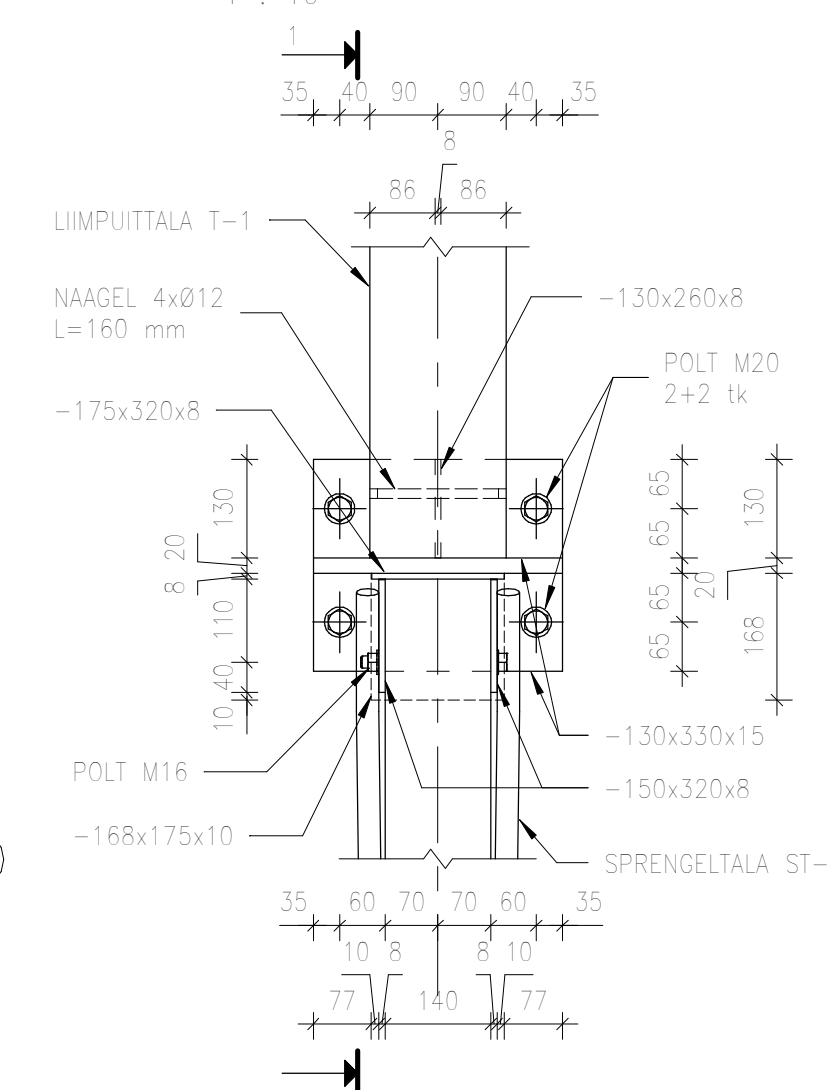
LÕIGE 3-3



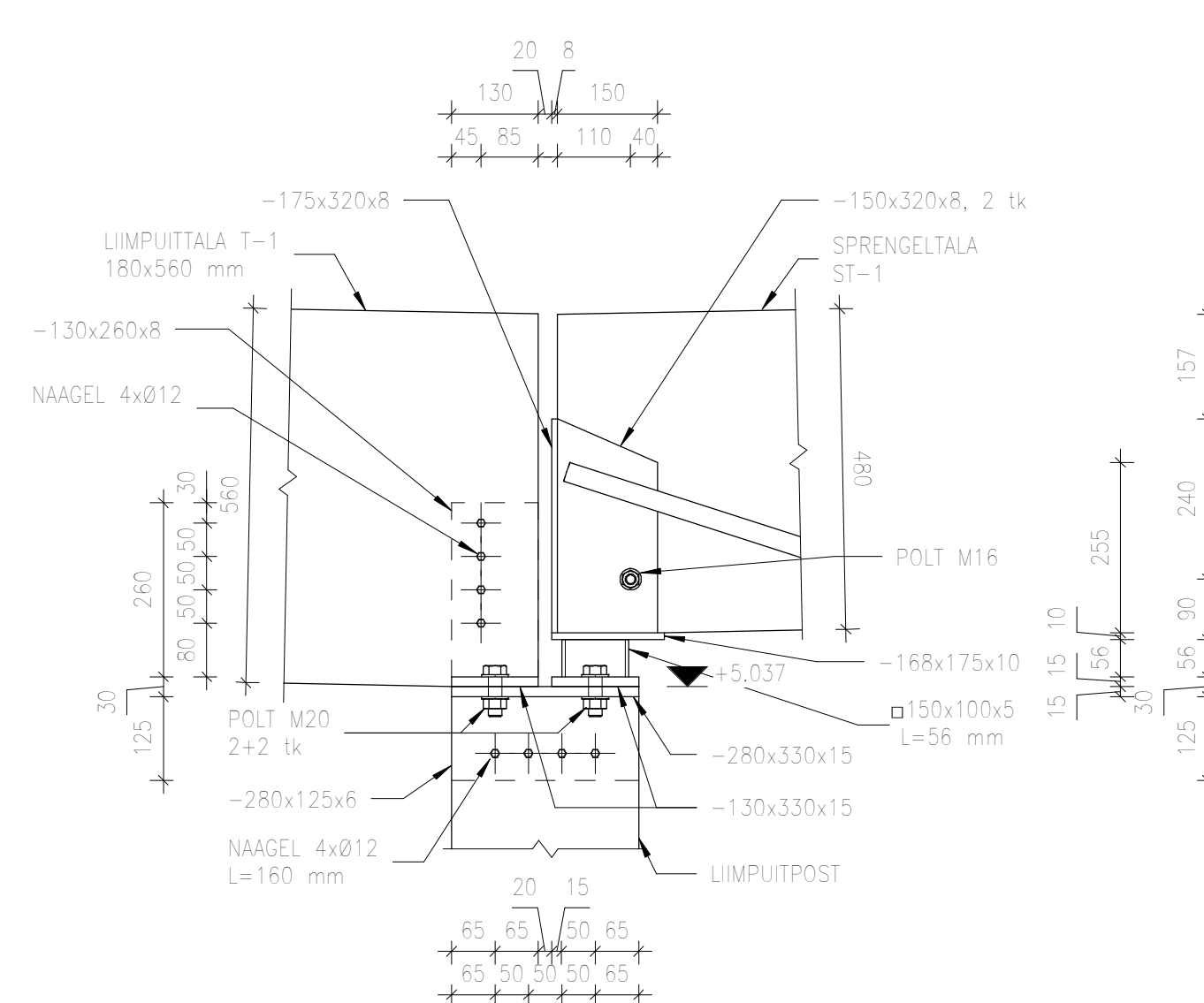
LÕIGE 4-4



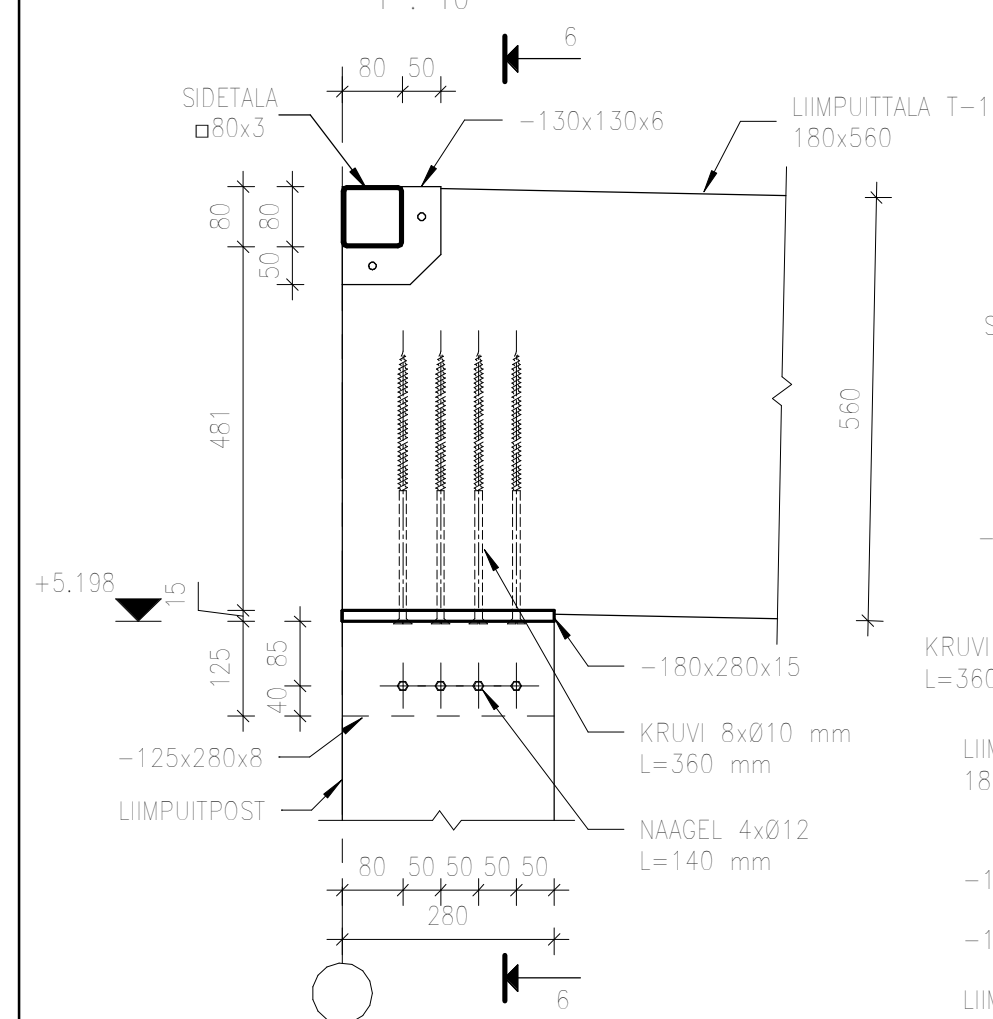
MONTAAŽISÖLM MS-3  
1 : 10



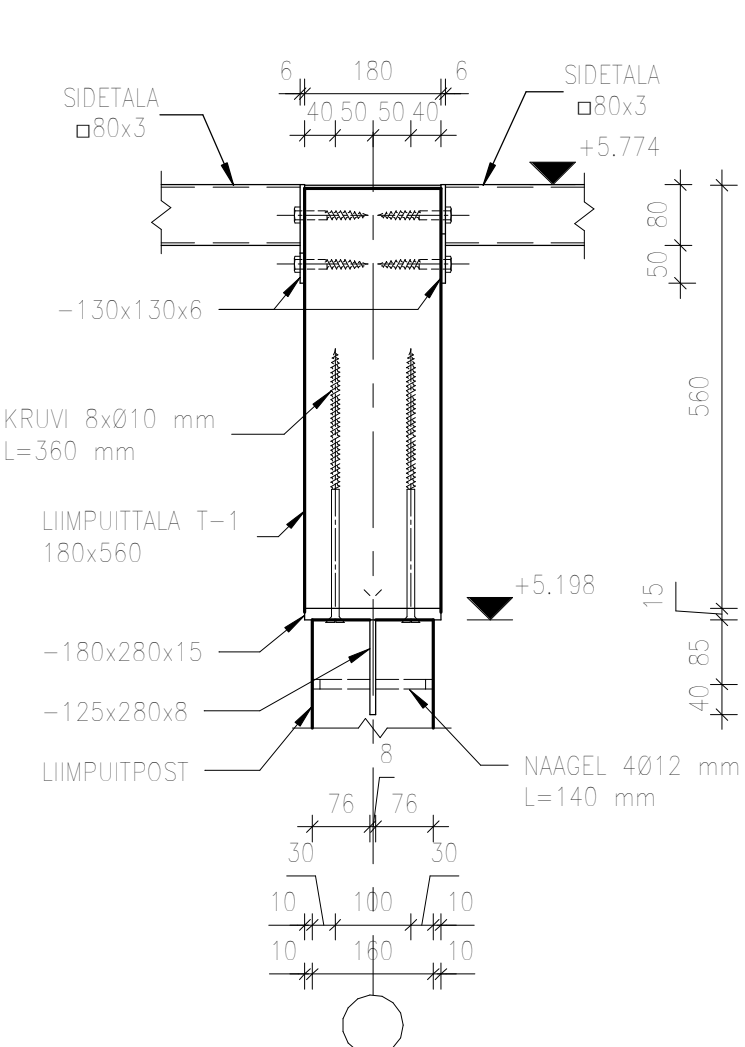
LÕIGE 5-5



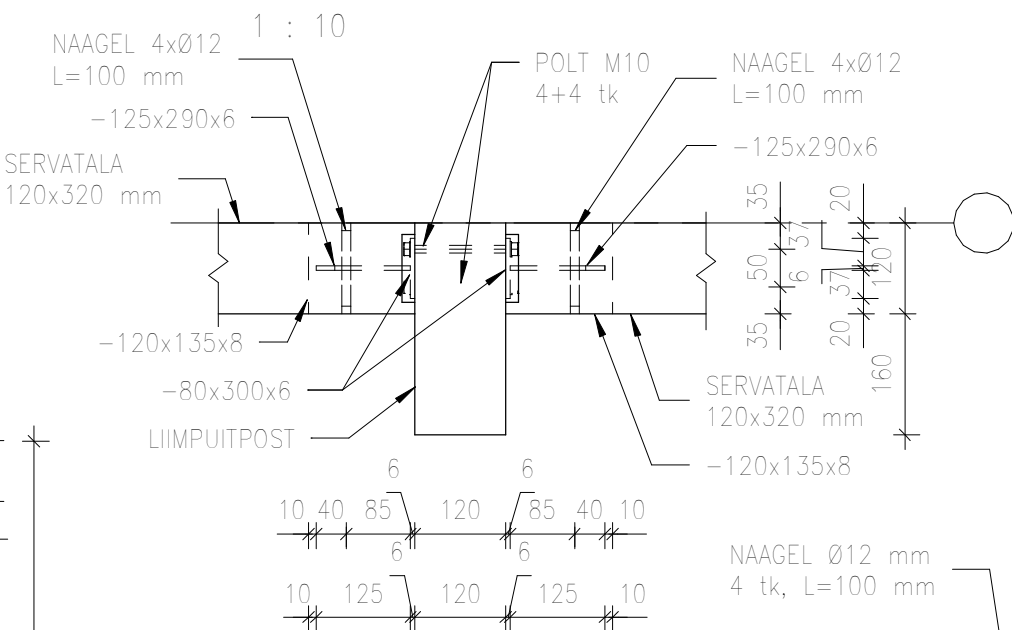
MONTAAŽISÖLM MS-4  
1 : 10



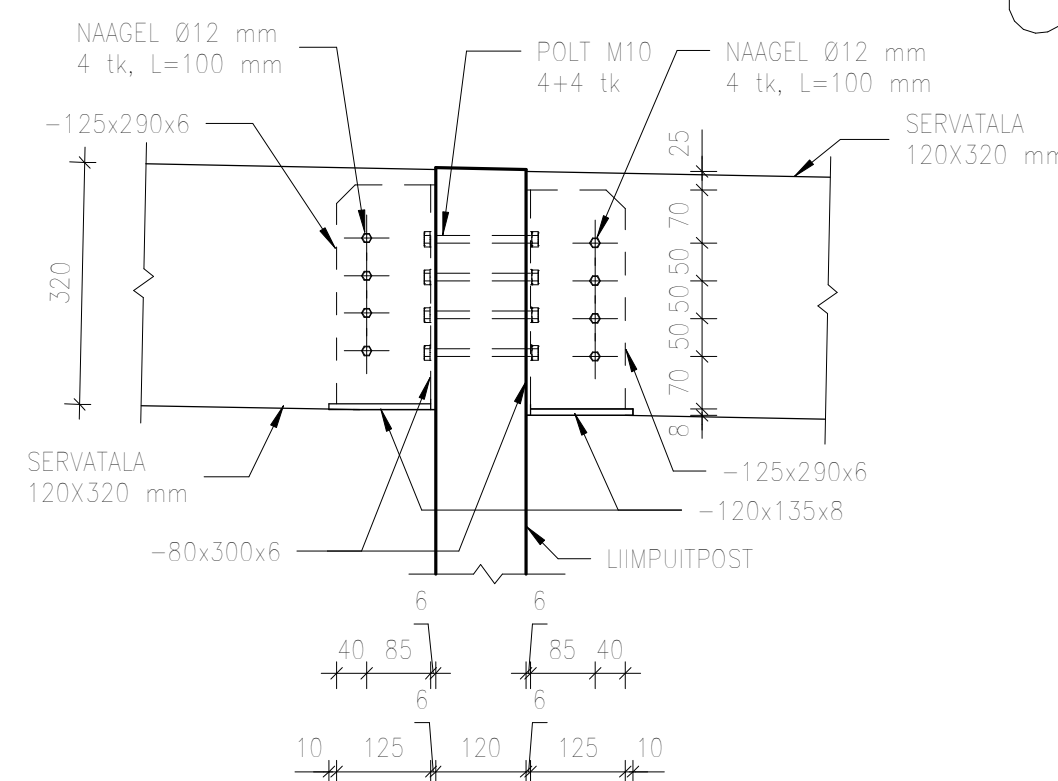
LÕIGE 6-6



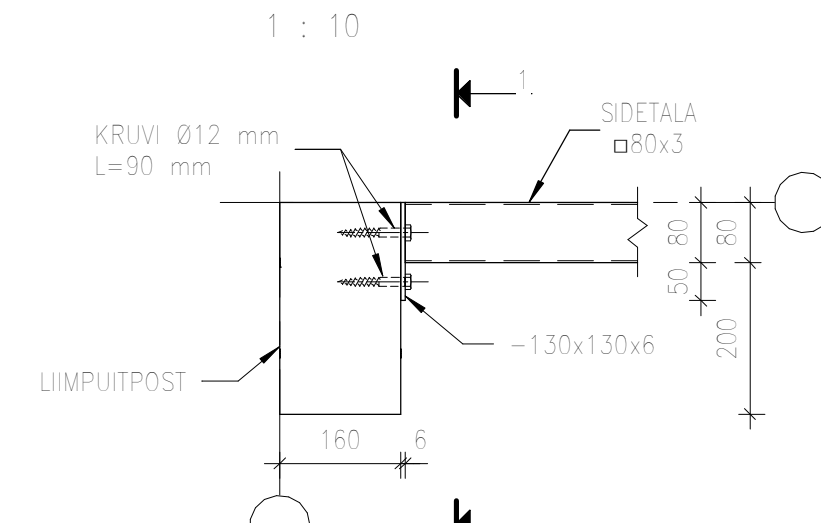
MONTAAŽISÖLM MS-5  
1 : 10



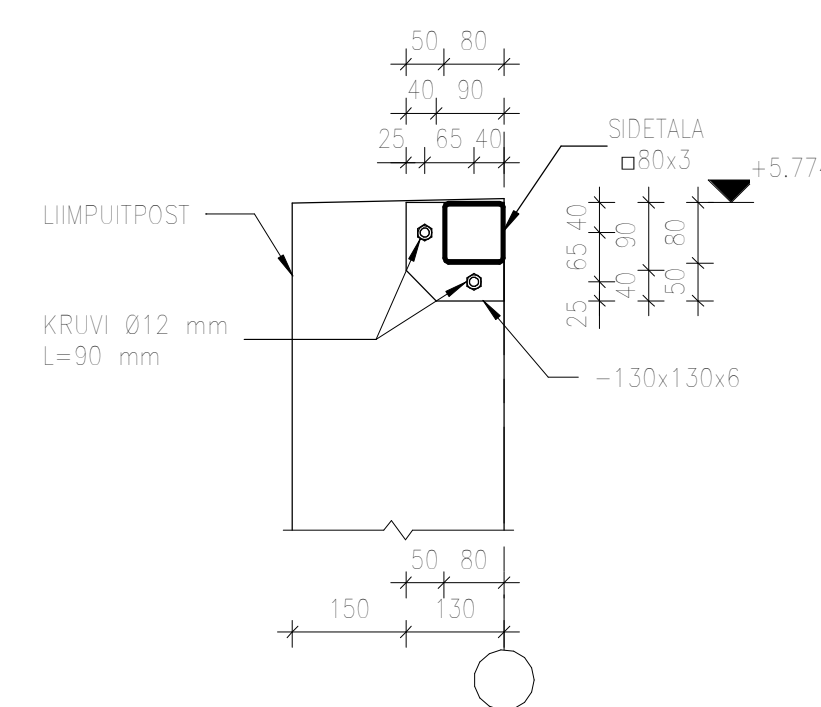
LÕIGE 7-7



MONTAAŽISÖLM MS-6  
1 : 10



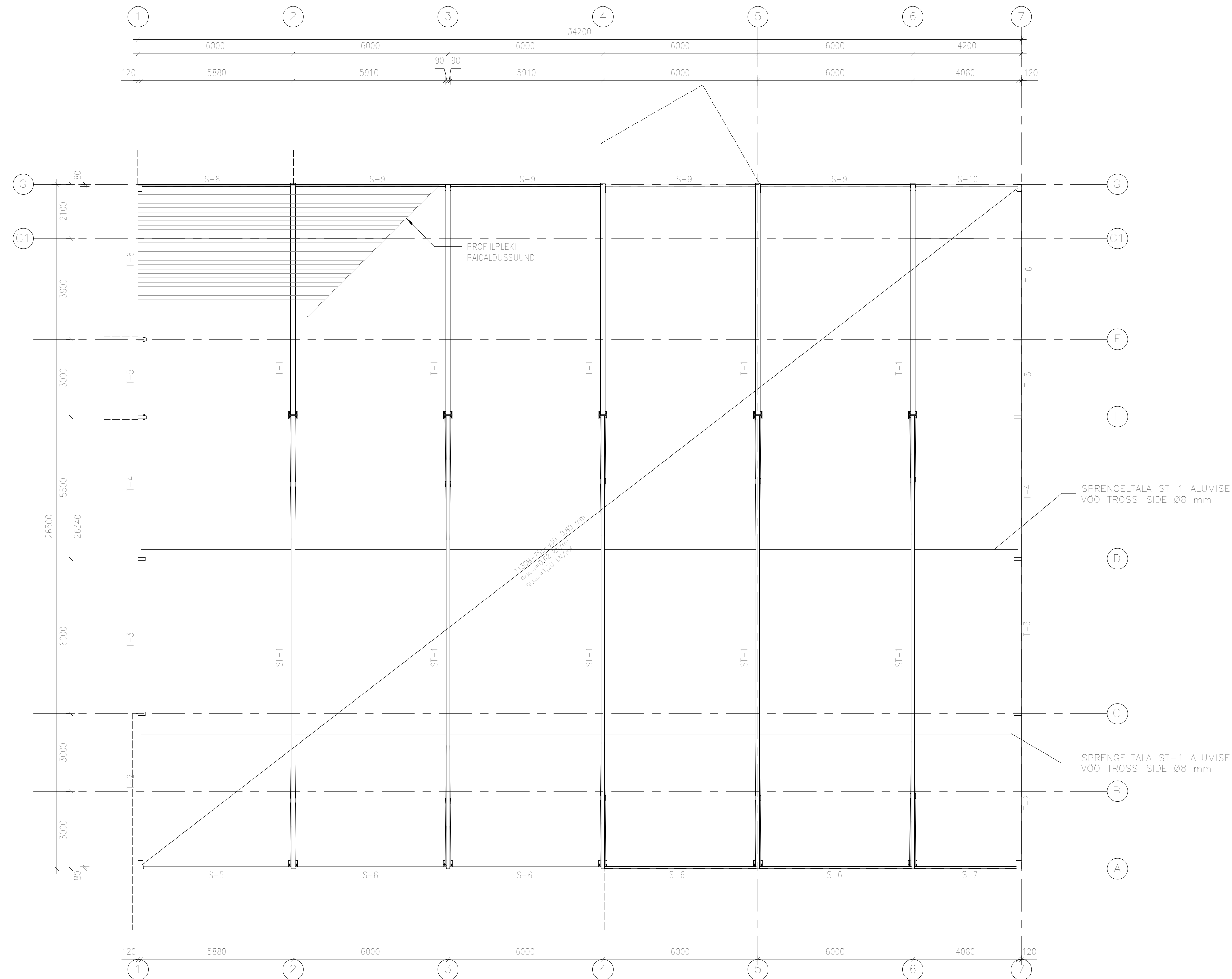
LÕIGE 8-8



MÄRKUSED:

1. SUHTELISELE KÕRGUSMÄRGILE ±0,000 VASTAB ABSOLUUTNE KÕRGUS +66,30.
2. LIIMPUIUJU TUGEVIKLAAS GL2R.
3. TERASE TUGEVIKLAAS S355.
4. KARKASSELEMENDID ÜHENDADA MONTAAŽISÖLMUDE JOONISTEL NÄIDATUD VIISIL, MONTAAŽISÖLMUDE ASUKOHAID VT LIIMPUITKARKASSI LAOTISTEL JOONISED 10 JA 11.
