



Terässiltarakenteen muutostyöt

Joni Koivula

Opinnäytetyö
Toukokuu 2014
Kone- ja tuotantotekniikka
Tuotekehitys

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Kone- ja tuotantotekniikka
Tuotekehitys

KOIVULA, JONI:
Terässiltarakenteen muutostyöt

Opinnäytetyö 84 sivua, joista liitteitä 32 sivua
Toukokuu 2014

Opinnäytetyön tarkoituksena oli suunnitella kuntokeskus WFC:n sisääntulosillan muutostyöt. Tavoitteena oli saada sillan alapuolella oleva tila tehokkaampaan ja monipuolisempaan käyttöön.

Työn vaatimuksina oli mahdollisimman yksinkertainen ja helposti toteutettavissa oleva muutostoimenpide. Lisäksi toiveena oli käyttää työn tilaajan varastossa olevia materiaaleja tarvittaviin muutoksiin.

Sillan rakenteesta ei ollut aikaisempaa dokumentaatiota, joten työ aloitettiin mittaamalla sillan osat ja suunnittelemalla uudet tuennat. Tämän jälkeen koko sillan rakenne mallinnettiin Autodesk Inventor -ohjelmalla. Lisäksi mallinnettiin vain kantavat palkkirakenteet sisältävä malli, jota käytettiin lujuuslaskennassa.

Lujuuslaskenta toteutettiin Autodesk Inventor -ohjelman Frame Analysis ja Stress Analysis -työkaluilla. Näiden tuloksien perusteella tehtiin tarkastelut palkeille. Tuloksien tarkastelussa otettiin huomioon standardien asettamat vaatimukset.

Lujuuslaskennan ja standardin asettamien vaatimusten perusteella siltarakenne todettiin riittävästi tuetuksi, joten muutostöitä varten tehtiin piirustukset. Muutostyöt aloitetaan heti tämän opinnäytetyön valmistumisen jälkeen.

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Mechanical and Production Engineering
Product Development

KOIVULA, JONI:
Steel bridge structure modifications

Bachelor's thesis 84 pages, appendices 32 pages
May 2014

The aim of this thesis was to design needed modifications for the entrance bridge of the WFC fitness club. The objective was to make more efficient and versatile use of the area below the bridge.

The requirements for the work were that the modifications must be as simple as possible and easily implemented. Furthermore, the wish was to use for the modification work materials that already existed in the stock of the company which commissioned this thesis.

There were no existing plans or documentation for the bridge, so the work began by measuring all of the parts in the bridge and by designing new supports. After this, the whole bridge was modeled with Autodesk Inventor software. In addition, a model consisting only of the supporting beam structures was modeled in order to make strength calculations.

The strength calculations were carried out using Autodesk Inventor Frame Analysis and Stress Analysis tools. On the basis of the results, verifications were made for the relevant assemblies. The results of the analyses were compared to the requirements of the standard.

Based on the strength calculations and the requirements of the standard, the bridge construction was considered sufficiently supported, so the drawings were made for the modifications. The modification work will be carried out after this thesis is completed.

Key words: bridge, steel structure, designing, strength calculation, fem

SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	7
2	YRITYSESITTELYT	9
	2.1 Rauta Keisarit Oy.....	9
	2.2 Kuntokeskus WFC.....	9
3	EUROKOODI	10
4	TYÖN LÄHTÖKOHDAT	11
	4.1 Pysyvät kuormaa aiheuttavat rakenteet.....	11
	4.2 Kantavat rakenteet	12
	4.3 Sillan osien mittaaminen.....	12
5	RAKENTEEN MALLINTAMINEN	13
	5.1 Mallinnuksen aloittaminen.....	13
	5.2 Osien mallintaminen	14
	5.3 Kokoonpanon mallintaminen.....	15
	5.3.1 Ehtojen oikeaoppinen asettaminen.....	15
	5.3.2 Siltarakenteen kokoonpano	16
6	TUENTOJEN SUUNNITTELU	18
	6.1 Tuenta kattorakenteista	18
	6.2 Vinotuenta sillan alla	19
	6.3 Betonipilarien väliset kannatukset	20
7	KANTAVUUSLASKELMAT	21
	7.1 Materiaalit.....	21
	7.2 Statiikka	22
	7.2.1 Teoria	22
	7.2.2 Siltarakenteen statiikka	22
	7.3 FEM	23
	7.3.1 Teoria	23
	7.3.2 Siltarakenteen FEM.....	24
	7.3.3 Frame Analysis	24
	7.3.4 Stress Analysis	25
8	TULOKSET SILLAN OMAMASSALLA	28
	8.1 FEM	28
	8.1.1 Taipumat	28
	8.1.2 Jännitykset.....	30
9	TULOKSET HYÖTYKUORMILLA	33
	9.1 Taipumat	33
	9.2 Jännitykset	35

10 TUENTOJEN RUUVILIITOKSET	37
10.1 Ruuviliitoksista yleisesti	37
10.2 Katosta kiinnitetyn tuennan ruuviliitokset	37
10.2.1 Reaktiovoimat	38
10.2.2 Ruuvien mitoitus	38
10.3 Sillan alapuolisen tuennan ruuviliitokset	39
10.3.1 Reaktiovoimat	39
10.3.2 Ruuvien mitoitus	40
10.4 Ruuvien kiinnitykset pystypilareihin	41
11 Hitsausliitokset	43
11.1 Hitsauksesta yleisesti	43
11.2 Hitsausliitosten mitoittaminen	44
12 PILARIEN VÄLISET PALKIT	47
12.1 Palkkien kantavuus	47
13 RATKAISUJEN YHTEENVETO	48
14 POHDINTA.....	50
LÄHTEET	52
LIITTEET	53
Liite 1. Sillan staattiset laskelmat	53
Liite 2. Sillan staattiset laskelmat hyötykuormilla	57
Liite 3. Ruuvivoimalaskelmat kattotuennassa.....	61
Liite 4. Ruuvivoimalaskelmat sillan alapuolisessa tuennassa	63
Liite 5. Hitsausliitosten mitoituslaskelmat	65
Liite 6. Kokoonpanokuvat sillan kattotuennalle.....	66
Liite 7. Kokoonpanokuvat sillan alapuoliselle tuennalle	71
Liite 8. Kokoonpanokuvat pilarivälille 1.....	76
Liite 9. Kokoonpanokuvat pilarivälille 2.....	79
Liite 10. Kokoonpanokuvat pilarivälille 3.....	82

ERITYISSANASTO

Autodesk Inventor	Suunnitteluohjelmisto
FEM	Finite element method, elementtimenetelmä
CAD	Computed aided drafting, tietokoneavusteinen piirtäminen
Vapausaste	Suunta, jota pitkin kappale pääsee liikkumaan
Jänneväli	Palkin tueton pituus
Hyötykuorma	Tilojen tilapäisestä käytöstä aiheutuva kuormitus

1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on suunnitella kuntokeskus WFC:n sisääntulosillan muutostyöt. Sillan nykyiset tuennat on toteutettu lattiasta sillan pohjaan tulevilla neliöputkilla. Tarkoituksena olisi korvata lattiatuenta toisenlaisella tuentaratkaisulla mahdollistaen tehokkaamman ja monipuolisemman tilankäytön sillan alapuolella (kuva 1).



Kuva 1. Nykyinen siltarakenne (Kuva: Joni Koivula 2014)

Vaatimuksina työssä oli mahdollisimman yksinkertainen ja helposti toteutettavissa oleva tuenta. Toiveena oli myös, että tuentasuunnittelussa käytettäisiin työn tilaajan varastossa jo valmiina olevia palkkiprofiileja mahdollisuuksien mukaan. Lisärajoitteita asettaa myös kuntokeskuksen sijainti. Kuntokeskus sijaitsee maan alla, alimmassa kerroksessa, eikä sinne ole helposti kuljetettavissa isokokoisia tai pitkiä rakenteita. Työ ei saisi vaikuttaa kuntokeskuksen aukioloaikoihin, joten muutostyöt on toteutettava nopealla aikataululla kuntokeskuksen ollessa suljettuna.

Tämän opinnäytetyön vaiheet voidaan jakaa karkeasti neljään osaan. Ensimmäisenä vaiheena on esitietojen kartoittaminen. Toisena vaiheena on suunnittelu ja mallinnus. Kolmantena vaiheena on lujuuslaskelmat. Viimeisenä lopullisista ratkaisuista tehdään osaluettelot ja kokoonpanopiirustukset. Opinnäytetyössä on esitetty jokaisen osa-alueen työvaiheet sekä hieman teoriaa näiden taustalla.

2 YRITYSESITTELYT

2.1 Rauta Keisarit Oy

Työn tilaajana on Rauta Keisarit Oy, joka on tamperelainen alihankintakonepaja. Yrityksen toimenkuvaan kuuluu pääsääntöisesti teollisuuden ja rakennuksien metallirakenteiden hitsaukset ja asennukset. Yrityksen alaisuudessa työskentelee vaihtelevasti työntekijöitä, sillä useimmat työt ovat projektiluonteisia.

2.2 Kuntokeskus WFC

Wolf Fitness Club on täyden palvelun liikuntakeskus Tampereen ydinkeskustassa. Palvelut kattavat kuntosalin, aerobiset laitteet, jumpat, henkilökohtaisen ohjauksen sekä lisäravinteet.

Kuntokeskuksessa on avarat ja valoisat tilat. Korkeutta on parhaimmillaan 10 m. Tilojen pinta-ala on yhteensä 1800 m². (WFC, 2014)

3 EUROKOODI

Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelua koskevia eurooppalaisia standardeja. Eurokoodisarja koostuu tällä hetkellä 58 osasta. Eurokoodit kattavat varmuuden määrittämisperiaatteet, erilaiset kuormat kuten hyöty-, lumi- ja tuuli-, lämpö-, onnettomuus- ja nosturikuormat.

Eurokoodien ensimmäinen paketti otettiin käyttöön 1.11.2007. Tällöin talonrakennuksen suunnittelussa käytettävät keskeiset eurokoodiosat julkaistiin suomeksi sekä niihin liittyvät kansalliset liitteet vahvistettiin. Loput eurokoodit otetaan käyttöön sitä mukaa, kun niiden käännökset ja kansalliset liitteet valmistuvat. Tällä hetkellä vain yhden osan kansallinen liite on vahvistamatta. (Eurocodes help desk, 2014)

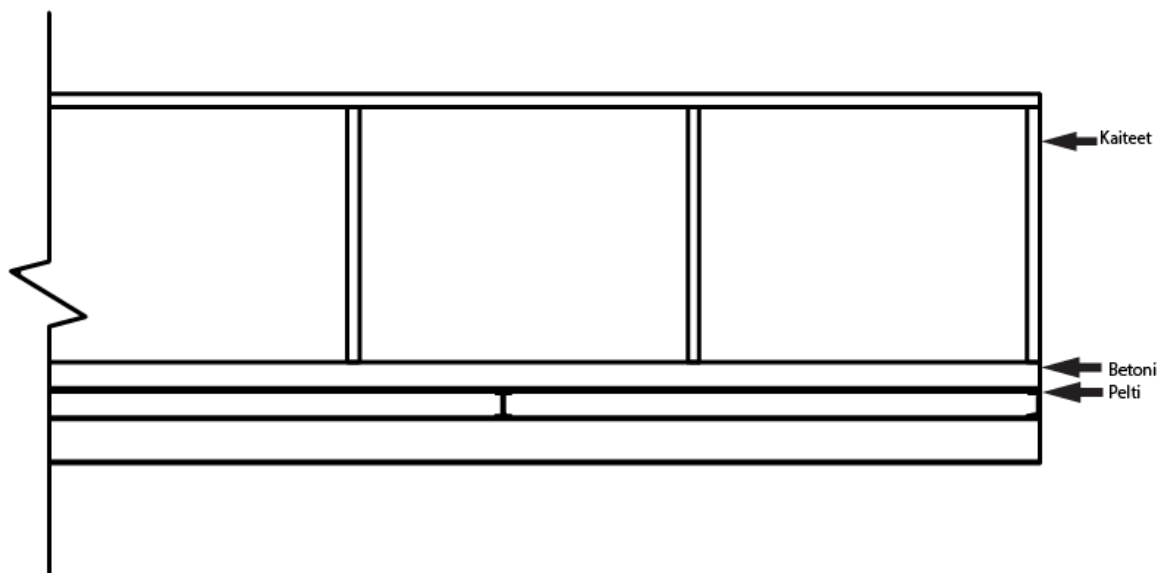
Tässä opinnäytetyössä sovelletaan standardeja SFS-EN 1990 (Eurokoodi 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet), SFS-EN 1991 (Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormitukset) ja SFS-EN 1993 (Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu) niiltä osin kuin se on tarpeellista.

4 TYÖN LÄHTÖKOHDAT

Työtä lähdettiin tekemään ilman tarkempia taustatietoja itse sillasta. Ainoastaan työn vaatimukset ja tavoitteet tiedettiin. Siltarakenteen dokumentointia ei ollut, joten kaikki sillan osat, materiaalit ja massat tuli selvittää arvioimalla mahdollisimman tarkasti.

4.1 Pysyvät kuormaa aiheuttavat rakenteet

Sillan kantaviin rakenteisiin suurimman kuorman aiheuttaa betonilaatta, jonka sisällä luultavimmin on metalliverkko jäykisteenä. Lisäkuormaa tulee kaiderakenteista sekä kaiteissa olevista laseista. Betonilaatan alla on aaltopeltiä, joka myös tuo pienen lisän kantavien rakenteiden kuormaan (kuva 2).



Kuva 2. Sillan kuormaa aiheuttavat rakenteet

Työn alussa oli suunnitelmissa, että betonilaatta poistettaisiin. Poistaminen keventäisi kuormitusta niin paljon, että uusien tuentojen suunnittelemisen helpottuisi huomattavasti. Tätä suunnitelmaa ei kuitenkaan hyväksytty, sillä se veisi aikaa ja aiheuttaisi liikaa lisätyötä.

4.2 Kantavat rakenteet

Sillan kantavat rakenteet on toteutettu profiilipalkeilla. Poikittain sillan pituussuuntaan nähden on I- ja U-palkkeja. Näiden alla pituussuunnassa on I-palkit. Näitä kannattelevat neliöputket (kuva 1) on tarkoitus poistaa ja korvata toisenlaisella tuennalla.

4.3 Sillan osien mittaaminen

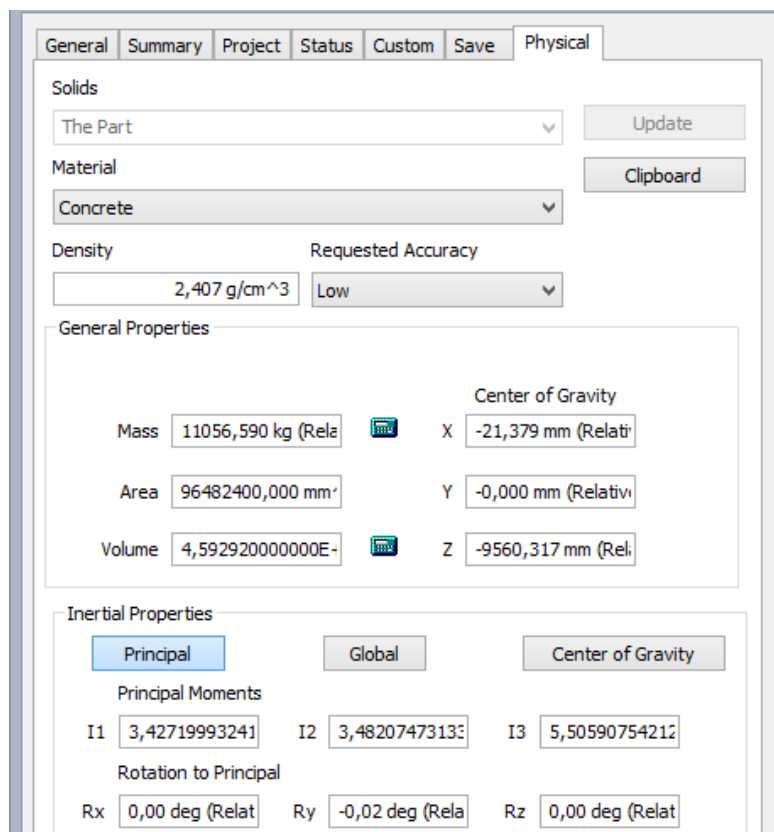
Karkea mittaus toteutettiin rullamitalalla mittaamalla ja kirjoittamalla mittoja paperille. Työn kannalta oleellisimmat mitat mitattiin lasermittalaitteella. Mittauskertoja tarvittiin useita, sillä usein vasta mallinnusvaiheessa huomattiin mittapuutteita.

5 RAKENTEEN MALLINTAMINEN

Rakenne mallinnettiin Autodesk Inventor -suunnitteluohjelmistolla. Ohjelman valintaan vaikutti käyttöliittymä, saatavuus sekä monipuolisuus. Ohjelmiston käyttöliittymä oli ennestään tuttu, sillä ohjelmistosta on järjestetty kurssi koululla ja sitä oli helppo itseopiskella laajan tutoriaalivalikoiman avulla. Saatavuus on hyvä, sillä opiskelijalisenssin pystyy lataamaan maksutta internetistä ohjelmiston valmistajan sivuilta. Monipuolisuutta kuvastaa se, että ohjelmistossa on sisäänrakennettu FE -analyysi sekä ristikkorakenteita varten oma Frame Analysis -työkalu. Näillä työkaluilla päästään tämän tyylisessä tehtävässä pitkälle.

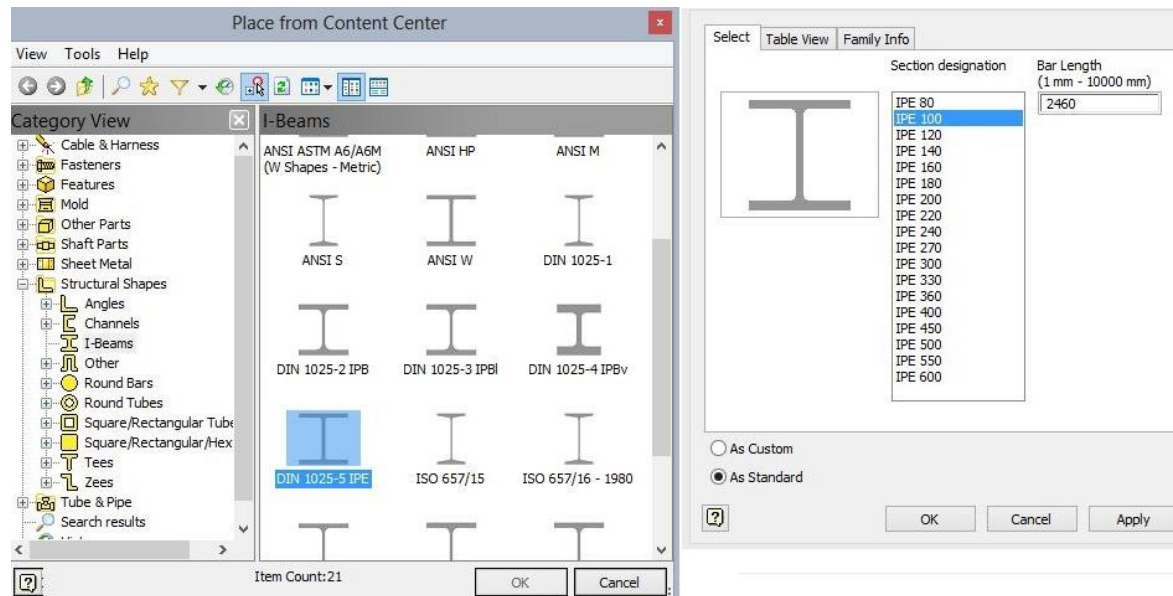
5.1 Mallinnuksen aloittaminen

Mallinnus aloitettiin erottelemalla Inventorin osakirjastosta löytyvät ja sieltä löytymättömät osat toisistaan. Osat, joita ei löytynyt valmiina osakirjastosta, mallinnettiin mitattujen mittojen mukaisesti ja niille asetettiin arvioidut materiaaliominaisuudet painon ja lujuusominaisuuksien laskentaa varten. Esimerkiksi betonille oli valmiina sopivat materiaaliominaisuudet materiaalikirjastossa (kuva 3).



Kuva 3. Materiaalivalinta kirjastosta

Osakirjastosta löytyvät osat, kuten palkkiprofiilit, tuotiin kokoonpanoon valitsemalla useista kansainvälisistä standardivaihtoehdoista sopivin ja valitsemalla profiilin muoto ja päämitat (kuva 4). Kirjasto-osilla on jo valmiina halutun standardin mukaiset materiaaliominaisuudet, joten niitä ei tarvinnut muuttaa.



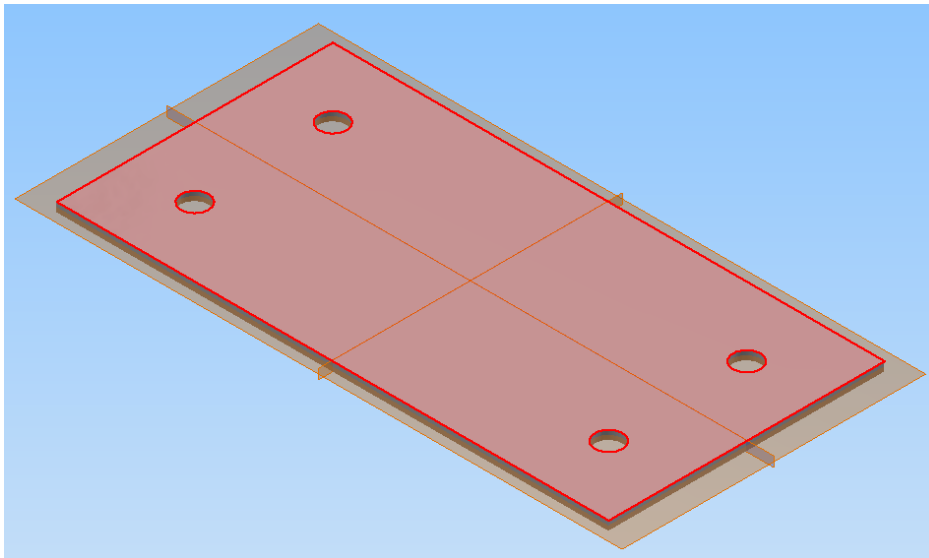
Kuva 4. Osakirjasto

5.2 Osien mallintaminen

Osien luonti Autodesk Inventorissa tapahtuu joko luonnosgeometriasta (sketch) pursottamalla (extrude) tai suoraan pursottamalla antamalla alkeisgeometrian mitat (primitives). Osaa voidaan muokata tekemällä osan pintaan uusi luonnosgeometria tai alkeisgeometria ja pursottamalla tai leikkaamalla (extruded cut) materiaalia.

Luonnostelussa ja pursotustavassa on hyvä miettiä osan kiinnitystapaa kokoonpanossa. Erityisesti tämä on huomioitava, jos osan mittoja saatetaan muuttaa myöhemmin.

Kokemuksen kautta opitun perusteella kaikki siltakokoonpanon osat mallinnettiin kuvan 5 esittämällä tavalla. Kuvasta huomataan, että luonnostelutasot ovat symmetrisesti kappaleen keskipinnassa. Kappale on pursotettu kahteen suuntaan, joten paksuutta voidaan muuttaa myöhemmin luonnostelutason pysyessä kappaleen keskellä.



Kuva 5. Tasojen käyttö osien mallintamisessa

5.3 Kokoonpanon mallintaminen

Kokoonpanon rakentaminen Autodesk Inventorissa tapahtuu asettamalla ehtoja osien välille. Osien välillä voi olla esimerkiksi pintakontaktiehto (mate), kulmaehto (angle), tangentiaaliehto (tangent) tai upotusehto (insert). Jokaisen ehdon alaisuuteen voidaan asettaa tarvittavia lisäehtoja. Lisäehtona voidaan käyttää esimerkiksi pintojen välistä etäisyyttä (offset) tai määrittää tulevatko pinnat vastakkain vai samaan tasoon toisiinsa nähden (mate & flush). Ehdolla pystytään myös rajaamaan osan liikealuetta. Ehtoja voidaan asettaa yhdelle osalle useampia tarpeen mukaan.

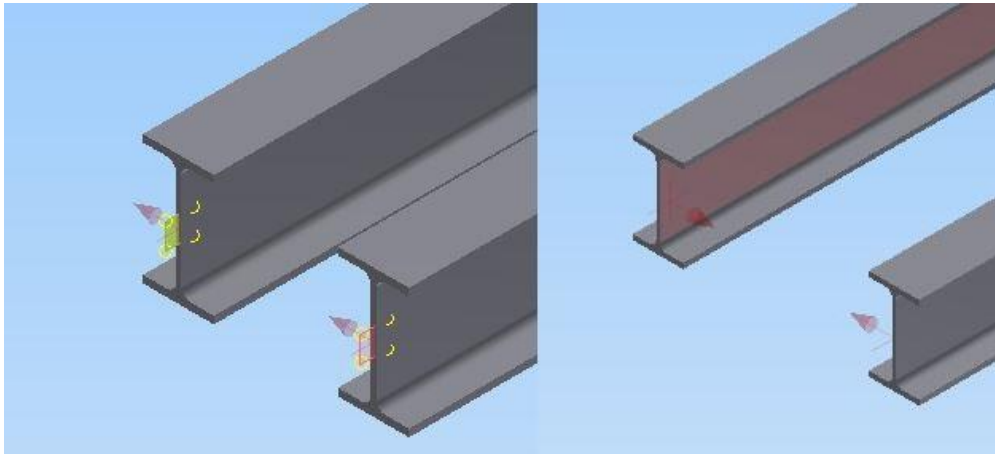
Siltarakennekokoonpano on kooltaan suuri ja sisältää useita osakokoonpanoja, joten tämä tuli ottaa huomioon mallintamisessa. On myös mietittävä tarkkaan miten ehtoja asetetaan, sillä kokoonpanoihin tulee usein muutoksia työn edetessä.

5.3.1 Ehtojen oikeaoppinen asettaminen

Mallintamiseen tai kokoonpanon luomiseen ei ole yhtä oikeaa tapaa, mutta opiskelulla ja virheiden kautta oppimalla saavutetaan tehokkaampi työskentelytapa. On hyvä suunnitella johdonmukainen työnkulku, jotta välttyttäisiin ylimääräiseltä työltä.

Tämän työn siltarakenteen ensimmäisen kokoonpanomallin osien liittämiseen käytettiin vain ehtoja pintojen välillä. Kokoonpano vaikutti toimivalta, kunnes huomattiin

mittavirheitä komponenteissa. Mittoja yritettiin korjata, mutta tämän seurauksena aikaisemmin asetetut ehdot aiheuttivat virheilmoituksia. Korjaustoimenpiteistä seurasi aina lisävirheitä, joten päätettiin luoda uusi kokoonpanomalli ja miettiä tarkemmin ehtojen asettamista. Uuteen malliin ehdot asetettiin pääosin työtasojen välille. Esimerkiksi I-profiilipalkkien välisten etäisyyksien määrittäminen on paras tehdä keskilinjatason avulla (kuva 6).



