

SUUNNITTELUOHJE TARTUNTALEVYILLE CEN/TS 1992-4-2

MUKAISESTI



Ammattikorkeakoulututkinnon opinnäytetyö

Visamäki, Rakennustekniikan koulutusohjelma

kevät, 2018

Samuel Otava

Rakennustekniikan koulutusohjelma
Visamäki

Tekijä	Samuel Otava	Vuosi 2018
Työn nimi	Suunnitteluohje tartuntalevyille CEN/TS 1992-4-2 mukaisesti	
Työn ohjaaja/t	Arto Rokkanen, Cristina Tirteu	

TIIVISTELMÄ

Opinnäytetyön idea pohjautuu tartuntalevyjen suunnittelussa esiin tulleisiin ongelmiin toimittajien mitoitusaulukoissa olevien erojen vuoksi. Työssä tarkoituksena on luoda suunnitteluohje tartuntalevyille käytettäväksi WAY Structural Technologyn suunnittelutyössä.

Työssä käydään standardien SFS-EN 1993-1-8 ja CEN/TS 1992-4-2 pohjalta tartuntalevyjen mitoittamisen pääkohdat kestävyiden, siirtymien ja jäykkyyksien kohdalta.

Käsinlaskentamallin ja FEM-mallin tuloksia verrataan Peikko Oy:n Welda 200x200-162 määritettyihin suunnitteluarvoihin varmistaaksemme FEM-mallin toimiminen.

Laskentamenetelmiä testattiin tilanteessa, jossa Weldan reunaehto kiinnityspinta-alalle ei täyty, mutta vastaavan tuotteen SBKL-tartuntalevyn mitoitusaulukon reunaehdot täyttyvät. SBKL-tartuntalevyn mitoitusaulukon ja laskentamallin tulokset erosivat momenttikestävyiden kohdalla huomattavasti muiden tuloksien ollessa yhtenevät.

Avainsanat Tartuntalevy, CEN/TS 1992-4-2, Welda

Sivut 48 sivua, joista liitteitä 4 sivua

Degree Programme in Construction Engineering
Visamäki

Author	Samuel Otava	Year 2018
Subject	Design guide for embedded plates according to CEN/TS 1992-4-2	
Supervisors	Arto Rokkanen, Cristina Tirteu	

ABSTRACT

The idea for this Bachelor's thesis started from problems in designing embedded plate joints in various projects. Different manufacturers have significant differences in resistance table values between products. The aim of the thesis was to produce a design guide to be used in WAY Structural Technology design work.

The thesis discusses designing principles for embedded plates according to SFS-EN 1993-1-8 and CEN/TS 1992-4-2. The main areas to be covered were resistance, deformations, and stiffness.

The manual calculation and FEM model results were compared to Peikko Oy Welda 200*200-162 design values to be able to ensure correct results of FEM model.

FEM model was tested in a situation where the Welda boundary condition for the minimum fastening is not met but SBKL boundary conditions are fulfilled. The test results show that the calculation result differs from SBKL manufacturers' loading tables in moment resistance values while other values are consistent.

Keywords Embedded plate, CEN/TS 1992-4-2, Welda

Pages 48 pages including appendices 4 pages

SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	1
1.1	Rajaus	1
1.2	Tavoitteet	2
2	STANDARDIT JA MÄÄRITTELY	2
2.1	Kiinnityslevyn toimintaperiaate	2
2.2	Kiinnityslevyjen mitoittamiseen liittyvät standardit ja menetelmät	2
2.2.1	SFS-EN 1992-1-1 + kansallinen liite	3
2.2.2	CEN/TS 1992-4-1:2009	3
2.2.3	CEN/TS 1992-4-2:2009	3
2.2.4	SFS-EN 1993-1-1 + kansallinen liite	4
2.2.5	SFS-EN 1993-1-8	4
2.2.6	ETA-hyväksyntä	4
3	TERÄSOSIEN KESTÄVYYS.....	4
3.1	Teräsosat	4
3.1.1	T-osa vedossa	6
3.1.2	T-osan efektiivinen pituus	8
3.2	Tartuntalevy vedettynä ja taivutettuna	9
3.2.1	Betonin puristuspuunnan korkeuden laskeminen	12
3.2.2	Rakenneputken laippaliitoksen laskennan hyödyntäminen tartuntalevyliitoksessa.....	13
3.3	Leikkausvoiman kuormittama liitos	14
3.3.1	Tartuntalevyn lävistyskestävyys	14
3.3.2	Tartuntalevyn reunapuristuskestävyys	15
4	BETONIOSAT	15
4.1	Vetokestävyys.....	15
4.2	Kiinnikkeiden teräsmurtokestävyys	16
4.3	Ulosvetomurtokestävyys.....	17
4.4	Betonin kartiomurtokestävyys	17
4.5	Halkaisumurtokestävyys	19
4.6	Betonin sivustamurtokestävyys	20
4.7	Betoniraudoituksen kestävyys	21
4.8	Betoniraudoituksen tartuntakestävyys.....	21
4.9	Leikkauskestävyys	22
4.10	Kiinnikkeen teräsmurto	23
4.11	Betonikartion kampeamismurto	24
4.12	Betonin reunakestävyys	25
4.13	Betoniraudoitteen teräsmurtokestävyys	27
4.14	Betoniraudoitteen tartuntamurtokestävyys.....	27
4.15	Yhdistetty leikkaus- ja normaalivoima	28
5	LIITOKSEN JÄYKKYYS JA SIIRTYMÄT	28

5.1	Jäykkyys	29
5.2	Kestävyys	30
5.3	Muodonmuutoskyky	30
5.3.1	Kiinnikkeen liitos	30
5.3.2	Hitsiliitos	30
5.4	Kiinnikkeiden komponentti malli	31
5.4.1	Kiinnikkeet vedossa, komponentti S	31
5.4.2	Kiinnike vedossa, komponentti CC	32
5.4.3	Raudoitteet vedossa, komponentti RS	33
5.4.4	Raudoitteet vedossa tartuntamurto, komponentti RB	34
5.4.5	Kiinnike vedossa, komponentti P	34
5.4.6	Kiinnikkeet leikkauksella, komponentti V	35
5.5	Komponenttien yhdistelmät	36
5.5.1	Kombinaatio C1=CC+RS/RB	36
5.5.2	Kombinaatio C2=S+P	37
5.5.3	Kombinaatio C3=CC+RS/RB+P+S	37
5.5.4	Leikkaus- ja normaalivoiman kombinaatio	38
5.6	Yksinkertaistettu jäykkyys ETA-hyväksynnän pohjalta	38
5.6.1	Kiinnike vedossa ilman raudoitusta	38
5.6.2	Kiinnike leikkauksella	38
5.7	T-osan kiertymisjäykkyys	39
6	TULOKSET JA VERTAILU	41
6.1	Laskentaesimerkki kiinnityslevy Welda 200*200*162	41
6.2	Herkkyysanalyysi	42
6.3	Suunnittelun vuokaavio ja suunnitteluohja	42
7	JOHTOPÄÄTÖKSET	42
	LÄHTEET	44

Liitteet

Liite 1	SFS-EN 1993-1-8 taulukko 6.6: päätylevyjen teholliset leveydet H- ja I-profiileille.
Liite 2	Liitoksen peruskomponenttien jäykkyystekijät SFS-EN 1993-1-8 taulukko 6.11

1 JOHDANTO

Opinnäytetyön aiheen valintaan vaikuttivat aikaisemmat kokemukset suunnitteluprojekteilla esiin tulleista ongelmista liittyen tartuntalevyjen määrittelyyn. Eri toimittajien toisiaan vastaavien tuotteiden mitoitustaulukoista löytyvät huomattavat erot suunnitteluarvoille ovat aiheuttaneet haasteita suunnittelussa. Liitosten jäykkyyksien huomioon ottaminen rakenneanalyseissa on puutteellista, arvoja ei ole annettu valmistajien mitoitustaulukoissa.

Aihe on tullut rakennusalalla esiin CE-merkinnän korostaessa valmistuksen suunnitelmallisuutta. Betoniteollisuus ry sekä kiinnikelevyvalmistajat laativat suunnitteluohjeet, jotka julkaistiin Betoni-lehdessä numerossa 4/2016 artikkeli ”Lätkät vaihtokelpoisiksi”. Tavoitteena on saada yhtenäistettyä eri valmistajien kiinnityslevyt, jolloin suunnittelijan ei tarvitse ottaa kantaa kiinnityslevyjen valmistajaan tuotteita määriteltäessä. Työ on vielä kesken eikä laskentaesimerkkejä ja taulukoita ole vielä julkaistu. (Venho, Haara & Saarinen 2016, 84-87.)

Kiinnikelevyvalmistajilta löytyviä taulukoita ja laskentaohjeiden antamia arvoja verrataan keskenään, ”Lätkät vaihtokelpoisiksi” laskentatuloksiin ja opinnäytetyön laskentatuloksiin ja tehdään niiden välillä vertailu. Mahdollisia eroja tuloksissa pyritään arvioimaan tuloksien pohjalta.

1.1 Rajaus

Tässä opinnäytetyössä keskitytään esittämään tartuntalevyjen suunnitteluprosessi teräsrakennesuunnittelijan näkökulmasta. Mitoituksessa ei ole huomioitu mahdollisesti tarvittavia betonin lisäraudoituksia. Työssä ei myöskään käsitellä dynaamisia kuormia.

Tarkasteltavaksi tartuntalevyksi valittiin Peikon Welda 200x200-162, ollen yleisesti käytetty koko ja muidenkin valmistajien tuotevalikoimassa. Kiinnitettäväksi profiiliksi valittiin RHS 60*60*5mm, joka ei vastaa Peikon Weldan minimi kiinnityspinta-alaa, mutta vastaa SBKL 200*200-162 kiinnityspinta-alaa.

Opinnäytetyötä kirjoitettaessa ollaan julkaisemassa esistandardia FprEN 1992-4:2017, johon opinnäytetyössä ei oteta kantaa aikataulullisista syistä.

1.2 Tavoitteet

Opinnäytetyön tarkoituksena on kuvata suunnitteluprosessi siten, että valmistajien taulukkoarvojen käytettävyys ja reunaehdot tulevat suunnittelijan tietoisuuteen. Suunnittelija tiedostaa tartuntalevyjen käytettävyyden eri suunnitteluratkaisuiden osana ja pyrkii löytämään toimivan tuotteen kulloisellekin tarkasteltavalle tapaukselle.

Työssä kootaan yhteen eri suunnitteluvaiheiden kohdat vuokaavioksi, laaditaan suunnitteluohje tartuntalevyille käytettäväksi WAY Structural Technology Oy:n projekteissa sekä luodaan ohje FEM-laskentaohjelman käytöstä sekä luodaan käyttökelpoinen FEM rakennemalli.

2 STANDARDIT JA MÄÄRITTELY

Suunnittelun perustana ovat standardit SFS-EN 1990, SFS-EN 1993-1-1, SFS-EN 1993-1-8, SFS-EN 1992-1-1, CEN/TS 1992-4-1:2009 ja CEN/TS-1992-4-2:2009, Suomen kansallinen liitteet sekä tekniset ETA hyväksynät. CEN/TS 1992-4-1:2009 ja CEN/TS-1992-4-2:2009 eivät ole vielä standardeja vaan teknisiä julkaisuja, joiden pohjalta jäsenvaltiot ovat keränneet lausuntoja ja muutosehdotuksia pohjaksi esistandardille FprEN 1992-4:2017. European Committee for Standardization aikataulun mukaan esistandardi julkaistaan 08.02.2018.

Opinnäytetyön tuloksia on verrattu FprEN 1992-4:2013, valmistajien ilmoittamiin mitoitusarvoihin ja ETA hyväksynnässä ilmoitettuihin arvoihin.

2.1 Kiinnityslevyn toimintaperiaate

Tartuntalevyt suunnitellaan teknisen ETA-hyväksynnän (EOTA) perusteella. Voimien jakautuminen ankkureille lasketaan elastisen teorian mukaisesti. Momenttikuormat jaetaan vedonalaisille ankkureille sekä puristetulle betonille. Puristetut ankkurit jätetään huomioimatta mitoituksessa. Oletuksena on riittävän jäykkä kiinnityslevy, joka pystyy siirtämään kuormat betonille pysyen levynä ja elastisena. Levyn myötäämistä tulee välttää ja siirtymät ovat yleensä pieniä. (EOTA-2016/EAD 330084-00-0601 2017,7-16).

2.2 Kiinnityslevyjen mitoittamiseen liittyvät standardit ja menetelmät

Standardissa SFS-EN 1990 käsitellään rakenteiden yleiset suunnitteluperusteet. Standardissa SFS-EN 1992-1-1 esitetään betonirakenteiden suunnittelu, yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Teknisessä julkaisussa CEN/TS 1992-4-1:2009 ja CEN/TS-1992-4-2:2009 käsitellään

kiinnityksiä betoniin. Standardi SFS-EN 1993-1-1 ja 1993-1-8 käsittelevät teräsrakenteiden ja liitosten suunnittelua.

2.2.1 SFS-EN 1992-1-1 + kansallinen liite

Standardin kohdassa 2.7 todetaan betoniin asennettavien kiinnitysosien paikallisista vaikutuksista: kiinnitysosien kelpoisuuden edellytetään täyttävän CEN-standardin vaatimukset, tai kelpoisuus voidaan osoittaa eurooppalaisen teknisen hyväksynnän (ETA) avulla. Teknisessä eritelmässä 'Design of Fastening for Use in Concrete' esitetään, miten kuormat siirtyvät paikallisesti rakenteeseen.

Standardissa määritellä yleiset betonin karakteriset materiaaliarvot, varmuuskertoimet sekä laskentamenetelmät.

2.2.2 CEN/TS 1992-4-1:2009

Tekninen julkaisu määrittelee esi- ja jälkiasennettujen betonikiinnikkeiden rakenteellisen suunnittelumenetelmän, jolla kuormat siirretään betoniin. Tartuntalevyihin liittyvät tekijät yksittäiselle ankkurille tai kokonaisuudelle:

- kiinnikkeelle tulevat kuormat
- betonin halkeamaleveys
- ympäristörasitukset kiinnikkeelle
- kiinnikkeiden asemointi betonielementissä
- rakenteellisen komponentin minimi mitat

2.2.3 CEN/TS 1992-4-2:2009

Teknisen julkaisun toinen osa käsittelee tartuntojen (tyssätappi, tyssätartunta tai valuankkuri) mitoittamista eri kuormitustapauksille. Standardissa käsitellään:

- kiinnikkeen teräksen murtuminen sekä ulosvetomurtuminen
- betonikartion murtuminen
- halkeamismurtuminen
- betonin ulosvetomurtuminen
- kiinnikkeen murtuminen leikkauksessa vipuvarrella ja ilman vipuvartta
- betonikartion leikkausmurtuminen
- halkeamismurtuminen
- käytettävät kuormitusyhdistelyt

Standardissa ei käsitellä kiinnikkeiden jäykkyyttä tai muodonmuutoskykyä.

2.2.4 SFS-EN 1993-1-1 + kansallinen liite

Standardissa käsitellään teräsrakenteiden suunnittelu, yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.

2.2.5 SFS-EN 1993-1-8

Standardissa käsitellään teräskomponenttien kestävyyttä ja jäykkyyksiä sekä betoni komponenttien kestävyyttä ja jäykkyyttä puristuksessa. Standardissa ei oteta kantaa betonikomponenttien jäykkyyteen tai kestävyteen vedossa ja leikkauksessa.

2.2.6 ETA-hyväksyntä

ETA-hyväksynnässä otetaan kantaa tartuntalevyjen minimi ja maksimi mittoihin, käytettäviin materiaaleihin, suunniteltavaan käyttöikään, laskentamenetelmiin ja testaus- ja laadunvalvonta järjestelmiin.

Testien pohjalta toimittaja määrittää arvot mm. siirtymille, varmuuskertoimille, minimi- ja reunaetäisyyksille sekä yksittäisen ankkurin kestävyydelle. (EOTA-2016/EAD 330084-00-0601 2017, 7-16.)

3 TERÄSOSIEN KESTÄVYYS

Rakenteen kestävyden tarkastelut voidaan jakaa teräsosan liitokseen tartuntalevyyn sekä tartuntalevyn ja betoni väliseen liitokseen. Teräsosan kiinnitystä tartuntalevyyn käsitellään standardeissa SFS-EN 1993-1-1 sekä SFS-EN 1993-1-8 sekä kansallisissa liitteissä.