5. KÕIK TERASELEMENDID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
6. AVATUKS JÄÄVAD TERASELEMENDID PUHASTADA, KRUNITADA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIGA. TARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.

Tellijä:		Objekt:	
Nimi:		Tartu tn 3 kauplusehoone	
Koostas:	K. Kartsep	Kuupäev:	Nimetus:
Juhendas:	L. Roalaht		VARIANT II - LIIMPUITKARKASSI POSTIDE PIAAN, MONTAAŽISÖLMED
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž		Leht:	Lehti:
		8	14
		Mõõtkaava:	Vt. jooniselt



POSTIDE SPETSIFIKATSIOON						
POS	PROFIIL	PIKKUS (mm)	ARV (tk)	MASS (kg)		MÄRKUSED
				ELEMENDILE	KOKKU	
P-1	200x320	5555	5	145,76	728,82	
P-2	200x320	6068	2	159,22	318,45	
P-3	180x280	5142	5	106,25	531,27	
P-4	160x280	5318	3	97,68	293,04	
P-5	200x320	5318	2	139,54	279,09	
P-6	160x280	5894	2	108,26	216,52	
P-7	120x280	5949	2	81,95	163,91	
P-8	120x280	5829	2	80,30	160,60	
P-9	120x320	5719	1	90,04	90,04	
P-10	120x280	5719	1	78,78	78,78	
P-11	120x320	5777	1	90,95	90,95	
P-12	120x280	5777	1	79,58	79,58	
					3031,06	

TALADE SPETSIFIKATSIOON						
POS	PROFIIL	PIKKUS (mm)	ARV (tk)	MASS (kg)		MÄRKUSED
				ELEMENDILE	KOKKU	
T-1	180x560	8935	5	369,27	1846,33	
T-2	120x320	5628	2	88,61	177,21	
T-3	120x320	5888	2	92,70	185,40	
T-4	120x320	5373	2	84,59	169,19	
T-5	120x320	2902	2	45,69	91,38	
T-6	120x320	5668	2	89,24	178,47	
					2647,98	

PROFILPLEKI SPETSIFIKATSIOON					
POS	PROFIIL	PAKSUS (mm)	ARV (m²)	MASS	MÄRKUSED
	T-130M-75L-930	0,8	~906,3	9180,82	
				9180,82	

