

Tommi Aho

Deltapalkin kiinnittyminen liittopilariin levyliitosvaihtoehdolla

Opinnäytetyö

Syksy 2019

SeAMK Tekniikka

Rakentamisen koulutusohjelma (ylempi AMK)



SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU
SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU

Opinnäytetyön tiivistelmä

Koulutusyksikkö: Tekniikan yksikkö

Koulutusohjelma: Rakentaminen (ylempi AMK)

Suuntautumisvaihtoehto: Rakennesuunnittelu

Tekijä: Tommi Aho

Työn nimi: Deltapalkin kiinnittyminen liittopilariin levyliitosvaihtoehdolla

Ohjaajat: Jani Harju, Martti Perälä

Vuosi: 2019

Sivumäärä: 92

Liitteiden lukumäärä: 4

Opinnäytetyön tavoitteena oli Sweco Rakennetekniikka Oy:n toimeksiannosta laatia laskentaohjeet matalaleukapalkin (Delta) ja liittopilarin väliselle liitokselle, kun liitos toteutetaan pilarin vaippaan ja Deltapalkin päätylevyyn hitsatuilla evälevyillä. Deltapalkki on teräslevyistä hitsattu, ontto ja sivuilta rei'itetty palkki, joka betonoidaan työmaalla. Betonin kovettumisen jälkeen palkki toimii liittopalkkina ontelo-, liitto- ja kuorirakenteille sekä paikallavalulle.

Opinnäytetyön alussa käydään läpi liitoslaskennan teoreettinen tausta, ja kokeellisessa osuudessa liitosta kuormitetaan loppu- ja onnettomuustilannetta vastaavilla kuormituksilla. Koe suoritetaan käyttäen Idea Statica Connection -ohjelmaa, joka on kyseisen yrityksen patentoima elementtimenetelmään perustuva CBFEM-menetelmä (Component Based Finite Element Method).

Laskenta perustuu teräsrakenteiden eurokoodiin EN 1993-1-8 sekä liittorakenteiden eurokoodiin EN 1994-1-1. Kannattomien tappiliittimien mitoitus perustuu Suomen Betoniyhdistyksen julkaisuun BY 58. Liitin on suomalainen ratkaisu, jonka ominaisuuksia on tutkittu 1990-luvulla leikkauskokein.

Opinnäytetyötä varten on laadittu myös Excel-laskentapohja, joka jää Swecon ja Peikko Groupin käyttöön. Työn luonteesta johtuen tulokset ovat kilpailuteknisistä syistä salaisia. Opinnäytetyöstä julkaistaan johdanto ja teoriaosuus (kappaleet 1 ja 2).

Avainsanat: Teräsrakenteet, liittorakenteet, mitoitus, liittäminen

SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Thesis abstract

Faculty: School of Technology

Degree programme: Master's Degree Programme in Construction

Specialisation: Structural Design

Author: Tommi Aho

Title of thesis: The design of fin plate joint between Delta beam and composite column

Supervisors: Jani Harju, Martti Perälä

Year: 2019

Number of pages: 92

Number of appendices: 4

The aim of the study was to create design instructions for a structural steel joint between a cold formed circular or square hollow section composite column and a Delta beam when the joint was made of fin plates that were welded to the surface of the column and the Delta beam end plate. Delta beam is a hollow box profile welded out of separate steel plates. Delta beam has hollow holes in its both webs and concrete is cast inside the beam through these holes. After the cast concrete reaches its full strength, Delta beam will act as composite beam for hollow core slabs, composite columns and cast in site concrete structures.

At the beginning of the thesis the theoretical background of the calculation of structural steel joints was being studied. In the experimental section the steel joint at hand was tested for the loads of end conditions and accidental situations where unexpected forces would appear. The experiment was carried out by the Idea Statica Connection CBFEM-calculation software. CBFEM standing for Component Based Finite Element Method. Patented by Idea Statica, it is a unique way to analyse structural steel joints.

All the calculations followed strictly the Eurocode of the design of joints in the steel structures (EN 1993-1-8) and the design of the composite structures (EN 1994-1-1). The design of the non-headed studs followed the publication BY 58 by the Finnish Concrete Association. Non-headed stud is a Finnish invention, and it was studied through shear tests in the 1990s.

For the thesis, a special Excel calculation worksheet was made. The Excel calculation sheet will remain the property of Sweco and Peikko Group. The calculation results of the thesis are confidential. Thus, only the theoretical background of the thesis was published.

Keywords: Steel structures, composite structures, design, connection

SISÄLTÖ

Opinnäytetyön tiivistelmä.....	2
Tsis abstract	3
SISÄLTÖ.....	4
Kuvio- ja taulukkoluetelo.....	6
Käytetyt termit ja lyhenteet.....	10
1 JOHDANTO	12
1.1 Työn tausta	12
1.2 Työn tilaaja ja tavoitteet	13
1.3 Työn tutkimuskysymykset	14
2 TYÖN TEOREETTINEN TAUSTA	15
2.1 Liitoksen muodostavat rakenneosat.....	15
2.1.1 Liittopilari.....	18
2.1.2 Deltapalkki	20
2.2 Liittämismenetelmät	22
2.2.1 Ruuvit.....	24
2.2.2 Hitsit.....	25
2.3 Rakenneanalyysi.....	27
2.3.1 Liitoksen kiertymiskyky.....	28
2.3.2 Liitoksen luokitus jäykkyyden perusteella.....	30
2.4 Liitoksen detaljisuunnittelu	33
2.4.1 Rasiusten jakautuminen ruuveille	36
2.4.2 Ruuvien leikkauskestävyys	38
2.4.3 Liitoslevyjen kestävyys.....	39
2.4.4 Hitsien kestävyys	45
2.4.5 Pilarin pinnan kestävyys.....	47
2.4.6 Kannattoman tappiliittimen mitoitus	50
2.5 Kuormitusten siirtäminen palkilta pilarille	52
2.6 Jatkuvan sortuman estäminen	55

3 LIITOSLASKENTA	58
3.1 IdeaStatica-laskentaohjelman esittely	58
3.2 Laskennan lähtötiedot	62
3.3 Deltapalkkien tyyppiliitokset	65
3.4 Liitoslaskenta palkin tukireaktiolle	69
3.5 Liitoksen taivutusjäykkyys	75
3.6 Liitoslaskenta palkin aksiaalivoimalle	77
3.7 Liitoksen aksiaalijäykkyys	84
3.8 Laskennan yhteenveto	84
4 EXCEL-LASKENTAPOHJA	86
5 JOHTOPÄÄTÖKSET	89
LÄHTEET	91
LIITTEET	92

Kuvio- ja taulukkoluetelo

Kuvio 1. Erilaisia liitostyypppejä teräksisten pilarien ja palkkien välisille liitoksille. (Ruukki 2010, 386).....	12
Kuvio 2. Matalaleukapalkin liittyminen pilariin, levyliitosvaihtoehto. (TEP-WP3-702 2013,1).....	15
Kuvio 3. Tyypillisiä liittopilaripoikkileikkauksia. (SFS-EN 1994-1-1 2005, 53)	18
Kuvio 4. Deltapalkin osat. (Peikko 2016, 4.).....	20
Kuvio 5. Keski- ja reunapalkki. (Peikko 2016, 5.)	21
Kuvio 6. Voimien siirtyminen asennustilanteessa. (Peikko 2016, 7.)	21
Kuvio 7. Voimien siirtyminen lopputilanteessa. (Peikko 2016, 9.)	22
Kuvio 8. Kiinnityksen ja liitoksen välinen ero.....	23
Kuvio 9. Pienahitsi, jossa todellinen tunkeuma sekä efektiivinen a-mitta. (SFS-EN 1993-1-8 2005, 45.)	26
Kuvio 10. Taivutusmomentin vaikutuksesta irronnut konsoli. (Leino 2006, 32.)	26
Kuvio 11. Suurin mahdollinen kiertymä liitoksessa. (Jaspart & Weynand 2018, 168).....	28
Kuvio 12. Taivutusmomentin ja suurimman sallitun kiertymän suhde. (Jaspart & Weynand 2018, 167).....	29
Kuvio 13. Yksiaukkoinen nivelellisesti tuettu palkki. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 85.).....	30
Kuvio 14. Liitoksen luokitus jäykkään, nivelelliseen ja osittain jäykkään tapaukseen. (Ruukki 2010, 303)	31
Kuvio 15. Liitoksen momentti-kiertymäyhteys. (SFS-EN 1993-1-8, 66.)	31
Kuvio 16. Liitoksessa vaikuttavat voimasuureet.....	34
Kuvio 17. Apumittoja polaarisen neliömomentin laskemiseksi ruuviryhmän rasi- tetuimmille ruuveille (reunaruuveille).....	36
Kuvio 18. Ruuvien reuna- ja keskiöetäisyydet liitoksessa.	38
Kuvio 19. Liitoslevyn mahdollinen palamurtumismuoto leikkausvoiman vaikutuksesta.	40
Kuvio 20. Liitoslevyn kimmoiset jännitys jakaumat.....	42
Kuvio 21. Osittain (a) sekä täysin plastisoitunut (b) poikkileikkaus (Perälä 2011, 106).....	44

Kuvio 22. Pienahitsin laskentapintaan kohdistuvat jännitykset. (Ruukki 2010, 348.)	45
Kuvio 23. Levyosan liitos neliö- tai suorakaiderakenneputkeen (SSAB 2016, 664)	48
Kuvio 24. Levyosan liitos pyöreään rakenneputkeen (SSAB 2016, 666)	49
Kuvio 25. Liittopilarin kannaton tappiliitin. (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 224) ..	50
Kuvio 26. Kuorman tuonti palkilta pilarille symmetrisessä ja epäsymmetrisessä tapauksessa. (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 219).....	52
Kuvio 27. Kertoimen r arvo symmetrisessä ja epäsymmetrisessä tapauksessa. (Peikko Group Corporation 2017, 239)	53
Kuvio 28. Esimerkkikohteen sidevoimat pilari-palkki-ontelolaatta-teräsrungossa. (RIL 201-4-2017 2017, 101.).....	56
Kuvio 29. Pilarin pintaan hitsatut lattateräkset. (RIL 201-4-2017 2017, 105)	57
Kuvio 30. Elementtiverkoista koostuva teräsrakenteinen liitos. (Idea Statica Connection 2018, 7).....	59
Kuvio 31. Rei'itetyn levyosan elementtiverkotus. (Idea Statica Connection 2018, 9)	60
Kuvio 32. Voimasuureiden sijainti solmupisteessä ja CBFEM-mallissa. (Idea Sta- tica Connection 2018, 21)	60
Kuvio 33. Nivelliitoksen sijainti solmupisteessä ja todellisessa laskentamallissa. (Idea Statica Connection 2018, 22-23)	60
Kuvio 34. Esimerkkipalkkiliitoksen jäykkyydiagrammi. (Idea Statica Connection 2018, 26.).....	61
Kuvio 35. Liitoksen kestävyys annettuun kuormaan nähden (Idea Statica Connection 2018, 28.).....	62
Kuvio 36. Lämpötilan kehitys liitoksessa paloluokassa R60, kun Deltapalkin ala- laipan ja liitoslevyjen välissä on 20mm betonia (vasen) ja 0 mm betonia (oikea). (Soivio 2019.).....	63
Kuvio 37. Lämpötilan kehitys liitoksessa paloluokassa R120, kun Deltapalkin alalaipan ja liitoslevyjen välissä on 20mm betonia (vasen) ja 0 mm betonia (oi- kea). (Soivio 2019.).....	64

Kuvio 38. Lämpötila ruuvien alareunassa paloluokissa R60 ja R120 Deltapalkin alalaipan ja liitoslevyjen välisellä 20mm betonipeitteellä ja ilman. (Soivio 2019.)	65
Kuvio 39. Deltapalkin D30-300 (V.Rd=510 kN) tyypiliitoksen geometria	69
Kuvio 40. Liitoksessa vaikuttava jännitys (MPa) palkin tukireaktiosta	70
Kuvio 41. Pilarin liitoslevyjen (Plate 3 & 6) jännitykset ja plastisoituminen	71
Kuvio 42. Deltapalkin päätylevyn jännitykset tukireaktion vaikutuksesta	72
Kuvio 43. Suurimman käyttöasteen muodostuminen ruuveille	73
Kuvio 44. Yksityiskohtainen tarkastelu palkin päätylevyn ja uuman väliselle hitsille	74
Kuvio 45. Liitoksen todellinen kestävyys syötetyn kuorman (Design load) suhteen	75
Kuvio 46. Deltapalkin D30-300 jäykkyydiagrammi	76
Kuvio 47. Tyypiliitoksen D40-400 ruuvien reunaetäisyydet ja levypaksuudet sekä hitsit	77
Kuvio 48. Jännitykset liitoksessa normaalivoiman vaikutuksesta	79
Kuvio 49. Pilarin liitoslevyjen jännitykset ja plastisoituminen	79
Kuvio 50. Päätylevyn jännitykset normaalivoiman vaikutuksesta	80
Kuvio 51. Yksityiskohtainen tarkastelu kriittisimmälle hitsille	82
Kuvio 52. Liitoksen kapasiteetti tarkasteltavalle kuormitukselle	82
Kuvio 53. Aksiaalijäykkyydiagrammi	84
Kuvio 54. Swecon laatima Tekla-komponentti Deltapalkki-pilari-liitoksesta	86
Kuvio 55. Excel-pohjan käyttöliittymä	87
Kuvio 56. Kuvionkaappaus laskentaohjelman tulosteesta	88
Taulukko 1. Ruuvien koot ja poikkipinta-alat. (Ruukki 2010, 314.)	24
Taulukko 2. Vaatimukset ruuvien välyksille. (SFS-EN 1090-2 + A1 2012, 36.)	24
Taulukko 3. Ehdot kylmämuovattulla alueella tai sen läheisyydessä hitsaamiselle. (SSAB 2016, 201.)	27
Taulukko 4. Hitsin korrelaatiokerroin teräslajeittain. (SFS-EN 1993-1-8 2005, 47.)	46

Taulukko 5. Tasalujien kaksoispienaliitoksien a/t suhde ja muodonmuutoskyvyn vaatiman minimimitoituksen (a/t)min suhde. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 108.).....	46
Taulukko 6. Tartunnan mitoituslujuus t_{Rd} . (Peikko Group Corporation 2017, 293)	54
Taulukko 7. Deltapalkkien keskiprofiilien leikkauskestävyys vakiolevypaksuuksilla. (Soivio 2019).....	66
Taulukko 8. Deltapalkkien reunaprofiilien leikkauskestävyys vakiolevypaksuuksilla. (Soivio 2019)	67
Taulukko 9. Tyypiliitosten geometria ja kuormitus palkin leikkauskestävyyden mitoitusarvolle.....	68
Taulukko 10. Pilarin pinnassa, palkin laipoissa ja uumissa sekä liitoslevyissä vaikuttavat jännitykset, ja osien plastisoituminen	71
Taulukko 11. Liitoksessa vaikuttavat ruuvivoimat	72
Taulukko 12. Hitseissä vaikuttavat jännitykset ja hitsien käyttöasteet.....	73
Taulukko 13. Pilarin pinnassa, palkin laipoissa ja uumissa sekä liitoslevyissä vaikuttavat jännitykset, ja osien plastisoituminen	79
Taulukko 14. Liitoksessa vaikuttavat ruuvivoimat	81
Taulukko 15. Hitseissä vaikuttavat jännitykset ja hitsien käyttöasteet.....	82
Taulukko 16. Laskennan yhteenveto – jännitykset liitoksessa tukireaktiosta	84
Taulukko 17. Laskennan yhteenveto – jännitykset liitoksessa normaalivoimasta.	85