3.1 Teräsosat

Tartuntalevyn liitokseen voidaan soveltaa pilarin ja pohjalevyn laskentäsääntöjä SFS-EN 1993-1-8 mukaisesti. Kuormitustapauksissa voidaan erottaa kolme tarkasteltavaa tapausta:

1. Tartuntalevyssä vaikuttavan suuren puristavan normaalivoiman vuoksi betoni murtuu ennen jännityksien muodostumista kiinnikkeissä.
2. Kiinnikerivissä ilmenevä veto aiheutuu, kun normaali voima on piehekö verrattuna vaikuttavaan momenttiin ja betonin kestävyteen. Tällöin murto tapahtuu betonin sijasta levyn tai kiinnikkeiden myötäämisenä.
3. Kaikissa kiinnikeriveissä ilmenee vetovoima vipuvarrella, kun normaalivoiman vaikutuksesta kiinnike tai levy myötää ja levy saattaa osua betonipintaan.

Tartuntalevy on suunniteltava aksiaalisten voimien, taivutusmomentin ja leikkausvoimien siirtämiseksi perustuksille niiden kestävyys ylittymättä. Levyn tulee olla riittävän jäykkä, jotta se pystyy siirtämään kuormat betonirakenteelle säilyttäen muotonsa ja pysyen elastisena käyttörajatilassa. Jäykkyyteen vaikuttaa oleellisesti liitettävän kappaleen koko ja asemointi suhteessa tartuntalevyn paksuuteen sekä ankkurien sijoitukseen. Valmistajien teknisissä taulukoissa on määritelty kuormittavan kappaleen minimi pinta-ala ja maksimi epäkeskisyys, joilla ilmoitetut kuormitusarvot ovat vielä voimassa (Ruukki 2016, s248-249).

Murto-rajatilan tarkastelujen lisäksi tulee kiinnittää huomio käyttörajatilan tarkastelulle. Käyttörajatilan kuormat eivät saa ylittää betonin vetokestävyyttä, jolloin kartiohalkeama pääsee tapahtumaan. Lisäksi betonin halkeilu tulee pysyä suunnitelluissa rajoissa. (Ruukki 2016, s249)

Kuormitusyhdistelmistä on löydettävä se kuormitustapaus, joka aiheuttaa suurimman pintapaineen perustuksille. Tartuntalevy valitaan vetokestävyys-, leikkauskestävyys- tai näiden yhdistelmän perusteella. Vetorastus on usein mitoituksellisesti määräävä. Pilarissa vaikuttavat veto- ja puristusjäännitykset vaikuttavat kohtisuoraan tartuntalevyn valssausuuntaa vastaan. Tällöin lamellirepeilyn välttäminen on erityisen tärkeää. (Ruukki 2016, s249)

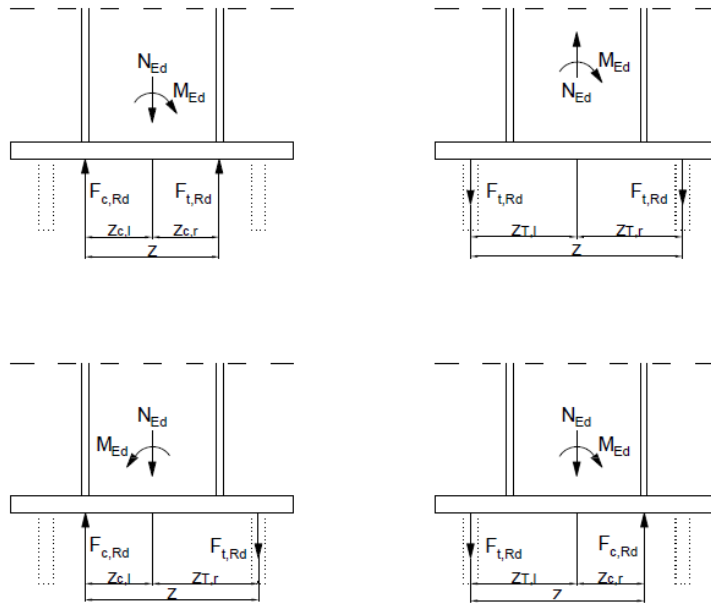
SFS-EN 1993-1-8 kohdassa 6.2.8 käsitellään pilarin pohjalevyn mitoittaminen. Kuormitustapauksen, kuorman epäkeskisyyden e sekä tartuntalevyn mittojen pohjalta lasketaan vipuvarsi z . Murtokuormaksi määritellään heikoin komponentti.

Veto:

- tartuntalevyn taipuma vedossa SFS-EN 1993-1-8, 6.2.6.11
- kiinnikkeet vedossa SFS-EN 1993-1-8, 6.2.6.12
- Pilarin uuma vedossa SFS-EN 1993-1-8, 6.2.6.8

Puristus:

- tartuntalevyn taipuma puristuksessa SFS-EN 1993-1-8, 6.2.6.10
- betoni puristettuna SFS-EN 1993-1-8, 6.2.6.9
- pilarin uuma ja laippa vedossa SFS-EN 1993-1-8, 6.2.6.7



Kuva 1. Tartuntalevyn pohjan kiinnityksien momenttivarren z määrittäminen. (SFS-EN 1993-1-8, s98)

I-profiilien kiinnityksille laippaliitoksen kestävyuden laskennassa sovelletaan SFS-EN 1993-1-8 mukaista ekvivalentin T-osan laskentamallia. Malli ei sellaisenaan kuitenkaan täysin sovellu rakenneputkiliitoksille, joille käytetään puoli empiiristä laskentamallia, joka on testattu laipanpaksuuksille 12...26 mm. (Ruukki 2016, s210-212).

3.1.1 T-osa vedossa

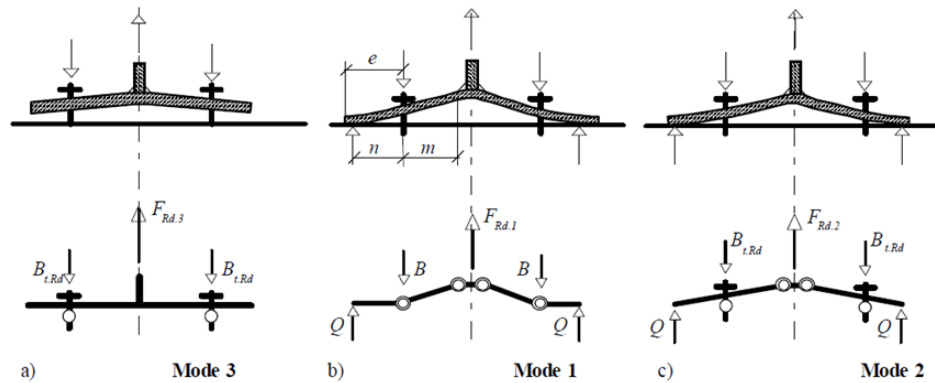
SFS-EN 1993-1-8 mukaisesti tartuntalevyn taivutus ja kiinnikkeet vedolla mallinnetaan T-osamallilla perustuen pilarin ja pohjalevyn kiinnitysmalliin. Kiinnikkeiden pituus ja materiaalin myötääminen yleensä aiheuttavat levyn irtoamisen pinnasta eikä vipuvoimia pääse syntymään. Vipuvoimia ei synny, jos seuraava lauseke on tosi:

$$l_b \geq \frac{8,8 * m^3 * A_s}{l_{eff} * t^3} \quad (1)$$

missä

l_b	$8 * d_0 + t$
d_0	kiinnikkeen nimellishalkaisija
t	tartuntalevyn paksuus
m	kiinnikkeen ja pilarin reunan välinen etäisyys
A_s	kiinnikkeen pinta-ala
l_{eff}	tehollinen pituus

T-osan vetokestävyys määräytyy tehollisen pituuden minimiarvon mukaan kolmen mahdollisen plastisen nivelen tapauksessa. Kuvan 2 mukaiset murtumismuodot määritellään jokaisella T-osalla erikseen.



Kuva 2. Tartuntalevyn T-osan murtumismuodot (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s51).

Mallissa yksi joustava tartuntalevy myötää 4 pisteestä murtaen kiinnikkeet. Voima saadaan kaavasta (SFS-EN 1993-1-8, s78):

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 * M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (2)$$

missä

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * \Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} \quad (3)$$

Malli kaksi on välimuoto malleista yksi ja kolme. Kaksi plastista niveltä muodostuu levyyn samalla kun kiinnikkeiden murtoraja saavutetaan. Voima saadaan kaavasta (SFS-EN 1993-1-8, s78):

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,2,Rd} + n * \Sigma F_{t,Rd}}{m + n} \quad (4)$$

missä

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * \Sigma l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} \quad (5)$$

Mallissa kolme jäykkä tartuntalevy ei myödy ja kuorma murtaa kiinnikkeet. Voima saadaan kaavasta (SFS-EN 1993-1-8, s78):

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} \quad (6)$$

missä

$\Sigma F_{t,Rd}$ T-osan kaikkien ruuvien vetokestävyyksien mitoitusarvojen summa.

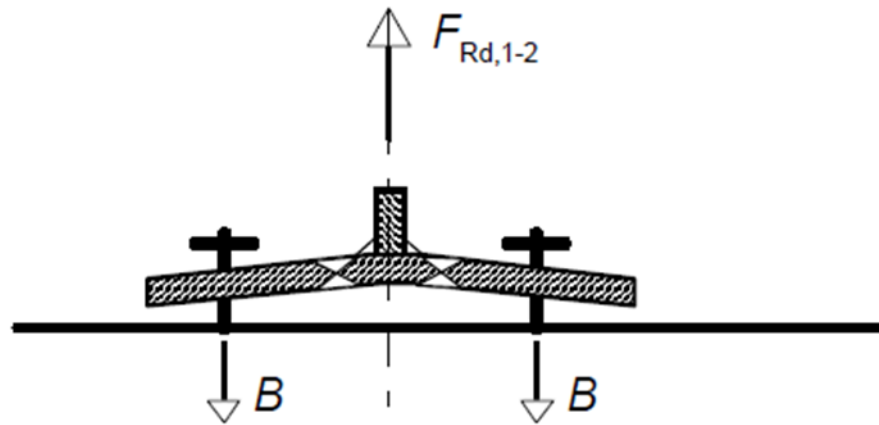
T-osan murtokestävyudeksi valitaan pienin eri mallien murtokuormista:

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}, F_{T,1-2,Rd}) \quad (7)$$

Kiinnikkeiden pituuden ja myötäämisen vuoksi joudutaan tarkastamaan vielä 4 murtumismalli (kuvassa 3), jossa yhdistyvät mallien yksi ja kaksi muodot (SFS-EN 1993-1-8, s78):

$$F_{1-2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (8)$$

missä $M_{pl,1,Rd}$ saadaan kaavasta 3.

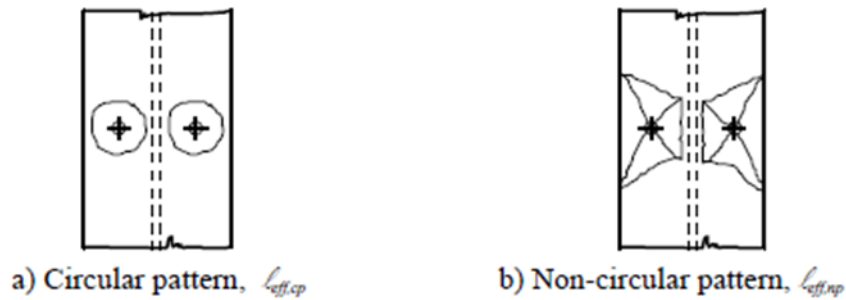


Kuva 3. T-osan murtumismalli $F_{1-2,Rd}$

Murtumismalli 1-2 on määrävä silloin, kun ehto kaavassa 1 on voimassa. Jotta murtumismallit yksi ja kaksi tapahtuvat, tartuntalevyssä tapahtuu huomattavia muodonmuutoksia. Tämän takia käytännön suunnittelussa T-osan kestävyys määrittelyssä huomioidaan vain mallit 1-2 ja 3. Laskennassa tarvittavat plastiset momentit saadaan laskettu myötöviivojen kautta. (SFS-EN 1993-1-8, s78).

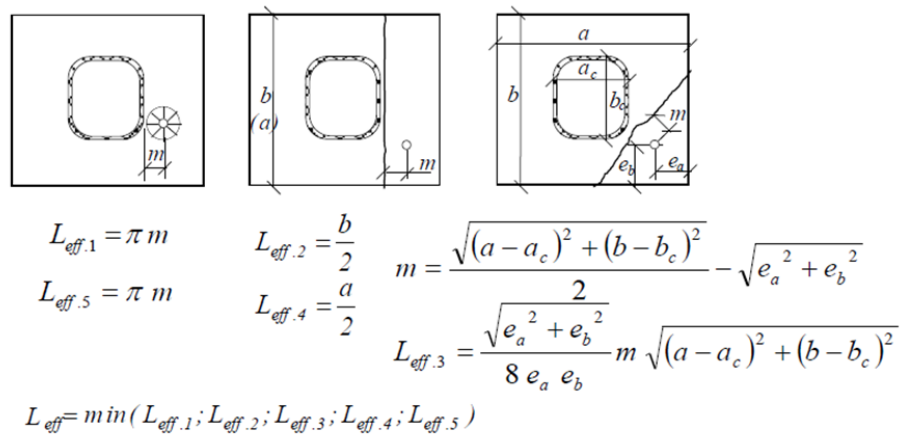
3.1.2 T-osan efektiivinen pituus

Eri murtumismalleille kehittyvät erilaiset teholliset leveydet. Näistä laskennan pohjaksi valitaan pienin pituus. Pyöreät ja ei pyöreät myötökuviot esitetään kuvassa 4. Eri murtumismalleille on esitetty SFS-EN 1993-1-8 taulukossa 6.6. päätylevyn teholliset leveydet (Liite 1.) perustuen myötökuvioihin.



Kuva 4. Erilaisia myötökuvioita (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s53).

Lisäksi tulee tarkastaa tilanne, jossa myötökuvio kulkee poikittain tartuntalevyn poikki, esimerkkinä kuvassa 5. on rakenneputkelle määritetyt efektiiviset pituudet (Wald, Bouguin, Sokol, Muzeau 2013, s5).



Kuva 5. Myötökuviot määriteltynä rhs-putkelle (Wald, Bouguin, Sokol, Muzeau 2013, s5).

3.2 Tartuntalevy vedettynä ja taivutettuna

Teräksen ja betonin välisissä liitoksissa ekvivalentin T-osan puristettua laippaa voidaan käyttää seuraavien peruskomponenttien yhdistelmän kestävyden mitoitusarvojen määrittämiseksi (SFS-EN 1993-1-8, s80-81.):

- teräksisen pohjalevyn taivutus, kun siihen kohdistuu perustuksen ja teräslevyn välinen pintapaine
- betoniin ja/tai jälkivaluun kohdistuva pintapaine.