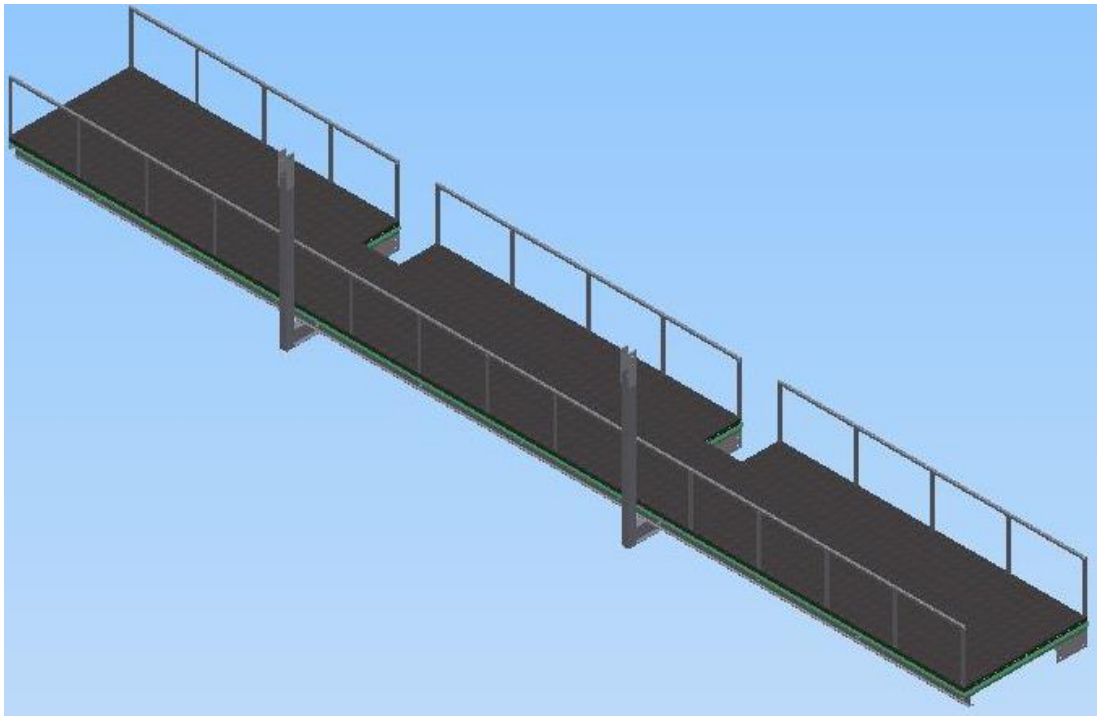
Kuva 6. Vasemmalla oikea ja oikealla väärä tapa etäisyys ehdon asettamiselle

5.3.2 Siltarakenteen kokoonpano

Sillan rakenteen mallintaminen yksityiskohtaisesti on kriittinen osa tätä opinnäytetyötä, sillä mallin avulla voidaan selvittää sillan eri osien massat. Lisäksi mallista on hyötyä tuentojen suunnittelemisessa. Mallista voidaan myös suoraan muokata FEM -analyysia varten sopiva malli.

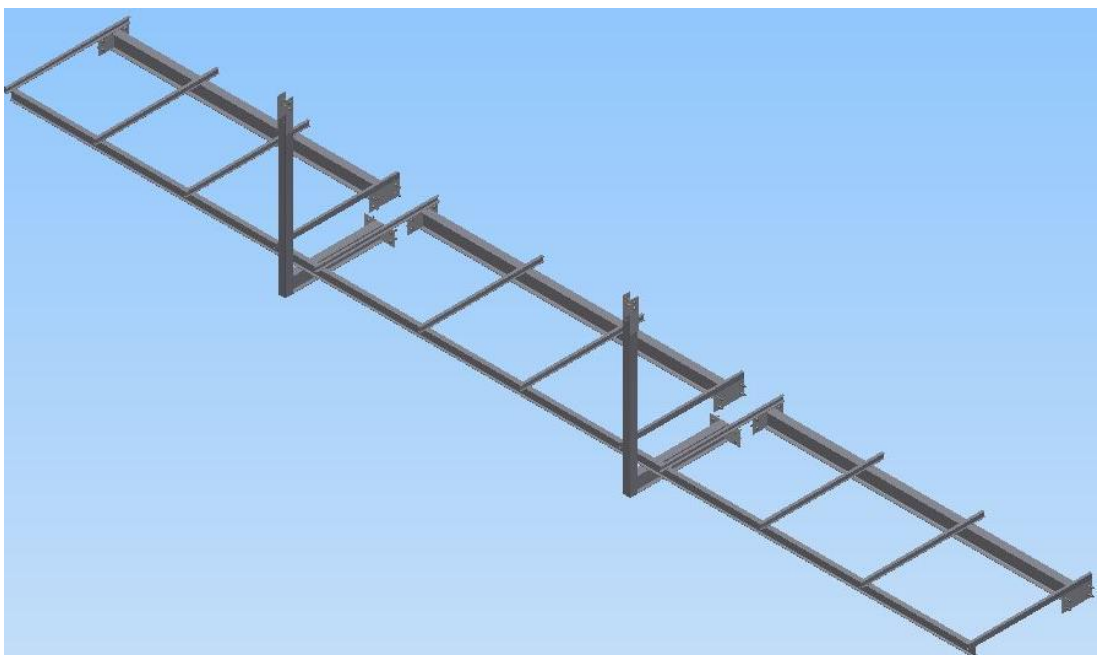
Nykyisen siltakokoonpanon mallintamisen yhteydessä mietittiin jo valmiiksi uusien tuentojen toteutustapa. Uudet tuennat mallinnettiin erillisenä kokoonpanona, jotta niitä olisi helpompi ja kevyempi muokata tarvittaessa. Tuntojen suunnittelusta on kerrottu tarkemmin kappaleessa 6.

Pääosin siltarakenteen mallintaminen oli suoraviivaista mallintamista mittamuistiinpanojen perusteella. Aikaa mittauksiin, osien mallintamiseen ja kokonaisen kokoonpanon luomiseen kului noin kahden täyden viikon työtunnit. Valmis kokoonpano uusilla tuentaehdotuksilla on esitetty kuvassa 7. Kokoonpanossa on kaikki siltaan kuuluvat komponentit kaidelaseja lukuun ottamatta.



Kuva 7. Valmis siltakokoonpano

Sillan kantavista rakenteista tehtiin erillinen kevyempi malli analyyseja varten. Käytännössä kokonaisesta siltarakenteesta poistettiin kaikki kantamattomat rakenteet ja jätettiin vain kantava runko malliin. Kantavien rakenteiden kokoonpano on esitetty kuvassa 8.



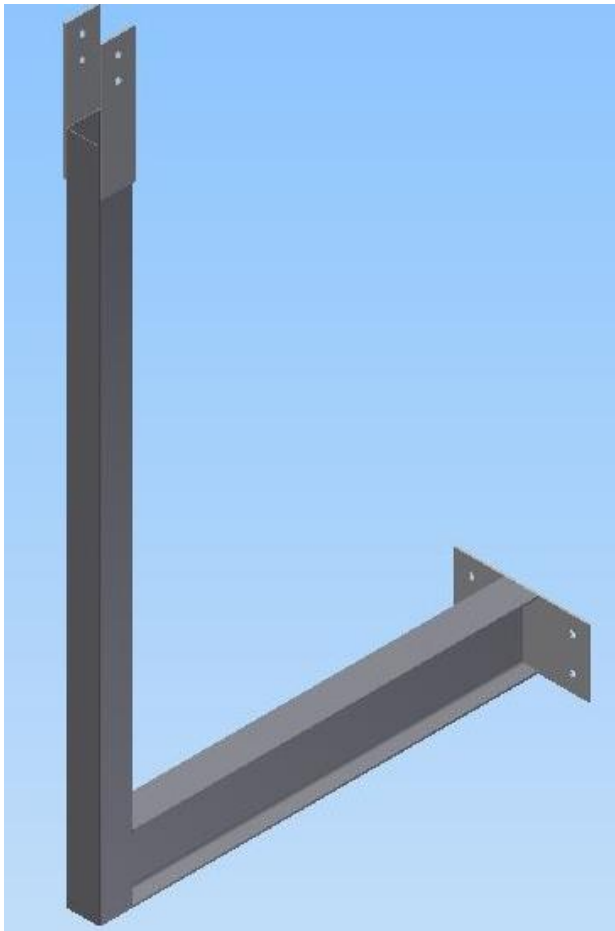
Kuva 8. Sillan kantavat rakenteet

6 TUENTOJEN SUUNNITTELU

Tuentoja suunnitellessa oli alusta asti mielessä, että tuenta täytyy toteuttaa kattorakenteista. Työn edetessä mieleen tuli kuitenkin vaihtoehtoisia toteutustapoja. Tässä kappaleessa on esitetty kaksi parhaaksi todettua ratkaisua tuennan toteuttamiselle. Päätöstä lopullisesta toteutustavasta ei vielä tässä vaiheessa ollut.

6.1 Tuenta kattorakenteista

Kattorakenteista toteutettu tuenta oli ensimmäinen, jota lähdettiin suunnittelemaan. Mahdollisuudet ja vaatimukset huomioon ottaen, ainoa järkevä tapa toteuttaa kattotuenta oli kuvan 9 mukainen L-mallinen tuenta. Tuennan alaosa kiinnitetään sillan alta betonipilareihin ja pystypalkki kattorakenteisiin. Kiinnityksiin käytettäisiin mahdollisesti ruuveja ja tuennan komponentit liitettäisiin toisiinsa hitsaamalla. Tässä ratkaisussa tehtävän asettamat vaatimukset täyttyivät hyvin kaikilta osa-alueiltaan.



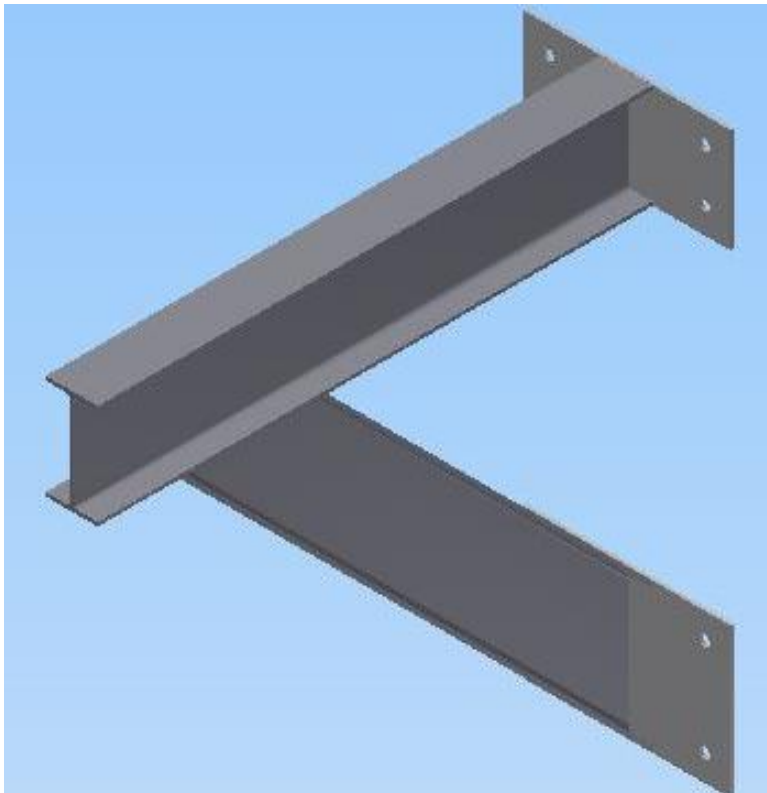
Kuva 9. Kattorakenteista toteutettu tuenta

Tavoitteena oli käyttää työn tilaajan varastosta löytyviä materiaaleja, joten sillan alle tulevaksi poikkirakenteeksi valittiin I-profiilin palkki ja pystyasentoon I-palkkia kevyempi neliöputki.

6.2 Vinotuenta sillan alla

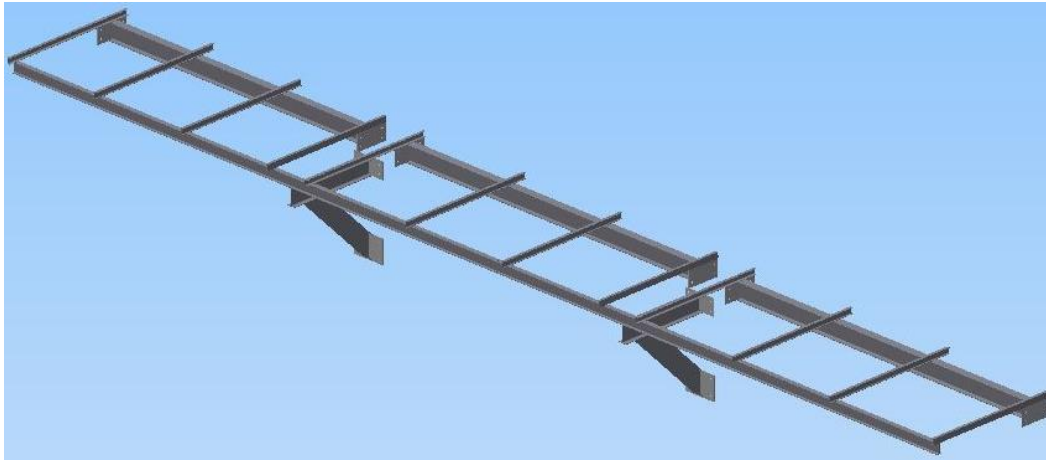
Siltarakenteen alle oli tavoitteena jättää mahdollisimman paljon vapaata tilaa, joten sillan alle sijoitettavia tuentoja ei alussa mietitty. Työn edetessä kuitenkin tultiin tulokseen, että tietynlaiset ratkaisut voisivat olla helpompia toteuttaa ja täyttäisivät vaatimukset riittävän hyvin.

Ainoastaan sillan alta tulevan tuennan ratkaisuksi saatiin kuvan 10 esittämä tuenta. Kokoonpano pääosin koostuu kahdesta I-profiilin palkista. Tämänkin tuennan komponentit liitettäisiin toisiinsa hitsaamalla ja palkkien pätyläipat kiinnitettäisiin rakennuksen betoniseen pystypilariin (kuva 12).



Kuva 10. Vinotuenta sillan alla

Tämän tyyppisessä tuennassa etuina olisi yksinkertaisuus, pieni koko, helppo asennus ja tukeva tuenta. Huonona puolena on se, että tuenta vie tilaa sillan alapuolelta (kuva 11). Lisäksi kiinnitykset betoniseen pystypilariin täytyy mitoittaa huomattavasti järeämmin.



Kuva 11. Tuennat siltarakenteen alla

6.3 Betonipilarien väliset kannatukset

Betonipilarien välille täytyi myös toteuttaa uudet tuennat. Tähän helpoin ratkaisu oli korvata nykyiset tuennat (kuva 12) uusilla pidemmillä profiilipalkeilla siten, että palkki pultataan molemmista päistään betonipilareihin (kuva 11).



Kuva 12. Pystypilarien välissä olevat nykyiset tuennat (Joni Koivula 2014)

7 KANTAVUUSLASKELMAT

Tässä työssä käytetään useampaa tapaa varmistua sillan kantokyvystä. Työssä perehdytään kuormitusten aiheuttamien siirtymien, muodonmuutosten ja jännitysten ratkaisemiseen. Tässä kappaleessa käydään läpi tämän rakenteen ratkaisemisessa käytettäviä tapoja ja teoriaa lyhyesti niiden taustalla.

7.1 Materiaalit

Siltarakenteessa olevien materiaalien selvitykset olivat oleellinen osa tämän työn kantavuuslaskelmia, sillä tarkastelua varten täytyi selvittää kuormaa aiheuttavien osien massat. Myös lujuusominaisuuksien laskemiseen tarvitaan materiaalitiedot.

Nykyisen sillan rakenteessa on käytetty pääosin rakenneteräsprofiileja ja betonia, mutta myös kaiteissa käytetty lasi ja betonilattian sisällä mahdollisesti oleva metallinen jäykisteverkko tuli huomioida laskentaan. Betonia kannatteleva peltiprofiili tuo myös hieman massaa kokoonpanoon. Kantamattomien rakenteiden massat on esitetty taulukossa 1. Kyseessä on vain ideaalitulanteen mukainen arvio, sillä kappaleiden tiheydessä voi olla suuriakin poikkeamia.

Taulukko 1. Kuormaa aiheuttavien materiaalien massat siltarakenteessa

	Massa (kg)
Pelti	216,5
Betoni	11056
Metalliverkko	288
Lasit	1000
Kaiteet	285

Kantavat rakenteet koostuvat rakenneteräksestä, jonka oletetaan olevan standardin mukaista rakennusteollisuudessa yleisesti käytettyä rakenneterästä S355. Tällöin lujuusluokka on 355 N/mm² ja lukuarvoa voidaan käyttää vertailuarvona lujuuslaskennassa. Myös uusissa tuennoissa käytetään kyseistä rakenneterästä.

7.2 Statiikka

Siltarakenne sijaitsee sisätiloissa ja kantaviin rakenteisiin kohdistuu pääosin staattisia kuormia. Ulkoiset lisäkuormat ovat todellisuudessa hyvin vähäisiä.

7.2.1 Teoria

Mekaniikka on fysiikan osa, joka käsittelee voimien vaikutusten alaisten kappaleiden lepoa ja liikettä. Mekaniikka voidaan jakaa liiketilän mukaan kahteen osaan: statiikkaan ja dynamiikkaan. Statiikassa tutkitaan levossa oleviin kappaleisiin vaikuttavia voimasysteemejä. Statiikan teoria perustuu mekaniikan peruslakeihin. (Statiikka, s. 11)

7.2.2 Siltarakenteen statiikka

Kantamattomat rakenteet jätettiin pois laskentamallista ja korvattiin ne voimilla tai kuormituksilla. Kantaviin rakenteisiin kohdistuvien kuormien ratkaisemisessa sovellettiin statiikan peruskaavoja.

Siltarakenteen kantamattomien osien massat selvitettiin ohjelmallisesti kokoonpanon teon yhteydessä. Massojen avulla voidaan selvittää tukirakenteisiin kohdistuvat voimat F soveltamalla kaavaa

$$F = mg, \tag{1}$$

jossa m on massa ja g on maan vetovoiman aiheuttama kiihtyvyyys.

Massat ovat pääosin tasaisesti jakautuneita kuormia, joten laskentaa varten voima F muutettiin tarvittavin osin kuormaksi q kaavalla

$$q = F/L, \tag{2}$$

jossa F on voima ja L on voiman vaikutusmatka.

Laskennassa tarvittiin lisäksi voiman momenttia M_Q valitun pisteen suhteen, jonka kaava on

$$M_Q = Fd, \quad (3)$$

jossa F on momenttia aiheuttava voima ja d on momenttipisteen etäisyys.

Siltarakenteen statiikka on yksinkertaista, sillä rakenteessa on pääosin vain palkkirakenteita ja yksinkertaisia kappaleita. Statiikan peruskaavoja käyttämällä ja soveltamalla niitä, saatiin liitteessä 1 esitetyt laskelmat ja tulokset.

7.3 FEM

Lujuusopillisissa laskentatehtävissä tarkka ratkaisu löydetään vain yksinkertaisille kuormitustapauksille. Monimutkaisemmissa tilanteissa joudutaan tyytymään likimääräiseen ratkaisuun. Tämän seurauksena likimääräisten numeeristen ratkaisumenetelmien kehittyminen on noussut voimakkaasti. (Elementtimenetelmän perusteet, 2014)

Numeerisia ratkaisumenetelmiä on kehitetty monenlaisia. Parhaaksi on osoittautunut FEM ja nykyään lujuuslaskennassa käytetäänkin lähes yksinomaan sitä. FEM:n menestys perustuu tietokoneisiin, jotka mahdollistavat suurten numeromäärien käsittelyn kohtuullisessa ajassa. (Elementtimenetelmän perusteet, 2014)

FEM on lyhenne sanoista finite element method, joka on suomeksi elementtimenetelmä. FEM:stä käytetään usein myös lyhennettä FEA (finite element analysis), joka tarkoittaa elementtimenetelmällä suoritettavaa laskentaa. (Elementtimenetelmän perusteet, 2014)

7.3.1 Teoria

”Elementtimenetelmässä geometrisesti mutkikas kappale jaetaan äärellisiin osiin, jotka ovat geometrialtaan tarpeeksi yksinkertaisia. Näitä jako-osia sanotaan elementeiksi.” (Elementtimenetelmän perusteet, 2014).

Perusajatuksena on siis se, että tarkasteltava kappale jaetaan elementteihin, jotka liittyvät toisiinsa solmupisteissä. Tätä kutsutaan elementtiverkoksi. Elementtejä on erilaisia, jotka soveltuvat eri tarkastelutilanteisiin.

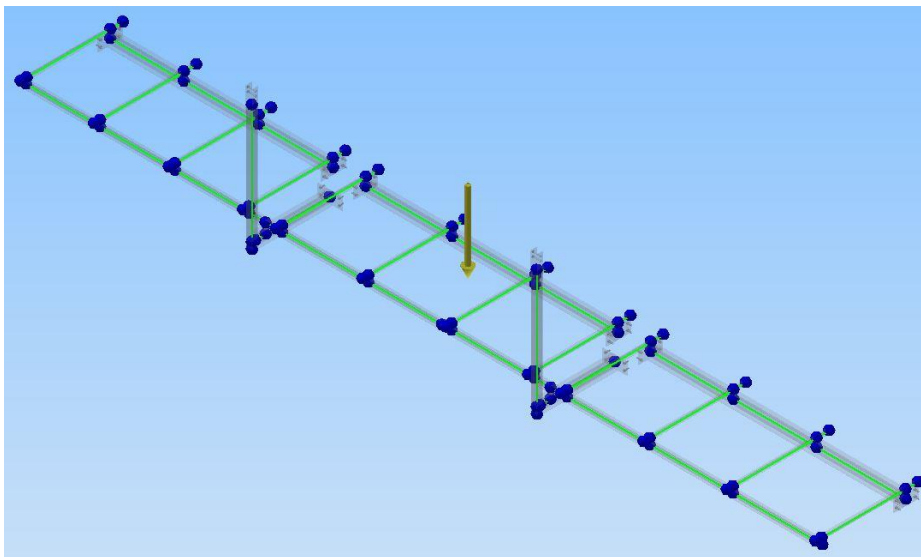
7.3.2 Siltarakenteen FEM

Aluksi oli suunnitelmissa toteuttaa FEM -analyysi käyttäen ANSYS -ohjelmistoa. Työn edetessä ja Autodesk Inventorin ominaisuuksiin perehtyessä päätettiin tutustua tarkemmin ohjelman lujuuslaskentatoimintoihin.

7.3.3 Frame Analysis

Autodesk Inventorissa on sisäänrakennettuna kaksi elementtimenetelmään perustuvaa analysointityökalua, Frame Analysis ja Stress Analysis. Näistä molempia käytettiin hyväksi siltarakenteen FEM -analyysissä. Laskennoissa hitsaukset ja pulttaukset jätettiin huomioimatta. Hitsausaumoissa oletettiin, että materiaali on yhtenäistä. Tuentapulttauksissa oletettiin, että kaikki vapausasteet on lukittu.

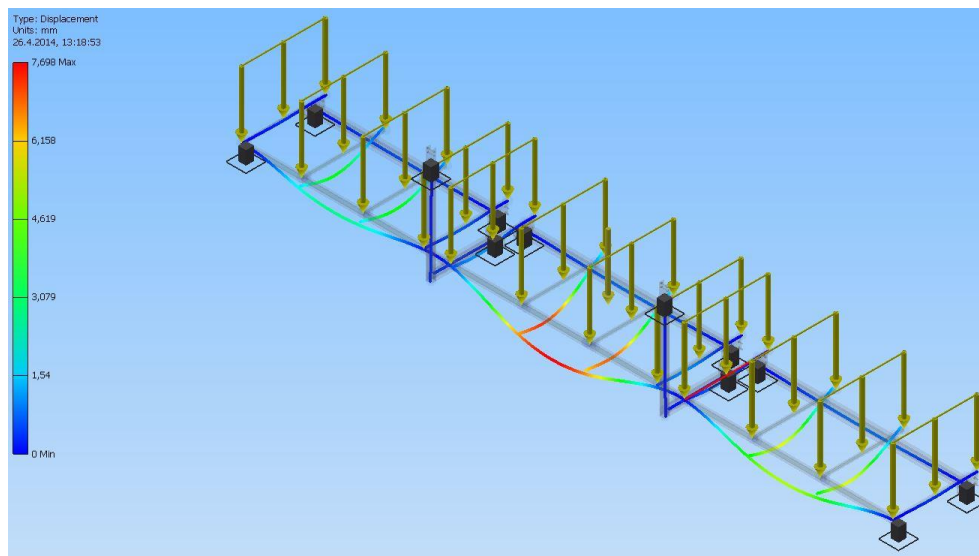
Näistä yksinkertaisempi, Frame Analysis, soveltuu hyvin suorista palkeista koostuvien rakenteiden tarkasteluun, kun halutaan tietää esimerkiksi kuorman aiheuttamia voimia tietyssä pisteessä tai ratkaista kappaleeseen vaikuttavien voimien aiheuttamia taipumia. Frame Analysis -toiminnossa palkit muutetaan automaattisesti sauvaelementeiksi ja palkkien liitoskohdat ovat solmupisteinä (kuva 13). Sauvoja on yhtä monta kuin on palkkejakin ja solmukohtia kaksi kertaa palkkien määrän verran.



Kuva 13. Siltarakenteen Frame Analysis -elementtijako

Rakenteelle tulee asettaa tuentaehdot, jotka tässä tapauksessa tulevat palkkien pätyihin Kuva 14. Tuennat, kuormitukset ja siirtymät mukaisesti. Tuentaehtoina käytettiin fixed constrain -ehtoja, eli tuennan kaikki vapausasteet oletettiin lukituiksi.

Tuontojen lisäksi annetaan rakenteisiin kohdistuvat kuormat. Tässä tapauksessa kuormituksena ovat vain kantamattomien rakenteiden aiheuttamat staattiset kuormat kuvan 14 mukaisesti poikkipalkkeihin. Frame Analysis -työkalu laskee automaattisesti gravitaation ja rakenteen omamassasta aiheutuvan kuormituksen. Tämän jälkeen voitiin suorittaa rakenteen analyysi.



Kuva 14. Tuennat, kuormitukset ja siirtymät

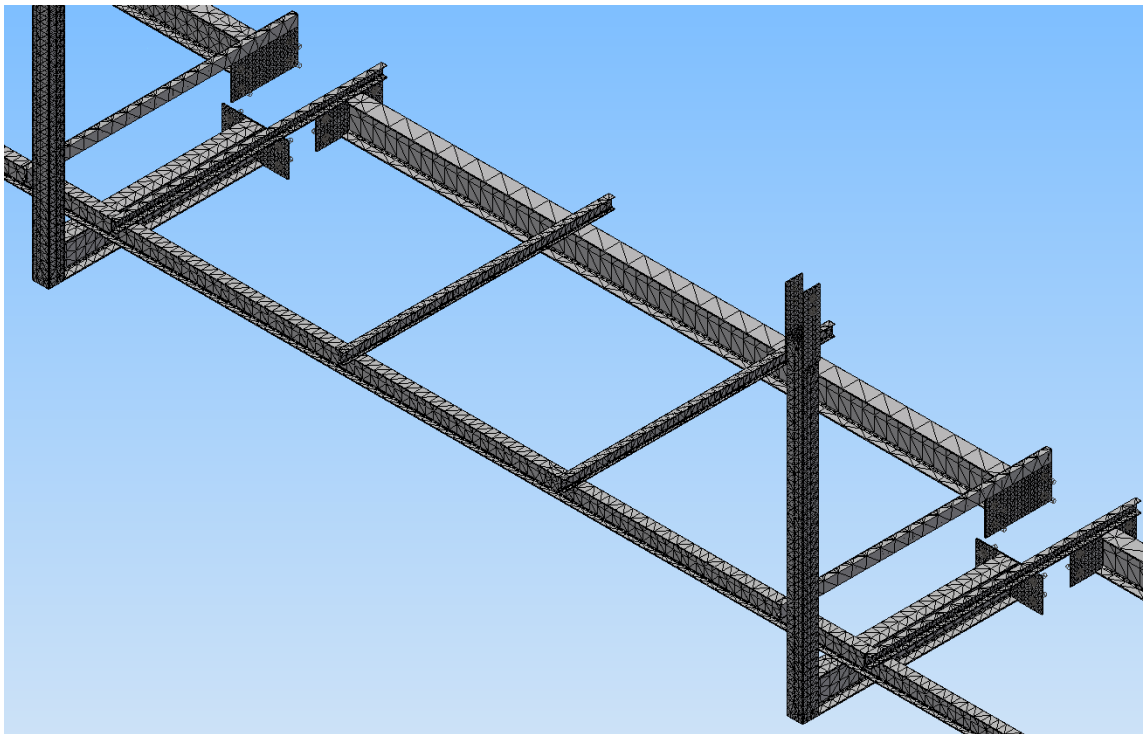
7.3.4 Stress Analysis

Sillan varsinainen lujuustarkastelu tapahtui Stress Analysis -työkalulla, jolla voidaan simuloida jännityksiä, venymiä ja muodonmuutosta. Stress Analysis perustuu, kuten lähes kaikki muutkin FEM -ohjelmistot, elementtiverkkoon ja tarkasteltavien kappaleiden välisiin ehtoihin. Lisäksi tarvitaan vaikuttavat voimat ja tuennat.