Käytetyt termit ja lyhenteet

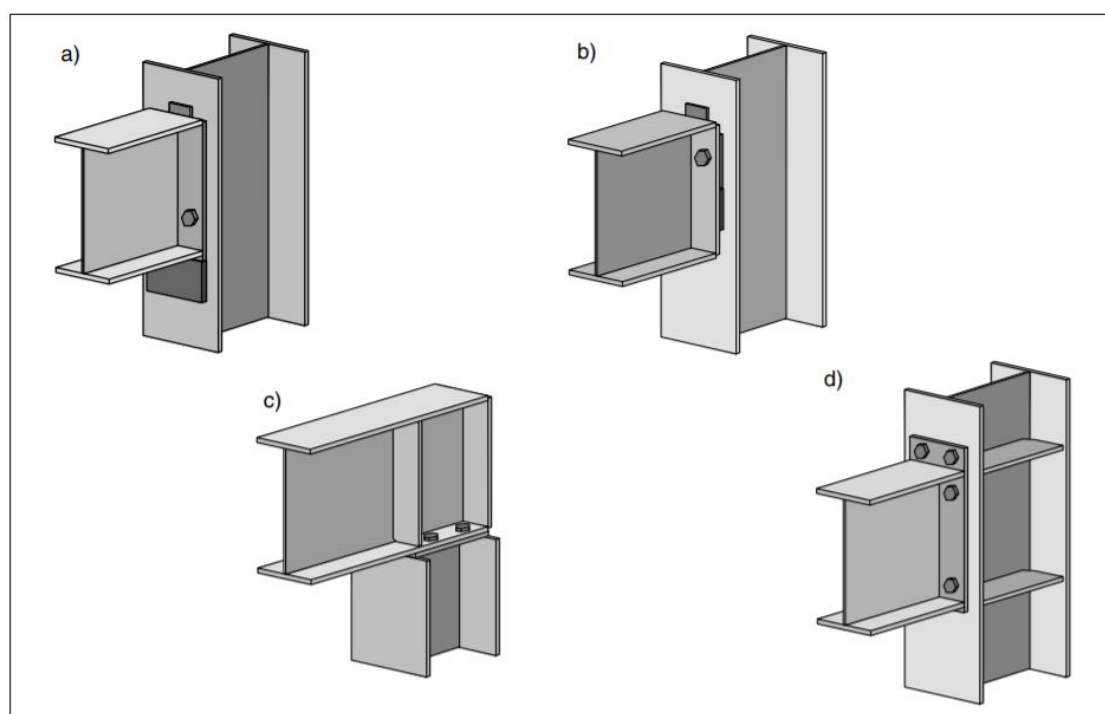
Deltapalkki	Teräslevyistä hitsattu, ontto ja sivuilta rei'itetty kotelomainen matalaleukapalkki, jonka leuoille ontelolaatasto tukeutuu.
FEM	Finite Element Method, elementtimenetelmä
Liitos	Peruskomponenttien, kuten ruuvien, hitsien, päätylevyjen ja pilariuuman, yhdistelmä, jonka avulla sauvat voidaan liittää yhteen siten, että voimasuureet pääsevät siirtymään sauvojen välillä (Ruukki 2010, 301).
Liittopilari	Betonilla ja raudoitteilla vahvistettu teräspilari, joka toimii yhteisvaikutuksessa kantavana rakenteena sitä rasittavan kuorman siirtämiseksi.
l_{eff}	Pienahitsin tehollinen pituus
E_d	Rakenneosan kuormituksen mitoitusarvo murtorajatilassa
$F_{b,Rd}$	Reunapuristuskestävyyden mitoitusarvo [kN]
F_{tie}	Sidevoiman ominaisarvo [kN]
$F_{v,Rd}$	Ruuvien leikkauskestävyyden mitoitusarvo [kN]
$M_{j,Rd}$	Liitoksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo [kNm]
P_{Rd}	Kannattoman tappiliittimen leikkauskestävyys [kN]
R_d	Rakenneosan kestävyuden mitoitusarvo murtorajatilassa
$S_{j.ini}$	Liitoksen kiertymisjäykkyys [MNm/rad]
$V_{eff,2,Rd}$	Liitoslevyn palamurtumiskestävyuden mitoitusarvo [kN]
d_0	Ruuvireiän halkaisija

f_u	Rakenneteräksen murtolujuus [MPa]
f_{ub}	Ruuvien murtolujuus [MPa]
γ_{M0}	Rakenneteräksen mitoituksen osavarmuuskerroin
f_y	Rakenneteräksen nimellinen myötölujuus [MPa]
σ_{Ed}	Normaalijännityksen mitoitusarvo [MPa]
τ_{Ed}	Leikkausjännityksen mitoitusarvo [MPa]
$\varphi_{available}$	Liitoksen suurin sallittu kiertymä [mrad]
φ	Liitoksen kiertymä [mrad]

1 JOHDANTO

1.1 Työn tausta

Rakennuksen kantava runko muodostuu tavanomaisesti pilareista, palkeista, laattarakenteista ja kantavista väliseinistä. Kantavat rakenteet ovat yleisimmin materiaaliltaan puuta, terästä tai raudoitteilla vahvistettua teräsbetonia. Tämän opinnäytetyön tutkimusaiheena kantavien runkorakenteiden osalta on materiaaliltaan teräsrakenteiset pilarit ja palkit, tarkemmin niiden väliset liitokset.



Kuvio 1. Erilaisia liitostyyppejä teräksisten pilarien ja palkkien välisille liitoksille (Ruukki 2010, 386).

Pilarin ja palkkien välinen liitos tulee suunnitella siten, että se omaa riittävän muodonmuutoskyvyn, pystyy nivelellisenä kiertymään sille sallitun määrän, tai/ja jäykkänä kestää siihen kohdistuvat voimasuureet kuten normaalivoiman, leikkausvoiman ja taivutusmomentin. Kuviossa 1 on esitetty tavanomaisia teräspalkki-pilari-liitoksia. Liitoksessa a) palkki liittyy nivelellisenä teräspilariin konsolilevyn sekä päätylevyn pulttauksen avulla. Kuviossa 1 esitettyä d) jäykkää pilari-palkkiliitosta voidaan käyttää, kun liitoksen halutaan toimivan jäykän kehärakenteen osana. (Ruukki 2010, 386.)

Tässä työssä teräspalkit rajataan käsittämään ontelolaattoja kannattaviin matalaleukapalkkeihin. Teräslevyistä hitsattu matalaleukapalkki on kotelomainen vaakarakenne, joka siirtää leveän laippansa avulla kannattamaltaan tasolta kuormat pilareille, ja toimii oman pituusakselinsa suhteen myös rakennuksen jäykistävänä osana. Tässä työssä keskitytään Peikko Groupin Deltapalkkiin, joka liittyy palkin päätylevyyn hitsattujen liitoslevyjen avulla pilarin pintaan hitsattuihin liitoslevyihin. Pilarin profiilina toimivat I-teräsprofiilien asemesta kylmämuovatut neliön ja ympyrän muotoiset rakenneputket.

1.2 Työn tilaaja ja tavoitteet

Työn toimeksiantajana on Sweco Rakennetekniikka Oy, yhteistyössä Peikko Groupin kanssa. Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli laatia laskentaohjeet liitokselle, jossa matalaleukapalkki liittyy pilarin pintaan hitsattuihin liitoslevyihin, matalaleukapalkin päätylevyssä olevien vastaavien liitoslevyjen välilyksellä. Työn tarkoituksena on tutkia, millaisia rasituksia liitokseen voi muodostua, ja millaisia levypaksuuksia ja pultteja käyttämällä liitos saadaan käyttäytymään sitkeästi, ja ottamaan vastaan siihen kohdistetut rasitukset. Liitoksen päätehtävänä on siirtää palkilta aiheutuva tukireaktio pilarille. Tässä työssä tutkitaan tämän tukireaktion aiheuttaman leikkausvoiman ja taivutusmomentin vaikutuksia liitokselle. Liitoksessa saattaa esiintyä myös palkin pituusakselin suuntaisia normaalivoimia esimerkiksi jatkuvan sortuman vaikutuksesta.

Työn tavoitteena on osaltaan myös madaltaa kynnystä valita kyseessä oleva liitostyyppi, kun valmis Deltapalkin profiiliin perustuva tyyppiliitostietokanta on olemassa, ja se on suhteellisen helppo ja kustannustehokas vaihtoehto ominaisuuksiltaan samankaltaisten liitosmuotojen rinnalla. Työn pohjalta laadittiin myös Excel-laskentapohja, sisältäen tyyppiliitostietokannan ja liitoslaskennan. Tämä Excel-laskentapohja jää Swecon ja Peikon sisäiseen käyttöön.

1.3 Työn tutkimuskysymykset

Tämän työn tutkimuskysymyksiksi nousivat:

- matalaleukapalkki-pilariliitoksen lujuusopillinen toiminta, kun liitosta kuormitetaan tarkasteltavana olevan palkin leikkauskestävyyden suuruisella tukireaktiolla
- matalaleukapalkki-pilariliitoksen lujuusopillinen toiminta, kun palkkiin kohdistuu sen pituusakselin suuntainen aksiaalivoima
- valitun Deltapalkkiprofiilin korkeuden asettamat rajoitukset ruuviliitoksille
- matalaleukapalkki-pilariliitoksen jäykkyys
- liitoslevyjen paksuuden ja ruuvien halkaisijan välinen suhde, jotta liitos saataisiin toimimaan sitkeästi.

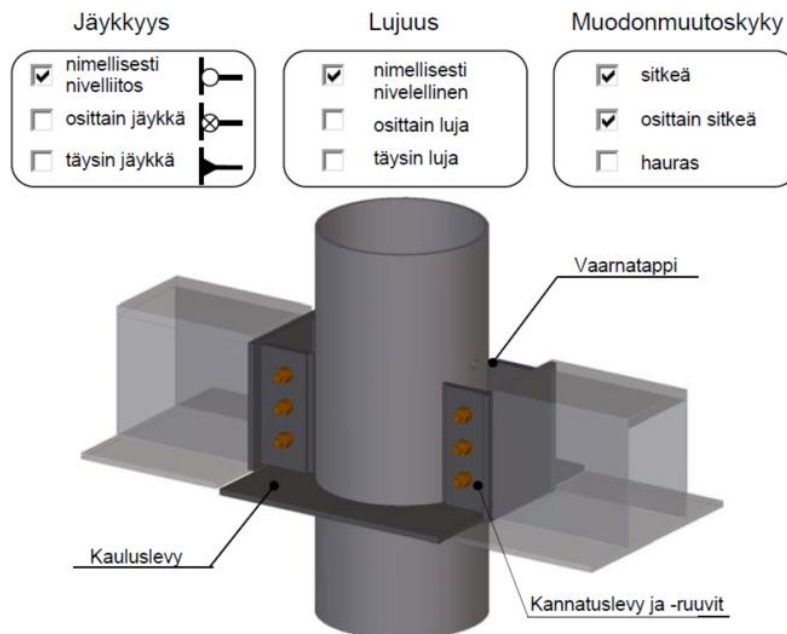
Työn tutkimuskysymyksiin pyrittiin saamaan vastauksia käyttämällä rakenteiden mekaniikan perusteita sekä teräsrakenteiden eurokoodin mitoitusohjeita. Numeerista laskentaa tehtiin elementtimenetelmään perustuvalla Idea Statica -nimisellä laskentaohjelmalla.

2 TYÖN TEOREETTINEN TAUSTA

Tässä luvussa käsitellään tutkimusaiheena olevan liitoksen komponenttien, Deltapalkkien, liittopilarien sekä liitoslevyjen ja ruuvien tekniset ominaisuudet ja eurokoodiin perustuva laskentateoria. Luvussa kolme käsitellään opinnäytetyön kokeellinen osuus, joka perustuu tämän luvun teoriaan.

2.1 Liitoksen muodostavat rakenneosat

Tämän opinnäytetyön tutkimuksen lähtökohtana on kuviossa 2 esitetty Teräsraakenneyhdistyksen laatima liitosdetalji TEP-WP3-702: matalaleukapalkin liittymisen pilariin levyliitosvaihtoehdolla. Matalaleukapalkin profiilina toimii työn toimeksiantajan johdosta Deltapalkki WQ-palkin asemesta. Liitoksen muodostavat liittopilarina toimiva ohutseinämäinen teräsputkiprofiili ja Deltapalkki. Teräspilari ja Deltapalkki yhdistetään toisiinsa pilarin pintaan ja Deltapalkin päätylevyyn hitsattujen liitoslevyjen avulla. Liitos kiinnitetään mekaanisilla ruuveilla. Kauluslevy toimii tuenta-alustana laattarakenteelle, jolloin sitä ei hitsata kiinniliitoslevyihin ulko-reunastaan. (TEP-WP3-702 2013, 2.)



Kuvio 2. Matalaleukapalkin liittymisen pilariin, levyliitosvaihtoehto. (TEP-WP3-702 2013,1).

Liitoksen rakenneanalyysissä on huomioitava seuraavia seikkoja:

- Liitosta käsitellään laskentamallissa nivelliitoksena, kun liitoksen taivutuskestävyyden arvo $M_{j.Rd}$ on enintään neljänneksen täysin lujan liitoksen (käytännössä palkin taivutuskestävyyden) mitoitusarvosta.
- Liitos mitoitetaan palkin tukireaktioista aiheutuvalla leikkausvoimalla, pulttiryhmän painopisteen ja pilarin vaipan tai palkin päätylevyn pinnan epäkeskisyydestä aiheutuvalla taivutusmomentilla, palkin leuoille tulevasta mahdollisesta toispuoleisesta kuormasta aiheutuvalla väännöllä sekä mahdolliselle palkin pituusakselin suuntaiselle normaalivoimalle.
- Palotilanteessa palkin tukireaktion siirtyminen pilarin vaipalta betonille varmistetaan käyttämällä esimerkiksi pilariin hitsattuja kannattomia tappiliittimiä. Liitin on suomalainen ratkaisu, jonka ominaisuuksia on tutkittu 1990-luvulla leikkauskokeiden avulla. (TEP-WP3-702 2013, 1.)

Liitoksen detaljisuunnittelussa tulee huomioida muun muassa seuraavaa:

- Suositus on, että ruuvien leikkauskestävyyden mitoitusarvo $F_{v.Rd}$ on suurempi kuin heikoimman liitettävän liitoslevyn reunapuristuksen mitoitusarvo $F_{b.Rd}$. Tällöin liitoksen murtumismuoto on sitkeä.
- Rasiusten jakautuminen ruuveille lasketaan joko kimmo- tai plastisuusteoriaan perustuen. Kimmoteoriaa on kuitenkin käytettävä kiinnitysluokan C liukumisen kestävässä liitoksissa sekä isku-, vaihto- ja värähtelyrasitetuissa liitoksissa ja mikäli ruuvien leikkauskestävyyden mitoitusarvo jää heikoimman liitettävän levyn reunapuristuskestävyyttä pienemmäksi. (TEP-WP3-702 2013, 1.)

Liitoksessa huomioitavia seikkoja, kun jatkuva sortuma estetään standardin SFS-EN 1991-1-7 mukaisin sitein:

- Palkin pituusakselin suuntainen aksiaalinen sidevoima on ankkuroitava reunapilarissa kiinni pilariin, keskipilarilla siirrettävä palkilta toiselle
- Palkkia vastaan kohtisuorassa suunnassa vaikuttava sidevoima ankkuroidaan palkkien päihin tai pilarin lävitse. (TEP-WP3-702 2013, 2.)

Jatkuvan sortuman estämistä käsitellään tarkemmin luvussa 2.6. Huomionarvoista on, että onnettomuustilanteessa liitos mitoitetaan ainoastaan yllä esitetuille sidevoimille, ei palkin tukireaktiolle.

Jotta liitos saavuttaa mahdollisimman suuren sitkeyden, muodonmuutoskyvyn ja kestävyys sidevoimia vastaan, tulee huomioida seuraavat asiat:

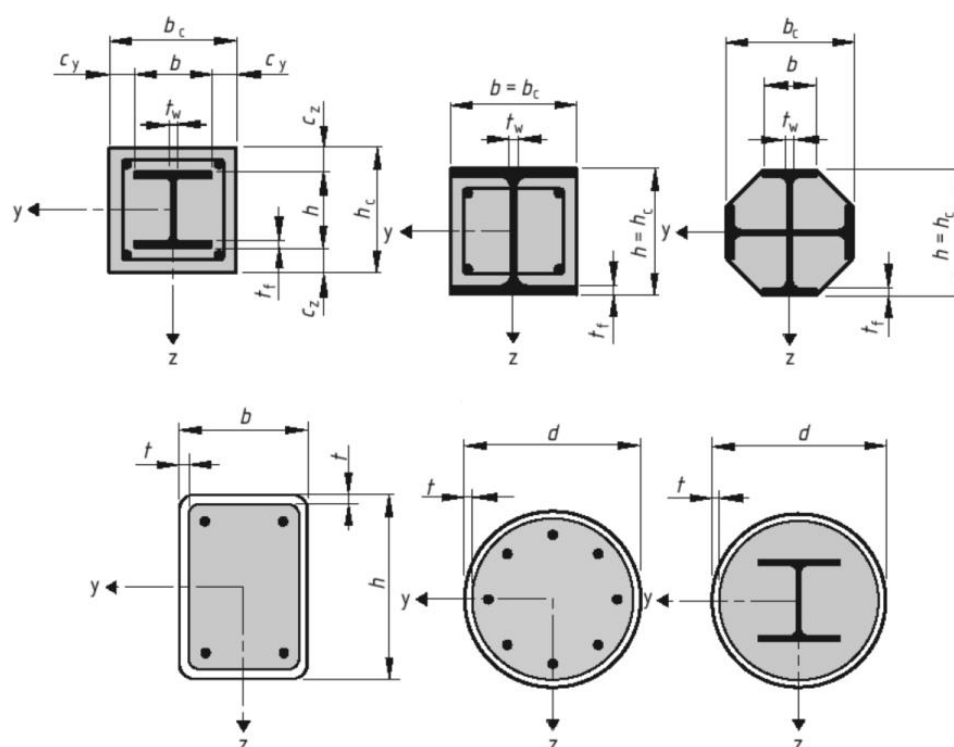
- Pilarien liitoslevyjien hitsit pilarin seinämään suunnitellaan tasalujiksi liitoslevyjien plastisen vetokestävyys suhteen.
- Palkin päätylevyn hitsit suhteessa palkkiin suunnitellaan tasalujiksi liitoslevyjien plastisen vetokestävyys suhteen.
- Palkin päätylevyssä olevien liitoslevyjien hitsit palkin päätylevyyn suunnitellaan tasalujiksi.
- Pilarin pinnan kestävyys vetävälle normaalivoimalle tarkistetaan.
- Ruuviliitos on suunniteltava siten, että heikoimman liitoslevyn reunapuristuskestävyys jää ruuvin leikkauskestävyyttä pienemmäksi. (TEP-WP3-702 2013, 2.)