Normaalivoiman kuormittavan liitoksen tapauksessa tulee tarkastaa betonin kestävyys pintapaineelle. Pintapaineen oletetaan jakautuvan tasaisesti. Pintapaine aiheuttaa levyn taivutusmomentin, joka rajoitetaan kimmoiteorian mukaiseen taivutuskestävyyteen. Tällöin betonin pintapaineen mitoituslujuus f_{jd} määrää pohjalevyn koon seuraavasti (Ruukki 2016, s250.):

$$t_p \geq \sqrt{\frac{6 * M_{p,Ed}}{l_{eff} * f_{yp}/\gamma_{M0}}} \quad (9)$$

$$M_{p,Ed} = \frac{l_{eff} * s^2 * f_{jd}}{2} \quad (10)$$

missä

t_p	pohjalevyn paksuus
$M_{p,Ed}$	betonin pintapaineesta pohjalevyyn kohdistuva taivutus
l_{eff}	pohjalevyn tehollinen pituus
s	pohjalevyn ulottuma pilarin ulkopuolelle, $s \leq c$
f_{yp}	pohjalevyn nimellinen myötölujuus
γ_{M0}	kestävyyden osavarmuusluku

Standardissa SFS-EN 1993-1-8 (s81) T-osan tehollisen kokonaispituuden arvo l_{eff} ja leveyden tehollinen arvo b_{eff} valitaan siten, että puristuskestävyyden mitoituslujuus vastaa peruskomponentin kestävyyttä. Pintapaineen mitoituslujuus f_{jd} saadaan:

$$f_{jd} = \frac{\beta_j * F_{Rdu}}{b_{eff} * l_{eff}} \quad (11)$$

$$F_{Rdu} = f_{cd} * A_{co} * \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{co}}} \leq 3,0 * f_{cd} * A_{co} \quad (12)$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c \quad (13)$$

Sijoittamalla $A_{co} = b_{eff} * l_{eff}$ saadaan f_{jd} lauseke muotoon:

$$f_{jd} = \beta_j * k_j * f_{cd} \quad (14)$$

$$k_j = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{co}}} \leq 3,0 \quad (15)$$

missä

β_j	perustuksen liitosmateriaalia kuvaava kerroin. On 2/3, kun jälkivalun ominaislujuus on vähintään 0,2 kertaa betonin ominaislujuus
k_j	on keskittymistekijä; $k_j=1$ on varmalla puolella
α_{cc}	on betonin lujuudelle käytettävä kerroin, jonka arvo kansallisen liitteen mukaisesti on 0,85
f_{ck}	betonin lieriölujuus 28 vuorokauden ikäisenä
γ_c	betonin osavarmuusluku; $\gamma_c=1,5$

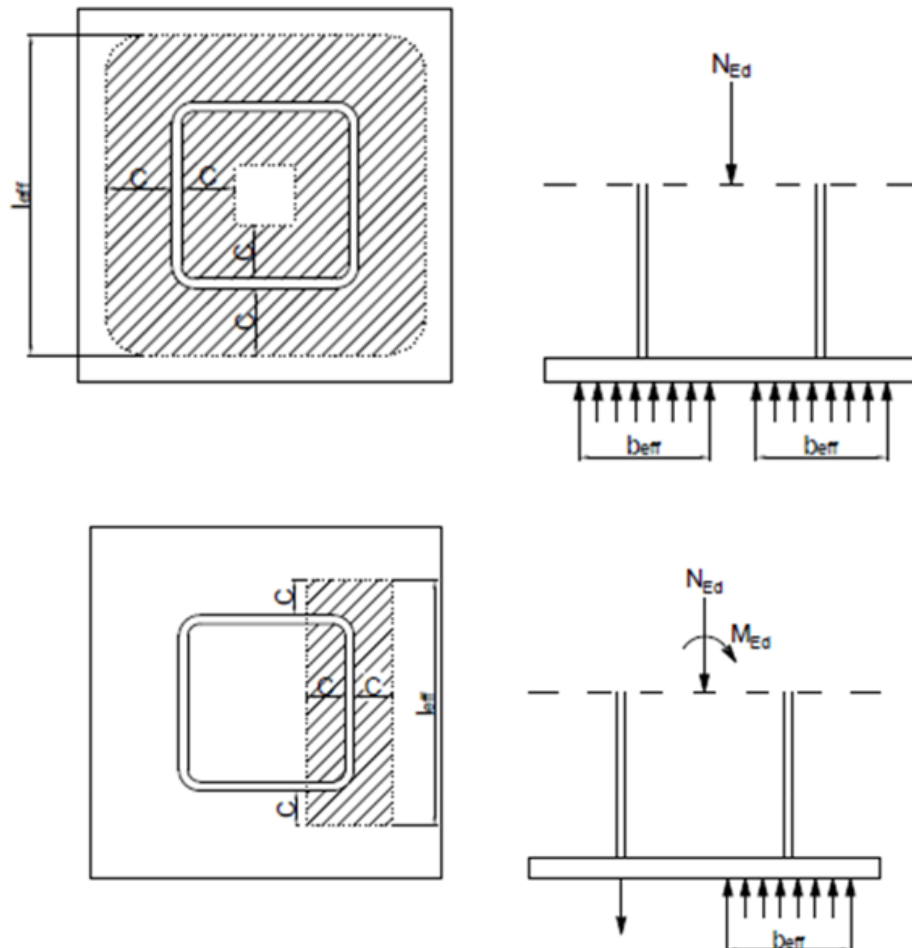
T-osan välittäminen voimien oletetaan jakaantuvan tasaisesti. Taipuisa pohjalevy korvataan jäykällä pohjalevyllä, jonka kantavan pinnan ulottuman määrää mitta c (SFS-EN 1993-1-8, s80.):

$$c = t_p * \sqrt{\frac{f_{yp}/\gamma_{M0}}{3 * f_{jd}}} \quad (16)$$

Koko pohjalevy pinta on kantava, jos seuraavat ehdot täyttyvät:

$(b-2t) \leq 2c$ putken sisään jäävä osa on täysin tehollinen
 $b_p \leq b+2c$ ja $a_p \leq h+2c$ putken ulkopuolinen alue on täysin tehollinen

Mitat a_p ja b_p ovat pohjalevyn ulkomitat. c -mitan ulkopuolelle jääviä osia ei huomioida laskennassa.

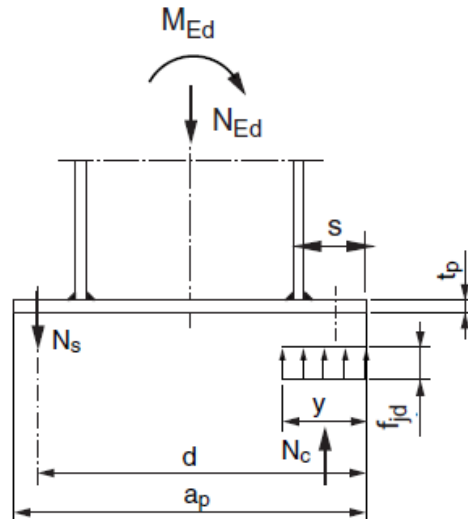


Kuva 6. Tartuntalevyn puristettu pinta-ala tasaisella puristuksella ja puristuksella sekä momentilla (Ruukki 2016, s250).

3.2.1 Betonin puristuspuunnan korkeuden laskeminen

Laskettaessa taivutusmomentista perustusruuveille aiheutuvia vetovoimia, momenttivartta ei saa olettaa suuremmaksi kuin puristetun puolen kantopinnan painopisteen ja vedetyn puolen pulttiryhmän painopisteen välinen etäisyys.

Kuvasta 7 saadaan seuraavat tasapainoyhtälöt, putkipilarin sijaitessa keskeisesti pohjalevyssä (Ruukki 2016, s253-254):



Kuva 7. Puristetun ja taivutetun pilarin rakennemalli (Ruukki 2016, s252).

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_c - N_s = l_{eff} y f_{jd} - A_s f_{yb} \\ M_{Ed} + N_{Ed} [0,5 a_p - (a_p - d)] &= N_c (d - 0,5 y) \end{aligned} \quad (17)$$

Jälkimmäisestä ehdosta voidaan ratkaista betonin puristuspuunnan korkeus:

$$\begin{aligned} M_{Ed} + N_{Ed} (d - 0,5 a_p) &= l_{eff} y f_{jd} (d - 0,5 y) \\ \Rightarrow 0,5 l_{eff} f_{jd} y^2 - l_{eff} f_{jd} d y + [M_{Ed} + N_{Ed} (d - 0,5 a_p)] &= 0 \\ \Rightarrow y &= \frac{l_{eff} f_{jd} d \pm \sqrt{(-l_{eff} f_{jd} d)^2 - 2 l_{eff} f_{jd} [M_{Ed} + N_{Ed} (d - 0,5 a_p)]}}{l_{eff} f_{jd}} \end{aligned} \quad (18)$$

Pohjalevyn paksuus on määritettävä sekä puristus- että vetopuolen suhteen. Puristuspuoli tarkastetaan kohdan 3.2 mukaisesti.

Vetopuolella laippaliitoksen vetokestävyys tarkastetaan kuten kohdassa 3.2.2. Seuraavien ehtojen tulee olla voimassa:

- ankkurit sijaitsevat laippaliitoksen kahdella vastakkaisella sivulla
- ankkurien lukumäärä on $4 \leq n \leq 2(h/p_2) + 2$

- ankkurien sijainti:
 - $e_1 \geq 1,2 * d$
 - $e_2 \geq 1,2 * d$ ja $e_2 \leq 1,25 * e_1$
 - $e_3 \geq p_2 / 2$

Suosittelaaan, että mitta e_1 pidetään mahdollisimman pienenä. (Ruukki 2016, s253-254).

3.2.2 Rakenneputken laippaliitoksen laskennan hyödyntäminen tartuntalevyliitoksessa

Rakenneputken laippaliitos kuvaa tilannetta, jossa rakenneputki on liitetty tartuntalevyyn. Tällöin liitos voidaan laskea olettamalla se kaksiolotteiseksi T-kappaleiden liitokseksi. Vetokuormitus aiheuttaa putken seinämien kohdalle plastiset nivelet. Laipan kestävyys vedolle saadaan laskettua laipan plastisen momentin avulla. (Ruukki 2016, s212).

Laippaliitoksen laskentamalli on yhteneväinen ekvivalentin T-osan laskentamallin kanssa eroten plastisten nivelien muodostumiskohtien kanssa. Vipuvoimia ei tarvitse huomioida, niiden sisältyessä implisiittisesti laskentamalliin. (Ruukki 2016, s212)

Laippaliitoksen ruuvirivin suhteellinen nettopinta-alan kerroin δ määritellään:

$$\delta = 1 - \frac{d}{p_2} \quad (19)$$

missä

d on kiinnikkeen halkaisija
 p_2 on kiinnikkeiden etäisyys

Laippalevyn plastisenmomentin apusuure K:

$$K = \frac{4b'}{0,9 * (f_{yp} / \gamma_{M0}) * p_2} \quad (20)$$

$$b' = e_1 - 0,5 * d + t_1 \quad (21)$$

missä

e_1 kiinnikkeen etäisyys putken reunasta
 t_1 putken seinämäpaksuus
 f_{yp} laipan nimellinen myötölujuus

Valitaan laipan paksuus seuraavien minimi ja maksimiarvojen väliltä:

$$\sqrt{\frac{K * F_{t.Ed}}{1 + \delta}} \leq t_p \leq \sqrt{K * F_{t.Ed}} \quad (22)$$

missä $F_{t.Ed}$ on normaalivoima yhtä ruuvia kohti.

Lasketaan parametri α_{Rd} , joka ottaa huomioon kiinnikkeiden vaikutuksen laipan plastisen momentin arvoihin suhteessa laipan plastiseen momenttiin putken seinämän kohdalla, kun kiinnikkeiden vetovoiman oletetaan olevan ruuvien vetokestävyyden suuruinen (Ruukki 2016, s213):

$$\alpha_{Rd} = \left(\frac{K * F_{t.Rd}}{t_p^2} - 1 \right) * \left[\frac{e_2 + 0.5d}{\delta * (e_2 + e_1 + t_1)} \right] \geq 0 \quad (23)$$

Liitoksen kestävyys saadaan ratkaistua merkitsemällä plastisen nivelen suorittama työ yhtä suureksi kuin ulkoisen kuorman tekemä työ:

$$N_{1.Rd} = \frac{t_p^2 (1 + \delta * \alpha_{Rd}) n}{K} \quad (24)$$

missä n on kiinnikkeiden määrä.

3.3 Leikkausvoiman kuormittama liitos

Leikkausvoiman vaikutus tartuntalevyn tutkitaan reunapuristuskestävyyden sekä lävistyskestävyyden pohjalta.

3.3.1 Tartuntalevyn lävistyskestävyys

Tartuntalevyn lävistyskestävyys lasketaan kaavasta (Ruukki 2016, s214):

$$F_{ap.Rd} = \frac{A_{p1,eff} * f_{y,k}}{\gamma_{M0}} \quad (25)$$

Jännitysalue $A_{p1,eff}$ määritetään tartuntalevyn paksuuden sekä alueen efektiivisen pituuden perusteella:

$$A_{p1,eff} = l_{v1,eff} * t_{p1} \quad (26)$$

Kiinnikkeiden oletettu taipuminen tartuntalevyn muodonmuutoksien seurauksena jännitysalueen efektiiviseksi pituudeksi lasketaan vain puolet kiinnikkeen ympärysmittasta:

$$l_{v1,eff} = 2\pi * \left(a_w + \frac{d_{ts}}{2} \right) \quad (27)$$

missä
 a_w kiinnikkeen hitsin a-mitta
 d_{ts} kiinnikkeen halkaisija.

3.3.2 Tartuntalevyn reunapuristuskestävyys

Reunapuristuskestävyys riippuu kiinnikkeiden sijainnista ja lujuudesta seuraavasti (Ruukki 2016, s214):

$$F_{b,Rd} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t / \gamma_{M2} \quad (28)$$

missä
 f_u tarkasteltavan osan nimellinen lujuus
 d kiinnikkeen halkaisija
 γ_{M2} kestävyysosavarmuusluku

Lausekkeen tekijät α_b ja k_1 määritetään seuraavasti:

$$\alpha_b = \min\left[1; \frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{f_{ub}}{3*d}\right] \quad (29)$$

$$k_1 = \min\left[2.5; 2.8 * \frac{e_2}{d} - 1.7; 1.4 * \frac{p_2}{d} - 1.7\right] \quad (30)$$

f_{ub} kiinnikkeen nimellinen murtolujuus
 e_2, p_2 kiinnikkeiden sijainnit voiman suunnassa.

4 BETONIOSAT

Betonin ja tartuntalevyn välisiä liitoksia käsitellään standardeissa 1992-1-1 sekä CEN/TS 1992-4-1 ja CEN/TS 1992-4-2. Käsitellään Veto- ja leikkauskestävyydet eri komponenteittain sekä näiden yhdistelykertoimet.

4.1 Vetokestävyys

Liitoksen vetokestävyyttä tarkasteltaessa on taulukon 2 mukaiset tarkistukset suoritettava. Riippuen kuormitustapauksesta ja rakennejärjestelmästä, tarkistetaan yksittäisen kiinnikkeen tai kiinnikeryhmän kestävyys:

	Yksittäinen kiinnike	Kiinnikeryhmä	
		Eniten kuormitettu kiinnike	Kiinnikeryhmä
Kiinnikkeen teräksen murtuminen	$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$\Delta N_{Ed}^h \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
Kiinnikkeen ulosveto murtuminen	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	$\Delta N_{Ed}^h \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	
Betonikartion murtuminen	$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$\Delta N_{Ed}^g \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
Halkeamismurtuminen	$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Mc}}$		$\Delta N_{Ed}^g \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Mc}}$
Betonin reunan lohkeamismurtuminen	$N_{Ed} \leq N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$		$\Delta N_{Ed}^g \leq N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$
Betoniteräksen murtuminen	$N_{Ed} \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$\Delta N_{Ed, re}^h \leq N_{Rd, re} = \frac{N_{Rk, re}}{\gamma_{Ms, re}}$	
Betoniteräksen ankkuroinnin murto	$N_{Ed, re} \leq N_{Rd, a}$	$\Delta N_{Ed, re}^h \leq N_{Rd, a}$	

Taulukko 1. Tartuntalevylle vaaditut tarkastelut mitoitettaessa vedolle. (CEN/TS 1992-4-2, 7.)

4.2 Kiinnikkeiden teräsmurtokestävyys

Kiinnikkeen vetokestävyuden karakterinen arvo $N_{Rk,s}$ sekä osavarmuuskerroin γ_{Ms} ilmoitetaan tuotteen ETA-hyväksynnässä. (EOTA-04/0056/2017,s13) Ominaisarvon voi myös laskea kaavalla:

$$N_{Rk,s} = A_s * f_{uk} * n \quad (31)$$

$$A_s = \frac{\pi * d^2}{4} \quad (32)$$

missä

d ankkurin halkaisija
 f_{uk} kiinniketeräksen myötöraja
 n ankkurien lukumäärä vedossa

Laskennassa on huomioitava ETA-hyväksynnän antama varmuuskerroin.

SFS-EN 1993-1-8 kohdassa 6.2.6.12 kiinnikkeen vetomurto lasketaan:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} \quad (33)$$

missä

k_2 0.9

Arvoista pienempää käytetään mitoitussarvona.

4.3 Ulosvetomurtokestävyys

Kiinnikkeen vetokestävyuden karakterinen arvo $N_{Rk,p}$ sekä osavarmuuskerroin γ_{Ms} ilmoitetaan tuotteen ETA-hyväksynnässä (EOTA-04/0056/2017,s13). Ominaisarvon voi myös laskea kaavalla:

$$N_{Rk,p} = 6 * A_h * f_{ck,cube} * \Psi_{ucr,N} \quad (34)$$

$$A_h = \frac{\pi}{4} * (d_h^2 - d^2) \quad (35)$$

missä

d_h	ankkurin pään halkaisija
d	ankkurin halkaisija
$f_{ck,cube}$	betonin kuutiopuristuslujuus
$\Psi_{ucr,N}$	betonin halkeilusta riippuvainen kerroin. Halkeilleessa betonissa $\Psi_{ucr,N} = 1.0$ Halkeilemattomassa betonissa $\Psi_{ucr,N} = 1.4$.

Eta hyväksynnässä annetut kertoimet C20/25 betonia lujemmille materiaaleille otettava huomioon (CEN/TS 1992-4-2, s8).

4.4 Betonin kartiomurtokestävyys

Kartion murtuminen esitetään yksinkertaistettuna efektiivisen ankkurointisyvyyteen suhteutettuna pinta-alana. Kartion irtoamiskulma voidaan olettaa olevan 35 ° (Eligehausen, Mallée & Fuchs 2012,46.). Yksittäisen kiinnikkeen tai kiinnikeryhmän ominaislujuus betonikartiomurrolle saadaan lausekkeesta (CEN/TS 1992-4-2, s.8):

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 * \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} * \Psi_{s,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ec,N} \quad (36)$$

Lausekkeen eri tekijät esitetään alla.