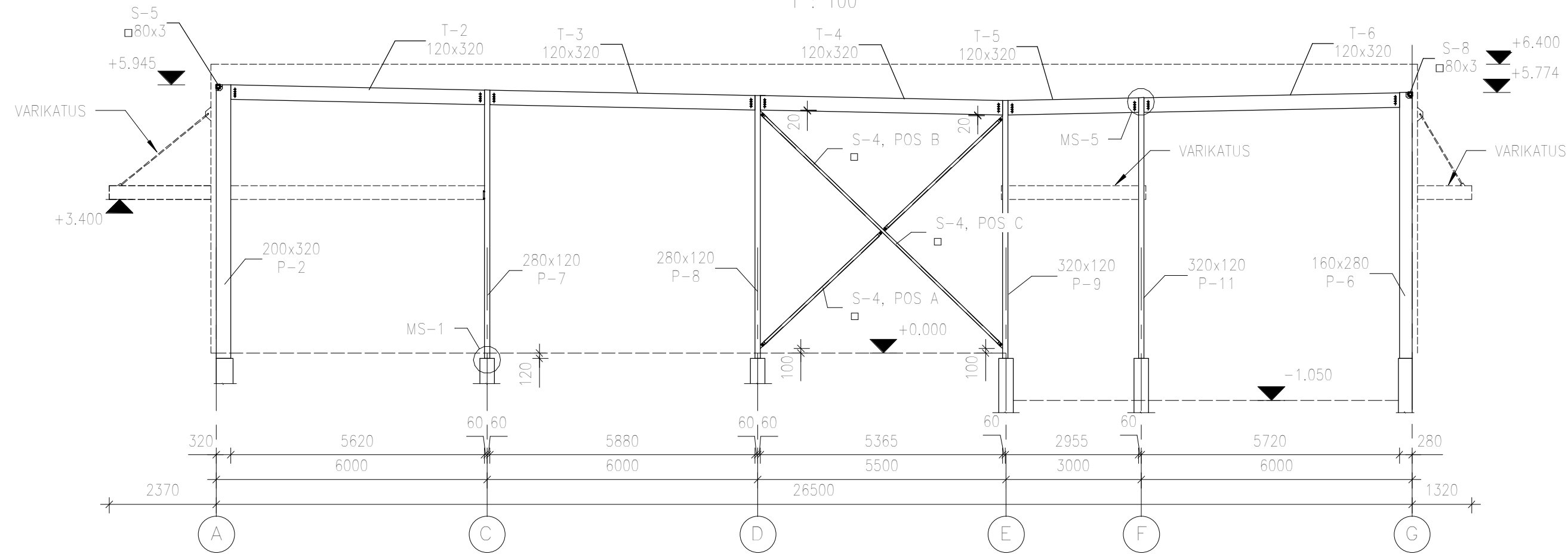
KANDVA PROFILPLEKI KULU ARVESTATUD KAETAVA KATUSE PINNANA.

**MÄRKUSED:**

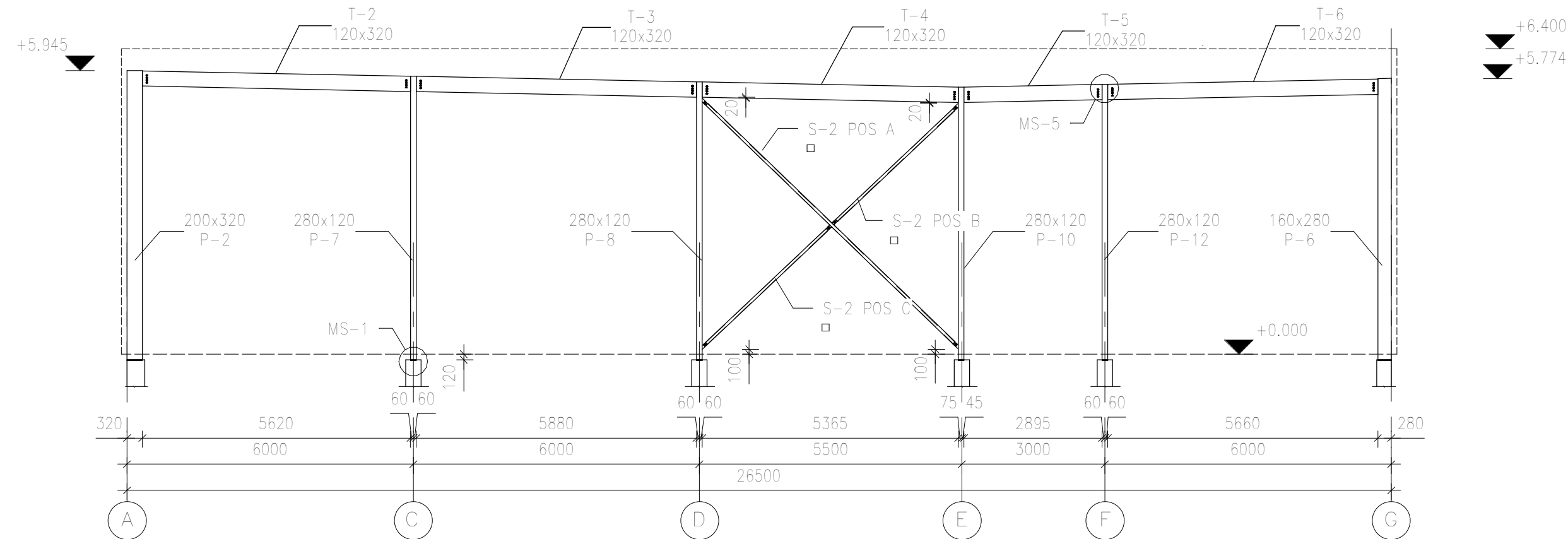
- SUHTELISELE KÕRGUSMÄRGILE ±0,000 VASTAB ABSOLUUTNE KÕRGUS +66,30.
- LIIMPUIDU TUGEVIKLAAS GL28h.
- TERASE TUGEVIKLAAS S355.
- KÄRKASIELEMENDID ÜHENDADA MONTAAŽISOLMEDE JOONISTEL NÄIDATUD VISIL, MONTAAŽISOLMEDE ASUKOHAD VT LIIMPUIKÄRKASSI LAOTISTELT JOONISED 10 JA 11.
- KÕIK TERASELEMENDID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
- AVATUKS JÄÄVAD TERASELEMENDID PUHASTADA, KRUNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIKA, TARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.
- KATUSE RAJAMISEL KASUTATAV KANDEV PROFILPLEKK: T130M-75L-930 T=0,8 mm (RUUKKI) VÕI KANDEVÕIME SEISUKOHALT ANALOOGNE, PROFILPLEKK PAIGALDADA LAIEM LAINEPÕHI ÜLEVALPOOL.

	Tellija:			Objekt:		
	Nimi			Tartu tn 3 kauplusehoone		
Koostas	K. Kartsep	Alkiri	Koopõev	Nimetus:		
				VARIANT II – KATUSEKANDJATE PLAAN		
Juhendas	I. Roolaht			Leht	Leht	Mõõtkava:
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž				9	14	1 : 100