Laskenta perustuu teräsrakenteiden eurokoodiin EN 1993-1-8 sekä liittorakenteiden eurokoodiin EN 1994-1-1. Kannattomien tappiliittimien mitoitus perustuu Suomen Betoniyhdistyksen julkaisuun BY 58 sekä Peikko Groupin julkaisemaan teokseen PG 0917: Design and behaviour of steel-concrete composite structures.

2.1.1 Liittopilari

Liittopilareina käsitellään kaikkia pilareita, joissa teräsrakenteen lisäksi kantavana materiaalina toimii joko raudoitettu tai raudoittamaton betoni. Liittopilarit kehitettiin alun perin teräspilareista, jotka palosuojaustarkoituksessa täytettiin betonilla. (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 183.)

Liittopilarien kehityksen isänä voidaan pitää Fritz von Empergeriä (1862–1942) ja liittopilarien edeltäjinä käytettiin Yhdysvalloissa niin kutsuttuja Emperger-pilareita, joissa valuraudasta tehty profiili suojattiin kierrehoitettulla betonilla. Toisen maailmansodan lopun jälkeen ja tultaessa 1970-luvulle liittopilareita käytettiin kuitenkin harvakseltaan, sillä betonin vaikutukseen pilarin kestävyys lisääjänä ei uskottu. Kuitenkin kuormituskokeilla pystyttiin osoittamaan, että betoni ja betonissa oleva rauditus osallistuvat lujuuksiansa vastaavalla osuudella pilarin kantavuuteen. (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 183.)



Kuvio 3. Tyypillisiä liittopilaripoikkileikkauksia (SFS-EN 1994-1-1 2005, 53).

Pilarien poikkileikkaukset ovat yleensä symmetrisiä molempien akselien suhteen, jolloin teräsprofiilille ja halkeilemattomalle betonipoikkileikkaukselle saadaan sama painopiste. Täten betoni- ja teräsosan välille ei kehity liitoksen leikkausvuota muuttuvan momentin vaikutuksesta. Betoniosan painopisteen paikka

muuttuu paikallisesti halkeilun johdosta, mutta tästä kehittyvän leikkausvuon arvo on vähäinen, eikä sillä ole mitoituksen kannalta merkitystä. (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 184.)

Kuviossa 3 on esitelty tyypillisimpiä liittopilaripoikkileikkauksia. Tämä opinnäyte-työ käsittelee ainoastaan neliön tai pyöreän muotoisia poikkileikkauksia.

Kun putkiliittopilarit täytetään betonilla, sisältävät ne poikkeuksetta betoniraudoituksen. Betoniraudoituksella on myös merkittävä rooli palonkestävyyden varmistamisessa, sillä raudoittamaton putkiliittopilari on palonkestävyydeltään heikko ja niitä voidaankin käyttää ainoastaan sekundäärisissä rakenteissa. Suomessa käytetään pääasiallisesti putkiliittopilareita. (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 185.)

Liittopilarin materiaaliosavarmuusluvut ovat:

- $\gamma_c = 1,5$: Betoni
- $\gamma_s = 1,15$: Raudoitus
- $\gamma_a = \gamma_{M0} = 1,0$: Rakenneteräs. (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 187.)

Jotta liittopilarilta voidaan odottaa plastisen kestävyuden saavuttamista, on EN 1994-1-1 taulukossa 6.3 asetettu teräspoikkileikkauksille niiden halkaisijan ja seinämäpaksuuden suhteen rajaehdot, joiden täytyessä paikallista lommahdusta ei tarvitse tarkastaa. Rakenneputkille asetetut rajaehdot ovat:

- Pyöreät putkipilarit, seinämän paksuusehto $D/t < 90\varepsilon^2$
- Suorakaideputkipilarit, seinämän paksuusehto $h/t < 52\varepsilon$
- $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yp}}$

missä

D on pyöreän putkipilarin halkaisija

h on suorakaideputkipilarin korkeus

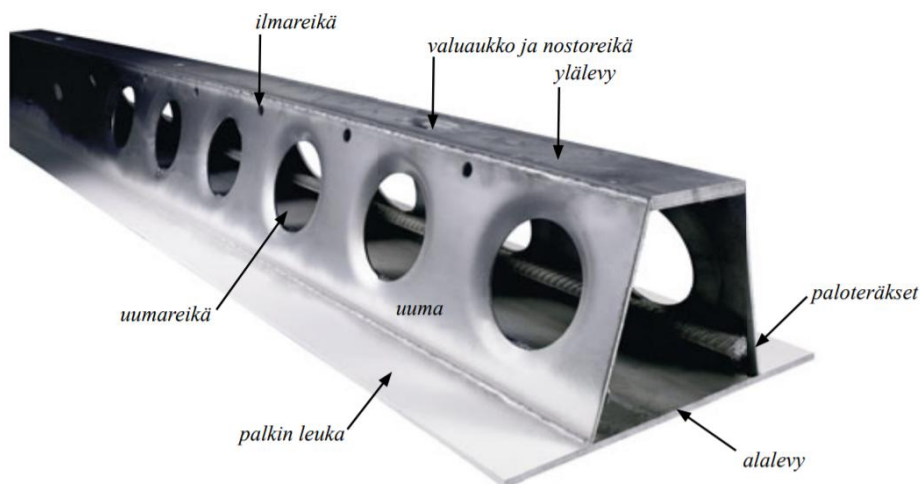
t on putkipilarin seinämäpaksuus

f_{yp} on putkipilarin nimellinen myötölujuus. (SFS-EN 1994-1-1 2005, 54.)

Tässä opinnäytetyössä liittopilarin laskentaa ja suunnitteluvakioita käydään läpi kannattoman tappiliitoksen mitoituksen yhteydessä luvussa 2.5.6. Tässä opinnäytetyössä ei kuitenkaan sen tarkemmin käsitellä liittopilaripoikkileikkauksen itsensä mitoitusta esimerkiksi murtorajatilan kuormitusyhdistelmille.

2.1.2 Deltapalkki

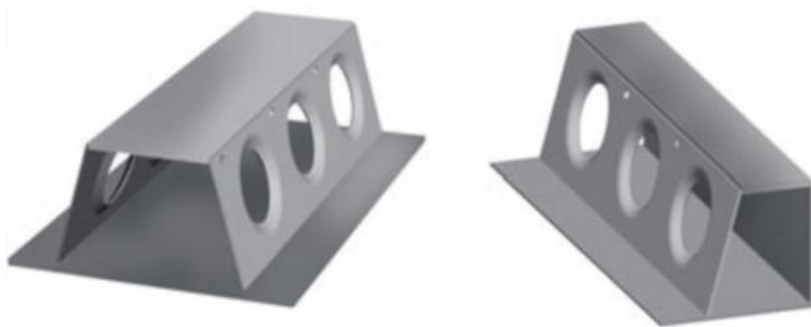
Deltapalkki on betoni-teräsluottopalkki, jossa teräspalkin ja betonin yhteisvaikutus perustuu teräspalkin uumassa olevien reikien vaarnavaikutukseen. Palkki tul-
laan täyttämään ontelolaattojen sauma- ja jälkivalun yhteydessä betonilla, ja betonin kovettumisen jälkeen palkki toimii liittorakenteena. (VTT 2017, 1.)



Kuvio 4. Deltapalkin osat. (Peikko 2016, 4.)

Deltapalkki on suunniteltu toimimaan liittopalkkina matalissa välipohjarakenteissa. Deltapalkki valmistetaan tehtaalla toisiinsa kiinni hitsatuista (kuvio 4) leikatusta teräslevyistä. (Peikko 2016, 4.)

Deltapalkkityyppejä on olemassa kaksi, keskipalkki ja reunapalkki. Keskipalkkia käytetään kannattelemaan laatasta palkin molemmilta puolilta, ja reunapalkissa laatasta kannatellaan vain yhdeltä puolelta, kuten kuvio 5 käy ilmi. (Peikko 2016, 5.)

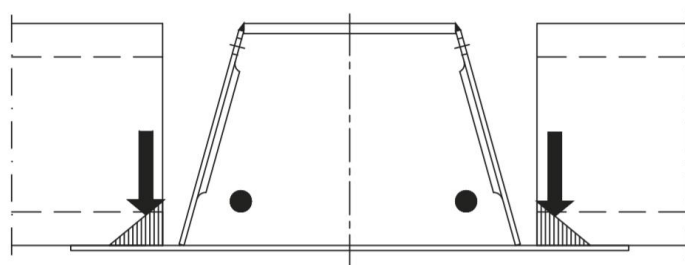


Kuvio 5. Keski- ja reunapalkki. (Peikko 2016, 5.)

Deltapalkki on suunniteltu käytettäväksi laattarakenteen kantavana rakenteena. Palkki mitoitetaan Peikko Groupissa murto-, käyttö-, ja onnettomuusrajatilan asettamille kuormituksille kohdekohtaisesti tilaajan toimittamiin lähtötietoihin pohjautuen. (VTT 2017, 1.)

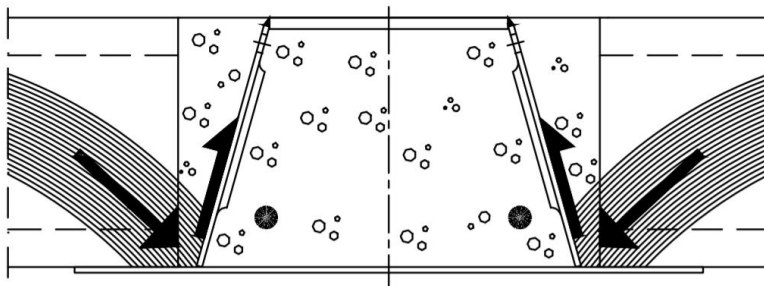
Asennusaikana Deltapalkki toimii tavanomaisen teräspalkin tavoin, kunnes täytöbetoni on saavuttanut vaaditun lujuutensa. Asennusaikaisessa tilanteessa kuormitus siirtyy laatasta Deltapalkkiin alalevyn eli leukojen välityksellä kuvion 6 mukaisesti. Asennusaikainen suunnittelu perustuu kimmoteoriaan, jossa huomioidaan kyseessä olevassa kuormitustapauksessa vaikuttavat kuormat. (Peikko 2016, 7.)

Asennusaikana palkkiin epäsymmetrisestä kuormituksesta aiheutuva vääntö tulee huomioida liitosten ja muiden tukirakenteiden suunnittelussa. Vääntöä saattaa aiheuttaa esimerkiksi epäsymmetrinen palkkijako, vaihtelevat kuormitusarvot sekä epäsymmetrisesti asennetut laattarakenteet. Palkin asennusaikainen tuenta tulee suunnitella siten, ettei Deltapalkki pääse kiertymään pituusakselinsa ympäri, mutta pääsee taipumaan pituusakselinsa suunnassa. Asennusaikaista tuentaa ei tarvita, jos liitosten ja tukirakenteiden suunnittelussa on huomioitu asennusaikaisten kuormitusten vaikutukset. (Peikko 2016, 7.)



Kuvio 6. Voimien siirtyminen asennustilanteessa. (Peikko 2016, 7.)

Kuviossa 7 on havainnollistettu, miten lopputilanteessa Deltapalkki ja täyttöbetoni muodostavat yhdessä liittorakenteen, kun betoni on saavuttanut suunnittelulujuutensa. Lopputilanteessa kuormitus siirtyy puristuksena palkin kaltevalle uumalle. Kuormituksen siirtyminen on varmistettu kuormituskokeilla, joissa Deltapalkin kantavuus testattiin ilman palkin leukoja. Deltapalkkien uumareikien lävitse asennettava poikittaisraudoitus varmistaa kuormien siirtymisen. (Peikko 2016, 9.)



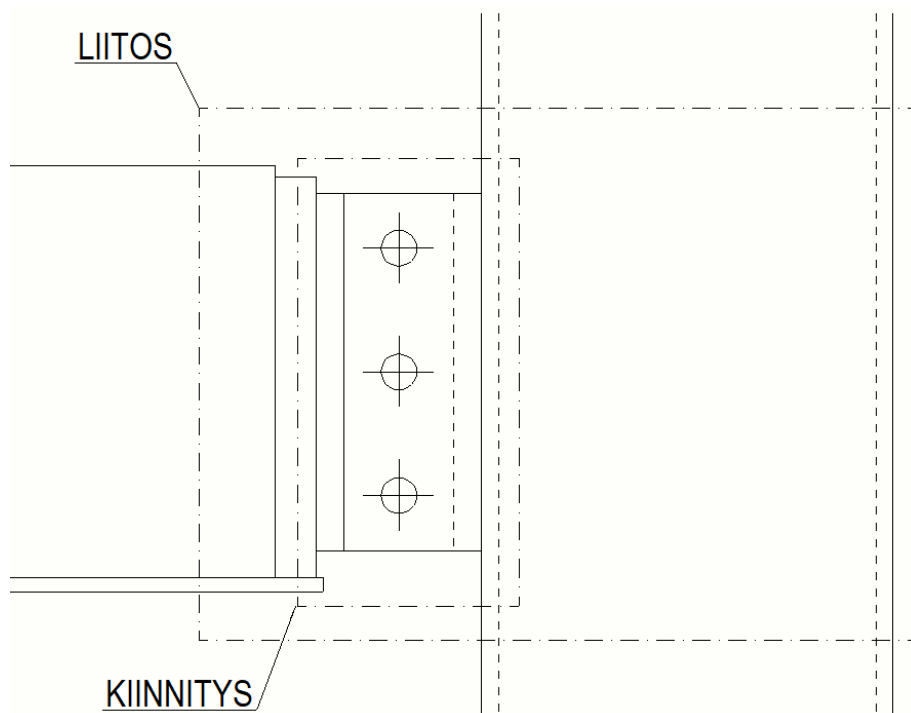
Kuvio 7. Voimien siirtyminen lopputilanteessa. (Peikko 2016, 9.)

Tässä opinnäytetyössä käsiteltävän liitoksen liitoslevyt, ruuvit ja hitsauskiinnitykset mitoitetaan sekä asennus- että lopputilanteen kuormitusyhdistelyille ja mahdolliselle palkin suuntaiselle normaalivoimalle Peikon eri kokoisten Deltapalkki-profiilien tapauksissa.

2.2 Liittämismenetelmät

Liitos koostuu kahdesta sauvasta, pilarista ja palkista sekä liitoksesta näiden sauvojen välillä. Poikkileikkaukset ovat geometrialtaan suhteellisen yksinkertaisia kappaleita, joiden materiaalivahvuudet ovat vakioita. Pilarin ja palkin välille muodostettavan liitoksen lujuusopillinen tarkastelu on haasteellista jopa edistyneimmilläänkin laskentaohjelmilla. Liitoksen suunnittelussa on huomioitava kiinnikkeiden, hitsien ja levyosien asettamat reunaehdot. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 83.)

Tässä luvussa käydään läpi hitsausta ja mekaanista liittämistä. Mekaanisen liittämisen osalta käsitellään ruuvikokoonpanoja. Yleensä hitsaaminen on kustannustehokkainta, usein jopa ainoa mahdollinen liittämistapa. Ruuviliitoksia tulee suosia asennustyömaalla, missä sää vaihteluineen tuo haasteita hitsauksen suorittamiselle ja laadunvalvonnalle. Lisäksi pintakäsittelyn korjaaminen työmaahitsauksen jäljiltä aiheuttaa lisäkustannuksia ja mahdollista asennustyön viivästyistä. (Ruukki 2010, 301.)



Kuvio 8. Kiinnityksen ja liitoksen välinen ero.

Kuviossa 8 on esitetty ero liitoksen (joint) ja kiinnityksen (connection) välillä. Liitos pitää sisällään laajemman kokonaisuuden kuin kiinnitys. Kiinnitys on sijainti, jossa kaksi sauvaa liittyy toisiinsa. Kiinnitys pitää sisällään tiedon, onko kyseessä hitsaus- vai ruuvikiinnitys. Liitos on peruskomponenttien kuten ruuvi, hitsi, liitoslevy, pilarin vaippa – yhdistelmä, jonka avulla sauvat liitetään yhteen siten, että voimasuureita pystytään siirtämään näiden sauvojen välityksellä. (Ruukki 2010, 301.)

2.2.1 Ruuvit

Liitoksissa käytettävien ruuvien tulee olla eurooppalaisen standardin EN 1090 vaatimukset täyttäviä. Kyseessä oleva standardi pyrkii varmistamaan riittävän mekaanisen kestävyuden, stabiiliuden ja käytettävyyden sekä ominaisuuksien säilyvyyden. (SFS-EN 1090-2 + A1 2012, 6.)

Ruuvien koot ja poikkipinta-alat sekä ruuvireikien koot käyvät ilmi taulukoista 1 ja 2. Tyypillisiä rakenteissa käytettäviä kuusioruuveja ovat M12, M16, M20, M22, M24, M27, M30 ja M36. Pienin käytettävä halkaisija on 12 millimetriä. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 89.)

Taulukko 1. Ruuvien koot ja poikkipinta-alat. (Ruukki 2010, 314.)

Ruuvi ^{a)}	M12	M16	M20	(M22)	M24	(M27)	M30	M36
Varren bruttopinta-ala A (mm ²)	113	201	314	380	452	573	707	1018
Jännityspinta-ala A_s (mm ²) ^{b)}	84,3	157	245	303	353	459	561	817

a) Sulkuihin merkittyjen kokojen saatavuus on syytä varmistaa.
b) Ruuvien poikkipinta-ala varren kierteellisellä alueella. Voimassa taulukoissa 3.2 - 3.4 esitetyillä ruuveilla.