Haljenneessa betonissa yksittäisen ankkurin kestävyys, tilanteessa jossa betonin reunaetäisyys tai toiset ankkurit eivät vaikuta, saadaan:

$$N_{Rk,c}^0 = k_{cr} * \sqrt{f_{ck,cube}} * h_{ef}^{1.5} \quad (37)$$

missä

k_{cr}	on tekijä, joka huomioi rasiusten siirtymisen haljenneessa betonissa. Arvo ilmoitetaan ETA-hyväksynnässä perustuen koetuloksiin. CEN/TS 1992-4-2 suosittelee käytettäväksi arvoa 8.5, mikäli ETA-hyväksyntää ei ole käytettävissä.
h_{ef}	ankkurin tehollinen pituus. Arvo ilmoitetaan ETA-hyväksynnässä.

Halkeilemattomassa betonissa yksittäisen kiinnikkeen kestävyys saadaan:

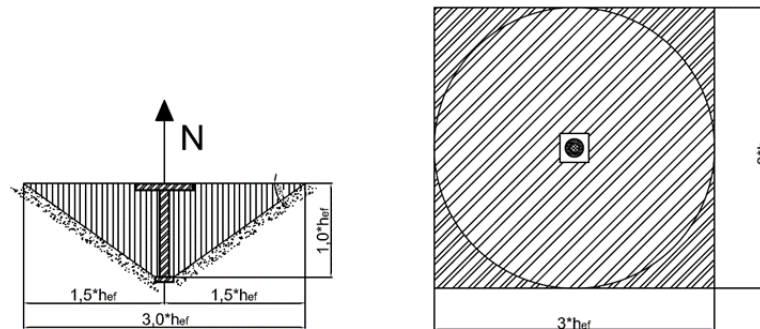
$$N_{Rk,c}^0 = k_{ucr} * \sqrt{f_{ck,cube}} * h_{ef}^{1.5} \quad (38)$$

missä

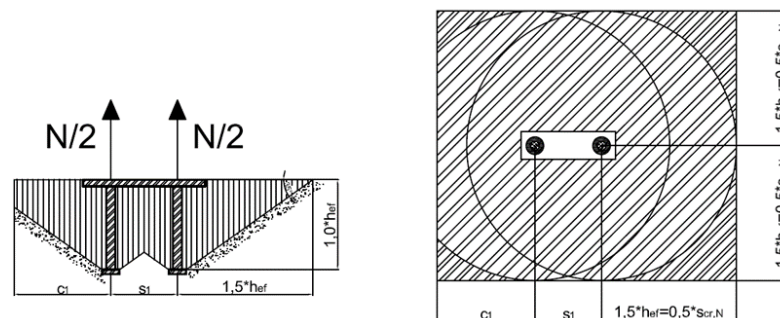
k_{ucr} tekijä, joka huomioi rasitusten siirtymisen haljenneessa betonissa. Arvo ilmoitetaan ETA-hyväksynnässä perustuen koetuloksiin. CEN/TS 1992-4-2 suosittelee käytettäväksi arvoa 11.9, mikäli ETA-hyväksyntää ei ole käytettävissä.

Termi $\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}$ huomioi kiinnikkeiden keskinäisen etäisyyden ja betonin reunaetäisyyden vaikutuksen kartion pinta-alaan.

$A_{0c,N}$ yksittäisen kiinnikkeen murtopinta-ala, $s_{cr,N} * s_{cr,N}$. Kuva 8.
 $A_{c,N}$ kiinnikkeiden todellinen murtopinta-ala, jossa on huomioitu kiinnikkeiden keskinäinen etäisyys sekä betonin reunaetäisyydet. $s \leq s_{cr,N}$ ja $c \leq c_{cr,N}$. Kuva 9.
 $s_{cr,N}, c_{cr,N}$ ETA-hyväksynnästä saatavat arvot.



Kuva 8. Yksittäisen ankkurin oletusmurtopinta $A_{0c,N}^0$ (CEN/TS 1992-4-2, s10).



Kuva 9. Reunaetäisyys ja kiinnikeväli huomioituna betonin kartiopinta-
alassa $A_{c,N}$ (CEN/TS 1992-4-2, s11).

Kerroin $\psi_{s,N}$ huomio betonin reunaetäisyyden aiheuttaman epätasaisen jännitys jakauman. Mikäli kiinnikkeillä on useita reunaetäisyyksiä, valitaan niistä pienin c :n arvo lausekkeeseen:

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1 \quad (39)$$

Kerroin $\psi_{re,N}$ huomio tiheän betoniraudoituksen vaikutuksen asennussyvyydessä $h_{ef} \leq 100$ mm.

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1 \quad (40)$$

Riippumatta kiinnikkeen tartuntasyvyydestä saa $\psi_{re,N}$ arvon 1,0 seuraavissa tapauksissa:

- Raudoituksen jakoväli ≥ 150 mm, tai
- Raudoituksen halkaisija ≤ 10 mm ja raudoituksen jakoväli ≥ 100 mm

Kerroin $\psi_{ec,N}$ huomio epäkeskisen kuorman vaikutuksen koko kiinnikeryhmään:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_N / s_{cr,N}} \leq 1 \quad (41)$$

missä

e_n epäkeskisten voimien etäisyyksien resultantti.

Mikäli kuormien epäkeskisyyys vaikuttaa molemmissa suunnissa, on kerroin $\psi_{ec,N}$ määritettävä molemmille suunnille ja huomioitava lausekkeessa 23. (CEN/TS 1992-4-2, s11-14).

4.5 Halkaisumurtokestävyys

CEN/TS 1992-4-2 käsittelee sivuilla 16-17 Halkaisumurtokestävyyttä. Mikäli yksi seuraavista ehdoista on voimassa, ei halkaisumurtumista tarvitse tarkastaa:

- A. Yhdellä ankkurilla reunaetäisyys kaikkiin suuntiin $c \geq c_{cr,sp}$ ja useammalla ankkurilla $c \geq 1,2 \cdot c_{cr,sp}$. $c_{cr,sp}$ ja $s_{cr,sp}$ määritetään ETA-hyväksynnässä.
- B. Betonin kartio- ja ulosvetomurtokestävyys on mitoitettu haljennelle betonille ja rauditus rajoittaa halkeamaleveydet $w_k \leq 0,3$ mm.

Tarvittava raudoituksen poikkipinta-ala A_s voidaan määrittää kaavalla:

$$A_s = 0.5 \cdot \frac{\sum N_{Ed}}{f_{yk} / \gamma_{Ms,rs}} \quad (42)$$

missä

$\sum NEd$ vaikuttavien vetovoimien summa
 f_{yk} raudoitteen myötölujuus $\leq 500 \text{ N/mm}^2$

Jos kohdan A tai B ehdoista ei kumpikaan täyty, voidaan kiinnikkeen tai kiinnikeryhmän kestävyys laskea:

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk}^0 * \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} * \psi_{s,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{h,sp} \quad (43)$$

missä

$$N_{Rk}^0 = \min(N_{Rk,p}, N_{Rk,c}^0) \quad (44)$$

Laskettaessa $N_{ORk,c}$ arvoja tulee $c_{cr,N}$ ja $s_{cr,N}$ arvot korvata arvoilla $c_{cr,sp}$ ja $s_{cr,sp}$. $c_{cr,sp}$ ja $s_{cr,sp}$ arvot ovat riippuvaisia kiinnitysalusta paksuuden h_{min} - arvosta ja saadaan ETA-hyväksynnästä. Mikäli kiinnikkeillä on useita reunaetäisyyksiä, valitaan niistä pienimmän c-arvon lausekkeisiin.

Kerroin $\psi_{h,sp}$ huomioi todellisen kiinnitysalustan paksuuden vaikutuksen halkaisukestävyyteen:

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{\frac{2}{3}} \leq \left(\frac{2+h_{ef}}{h_{min}}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (45)$$

Jos reunaetäisyys on pienempi kuin $c_{cr,sp}$, tulee betonin reunaan lisätä raudoitus.

4.6 Betonin sivustamurtokestävyys

Betonin reunan sivustalohkeamismurtumista ei tarvitse erikseen tarkastaa, mikäli reunaetäisyys kaikkiin suuntiin ylittää $c=0.5*h_{ef}$. Mikäli erillinen tarkastus tarvitaan, sivustamurtokestävyys saadaan (CEN/TS 1992-4-2, s17):

$$N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 * \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} * \psi_{s,Nb} * \psi_{g,Nb} * \psi_{ec,Nb} * \psi_{ucr,N} \quad (46)$$

Kiinnikeryhmästä, joka on kohtisuorassa reunaa vastaan ja jonka kiinnikkeet ovat tasaisesti sijoitettuna, riittää vain lähimpänä reunaa olevien kiinnikkeiden tarkastaminen.

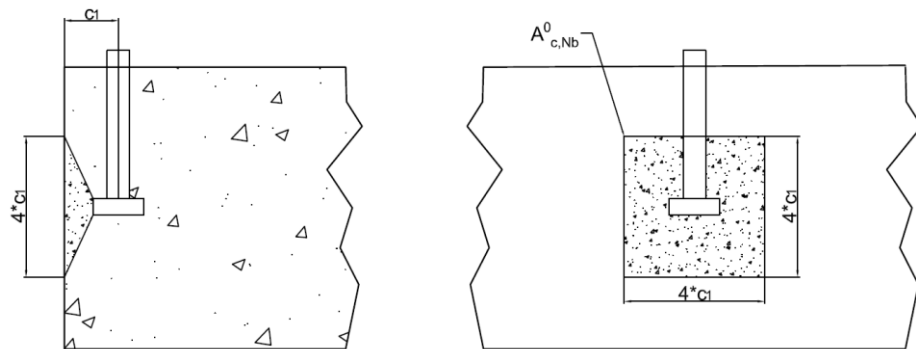
Yksittäisen ankkurin, johon ei vaikuta muut ankkurit tai haljenneeseen betoniin sijoitetut rakenteelliset komponentit, sivustamurtokestävyys saadaan:

$$N_{Rk,cb}^0 = 8 * c_1 * \sqrt{A_n} * \sqrt{f_{ck,cube}} \quad (47)$$

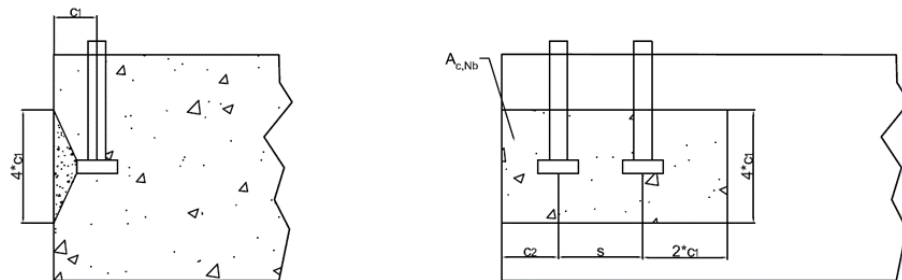
Kiinnikkeen ja betonirakenteen reunaetäisyydet sekä kiinnikkeiden keskiöväli huomioidaan tekijällä: $\frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0}$, missä

$A_{c,Nb}^0$ yksittäisen kiinnikkeen murtopinta-ala $(4*c_1)^2$ kuva 10.

$A_{c,Nb}$ kiinnikkeiden todellinen murtopinta-ala, jossa on huomioitu kiinnikkeiden keskinäinen etäisyys sekä betonin reunaetäisyydet. $s \leq 4 \cdot c_1$ ja $c_2 \leq 2 \cdot c_1$. Kuva 11.



Kuva 10. Yksittäisen kiinnikkeen murtopinta-alan $A^0_{c,Nb}$ määrittäminen (CEN/TS 1992-4-2, s16).



Kuva 11. Reunaetäisyydet ja kiinnikeväli huomioituna murtopinta-alan $A_{c,Nb}$ määrittäminen (CEN/TS 1992-4-2, s17).

4.7 Betoniraudoituksen kestävyys

Yhden kiinnikkeen lisäraudoituksen ominaislujuus määritellään (CEN/TS 1992-4-2, s20):

$$N_{Rk,rs} = n \cdot A_s \cdot f_{yk} \quad (48)$$

missä

A_s	Yhden lisäraudoituksen pinta-ala
f_{yk}	Lisäraudoituksen myötölujuus
n	Lisäraudoitteen lukumäärä

4.8 Betoniraudoituksen tartuntakestävyys

Yhden kiinnikkeen lisäraudoituksen tartuntakestävyys lasketaan kaavasta (CEN/TS 1992-4-2, s20):

$$N_{Rd,a} = \sum_n \frac{l_1 * \pi * d_s * f_{bd}}{\alpha} \quad (49)$$

missä

- l_1 Lisäraudoitteen ankkurointipituus kartiomurron alueella
 $\geq l_{b,min}=4*d_s$, ankkurointi taivutuksilla, koukuilla tai silmukoilla
 $\geq l_{b,min}=10*d_s$, ankkurointi suorilla tangoilla ilman poikittaisia hitsattuja tankoja
- d_s lisäraudoitteen halkaisija
 f_{bd} tartuntalujuus SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti
 α vaikutuskerroin SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti
 n Yhteen kiinnikkeeseen liittyvien lisäraudoitteiden lukumäärä

4.9 Leikkauskestävyys

Liitoksen leikkauskestävyyttä tarkasteltaessa on taulukon 3 mukaiset tarkistukset suoritettava. Kohdat 1-4 tarkistettava, jos kiinnikkeille ei ole lisäraudoitusta. Kohdat 1, 2, 4, 5 ja 6 lisäraudoitetuille kiinnikkeille.

		Yksittäinen kiinnike	Kiinnikeryhmä	
			Eniten kuormitettu kiinnike	Kiinnikeryhmä
1	Kiinnikkeen teräksen murtuminen ilman vipuvaikutusta	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2	Kiinnikkeen ulosveto murtuminen vipuvaikutuksella	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
3	Betonikartion murtuminen	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^g \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
4	Halkeamismurtuminen	$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^g \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$
5	Betoniteräksen murtuminen	$V_{Ed} \leq V_{Rd,re} = \frac{V_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$V_{Ed,re}^h \leq V_{Rd,re} = \frac{V_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
6	Betoniteräksen ankkuroinnin murto	$V_{Ed,re} \leq V_{Rd,a}$	$V_{Ed,re}^h \leq V_{Rd,a}$	

Taulukko 2. Tartuntalevylle vaaditut tarkastelut mitoitettaessa leikkaukselle (CEN/TS 1992-4-2, s.19)

Mikäli kiinnikkeiden kestävyys perustuu lisäraudoitukseen, kohdan 3 betonikartio murtuminen tulee tarkastaa, mutta lisäraudoitus mitoitetaan kokonaiskuormalle. Lisäraudoitus voi olla pintaraudoituksena tai hakoina (CEN/TS 1992-4-2,s19).

Lisäraudoitus tulee olla ankkuroituna betonikartion murtoalueen ulkopuolella ankkurointipituudella $l_{b,net}$.

Kiinnikeryhmälle suositellaan käyttämään saman kokoista lisäraudoitusta jokaiselle kiinnikkeelle. Lisäraudoituksen halkaisija ei saa olla suurempi kuin 16 mm ja myötölujuuden on oltava alle 500 N/mm².

Mikäli leikkausvoimat hoidetaan pintaraudoituksella, seuraavat lisäehdot tulee täyttyä:

- A. Vain tangot lähempänä kuin $0,75 \cdot c_1$ oletetaan efektiivisiksi.
 B. Ankkurointipituus murtokartion alueella on vähintään minimi:
 $l_1 = 10 \cdot d_s$ suorilla tangoilla ilman poikittain hitsattuja tankoja
 $l_1 = 4 \cdot d_s$ haat tai tavutetut tangot
 C. Lisäraudoitus betonireunan suuntaisesti tulee mitoittaa riskikoanalogian mukaisesti. Raudoituksen kulmana voidaan olettaa 45° . (CEN/TS 1992-4-2, s22).

Raudoitteet tulee sijoittaa mahdollisimman lähelle kiinnikettä.