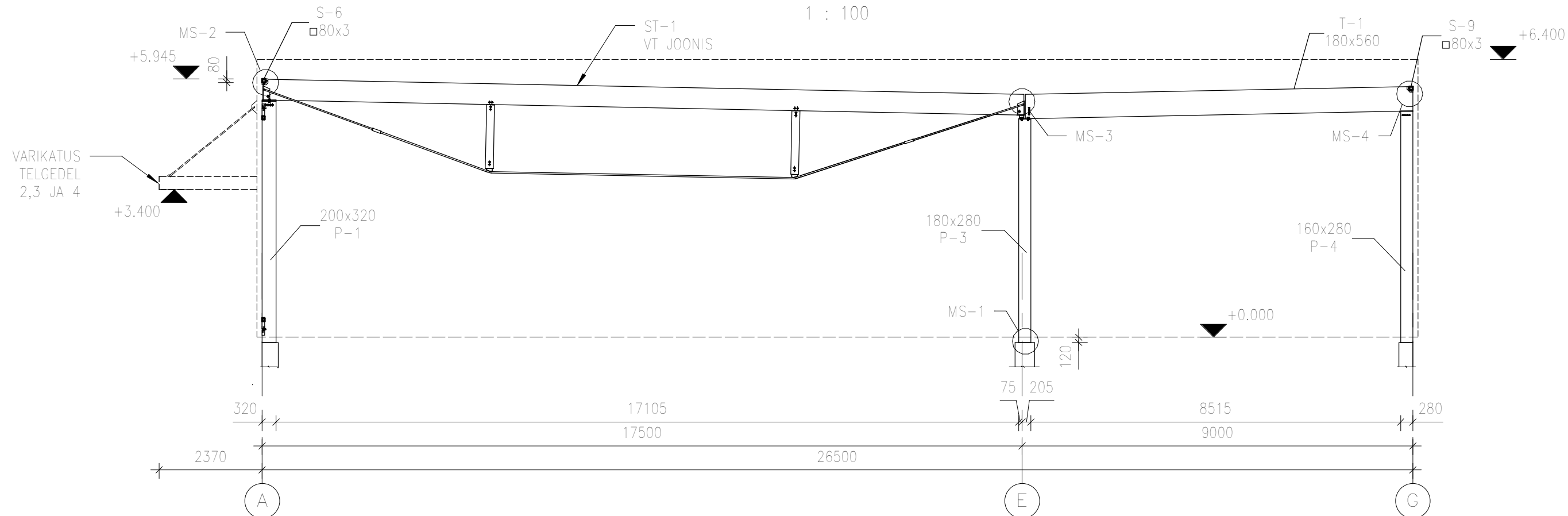
TELG 1  
1 : 100



TELG 7  
1 : 100



TELG 2...6  
1 : 100

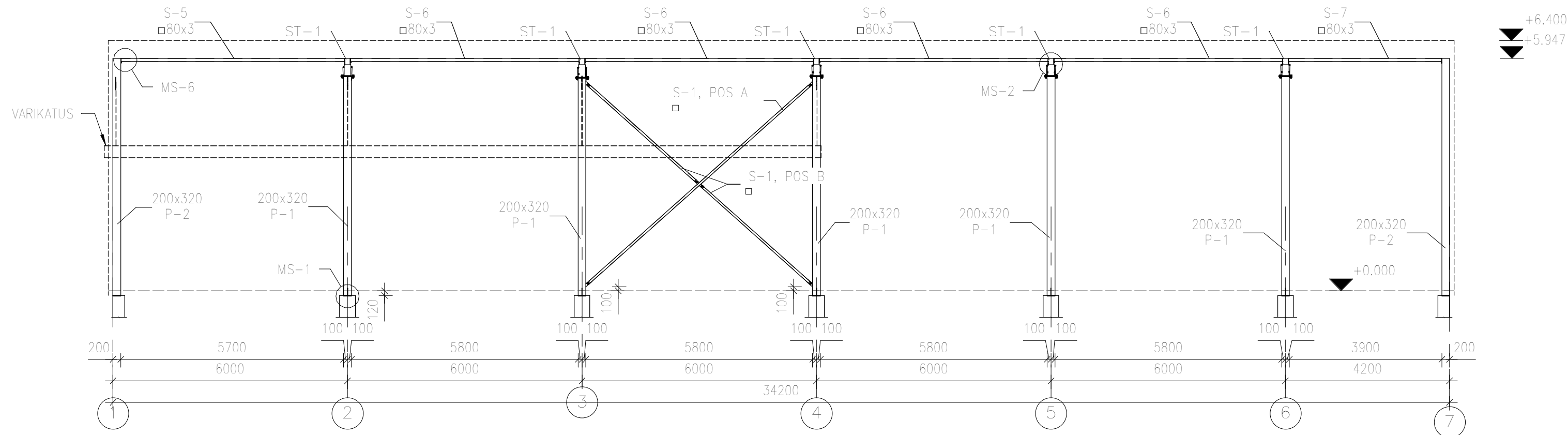


MÄRKIUSED:

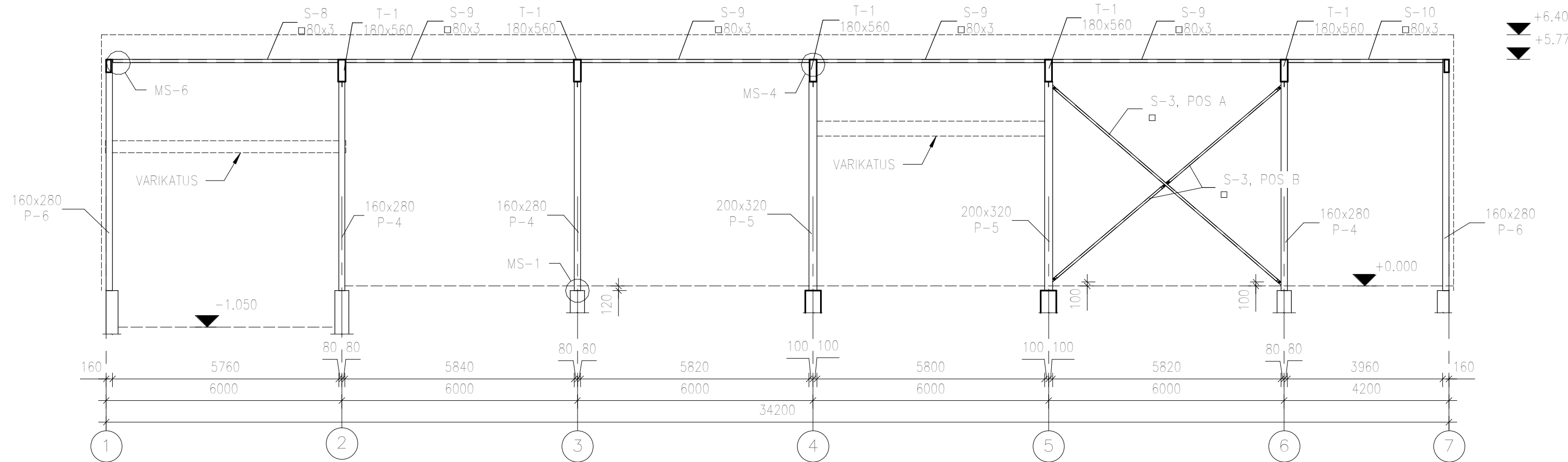
1. SUHTELISELE KÕRGUMÄRGILE ±0,000 VASTAB ABSOLUUTNE KÕRGUS +66,30.
2. LIIMPUIDU TUGEVIKLAAS GL28h.
3. TERASE TUGEVIKLAAS S355.
4. KARKASIELEMENDID ÜHENDADA MONTAAŽISÕLMEDE JOONISTEL NÄIDATUD VIISIL, MONTAAŽISÕLMEDE ASUKOHAD VT LIIMPUITKARKASSI LAOTISTELT JOONISED 3 JA 4.
5. KÕIK TERASELEMENDID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
6. AVATUKS JÄÄVAD TERASELEMENDID PUHASTADA, KRUNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIKA. TARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.
7. VARIKATUSE TÄHISTUS JOONISEL ON TINGLIK.

Tellija:			Objekt:		
			Tartu tn 3 kauplusehoone		
Nimi		Allkiri	Kuupäev		Nimetus:
Koostas		K. Kartsep			VARIANT II – LIIMPUITKARKASSI LAOTISED TELGEDEL 1 JA 7 NING 2...6
Juhendas		I. Roollaht			
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž			Leht	Leht	Mõõtkava:
			10	14	1 : 100