Usein FEM:llä ratkaistavat kappaleet ja rakenteet ovat niin monimutkaisia, että tietokoneen laskentateho ei riitä tai laskentaan kuluu kohtuuttomasti aikaa. Tällöin ratkaisua voidaan hakea yksinkertaistamalla mallia tai mahdollisesti tekemällä kappale ns. kuorimallina, jolloin elementtiverkosta saadaan kevyempi. Siltarakenne on kuitenkin niin yksinkertainen, joten FEM -laskennasta jätettiin pois vain kantamattomat osat ja kantavien rakenteiden lujuusominaisuudet ratkaistiin sellaisenaan.

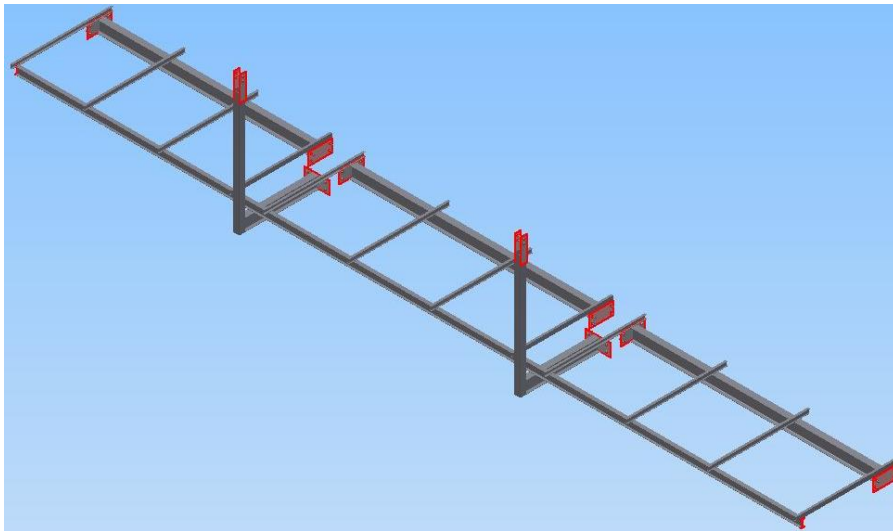
Ensimmäisenä luotiin rakenteelle sopiva elementtiverkko. Elementtiverkon asetuksia voidaan muuttaa tai suorittaa FEM -analyysi automaattisella verkolla. Tässä tapauksessa luotetaan automaattiseen verkkoon, koska rakenteen osat ovat kohtalaisen yksinkertaisia ja verkko näytti asettuvan kokoonpanon osiin hyvin (kuva 15).

Stress Analysis käyttää oletuksena tetraedri- eli nelitahokaselementtejä. Esimerkiksi siltarakenteen kattotuentaratkaisussa saatiin kokonaisuudessaan 111 061 tetraedrielementtiä ja nämä elementit muodostavat 231 911 solmua keskenään.



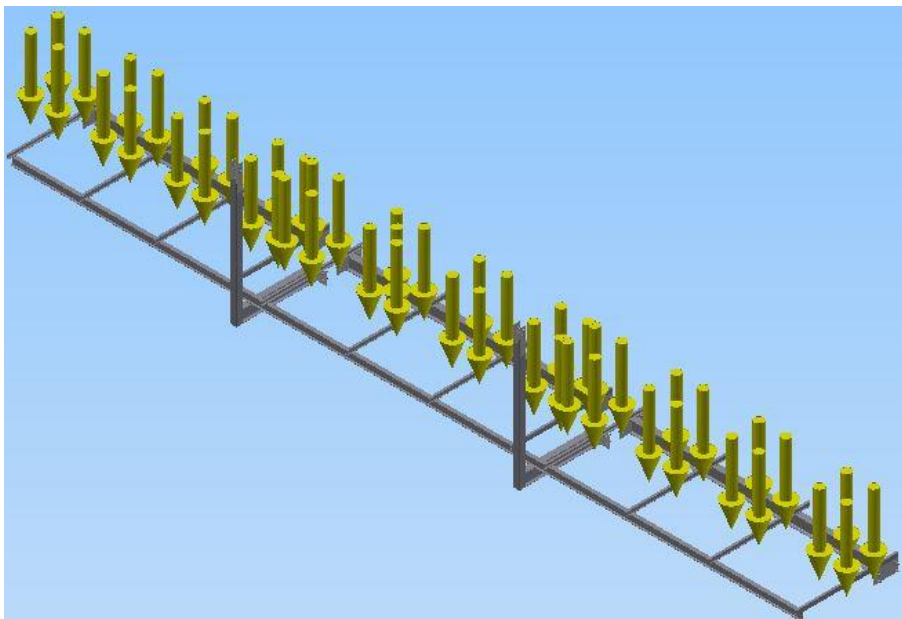
Kuva 15. Elementtiverkko

Stress Analysis -työkalussa tulee asettaa, samoin kuin Frame Analysis -työkalussa, tuennat ja voimat. Poikkeuksena on, että enää ei tarkastella pelkästään palkkeja, vaan mukana tarkastelussa on myös palkkien päissä olevat kiinnityslevyt. Levyjen kiinnityspintoihin asetettiin fixed constrain -ehdot lukiten kaikki vapausasteet (kuva 16).



Kuva 16. Tuentaehdot

Kuormat asetettiin poikkipalkeille. Lisäksi asetettiin gravitaatiokiihtyvyyys oikeaan suuntaan (kuva 17).



Kuva 17. Kuormat

Tuloksina tässä analyysissä kiinnostaa Von-Mises stress, jota voidaan verrata materiaalin myötöjännitysarvoon. Lisäksi kiinnostaa Displacement, josta nähdään kappaleen siirtymät. Stress Analysis -työkalu laskee myös varmuuskertoimen suurimman jännityksen alueella verraten sitä materiaaliominaisuuksiin.

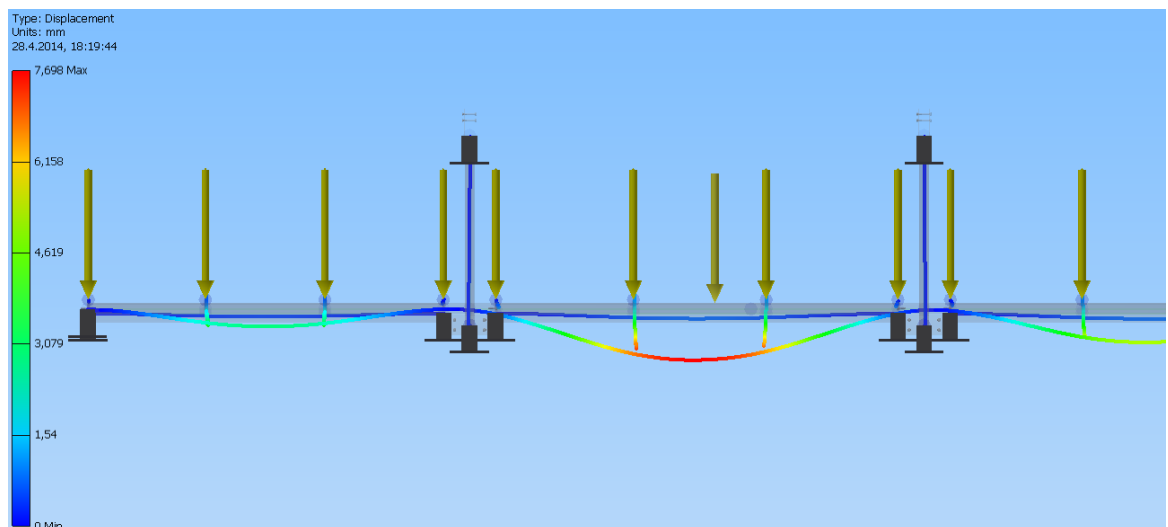
8 TULOKSET SILLAN OMAMASSALLA

Sillan kantavien rakenteiden tuloksia tarkasteltiin ensiksi huomioiden vain tiedossa olleet staattiset kuormat.

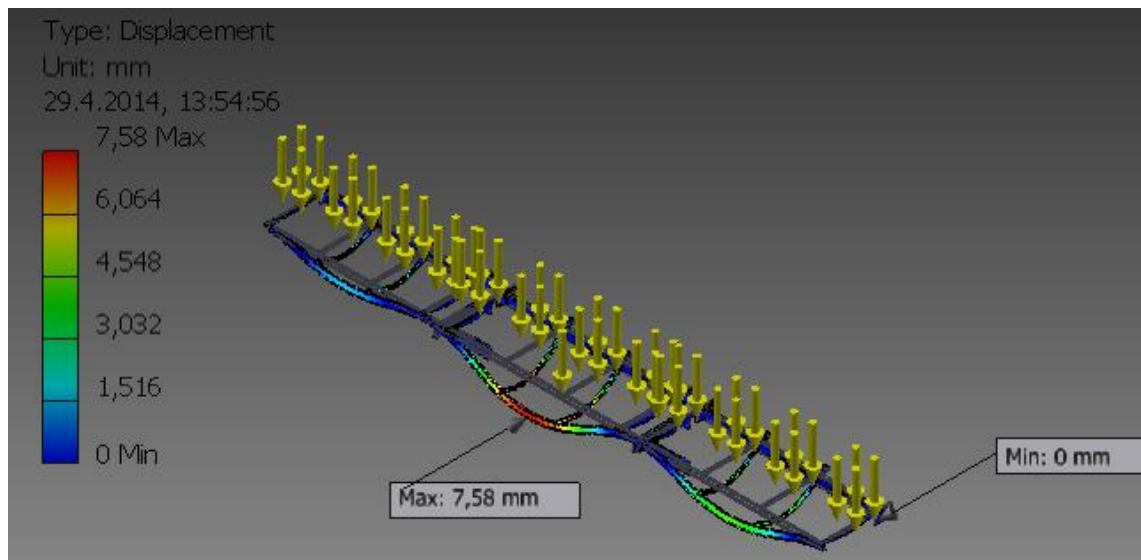
8.1 FEM

8.1.1 Taipumat

Sillan laskennassa taipumia (displacement) tarkasteltiin molemmilla, Frame Analysis- ja Stress Analysis -työkaluilla. Kummassakin tulokset olivat lähes samansuuruiset. Suurimmat taipumat kohdistuivat pitkittäiseen I-palkkiin ja erityisesti pisimmälle tuennattomalle alueelle ja olivat samaa suuruusluokkaa molemmilla tuentatavoilla (kuva 18 ja kuva 19). Kuormituksena tässä vaiheessa on vain rakenteen omasta massasta johtuvat kuormitukset (sisältäen pysyvät kantavat ja kantamattomat rakenteet).



Kuva 18. Palkkien taipumat Frame Analysis -työkalussa



Kuva 19. Palkkien taipumat Stress Analysis -työkalussa

Usein taipumien yhteydessä on oleellista määrittää suurin sallittu taipuma. Yleisesti pitkäaikaiskuormien vallitessa palkin, laatan tai ulokkeen laskettu taipuma huonontaa rakenteen ulkonäköä ja yleistä käyttökelpoisuutta, kun taipuma ylittää jännemitan jaettuna 250. Taipumille herkkien rakenteiden toiminnan varmistamiseksi tulee rajoittaa niiden rakentamisen jälkeen tapahtuva taipuminen arvoon jänneväli jaettuna 500. (Betoniteollisuus, 2014)

Tässä vaiheessa voidaan todeta, että staattisesta kuormasta palkkeihin aiheutuneet taipumat eivät ole kohtuuttoman suuria ottaen huomioon jännevälin pituus. Jänneväli suurimman taipuman kohdalla on 6150 mm. Taipuman suuruus suurimman arvon mukaan on 7,698 mm. Taulukosta 2 voidaan verrata tulosta suositeltuihin arvoihin kyseisellä jännevälillä.

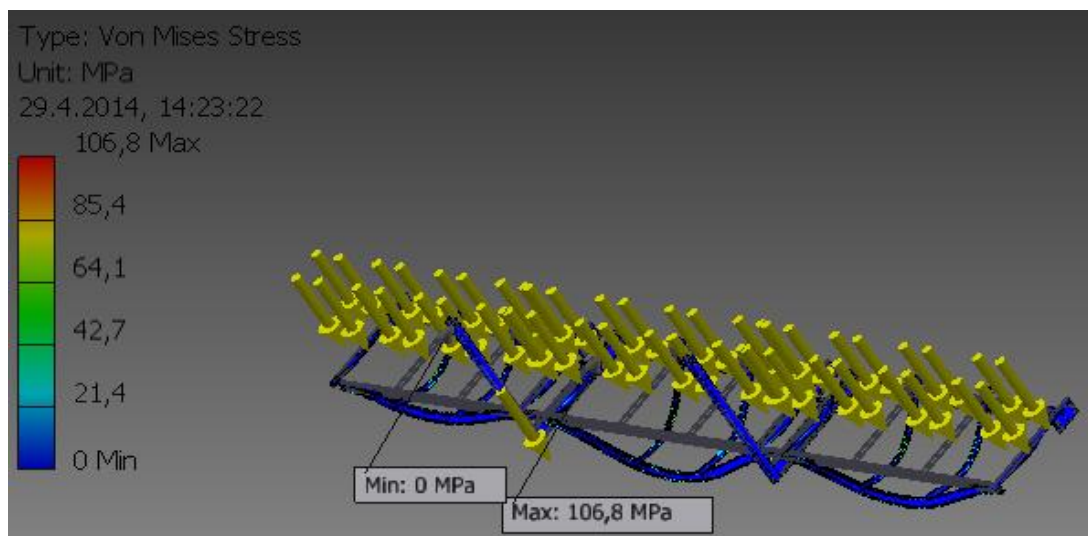
Taulukko 2. Palkin laskettu taipuma ja suositellut taipuma-arvot kyseiselle jännevälille

Palkin laskettu taipuma (mm)	Suositellut maksimitaipumat (mm)	
	Jänneväli/500	Jänneväli/250
7,698	12,3	24,6

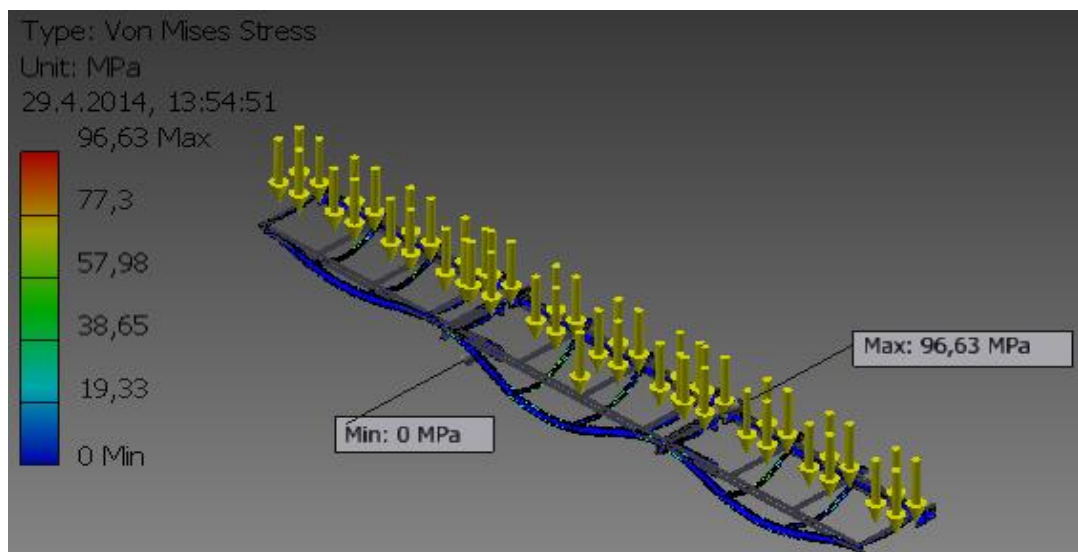
8.1.2 Jännitykset

Jännitysanalyysissä (Stress analysis) selvitetään suurimmat jännitykset, jonka kuormitukset aiheuttavat. Useimmiten sitkeille aineille, kuten teräs, FEM -analyysissä käytetään vakionmuodonmuutosenergiyahypoteesia (Von Mises). Von Mises -jännityksen arvoa voidaan verrata käytetyn materiaalin ominaiseen myötöraja-arvoon.

Siltarakenteen FEM -analyysissä suurimmaksi Von Mises -jännityksen arvoksi saatiin kattotuennassa 106,8 MPa (kuva 20). Sillan alapuolisessa vinotuennassa suurimmaksi jännitykseksi saatiin 96,63 MPa (kuva 21).

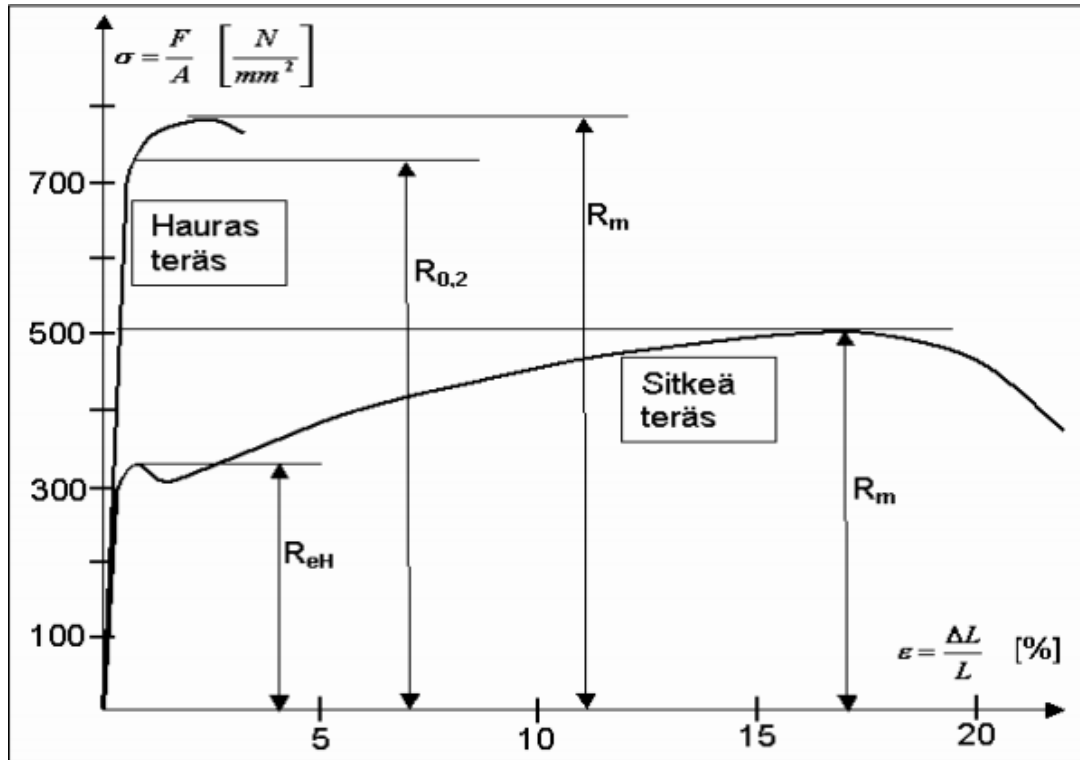


Kuva 20. Von Mises -jännitys kattotuennassa



Kuva 21. Von Mises -jännitys sillan alapuolisessa vinotuennassa

Suurimpien jännitysten alueella materiaalina on rakenneteräs S355, jolloin myötöraja on 355 MPa. Rakenneteräs voidaan olettaa sitkeäksi teräsmateriaaliksi, jolloin materiaalille on löydettävissä vetokoetuloksien avulla myötöraja R_{eH} ja murtolujuus R_m . Teräksen käyttäytymistä vetokokeissa havainnollistaa kuva 22.



Kuva 22. Teräksen jännityksen ja venymän välinen yhteys (VirtuaaliAMK, 2014)

Myötörajaa R_{eH} voidaan käyttää myötövarmuuden laskemiseen. Myötövarmuus voidaan laskea kaavalla

$$n = \frac{R_{eH}}{\sigma} \quad (4),$$

jossa n on varmuusluku, R_{eH} on materiaalin myötöraja ja σ on laskettu jännitys

Sijoittamalla lukuarvot kaavaan 4 saadaan katosta tuetulle ratkaisulle 3.32 ja sillan alapuoliselle tuennalle 3,76-kertainen varmuus myötörajaan.

Materiaalin murtolujuus R_m sitkeälle teräkselle kuvastaa tilannetta, joka aiheuttaa pysyvien muodonmuutosten tilan materiaaliin. Tällöin materiaali ei enää palaudu

muotoonsa vaikka jännitystä vähennettäisiin. Siltarakenteen jännityksissä ei missään tilanteessa tulla ylittämään myötörajaa, joten murtovarmuuden määrittäminen ei ole olennaista.

9 TULOKSET HYÖTYKUORMILLA

Staattisen omapainon kantavuuden lisäksi on otettava huomioon mahdolliset rakenteisiin kohdistuvat hyötykuormat. Hyötykuormilla tarkoitetaan tilojen käytöstä aiheutuvia lisäkuormia, sisältäen mm. normaalin henkilökäytön, huonekalut, siirrettävät kohteet, varastoinnin sekä odotettavissa olevat harvinaiset tapahtumat. SFS-EN 1991-1-1 Eurokoodi 1, liite 2, taulukko 6.2 esittää rakennusten välipohjien, parvekkeiden ja portaiden hyötykuormat luokittain (taulukko 3).

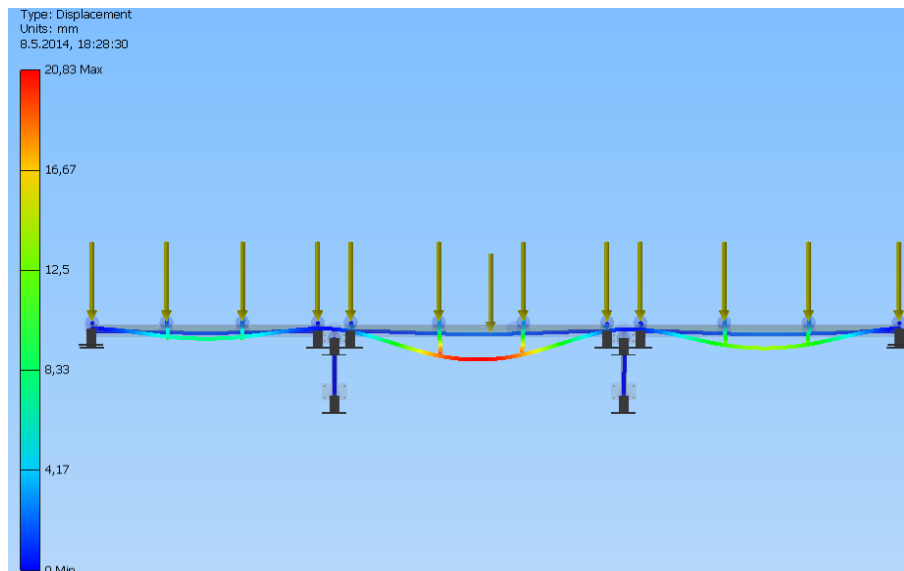
Taulukko 3. Kuormitettujen tilojen luokat (SFS-EN 1991-1-1)

Kuormitettujen tilojen luokat	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Luokka A		
– Välipohjat	2,0	2,0
– Portaat	2,0	2,0
– Parvekkeet	2,5	2,0
Luokka B	2,5	2,0
Luokka C		
– C1	2,5	3,0
– C2	3,0	3,0
– C3	4,0	4,0
– C4	5,0	4,0
– C5	6,0	4,0
Luokka D		
– D1	4,0	4,0
– D2	5,0	7,0

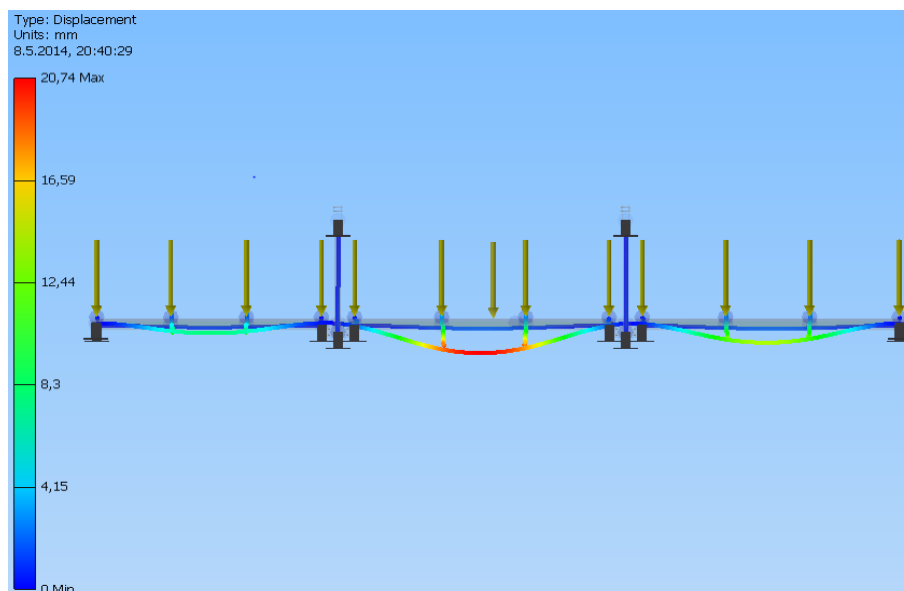
Siltarakenne voidaan luokitella luokkaan C (kokoontumistilat) ja alaluokkaan C4 (liikuntatilat). Kuormitus q_k lisätään sillan omasta painosta aiheutuvaan staattiseen kuormaan koko sillan betonialueen pinta-alalle (liite 2) ja lasketaan uudet taipumat ja varmuudet FEM:n avulla.

9.1 Taipumat

Sillan taipumien tarkastelu hyötykuormat ja pysyvät kuormat mukaan lukien toteutettiin samalla tavalla kuin kappaleessa 8.1.1 esitettiin. Ainoastaan kuormituksia muutettiin. Tuloksena saatiin kuvan 23 ja kuvan 24 esittämät taipumat.



Kuva 23. Taipumat hyötykuormat mukaan lukien sillan alapuolisella tuennalla



Kuva 24. Taipumat hyötykuormat mukaan lukien kattotuentarakenteessa

Suurimmiksi taipumiksi saatiin 20,83 mm ja 20,74 mm samalla alueella kuin pysyvien kuormien laskennoissakin. Tämä on jo kohtalaisen suuri taipuma kyseisellä jännevälillä. Taulukossa 4 on esitetty vertailuarvot suuremman taipuman mukaan suositeltuihin taipumiin (kts. 8.1.1) kyseisellä jännevälillä.