4.10 Kiinnikkeen teräsmurto

Kiinnikkeen ja kiinnikeryhmän teräksen leikkausmurtuminen ilman vipuvartta saadaan ETA-hyväksynnästä. Laskenta perustuu teräksen murtolujuuteen (f_{uk}). Arvoksi valitaan pienempi arvoista (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s65):

$$F_{2,vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (50)$$

missä

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 \cdot f_{yl} \quad (51)$$

tai (SFS-EN 1993-1-8, s32)

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (52)$$

missä

α_v on 0.5

Kiinnikkeelle teräksen leikkausmurtokestävyys vipuvarrella saadaan yhtälöstä:

$$V_{Rk,s} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{l} \quad (53)$$

missä

α_M kiinnikkeen jäykkyys. Kiinnike pääse kiertymään $\alpha_M = 1,0$ ja täysin jäykälle kiinnitykselle $\alpha_M = 2,0$. Ks. CEN/TS 1992-4-1:2009 kohta 5.2.3.3

l vipuvarsi.

$M_{Rk,s}$ kiinnikkeen taivutuskestävyys.

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{Rd,s}}\right) \quad (54)$$

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (55)$$

missä

$M_{ORk,s}$ yhden kiinnikkeen taivutuskestävyys
 $N_{Rk,s}$ teräksen vetokestävyys
 γ_{Ms} teräksen osavarmuuskerroin

Kertoimet ovat ETA-hyväksynnästä.

4.11 Betonikartion kampeamismurto

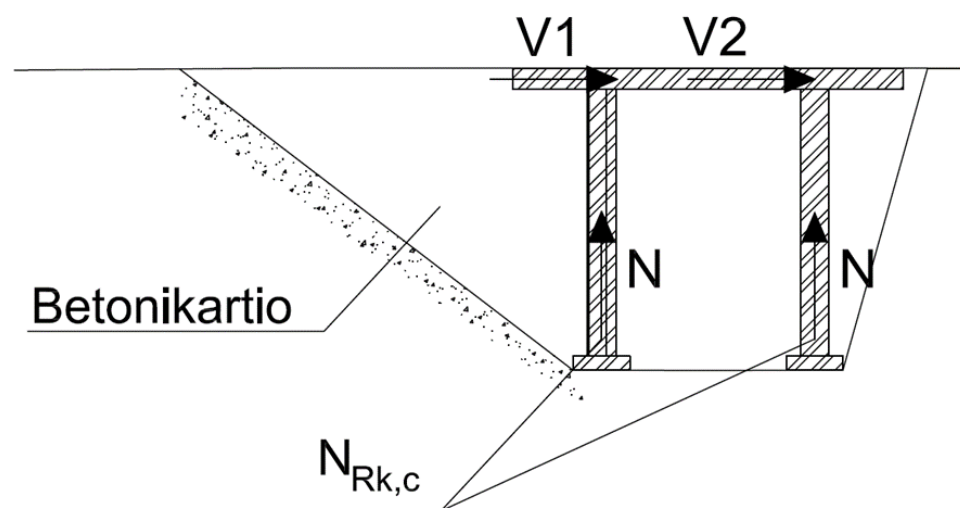
Betonikartion lohkeamismurtuminen pyrkii tapahtumaan kuormituksen vastakkaiselta puolelta. Lohkeamismurtuminen voidaan laskea kaavalla (CEN/TS 1992-4-2, s24):

$$V_{Rk,cb} = k_3 * N_{Rk,c} \quad (56)$$

missä

k_3 ETA-hyväksynnästä saatava kerroin rakenteelle ilman lisäraudoitusta. Mikäli rakenteessa käytetään lisäraudoitusta, kerrotaan k_3 kertoimella 0,75.

$N_{Rk,c}$ betonikartion vetokestävyys kohdan 23 mukaisesti.



Kuva 12. Betonikartion murtuminen vaikuttavan voiman vastakkaisella puolella.

Tapauksissa, joissa kiinnikeryhmään vaikuttaa yhtä aikaa useammasta suunnasta leikkausvoimia tai taivutusmomentti, tarkistetaan eniten kuormitetun kiinnikkeen kestävyys. Tällöin on huomioitava reunaetäisyyksien sekä kiinnikkeiden välisten etäisyyksien vaikutus kestävyteen.

4.12 Betonin reunakestävyys

Kiinnikkeelle tai alle neljän kiinnikkeen kiinnikeryhmille, joilla jokainen reunaetäisyys $c \geq 10 \cdot h_{ef}$ tai $c \geq 60 \cdot d$ täyttyy, voidaan reunamurtuminen jättää huomioimatta.

Kiinnikeryhmille, joissa kiinnikkeet ovat kohtisuoraan reunaan kohden ja joita kuormittaa reunaan kohtisuora leikkausvoima tai vääntömomentti, tarkastelu tehdään, kun $s_1 \geq c_1$ tai $c_1 \geq 150$ mm. (CEN/TS 1992-4-2, s25-31).

Kiinnikkeen tai kiinnikeryhmän leikkauskestävyys saadaan yhtälöstä:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{re,V} \quad (57)$$

Yhden kiinnikkeen leikkauskestävyyden ominaisarvo, haljenneessa tai halkeilemattomassa betonissa, kohtisuoraan reunaan vastaan saadaan yhtälöstä:

$$V_{Rk,c}^0 = 1,6 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1,5} \quad (5844)$$

missä

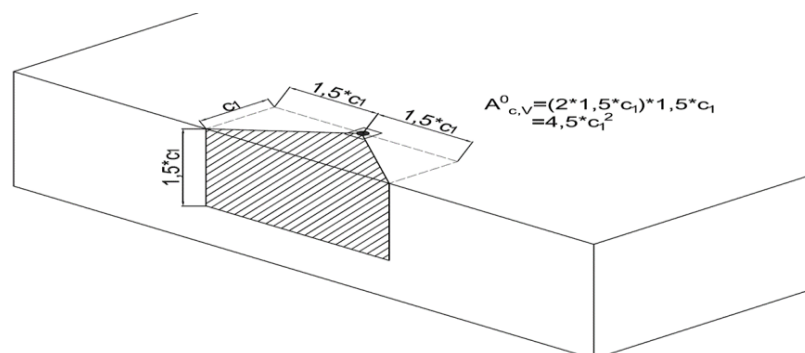
d_{nom} on ≤ 60 mm
 c_1 reunaetäisyys kuormituksen suuntaan
 l_f $= h_{ef}$ kun kiinnikkeiden halkaisijat ovat samat, kuitenkin $\leq 8 \cdot d_{nom}$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} \quad (59)$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} \quad (60)$$

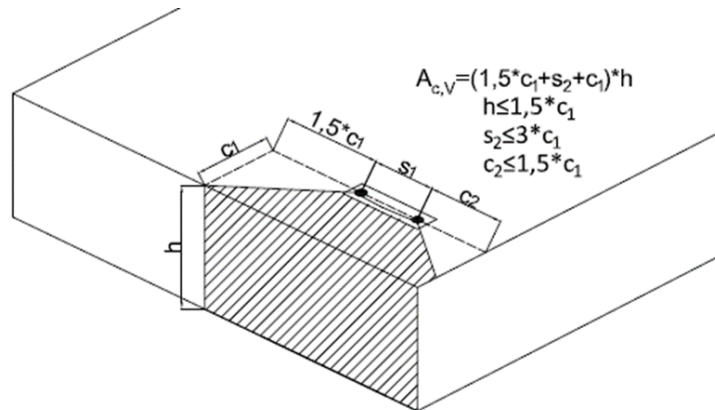
d_{nom} ja c_1 ovat annettu ETA-hyväksynnässä.

Termi $A_{c,V} / A_{c,V}^0$ huomioi reunaetäisyyksien, kiinnikevälien ja betonikapaleen paksuuden vaikutuksen. Yhden kiinnikkeen muodostaman betonikartion pinta-ala $A_{c,V}^0$ lasketaan alla olevan kuvan mukaisesti:



Kuva 13. Yksittäisen kiinnikkeen betonikartion pinta-ala $A_{c,V}^0$ (CEN/TS 1992-4-2, s25).

Useamman kiinnikkeen betonikartion pinta-ala lasketaan ottaen huomioon kunkin tapauksen kuormitus, reunaetäisyydet ja kiinnikevälit.



Kuva 14. Esimerkki useamman kiinnikkeen betonikartion pinta-alan laskemisesta $A_{c,V}$ (CEN/TS 1992-4-2, s26).

Kerroin $\psi_{s,V}$ huomio betonin reunaetäisyyden aiheuttaman epätasaisen jännitys jakauman. Mikäli kiinnikkeillä on useita reunaetäisyyksiä, valitaan niistä pienin c :n arvo lausekkeeseen:

$$\psi_{s,V} = 0.7 + 0.3 * \frac{c_2}{1.5 * c_1} \leq 1 \quad (61)$$

Kerroin $\psi_{h,V}$ huomio, ettei betonin reunakestävyys kasva betonin paksuuden kasvaessa, kuten $A_{c,Nb} / A_{c,Nb}^0$ suhde olettaa.

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1.5 * c_1}{h} \right)^{0.5} \geq 1 \quad (62)$$

Kerroin $\psi_{ec,V}$ huomio kiinnikeryhmässä eri kiinnikkeille vaikuttavien leikkausvoimien vaikutuksen epäkeskisestä kuormasta johtuen.

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2 * e_V / (3 * c_1)} \leq 1 \quad (63)$$

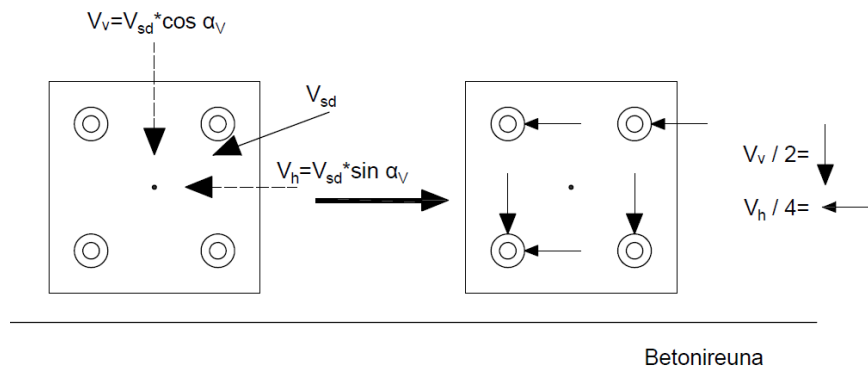
missä

e_V Leikkausvoiman epäkeskisyys kiinnikeryhmän tasapainopisteestä.

Kerroin $\psi_{\alpha,V}$ huomioi betonireunan suhteen vinon leikkausvoiman vaikutuksen kiinnikeryhmään:

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V) * 2 + (0.4 * \sin \alpha_V)^2}} \quad (64)$$

missä
 $V_v = V_{sd} \cdot \cos \alpha_v$



Kuva 15. Vinon leikkausvoiman jakautuminen ankkuriryhmässä (CEN/TS 1992-4-2, s24).

Kerroin $\psi_{re,v}$ huomioi kiinnikeryhmän sijoittumisen halkeilleeseen tai halkeamattomaan betoniin sekä reunaraudituksen tyyppin.

$\psi_{re,v}$	=1,0 kiinnikeryhmä halkeilleessa betonissa ilman reunarauditusta
$\psi_{re,v}$	=1,2 kiinnikeryhmä halkeilleessa betonissa suoralla reunaraudituksella ($\geq \emptyset 12\text{mm}$)
$\psi_{re,v}$	=1,4 kiinnikeryhmä halkeilleessa betonissa haotuksella tai pintaraudituksella, jossa $a \leq 100\text{ mm}$ ja $a \leq 2 \cdot c_1$ tai kiinnikeryhmä halkeamattomassa betonissa.

4.13 Betoniraudituksen teräsmurtokestävyys

Betoniraudituksen murtuminen voidaan laskea kaavalla (CEN/TS 1992-4-2, s29-30):

$$N_{Rk,re} = k_6 \cdot n \cdot A_s \cdot f_{yk} \quad (65)$$

missä

k_6 = tehokkuus kerroin
 1,0 pintarauditukselle
 0,5 lisärauditukselle, kerroin huomioi myös asennustoleranssit.

4.14 Betoniraudituksen tartuntamurtokestävyys

Leikkausvoiman aiheuttama raudituksen tartuntamurto lasketaan kuten kohdassa 4.8 normaalivoiman tapauksessa.

4.15 Yhdistetty leikkaus- ja normaalivoima

Kiinnikkeet ilman lisäraudoitusta ja määräävänä murtotapana teräsmurto, leikkaus- ja normaalivoiman vaikuttaessa kiinnikeryhmään, täytyy seuraavan lausekkeen toteutua (CEN/TS 1992-4-2,32-33):

$$\beta_N^2 + \beta_V^2 \leq 1 \quad (66)$$

missä

$$\beta_N = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1 \text{ ja } \beta_V = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1 \quad (67)$$

Muilla murtotavoilla toisen seuraavista ehdoista tulee toteutua:

$$\beta_N + \beta_V \leq 1,2 \quad (68)$$

tai

$$\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} \leq 1 \quad (69)$$

Lisäraudoitetuilla rakenteilla pätee yhtälöt 52, 54 ja 55. Mikäli lisäraudoitus on vain joko leikkaus- tai normaalivoimalle seuraavan ehdon tulee myös täytyä:

$$\beta_N^{k_7} + \beta_V^{k_7} \leq 1 \quad (70)$$

missä

k_7	saadaan ETA-hyväksynnästä.
β_N	suurin vetovoimasta aiheutuva käyttöaste betonissa
β_V	suurin leikkausvoimasta aiheutuva käyttöaste betonissa.

5 LIITOKSEN JÄYKKYYS JA SIIRTYMÄT

Komponentti menetelmässä tutkitaan yksittäisten liitoskomponenttien arvot, joista kootaan koko liitos. Komponentti menetelmää kuvataan SFS-EN 1993-1-8 ja SFS-EN 1994-1-1 teräs- ja komposiitti liitoksille. Menetelmässä on kolme kohtaa:

1. Tunnistetaan perus komponentit
2. Rakenteellisten arvojen karakterisointi eri komponenteille
3. Komponenttien kokoaminen liitokseksi.

Liitoksille on kolme laskenta tapaa: kimmoteorian mukainen, jäykkä-plastiseen materiaalmalliin perustuva ja kimmoplastiseen materiaalmalliin perustuva kokonaistarkastelu. Kimmoteorian mukaisessa mallissa vain liitoksen jäykkyys S_j otetaan huomioon. S_j liitetään rakennelaskentaan jousivakioina, jotta voidaan selvittää sisäiset voimat. Jos taivutusmomentti ei ylitä 2/3 liitoksen kestävydestä, voidaan jäykkyys laskea kiertymisjäykkyyden alkuarvon $S_{j,ini}$ mukaisesti. Jos liitoksen plastinen kapasiteetti saavutetaan, voidaan jäykkyys laskea sekantti jäykkyyden $S_{j,ini} / \mu$ mukaisesti.

Kimmenteorian mukaisessa mallissa liitokset jaetaan kiertojäykkyyden mukaisesti. Opinnäytetyössä liitokset lasketaan Kimmenteoria mallin mukaisesti. (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s13-15).

5.1 Jäykkyys

SFS-EN 1993-1-8 mukaisesti riippuen kiertymäjäykkyyden alkuarvosta $S_{j,ini}$ liitos voidaan jakaa nivelelliseksi, jäykäksi tai osittain jäykäksi liitokseksi. Liitos on jäykkä mikäli:

$$S_{j,ini} \geq K_b E I_b / L_b . \quad (71)$$

Jos jäykistejärjestelmä vähentää vaakasiirtymiä enemmän kuin 80%, on $K_b = 8$. Muille $K_b = 25$, jos ehto $\frac{K_b}{K_c} \geq 0.1$. Nivelellisessä liitoksessa kiinnitysvylyllä on rajoitettu taivutuskestävyys verrattuna kiinnittyvään osaan.

$$S_{j,ini} \leq 0.5 E I_b / L_b . \quad (72)$$

Osittain jäykät liitokset ovat kaikki muut liitokset, jotka eivät kuulu jäykkiin tai nivelellisiin liitoksiin. Lisäksi ehto $\frac{K_b}{K_c} \leq 0.1$ on voimassa.

missä

K_b	keskiarvo yläpuolisten kerroksien palkkien I_b / L_b – arvoista
K_c	keskiarvo yläpuolisten kerroksien pilarien I_b / L_b – arvoista
I_b ja I_c	neliömomentit
L_b ja L_c	pilarien ja palkkien pituudet.

Pilarien pohjalevyjen liitokset tilanteessa, jossa ulkopuolinen jäykistysjärjestelmä vähentää siirtymiä yli 80%, määritetään jäykiksi, mikäli seuraavat ehdot täyttyvät (SFS-EN 1993-1-8, 5.2a):

$$\bar{\lambda}_0 \leq 0.5$$

$$0.5 < \bar{\lambda}_0 < 3.93 \text{ ja } S_{j,ini} \geq 7 (2 \bar{\lambda}_0 - 1) E I_c / L_c$$

$$\bar{\lambda}_0 \geq 3.93 \text{ ja } S_{j,ini} \geq 48 E I_c / L_c$$

missä

$\bar{\lambda}_0$ on suhteellinen pilarin hoikkuus, kun molemmat päät ovat nivelellisiä.