Taulukko 2. Vaatimukset ruuvien välyksille. (SFS-EN 1090-2 + A1 2012, 36.)

Ruuvien tai niveltapin nimellishalkaisija (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27 ja yli
Normaalit pyöreät reiät ^a	1 ^{b, c}		2					3
Ylisuuret pyöreät reiät	3		4			6		8
Lyhyet pidennetyt reiät (pituudelle) ^d	4		6			8		10
Pitkät pidennetyt reiät (pituudelle) ^d	1,5 d							

^a Torneille, mastoille ja vastaaville sovellutuksille normaalien pyöreiden reikien nimellistä välystä pienennetään 0,5 mm, ellei erikseen toisin esitetä.
^b Pinnoitetuille kiinnittimille 1 mm:n nimellistä välystä voidaan suurentaa kiinnittimen pinnoitteen paksuuden verran.
^c Ruuveille, joiden nimellishalkaisija on 12 tai 14 mm ja uppokantaruuveille voidaan käyttää myös 2 mm:n välystä standardissa EN 1993-1-8 esitettyjä ehtoja noudattaen.
^d Pidennetyissä rei'issä ruuvien nimellistä välyksen tulee leveyssuunnassa olla sama kuin normaaleilla pyöreillä rei'illä.

Ruuvien pituuden tulee täyttää ehto, että kiristämisen jälkeen mutterin ulkopuolelle on jätävä vähintään yksi kierre. Esijännitetyillä ruuveilla kierteettömän varren väliin tulee jäädä vähintään neljä kokonaista kierrettä kierteen päätte mukaan lukien. (SSAB 2016, 479.)

Mitoitus perustuu EN 1993 Suomen kansallisen liitteen suositusten mukaisesti ainoastaan lujuusluokkien 8.8 ja 10.9 korkealujuuksisiin ruuveihin. Peruslujuutena pidetään lujuusluokkaa 8.8. Mutterin lujuusluokan tulee olla vähintään sama kuin käytettävän ruuvin, mutta voi olla myös korkeampaa lujuutta. (Ruukki 2010, 313.)

Ruuvin lujuusluokka ilmaistaan muodossa x.y, missä kokonaisosa ilmaisee ruuvin murtolujuuden sadalla kerrottuna. Tunnuksen desimaaliosa ilmaisee myötölujuuden ja murtolujuuden suhteen kymmenellä jaettuna. Lujuusluokan ollessa 8.8 saadaan myötö- ja murtolujuus siis seuraavasti:

- murtolujuus $f_{ub} = x \cdot 100 = 8 \cdot 100 = 800 \text{ N/mm}^2$
- myötölujuus $f_{yb} = f_{ub} \cdot \frac{y}{10} = 800 \cdot \frac{8}{10} = 640 \text{ N/mm}^2$. (Ruukki 2010, 313.)

2.2.2 Hitsit

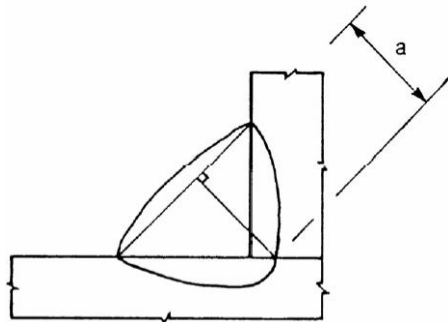
Hitsausliitosten mitoittaminen on tehtävä, mikä alkaa liitoksen osakokoonpanon ja ominaisuuksien ollessa selvillä. Mitoittamiseen liittyy hitsityypin, pituuden ja a-mitan määrittäminen. Käytännössä hitsiliitosten pääasiallinen vaatimustenmukaisuus voidaan todeta vain mitoituslaskelmista, joiden puuttuessa saattaa kohota rakenteen vaurio- tai sortumisriski. (Leino 2006, 6.)

Hitsausohjeet perustuvat standardiin EN 1993-1-8, jonka säännöt pätevät yleisille lisäaineellisille kaarihitsausmenetelmille, kuten puikkohitsaus, MIG/MAG-hitsaus ja jauhekaarhitsaus. Liitettävien osien ainepaksuuden tulee olla vähintään neljä millimetriä. (Ruukki 2010, 342.)

Käytettävien hitsausaineiden tulee olla eurokoodin EN 1993-1-8 esitettyjen viitestandardien mukaisia ja ne tulee valita siten, että niiden myötö- ja murtolujuuden sekä myötövenymän minimiarvot vastaavat vähintään hitsattavan perusaineen vastaavia arvoja. Mitoitusohjeiden ollessa puutteellisia eri lujuusluokkaa

olevien teräksien välisille hitseille, valitaan hitsausaine alemman lujuusluokan mukaan, ellei toisin määrätä. (Ruukki 2010, 342.)

Pienahitsin tehollisena pituutena l_{eff} käytetään täysikokoisen pienahitsin kokonaispituutta. Tehollisen pituuden arvoksi voidaan valita hitsin kokonaispituus vähennettynä kaksi kertaa efektiivinen a-mitta. Mikäli pienahitsin tehollinen pituus on alle 30 millimetriä tai alle kuusi kertaa a-mitta, ei hitsiä käsitellä voimia siirtävänä. Pienahitsin efektiiviseksi a-mitaksi (kuvio 9) tulee valita vähintään kolme millimetriä. (SFS-EN 1993-1-8 2005, 44–45.)



Kuvio 9. Pienahitsi, jossa todellinen tunkeuma sekä efektiivinen a-mitta. (SFS-EN 1993-1-8 2005, 45.)

Mikäli putkiprofiilin vaippa, johon liitoslevyt kiinnitetään, on massiivinen, saattavat kyseiset levyt vaatia runsaasti lämmitysenergiaa, jolloin on olemassa vaara, ettei hitsausaine tartu ollenkaan riittämättömästi lämmentyneeseen tai sulamatta jääneeseen pilarin vaippaan. Massoiltaan suuresti poikkeavien kappaleiden toisiinsa hitsaaminen on suunnitteluvirhe, ellei hitsauksen onnistumista pystytä menetelmäkokeilla osoittamaan. (Leino 2006, 31.)

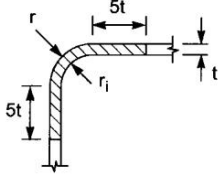


Kuvio 10. Taivutusmomentin vaikutuksesta irronnut konsoli. (Leino 2006, 32.)

Liitoslevyjen irtoaminen putkipilarista taivutusmomentin vaikutuksesta on mahdollinen, kun liitoslevyt sijaitsevat putkiprofiilin kylmämuokkauksen vaikutusalueella, ja kun palkkiosa ei pääse kiertymään riittävästi pienen välyksen johdosta (Leino 2006, 32). Kuviossa 10 esitetty tilanne ei vastaa täysin tässä työssä käsiteltävää liitosdetaljia, mutta periaate levyosien irtoamiselle on sama.

Hitsaamista rakenneputkien kylmämuovatuille alueille tulee aina olosuhteiden vaatiessa tarkastella kriittisesti, koska lujuus putkiprofiilin kylmämuovatuilla alueella on heikompi (Leino 2006, 33). Taulukossa 3 on esitetty reunaehdot kylmämuovatuilla alueella hitsaamiselle.

Taulukko 3. Ehdot kylmämuovatuilla alueella tai sen läheisyydessä hitsaamiselle. (SSAB 2016, 201.)

	r/t	r_i/t	Kylmämuovauksesta aiheutuva pinnan venymä (%)	Suurin sallittu paksuus ^{a)} (mm)
	≥ 26	≥ 25	≤ 2	kaikki
	≥ 11	≥ 10	≤ 5	kaikki
	$\geq 4,0$	$\geq 3,0$	≤ 14	24
	$\geq 3,0$	$\geq 2,0$	≤ 20	12
	$\geq 2,5$	$\geq 1,5$	≤ 25	10
	$\geq 2,0$	$\geq 1,0$	≤ 33	6

a) Kun käytetään täysin tiivistettyä terästä jonka Al $\geq 0,02$ %

Standardin EN 10219:2006 mukaiset kylmämuovatu rakenneputket jotka eivät täytä taulukossa esitettyjä ehtoja, katsotaan täyttävän kyseiset vaatimukset edellyttäen, että kaikki seuraavat ehdot toteutuvat:

- seinämänpaksuus on enintään 12,5 mm
- teräs on alumiiniitiivistetty vaatimuksen (a) mukaisesti
- teräslaji on jokin seuraavista: J2H, K2H, MH, MLH, NH tai NLH
- teräksen analyysi toteuttaa seuraavat ehdot:

C	$\leq 0,18$ %
P	$\leq 0,020$ %
S	$\leq 0,012$ %

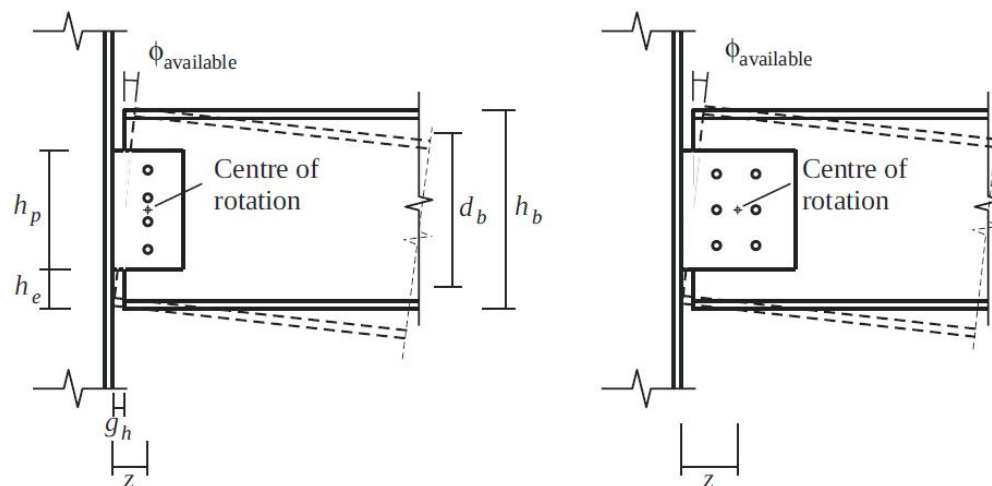
Monissa hitsausliitosten ongelmatapauksissa jokin rakenteen detajli on suunnittelussa päätynt sellaiseksi, että siihen on muodostunut jännityshuippu, eikä rakenne ole voiman vaikuttaessa tai sen kasvaessa kyennyt vastaanottamaan jännityshuipun aiheuttamaa muodonmuutosenergiaa. Liitosalueella ei tavanomaisesti ole tilaa näkyville muodonmuutoksille. (Leino 2006, 33.) Pilarin pinnan liitoslevyjen sekä Deltapalkin päätylevyssä kiinni olevien liitoslevyjen hitsien kestävyyslaskentaa käsitellään tarkemmin luvussa 2.5.3.

2.3 Rakenneanalyysi

Tässä luvussa käsitellään nimellisesti nivelellisen liitoksen kiertymiskykyä ja liitosluokittelua sen lujuuden ja jäykkyyden perusteella.

2.3.1 Liitoksen kiertymiskyky

Taivutusmomentista ei saa aiheutua liitokselle niin merkittävää kiertymää, että Deltapalkin alalaippa ja pilarin pinta joutuvat kosketuksiin. Tämän ehdon saavuttamiseksi liitoslevyjien korkeuden h_p tulee olla pienempi kuin palkin uuman (opinäytetyön tapauksessa palkin päätylevyn) korkeus. (Jaspart & Weynand 2018, 167.)



Kuvio 11. Suurin mahdollinen kiertymä liitoksessa. (Jaspart & Weynand 2018, 168).

Suurin sallittu kiertymä $\varphi_{available}$, mikä liitokseen saa muodostua, voidaan laskea kuvion 11 mittoja esimerkkinä käyttäen ehtolausekkeella:

$$\text{jos } z > \sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2}: \quad (1)$$

$$\varphi_{available} = \infty$$

muuten

$$\varphi_{available} = \arcsin\left(\frac{z}{\sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2}}\right) - \arctg\left(\frac{z - g_h}{\frac{h_p}{2} + h_e}\right) \quad (2)$$

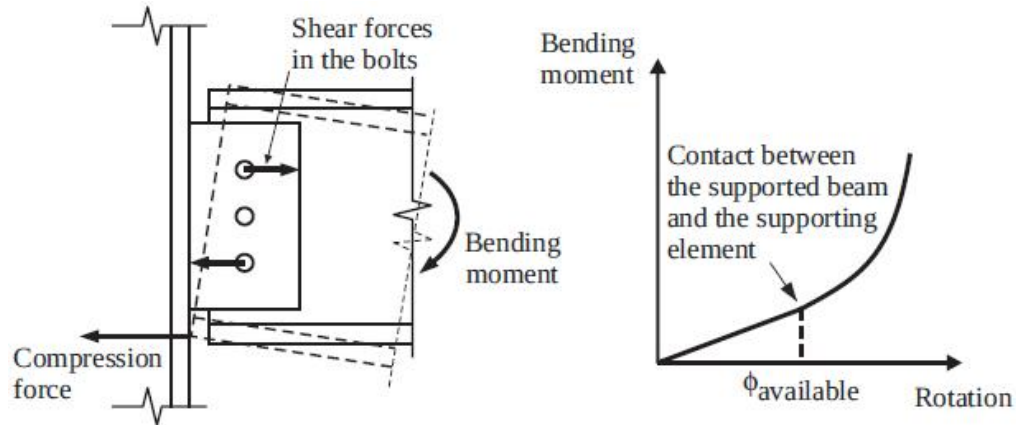
missä

z on etäisyys pilarin pinnan ja pulttiryhmän painopisteen välillä

g_h on pilarin pinnan ja palkin pään välinen etäisyys

h_p on liitoslevyn korkeus

h_e on liitoslevyn alapinnan ja palkin alalaipan välinen etäisyys (Jaspart & Weynand 2018, 168.)



Kuvio 12. Taivutusmomentin ja suurimman sallitun kiertymän suhde. (Jaspart & Weynand 2018, 167).

Liitoksen suurimman sallitun kiertymän $\varphi_{available}$ arvon on oltava suurempi, kuin tasaisesta kuormituksesta aiheutuvan palkin todellisen kiertymän arvon φ_q . Toisin sanoen palkki ei saa kiertyä kuormituksen johdosta enempää, kuin yllä annettu kaava sallii.

Nivelellisesti tuetun kimmoiseksi oletetun yksiaukkoisen palkin (kuvio 13), jossa kuormitus q jakautuu tasaisesti koko palkin jännevälin L matkalle, kiertymä lasketaan kaavalla:

$$\varphi_q = \frac{q_d \cdot L_b^3}{24EI} \quad (3)$$

missä

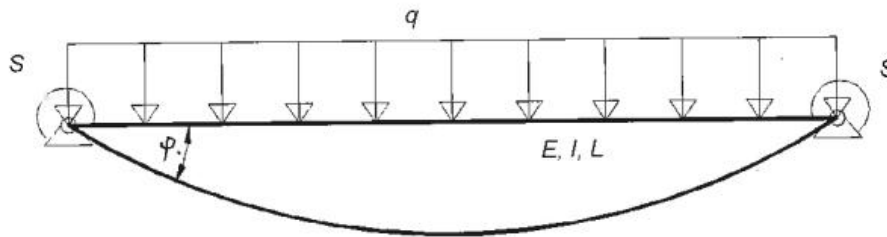
q_d on tasaisen kuorman arvo murtorajatilassa

L_b on Deltapalkin jänneväli

E on Deltapalkin kimmokerroin

I on Deltapalkin jäyhyysmomentti. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 85.)

Huomioitavaa on, että Deltapalkin betonitäyttö vähentää kiertymää entisestään. Edellä esitetty kaava olettaa, että palkki koostuu ainoastaan teräksestä.



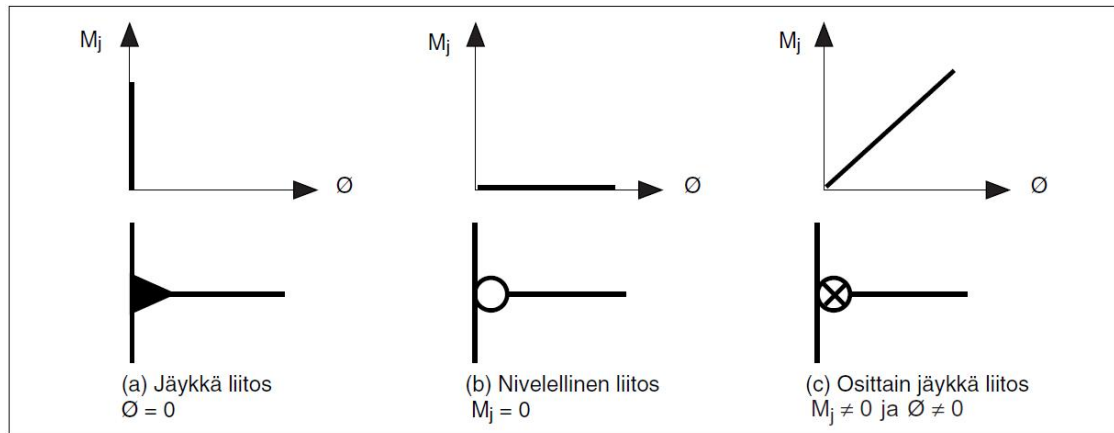
Kuvio 13. Yksiaukkoinen nivelellisesti tuettu palkki. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 85.)