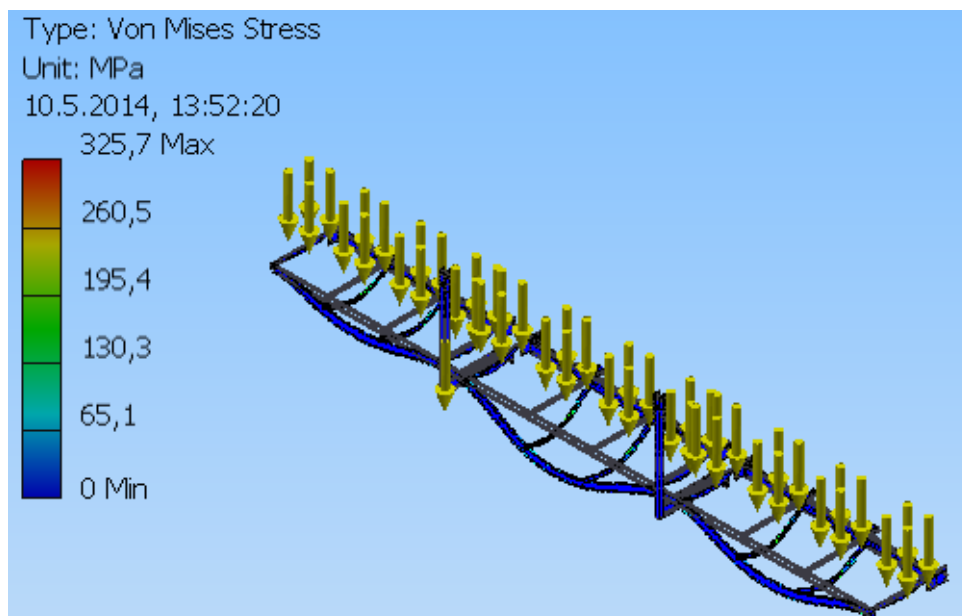
Taulukko 4. Palkin laskettu taipuma ja suositellut taipumat kyseiselle jännevälille

Palkin laskettu taipuma (mm)	Suositellut maksimitaipumat (mm)	
	Jänneväli/500	Jänneväli/250
20,83	12,3	24,6

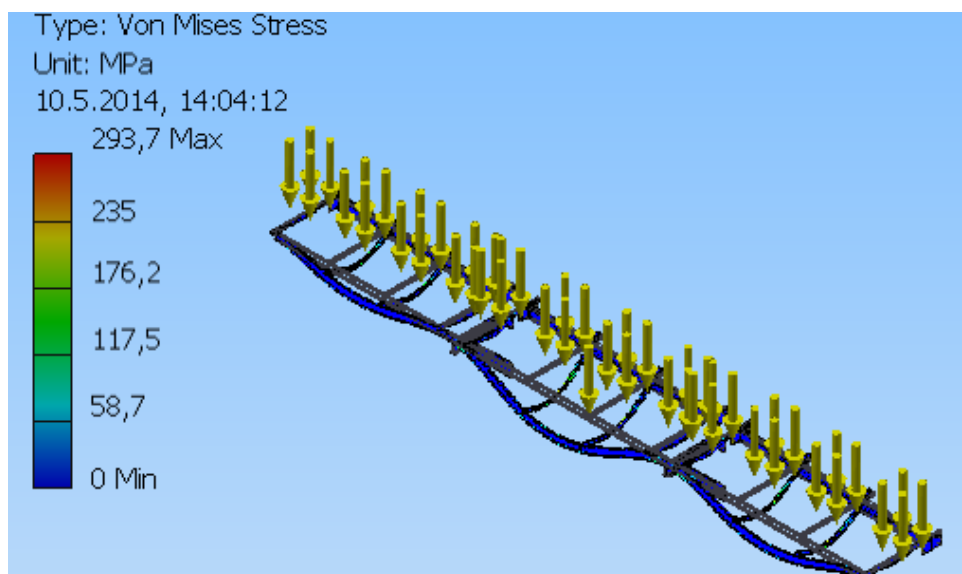
Taipuma jää alle pitkäaikaikuormitusten aiheuttaman taipuman suositellun arvon, mutta ylittää herkkien rakenteiden suosituksen. Kyseessä on epätodennäköinen ääritilannekuormitus, joten taipumaa voidaan pitää hyväksyttävänä.

9.2 Jännitykset

Sillan jännitysten tarkastelu hyötykuormat ja pysyvät kuormat mukaan lukien toteutettiin samalla tavalla kuin kappaleessa 8.1.2 esitettiin. Ainoastaan kuormitukset muutettiin. Tuloksena saatiin kuvan 25 ja kuvan 26 esittämät jännitykset.



Kuva 25. Von Mises -jännitykset kattorakenteista toteutetulla ratkaisulla hyötykuormilla



Kuva 26. Von Mises -jännitykset sillan alapuolisessa tuentaratkaisussa hyötykuormilla

Sijoittamalla suurimmat jännitysten arvot kaavaan 4 saadaan varmuudeksi myötörajan kattorakenteista toteutetulla tuennalla 1,09. Sillan alapuolisella tuentaratkaisulla varmuusluku myötörajan nähden on vastaavasti 1,21.

Varmuusluvut hyötykuormatapauksessa ovat kohtalaisen alhaiset ja ollaan lähellä rajoja, jossa kantavien rakenteiden materiaalit alkavat myötää. Hyötykuormatilanteessa on oletettu, että jokaiselle neliömetrin kokoiselle alueelle kohdistuisi ylimääräinen 5 kN kuorma. Näin ei tämän rakenteen kohdalla tule todennäköisesti koskaan käymään. Jos sillan kuormitukset saataisiin hyötykuormia vastaaviksi, olisi silloin kulku rakennuksen tiloihin estetty. Näin ollen tila luokiteltaisiin alempaan kuormitusluokkaan ja laskennoissa huomioonotettavat kuormat vähenisivät.

10 TUENTOJEN RUUVILIITOKSET

Molemmat tuentatapaukset oletettiin sillan kantavuuslaskelmissa jäykästi tuetuiksi, mutta näin ei todellisuudessa ole. Tuntojen kiinnitykset rakennuksen rakenteisiin toteutetaan ruuviliitoksilla. Ruuviliitoksia varten on mitoitettava sopivan kokoiset ruuvit jokaiseen kiinnityskohtaan. Lisäksi pitää ottaa huomioon, että betonin lujuusluokka ei ole tiedossa. Ruuviliitosten mitoituksessa noudatetaan standardia SFS-EN 1993 (Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu) siltä osin, kun se on tarpeellista.

Ruuvien lujuusluokaksi valitaan 8.8, jolloin myötöraja on 640 MPa. Ruuvien mitoituksessa otetaan huomioon vain jännitykset ja voimat, sillä esimerkiksi korroosiokestävyyttä ei siltarakenteen sijainnin vuoksi tarvita.

10.1 Ruuviliitoksista yleisesti

Ruuvi on lukumääräisesti eniten käytetty koneenos. Ruuvit voidaan jakaa käyttötavan perusteella kahteen pääryhmään; kiinnitysruuvit ja liikeruuvit. Kiinnitysruuvien päätoiminto on koneenosien tai muiden rakenneosien liittäminen toisiinsa. Liikeruuvien päätoiminto on pyörimisliikkeen muuttaminen suoraviivaiseksi liikkeeksi tai päinvastoin. Ruuviliitosten suosio perustuu sen helppouteen asentaa ja purkaa, lisäksi se on oikein käytettynä luotettava. (Koneenosien suunnittelu, s. 161)

Ruuvien staattiset lujuudet määritellään vetokokein. Ruuvit luokitellaan standardeissa lujuusluokittain esimerkiksi 8.8-, 10.9- ja 12.9 -lujuusluokan ruuveihin. Luokittelussa ensimmäinen desimaali kuvastaa murtovenymää ja toinen vetomyötölujuuden ja vetomurtolujuuden suhdetta (Koneenelimet ja mekanismit, s. 44). Yleisin lujuusluokka on 8.8.

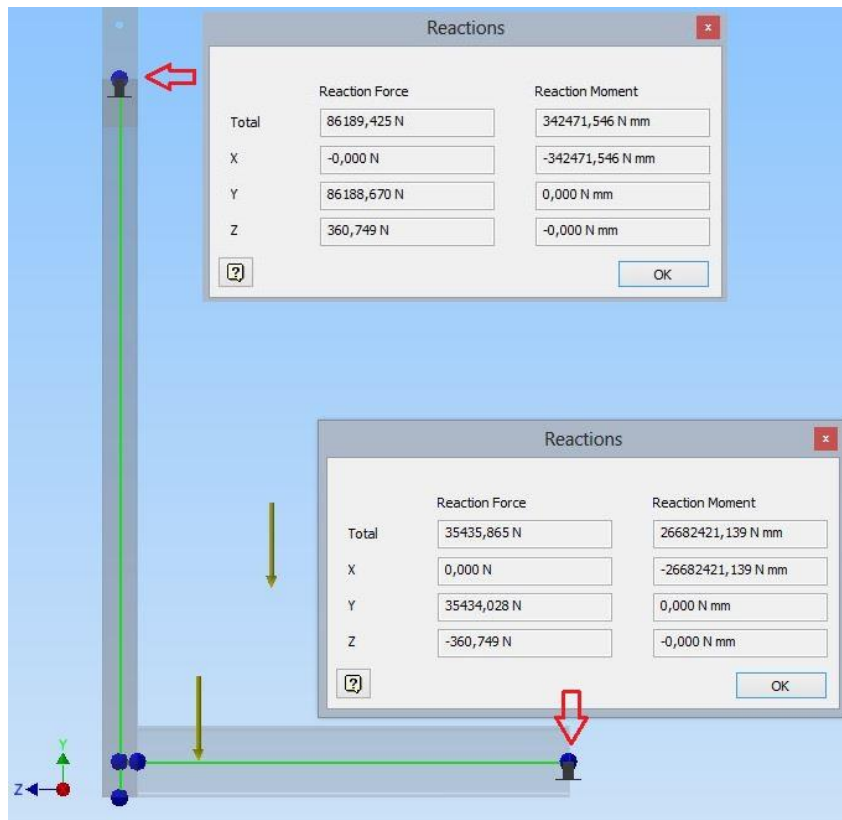
10.2 Katosta kiinnitetyn tuennan ruuviliitokset

Katosta kiinnitettyyn L-malliseen tuentaan tulee ruuviliitokset kahteen paikkaan, kattoon ja rakennuksen pystypilariin. Kattokiinnitys olisi tarkoitus toteuttaa kahdella ruuvilla kattopalkista. Sillan alle tuleva kiinnitys toteutettaisiin neljällä ruuvilla, johon muodostuu pääosin leikkausvoimia.

10.2.1 Reaktiivoimat

Ennen ruuviliitoksen mitoittamista on selvittävä kuinka suuret ja minkä suuntaiset voimat ruuviliitokseen vaikuttaa. Tämän selvittämisessä käytettiin hyväksi Autodesk Inventor -ohjelmiston Frame Analysis -työkalua.

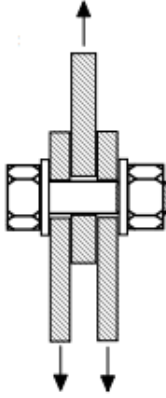
Tuentoihin vaikuttavat erisuuruiset voimat $F_{1,12}$ ja $F_{2,12}$, jotka on laskettu liitteessä 2. Molemmat tuennat mitoitetaan suuremman voiman $F_{2,12}$ mukaan, jotta vältetään turhalta ruuvien kokovaihteluilta. Voiman suuruus on 120,345 kN. Tämän voiman aiheuttamat reaktiivoimat saatiin Frame Analysis -työkalusta liitoskohdille kuvan 27 ja kuvan 29 esittämällä tavalla.



Kuva 27. Kattotuentaan aiheutuvat reaktiivoimat

10.2.2 Ruuvien mitoitus

Kattoon tulevan kiinnitysruuvien mitoituksessa otetaan huomioon vain y-suuntainen reaktiivoima tuennan luonteesta johtuen. Lisäksi tilanteessa leikkausvoima jakautuu tasan kattopalkin molemmille puolille, joten ruuvivoima jaetaan kahdella (kuva 28).



Kuva 28. Kattokiinnitystä kuvastava tilanne (Ruukki käsikirja 2014)

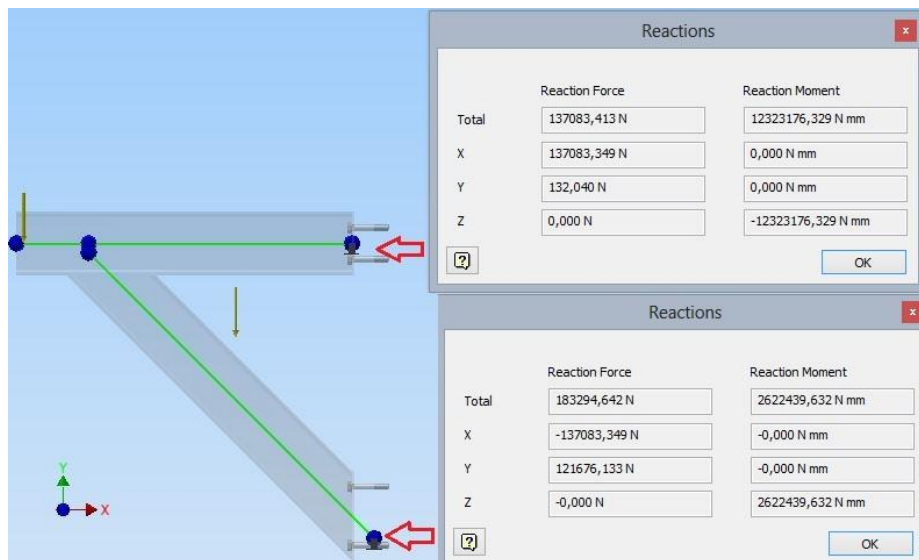
Kattokiinnityksen ruuvilaskelmat on esitetty liitteessä 3. Tuloksena saatiin kattokiinnitykseen kaksi ruuvia M30-8.8 metrisellä ISO-vakiokierteellä ja sillan alapuolelle tulevan palkin kiinnityksiin riittäisi neljä ruuvia M24-8.8 metrisellä ISO-vakiokierteellä. Sillan alapuoliselle kiinnitykselle kehitettiin kuitenkin toisenlainen kiinnitystapa, josta kerrotaan tarkemmin kappaleessa 10.4.

10.3 Sillan alapuolisen tuennan ruuviliitokset

Sillan alle tuleva tuenta kiinnitetään pystypilariin kahdesta paikasta. Ylempään ruuviliitokseen kohdistuu suuret ulosvetovoimat, joten ruuvien kunnollinen kiinnitys betoniin on kriittisen tärkeää.

10.3.1 Reaktivoimat

Reaktivoimat selvitettiin sillan alapuoliselle tuennalle samalla periaatteella kuin kappaleessa 10.2.1 esitettiin. Myös mitoittava kuorma on sama (kuva 29).



Kuva 29. Reaktiovoimat tuennan kiinnityskohtissa

10.3.2 Ruuvien mitoitus

Suurin y-suuntainen voima on 121 676,133 N. Y-suuntaiset voimat aiheuttavat ruuviliitokseen leikkausvoiman. X-suunnassa tarvitsee huomioida vain negatiiviseen suuntaan vaikuttavat ulosvetovoimat, sillä positiivisen suunnan voimat ottaa vastaan rakennuksen pystypilari. Suurin x-suuntainen ulosvetovoima on 137 083,349 N.

Liitteen 4 mukaisissa laskelmissa ruuvien koon määrääväksi x-suuntainen ulosvetovoima, jolloin ruuviliitoksen yhden ruuvien kooksi karkealla menetelmällä M36-12.9 metrinen ISO-vakiokierre. Tämä on kuitenkin turhan isokokoinen ruuvi, joten tässä on hyvä käyttää tarkempaa laskentamenetelmää kokeilemalla riittääkö M30-8.8 metrinen ISO-vakiokierreruuvi.

Normaalivoimakuormitteinen moniruuviliitos voidaan laskea seuraavalla kaavalla

$$F_N = \frac{N}{n}, \quad (5)$$

jossa F_N on kunkin yksiruuviliitoksen normaalivoimakuormitus ja n on ruuvien lukumäärä.

Kaavan sijoittamalla normaalivoiman paikalle x -suuntaisen voiman saadaan kunkin yksittäisen ruuvin normaalivoimaksi F_N 34 270,8 N. Lujuusopin perusteista tiedetään, että jännitys voidaan laskea kaavalla

$$\sigma = \frac{F}{A} \Rightarrow A = \frac{F}{\sigma}, \quad (6)$$

jossa σ on ruuvin vetomyötölujuus, F on ruuviin kohdistuva normaalivoima ja A on ruuvin pinta-ala.

Näin ollen saadaan kaavasta 6 laskettua ruuvin pinta-alaksi 8.8-lujuusluokan ruuville 53.55 mm². Pultin koon valintaa varten tarvitaan halkaisija, joka saadaan pinta-alan kaavasta

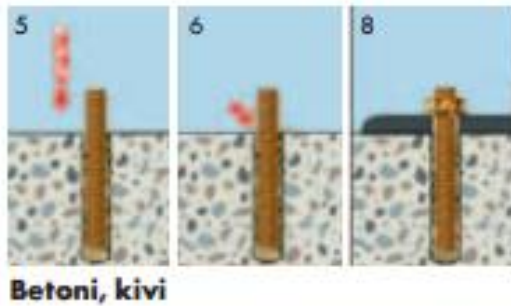
$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}, \quad (7)$$

Kaavaan 7 sijoittamalla halkaisijaksi saadaan 8.26 mm. Tällöin ideaalisessa tilanteessa ulosvetokuormituksen kestäisi jopa M10-kokoinen ruuvi. Tilanteen huomioon ottaen, ruuvin ylimääräisestä kiinnityspinta-alasta on suurta hyötyä kiinnityksessä (kts. kappale 10.4), joten valitaan ruuvikoko M24-8.8 samoin kuin muissakin pilariin tulevissa ruuviliitostapauksissa.

10.4 Ruuvien kiinnitykset pystypilareihin

Kattotuennan kattopalkki kiinnitys on yksinkertainen toteuttaa, koska kyseessä on vain leikkausvoimaa ruuviin aiheuttava kiinnitystapa. Haasteellisempi kiinnitystapa on pystypilariin tulevissa kiinnityksissä, johon täytyy löytää sopiva tulppa-, ankkuri-, massa- tai liimakiinnitys ulosvetovoimaa vastaan.

Würth, joka on suuri teollisuuden tarviketoimittaja, tarjoaa kiinnikekatalogissaan WIT-200 -ankkurointijärjestelmää (Würth, kiinnitystarvikkeet 2014). Ankkurointijärjestelmässä käytetään kierretankoa, ankkuria, massaa ja lukituksena mutteria (kuva 30).



Kuva 30. Ankkurointijärjestelmän kiinnitysidea (Würth, kiinnitystarvikkeet 2014)

Ankkurointijärjestelmä kestää helposti suuret kuormitukset ja asentaminen on yksinkertaista (taulukko 5). Rakennuksen pystypilariin tulevat ruuvikiinnitykset korvataan M24-8.8-kierretangoilla ja ankkurointijärjestelmällä, koska taulukoiden mukaan näin saadaan reilusti riittävät kiinnitykset. Taulukossa 5 esitetyt tulokset ovat kierretangolle, jonka lujuusluokka on 5.8. Kuitenkin lujuusluokka 8.8 on varmempi vaihtoehto vähäisen hintaeron vuoksi.

Taulukko 5. Ankkurointijärjestelmän mitoitusarvoihin liittyviä arvoja (Würth kiinnitystarvikkeet 2014)

Mitoitusohje:

(arvot perustuvat iskuporalla tehtyihin reikiin, jotka on puhdistettu puhalluspumpulla, teräsharjalla sekä vielä sen jälkeen puhalluspumpulla)

Betoni, kivi

Kierretanko 5.8	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M30 EI ETA
Sallittu kuormitus (Nrec) kN suora veto	9,0	14,3	20,8	32,3	49,5	63,3	86,7
Reikäväli mm	160	200	240	320	400	460	560
Reunaetäisyys mm	80	100	120	160	200	230	280
Porakoko Ø	10	12	14	18	24	28	35
Reiän syvyys mm	80	90	110	125	170	210	280
Täyttömäärä väh. 2/3 ml	4,3	7,5	12	22	45	63	132
Täyttöjä n./patruuna	90	50	30	15	8	6	3

11 Hitsausliitokset

Siltarakenteen uudet tuentakokoonpanot kootaan hitsaamalla. Hitsaustapana on MIG - hitsaus. Hitsausliitos on yksinkertaisin tapa toteuttaa kokoonpanojen yhteenliittäminen. Muita vaihtoehtoja olisi esimerkiksi ruuviliitos, mutta hitsaus on huomattavasti helpompi ja nopeampi tapa liittää osat toisiinsa tässä tapauksessa. Ruuviliitos soveltuu paremmin tilanteeseen, jossa liitokset on tarkoitus irrottaa toisistaan kokoonpanon elinkaaren aikana.

Siltarakenteen tuennoissa on kyse kertaluontoisesta asennustehtävästä, joten hitsausseamujen optimointiin ei ole tarvetta. Hitsausliitokset ylimitoitetaan mahdollistaen esimerkiksi siltaan mahdollisesti myöhemmin tehtävät muutokset, jotka tuovat lisää kuormaa.

11.1 Hitsauksesta yleisesti

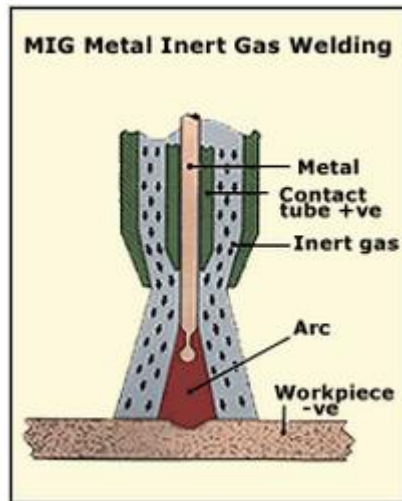
”Metallien hitsaus tarkoittaa työkappaleiden liittämistä siten, että syntyy atomien välinen (metallinen) sidos.” (Koneenosien suunnittelu, s. 244).

Hitsausmenetelmiä on useita eri tarkoituksiin. Tässä rakenteessa käytettävä menetelmä on kaarihitsaus ja tarkemmin MIG/MAG -hitsaus. MIG tulee englanninkielen sanoista Metal-Arc Inert Gas Welding ja MAG sanoista Metal-Arc Active Gas Welding. Yleisesti MIG/MAG -hitsausta kutsutaan yleisnimellä MIG -hitsaus, vaikka näissä on eroja. MIG -hitsaus on terästen hitsausta ja MAG ei-rautametallien hitsausta. (ESAB, MIG/MAG -hitsaus)

MIG/MAG -hitsauksessa, eli metallikaasukaarihitsauksessa, valokaari palaa suojakaasun ympäröimänä hitsauslangan ja työkappaleen välissä, jolloin muodostuu liitettävien kappaleiden välille yhtenäinen liitos. Lämmönlähteenä MIG/MAG hitsauksessa käytetään sähkövirtaa (kuva 31). (ESAB, MIG/MAG -hitsaus)

Suojakaasu voi olla aktiivinen tai inertti kaasu. Aktiivinen kaasu MAG -hitsauksessa reagoi metallin kanssa ja inertti kaasu ei reagoi. Hitsaussuojakaasut (yleensä argonpohjaisia yksi- tai kaksikomponenttisiä kaasuja) auttavat hitsauksessa suojaamalla hitsaustapahtumaa (WOIKOSKI, Teolliset kaasut).

Lisäaine on MIG/MAG -hitsauksessa yleensä kelalla oleva ohut lanka. Yleisimmät langan halkaisija ovat 1,0 mm ja 1,2 mm. Hitsauslankojen kemialliset koostumukset vastaavat yleensä hitsattavan teräksen koostumusta. (ESAB, MIG/MAG -hitsaus)



Kuva 31. MIG -hitsauksen toimintaperiaate (ESAB)

11.2 Hitsausliitosten mitoittaminen

”Hitsausrakenteen kuormitus katsotaan staattiseksi kun sen pääasiallinen osuus muodostuu maapaineesta, henkilökuormasta, tavarakuormasta, lumikuormasta tai tuulikuormasta.” (Koneenelimet ja mekanismit, s. 13). Edellisen perusteella voidaan pitää tämän rakenteen kuormituksia täysin staattisina, vaikka pientä dynaamista kuormitusta esiintyisikin.

Hitsausliitosten ylimitoituksen ja kaikkien liitosten samankaltaisuuden takia voidaan liitosten mitoittamisessa käyttää yksinkertaista mitoitusetta. *”Jännityksen jakaminen pienahitseillä ensiksi useampaan komponenttiin ja komponenttien yhdistäminen tämän jälkeen vertailujännityksen määrittämiseksi johtaa yksittäistilanteessa monimutkaiseen laskentamenettelyyn. Standardi suosittelee tämän tilalle käyttöön yksinkertaista laskutapaa...”* (Koneenelimet ja mekanismit, s. 19). Standardi SFS-EN 1993-1-8 (Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu) esittää yksinkertaistetun menetelmän pienahitsien kestävyuden määrittämiseksi. Tämän perusteella hitsausliitos voidaan

olettaa riittäväksi, jos hitsin jokaisessa pisteessä sen pituudella hitsiin kohdistuva kaikkien voimien resultantti yksikköpituutta kohti täyttää ehdon

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} , \quad (8)$$

jossa $F_{w,Ed}$ on hitsin pituusyksikköä kohti vaikuttavan voiman mitoitusarvo ja $F_{w,Rd}$ on hitsin kestävyuden mitoitusarvo pituusyksikköä kohti.

Riippumatta hitsin laskentapoikkipinnan suunnasta hitsin kestävyuden mitoitusarvo pituusyksikköä kohti $F_{w,Rd}$ lasketaan kaavasta

$$F_{w,Rd} = F_{vw,d} * a , \quad (9)$$

jossa $F_{vw,d}$ on hitsin leikkauslujuuden mitoitusarvo ja a on pienahitsin a-mitta.

Hitsin leikkauslujuuden mitoitusarvo $F_{vw,d}$ lasketaan kaavasta

$$F_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}} , \quad (10)$$

jossa f_u on heikomman liitettävän osan vetomurtolujuuden nimellisarvo ja β_w on taulukon 6 mukainen korrelaatiokerroin ja γ_{M2} on kestävyuden osavarmuuskerroin, jonka arvo on yleensä 1,25.

Taulukko 6. Materiaalien korrelaatiokertoimia (SFS-EN 1993-1-8, Taulukko 4.1)

Standardi ja teräslaji			Korrelaatiokerroin β_w
EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0,85
S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0,9
S 420 N/NL S 420 M/ML		S 420 MH/MLH	1,0
S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1,0

Liitoksen a-mitan valinnassa on myös huomioon riittävä lämmöntuonti, joka lasketaan kaavasta

$$a_{min} = \sqrt{t} * mm - 0.5 * mm , \quad (11)$$

jossa a_{min} on a-mitan minimiarvo, t on materiaalipaksuus ja mm on mittayksikkö (Koneenelimet ja mekanismit, s. 18).

Voimaa siirtäväksi pienahitsiksi hyväksytään sellaiset hitsit, joiden minimipituus l on vähintään 50 mm ja lisäksi pituuden l täytyy toteuttaa kaavan (10) ehto.

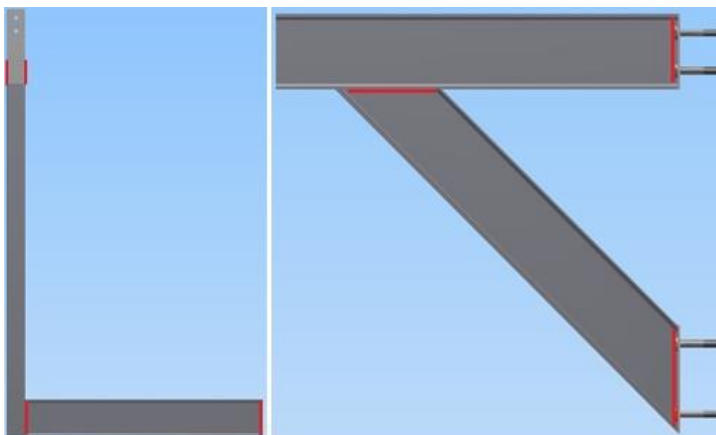
$$l \geq 8 * a , \quad (12)$$

jossa a on pienahitsin a-mitta.

Hitsin laskennallisena enimmäispituutena saa käyttää korkeintaan seuraavan ehdon täyttävää arvoa

$$l \leq 100 * a , \quad (13)$$

Liitteessä 5 esitettyjen hitsausliitoksen mitoituslaskelmien perusteella riittäväksi hitsausliitokseksi saatiin kaksi 250 mm pienahitsisaumaa I-palkin sisäseinämää pitkin molemmin puolin kuvassa 32 punaisella korostettuihin liitoskohtiin. Hitsin a-mitaksi valittiin ylimitoitetusti 8 mm.



Kuva 32. Hitsausliitosten sijainti tuennoissa

12 PILARIEN VÄLISET PALKIT

Pystypilarien väliin tulevat I-palkit ovat mitoitus teknisesti yksinkertaisia jäykästi molemmista päistään tuettuja palkkeja. Palkkien koko on selkeästi ylimitoitettu, mutta kyseessä on ennalta määrätty materiaalivalinta.