Muille rakennetyypeille pilarin pohjalevyn jäykkyys saadaan SFS-EN 1993-1-8 kohdan 5.2 d mukaisesti:

$$S_{j,ini} \geq 30 E I_c / L_c . \quad (73)$$

5.2 Kestävyys

Liitos voidaan määrittää kestävyiden perusteella niveleliseksi, täysin lujaksi tai osittain lujaksi liitokseksi. SFS-EN 1993-1-8 kohdassa 5.2.3 nivelellisen liitoksen momenttikestävyden tulee olla alle 25 % täysin lujan liitoksen kestävydestä. Osittain lujaksi liitokseksi määritellään liitokset, jotka eivät ole nivelellisiä tai täysin lujia.

Täysin lujan liitoksen momenttikestävyys on suurempi kuin siihen kiinnittyneiden pilarin tai palkin.

5.3 Muodonmuutoskyky

SFS-EN 1993-1-8 ei sisällä yksityiskohtaisia määritelmiä muodonmuutoskyvylle. Jos liitokselta edellytetään plastisoitumista, täytyy liitoksen momenttikestävyden olla 20 % suurempi kuin liittyvän osan momenttikestävyys:

$$M_{j,Rd} \geq 1.2 M_{pl,Rd}$$

Tällöin plastinen nivel muodostuu liittyvään osaan, jonka muodonmuutoskyvyn tulee olla riittävä. Jos liitoksen muodonmuutoskyky ei täytä ehtoa, joudutaan ruuvi- tai hitsiliitoksen muodonmuutoskyky tarkastaa.

5.3.1 Kiinnikkeen liitos

SFS-EN 1993-1-8 kohdassa 6.4.2 ruuviliitoksella on riittävä muodonmuutoskyky, jos seuraavat ehdot täyttyvät:
Liittyvä osa on pilari ja murtokestävyys määritetään uuman kestävydestä:

$$d/t_w \leq 69 \cdot \epsilon \quad (74)$$

missä

d kiinnikkeen halkaisija
 t_w uuman paksuus

Jos liittyvän pilarin laippa tai palkin päätylevy on tarpeeksi ohut:

$$t \leq 0.36 d \sqrt{f_{ub}/f_y} \quad (75)$$

missä

f_{ub} kiinnikkeen murtolujuus
 f_y laipan tai päätylevyn myötölujuus

5.3.2 Hitsiliitos

SFS-EN 1993-1-8 kohdassa 6.4 palkin ja pilarin hitsatun liitoksen kiertymis-
kapasiteetti:

$$\phi_{Cd} = 0,025 hc / h_b \quad (76)$$

missä

hc pilarin syvyys
 h_b palkin syvyys

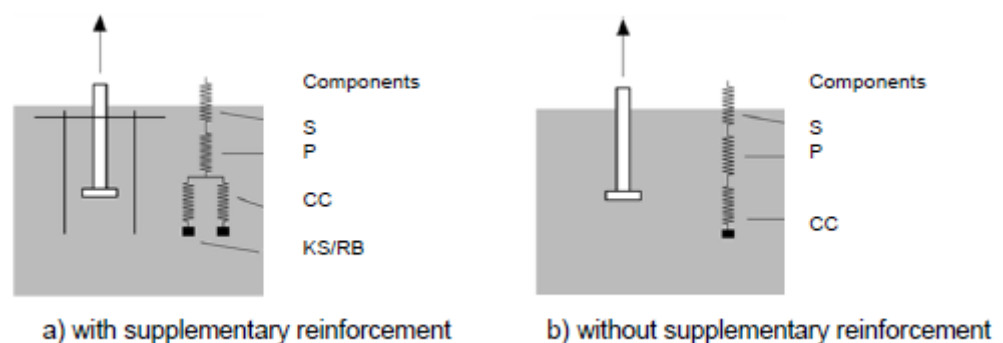
Hitsatun pilari-palkkiliitoksen, jota ei ole jäykistetty, kiertymiskapasiteetti voidaan olettaa olevan vähintään 0,015 rad.

5.4 Kiinnikkeiden komponentti malli

Kiinnikkeiden siirtymiin vaikuttavat betonin ominaisuudet sekä lisäraudoituksen ja betonin vuorovaikutus. Betoni materiaalina on huomattavan epätasalaatuista verrattuna teräkseen ja materiaaliominaisuudet vaihtelevat paljon. Laskettaessa siirtymiä betonin materiaalin keskiarvoilla voi lasketatulokset vaihdella 50%. Voima siirtymä kuviota määritettäessä kiinnikkeelle vedossa yksilöllisistä komponenteista tulee huomioida (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s24-25):

- komponentti S kiinnikkeen teräsmurto ($(\delta_{Rd,s} / N_{Rd,s})$)
- komponentti CC betonin kartiomurto ($(\delta_{Rd,c} / N_{Rd,c})$)
- komponentti RS raudoituksen teräsmurto ($(\delta_{Rd,s,re} / N_{Rd,s,re})$)
- komponentti RB raudoituksen tartuntamurto ($(\delta_{Rd,b,re} / N_{Rd,b,re})$)
- komponentti P betonin ulosvetomurto ($(\delta_{Rd,p} / N_{Rd,p})$)

Kombinaatiot on annettu kuvassa 16.



Kuva 16. Jousimallit lisäraudoitetulle (a) ja raudoittamattomalle (b) kiinnikkeelle (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s24).

5.4.1 Kiinnikkeet vedossa, komponentti S

Veto siirtyy kuormituspisteestä kiinnikelevyllä kiinnikkeiden kiinnityspisteen kautta. Kiinnike venyy kimmoisesti aina myötörajaan asti ($f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{Ms}$). Jännitys-venymä lasketaan Hooken lain mukaisesti (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s24):

$$\delta_{Rd,sy} = \frac{N_{Rd,s} * L_h}{A_{snom} * E_s} = \frac{\sigma_{Rd,s} * L_h}{E_s} \quad (77)$$

missä

L_h kiinnikkeen pituus

$N_{Rd,s}$ kaavan 18 mukaisesti kiinnikkeen mitoituslujuuden design arvo.

E_s teräksen kimmokerroin

$A_{s,nom}$ kaavan 19 mukaisesti kiinnikkeen poikkipinta-ala

Myötörajan saavuttamisen jälkeen venymä kasvaa ilman voiman huomattavaa kasvamista aina ääriarvoon asti ϵ_{su} . Jotta ollaan varmallalla puolella, myötölujittuminen jätetään huomioimatta ja jäykkyyden oletetaan olevan 0, $k_{s2}=0$ N/mm. Kiinnikkeillä tulee olla vähintään 0.8 % venymäkapasiteetti $\epsilon_{su}=0.8\%$, jollei ETA-hyväksynnässä ole muuta ilmoitettu. Tällöin jäykkyys k_s kuvataan seuraavasti:

$$k_{s1} = \frac{A_{snom} * E_s}{L_h} \text{ kun } N_{act} < N_{Rd,sy} \quad (78)$$

ja

$$k_{s2} = 0 \text{ kun } \delta \geq \delta_{Rd,sy} \leq \epsilon_{su} \text{ ja } N_{act} = N_{Rd,sy} \quad (79)$$

, missä

$\delta_{Rd,sy}$ kiinnikkeen myötörajaa vastaava siirtymä

ϵ_{su} kiinnikkeen maksimi venymäkapasiteetti.

5.4.2 Kiinnike vedossa, komponentti CC

Betonin kartiomurto ja siirtymä kuvataan suhteessa kuormaan $N_{Rd,c}$. Komponentin ei voi ajatella olevan absoluuttisen jäykkä ilman siirtymää ennen kartiomurtoa. Siirtymä kuvataan seuraavasti (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s25):

$$\delta_{Rd,c} = \frac{N_{Rd,c}}{k_{c,pp}} \quad (80)$$

missä

$N_{Rd,c}$ saadaan kaavasta 36 jakamalla se osavarmuuskertoimella.

Kun kiinnikkeessä vaikuttava voima on pienempi kuin kartiomurtokuorma, on siirtymä 0.

$$N_{act} < N_{Rd,c} \rightarrow \delta=0 \quad (81)$$

Kartiomurron tapahduttua voidaan siirtymä laskea:

$$k_{c,de} = \alpha_c * \sqrt{f_{ck} * h_{ef} * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{re,N}} \quad (82)$$

missä

α_c	betonin kartiomurron komponentti, $\alpha_c=537$
h_{ef}	kiinnikkeen asennussyvyys
f_{ck}	kuutiopuristuslujuus
$\psi_{A,N}$	$A_{c,N}/A_{c,N}^0$, kuvasta 10 ja 11
$\psi_{s,N}$	kaavasta 39
$\psi_{re,N}$	kaavasta 40

$$\delta_c = \frac{N_{act} - N_{Rd,c}}{k_{c,de}} \quad (83)$$

5.4.3 Raudoitteet vedossa, komponentti RS

Komponentin mitoitus perustuu kokeellisiin kaavoihin. Siirtymät on määritetty raudoitteissa vaikuttavan voiman funktiona seuraavasti (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s27):

$$\delta_{Rd,s,re} = \frac{2 * N_{Rd,s,re}^2}{\alpha_s * f_{ck} * d_{s,re}^4 * n_{re}^2} \quad (84)$$

missä

α_s	lisäraudoituksen komponentti, $\alpha_s=12100$
$d_{s,re}$	raudoituksen halkaisija
n_{re}	raudoituksen lukumäärä
$N_{Rd,s,re}$	lisäraudoituksen ominaislujuus, kaavasta 48

Myötörajan saavuttamisen jälkeen venymä kasvaa ilman voiman huomattavaa kasvamista aina ääriarvoon asti $\varepsilon_{su,re}$. Jotta ollaan varmalla puolella, myötölujittuminen jätetään huomioimatta. Lisäraudoitteilla tulee olla vähintään 2,5 % venymäkapasiteetti. Siirtymä vaikuttavan voiman johdosta osoitetaan seuraavasti:

$$k_{s,re1} = \frac{\sqrt{\alpha_s * f_{ck} * d_{s,re}^4 * n_{re}^2}}{\sqrt{2 * \delta}} \quad \text{kun } \delta < \delta_{Rd,s,re} \quad (85)$$

ja

$$k_{s,re2} = 0 \quad \text{kun } \delta > \delta_{Rd,s,re} < \varepsilon_{su,re} \quad (86)$$

5.4.4 Raudoitteet vedossa tartuntamurto, komponentti RB

Raudoitteiden tartuntamurto lasketaan seuraavasti (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s28):

$$N_{Rd,b,re} = \sum n_{s,re} \left(\frac{l_1 * \pi * d_{s,re} * f_{bd}}{\alpha} \right) \quad (87)$$

missä

α	lisäraudoituksen muotokerroin ja reunaetäisyyden kerroin SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti, $\alpha=0,7*0,7=0,49$
l_1	ankkurointipituus
$d_{s,re}$	raudoituksen halkaisija
n_{re}	raudoituksen lukumäärä
f_{bd}	raudoituksen tartuntalujuus SFS-EN 1992-1-1.

$$k_{b,re1} = \frac{\sqrt{\alpha_s * f_{ck} * d_{s,re}^4 * n_{re}^2}}{\sqrt{2 * \delta}} \text{ kun } \delta < \delta_{Rd,b,re} \quad (88)$$

ja

$$k_{b,re2} = 0 \text{ kun } \delta > \delta_{Rd,b,re} < \epsilon_{su,re} \quad (89)$$

5.4.5 Kiinnike vedossa, komponentti P

Ulosvetomurto tapahtuu, jos jännitykset kiinnikkeen päässä ylittävät paikallisesti kestävyys. Siirtymä saadaan seuraavasti (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s29) :

$$\delta_{Rd,p,1} = k_p * \left(\frac{N_{Rd,c}}{A_h * f_{ck} * n} \right)^2 \quad (90)$$

$$\delta_{Rd,p,2} = 2k_p * \left(\frac{\min(N_{Rd,p}; N_{Rd,re})}{A_h * f_{ck} * n} \right)^2 - \delta_{Rd,p,1} \quad (91)$$

missä

$$k_p = \alpha_p * \frac{k_a * k_A}{k_2} \quad (92)$$

$$a_p = 0.5 * (d_h - d_s) \quad (93)$$

$$k_a = \sqrt{5/a_p} > 1 \quad (94)$$

$$k_A = 0.5 * \sqrt{d_s^2 + m * (d_h^2 - d_s^2)} - 0.5 * d_h \quad (95)$$

A_h	katso kaava 35
k_a	muotokerroin huokoiselle reunaosalle
a_p	kiinnikkeen pään muotokerroin
k_A	poikkileikkauksen muodon ja k_a -kertoimen huomioiva kerroin
n	kiinnikkeiden lukumäärä
α_p	kerroin kiinnikkeen pään puristukselle, $\alpha_p=0.25$
k_2	kerroin betonille: halkeillut betoni =300 halkeilematon betoni=600
m	kiinnikkeen puristuskerroin $m=9$
d_h	kiinnikkeen alaosan halkaisija
d_s	kiinnikkeen varren halkaisija
$N_{Rd,p}$	katso kaava 34
$N_{Rd,c}$	katso kaava 36
$N_{Rd,re}$	katso kaavat 48 ja 49

Jäykkyys siirtymän funktiona saadaan:

$$k_{p,1} = \sqrt{\frac{(A_h * f_{ch} * n)^2}{\delta_{act} * k_p}} \quad (96)$$

$$k_{p,2} = \sqrt{\frac{(A_h * f_{ch} * n)^2 * (\delta + \delta_{Rd,p1})}{2 * \delta_{act}^2 * k_p}} \quad (97)$$

$$k_{p,3} = \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,re}) / \delta + k_{p,pp} [1 - \delta_{Rd,p2} / \delta] \quad (98)$$

Jäykkyys $k_{p,de}$ riippuu murtotavasta. Jos rauditus murtuu myötämällä, arvioidaan jäykkyyden olevan 10^4 N/mm², negatiivista.

Muissa tapauksissa jäykkyys voidaan olettaa hauraan murtotavan takia ääretön. Jäykkyys lasketaan oheisesti minimiarvona:

$$k_{p,de} = \min(k_{p,1}, k_{p,2}; 3) \quad (99)$$

5.4.6 Kiinnikkeet leikkauksella, komponentti V

Leikkausvoiman aiheuttamat siirtymät riippuvat pääosin, lähellä betonin pintaa, kiinnikkeen betoniin aiheuttamista pintapaineista. Pintapaineen

ylittäessä paikallisesti betonin kestävyys, lohkeamien mahdollistamaa siirtymää on vaikea arvioida ja erot laskennassa voivat olla jopa 50 %. Em-piiriset tulokset kuitenkin osoittavat, että siirtymään vaikuttaa pääosin vai-kuttava kuormitus, kiinnikkeen varren halkaisija ja asennussyvyys. Las-kenta antaa vain suuntaa antavan arvion oheisesti (Wald, Hoffman & Kuhl-man 2014, s30):

$$\delta_{Rd,v} = k_v * \frac{\sqrt{V_{Rd}} * h_{ef}^{0.5}}{d} \quad (100)$$

missä

k_v	kokeelliseen tutkimukseen perustuva kerroin, $k_v=2...4$
V_{Rd}	minimi arvo eri komponenttien leikkauskestävyyksistä
d	kiinnikkeen varren halkaisija

Siirtymät murtokuormalla ovat noin kolmenkertaisia verrattuna normaali-kuormitukseen, oletuksena että betoni ei ole täysin murskaantunut käyt-tökuormilla.