2.3.2 Liitoksen luokitus jäykkyyden perusteella

Liitokset luokitellaan joko jäykkyyteen tai lujuuteen perustuen. Jäykkyyteen perustuen liitokset luokitellaan nimellisesti nivelellisiin liitoksiin, jäykkiin liitoksiin ja osittain jäykkiin liitoksiin. Lujuuden perusteella ne luokitellaan nivelellisiin liitoksiin, täysin lujiin ja osittain lujiin liitoksiin. Lujuuteen perustuva luokitus suoritetaan vertaamalla liitoksen taivutuskestävyyden mitoitusarvoa $M_{j,Rd}$ liitoksen muodostavien sauvojen taivutuskestävyyden mitoitusarvoihin. (Ruukki 2010, 302.)

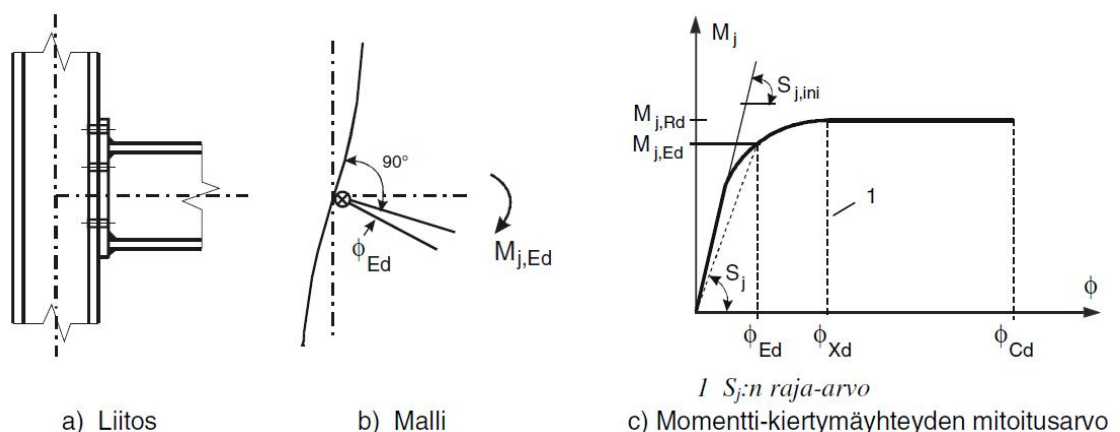
Tässä työssä tarkasteltavana olevan liitoksen halutaan käyttäytyvän nimellisesti nivelellisen liitoksen tavoin. Nivelliitosten etuina jäykkiin liitoksiin on, että niiden toteuttaminen on yksinkertaisempaa ja valmistus- sekä asennuskustannuksiltaan edullisempaa. Tämä kuitenkin johtaa palkkien suurempiin maksimimomentteihin ja taipumiin. Nivelliitokset toteutetaan lähes kaikissa tapauksissa ruuviliitoksina, jotka eivät estä nivelliitokselta vaadittavaa kiertymistä tuella. (Ruukki 2010, 303.)

Kuvioissa 14 ja 15 on havainnollistettu liitoksen luokittelua ja momentin ja kiertymänvälistä yhteyttä.



Kuvio 14. Liitoksen luokitus jäykkään, nivelelliseen ja osittain jäykkään tapaukseen. (Ruukki 2010, 303).

Nimellisesti nivelelliset liitokset (nominally pinned) tulee suunnitella siten, ettei niihin pääse kehittymään rakenteen sauvoihin haitallisesti vaikuttavaa momenttia. Lujuusominaisuuksiin perustuen liitosta voidaan pitää nimellisesti nivelellisenä, jos liitoksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo $M_{j,Rd}$ on korkeintaan 25 % momenttijäykän liitoksen taivutuskestävyydestä edellyttäen, että liitoksen riittävä kiertymiskyky säilyy. Jäykkyyteen perustuen liitos luokitellaan nimellisesti nivelelliseksi, jos liitoksen kiertymisjäykkyys $S_{j,ini}$ on enintään $S_{j,ini} \leq 0,5EI_b/L_b$, missä I_b on palkin jäyhyysmomentti ja L_b on palkin jänneväli. (Ruukki 2010, 302.)



Kuvio 15. Liitoksen momentti-kiertymäyhteys. (SFS-EN 1993-1-8, 66.)

Todellisuudessa tarkasteltavana oleva liitos ei ole täysin nivelellinen, vaan jotain nimellisesti nivelellisen ja jäykän liitoksen väliltä. Tällöin kyseessä olisi osittain jäykkä (semi-rigid) liitos, jolloin $S_{j,ini} > 0,5EI_b/L_b$. Tukimomentin ja kiertymän välillä on seuraavan kaltainen yhteys:

$$M = S \cdot \varphi \quad (\text{Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 85.}) \quad (4)$$

Yksiaukkoiselle osittain jäykästi tuetulle palkille saadaan yllä esitettyyn kaavaan perustuen esitykset:

$$M = \frac{q \cdot L^2}{12} \cdot \frac{1}{\frac{2EI}{SL} + 1} \quad (5)$$

$$\varphi = \frac{q \cdot L^3}{24EI} \cdot \frac{1}{1 + \frac{SL}{2EI}} \quad (6)$$

(Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 85.)

Yllä esitetty kaava 5 tarkoittaa tuella vaikuttavaa momenttia ja kaava 6 palkin kiertymää tuella. Tasapainoehtojen mukaan tukimomentin ja palkin keskiosan momentin ero on aina $qL^2/8$, kun palkkiin vaikuttaa tasainen kuorma. Taivutuseli kenttämometti palkin keskelle on:

$$M_{kesk} = \frac{q \cdot L^2}{8} - M = \frac{q \cdot L^2}{24} \cdot \frac{\frac{6EI}{SL} + 1}{\frac{2EI}{SL} + 1} \quad (7)$$

(Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 86.)

Otetaan käyttöön dimensioton apusuure a , joka kuvaa liitoksen jäykkyyttä verrattuna liittyvän sauvan jäykkyyteen. Apusuure a saadaan kaavalla:

$$a = \frac{SL}{EI} \quad (8)$$

(Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 86.)

Apusuure a asettaa rajat liitosten jäykkyyden luokittelulle, kun kyseessä on nurjahtaessa sivusiirtymätön rakenne: (tuet ottavat vastaan vähintään 80 % vaaka-siirtymistä).

- $a = SL_b/EI_b \leq 0,5 \Rightarrow$ liitos on nivel
- $0,5 < a = SL_b/EI_b < 8 \Rightarrow$ liitos on osittain jäykkä

- $a = SL_b/EI_b \geq 8$ à liitos on täysin jäykkä. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 87.)

Opinnäytetyön kokeellisessa osuudessa selvitetään Deltapalkki-pilarityypilliitosten kiertymisjäykkyys $S_{j.ini}$ annetuilla parametreilla ja geometrialla. Tuloksista käy ilmi, onko liitos niveellinen, jäykkä vai osittain jäykkä.

2.4 Liitoksen detaljisuunnittelu

Tässä luvussa käydään läpi liitoksen komponenttien mitoitus ruuvien, liitoslevyjen, pilarin pinnan sekä hitsien kestävyden osalta.

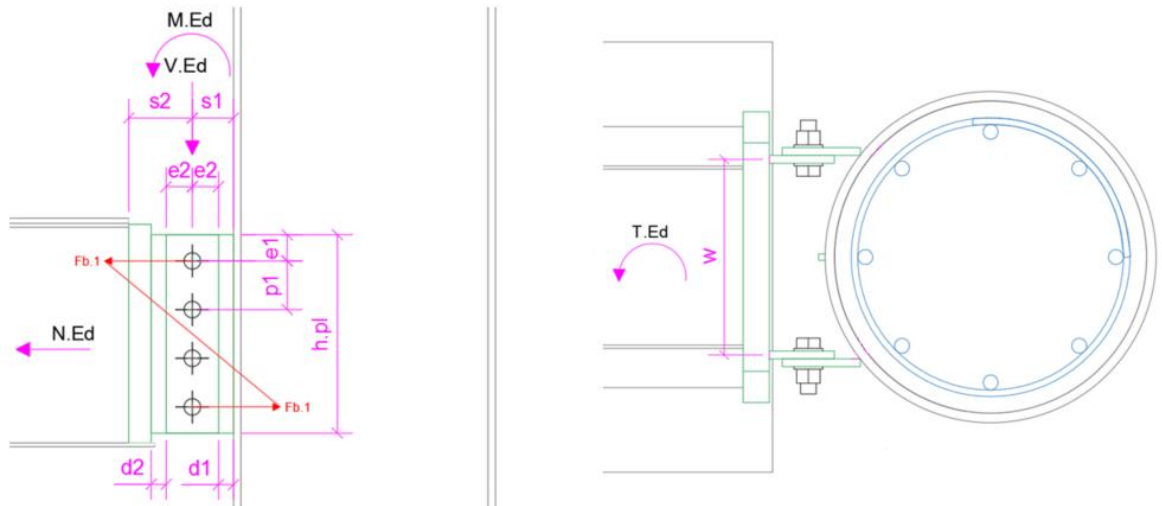
Standardin SFS-EN 1993-1-1 (2005, 48) mukainen murtorajatilan osavarmuusluku on:

- $\gamma_{M0} = 1,0$: Poikkileikkausten kestävyys poikkileikkausluokasta riippumatta.

Standardissa SFS-EN 1993-1-8 (2005, 19) esitetyt osavarmuusluvut ovat:

- $\gamma_{M2} = 1,25$: Ruuvien ja hitsien kestävyys. Reunapuristuskestävyys.
- $\gamma_{M5} = 1,0$: Rakenneputkiprofiilin kestävyys.

Deltapalkin ja liittopilarin väliseen levyliitokseen voi kohdistua monenlaisia kuormia: palkin tukireaktio (leikkausvoima), pulttiryhmän painopisteen ja pilarin pinnan epäkeskisyyden aiheuttama taivutusmomentti, toispuoleisesta kuormituksesta aiheutuva vääntömomentti sekä onnettomuustilanteesta aiheutuva palkin suuntainen normaalivoima.



Kuvio 16. Liitoksessa vaikuttavat voimasuureet.

Kuvion 16 mukainen F_{b1} tarkoittaa kimmoteorian mukaista voimien jakautumista ruuviryhmässä. Kuviossa 16 T_{Ed} kuvastaa palkin pituusakselin ympäri vaikuttavaa vääntömomenttia (ei taivutusmomenttia z-akselin suhteen).

Ruuviryhmää rasittava leikkausvoima, nivelellisen yksiaukkoisen palkin tukireaktio tasaiselle kuormalle saadaan kaavasta:

$$V_{Ed} = \frac{q_d \cdot L_b}{2} \quad (9)$$

missä

q_d on tasaisen kuorman arvo murtorajatilassa

L_b on Deltapalkin jänneväli. (Rakentajain kalenteri 2010, 104.)

Pulttiryhmän painopisteen epäkeskisyydestä aiheutuu taivutusmomentti M_{Ed} , joka auki kirjoitettuna lausutaan:

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot maks(s_1, s_2) \quad (10)$$

missä

s_1 on kuvion 16 mukainen pulttiryhmän painopisteen ja pilarin pinnan välinen etäisyys

s_2 on kuvion 16 mukainen pulttiryhmän painopisteen ja Deltapalkin päätylevyn välinen etäisyys (varman puolen oletuksena etäisyys päätylevyn juureen)

Liitoksessa esiintyvä vääntörasitus saattaa olla seurausta esimerkiksi epäsymmetrisestä palkkijaosta, vaihtelevista kuormitusarvoista palkin molemmilla leuoilla (reunapalkilla kuormitus toispuoleista) sekä epäsymmetrisesti asennetuista laattarakenteista (Peikko 2016, 7). Vääntöä varten rakennesuunnittelijan tehtäviin kuuluu vääntöraudoituksen määrittäminen Deltapalkin tukemalle laatastolle (Peikko 2016, 13). Liitoksessa kuvion 16 mukaisen vääntömomentin T_{Ed} oletetaan lujuusopin teorian mukaan jakautuvan liitoslevyjen välille voimaparina seuraavasti:

$$F_{T.Ed} = \frac{T_{Ed}}{w} \quad (11)$$

missä

w on äärimmäisten liitoslevyjen välinen etäisyys

Voimaparista aiheutuvan ”lisäleikkausvoiman” $F_{T.Ed}$ katsotaan lisäävän leikkausrasitusta liitoksen toisen pulttiryhmän pulteille, kun taas toisella puolella lisäleikkausvoima kumoutuu tukireaktion vaikutuksesta. Liitoksen kestävyys tarkistetaan ensin mainitulle tilanteelle. Rakennesuunnittelija määrittää rakennelaskelmillaan vääntömomentin arvon (kuten muutkin voimasuureet), joka syötetään valmiina arvona tämän työn pohjalta laadittuun Excel-laskentaohjelmaan.

Palkkia ja liitosta saattaa kuormittaa onnettomuustilanteen sidevoimista aiheutuva normaalivoima N_{Ed} . Normaalivoiman arvo syötetään niin ikään Excel-ohjelmaan valmiina arvona, joka on saatu rakennelaskelmista. Normaali- ja sidevoimien vaikutuksia käsitellään tarkemmin luvussa 2.6.

Kaikille tarkasteltaville komponenteille on oltava yleisesti voimassa, ettei voimasuure saa koskaan ylittää siihen verrattavaa kestävyysuuretta. Mitoitusehto on:

$$E_d \leq R_d \quad (12)$$

missä

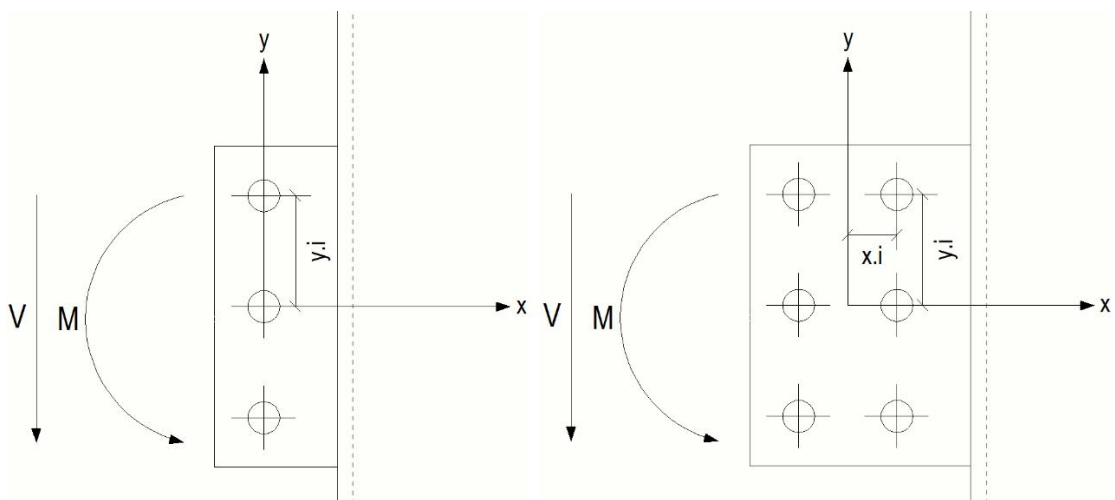
E_d on kuormituksen mitoitusarvo

R_d on kestävyysmitoitussarvo

2.4.1 Rasiusten jakautuminen ruuveille

Tässä luvussa rasiusten jakautuminen ruuveille käsitellään kimmoteoriaan perustuen. Kimmoteoriaan perustuvaa lineaarista sisäisten voimien jakaantumista käytetään seuraavissa tapauksissa:

- Kiinnitysluokan C liukumisen kestävässä kiinnityksessä.
- Leikkausvoimalle alttiissa liitoksissa, joissa leikkauskestävyyden mitoitusarvo $F_{v,Rd}$ jää pienemmäksi kuin liitettävän liitoslevyn reunapuristuksen mitoitusarvo $F_{b,Rd}$.
- Iskun, värähtelyn, tai kuormien suunnan vaihtumisen (tuulikuormia lukuun ottamatta) vaikuttaessa kiinnityksiin. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 93.)



Kuvio 17. Apumittoja polaarisen neliömomentin laskemiseksi ruuviryhmän rasiteuimmille ruuveille (reunaruuveille).

Rasitusten oletetaan yleensä jakautuvan tasan peräkkäisille ruuveille. Lyhyissä liitoksissa tämä on odotettavaa, sillä vaikka kimmoteorian mukaisesti äärimmäisissä päissä sijaitsevat ruuvit ovat eniten kuormitettuja, rasitukset pyrkivät tasaantumaan plastisen muodonmuutoksen seurauksena. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 93.)

Kokeellisilla ja teoreettisilla selvityksillä on kuitenkin päädytty siihen lopputulokseen, että liitospituudella on vaikutusta murtokuormaan pitkien liitosten tapauksessa (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 93). Näin ollen, mikäli liitoksen äärimmäisten ruuvien välinen etäisyys L_j siirrettävän voiman suunnassa on suurempi kuin 15 kertaa ruuvin nimellinen halkaisija, pienennetään leikkauskestävyyden $F_{v,Rd}$ arvoa kertomalla se tekijällä β_{LF} :

$$\beta_{LF} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d}, \text{ mutta } 0,75 \leq \beta_{LF} \leq 1,0 \quad (13)$$

(SFS-EN 1993-1-8 2005, 31.)