12.1 Palkkien kantavuus

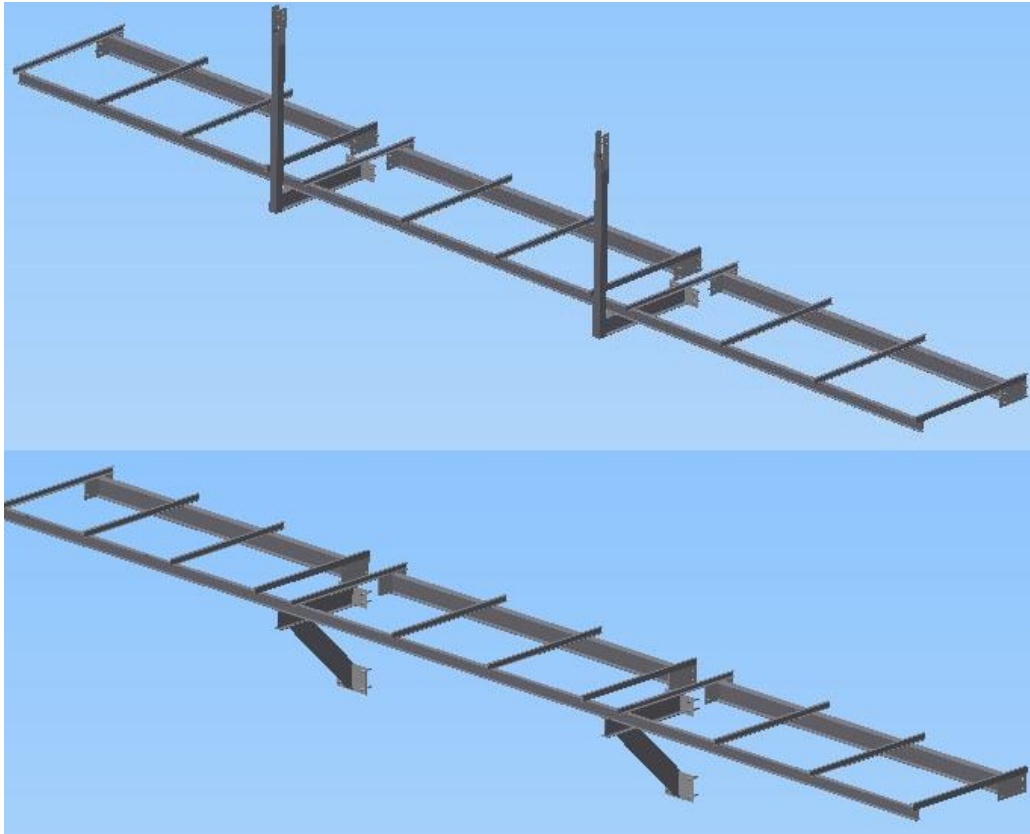
Aikaisemmin esitetyistä taipuma- ja jännityslaskemista voidaan todeta suoraan, että palkit ovat reilusti riittävät. Palkit kiinnitetään pilareihin päistään kappaleessa 10.4 esitetyllä tavalla, joten ainoastaan palkkien päihin tulevien pilarikiinnitysten kierretankojen mitoitus tulee kyseeseen.

Palkkien päihin kohdistuvat reaktivoimat hyötykuormilla saadaan samalla tavalla kuin kappaleessa 10.2.1 on esitetty. Suurimmat reaktivoimat olivat pisimmän pilarivälin välisessä palkissa, jossa suurin vaikuttava voima on leikkausvoima. Leikkausvoiman suuruus on 39,062 kN. Ulosvetovoimat olivat vähäisiä, koska palkki on puristuksissa kahden pilarin välissä ja taipumat ovat pieniä.

Palkki kiinnitetään molemmista päistään neljällä kierretangolla, joten vaikuttava leikkausvoima jaetaan neljällä. Tällöin yhteen kierretankoon vaikuttava leikkausvoima on 9,765 kN. Soveltaen karkean yksiruuviitoksen menetelmää samoin kuin kappaleessa 10.2.2. voidaan kierretangon kooksi valita sama kuin sillan tuentoihin, M24-8.8 kierretanko.

13 RATKAISUJEN YHTEENVETO

Lopputuloksena saatiin kaksi toisistaan hieman poikkeavaa ratkaisua, jotka ovat riittävän kantavat (kuva 33). Se, kumpi otetaan käyttöön lopullisessa ratkaisussa, jää työn tilaajaan päätettäväksi.



Kuva 33. Lopulliset tuentaratkaisut

Tuentojen kokoonpano toteutetaan hitsausliitoksien avulla. Hitsausmenetelmänä MIG/MAG. Hitsausliitokset on esitetty liitteissä 6, 7, 8, 9 ja 10 olevissa kokoonpanopiirustuksissa. Materiaalina kaikissa kokoonpanoissa on rakenneteräs S355.

Ruuvi- ja kierretankoliitoksissa käytetään ruuvilaskelmista saatuja ruuvi- ja kierretankokokoja. Katosta tuettuun ratkaisuun käytetään kattokiinnityksessä kahta M30-8.8 ruuvia ja sillan alapuolisen palkin kiinnitykseen neljää M24-8.8 kierretankoa ja mutteria. Sillan alapuolisen tuennan kiinnitykset toteutetaan kahdeksalla M24-8.8 kierretangolla ja mutterilla. Pilarien väliset palkit kiinnitetään jokainen kahdeksalla M24-8.8 kierretangolla ja mutterilla. Kierretankojen ulosvetovoimat eliminoidaan ankkurointijärjestelmällä.

Pitkittäiseen I180-palkkiin on jätettävä nykyiset neliöputkituennat riittävän kokonaistuennan saavuttamiseksi. Toinen vaihtoehto on jatkaa palkkeja, jotta saadaan tuenta rakennuksen runkorakenteista (kuva 34).



Kuva 34. I180-palkin nykyinen tuenta

Jokaisesta uudesta kokoonpanosta ja osasta tehtiin piirustukset työn tilaajan käyttöön. Piirustukset on esitetty liitteissä 6, 7, 8, 9 ja 10.

14 POHDINTA

Opinnäytetyössä oli tavoitteena suunnitella mahdollisimman yksinkertainen ja helposti toteutettavissa oleva siltarakenteen tuentojen muutostyö. Pääosin tavoitteeseen päästiin ja siltarakenteen uudet tuentaehdotukset vastaavat tehtävään annettuja vaatimuksia hyvin. Työt kuntokeskus WFC:n tiloissa on vielä aloittamatta. Muutostyön on tarkoitus alkaa touko-kesäkuun vaihteessa 2014. Tuentojen kokoonpanot aloitetaan heti opinnäytetyön valmistuttua.

Tämän opinnäytetyö toteutettiin pääasiassa yhteistyössä Rauta Keisarit Oy:n kanssa. Yhteistyössä Rauta Keisarit Oy:n kanssa suunniteltiin työn toteutustapoja ja eri mahdollisuuksia sekä tehtiin alkuselvityksiä. Kuntokeskus WFC:n kanssa yhteistyö oli vähäistä. Ainoastaan työn tavoitteet ja vaatimukset sovittiin heidän kanssaan. Lopullinen toteutustapa sovitaan kuntokeskuksen yhteyshenkilön kanssa.

Työssä ratkaisujen löytämiseen lähdettiin opitun ja kokemuksen perusteella. Oman kokemuksen ja tietotaidon puuttuessa lähdettiin tietoa hakemaan tutuiksi tulleista kirjallisuuslähteistä ja internet -sivuilta. Lisäksi työssä haettiin tietoja tunnettujen materiaali- ja osavalmistajien sivuilta, sillä yleensä tuotekatalogeista löytyi hyödyllistä lisätietoa. Suurena osana mukana oli myös SFS-EN 1990, 1991 ja 1993 Eurokoodi -standardit. Tätä opinnäytetyötä ei kuitenkaan tehty näiden standardien mukaisesti, vaan standardeista haettiin lähinnä ohjearvoja ja suuntaa oikean tyyppisiin suunnittelumetodeihin. Täysin standardinmukainen tarkastelu olisi tehnyt opinnäytetyöstä huomattavasti laajemman. Myös työmäärä olisi kasvanut liian suureksi, sillä Eurokoodi-standardit eivät olleet ennestään tuttuja.

Työn vaiheissa oli paljon opitun soveltamista ja myös uutta asiaa. Työssä pyrittiin painottumaan tietokoneavusteiseen suunnitteluun ja laskentaan mahdollisimman paljon, koska nykypäivänä suurin osa suunnittelun osa-alueista toteutetaan erilaisten tietokonesovellusten ja valmiiden laskentapohjien avulla.

Työn vaiheista haastavimmat ja aikaa vievimmät osa-alueet olivat staattisten kuormitusten selvittäminen ja hitsi- ja ruuviliitosten mitoittaminen. Ongelmallista oli myös se, että siltarakenteesta ei ollut aikaisempia mallinnuksia tai materiaalitietoja.

Lisäksi vaikeuksia tuotti se, että työssä täytyy huomioida rakennustekniset asiat ja lait. Rakennustekniset asiat ja lait jäävät pääosin työn tilaajan selvitettäväksi.

Vaikka työn luonne on enemmänkin rakennustekniikan puolella kuin konetekniikkaan painottuva, niin tässä työssä tuli hyvin esille eri koneinsinöörin opintojen kurssien tarpeellisuus. Erityisesti statiikka, lujuuslaskelmat ja eri liitosten mitoittaminen on tärkeä osa insinöörin osaamista. Myös standardien tuntemus luo hyvän pohjan suunnittelijan taidoille ja helpottaa suunnittelun eri vaiheita.

LÄHTEET

Airila, M. Ekman, K. Hautala, P. Kivioja, S. Kleimola, M. Martikka, H. Miettinen, H. Niemi, E. Ranta, A. Rinkinen, J. Salonen, P. Verho, A. Vilenius, M. & Välimaa, 2010. Koneen osien suunnittelu. 4-5.painos. Helsinki: WSOYpro OY.

Betoniteollisuus. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 8: Taipuma. Luettu 19.04.2014.
www.betoni.com/Download/22428/Leaflet_8_Taipuma.pdf

Blom, S. Lahtinen, P. Nuutio, E. Pekkola, K. Pyy, S. Rautiainen, H. Sampo, A. Seppänen, P & Suosara. E. 2001. Koneenelimet ja mekanismit. 5. painos. Helsinki: Edita Oyj.

ESAB. Hitsaustietoa. MIG/MAG-hitsaus. Luettu 08.05.2014.
<http://www.esab.fi/fi/fi/education/processes-mig-gmaw.cfm>

Eurocodes Help Desk. Luettu 20.04.2014.
<http://www.eurocodes.fi/index.htm>

Lähteenmäki, M. Elementtimenetelmän perusteet. Luettu 02.04.2014.
http://personal.inet.fi/koti/mlahteen/arkistot/elpe_pdf/johdanto.pdf

Ongelin, P. Valkonen, I. HITSATUT PROFIIILIT EN 1993 -käsikirja. 2010. 3. painos. Keuruu: Otavan Kirjapaino Oy.

Salmi, T. 2001. Statiikka. 2. painos. Tampere: Klingendahl Paino Oy.

SFS-EN 1991-1-1. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Vahvistettu 29.3.2004. Helsinki: SFS.

SFS-KÄSIKIRJA 200. Eurokoodi 0. Rakenteiden Suunnitteluperusteet. 2007. 1. painos. Helsinki: SFS

SFS-KÄSIKIRJA 203-1. Eurokoodi 3. Osa 1. Teräsrakenteiden suunnittelu. 2008. 1. painos. Helsinki: SFS

VirtuaaliAMK-verkosto. Lujuusoppi: Sessio LOS07: Varmuusluku. Luettu 19.04.2014
<http://www2.amk.fi/digma.fi/www.amk.fi/material/attachments/vanhaamk/digma/5h5F5TV7D/LOS07.pdf>

WFC. Kuntosali. Luettu 18.04.2014.
<http://www.wfc.fi/kuntosali/>

WOIKOSKI. Teolliset kaasut. Luettu 08.05.2014.
<http://www.woikoski.fi/teolliset-kaasut/>

Würth. Tuotekuvastot. Kiinnitystarvikkeet. Luettu 01.05.2014.
<http://www.wurth.fi/site/media/pdf/tuotekuvasto/tuotteet/kiinnitystarvikkeet/W-Kiinnitystarvikkeet.pdf>

LIITTEET

Liite 1. Sillan staattiset laskelmat

1(4)

Sillan staattiset laskelmat:

Massat:

$$m_{\text{pelti}} := 216.5 \text{ kg}$$

$$m_{\text{betoni}} := 11056 \text{ kg}$$

$$m_{\text{verkko}} := 3.96 \text{ kg}$$

$$m_{\text{lasit}} := 1000 \text{ kg}$$

$$m_{\text{kaitteet}} := 285 \text{ kg}$$

$$m_{\text{kok}} := m_{\text{pelti}} + m_{\text{betoni}} + m_{\text{verkko}} + m_{\text{lasit}} + m_{\text{kaitteet}} = 12845.5 \text{ kg}$$

Pituuksia:

Poikkipalkit:

$$L_{\text{betoni}} := 19140 \text{ mm}$$

$$L_{\text{T100}} := 2460 \text{ mm}$$

Pinta-aloja:

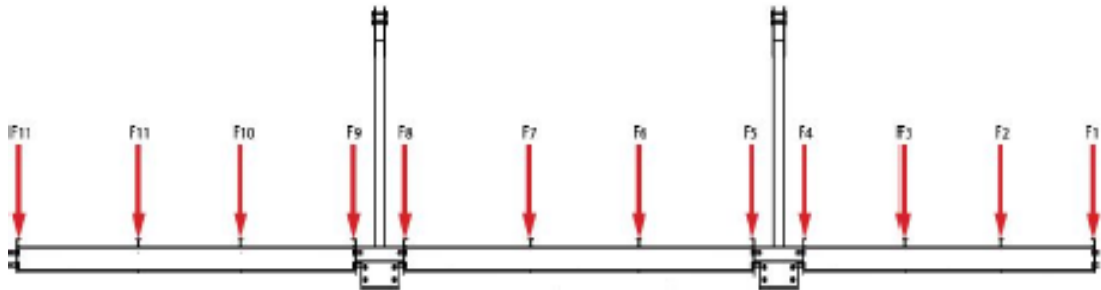
$$A_{\text{betoni}} := 45.929 \text{ m}^2$$

Betonin aiheuttama voima poikkipalkkeihin:

$$F_{\text{betoni}} := m_{\text{kok}} \cdot g = 125.971 \text{ kN}$$

Betonin aiheuttama tasainen kuorma pituusmatkaltaan:

$$q_{\text{betoni}} := \frac{F_{\text{betoni}}}{L_{\text{betoni}}} = 6.582 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$



Poikkipalkkeihin kohdistuvat omamassan aiheuttamat voimat:

$$F_1 := q_{\text{betoni}} \cdot \frac{1780 \cdot \text{mm}}{2} = 5857.601 \cdot \text{N}$$

$$F_2 := q_{\text{betoni}} \cdot \left(\frac{1800 \cdot \text{mm} + 1780 \cdot \text{mm}}{2} \right) = 11781.017 \cdot \text{N}$$

$$F_3 := q_{\text{betoni}} \cdot \frac{(1800 + 1800) \cdot \text{mm}}{2} = 11846.833 \cdot \text{N}$$

$$F_4 := q_{\text{betoni}} \cdot \frac{(1800 + 760) \cdot \text{mm}}{2} = 8424.414 \cdot \text{N}$$

$$F_5 := q_{\text{betoni}} \cdot \frac{(760 + 2090) \cdot \text{mm}}{2} = 9378.743 \cdot \text{N}$$

$$F_6 := q_{\text{betoni}} \cdot \frac{(2090 + 2000) \cdot \text{mm}}{2} = 13459.318 \cdot \text{N}$$

$$F_7 := q_{\text{betoni}} \cdot \left(\frac{2000 \cdot \text{mm} + 2000 \cdot \text{mm}}{2} \right) = 13163.148 \cdot \text{N}$$

$$F_8 := q_{\text{betoni}} \cdot \frac{(2000 + 760) \cdot \text{mm}}{2} = 9082.572 \cdot \text{N}$$

$$F_9 := q_{\text{betoni}} \cdot \frac{(760 + 2000) \cdot \text{mm}}{2} = 9082.572 \cdot \text{N}$$

$$F_{10} := q_{\text{betoni}} \cdot \frac{(2000 + 2000) \cdot \text{mm}}{2} = 13163.148 \cdot \text{N}$$

$$F_{11} := q_{\text{betoni}} \cdot \frac{(2000 + 2150) \cdot \text{mm}}{2} = 13656.766 \cdot \text{N}$$

$$F_{12} := q_{\text{betoni}} \cdot \frac{(2150) \cdot \text{mm}}{2} = 7075.192 \cdot \text{N}$$

Omamassan aiheuttama uormitus poikkipalkin pituussuunnassa:

$$q_1 := \frac{F_1}{L_{1100}} = 2.381 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_2 := \frac{F_2}{L_{1100}} = 4.789 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_3 := \frac{F_3}{L_{1100}} = 4.816 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_4 := \frac{F_4}{L_{1100}} = 3.425 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_5 := \frac{F_5}{L_{1100}} = 3.812 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_6 := \frac{F_6}{L_{1100}} = 5.471 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_7 := \frac{F_7}{L_{1100}} = 5.351 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_8 := \frac{F_8}{L_{1100}} = 3.692 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_9 := \frac{F_9}{L_{1100}} = 3.692 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{10} := \frac{F_{10}}{L_{1100}} = 5.351 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{11} := \frac{F_{11}}{L_{1100}} = 5.552 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{12} := \frac{F_{12}}{L_{1100}} = 2.876 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

3(4)

Pitkittäisiin palkkeihin kohdistuvat voimat ja kuormat:

Poikittaisten I- ja U-palkkien massat ja määrät:

$$m_U := 26.013 \cdot \text{kg} \quad n_U := 6$$

$$m_{I100} := 19.961 \cdot \text{kg} \quad n_{I100} := 6$$

Massat yhteensä:

$$m_{UI100} := m_U \cdot n_U + m_{I100} \cdot n_{I100} = 275.844 \text{ kg}$$

Poikittaisten I- ja U-palkkien aiheuttamat voimat ja kuormat pitkittäiseen I180 palkkiin:

$$F_{UI100} := m_{UI100} \cdot g = 2.705 \cdot \text{kN}$$

$$q_{UI100} := \frac{F_{UI100}}{L_{I100}} = 1.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

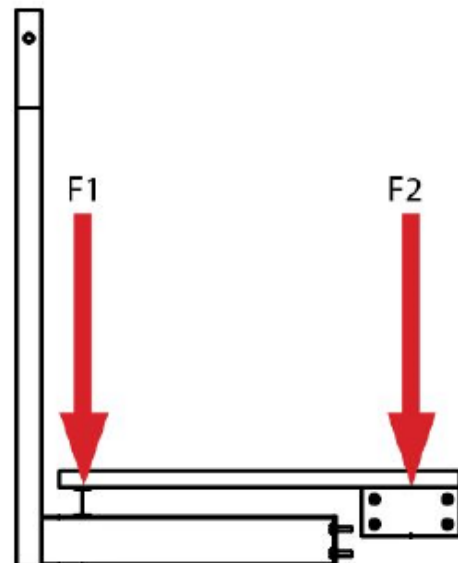
Betonin ja poikkipalkkien aiheuttama kokonaiskuorma:

$$q_{\text{kok}} := q_{\text{betoni}} + q_{UI100} = 7.681 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Pitkittäisiin palkkeihin kohdistuva voima:

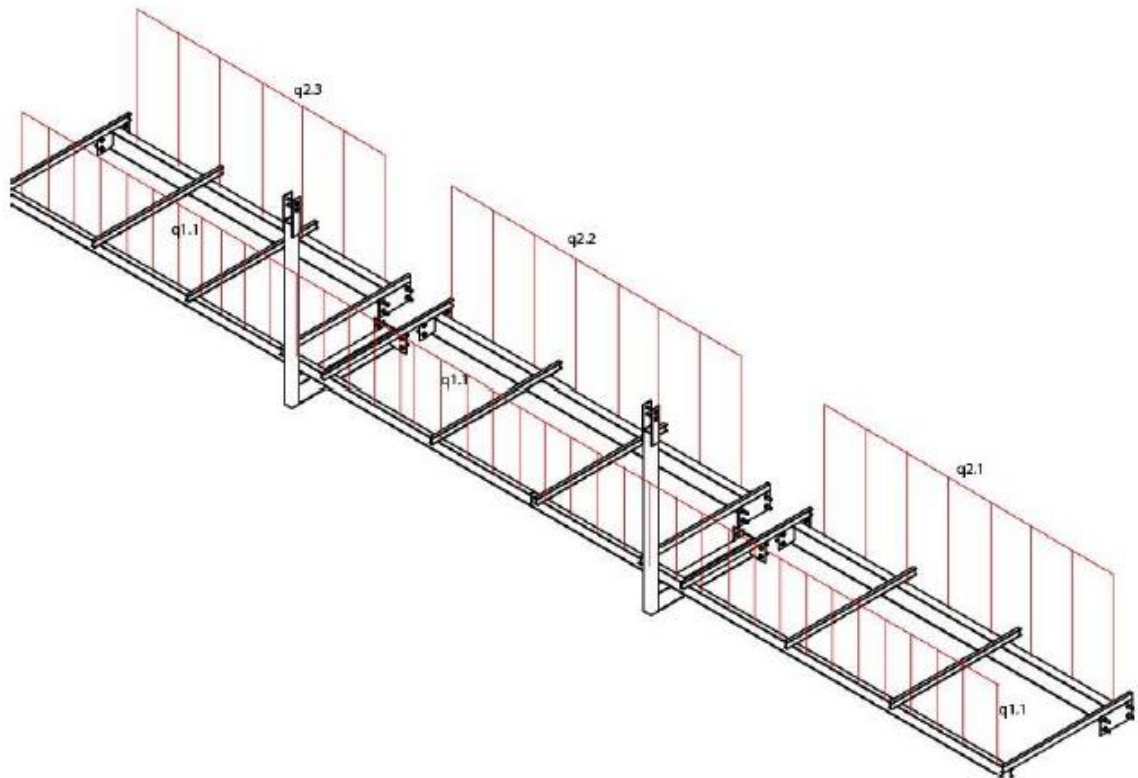
$$F_1 := \left(145.5 \cdot \text{mm} + \frac{2014.5 \cdot \text{mm}}{2} \right) \cdot q_{\text{kok}} = 8.855 \cdot \text{kN}$$

$$F_2 := \left(\frac{2014.5 \cdot \text{mm}}{2} + 300 \cdot \text{mm} \right) \cdot q_{\text{kok}} = 10.041 \cdot \text{kN}$$



4(4)

Pitkittäisiin palkkeihin kohdistuvat kuormat:



$$q_{1.1} := \frac{F_{1.}}{L_{\text{betoni}}} = 0.463 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{2.1} := \frac{F_{2.}}{6130 \cdot \text{mm}} = 1.638 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{2.2} := \frac{F_{2.}}{6070 \cdot \text{mm}} = 1.654 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{2.3} := \frac{F_{2.}}{5360 \cdot \text{mm}} = 1.873 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Liite 2. Sillan staattiset laskelmat hyötykuormilla

1(4)

Sillan staattiset laskelmat hyötykuormilla:**Massat:**

$$m_{\text{pelti}} := 216.5 \cdot \text{kg}$$

$$m_{\text{betoni}} := 11056 \cdot \text{kg}$$

$$m_{\text{verkko}} := 3.96 \cdot \text{kg}$$

$$m_{\text{lasit}} := 1000 \cdot \text{kg}$$

$$m_{\text{kaieteet}} := 285 \cdot \text{kg}$$

$$m_{\text{kok}} := m_{\text{pelti}} + m_{\text{betoni}} + m_{\text{verkko}} + m_{\text{lasit}} + m_{\text{kaieteet}} = 12845.5 \text{ kg}$$

Pituuksia:**Poikkipalkit:**

$$L_{\text{betoni}} := 19140 \cdot \text{mm}$$

$$L_{\text{I100}} := 2460 \cdot \text{mm}$$

Pinta-aloja:

$$A_{\text{betoni}} := 45.929 \cdot \text{m}^2$$

Betonin aiheuttama voima poikkipalkkeihin:

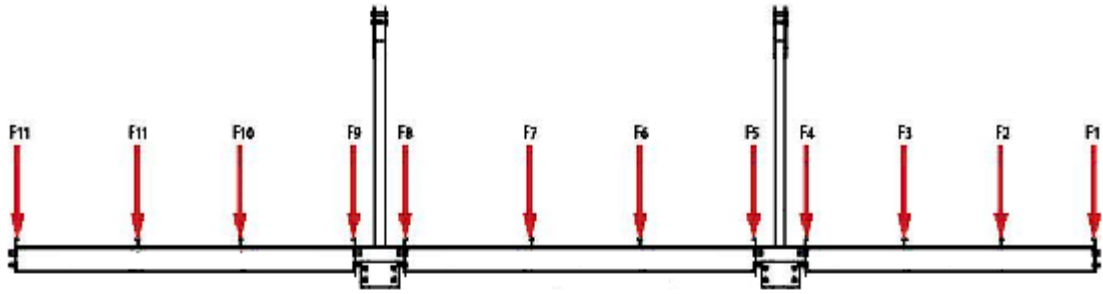
$$F_{\text{betoni}} := m_{\text{kok}} \cdot g = 125.971 \cdot \text{kN} \quad F_{\text{betoni2}} := A_{\text{betoni}} \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Betonin aiheuttama tasainen kuorma pituusmatkaltaan:

$$q_{\text{betoni}} := \frac{F_{\text{betoni}}}{L_{\text{betoni}}} = 6.582 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{\text{betoni2}} := \frac{F_{\text{betoni}} + F_{\text{betoni2}}}{L_{\text{betoni}}} = 18.58 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

2(4)



Poikkipalkkeihin kohdistuvat omamassan aiheuttamat voimat:

$$F_1 := q_{\text{betoni2}} \cdot \frac{1780 \cdot \text{mm}}{2} = 16535.973 \cdot \text{N}$$

$$F_2 := q_{\text{betoni2}} \cdot \left(\frac{1800 \cdot \text{mm} + 1780 \cdot \text{mm}}{2} \right) = 33257.744 \cdot \text{N}$$

$$F_3 := q_{\text{betoni2}} \cdot \frac{(1800 + 1800) \cdot \text{mm}}{2} = 33443.541 \cdot \text{N}$$

$$F_4 := q_{\text{betoni2}} \cdot \frac{(1800 + 760) \cdot \text{mm}}{2} = 23782.074 \cdot \text{N}$$

$$F_5 := q_{\text{betoni2}} \cdot \frac{(760 + 2090) \cdot \text{mm}}{2} = 26476.137 \cdot \text{N}$$

$$F_6 := q_{\text{betoni2}} \cdot \frac{(2090 + 2000) \cdot \text{mm}}{2} = 37995.579 \cdot \text{N}$$

$$F_7 := q_{\text{betoni2}} \cdot \left(\frac{2000 \cdot \text{mm} + 2000 \cdot \text{mm}}{2} \right) = 37159.49 \cdot \text{N}$$

$$F_8 := q_{\text{betoni2}} \cdot \frac{(2000 + 760) \cdot \text{mm}}{2} = 25640.048 \cdot \text{N}$$

$$F_9 := q_{\text{betoni2}} \cdot \frac{(760 + 2000) \cdot \text{mm}}{2} = 25640.048 \cdot \text{N}$$

$$F_{10} := q_{\text{betoni2}} \cdot \frac{(2000 + 2000) \cdot \text{mm}}{2} = 37159.49 \cdot \text{N}$$

$$F_{11} := q_{\text{betoni2}} \cdot \frac{(2000 + 2150) \cdot \text{mm}}{2} = 38552.971 \cdot \text{N}$$

$$F_{12} := q_{\text{betoni2}} \cdot \frac{(2150) \cdot \text{mm}}{2} = 19973.226 \cdot \text{N}$$

Omamassan aiheuttama uormitus poikkipalkin pituussuunnassa:

$$q_{11} := \frac{F_1}{L_{I100}} = 6.722 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{21} := \frac{F_2}{L_{I100}} = 13.519 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{31} := \frac{F_3}{L_{I100}} = 13.595 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{41} := \frac{F_4}{L_{I100}} = 9.668 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{51} := \frac{F_5}{L_{I100}} = 10.763 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{61} := \frac{F_6}{L_{I100}} = 15.445 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{71} := \frac{F_7}{L_{I100}} = 15.105 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{81} := \frac{F_8}{L_{I100}} = 10.423 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{91} := \frac{F_9}{L_{I100}} = 10.423 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{101} := \frac{F_{10}}{L_{I100}} = 15.105 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{111} := \frac{F_{11}}{L_{I100}} = 15.672 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{121} := \frac{F_{12}}{L_{I100}} = 8.119 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