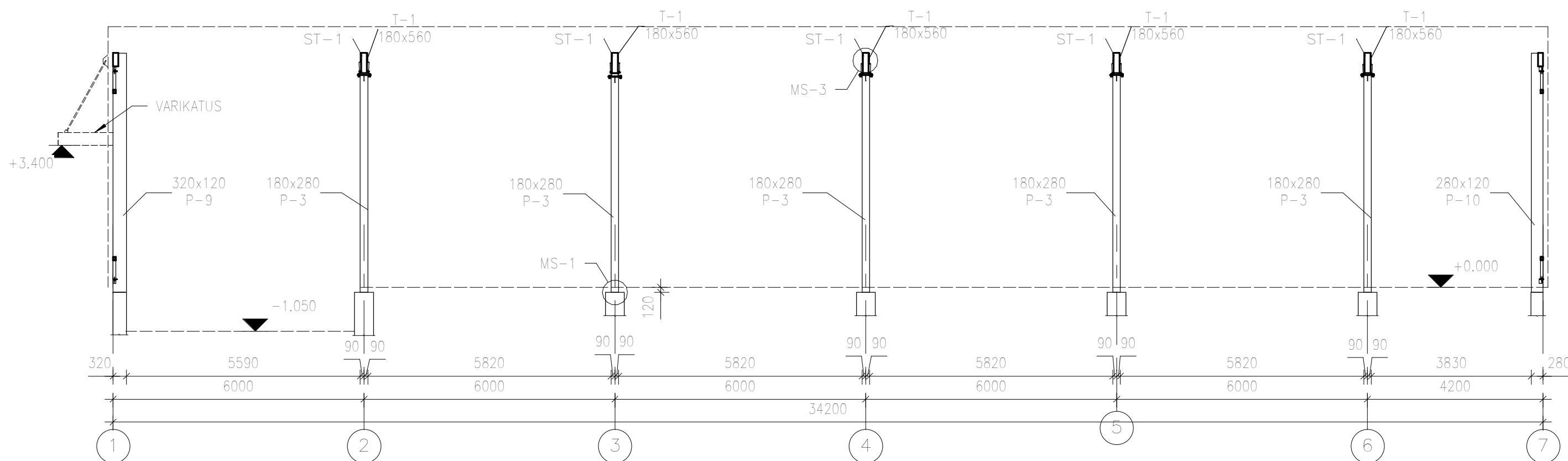
TELG A  
1 : 100



TELG G  
1 : 100



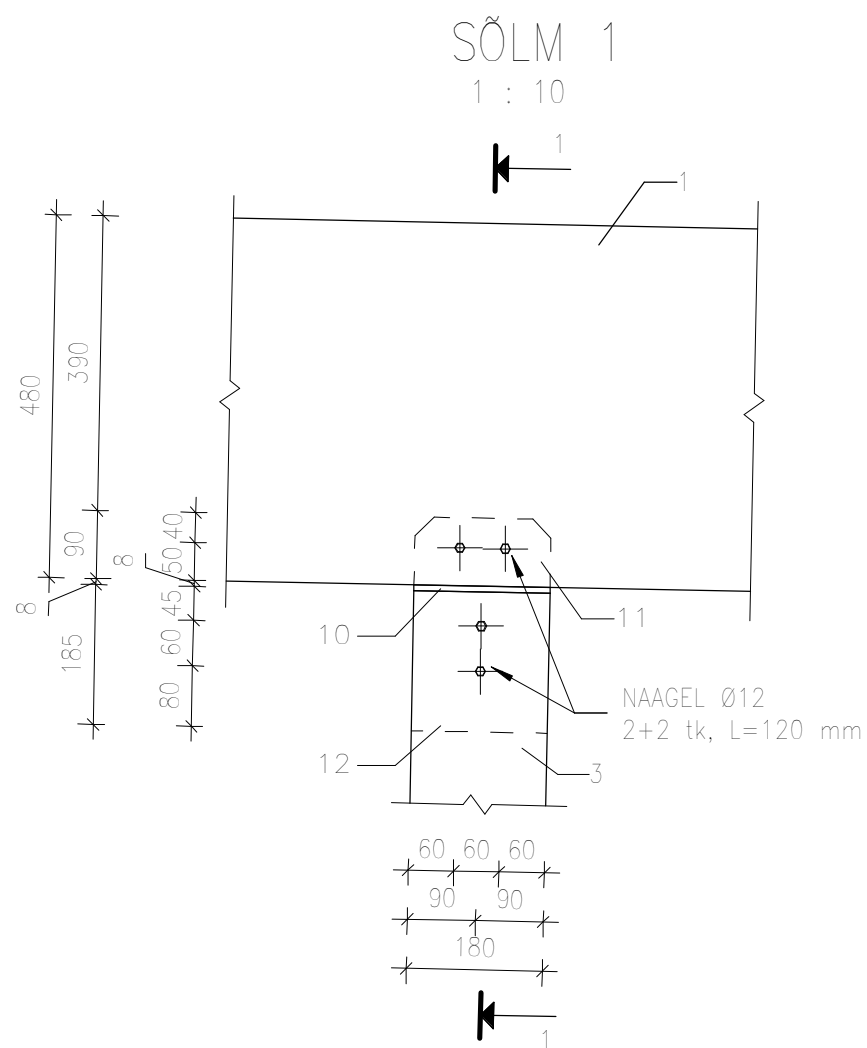
TELG E



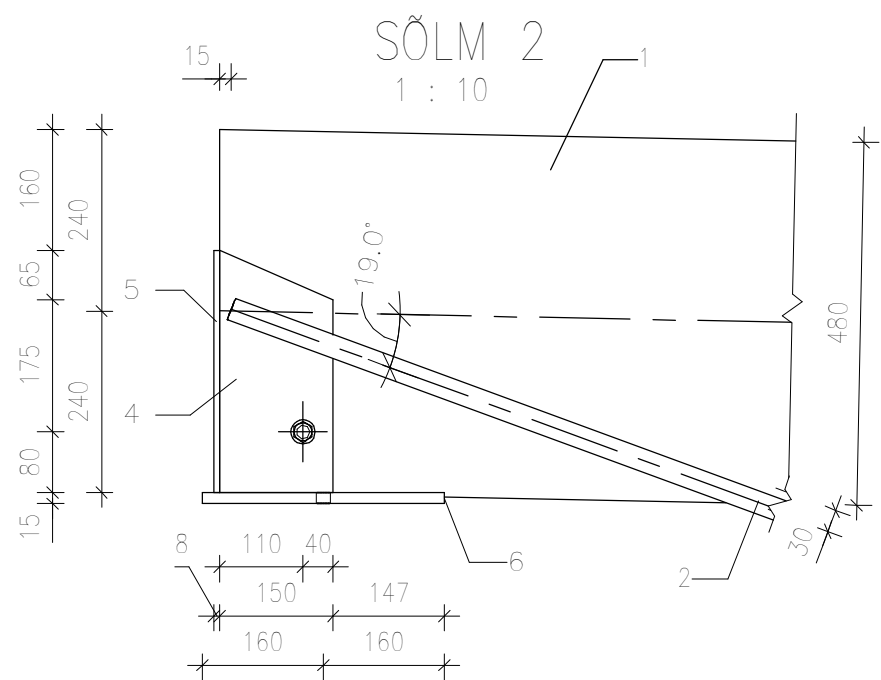
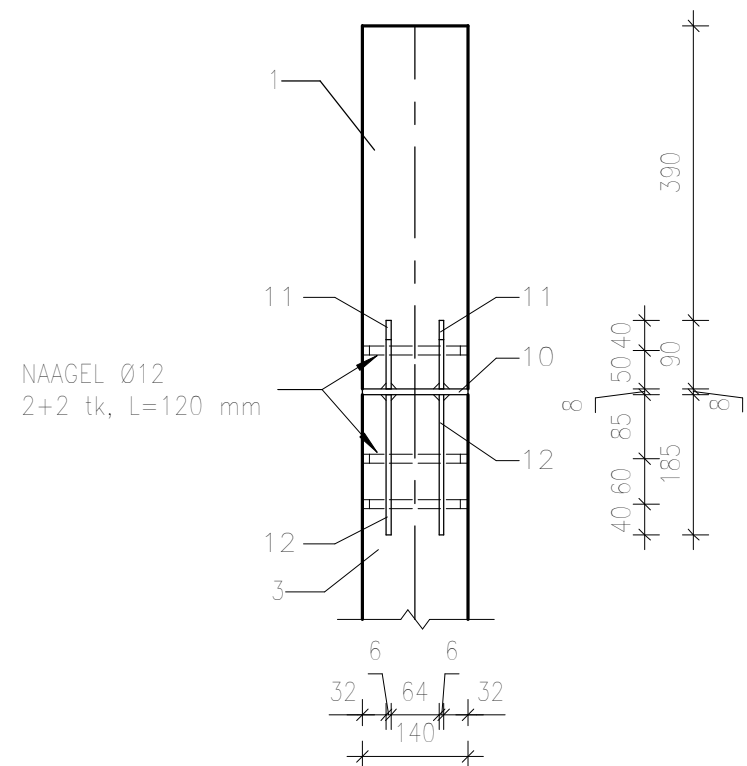
MÄRKUSED:

- SUHTELISELE KÕRGUSMÄRGILE ±0,000 VASTAB ABSOLUUTNE KÕRGUS +66,30.
- LIIMPUIDU TUGEVIKLAAS GL28h.
- TERASE TUGEVIKLAAS S355.
- KARKASIELEMENID ÜHENDADA MONTAAŽISÕLMEDE JOONISTEL NÄIDATUD VIISIL, MONTAAŽISÕLMEDE ASUKOHAD VT LIIMPUIKARKASSI LAOTISTELT JOONISED 3 JA 4.
- KÕIK TERASELEMENID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KÕGU ÜHENDUSKONTUURIL.
- AVATUKS JÄÄVAD TERASELEMENID PUHASTADA, KRUNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIKA. TARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.
- VARIKATUSE TÄHISTUS JOONISEL ON TINGLIK.

Tellijä:			Objekt:		
			Tartu tn 3 kauplusehoone		
Nimi		Alkiri	Kuupäev	Nimetus:	
Koostas		K. Kartsep		VARIANT II – LIIMPUIKARKASSI LAOTISED	
Juhendas		I. Rooloht		TELGEDEL A, E JA G	
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž			Leht	Leht	Mõõtkaava:
			11	14	1 : 100