Suurimmat rasitukset kohdistuvat ruuviryhmän äärimmäisille ruuveille. Yksittäisten ruuviryhmän ruuvien rasitukset (ks. kuvio 17) voidaan laskea kimmoisella jakaumalla seuraavista kaavoista:

$$F_{xi} = \frac{N}{n} + \frac{M \cdot y_i}{\sum(x_i^2 + y_i^2)} \quad (14)$$

$$F_{yi} = \frac{V}{n} + \frac{M \cdot x_i}{\sum(x_i^2 + y_i^2)} \quad (15)$$

$$F_i = \sqrt{F_{xi}^2 + F_{yi}^2} \quad (16)$$

missä

n on ruuvien lukumäärä ruuviryhmässä

F_i on ruuvia i rasittava voima voimasuureiden N , V ja M on vaikutuksesta

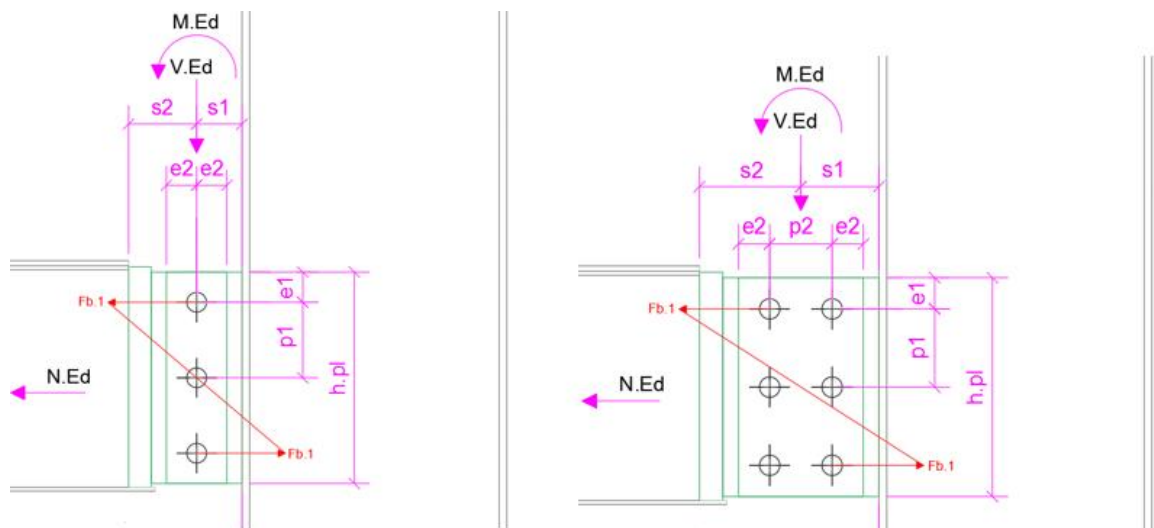
x_i ja y_i ovat ruuvin i etäisyydet ruuviryhmän painopiste koordinaattiakselien x - ja y -suunnissa (+ mikäli positiivisen akselin suunnassa)

F_{xi} ja F_{yi} ovat voiman F_i koordinaattiakselien suuntaiset komponentit. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 93.)

2.4.2 Ruuvien leikkauskestävyys

Liitoksen ruuvien reuna- ja pääty- sekä keskiöetäisyyksien (ks. kuvio 18) tulee täyttää eurokoodin SFS-EN 1993-1-8 (2005, 24) taulukossa 3.3 esitetyt minimiarvot:

- päätyetäisyys $e_1 = 1,2d_0$ (d_0 = ruuvireiän halkaisija)
- reunaetäisyys $e_2 = 1,2d_0$
- vaikuttavan voiman suuntainen keskiöväli $p_1 = 2,2d_0$
- vaikuttavaa voimaa vasten kohtisuora keskiöväli $p_2 = 2,4d_0$



Kuvio 18. Ruuvien reuna- ja keskiöetäisyydet liitoksessa.

Yhden ruuvin leikkauskestävyys saadaan kaavalla:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (17)$$

missä

f_{ub} on ruuvin murtolujuus

A on ruuvin poikkipinta-ala (ruuvien kierteiden ollessa leikkaustasossa poikkipinta-ala korvaa jännityspinta-ala A_s). (SSAB 2016, 225.)

Ruuvien kierteettömän eli sileän osan ollessa leikkaustasossa kertoimelle α_v käytetään ruuvien lujuusluokasta riippumatta arvoa 0.6. Kun ruuvien lujuusluokka on

8.8 ja kierteet ovat leikkaustasossa, käytetään niin ikään arvoa 0.6. Ainoastaan lujuusluokalla 10.9 kierteiden ollessa leikkaustasossa on kerroin $\alpha_v = 0.5$. (SFS-EN 1993-1-8 2005, 28.)

2.4.3 Liitoslevyjen kestävyys

Liitoslevyjen reunapuristuskestävyys määritetään kaavasta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (18)$$

missä

d on ruuvien nimellinen halkaisija

t on ohuemman liitettävän levyosan paksuus. (SFS-EN 1993-1-8 2005, 28.)

Kerroin α_b huomioi ruuveihin vaikuttavan voiman suuntaisen sijoittumisen:

$$\text{- Levyn reunan ruuvit: } \alpha_b = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; 1,0 \right] \quad (19)$$

$$\text{- Muut kuin pään ruuvit: } \alpha_b = \min \left[\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right] \quad (20)$$

(SFS-EN 1993-1-8 2005, 28.)

Kerroin k_1 huomioi ruuveihin vaikuttavaa voimaa vasten kohtisuoran sijoittumisen:

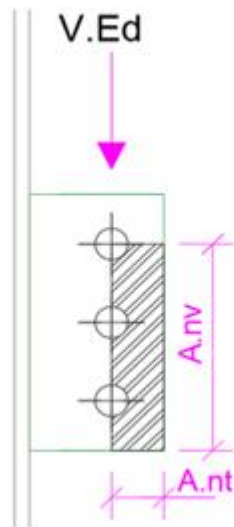
$$\text{- Levyn pään ruuvit: } k_1 = \min \left[2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right] \quad (21)$$

$$\text{- Muut kuin pään ruuvit: } k_1 = \min \left[1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right] \quad (22)$$

(SFS-EN 1993-1-8 2005, 28.)

Kun liitoslevyssä on kolme ruuvia kuvion 18 mukaisesti, ovat vaikuttavan voiman suunnasta katsottuna ulommat ruuvit levyn pään ruuveja. Mikäli ruuveja olisi liitoslevyssä neljä, olisivat toisella ja kolmannella rivillä olevat ruuvit muita kuin levyn päätyruuveja.

Liitoslevyn palamurtuminen on ilmiö, joka aiheutuu perusaineen vetomurtumisesta vedon kuormittamassa pinnassa leikkauksen kuormittavan pinnan murtuessa samanaikaisesti (ks. kuvio 19). Palamurtumisesta saattaa tulla liitoksen mittaava tekijä, kun käytetään korkeaa teräslujuutta sekä pieniä ruuvien reunaetäisyyksiä. (SSAB 2016, 226.)



Kuvio 19. Liitoslevyn mahdollinen palamurtumismuoto leikkausvoiman vaikutuksesta.

Liitoslevyn palamurtuminen epäkeskeiselle kuormalle lasketaan kaavasta:

$$V_{eff,2,Rd} = 0,5 \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\gamma_{M0}} \quad (23)$$

missä

A_{nt} on vedon rasittama nettopinta-ala

A_{nv} on leikkauksen rasittama nettopinta-ala. (SFS-EN 1993-1-8 2005, 34.)

Yksittäisen liitoslevyn bruttopoikkileikkauksen leikkauskestävyys lasketaan standardin SFS-EN 1993-1-8 (2005) kohdan 6.2.6 mukaan seuraavasti:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (24)$$

missä

A on liitoslevyn poikkipinta-ala (bruttoala)

f_y on liitoslevyn nimellinen myötölujuus

Yksittäisen liitoslevyn nettopoikkileikkauksen leikkauskestävyys lasketaan niin ikään standardin SFS-EN 1993-1-8 2005 kohdan 6.2.6 mukaan:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{net} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \quad (25)$$

missä

A_{net} on liitoslevyn nettopinta-ala, kun ruuvireikien vaikutus on huomioitu

Yksittäisen liitoslevyn kestävyys vetävälle voimalle tarkastetaan standardin SFS-EN 1993-1-8 (2005) kohdan 6.2.3 mukaan:

$$N_{pl,Rd.net} = \frac{0,9A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (26)$$

missä

A_{net} on liitoslevyn nettopinta-ala

f_u on liitoslevyn nimellinen murtolujuus

Liitoslevyn taivutuskestävyys lasketaan standardin SFS-EN 1993-1-1 (2005) kohdan 6.2.5 mukaan kaavalla:

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (27)$$

missä

W_{el} on liitoslevyn elastinen taivutusvastus

Liitoslevyjen kestävyys yllä lueteltujen voimien yhteisvaikutukselle lasketaan Von Mises'n myötöehtoon perustuen standardin SFS-EN 1993-1-1 (2005) kohdan 6.2.1 mukaisesti:

$$\left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (28)$$

missä

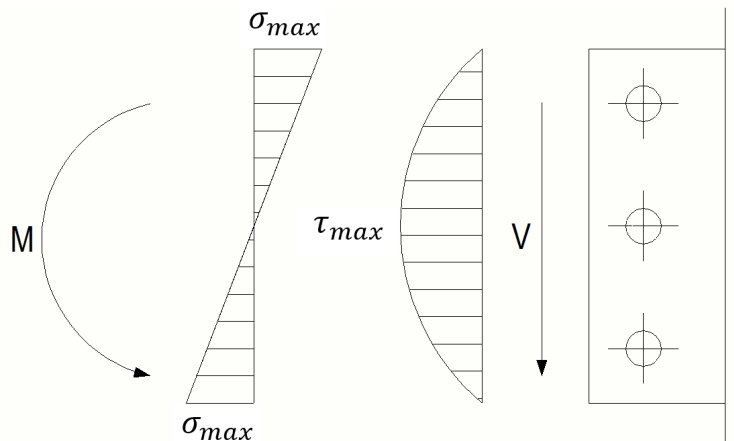
$\sigma_{x.Ed}$ on paikallisen jännityksen mitoitusarvo tarkasteltavassa pisteessä

$\sigma_{z.Ed}$ on poikittaisen paikallisen jännityksen mitoitusarvo tarkasteltavassa pisteessä

τ_{Ed} on paikallisen leikkausjännityksen mitoitusarvo tarkasteltavassa pisteessä.

Tarkasteltavana olevaan liitokseen oletetaan kohdistuvan ainoastaan pystysuuntaisia leikkausvoimia ja leikkausvoiman epäkeskeisyydestä aiheutuvaa taivutusjännitystä kuvion 20 mukaisesti. Onnettomuustilanteessa levyyn saattaa kohdistua hetkellisesti normaalijännitystä, yllä oleva kaava supistuu näin ollen muotoon:

$$\left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (29)$$



Kuvio 20. Liitoslevyn kimmoiset jännitysjaakaumat.

Yksittäiseen liitoslevyyn kriittisessä pisteessä kohdistuva normaalijännitys ilmaistaan lujuusopin kaavalla:

$$\sigma_{x.Ed} = \frac{N_{Ed}}{2A} + \frac{M_{Ed}}{2W_{el}} \quad (30)$$

missä

N_{Ed} on liitoslevyyn kohdistuva normaalivoima

A on liitoslevyn poikkipinta-ala

M_{Ed} on liitoslevyyn vaikuttava taivutusmomentti

W_{el} on liitoslevyn elastinen taivutusvastus.

Yksittäiseen liitoslevyyn kriittisessä pisteessä kohdistuva leikkausjännitys saadaan lujuusopin kaavasta:

$$\tau_{Ed} = \frac{3 V_{Ed}}{2 \cdot 2A} + \frac{3 F_{T,Ed}}{2 \cdot 2A} \quad (31)$$

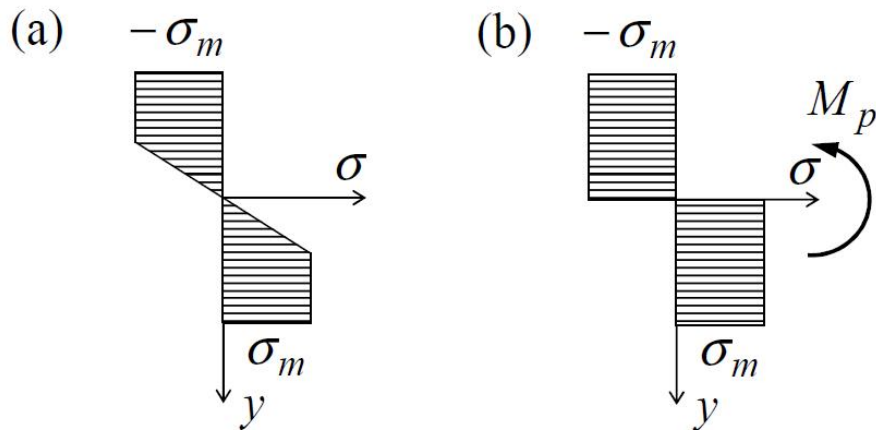
missä

V_{Ed} on liitoslevyyn kohdistuva leikkausvoima

$F_{T,Ed}$ on liitoslevyyn väännöstä aiheutuva ”lisäleikkausvoima”.

Liitoksen geometrisestä luonteesta johtuen kuormitusten oletetaan jakautuvan tasaisesti kahden liitoslevyn välille. Ainoastaan väännössä toinen liitoslevy on raskaammin kuormitettuna väännön voimaparista aiheutuvan leikkausvoiman vaikutuksesta.

Kuormituksen kasvaessa liitoslevyn myötöjännitystä eli myötölujuutta suuremmaksi, alkaa liitoslevyn poikkileikkaus plastisoitumaan reunoiltaan. Plastinen vyöhyke leviää kohti poikkileikkauksen keskiosaa. Plastisen vyöhykkeen edessä liitoslevyn painopisteeseen, jossa normaalijännitys σ on nolla, on poikkileikkaus täysin plastisoitunut. (Perälä, 2011, 105.)



Kuvio 21. Osittain (a) sekä täysin plastisoitunut (b) poikkileikkaus (Perälä 2011, 106).

Kuvion 21 mukainen täysplastinen momentti M_p lasketaan kaavalla:

$$M_p = W_p \cdot \sigma_m \quad (32)$$

missä

W_p on liitoslevyn plastinen taivutusvastus. (Perälä 2011, 106.)

Plastinen taivutusvastus W_p määritetään kaavalla:

$$W_p = S_{ala} + S_{ylä} \quad (33)$$

missä

S_{ala} on poikkileikkauksen plastisen neutraaliakselin alapuolinen staattinen momentti

$S_{ylä}$ on poikkileikkauksen plastisen neutraaliakselin yläpuolinen staattinen momentti. (Perälä 2011, 106.)

Staattiset momentit ovat liitoslevyn painopisteen, toisin sanoen, neutraaliakselin ylä- ja alapuoliset pinta-alat kerrottuna kyseisten pinta-alojen painopisteiden etäisyydellä neutraaliakselin suhteen (Perälä 2011, 107).

2.4.4 Hitsien kestävyys

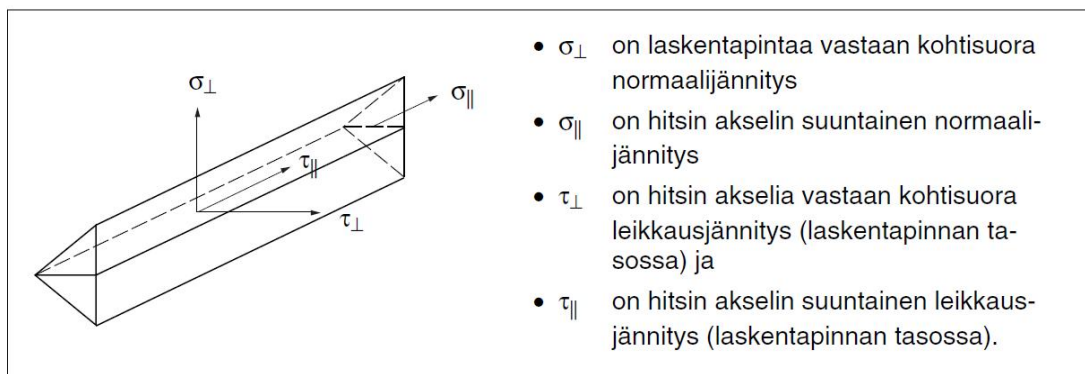
Liitoksen hitsejä pääasiallisesti kuormittavat jännitykset ovat palkin tukireaktiosta aiheutuva leikkausjännitys, ja pulttiryhmän epäkeskeisyydestä aiheutuvan taivutusmomentin aiheuttama normaalijännitys. Onnettomuustilanteessa hitseihin kohdistuu myös normaalijännitystä vetävästä sidevoimasta. Kuviossa 22 on havainnollistettu liitoslevyjen hitseihin vaikuttavat jännitykset.

Hitsausliitosten mitoitus perustuu komponenttimenetelmään. Kyseisessä menetelmässä hitsien siirtämät voimat jaetaan hitsien pituusakselin ja sitä vastaan kohtisuoriin komponentteihin sekä laskentapinnan suuntaisten ja sitä vastaan kohtisuorien suuntaisiin komponentteihin hitsien yksikköpituuden matkalta. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 107.) Pienahitsin kestävyys on riittävä, jos molemmat seuraavat komponenttimenetelmään perustuvat ehdot ovat voimassa:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (34)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{M2}} \quad (35)$$

(SFS-EN 1993-1-8, 46).