3(4)

Pitkittäisiin palkkeihin kohdistuvat voimat ja kuormat:

Poikittaisten I- ja U-palkkien massat ja määrät:

$$m_U := 26.013 \cdot \text{kg} \quad n_U := 6$$

$$m_{I100} := 19.961 \cdot \text{kg} \quad n_{I100} := 6$$

Massat yhteensä:

$$m_{UI100} := m_U \cdot n_U + m_{I100} \cdot n_{I100} = 275.844 \text{ kg}$$

Poikittaisten I- ja U-palkkien aiheuttamat voimat ja kuormat pitkittäiseen I180 palkkiin:

$$F_{UI100} := m_{UI100} \cdot g = 2.705 \cdot \text{kN}$$

$$q_{UI100} := \frac{F_{UI100}}{L_{I100}} = 1.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

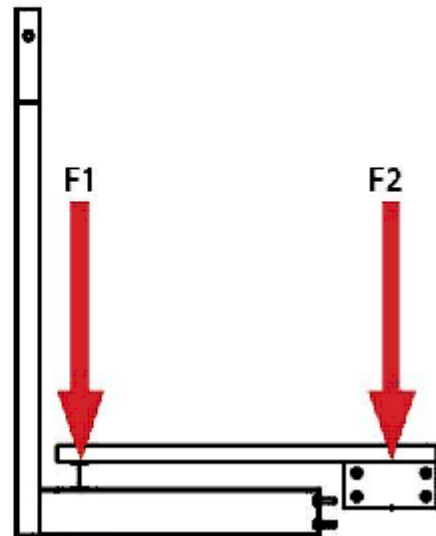
Betonin ja poikkipalkkien aiheuttama kokonaiskuorma:

$$q_{\text{kok}} := q_{\text{betoni}} + q_{UI100} = 7.681 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad q_{\text{kok}2} := q_{\text{betoni}2} + q_{UI100} = 19.679 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Pitkittäisiin palkkeihin kohdistuva voima:

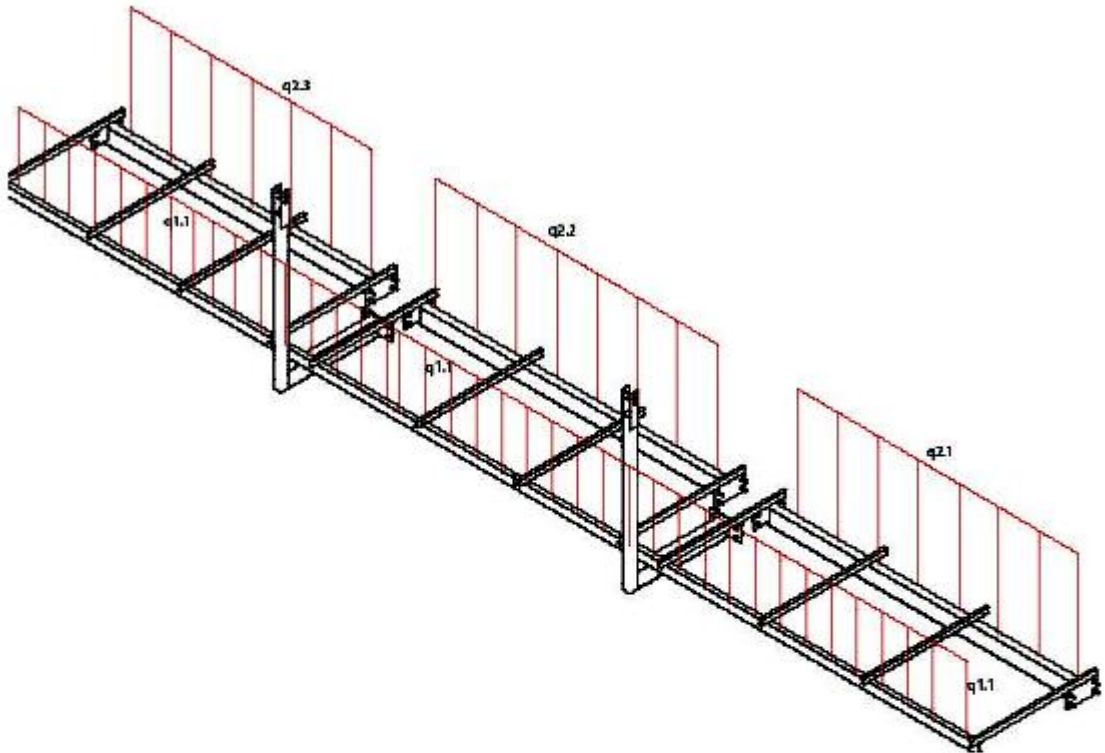
$$F_1 := \left(145.5 \cdot \text{mm} + \frac{2014.5 \cdot \text{mm}}{2} \right) \cdot q_{\text{kok}2} = 22.685 \cdot \text{kN}$$

$$F_2 := \left(\frac{2014.5 \cdot \text{mm}}{2} + 300 \cdot \text{mm} \right) \cdot q_{\text{kok}2} = 25.726 \cdot \text{kN}$$



4(4)

Pitkittäisiin palkkeihin kohdistuvat kuormat:



$$q_{1.1} := \frac{F_1}{L_{\text{betoni}}} = 1.185 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{2.1} := \frac{F_2}{6130\text{-mm}} = 4.197 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{2.2} := \frac{F_2}{6070\text{-mm}} = 4.238 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{2.3} := \frac{F_2}{5360\text{-mm}} = 4.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Liite 3. Ruuvivoimalaskelmat kattotuennassa

1(2)

Ruuvivoimat kattotuennassa:**Ruuvivoimat kattotuennan kattokiinnityksessä:****Lähtöarvot:**Ruuvien lukumäärä: $z := 2$ Kuormittava staattinen leikkausvoima: $F_1 := 86189.425 \cdot \text{N}$

Kootaan ulkoinen voimasysteemi ruuvikeskiöön S:

Ulkoinen leikkausvoima: $Q_s := \frac{F_1}{2}$ $Q_s = 43094.713 \text{ N}$

Ulkoisesta leikkausvoimasta yhden ruvin kannettavaksi tuleva leikkausvoimaa:

 $F_Q := \frac{Q_s}{z}$ $F_Q = 21547.356 \text{ N}$

Valitaan oikea ruuvi yksiruuviliitoksen karkeaa mitoitusta soveltaen:

A: $F = 25\ 000 \text{ N}$ B: $F = 160\ 000 \text{ N}$ C: $F = 250\ 000 \text{ N}$ D: **Valitaan kuusioruuvi M30-8.8 metrinen ISO-vakiokierre**

Ruuvivoimat kattotuennan pilarikiinnityksessä:**Lähtöarvot:**

Ruuvien lukumäärä: $z_2 := 4$

Kuormittava staattinen voima: $F_2 := 35434.028 \cdot \text{N}$

Kootaan ulkoinen voimasysteemi ruuvikeskiöön S:

Ulkoinen leikkausvoima: $Q_{s2} := F_2$ $Q_{s2} = 35434.028 \text{ N}$

Ulkoisesta leikkausvoimasta yhden ruvin kannettavaksi tuleva leikkausvoimaa:

$$F_{Q2} := \frac{Q_{s2}}{z_2} \quad F_{Q2} = 8858.507 \text{ N}$$

Valitaan oikea ruuvi yksiruuviliitoksen karkeaa mitoitusta soveltaen:

A: $F = 10\,000 \text{ N}$

B: $F = 63\,000 \text{ N}$

C: $F = 160\,000 \text{ N}$

D: Valitaan kuusioruuvi M24-8.8 metrinen ISO-vakiokierre

Liite 4. Ruuvivoimalaskelmat sillan alapuolisessa tuennassa

1(2)

Ruuvilaskelmat sillan alapuolisen tuennan liitoksiin y-suuntaisen leikkausvoiman perusteella:**Lähtoarvot:**

Ruuvien lukumäärä:

$$z := 4$$

Kuormittava staattinen voima:

$$F_y := 121676.133 \cdot \text{N}$$

Ulkoinen leikkausvoima:

$$Q_s := F_y \quad Q_s = 121676.133 \text{ N}$$

Yhden ruuvin kannettavaksi tuleva leikkausvoimaa:

$$F_Q := \frac{Q_s}{z} \quad F_Q = 30419.033 \text{ N}$$

Valitaan oikea ruuvi yksiruuviliitoksen karkeaa mitoitusta soveltaen lujuusluokan 8.8 ruuville:

A: $F = 40\,000 \text{ N}$ B: $F = 250\,000 \text{ N}$ C: $F = 630\,000 \text{ N}$ D: **Valitaan kuusioruuvi M36-12.9 metrinen ISO-vakiokierre**

2(2)

Ruuvilaskelmat sillan alapuolisen tuennan liitoksiin x-suuntaisen ulosvetovoiman perusteella:**Lähtöarvot:**

Ruuvien lukumäärä:

$$z_2 := 4$$

Kuormittava staattinen voima:

$$F_x := 137083.349 \text{ N}$$

Kootaan ulkoinen voimasysteemi ruuvikeskiöön S:

Ulkoinen leikkausvoima:

$$Q_{s2} := F_x \quad Q_{s2} = 137083.349 \text{ N}$$

Yhden ruuvin kannettavaksi tuleva leikkausvoimaa:

$$F_{Q2} := \frac{Q_{s2}}{z_2} \quad F_{Q2} = 34270.837 \text{ N}$$

Valitaan oikea ruuvi yksiruuviliitoksen karkeaa mitoitusta soveltaen lujuusluokan 8.8 ruuville:

A: $F = 40\,000 \text{ N}$ B: $F = 250\,000 \text{ N}$ C: $F = 630\,000 \text{ N}$ D: **Valitaan kuusioruuvi M36-12.9 metrinen ISO-vakiokierre**

Liite 5. Hitsausliitosten mitoituslaskelmat

Hitsausliitosten mitoitus:**Lähtöarvot:**

Materiaalipaksuus hitsattavissa kohdissa:	$t := 7.1\text{-mm}$
Ulkoinen suurin resultanttivoima:	$F_{w.Ed} := 183.295\text{-kN}$
Liitososien materiaalina on teräs S355, jolloin vetomurtolujuuden nimellisarvo on:	$f_u := 262\text{-MPa}$
Korrelaatiokerroin:	$\beta_w := 0.9$
Osavarmuuskerroin:	$\gamma_{M2} := 1.25$
a-mitan alustava arvo:	$a := 8\text{-mm}$

Lasketaan tarvittava a-mitta *lämmöntuonnin* kannalta, kaava:

$$a_{\min} := \sqrt{\frac{t}{\text{mm}} \cdot \text{mm} - 0.5\text{-mm}} \quad a_{\min} = 2.165\text{-mm}$$

Hitsin leikkauslujuuden mitoitusarvo:

$$f_{vw.d} := \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} \quad f_{vw.d} = 134.458\text{-MPa}$$

Hitsin kestävyysmitoitussarvo pituusyksikkö kohti:

$$F_{w.Rd} := f_{vw.d} \cdot a \quad F_{w.Rd} = 1.076 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Hitsien pituusvaatimukset:

$$l_{\min} := 8 \cdot a \quad l_{\min} = 64\text{-mm}$$

$$l_{\max} := 100 \cdot a \quad l_{\max} = 800\text{-mm}$$

Osahitsien maksimikantavuusvoimat:

$$l_1 := 250\text{-mm}$$

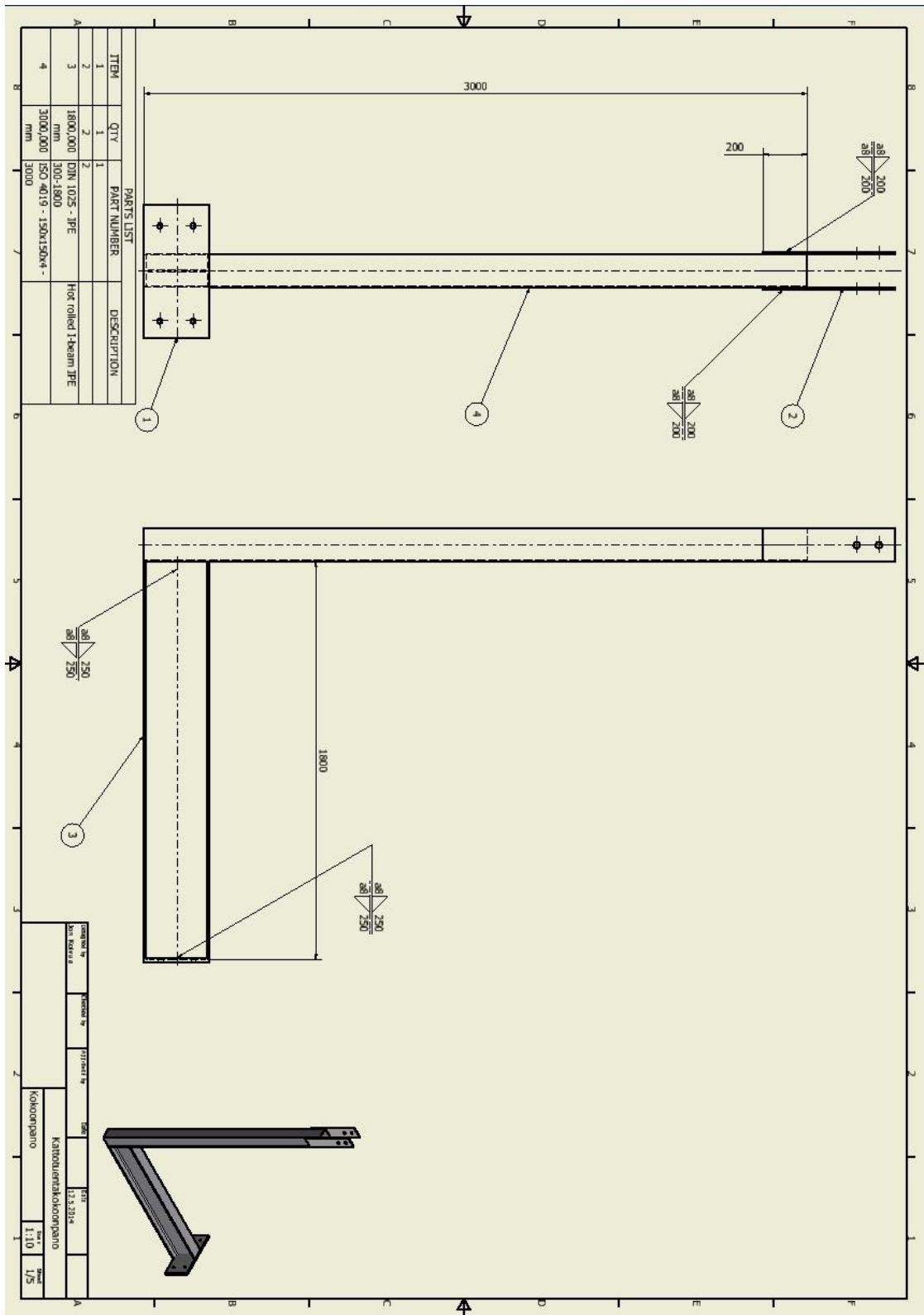
$$l_2 := 250\text{-mm} \quad F_{w.Rd} := F_{w.Rd} \cdot l_1 + F_{w.Rd} \cdot l_2 = 537.834\text{-kN}$$

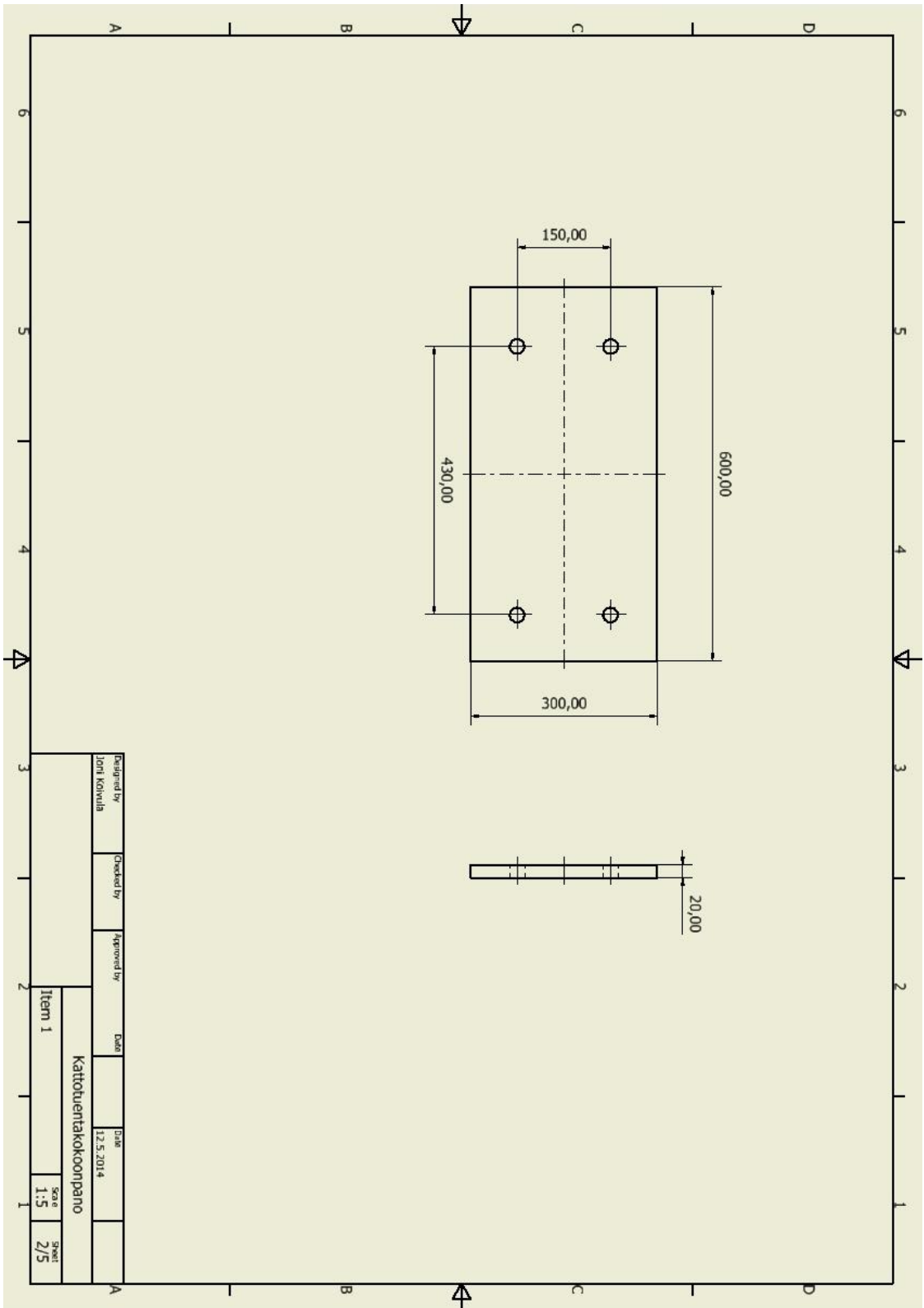
+

Hitsien kestoehto $F_{w.Ed} < F_{w.Rd}$ toteutuu, sillä $183.295\text{ kN} < 537.834\text{ kN}$.

Liite 6. Kokoonpanokuvat sillan kattotuennalle

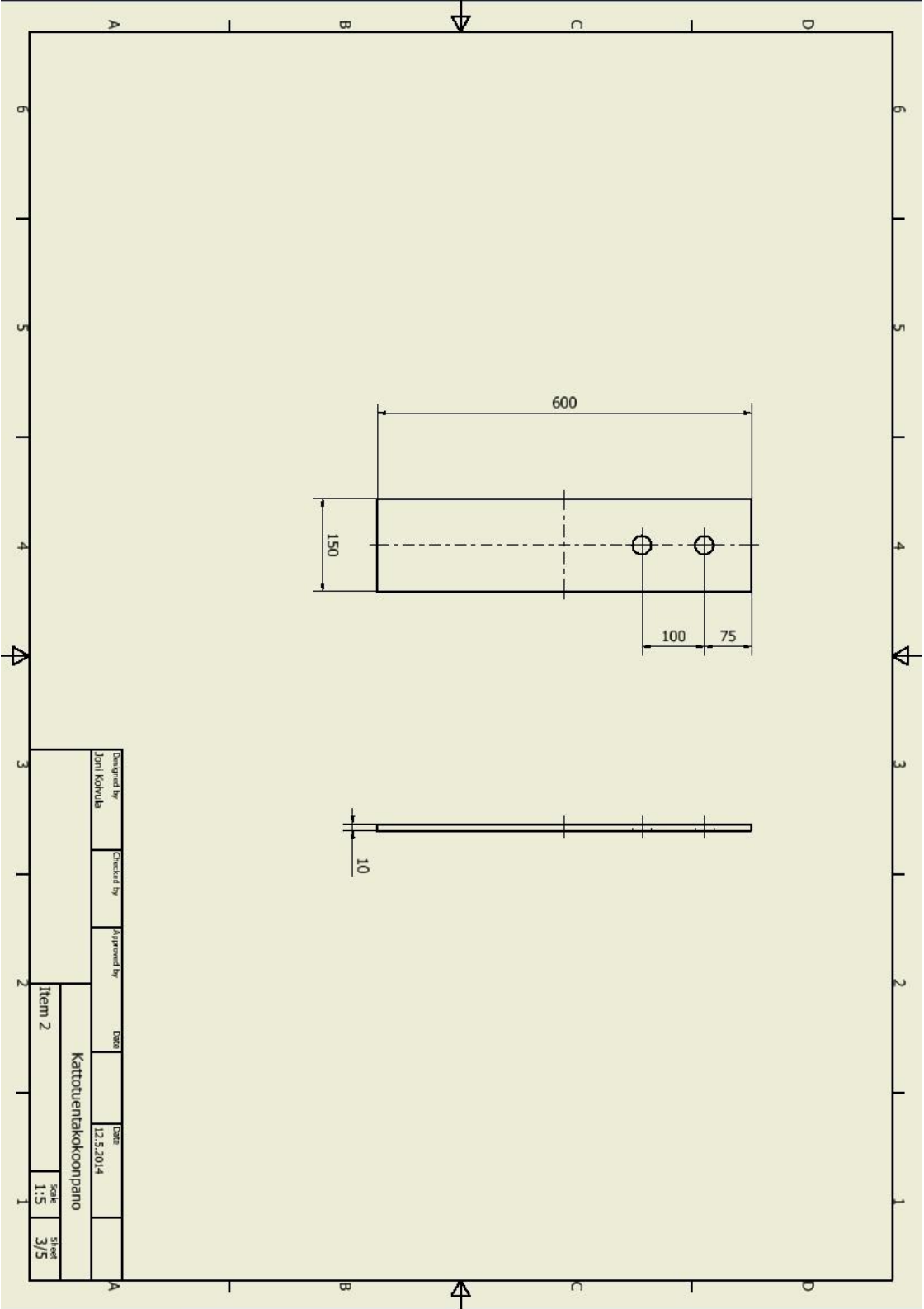
1(5)





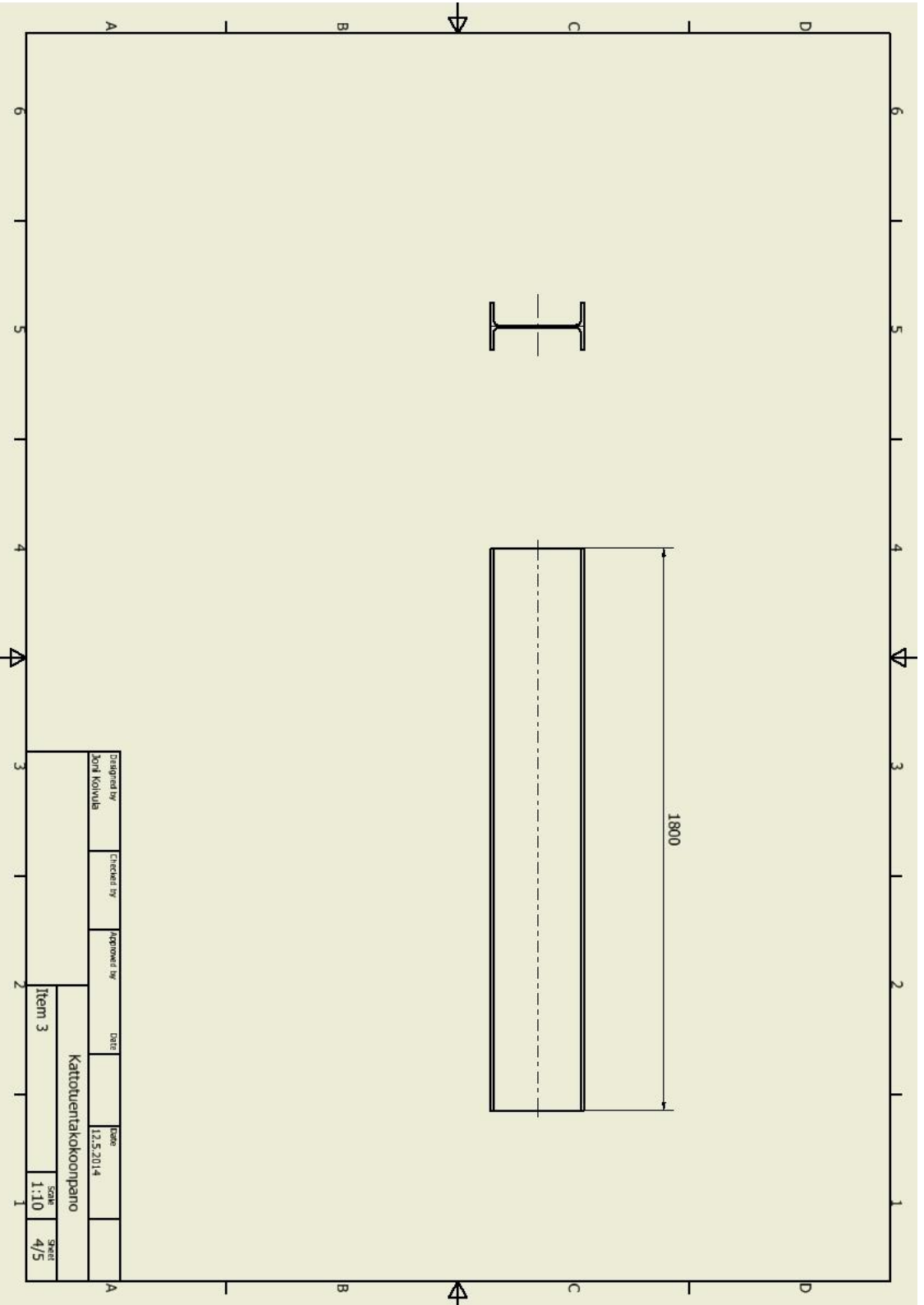
Designed by Joni Kolehva	Checked by	Approved by	Date	Date	Scale	Sheet
				12.5.2014	1:5	2/5
Kattotuentakkoonpano						
Item 1						

3(5)