5.5 Komponenttien yhdistelmät

Komponenttien yhdistelmävaikutukset pitää tarkastella tilanteissa, joissa komponentit toimivat rinnakkain tai sarjassa. Kolme kombinaatiota esitetään teoksessa Design of Steel-to-Concrete joints: Design Manual 1:

C1	Betonin kartiomurto lisäraudoitettuna tai ilman
C2	Siirtymät kiinnikkeen venymän ja ulosvetomurron takia
C3	Kombinaatioiden C1 ja C2 yhdistelmä

5.5.1 Kombinaatio C1=CC+RS/RB

Jos molemmat komponentit lasketaan yhteen, saman siirtymän δ aiheut-tavat kuormat lasketaan yhteen käyttäen rinnakkaisvaikutusta. Siirtymät jaetaan kahteen vaiheeseen. Ensimmäinen vaihe betonin murtoon asti ja seuraava raudoituksen murtoon asti. Ensimmäisen vaiheen jäykkyys (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s31):

$$k_{c1.1} = k_{c1} + k_{s,re} = \infty \text{ kun } N_{act} \leq N_{Rd,c} \quad (101)$$

Yhtälö voidaan kirjoittaa muotoon:

$$k_{c1.1} = \frac{\sqrt{\alpha_s * f_{ck} * d_{s,re}^4 * n_{re}^2}}{\sqrt{2 * \delta}} \text{ kun } N_{act} \leq N_{Rd,c} \quad (102)$$

Toisessa vaiheessa voimat siirtyvät raudoitteille ja jäykkyys pienenee. Jäyk-kyys lasketaan:

$$k_{c1.2} = k_{c2} + k_{s,re} \text{ kun } N_{act} \geq N_{Rd,c} \quad (103)$$

Yhtälö voidaan kirjoittaa muotoon:

$$k_{c1.2} = \frac{N_{Rd,c}}{\delta} + k_{c,de} - k_{c,de} * \frac{\delta_{Rd,c1}}{\delta} + \frac{\sqrt{\alpha_s * f_{ck} * d_{s,re}^4 * n_{re}^2}}{\sqrt{2 * \delta}} \quad (104)$$

Jos kuorma ylittää raudoitteiden teräsmurtokestävyyden tai tartuntamurtokestävyyden arvot, raudoitteiden jäykkyys jätetään huomioimatta. Tällöin seuraava yhtälö on voimassa:

$$k_{c1.3} = k_c + k_{s,re} = 0 \text{ kun } N_{act} = N_{Rd,s,re} \geq N_{Rd,b,re} \quad (105)$$

5.5.2 Kombinaatio C2=S+P

Jos molemmat komponentit toimivat sarjassa, siirtymä lasketaan saman voiman aiheuttamien siirtymien summana. Tällöin jäykkyydet lasketaan yhteen seuraavasti (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s32):

$$k_{c2} = \left(\frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_p} \right)^{-1} \quad (106)$$

Yhtälö voidaan kirjoittaa muotoon:

$$k_{c2} = \left(\frac{L_h}{A_{s,nom} * E_s} + \frac{1}{\min(k_{p1}; k_{p2}; k_{p3})} \right)^{-1} \quad (107)$$

missä k_p on ulosvetomurron minimi jäykkyys.

5.5.3 Kombinaatio C3=CC+RS/RB+P+S

Kombinaatiot C1 ja C2 yhdistetään siirtymien kautta. Koska molemmat kombinaatiot sisältävät useita eri komponentteja, todellinen siirtymä eroaa pelkästä siirtymien yhteenlaskusta. Kiinnikkeen jäykkyys saadaan laskettua seuraavasti (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s33):

$$\frac{1}{k_{c3}} = \frac{1}{k_{c1}} + \frac{1}{k_{c2}} \quad (108)$$

missä k_{c1} ja k_{c2} ovat kombinaatioiden C1 ja C2 vastaavat jäykkyydet.

5.5.4 Leikkaus- ja normaalivoiman kombinaatio

Leikkaus- ja normaalivoiman kombinaatiossa siirtymät lasketaan siirtymävektoreiden yhteenlaskuna.

5.6 Yksinkertaistettu jäykkyys ETA-hyväksynnän pohjalta

5.6.1 Kiinnike vedossa ilman raudoitusta

Kiinnikkeiden yksinkertaistetussa siirtymä ja jäykkyys mallissa otetaan huomioon ETA-hyväksynnässä annetut kokeelliset tuotearvot. Venymä δ_{Rd} arvioidaan sallittuun maksimikuormitukseen saakka ilmoitetun siirtymän funktiona. Siirtymä arvioidaan seuraavasti (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s34-35):

$$\delta_{Rd,N} = \frac{\delta_{N,ETA} * N_{Rd}}{N_{ETA}} \quad (109)$$

missä

$\delta_{N,ETA}$ ETA-hyväksynnässä annettu siirtymä vastaavalle kuormalle
 N_{ETA} siirtymää vastaava kuorma ETA-hyväksynnässä
 N_{Rd} murtokuorma

Jäykkyys lasketaan vastaavasti:

$$k_{Rd,N} = \frac{\delta_{N,ETA}}{N_{ETA}} \quad (110)$$

5.6.2 Kiinnike leikkauksella

Venymä δ_V arvioidaan sallittuun maksimikuormitukseen saakka V_{Rd} ilmoitetun siirtymän funktiona. Oletuksena on, että riittävät reunaetäisyydet täyttyvät sekä lyhyt kestoisessa että pitkäkestoisessa kuormituksessa. Siirtymä arvioidaan seuraavasti (Wald, Hoffman & Kuhlman 2014, s35):

$$\delta_{Rd,V} = \frac{\delta_{V,ETA} * V_{Rd}}{V_{ETA}} \quad (111)$$

missä

$\delta_{V,ETA}$ ETA-hyväksynnässä annettu siirtymä vastaavalle leikkauskuormalle
 V_{ETA} siirtymää vastaava kuorma ETA-hyväksynnässä
 V_{Rd} murtokuorma

Jäykkyys lasketaan seuraavasti:

$$k_{Rd,V} = \frac{\delta_{V,ETA}}{V_{ETA}} \quad (112)$$

5.7 T-osan kiertymisjäykkyys

SFS-EN 1993-1-8 kohdan 6.3 mukaisesti liitoksen kiertymisjäykkyys määritetään liitoksen peruskomponenttien joustavuuden perusteella. Aikaisemmin on esitetty kiinnikkeen ja betonin väliset siirtymät ja jäykkyydet. Liitoksen yksittäisiä komponentteja kuvataan jäykkyystekijällä k_i . Pilarin pohjaosalle soveltuva menetelmä kuvataan standardin kohdassa 6.3.4.

Jos liittyvän sauvan aksiaalisen voiman N_{Ed} on enintään 5% poikkileikkauksen normaalivoimakestävyyden mitoitusarvosta $N_{pl,Rd}$ ja vaikuttava momentti $M_{j,Ed}$ on enintään liitoksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo $M_{j,Rd}$, voidaan kiertymisjäykkyys S_j laskea riittävällä tarkkuudella kaavasta:

$$S_i = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (113)$$

missä

k_i liitoksen peruskomponentin i jäykkyys
 z on momenttivarsi
 μ jäykkyyssuhde $S_{j,ini}/S_j$

Liitoksen kiertymisjäykkyyden alkuarvo $S_{j,ini}$ lasketaan kaavasta (113) käyttämällä μ :n arvoa 1.

Jäykkyyssuhde $\mu=1$, kun $M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$.

$\mu=(1,5 \cdot M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd})^\psi$, kun $2/3 M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$.

Tekijä ψ saadaan taulukosta 3:

Taulukko 3. Tekijän ψ arvot (SFS-EN 1993-1-8, s101).

Kiinnitystapa	ψ
Hitsauskiinnitykset	2,7
Liitokset, joissa päätylevyt kiinnitetään ruuveilla	2,7
Liitokset, joissa käytetään ruuveilla kiinnitettyjä kulmateräksiä	3,1
Pilarin pohjalevyn liitos	2,7

Taulukossa 4 annetaan standardin SFS-EN 1993-1-8 taulukon 6.10 laskettavat jäykkyys tekijät ruuveilla kiinnitetyille päätylevyille sekä pilarin pohjalevyjen kiinnityksille.

Taulukko 4. SFS-EN 1993-1-8 taulukko 6.10 huomioitavat jäykkyystekijät.

Palkki-pilariliitokset, joissa käytetään ruuveilla kiinnitettyjä päätylevyjä	Vedettyjen ruuvirivien lukumäärä	Huomioon otettavat jäykkyystekijät k_i
Yksipuoliset liitokset	Yksi Vähintään kaksi	$k1;k2;k3;k4;k5;k10$ $k1;k2;keq$
Kaksipuoliset liitokset- Momentit ovat yhtä suuret ja vastakkaismerkkiset	Yksi Vähintään kaksi	$k2;k3;k4;k5;k10$ $k2;keq$
Kaksipuoliset liitokset- Momentit ovat eri suuria	Yksi Vähintään kaksi	$k1;k2;k3;k4;k5;k10$ $k1;k2;keq$
Palkkien jatkos, jossa käytetään ruuveilla kiinnitettyjä päätylevyjä	Vedettyjen ruuvirivien lukumäärä	Huomioon otettavat jäykkyystekijät k_i
Kaksipuoliset liitokset-Momentit ovat yhtä suuret ja vastakkaismerkkiset	Yksi Vähintään kaksi	$k5$ vasen ja oikea puoli; $k10$
Pilarin pohjalevyn kiinnitykset	Yksi Vähintään kaksi	Huomioon otettavat jäykkyystekijät k_i
Pilarin pohjalevyn kiinnitykset	Yksi Vähintään kaksi	$k13;k15;k16$; $k13;k15;k16$; kullekin ruuviriville

Liite 2 määrittää SFS-EN 1993-1-8 taulukon 6.11 liitoksen peruskomponenttien jäykkyystekijät.

Aksaalivoiman ja taivutusmomentin rasittaman pilarin pohjaosan kiertymisjäykkyys S_j lasketaan taulukon 6 mukaisesti. Seuraavat jäykkyystekijät huomioidaan:

- $k_{T,1}$ on liitoksen vasemmanpuoleisen osan jäykkyystekijä vedossa, joka on yhtä suuri kuin k_{15} ja k_{16} summa.
- $k_{T,r}$ on liitoksen oikeanpuoleisen osan jäykkyystekijä vedossa, joka on yhtä suuri kuin k_{15} ja k_{16} summa.
- $k_{C,1}$ on liitoksen vasemmanpuoleisen osan jäykkyystekijä puristuksessa, joka on yhtä suuri kuin k_{13} .
- $k_{C,r}$ on liitoksen oikeanpuoleisen osan jäykkyystekijä puristuksessa, joka on yhtä suuri kuin k_{13} .

Taulukossa 6 standardista SFS-EN 1993-1-8 taulukon 6.12 mukaisesti pilarin pohjaosien kiertymisjäykkyys S_j lasketaan taulukon 5. mukaisesti:

Taulukko 5. Pilarin pohjaosien kiertymisjäykkyys S_j (SFS-EN 1993-1-8,s.108)

Kuormitus	Momenttivarasi z	Kiertymisjäykkyys $S_{j,ini}$
Vasen puoli vedetty Oikea puoli puristettu	$z = z_{T,1} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ ja $e > z_{T,1}$ $N_{Ed} \leq 0$ ja $e \leq -z_{C,r}$ $\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{T,1} + 1/k_{C,r})} \frac{e}{e + e_k}$ missä $e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r} - z_{T,1}k_{T,1}}{k_{T,1} + k_{C,r}}$
Vasen puoli vedetty Oikea puoli vedetty	$z = z_{T,1} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ ja $0 < e < z_{T,1}$ $N_{Ed} > 0$ ja $-z_{T,r} < e \leq 0$ $\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{T,1} + 1/k_{T,r})} \frac{e}{e + e_k}$ missä $e_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r} - z_{T,1}k_{T,1}}{k_{T,1} + k_{T,r}}$
Vasen puoli puristettu Oikea puoli vedetty	$z = z_{C,1} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ ja $e \leq -z_{T,r}$ $N_{Ed} \leq 0$ ja $e > z_{C,1}$ $\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{C,1} + 1/k_{T,r})} \frac{e}{e + e_k}$ missä $e_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r} - z_{C,1}k_{C,1}}{k_{C,1} + k_{T,r}}$
Vasen puoli puristettu Oikea puoli puristettu	$z = z_{C,1} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ ja $0 < e < z_{C,1}$ $N_{Ed} \leq 0$ ja $-z_{C,r} < e \leq 0$ $\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{C,1} + 1/k_{C,r})} \frac{e}{e + e_k}$ missä $e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r} - z_{C,1}k_{C,1}}{k_{C,1} + k_{C,r}}$
$M_{Ed} > 0$ myötöpäivään, $N_{Ed} > 0$ vedettynä, μ ks. 6.3.1(6). $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$		

6 TULOKSET JA VERTAILU

Työn tuloksena saadaan tartuntalevyjen suunnittelun vuokaavio ja suunnitteluohje WAY Structural Technology Oy:n käyttöön sekä RFEM-laskentaohjelman mallinnusohje. Laskentamallin tuloksia on verrattu käsin laskettuihin vertailuarvoihin sekä Peikko Oy:n Welda ankkurointilevyn ETA-hyväksynnän mukaisiin arvoihin.

Siirtymien ja kiertymän arvioinnissa on käytetty yksinkertaistettua mallia, jossa toimittajan ETA-hyväksynnässä ilmoitetusta siirtymä/voima arvosta määritellään jäykkyys käytettäväksi RFEM-laskentamallissa kiinnitys tappien jousivakioina.

Huomio mallissa kiinnittyy levyn pysymisenä tasomaisena ja siihen vaikutaviin tekijöihin. Laskentamallista määritetään kiertymä, joka päivitetään malliin ja saadaan kiinnitystapeille tulevat kuormat. Tappien ja betonirakenteen kestävyys todetaan esim. käsinlaskennalla.

6.1 Laskentaesimerkki kiinnityslevy Welda 200*200*162

Käsin laskennassa tarkistettiin Peikon Welda kiinnityslevylle toimittajan ilmoittamat kestävyudet, josta saatiin muihin laskentoihin tarpeelliset vertailuarvot. Tutkimme tapauksen, jossa rakenne kiinnitetään suoraan hitsaamalla tartuntalevyyn. Kuten toimittajan kuormitustaulukoissa, laskentaesimerkissä reunaetäisyyksien vaikutus on jätetty huomioimatta. Betonin lujuutena C25/30, ilman lisäraudoitusta ja betonin ollessa halkeillut.

Peikon ilmoittamat kestävyudet vedolle ja leikkaukselle, minimi kuormitus- alalle 157*157 mm, ovat:

N_{Rd}	86,6 kN
V_{Rd}	143,2 kN

Käsin laskennassa vedossa mitoitettavaksi tekijäksi muodostui betonin kartiomurto 86.8 kN ja leikkauksessa 144,8 kN teräksen murto. Tulokset ovat erittäin lähellä Peikon Welda ankkurille ilmoittamia arvoja ja voidaan olettaa laskentamme olevan oikein.

Saatujen käsin laskenta-arvojen pohjalta teimme vastaavan RFEM-laskentamallin. Mallissa tartunta tappien jäykkyydet määriteltiin Peikon Weldan ETA-hyväksynnän pohjalta yksinkertaistetulla menetelmällä.

Mallin antamien tuloksien pohjalta voimme todeta sen antavan vastaavat tulokset ja voimme määrittää laskennan reunaehdot sallituille jännityksille, siirtymille sekä kiertymille. Levy pysyy tasomaisena kaikilla kuormitustapauksilla eikä mainittavia muodonmuutoksia esiinny.

6.2 Herkkyysanalyysi

Weldan laskentamallin pohjalta, tutkittiin SBKL 200x200-162 tartuntalevyn toimintaa RHS 60x60x5 putkella. Toimittajan määrittelemät reunaehdot minimi kiinnityspinta-alasta, betonin lujuusluokasta, lisäraudoituksesta sekä betonin halkeilusta täyttyvät.

Normaalivoiman rasittama tartuntalevyn tulokset vastaavat toimittajan taulukkoarvoja. Kiertymäksi mallista saadaan 19 mrad. Toimittajan ilmoittama leikkausvoiman mitoitusarvo vastaa laskennassa saatuja arvoja. SBKL levyllä ilmoitettu leikkausvoiman mitoitusarvo 121,0 kN on hieman alhaisempi kuin Weldan vastaava arvo. Materiaalien ja dimensioiden ollessa yhtenevät ei arvolle löydy suoraa selitystä laskennasta. Weldan tartuntalevyllä ankkurin teräksen murto on määräävä. SBKL:n ETA-hyväksynnässä on ankkurien teräsmurrolle annettu pienempi varmuuskerroin ($\gamma_{Ms}=1,28$) kuin Weldan vastaava ($\gamma_{Ms}=1,5$). Tällöin betonin reunamurto tulisi olla määrävänä ja leikkausvoiman mitoitusarvo 157,4 kN.

Toimittajan käyttö- ja suunnitteluohjeessa laskentaperiaatteissa ei mainita CEN/TS 1992-4-2 standardeissa vaan mitoitus on perustunut SFS-EN 1992-1-1, SFS-EN 1993-1-1 ja SFS-EN 1993-1-8.

Levyn momenttikestävyys ei toimittajan ilmoittamilla kuormitustiedoilla ole riittävä. Ero on huomattava. Toimittajan mitoitustaulukoista ei saa selville millä laskentaperiaatteilla levy on mitoitettu. Ilmoitettu levyn momenttikestävyyden arvo vastaa levyn plastisen kestävyuden mitoitusarvoa, mutta tällöin yleinen mitoitusehto levyn pysymisestä tasona ei täyty.