Kuvio 22. Pienahitsin laskentapintaan kohdistuvat jännitykset. (Ruukki 2010, 348.)

Liitostyyppin geometriasta johtuen voidaan komponenttimenetelmällä yksittäisen liitoslevyn kaksoispienahitsin vaaditulle a-mitalle johtaa kaava:

$$a \geq \frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot t}{2f_u} \sqrt{\sigma_z^2 + 3\tau_{yz}^2} \quad (36)$$

missä

β_w on taulukon 4 mukainen hitsin korrelaatiokerroin

t on liitettävän osan paksuus

f_u on liitettävän osan nimellinen murtolujuus

σ_z on hitsiin kohdistuva normaalijännitys

τ_{yz} on hitsiin kohdistuva leikkausjännitys. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 108).

Taulukko 4. Hitsin korrelaatiokerroin teräslajeittain. (SFS-EN 1993-1-8 2005, 47.)

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

Taulukossa 5 on esitetty tasalujille kaksoispienaliitoksille hitsin minimi a-mitan ja levypaksuuden a/t suhde, ja muodonmuutoskyvyn edellyttämä minimimitoituksen $(a/t)_{min}$ suhde staattisesti määräämättömän rakenteen voimaliitoksille.

Taulukko 5. Tasalujien kaksoispienaliitoksien a/t suhde ja muodonmuutoskyvyn vaatiman minimimitoituksen $(a/t)_{min}$ suhde. (Teräsrakenneyhdistys ry 2010, 108.)

Perusaine	a/t	$(a/t)_{min}$
S 235	0,566	0,336
S 275	0,601	0,349
S 355	0,636	0,403

Kaksipuoleisille symmetrisille pienahitseille voidaan myös yksinkertaistettuun menetelmään perustuen määrittää varmalla puolella oleva a-mitta olettaen, että liitoslevyyn kohdistuva voima on kyseessä olevan levyn plastisen vetokestävyyden suuruinen. Tällöin vaadittavalle a-mitalle saadaan johdettua seuraava kaava:

$$a \geq \frac{\sqrt{3}\beta_w}{2} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_y}{f_u} \cdot t \quad (37)$$

missä

f_y on liitettävän osan nimellinen myötölujuus

f_u on liitettävän osan nimellinen murtolujuus

t on liitettävän osan paksuus. (Ruukki 2010, 354.)

Tässä työssä käsiteltävän liitoksen levyosilta vaaditaan sitkeyttä ja muodonmuutoskykyä. Mikäli liitos suunnitellaan kestäväksi myös Deltapalkin pituusakselin suuntaisia sidevoimia, tulee kaikkien liitoslevyjen hitsit mitoittaa tasalujiksi (TEP-WP3-702 2013, 2.)

2.4.5 Pilarin pinnan kestävyys

Jotta seuraavassa esitetyt kaavat neliön, suorakaiteen ja pyöreän rakenneputken pinnan myötäämiselle olisivat voimassa, täytyy putkiprofiilien kuulua korkeintaan poikkileikkausluokkaan kaksi (SSAB 2016, 667). Liittopilariprofiileiksi valitut putkiprofiilit eivät kuitenkaan aina täytä poikkileikkausluokan yksi ja kaksi asettamia ehtoja, vaan saattavat kuulua esimerkiksi kustannussyistä korkeampaan poikkileikkausluokkaan.

Koska rakenneputkiprofiili tulee toimimaan lopputilanteessa liittopilarina, ja liitosalue tulee jäämään betonivalun sisään, ei voida ilman kuormituskokeita osoittaa miten pilarin pinta käyttäytyy, kun levyysiin kohdistuu Deltapalkin pituusakselin suuntainen normaalivoima. Tämä aihealue kaipaisi lisätutkimuksia.

Kestävyys pilarin pinnan myötäämiselle poikkileikkausluokissa 1 ja 2, kun kyseessä on neliön tai suorakaiteen muotoinen rakenneputki (kuvio 23), lasketaan kaavoilla:

$$M_{ip,1.Rd} = 0,5N_{1.Rd} \cdot h_1 \quad (38)$$

$$N_{1.Rd} = k_m \cdot f_{y0} \cdot t_0 \left(\frac{2h_1}{b_0} + 4\sqrt{1 - t_1/b_0} \right) / \gamma_{M5} \quad (39)$$

missä

$$k_m = 1,3 - 1,3|n| \leq 1,0$$

$$n = \frac{N_{0.Ed}}{A_0 \cdot f_{y0} / \gamma_{M5}} + \frac{M_{0.Ed}}{W_{el.0} \cdot f_{y0} / \gamma_{M5}}$$

f_{y0} on rakenneputken nimellinen myötölujuus

t_0 on rakenneputken seinämäpaksuus

b_0 on rakenneputken korkeus

h_1 on liitettävän levyosan korkeus

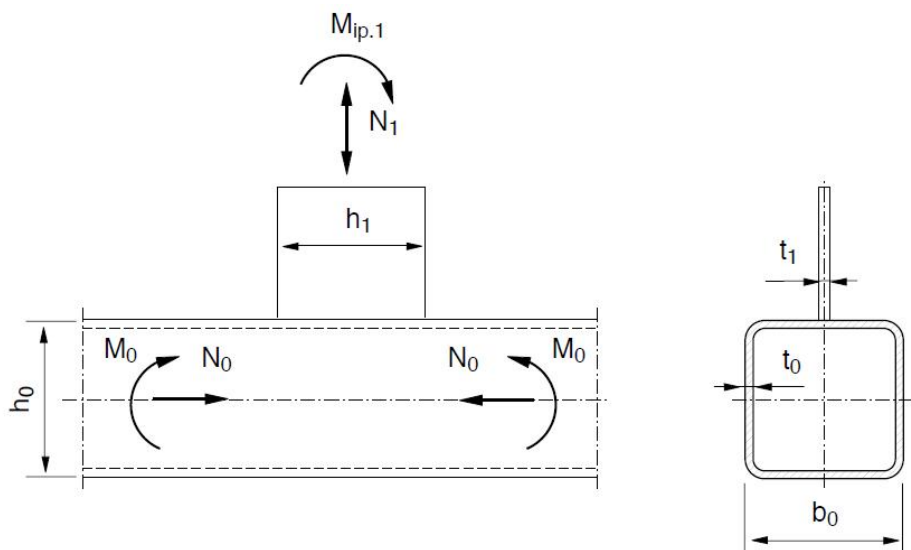
t_1 on liitettävän levyosan paksuus

$N_{0.Ed}$ on rakenneputkessa vaikuttava normaalivoima

A_0 on rakenneputken poikkipinta-ala

$M_{0.Ed}$ on rakenneputkessa vaikuttava (taivutus)momentti

$W_{el.0}$ on rakenneputken kimmainen taivutusvastus. (SSAB 2016, 665.)



Kuvio 23. Levyosan liitos neliö- tai suorakaiderakenneputkeen (SSAB 2016, 664).

Liitoksen tulee täyttää seuraavat voimassaoloehdot pilarin ja liittyvien levyjen osalta:

$$t_0 \geq 2,5 \text{ mm}$$

$$t_1 / b_0 \leq 0,2$$

$$b_0 / t_0 \leq 35$$

$$h_0/t_0 \leq 35$$

$$0,5 \leq h_0/t_0 \leq 2,0 . \text{ (SSAB 2016, 665).}$$

Kestävyys pilarin pinnan myötäämiselle poikkileikkausluokissa 1. ja 2, kun kyseessä on pyöreä rakenneputki (kuvio 24), määritetään kaavoilla:

$$M_{op.1.Rd} = 0 \quad (40)$$

$$M_{ip.1.Rd} = 0,5N_{1.Rd} \cdot h_1 \quad (41)$$

$$N_{1.Rd} = 5k_p \cdot f_{y0} \cdot t_0^2(1 + 0,25\eta)/\gamma_{M5} \quad (42)$$

missä

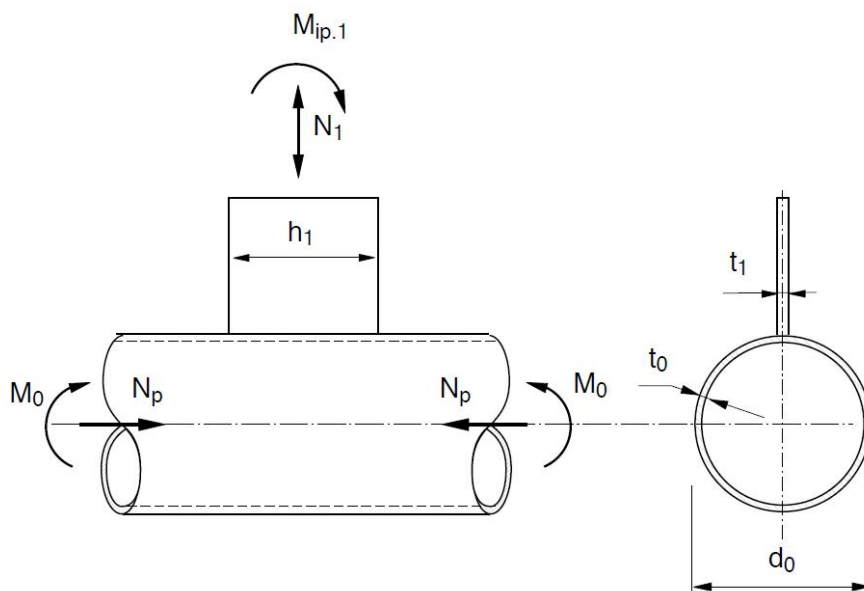
$$\eta = h_1/d_0$$

$$k_p = 1,0 - 0,3|n_p| - 0,3n_p^2 \leq 1,0$$

$$n_p = \frac{N_{p.Ed}}{A_0 \cdot f_{y0} / \gamma_{M5}} + \frac{M_{0.Ed}}{W_{el.0} \cdot f_{y0} / \gamma_{M5}}$$

d_0 on rakenneputken halkaisija

$N_{p.Ed}$ on rakenneputkessa vaikuttava normaalivoima. (SSAB 2016, 667).



Kuvio 24. Levyosan liitos pyöreään rakenneputkeen (SSAB 2016, 666).

Liitoksen tulee täyttää seuraavat voimassaoloehdot pilarin ja liittyvien levyjen osalta:

$$t_0 \geq 2,5\text{mm}$$

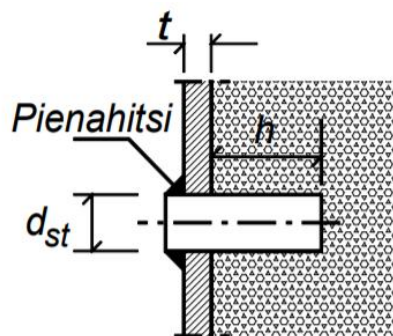
$$\eta = h_1/d_0 \leq 0,4$$

$10 \leq d_0/t_0 \leq 50$, kun liitoslevy on yhdellä puolella

$10 \leq d_0/t_0 \leq 40$, kun liitoslevy on pilarin molemmilla puolilla. (SSAB 2016, 667).

2.4.6 Kannattoman tappiliittimen mitoitus

Putkipilareissa voidaan käyttää rakenneputkeen porattuun reikään asennettavaa ja putken ulkopuolelta ympärihitsattavaa kannatonta tappiliitintä. Tappiliitintä käytetään siirtämään vaakarakenteilta (palkeilta) tulevia kuormia pilarille. (Teräsrakenneyhdistys 2012, 217.) Asennettavien tappiliittimien lukumäärä riippuu pilareille siirtyvien tukireaktioiden ja pilaripoikkileikkauksen liittymäpinnassa esiintyvien paikallisten leikkausjännitysten suuruudesta ja luonteesta. Kuormien siirtymisestä vaakarakenteilta pilareille käsitellään tarkemmin luvussa 2.6.



Kuvio 25. Liittopilarin kannaton tappiliitin (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 224).

Kannattoman tappiliittimen kestävyys P_{Rd} voidaan laskea kannallisen tapin kestävyttä mukailevasta lausekkeesta:

$$P_{Rd} = 30,45 \frac{d_{st}^2}{\gamma_V} \sqrt{f_{ck}(f_{ck} + 8)^{0,3}} \quad (43)$$

missä

d_{st} on tappiliittimen halkaisija

$\gamma_V = 1,25$ on liitoksen osavarmuusluku

f_{ck} on betoniosan ominaispuristuslujuus. (Peikko Group Corporation 2017, 296.)

Tappiliitoksen tulee täyttää seuraavat voimassaoloehdot:

Tapin pituus $h \geq 2d_{st}$, kuitenkin oltava voimassa että $h \geq 30mm$

Tapin halkaisija $d_{st} \leq 3t$, missä t on rakenneputken paksuus

Tapin nimellislujuus $f_{y,st} \geq 500 MPa$. (Peikko Group Corporation 2017, 295.)

Liittimet sijoitetaan siten, että ne ovat samoissa kohdissa, joissa kuormat siirtyvät pilarin liitoslevyille. Liittimet tulee sijoittaa symmetrisesti poikkileikkauksen eri puolille, ja liittimien vähimmäismäärä poikkileikkauksessa on kuormituksesta riippumatta aina kaksi kappaletta. (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 226.)

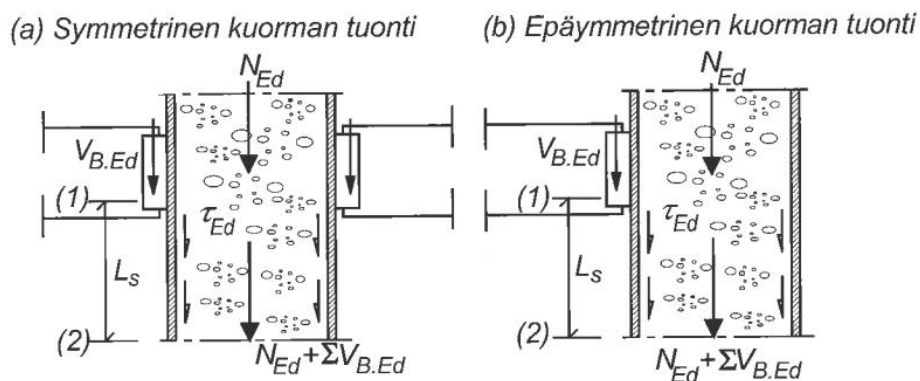
2.5 Kuormitusten siirtäminen palkilta pilarille

Vaakarakenteiden kuormat siirretään pilareille teräsosien liitosten välityksellä. Kuorman siirtyminen teräspoikkileikkaukselta koko pilarin poikkileikkaukselle saa aikaan tartuntajännityksiä kuormien tuontikohdassa. Tartuntajännitykset toimivat kuormien välittäjinä, mikäli tartuntalujuus ei ylitä (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 218).

Mikäli tartuntalujuuden mitoitusarvo τ_{Rd} ylittyy, varmistetaan kuormien siirtyminen teräspoikkileikkaukselta betoniosalle mekaanisten leikkausliittimien (esimerkiksi kannaton tappi) avulla. Tarkemman menetelmän puuttuessa kuorman tulee välittyä koko poikkileikkaukselle tartuntapituudella L_s , joka on enintään $2d$ tai $L/3$, arvon d ollessa poikkileikkauksen halkaisija, tai poikkileikkauksen pienempi sivumitta. (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 218.)

Tartuntajännityksen suuruus riippuu pilaria kuormittavan palkin tukireaktion suuruudesta, ja kuormituksen luonne voidaan jakaa symmetriseen ja epäsymmetriseen tapaukseen:

- Symmetrinen kuormien välittyminen: kuormat palkistolta tulevat tasaisesti pilaripoikkileikkauksen eri puolilta, eivätkä aiheuta poikkileikkaukseen merkittävää taivutusta ja kuorman tuontikohdassa materiaalien liittymäpinnassa on saman suuruinen leikkausjännitys koko poikkileikkauksen alueella
- Epäsymmetrinen kuorman tuonti: kuormat palkistolta tulevat toispuoleisesti ja poikkileikkaukselle aiheutuu taivutusta, jonka vaikutuksesta leikkausjännitys jakaantuu poikkileikkauksen alueella. (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 218).



Kuvio 26. Kuorman tuonti palkilta pilarille symmetrisessä ja epäsymmetrisessä tapauksessa. (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 219).

Kuvion 26 mukaisesti palkeilta siirtyvien tukireaktioiden summa on $\sum V_{B.Ed}$ ja tukireaktion aiheuttama leikkausjännitys τ_{Ed} jakaantuu joko symmetrisesti (tapaus a) tai epäsymmetrisesti (tapaus b). Tapauksen b suurimmat leikkausjännitykset esiintyvät pilarin vasemmalla reunalla palkin liittymäpinnassa. Palkiston yläpuolelta tulevan puristuskuorman N_{Ed} ei oleteta vaikuttavan tartuntajännityksiin. (Teräsrakenneyhdistys ry 2012, 219.)