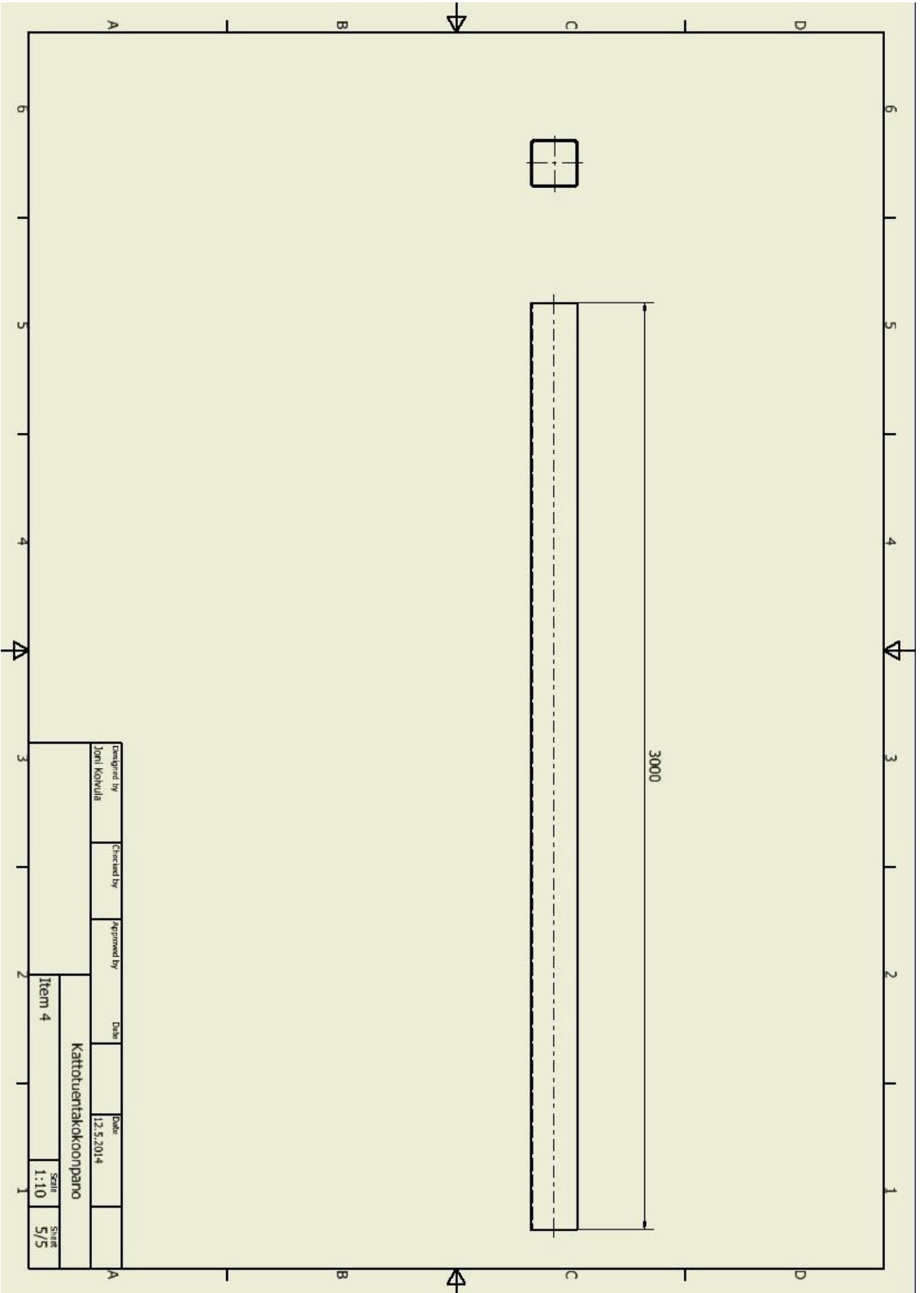


Designed by Joni Kivimäki	Checked by	Approved by	Date	Date	Kattotuennätkokoonpano	
			12.5.2014		Item 2	Scale 1:5
						Sheet 3/5

4(5)

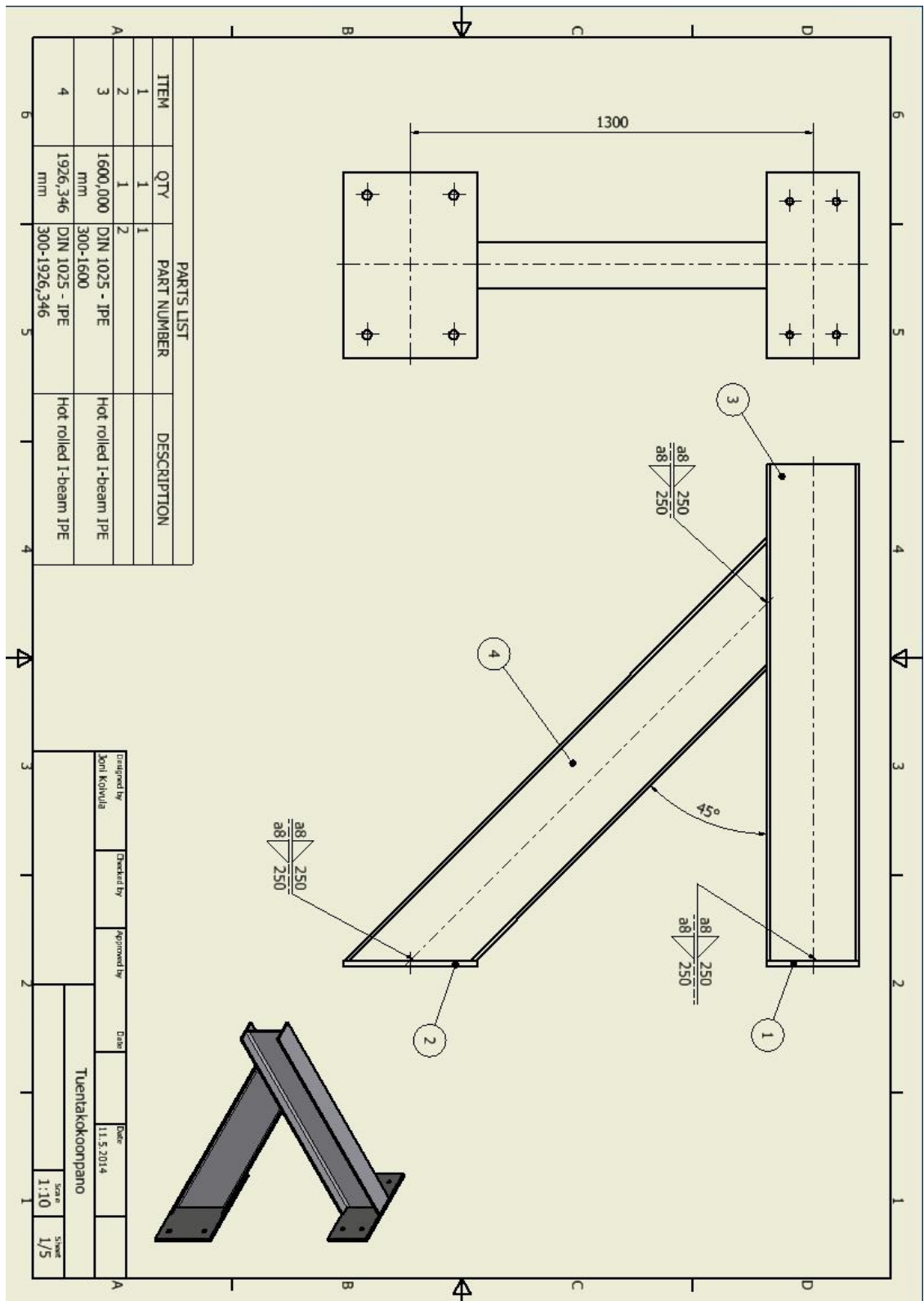


5(5)



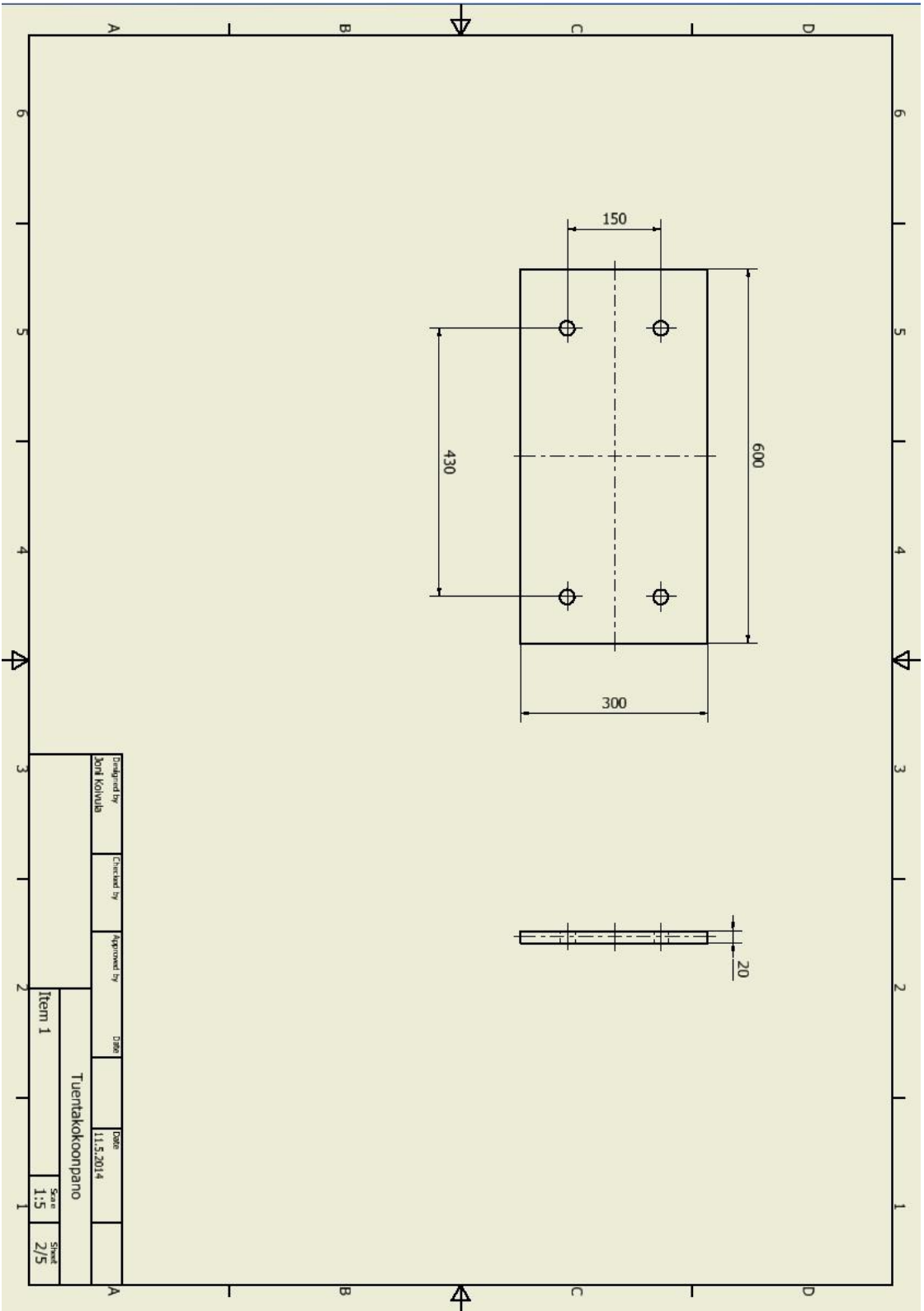
Liite 7. Kokoonpanokuvat sillan alapuoliselle tuennalle

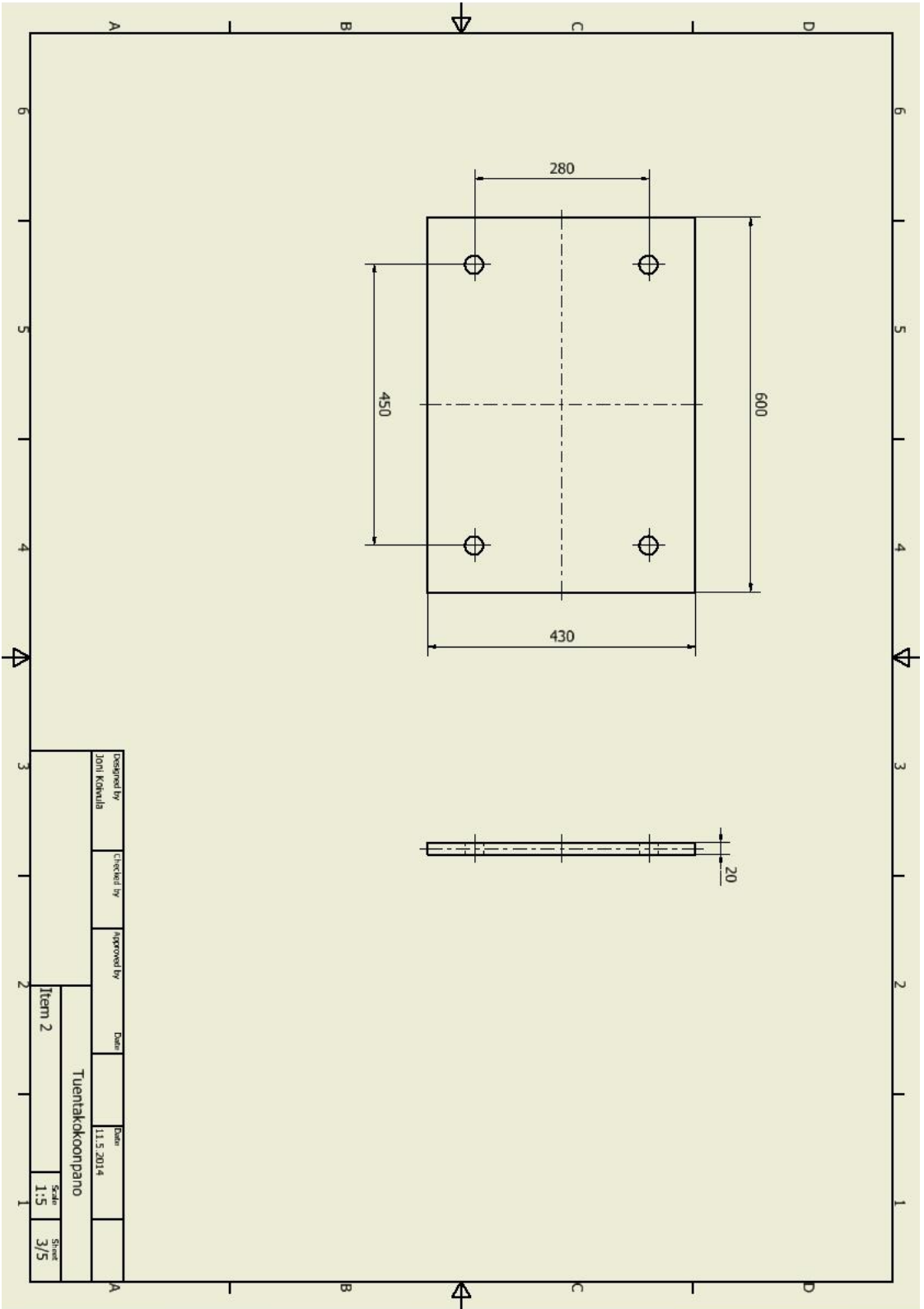
1(5)



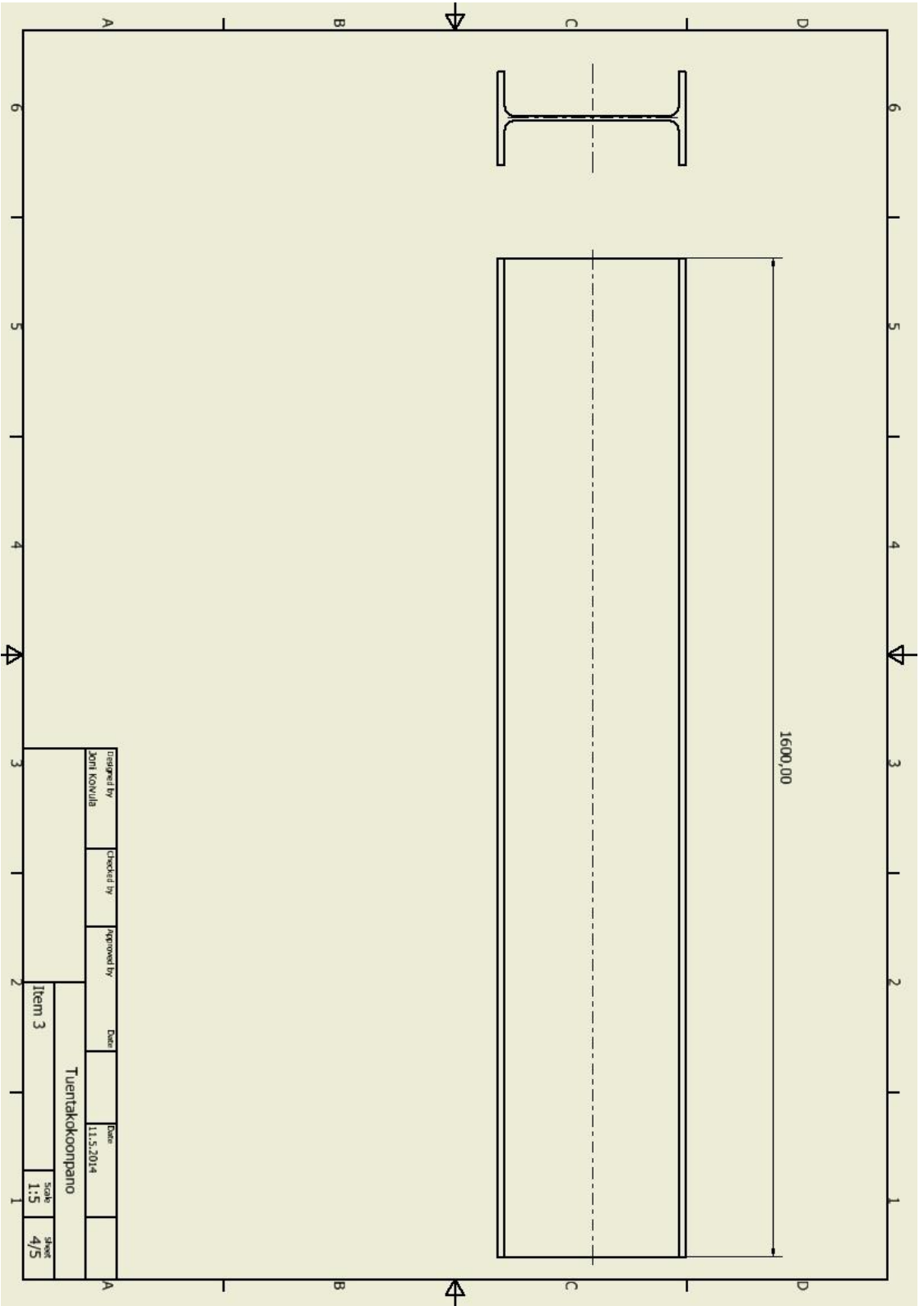
PARTS LIST			
ITEM	QTY	PART NUMBER	DESCRIPTION
1	1		
2	1		
3	1	DIN 1025 - IPE	Hot rolled I-beam IPE
	2	300-1600	
		mm	
4	1	DIN 1025 - IPE	Hot rolled I-beam IPE
	2	300-1926,346	
		mm	

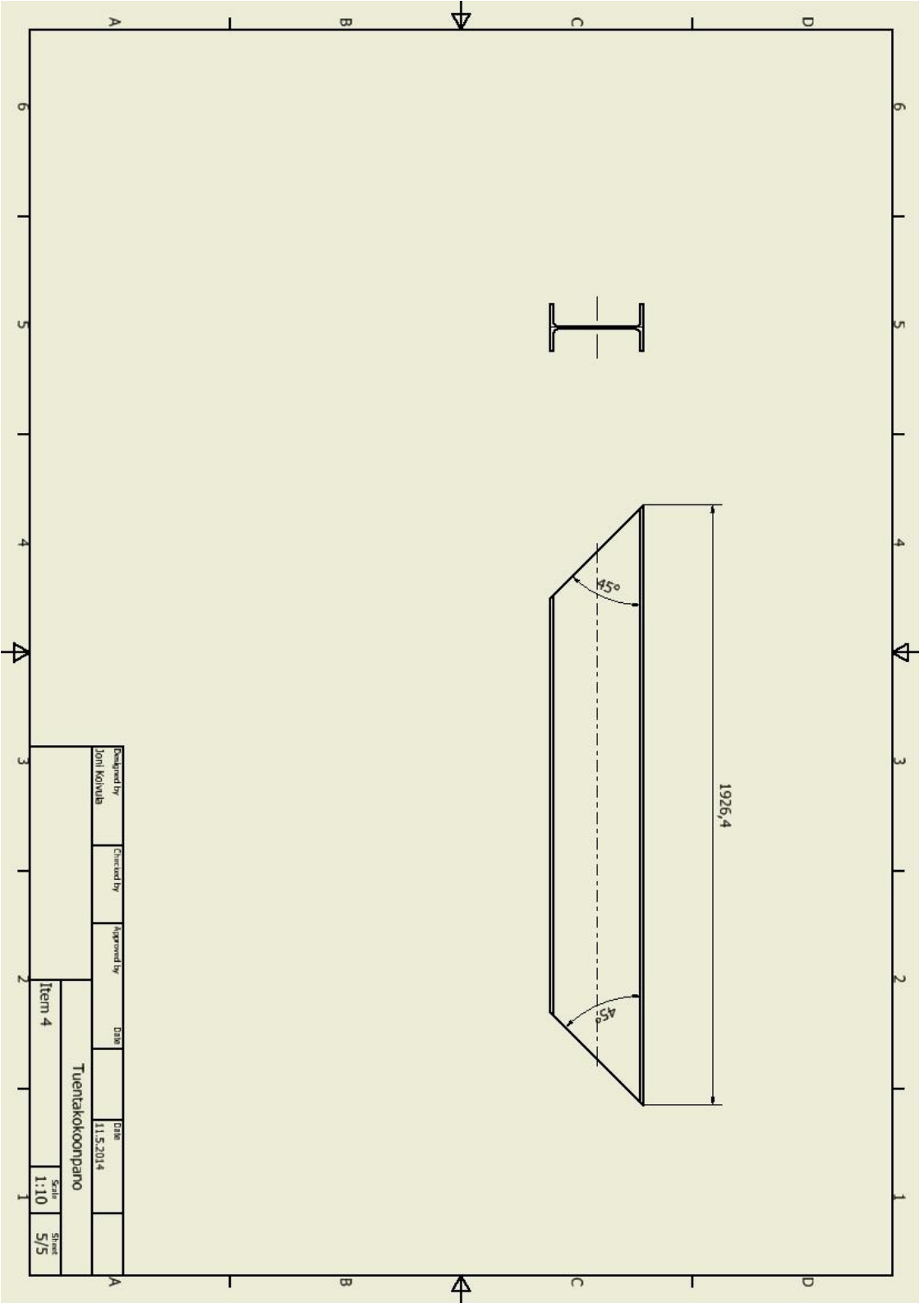
Designed by Joni Kivula	Checked by	Approved by	Date	Date
				11.5.2014
Tuentalakkoonpano				
			Scale	Sheet
			1:10	1/5





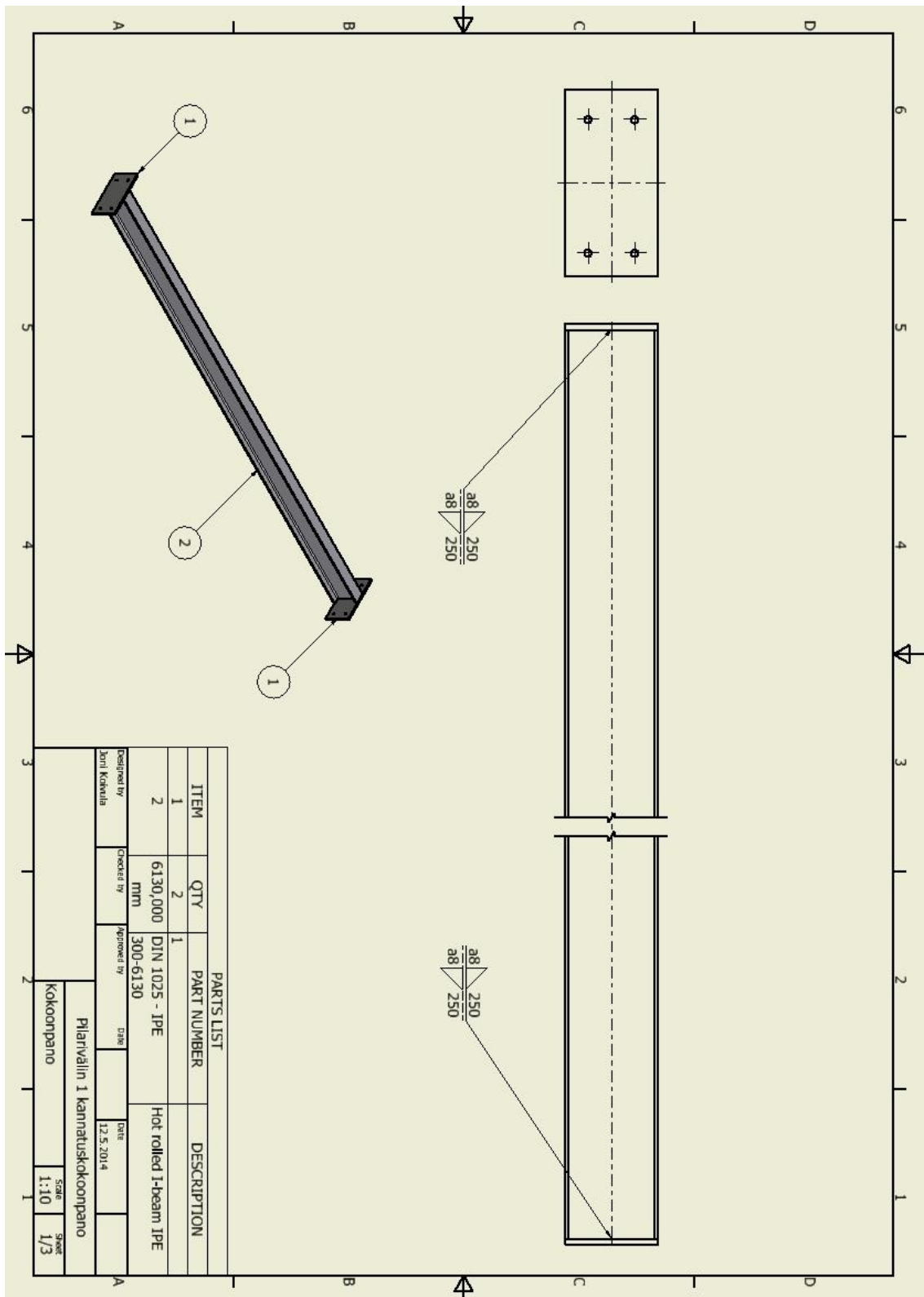
4(5)