6.3 Suunnittelun vuokaavio ja suunnitteluohja

Saatujen tuloksien pohjalta määritimme WAY Structural Technology Oy:lle suunnitteluohjeen ja vuokaavion tartuntalevyjen laskennan mallintamiselle. Suunnitteluohjetta tullaan myöhemmin tarkentamaan dynaamisella ja seismisellä mitoittamisella.

7 JOHTOPÄÄTÖKSET

Teräsrakennesuunnittelijan tulee paneutua rakennejärjestelmän suunnitteluun ja määrittämiseen huolella. Tartuntalevyjen reunaehdot tulee tiedostaa ja levyjen valinta tulee huomioida jo suunnittelun alkuvaiheessa, jotta vältetään myöhemmin rakennejärjestelmän muutoksilta.

Tilaaajan kanssa tulee sopia hyvissä ajoin kirjallisesti käytettävien tartuntalevyjen määrittäminen, koska levyt eivät ole vielä vaihdettavissa keskenään.

FEM-laskentamalli vastaa standardien mukaisia laskenta-arvoja sekä Peikon Welda tartuntalevyille ilmoitettuja mitoitusarvoja. Käytettäessä minimi kiinnityspinta-alaa pienempiä kiinnityksiä tarkistetaan levyn kestävyys ja ankkurien tukivoimat sekä suunnitellaan tarvittavat vahvistukset.

SBKL-tartuntalevyn momenttikestävyys toimitajan mitoitusarvo on mielestäni liian suuri annetulle minimi kiinnityspinta-alalle. Käytettäessä SBKL-tartuntalevyjä mitoitamme levyt FEM-laskentaohjelmalla ja tarkastamme levyn pysymisen levynä. Tarvittaessa tartuntalevyä vahvistetaan lisätuilla. Ankkurien tukivoimia verrataan betonikartion ulosvetomurtumisen ja halkeamismurtumisen mitoitusarvoihin sekä ETA-hyväksynnästä saatavaan kiinnikkeen teräsmurron mitoitusarvoon. Tarvittaessa suunnitellaan lisäraudoitukset betoniin.

SBKL:n leikkauskestävyyden mitoitusarvona käytetään toimitajan ilmoittamaa suunnitteluarvoa. Tällöin ollaan suunnittelussa varmallalla puolella.

Tartuntalevyn jäykkyys huomioidaan yksinkertaistetun menetelmän mukaisesti ETA-hyväksynnästä saatavalla jäykkyysarvolla. Muun rakenteen jäykkyys huomioidaan laskentamallissa.

Työn lopputuloksena saatiin WAY Structural Technology Oy:lle suunnitteluohje FEM-mallinnukseen sekä suunnittelun vuokaavio.

Toimittajilta toivomme tulevaisuudessa lisäystä suunnitteluohjeisiin perusratkaisuja vastaavista jäykkyyksistä tartuntalevyille, jolloin rakennejärjestelmän ja materiaalien valinnoista tulee yhtenäisempää. Lisäksi saatujen suunnitteluarvojen laskentamenetelmien kuvaaminen tulisi olla tarvittaessa saatavilla.

LÄHTEET

CEN/TS 1992-4-1 (2008). *Design of fastenings for use in concrete. Part 4-1: general*. SFS Online. Haettu 23.11.2017 osoitteesta <https://online.sfs.fi>

CEN/TS 1992-4-2 (2008). *Design of fastenings for use in concrete. Part 4-2: Headed fasteners*. SFS Online. Haettu 23.11.2017 osoitteesta <https://online.sfs.fi>

Eligehausen, R., Mallée, R., Silva, J. (2006). *Anchorage in concrete construction*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur un technische Wissenschaften GmbH & Co. KG.

Eligehausen, R., Mallée, R., Fuchs, W. (2012). *Design of Fastenings for Use in Concrete-the CEN/TS 1992-4 Provisions*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur un technische Wissenschaften GmbH & Co. KG.

EOTA EAD 330084-00-0601 (2016). Steel plate with cast-in anchors. EOTA European Organisation for Technical Assessment. Haettu 13.9.2017 osoitteesta <https://www.eota.eu>

EOTA-16/0430 (2017). WELDA Steel plate with cast-in anchors. EOTA European Organisation for Technical Assessment. Haettu 13.9.2017 osoitteesta <https://www.eota.eu>

EOTA-04/0056 (2003). *Steel plate with cast-in Peikko anchor (s)*. EOTA European Organisation for Technical Assessment. Haettu 13.9.2017 osoitteesta <https://www.eota.eu>

Karlsen, T. F., Aalberg, A. (2012). *Bolted RHS end-plate joints in axial tension*. Nordic Steel Construction conference 2012. Haettu 20.02.2018 osoitteesta https://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/228203/612513_FULLTEXT01.pdf?sequence=1

Peikko Group (2017). *WELDA® -kiinnityslevyt*. Tekninen käyttöohje. Haettu 13.9.2017 osoitteesta http://media.peikko.com/file/dl/i/IDDGCQ/hWIKVn1a5CJENBLqsNMG4A/WELDA-kiinnityslevyt_FI-04-2017.pdf

Ruukki (2012). *Rakenneputket*. EN 1993-Käsikirja 2012. Haettu 1.11.2017 osoitteesta https://software.ruukki.com/Ruukki-Rakenneputket-Kasikirja-2012_PDF-versio.pdf

SFS-EN 1992-1-1 +A1+AC (2015). Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. SFS Online. Haettu 23.11.2017 osoitteesta <https://online.sfs.fi>

SFS-EN 1993-1-1 (2015). *Eurocode 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt*. SFS Online. Haettu 23.11.2017 osoitteesta <https://online.sfs.fi>

SFS-EN 1993-1-8 + AC (2015). *Eurocode 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten suunnittelu*. SFS Online. Haettu 23.11.2017 osoitteesta <https://online.sfs.fi>

SFS-EN 1992-1-1 +A1+AC (2015). Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. SFS Online. Haettu 23.11.2017 osoitteesta <https://online.sfs.fi>

Venho, T., Haara, T., Saarinen, S. (2016). 'Lätkät' vaihtokelpoisiksi- Va-kiokiinnityslevyille yhtenäiset suunnitteluohjeet. *Betoni-lehti* 4/2016. Haettu 22.12.2017 osoitteesta http://betoni.com/wp-content/uploads/2016/12/BET1604_84-87.pdf

Wald, F., Hofmann, J., Kuhlman, U. (2014) *Design of steel-to-concrete Joints: Design Manual I*. Stuttgart: ECCS. Haettu 23.10.2017 osoitteesta http://steel.fsv.cvut.cz/infaso/Infaso_Design-manual_I_En.pdf

Wald, F., Bouguin, V. Sokol, Z, Muzeau, J-P, (2013). *Effective length of t-sub of rhs column base plates*. Haettu 20.02.2018 osoitteesta [http://people.fsv.cvut.cz/www/wald/Clanky%20v%20Adobe%20\(Pdf\)/Roanoke-2000-Wald-Bouguin-Sokol-Muzeau.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/www/wald/Clanky%20v%20Adobe%20(Pdf)/Roanoke-2000-Wald-Bouguin-Sokol-Muzeau.pdf)

SFS-EN 1993-1-8 taulukko 6.6: päätylevyjen teholliset leveydet H- ja I-profiileille.

Ruuvirivin sijainti	Ruuviriviä tarkastellaan yksittäisenä ruuvirivinä		Ruuviriviä tarkastellaan ruuvirivien ryhmän osana	
	Pyöreä myötökuvio $l_{eff,cp}$	Ei-pyöreä myötökuvio $l_{eff,nc}$	Pyöreä myötökuvio $l_{eff,cp}$	Ei-pyöreä myötökuvio $l_{eff,nc}$
Palkin vedetyn laipan ulkopuolella oleva ruuvirivi	Pienin arvoista: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	Pienin arvoista: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Palkin vedetyn laipan alapuolella oleva ensimmäinen ruuvirivi	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$
Muu sisempi ruuvirivi	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Muu reunan ruuvirivi	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Murtumismalli 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mutta $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ mutta $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Murtumismalli 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	
α määritetään kuvasta 6.11.				

Liitoksen peruskomponenttien jäykkyystekijät SFS-EN 1993-1-8 taulukko 6.11

Komponentti	Jäykkyystekijä k_i	
<i>Pilarin uuman leikkaus</i>	Jäykistämätön, Yksipuolinen liitos tai kaksipuolinen liitos, jossa palkkien korkeudet ovat samanlaiset	Jäykistetty
	$k_1 = \frac{0,38 A_{VC}}{\beta z}$	$k_1 = \infty$
	z on kuvan 6.15 mukainen momenttivarsi; β on kohdan 5.3(7) mukainen muunnosparametri.	
<i>Pilarin uuman puristus</i>	Jäykistämätön	Jäykistetty
	$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
	$b_{eff,c,wc}$ on kohdan 6.2.6.2 mukainen tehollinen leveys.	
<i>Pilarin uuman veto</i>	Jäykistetty tai jäykistämätön ruuviinnitys, kun yksi ruuvirivi on vedetty tai jäykistämätön hitsauskiinnitys.	Jäykistetty hitsauskiinnitys
	$k_3 = \frac{0,7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	$b_{eff,t,wc}$ on pilarin vedetyn uuman kohdan 6.2.6.3 mukainen tehollinen leveys. Liitokselle, jossa on yksi vedetty ruuvirivi, $b_{eff,t,wc}$ valitaan yhtäsuureksi kuin tehollisten leveysien ℓ_{eff} , jotka esitetään ko. ruuviriville taulukossa 6.4 (jäykistämätön pilarin laippa) tai taulukossa 6.5 (jäykistetty pilarin laippa), pienin arvo (joko yksittäisenä ruuvirivinä tai ruuvirivien ryhmän osana).	
<i>Pilarin laipan taivutus</i> (yhtä vedettyä ruuviriviä kohti)	$k_4 = \frac{0,9 \ell_{eff} t_{fc}^3}{m^3}$ ℓ_{eff} on tämän ruuvirivin pienin tehollinen pituus (joko yksittäisenä ruuvirivinä tai ruuvirivien ryhmän osana), joka esitetään taulukossa 6.4 jäykistämättömälle pilarin laipalle ja taulukossa 6.5 jäykistetylle pilarin laipalle; m esitetään kuvassa 6.8.	
<i>Päätylevyn taivutus</i> (yksittäiselle vedetylle ruuviriville)	$k_5 = \frac{0,9 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$ ℓ_{eff} on tämän ruuvirivin pienin tehollinen pituus (joko yksittäisenä ruuvirivinä tai ruuvirivien ryhmän osana), joka esitetään taulukossa 6.6; m määritetään yleisesti kuvassa 6.11, mutta ruuviriville, joka sijaitsee ulokkeellisen päätylevyn ulokkeen alueella $m = m_x$, missä m_x määritetään kuvassa 6.10.	
<i>Laipan kulmateräksen taivutus</i>	$k_6 = \frac{0,9 \ell_{eff} t_a^3}{m^3}$ ℓ_{eff} on laipan kulmateräksen tehollinen pituus kuvan 6.12 mukaan; m määritetään kuvassa 6.13.	

Liite 2 (2/3)

Komponentti	Jäykkyystekijä k_1	
<i>Ruuvien veto</i> (yhtä ruuviriviä kohti)	$k_{10} = 1,6A_s / L_b$ <p style="text-align: right;">esijännitetty tai jännittämätön</p> L_b on ruuvien venymäpituus, joka valitaan yhtä suureksi kuin liittymispituus (yhteenlaskettu materiaalin kokonaispaksuus ja aluslaattojen paksuus) lisättynä arvolla: puolet ruuvien kannan korkeuden ja mutterin korkeuden summasta.	
<i>Ruuvien leikkaus</i>	Jännittämätön	Esijännitetty ^{*)}
	k_{11} (tai k_{17}) = $\frac{16n_b d^2 f_{ub}}{Ed_{M16}}$	$k_{11} = \infty$
	d_{M16} on ruuvien M16 nimellishalkaisija; n_b on leikkauksen rasittamien ruuvirivien lukumäärä.	
<i>Ruuvien reunapuristus</i> (jokaista komponenttia j kohti, johon ruuvi tukeutuu)	Jännittämätön	Esijännitetty ^{*)}
	k_{12} (tai k_{18}) = $\frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$	$k_{12} = \infty$
	$k_b = k_{b1}$ mutta $k_b \leq k_{b2}$ $k_{b1} = 0,25 e_b / d + 0,5$ mutta $k_{b1} \leq 1,25$ $k_{b2} = 0,25 p_b / d + 0,375$ mutta $k_{b2} \leq 1,25$ $k_t = 1,5 t_j / d_{M16}$ mutta $k_t \leq 2,5$	e_b on ruuvirivin ja levyn vapaan reunan välinen etäisyys siirrettävän voiman suunnassa; f_u on sen perusaineen vetomurtolujuus, johon ruuvi tukeutuu; p_b on ruuvirivien välinen etäisyys siirrettävän voiman suunnassa; t_j on tarkasteltavan komponentin paksuus.
<i>Puristettu betoni</i> (jälkivalu mukaan lukien)	$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1,275 E}$ b_{eff} on T-osan laipan tehollinen leveys, ks. 6.2.5(3); l_{eff} on T-osan laipan tehollinen pituus, ks. 6.2.5(3).	
<i>Levyn taivutus puristetulla puolella</i>	$k_{14} = \infty$ Tämä tekijä on jo otettu huomioon laskettaessa jäykkyystekijää k_{13}	
<i>Pohjalevyn taivutus vedetyllä puolella</i> (yhtä vedettyä ruuviriviä kohti)	Kun vipuvoimia on ^{**)}	Kun vipuvoimia ei ole ^{**)}
	$k_{15} = \frac{0,85 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$	$k_{15} = \frac{0,425 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$
	ℓ_{eff} on T-osan laipan tehollinen pituus, ks. 6.2.5(3); t_p on pilarin pohjalevyn paksuus; m on kuvan 6.8 mukainen etäisyys.	

Liite 2 (3/3)

Komponentti	Jäykkyystekijä k_1	
Vedetyn perustusruuvit	Kun vipuvoimia on ^{**)}	Kun vipuvoimia ei ole ^{**)}
	$k_{16} = 1,6A_s / L_b$	$k_{16} = 2,0A_s / L_b$
	L_b on perustusruuvin venymäpituus, joka valitaan yhtä suureksi kuin seuraavien tekijöiden summa: 8 kertaa ruuvin nimellishalkaisija, jälkivalu, levyn paksuus, aluslaatta ja puolet mutterin korkeudesta.	
^{*)} edellyttäen, että ruuvin mitoitetaan siten, että ne eivät liu`u reunapuristukseen tarkasteltavalla kuormitustasolla;		
^{**)} vipuvoimia voi esiintyä, jos $L_b \leq \frac{8,8m^3 A_s}{l_{eff} t^3}$		
<p>Huom. 1 Laskettaessa termejä b_{eff} ja l_{eff} etäisyyden c arvoksi valitaan 1,25 kertaa pohjalevyn paksuus.</p> <p>Huom. 2: Taustalevyjen ei oleteta vaikuttavan liitoksen kiertymisjäykkyyteen S_j.</p> <p>Huom. 3 <i>Hitseille</i> (k_{19}) jäykkyystekijän arvoksi valitaan ääretön. Tätä komponenttia ei tarvitse ottaa huomioon laskettaessa kiertymisjäykkyyttä S_j.</p> <p>Huom. 4: <i>Palkin puristetun laipan ja puristetun uuman</i> (k_7), <i>palkin vedetyn uuman</i> (k_8), <i>vedetyn tai puristetun levyn</i> (k_9), <i>viisteellisten palkkien</i> (k_{20}) jäykkyystekijöiksi valitaan ääretön. Näitä komponentteja ei tarvitse ottaa huomioon laskettaessa kiertymisjäykkyyttä S_j.</p> <p>Huom. 5: <i>Uuman lisälevyä käytettäessä</i> kyseeseen tulevien peruskomponenttien $k_1 \dots k_3$ kiertymisjäykkyyttä kasvatetaan seuraavasti:</p> <ul style="list-style-type: none"> - k_1: pilarin leikkausrasitetun uumaosan jäykkyystekijä k_1 lasketaan kasvaneen leikkauspinta-alan A_{vc} perusteella kohdan 6.2.6.1(6) mukaan; - k_2: pilarin puristetun uuman jäykkyystekijä k_2 lasketaan uuman tehollisen paksuuden perusteella kohdan 6.2.6.2(6) mukaan; - k_3: pilarin vedetyn uuman jäykkyystekijä k_3 lasketaan uuman tehollisen paksuuden perusteella kohdan 6.2.6.3(8) mukaan. 		