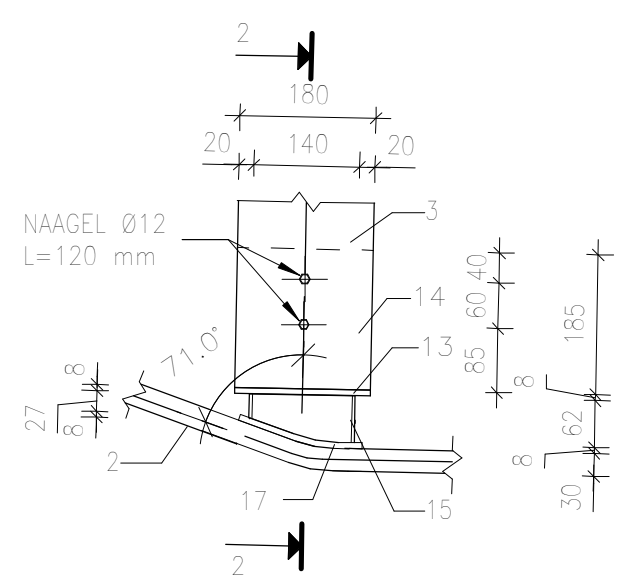


LÖIGE 1-1



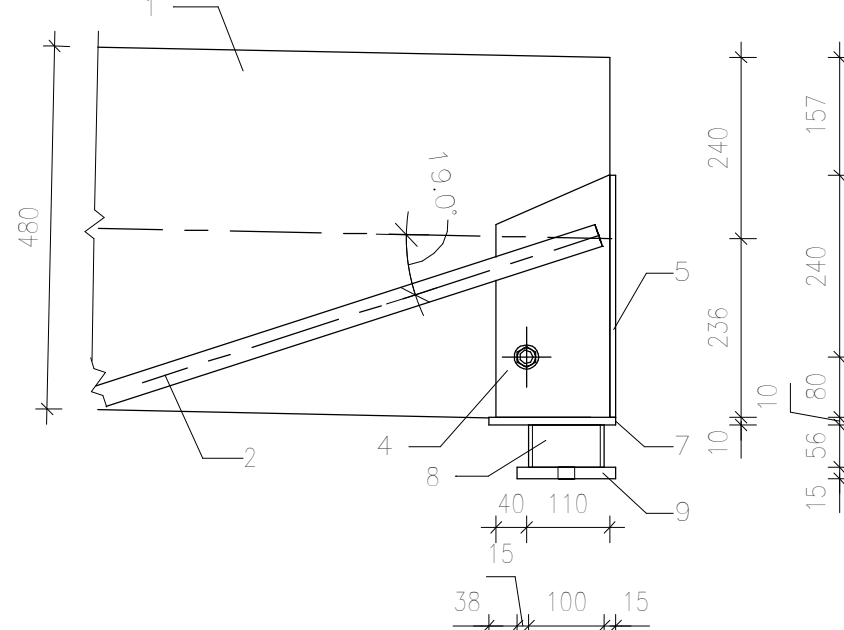
SÖLM 4

1 : 10

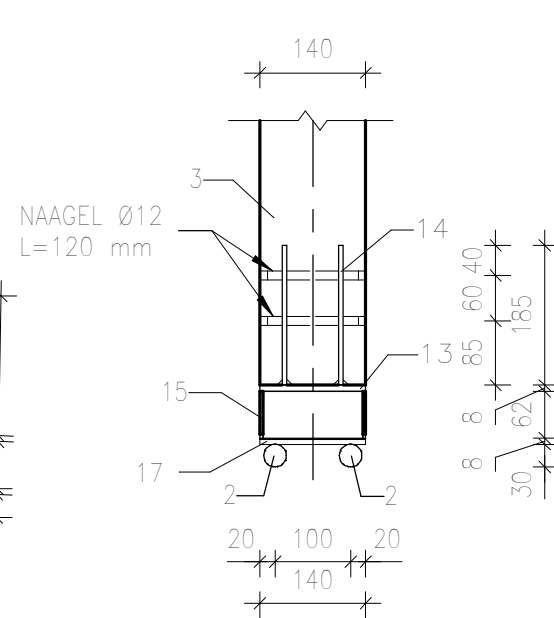


SÖLM 3

1 : 10

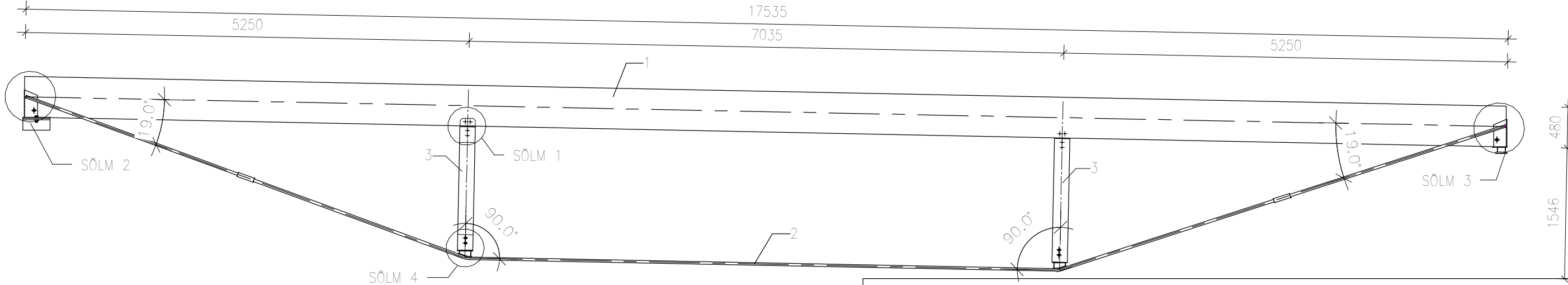


LÖIGE 2-2



**SPRENGELTALA ST-1**

1 : 50



**SPETSIFIKATSIOON**

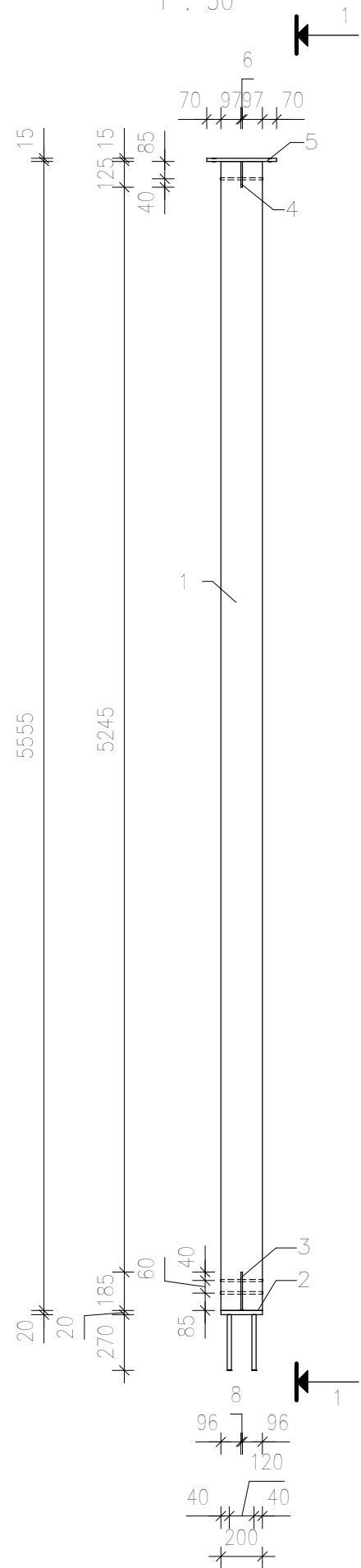
POS	PROFIIL	PIKKUS (mm)	ARV (tk)	MASS (kg)		MÄRKUSED
				ELEMENDILE	KOKKU	
1	140x480	17,535	1	483,12	483,12	
2	Ø30 mm	18,10	2	100,46	200,91	PINGUTUSLUKUGA
3	140x180	1,50	2	15,50	31,00	
4	-150x320x8		4	3,00	11,98	
5	-175x320x8		2	3,49	6,99	
6	-320x340x15		1	12,73	12,73	
7	-168x175x10		1	2,29	2,29	
8	□150X100X5	56	1	1,03	1,03	
9	-130x330x15		1	5,02	5,02	
10	-140x180x8		2	1,57	3,14	
11	-90x180x6		4	0,76	3,03	
12	-185x180x6		4	1,56	6,23	
13	-140x180x8		2	1,57	3,14	
14	-185x180x6		4	1,56	6,23	
15	□140X140X4	62	1	1,04	1,04	
16	□140X140X4	62	1	1,04	1,04	
17	170x140x8		1	1,49	1,49	
18	170x140x8		1	1,49	1,49	
					781,91	

MÄRKUSED:

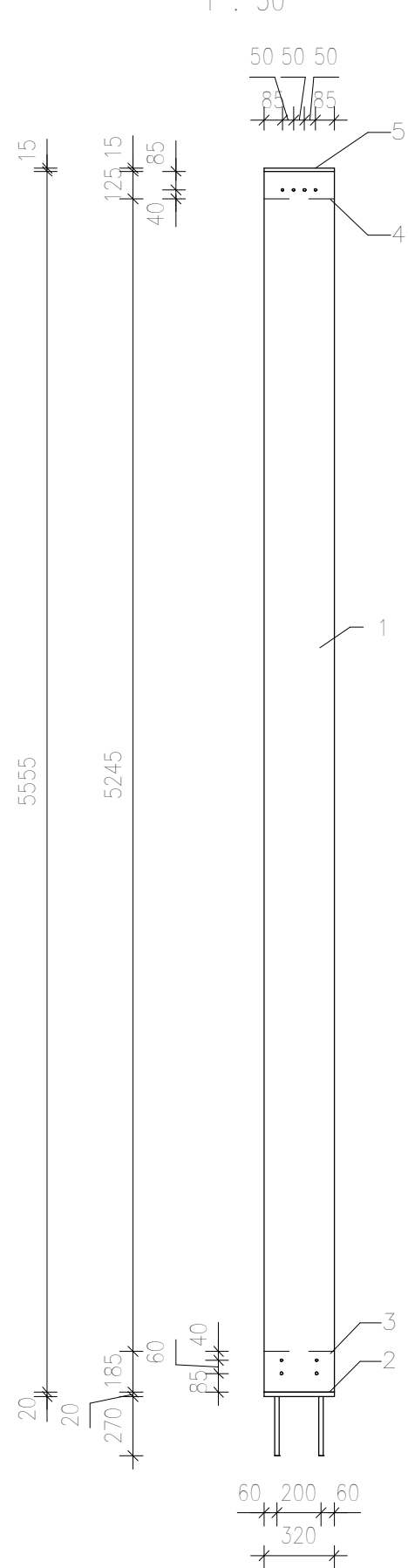
- LIIMPUIDU TUGEVIKLAAS GL28h.
- TERASE TUGEVIKLAAS S355.
- SPRENGELTALA ST-1 PAIKNEMINE PLAANIS VT KATUSEKANDJATE PLAANILT JOONIS 2.
- KÕIK TERASELEMENDID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
- AVATUKS JÄÄVAD TERASELEMENDID PUHASTADA, KRUNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIGA. TARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.

Tellija:			Objekt: Tartu tn 3 kauplusehoone		
Nimi:			Nimetus: VARIANT II - SPRENGELTALA ST-1		
Allkiri:					
Kuupäev:					
Koostas: K. Kartsep					
Juhendas: I. Roolah					
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž			Leht: 12	Lehti: 14	Mõõtkaava: Vt. jooniselt

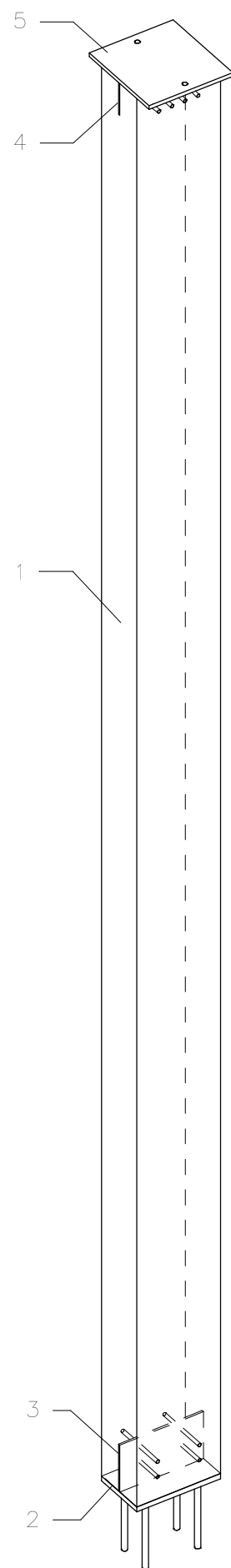
POST P-1\*  
1 : 30



VAADE 1-1  
1 : 30



3D VAADE



SPETSIFIKATSIOON

POS	PROFIIL	PIKKUS (mm)	ARV (tk)	MASS (kg)		MÄRKUSED
				ELEMENDILE	KOKKU	
1	200x320 mm	5555	1	145,76	145,76	
2	-200x320x20		1	9,98	9,98	
	Ø20	270	4	0,66	2,65	
3	-185x320x8		1	3,69	3,69	
4	-125x320x6		1	1,87	1,87	
5	320x340x15		1	12,73	12,73	
					176,69	