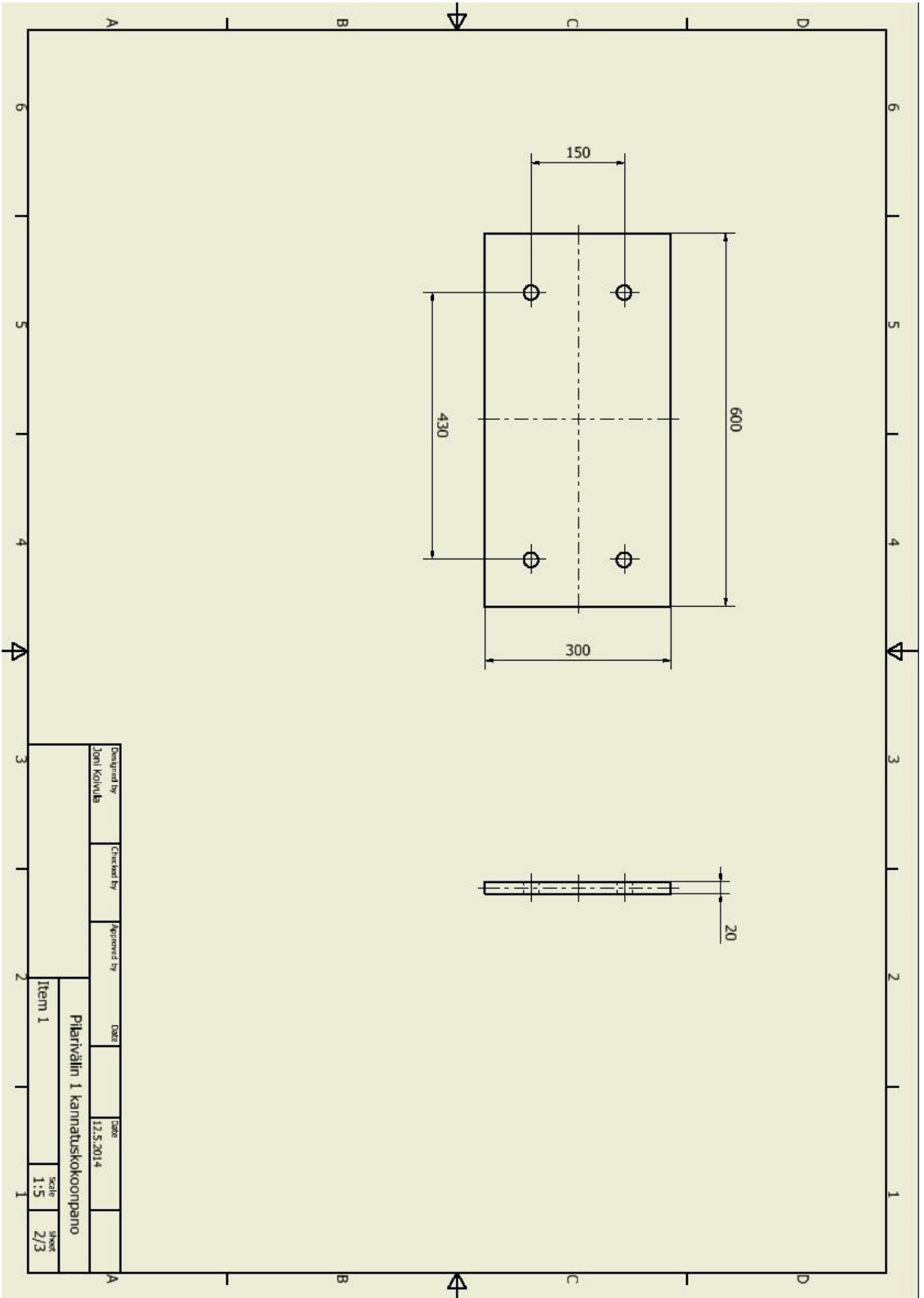




Liite 8. Kokoonpanokuvat pilarivälille 1

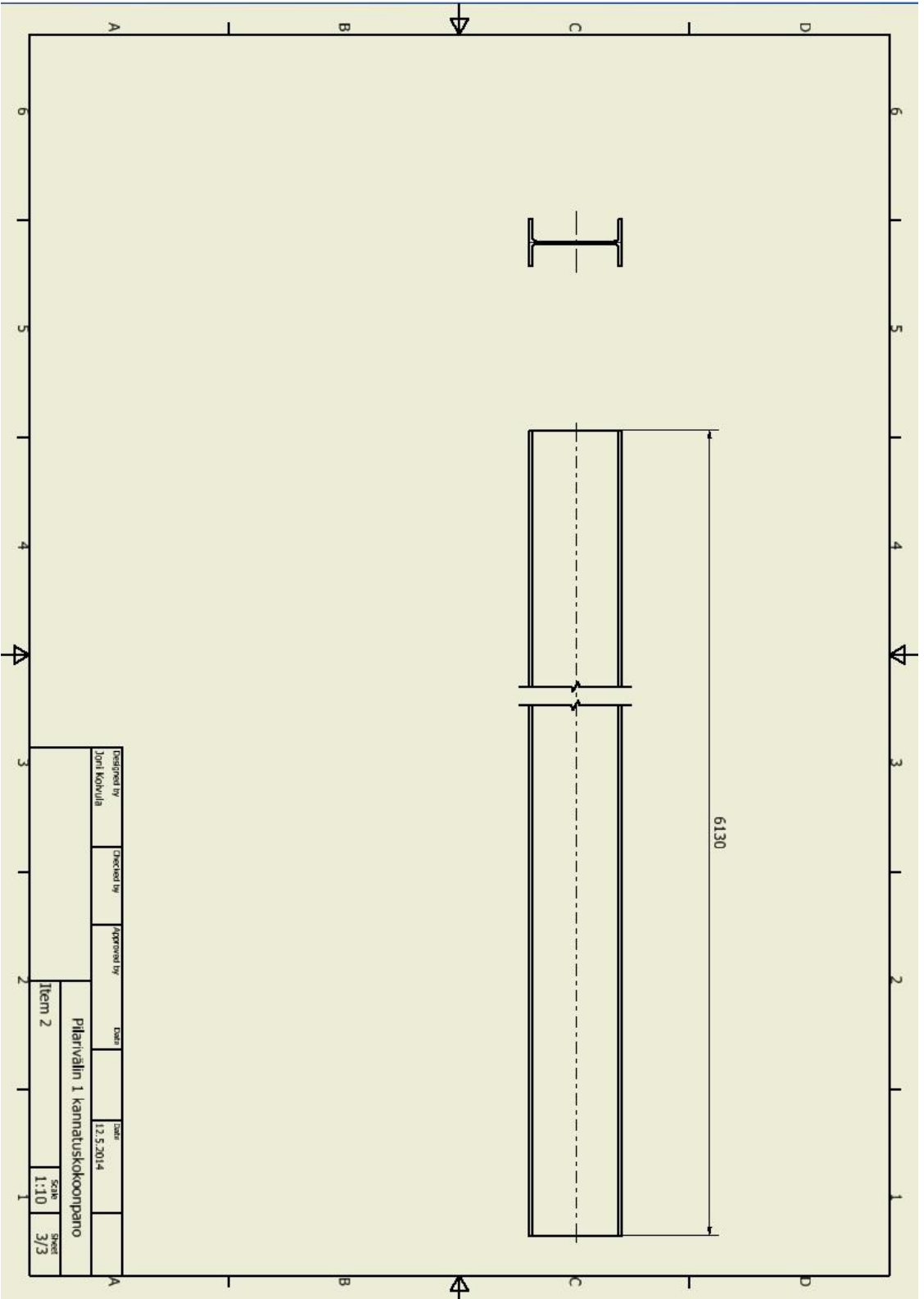
1(3)





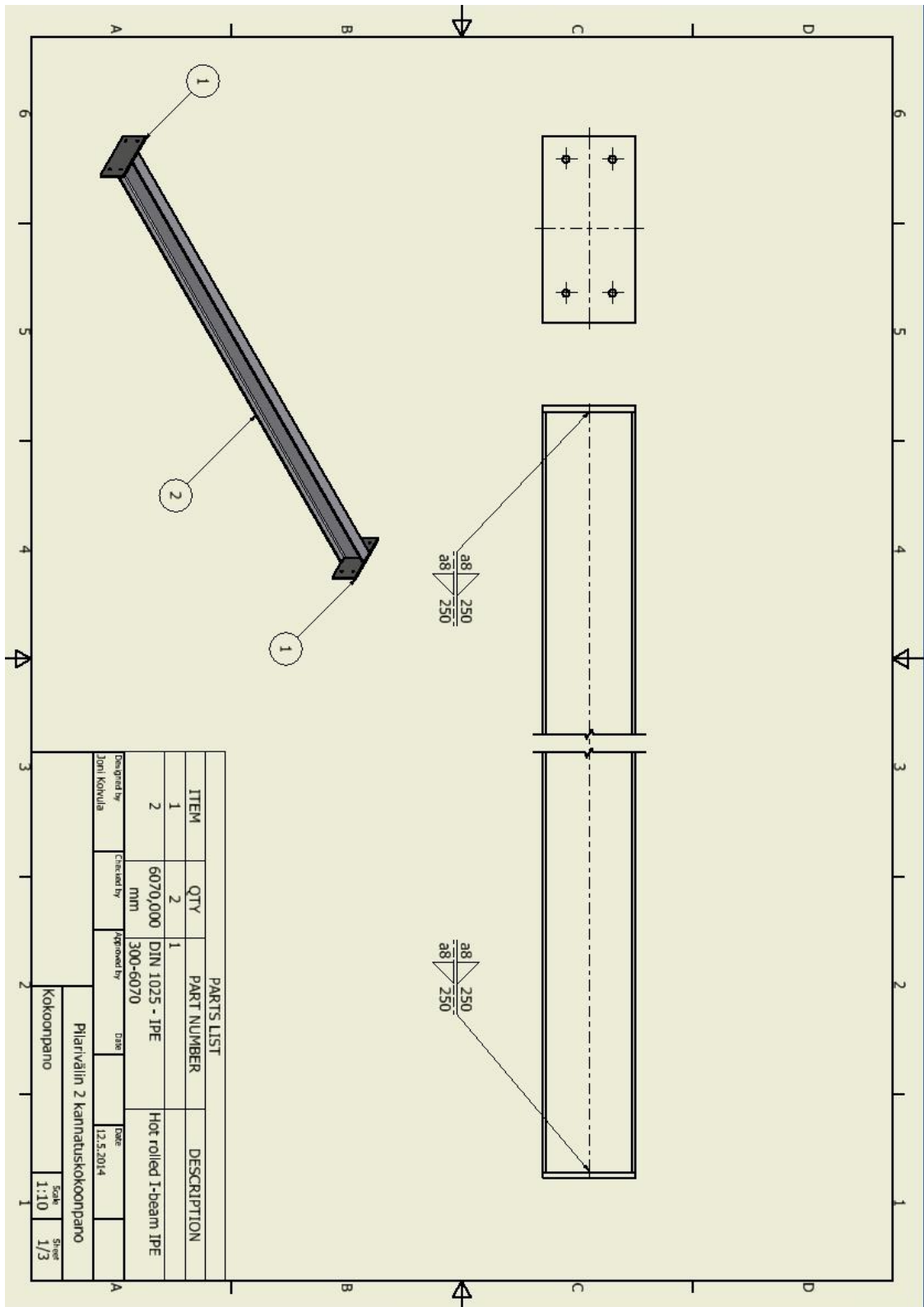
Designed by	Checked by	Approved by	DATE	DATE	Pilarivälin 1 kannatuskokooppamo	Scale	Sheet
Joni Kovalle				12.5.2014			
Item 1						1:5	2/3

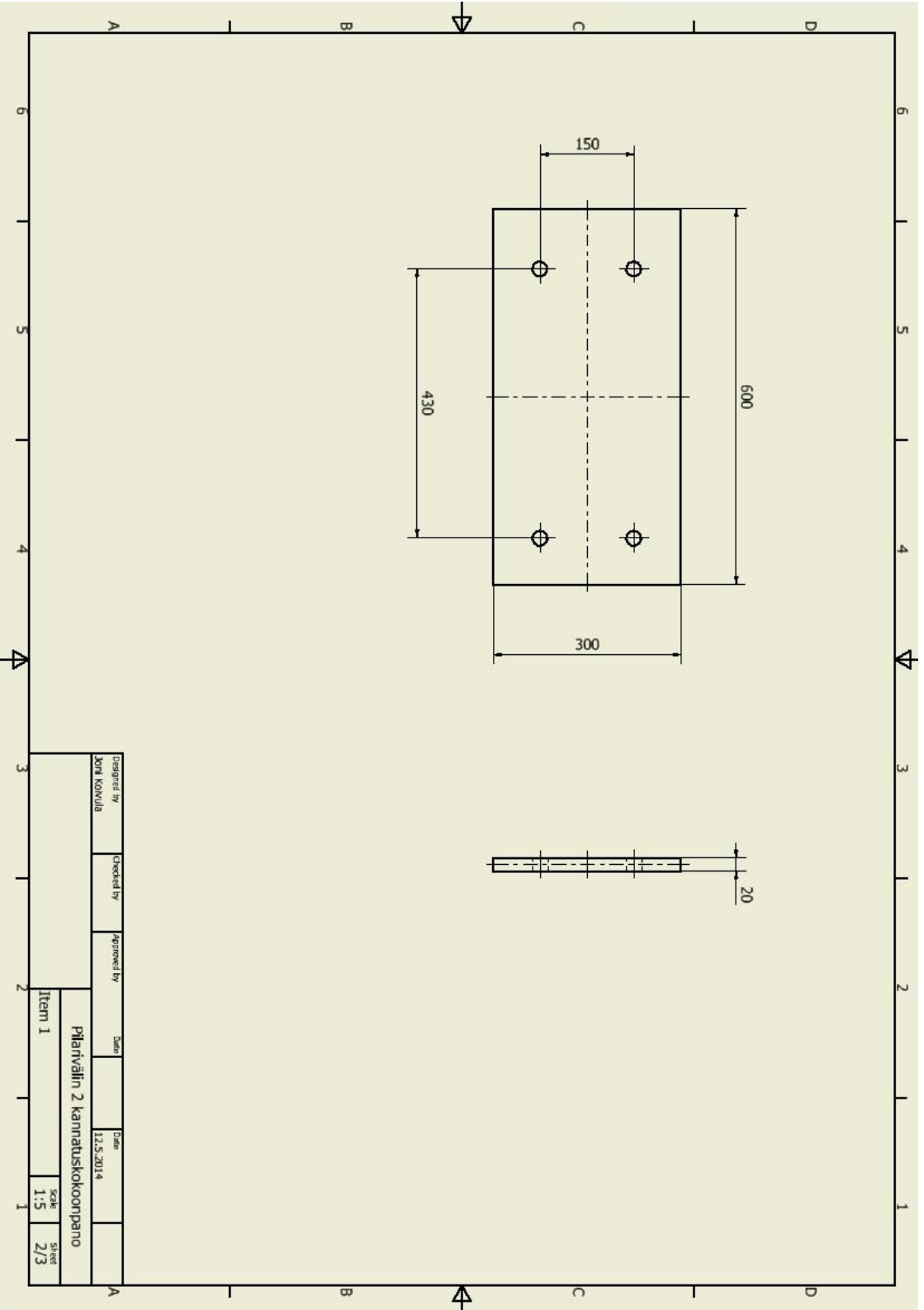
3(3)



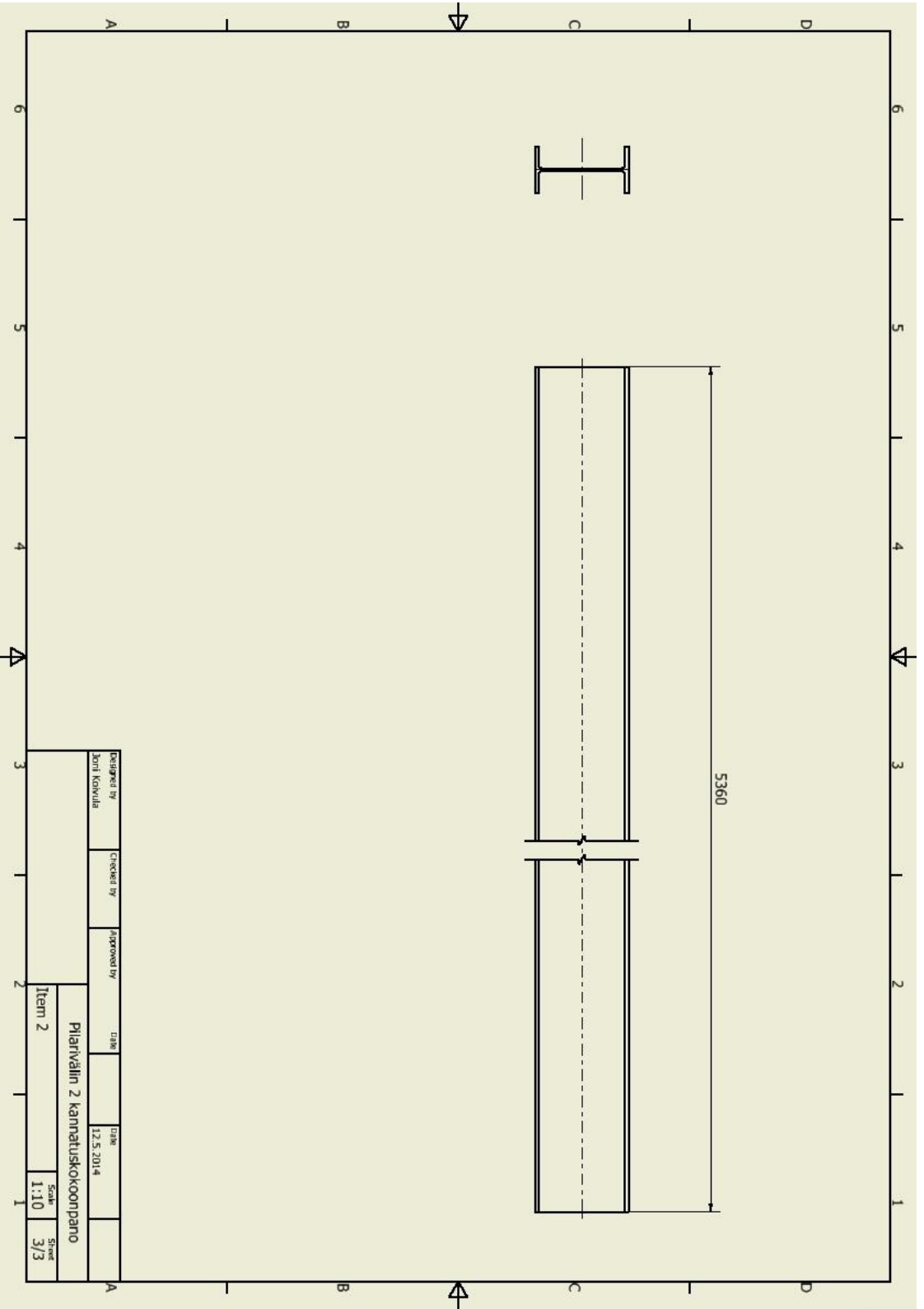
Liite 9. Kokoonpanokuvat pilarivälille 2

1(3)



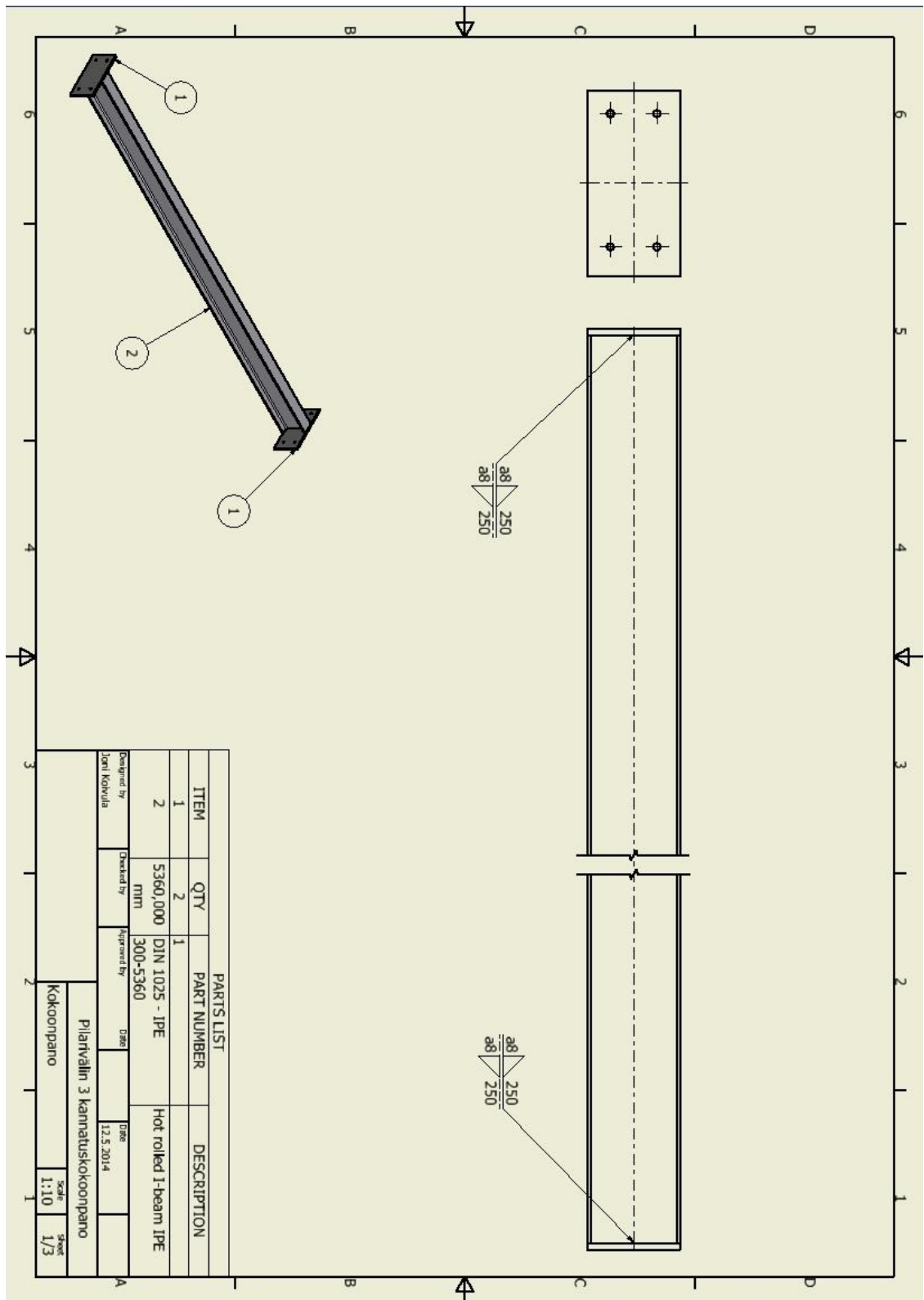


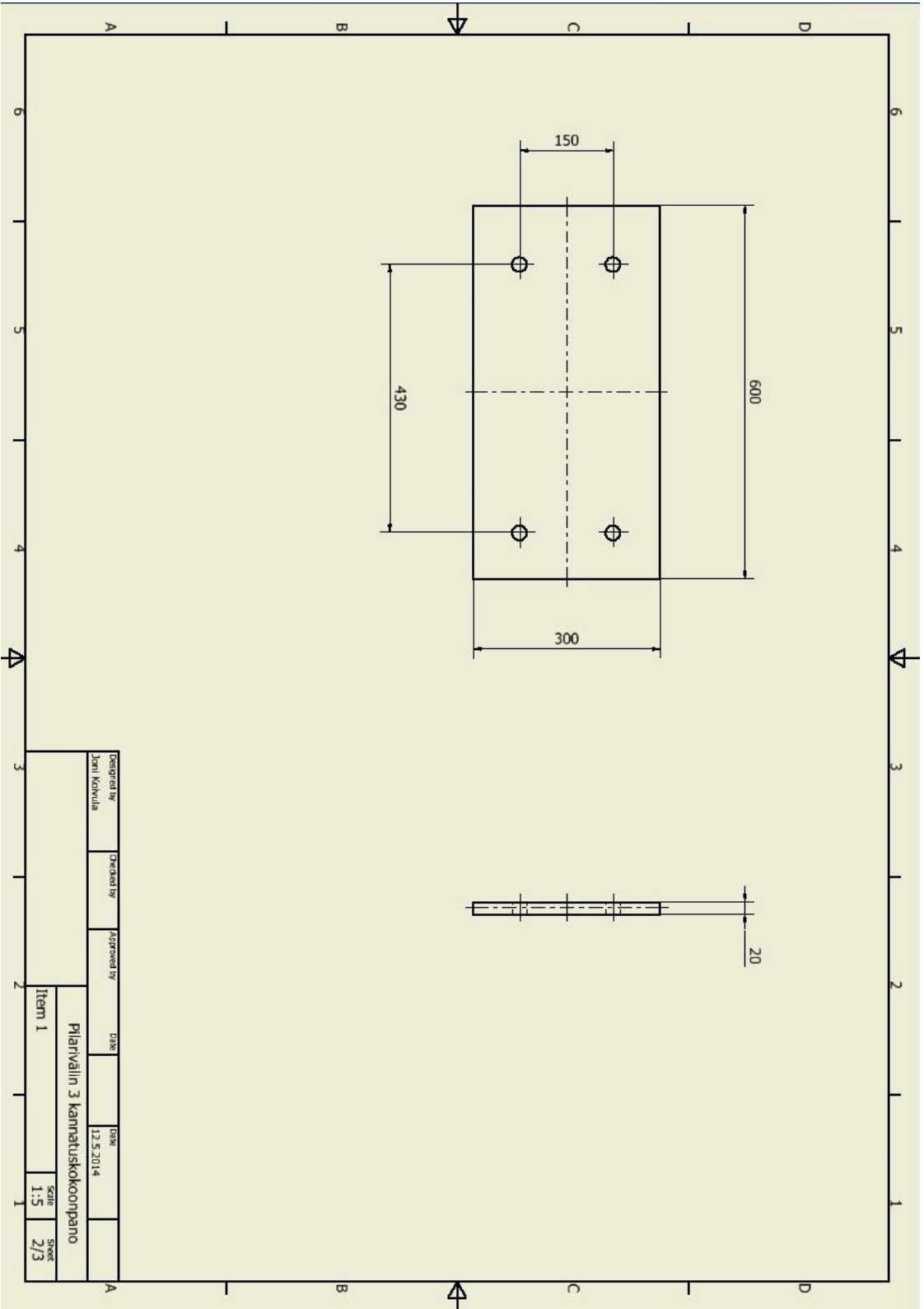
3(3)

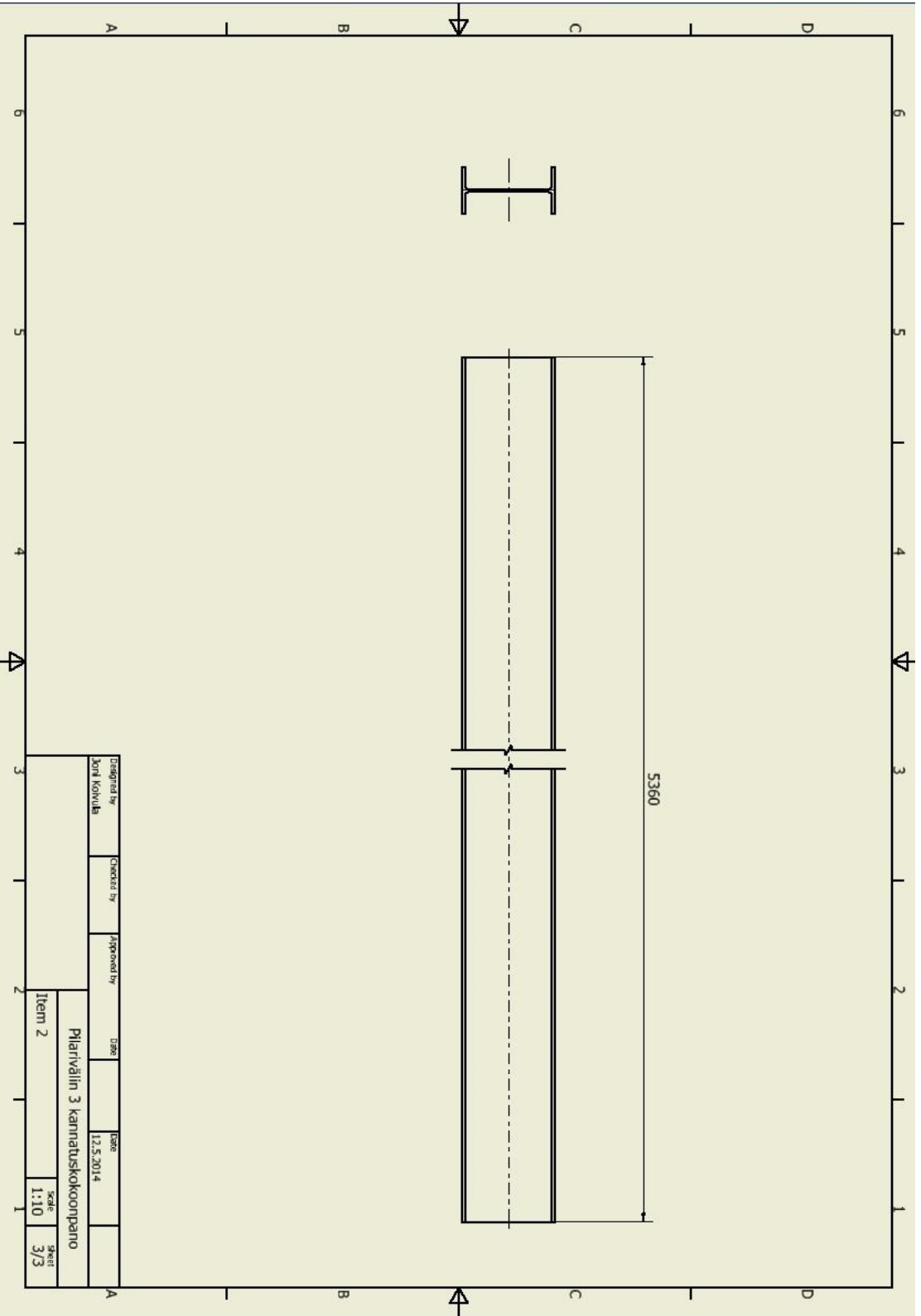


Liite 10. Kokoonpanokuvat pilarivälille 3

1(3)







Designed by Joni Kotivirta	Checked by	Approved by	Date	Date	
				12.5.2014	
Pilarivälin 3 kannatuskooppa			Scale	Sheet	
Item 2			1:10	3/3	