Tartuntajännityksen laskeminen keskipilarin tapauksessa, jossa palkit liittyvät pilariin symmetrisesti vastakkaisilta puolilta, lasketaan kaavasta:

$$\tau_{Ed} = \frac{E_a t_{0,c}}{2d_{0,c}} \left((R_1 + R_2) \left(\frac{1}{EA_a} - \frac{1}{EA_{eff}} \right) + \frac{|R_1 - R_2| \cdot d_{0,c}^2}{4} \left(\frac{1}{EI_a} - \frac{1}{EI_{eff}} \right) \right) \quad (44)$$

missä

E_a on rakenneputkiprofiilin kimmokerroin

$t_{0,c}$ on rakenneputkiprofiilin paksuus

$d_{0,c}$ on rakenneputkiprofiilin halkaisija

R_1 on tukireaktion 1 arvo

R_2 on tukireaktion 2 arvo

EA_a on rakenneputkiprofiilin aksiaalijäykkyys

EA_{eff} on liittopilarin aksiaalijäykkyys

EI_a on rakenneputkiprofiilin taivutusjäykkyys

EI_{eff} on liittopilarin taivutusjäykkyys. (Peikko Group Corporation 2017, 221.)

Tartuntajännityksen laskeminen reunapilarin tapauksessa, jossa pilariin liittyy palkki epäsymmetrisesti yhdeltä puolelta, lasketaan kaavasta:

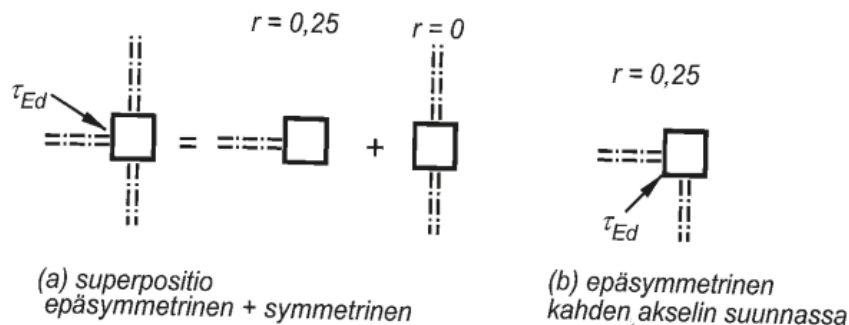
$$\tau_{Ed} = R \frac{E_a \cdot t_{0,c}}{L_s} \left[\frac{1}{EA_a} - \frac{1}{EA_{eff}} + r d_{0,c}^2 \left(\frac{1}{EI_a} - \frac{1}{EI_{eff}} \right) \right] \quad (45)$$

missä

R on tukireaktion arvo

L_s on poikkileikkauksen tartuntapituus. (Peikko Group Corporation 2017, 221.)

Kaavassa 45 ja kuviossa 27 esiintyvä kerroin r huomioi pilariin tulevan kuormituksen luonteen. Kertoimen arvo $r = 0$, kun kuorma tulee pilarille symmetrisesti, ja $r = 0,25$, kun kuormitus tulee pilarille epäsymmetrisesti. (Peikko Group Corporation 2017, 292.)



Kuvio 27. Kertoimen r arvo symmetrisessä ja epäsymmetrisessä tapauksessa. (Peikko Group Corporation 2017, 239).

Tartunnan mitoituslujuudet on esitetty pilarityypeittäin taulukossa 6. Tartunnan mitoituslujuus perustuu lyhyillä push-out-koekappaleilla tehtyihin testauksiin, joissa mitataan kuormittavaa leikkausvoimaa ja sen aiheuttamaa siirtymää (Teräsraakenneyhdistys ry 2012, 221.)

Taulukko 6. Tartunnan mitoituslujuus τ_{Rd} . (Peikko Group Corporation 2017, 293).

PILARITYYPPI	τ_{Rd}
<i>Betonin ympäröimät profiilit</i>	0,30
<i>Pyöreät putkipilarit</i>	0,55
<i>Suorakaideputkipilarit</i>	0,40
<i>Betoni laippojen välissä, tartunta laippoihin</i>	0,20
<i>Betoni laippojen välissä, tartunta uumaan</i>	0,00

Kun $\tau_{Ed,max} > \tau_{Rd}$, lasketaan kuorman siirtyminen palkilta pilarille käyttäen mekaanista leikkausliitintä, joka mitoitetaan kokonaistukireaktiolle R_{lt} kaavalla:

$$R_{lt} = \frac{\tau_{Ed,max} - \tau_{Rd}}{\tau_{Ed,max}} \sum V_{B.Ed} \quad \text{tai} \quad R_{lt} \geq (1 - \delta_a) \sum V_{B.Ed} \quad (46)$$

missä

δ_a on liittopilarin teräsosakerroin. (Peikko Group Corporation 2017, 295.)

Liittopilarin teräsosakerroin lasketaan kaavalla:

$$\delta_a = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (47)$$

missä

A_a on liittopilarin teräsprofiilin poikkipinta-ala

f_{yd} on liittopilarin teräsprofiilin myötölujuus

$N_{pl,Rd}$ on liittopilarin (plastinen) puristuskestävyys. (Peikko Group Corporation 2017, 299)

Kun taivutusjäykkyyden EI_a osuus koko liittopilarin jäykkyydessä EI_{eff} on merkittävä, epäkeskisen kuormantuonnin vaikutukset tartuntajännityksen suuruuteen jäävät vähäiseksi (Peikko Group Corporation 2017, 299).

2.6 Jatkuvan sortuman estäminen

Jokainen ontelolaattaväli- ja yläpohja varustellaan laatastons ympärillä kierteillä rengassiteillä sekä toisiaan vastaan kohtisuorilla sisäpuolisilla siteillä. Siteet ovat jatkuvia ja ne tulee sijoittaa reunojen sekä pilari- ja seinälinjojen läheisyyteen. Vähintään 30 prosenttia siteistä sijoitetaan pilarien ja seinien välittömään läheisyyteen. (RIL 201-4-2017 2017, 95).

Siteillä täytyy olla sellaista muodonmuutoskykyä, että ne kykenevät toimimaan korvaavana, tai osana korvaavaa kuormansiirtorakennetta. Vaakasiteet voivat olla materiaaliltaan teräs- tai alumiiniprofiileja, betoniteräksiä tai betoni-teräslitolaatoissa olevia verkkoraudoitteita tai teräsohutlevylevyistä valmistettuja liittolevyraudoituksia. (RIL 201-4-2017 2017, 95.)

Reunapilarit ja -seinät sidotaan jokaiseen väli- ja yläpohjatasoon. Sidevoimat määräytyvät seuraamusluokassa CC2a tai CC2b vaakarakenteen omapainon g_k mukaan. Siteiden täytyy pystyä kantamaan onnettomuusrajatilassa seuraavat voimat:

$$F_{tie} = 20 \frac{kN}{m} \cdot s, \text{ kun vaakarakenteen omapaino } g_k \geq 3,0 \frac{kN}{m^2} \quad (48)$$

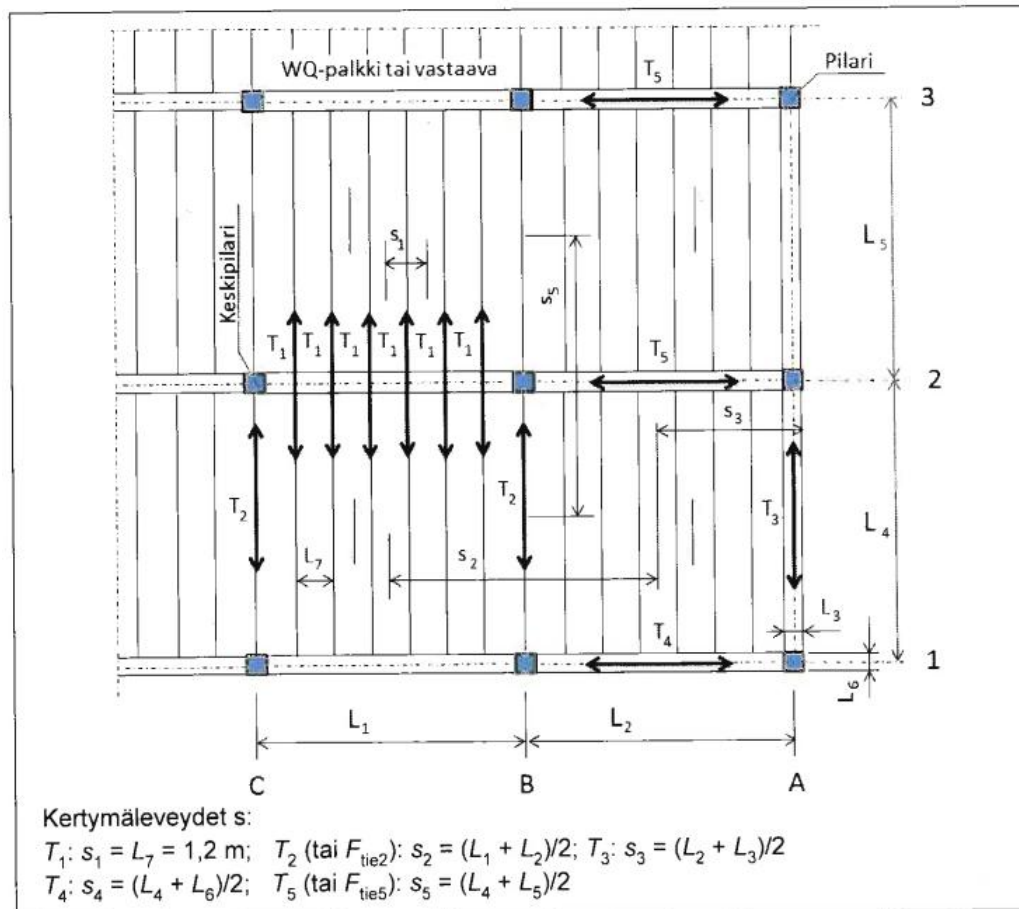
$$F_{tie} = 3 \frac{kN}{m} \cdot s, \text{ kun vaakarakenteen omapaino } g_k \leq 2,0 \frac{kN}{m^2} \quad (49)$$

mutta kuitenkin enintään $F_{tie} = 150 \text{ kN}$

missä

s sidevoiman kertymisleveys, joka lasketaan pystyrakenteiden välisten vapaiden etäisyyksien puolestavälistä puoleenväliin tai pystyrakenteen ollessa ul-

konurkassa rakenteen ulkoreunaan saakka. Kuvio 28 kuvastaa ontelolaattakaaviota, johon on merkitty muun muassa pilarijako ja sidevoimien kertymäleveydet. (RIL 201-4-2017 2017, 99.)



Kuvio 28. Esimerkkikohteen sidevoimat pilari-palkki-ontelolaatta-teräsrungossa. (RIL 201-4-2017 2017, 101.)

Vaakasuorat sidevoimat määräytyvät seuraamusluokassa CC3a tai CC3b vaakarakenteen omapainon g_k perusteella. Mikäli vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$, lasketaan sidevoimat kaavalla:

$$F_{tie} = F_t \cdot \frac{h}{2,5m} \cdot s, \text{ mutta kuitenkin enintään } F_{tie} \geq 2F_t \cdot s \quad (50)$$

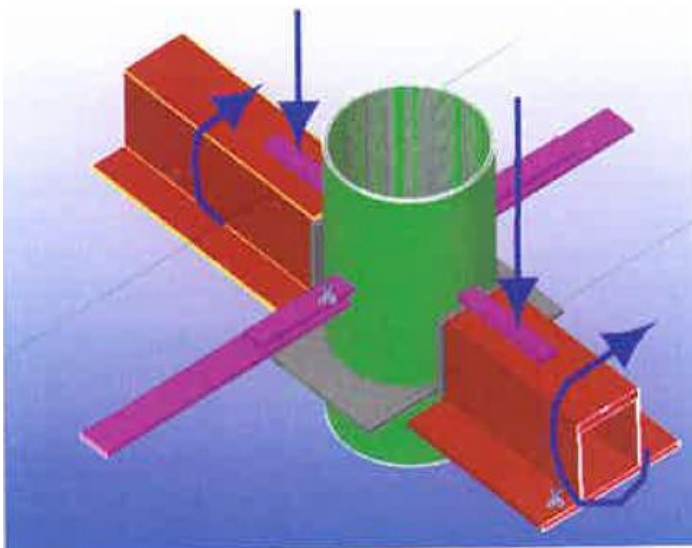
missä

F_t on pienempi arvoista 48 kN/m tai $(16 + 2,1n_s) \text{ kN/m}$

h on kerroskorkeus

s on sidevoimien kertymisleveys. (RIL 201-4-2017 2017, 99).

Alaluokissa CC2a ja CC2b sidejärjestelmää sovelletaan käyttämällä rakennesienien välisiä vaakasiteitä tai ankkuroimalla vaakasiteet seiniin, sekä pilari- ja seinärakenteissa pystysiteitä sitomalla pysty- ja vaakarakenteet toisiinsa (RIL 201-4-2017 2017, 37). CC3a-luokassa noudatetaan samoja menettelytapoja kuin luokissa CC2b, sidevoimat lasketaan kuitenkin eri kaavoilla. Seuraamusluokan CC3b kohde sisältää riskinarvioinnin, jolla kartoitetaan jatkuvan sortumaan estämiseen tarkoitettut toimenpiteet, ja jonka tuloksena arvioidaan onnettomuustilanteen vaurionsietokyky rakenteille. (RIL 201-4-2017 2017, 38.)



Kuvio 29. Pilarin pintaan hitsatut lattateräkset. (RIL 201-4-2017 2017, 105).

Liittorakenteisissa ontelolaattavälipohjissa, missä pilarilinjolla ei luonnostaan ole palkkia, pilarit voidaan sitoa välipohjaan ja toisiinsa kuvion 29 mukaisilla matalaleukapalkkia (Delta, WQ) vasten kohtisuorilla lattateräksillä, tai betoninormikortin BY23EC/10 ohjeiden mukaisilla saumateräksillä.

LÄHTEET

- Idea Statica Connection. 2018. Theoretical background. [Verkkajulkaisu]. [Viitattu 5.10.2019]. Saatavana: https://www.ideastatica.com/resource/Content/02_Steel/Theoretical_background/Connection%20Theoretical%20Manual_EN_ver_8_1.pdf
- Jaspart J-P. & Weynand, K. 2018. Design of Joints in Steel and Composite Structures - Eurocode 3 - Design of Steel Structures - Part 1-8 Design of Joints - Eurocode 4 - Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings. Chapter 5. Simple Joints. [Verkkokirja]. John Wiley & Sons. [Viitattu 10.8.2019]. Saatavana: https://app.knovel.com/web/toc.v/cid:kpDJSCS006/view-erType:toc//root_slug:design-joints-in-steel/url_slug:simple-joints?=undefined&issue_id=kpDJSCS006
- Leino, T. 2006. Staattisesti kuormitettujen hitsausliitosten suunnittelu. [Verkkajulkaisu]. Opetusministeriö, Ympäristöministeriö & Teräsrakenneyhdistys ry. [Viitattu 8.8.2019]. Saatavana: https://www.vtt.fi/inf/julkaisut/muut/2006/HitsLiitSuunn_19-7-2006.pdf
- Peikko Group Corporation. 2017. PG 0917: Behaviour and design of steel-concrete composite structures. 1st edition. Lahti: Peikko Group Corporation.
- Peikko. 2016. Deltabeam-välipohjajärjestelmä. [PDF-tiedosto]. Peikko Group. [Viitattu 7.8.2019]. Saatavana: <https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/delta-beam-liittopalkki/>
- Perälä, M. 2011. Lujuusoppi. Opetusmateriaali. Seinäjoen ammattikorkeakoulu. Julkaisematon.
- Perälä, M. 2017. Rakenteiden mekaniikka. Opetusmateriaali. Seinäjoen ammattikorkeakoulu. Julkaisematon.
- Rakentajain kalenteri. 2010. Helsinki: Rakennustieto Oy.
- RIL 201-4-2017. 2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- Ruukki. 2010. Hitsatut profiilit EN 1993-käsikirja. Keuruu: Rautaruukki Oyj.
- SFS-EN 1090-2 + A1. 2012. Teräs ja alumiinirakenteiden toteutus. Osa 2: Teräsrakenteita koskevat tekniset vaatimukset. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1993-1-1. 2005. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1993-1-8. 2005. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1994-1-1. 2005. Eurokoodi 4. Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry.

Soivio, J. 2019. R&D Engineer. Peikko Group. Keskustelut 2019.

SSAB. 2016. SSAB Domex Tube Rakenneputket EN 1993-käsikirja. Keuruu: SSAB Europe Oy.

Tekla. 2019. Tekla Structures. [Verkkosivu]. Trimble Solutions Oy. [Viitattu 24.10.2019]. Saatavana: <https://www.tekla.com/fi/tuotteet/tekla-structures>

TEP-WP3-702. 2013. Matalaleukapalkin liittyminen pilariin, levyliitosvaihtoehto. Teräsrakentamisen Eurooppalaiset Pelisäännöt-suunnittelu ja toteutus (TEP). Helsinki: Teräsrakenneyhdistys ry.

Teräsrakenneyhdistys ry. 2010. Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus / Eurocode 3 – oppikirja. Helsinki: Teräsrakenneyhdistys ry.

Teräsrakenneyhdistys ry. 2012. Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus / Eurocode 4 – oppikirja BY 58. Helsinki: Teräsrakenneyhdistys ry.

VTT. 2017. Tuotesertifikaatti nro VTT-C-12097-17. [PDF-tiedosto]. Espoo. Valtion Tekninen Tutkimuslaitos. [Viitattu 7.8.2019]. Saatavana: <https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/deltabeam-liittopalkki/>