MÄRKUSED:

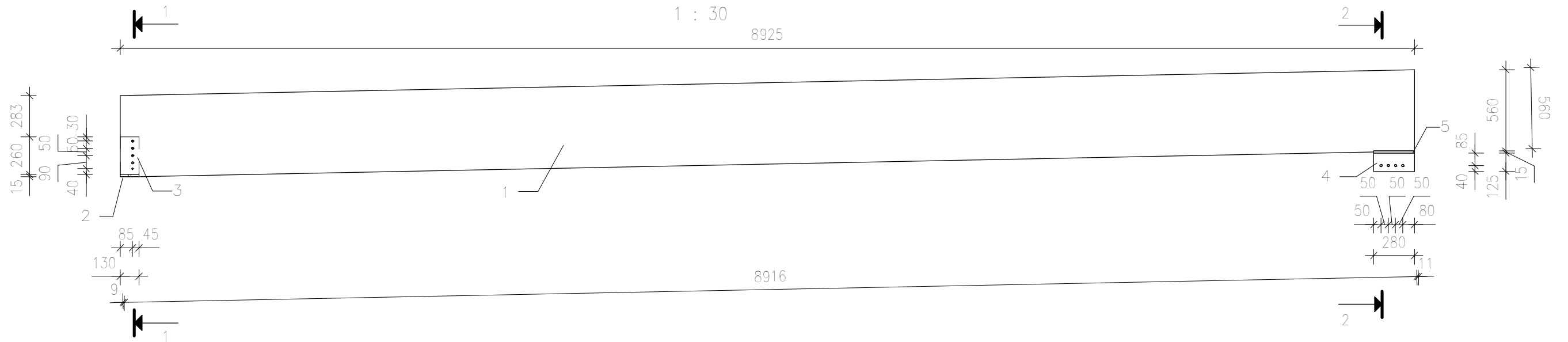
- LIIMPUIDU TUGEVUSKLASS GL28h.
- TERASE TUGEVUSKLASS S355.
- LIIMPUITPOSTI P-1 PAIKNEMINE PLAANIS VT KATUSEKANDJATE PLAANILT JOONIS 2.
- KÕIK TERASELEMENDID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
- AVATUKS JÄÄVAD TERASELEMENDID PUHASTADA, KRUNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIGA. TARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.
- TERASELEMENDID TRANSPORTIDA KOOS POSTIGA JA PAIGALDADA OBJEKTIL VÕI PAIGALDADA TEHASES JA VARUSTADA TRANSPORDI AJAKS VAJALIKE TUGEDEGA.

	Tellija:			Objekt:		
				Tartu tn 3 kauplusehoone		
	Nimi	Allkiri	Kuupäev	Nimetus:		
Koostas	K. Kartsep			VARIANT II - LIIMPUITPOST P-1		
Juhendas	I. Roolah					
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž				Leht	Lehti	Mõõtkaava:
				13	14	1 : 30

# LIIMPUITTALA T-1

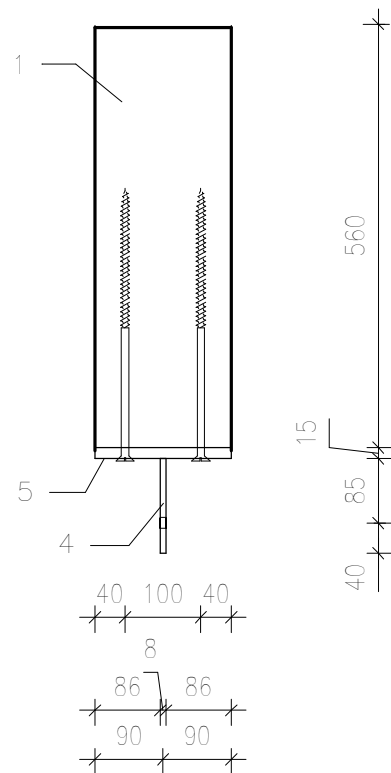
1 : 30

8925



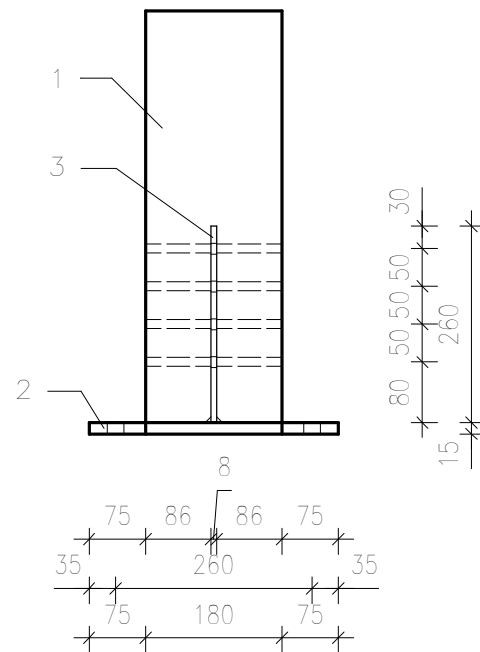
## LÕIGE 2-2

1 : 10

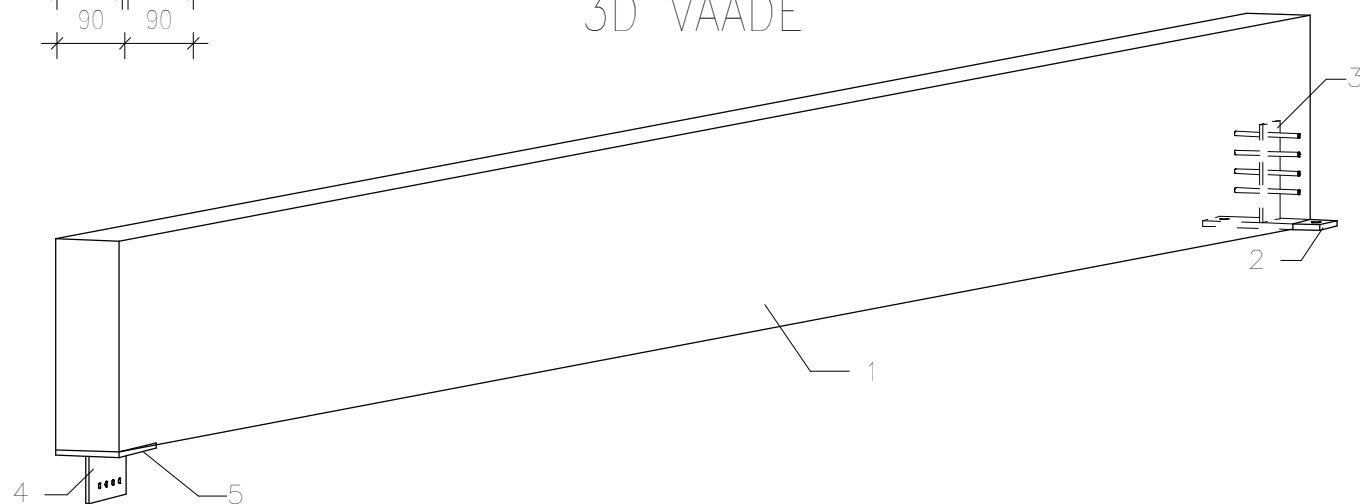


## LÕIGE 1-1

1 : 10



## 3D VAADE



## SPETSIFIKATSIOON

POS	PROFIIL	PIKKUS (mm)	ARV (tk)	MASS (kg)		MÄRKUSED
				ELEMENDILE	KOKKU	
1	180x560 mm	8935	1	369,27	369,27	
2	-130x330x15		1	5,02	5,02	
3	-130x260x8		1	2,11	2,11	
4	-125x280x8		1	2,18	2,18	
5	-180x280x15		1	5,90	5,90	
				384,47		

### MÄRKUSED:

- LIIMPUIDU TUGEVIKLAAS GL28h.
- TERASE TUGEVIKLAAS S355.
- LIIMPUITTALA T-1 PAIKNEMINE PLAANIS VT KATUSEKANDJATE PLAANILT JOONIS 2.
- KÕIK TERASELEMENDID ÜHENDADA OMAVAHEL KEEVISEGA KOGU ÜHENDUSKONTUURIL.
- AVATUKS JÄÄVAD TERASELEMENDID PUHASTADA, KRUNTIDA JA VÄRVIDA TULEKAITSEVÄRVIGA. TARINDITE NÕUTAV TULEPÜSIVUS R30.
- TERASELEMENDID TRANSPORTIDA KOOS TALAGA JA PAIGALDADA OBJEKTIL VÕI PAIGALDADA TEHASES JA VARUSTADA TRANSPORTI AJAKS VAJALIKE TUGEDEGA.

	Tellija:			Objekt:		
				Tartu tn 3 kauplusehoone		
Koostas	K. Kartsep	Allkiri	Kuupäev	Nimetus:		
Juhendas	I. Roolah			VARIANT II - LIIMPUITTALA T-1		
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž				Leht	Lehti	Mõõtkava:
				14	14	Vt. jooniselt