



SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU
SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Tuire Hietanen

Matalapalkkirakenteiden käyttörajatilavaatimukset

Ontelolaatan leikkaus- ja vääntökestävyyden tarkastelu

Opinnäytetyö

Kevät 2024

Insinööri (AMK), Rakennustekniikka



SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU

Opinnäytetyön tiivistelmä

Tutkinto-ohjelma: Insinööri (AMK), Rakennustekniikka

Suuntautumisvaihtoehto: Talonrakennustekniikka

Tekijä: Hietanen Tuire

Työn nimi alaotsikoineen: Matalapalkkirakenteen käyttörajatilavaatimukset, ontelolaatan leikkaus- ja vääntökestävyyden tarkastelu

Ohjaaja: Perälä Martti

Vuosi: 2024

Sivumäärä: 57

Liitteiden lukumäärä: 1

Opinnäytetyön tavoitteena oli selvittää, miksi matalapalkkirakenteiden, joissa ei ole raudoitettua pintalaattaa, tukevan palkin taipumaa rajoitetaan arvoon $L/600 \dots L/1000$. Tarkoituksena oli tutustua myös Helen Broo:n väitöskirjaan sekä Matti Pajarin tutkimukseen 200 millimetriä ja 400 millimetriä vahvuisten ontelolaattojen vääntökestävyydestä ja näiden töiden pohjalta tehdä mahdollisesti taulukko, jossa selvitetään, paljonko palkilla saa olla taipumaa minkäkin paksuisen ja pituisen ontelolaatan tapauksessa.

Tutkimuksista selvisi, että ontelolaattojen leikkaus- ja vääntökestävyys oli epälineaarinen riippuen siitä, kuinka paljon vääntörasitusta suhteessa leikkausrasitukseen ontelolaatassa on. Leikkaus- ja vääntökestävyyden epälineaarisuuden takia, taulukko, joka oli tarkoitus tämän opinnäytetyön pohjalta tehdä, jäi toteuttamatta. Tutkimuksista selvisi myös, että laattoihin tulee mikrohalkeamia jo ennen lopullista halkeamista, joka kertoo jännitysten uudelleen jakautumisesta.

Koska laattojen leikkaus- ja vääntökestävyys huomioon ottaen oli mahdotonta tehdä taulukko palkin taipuman rajoittamisesta, opinnäytetyön liitteessä perehdyttiin teräsrakenneyhdistyksen ohjeeseen, jossa käsiteltiin pelkästään vääntöön perustuvaa palkin taipuman rajoittamista ja selvennettiin teräsrakenneyhdistyksen ohjeen esimerkkilasku.

¹ Asiasanat: ontelolaatta, matalapalkki, taipuma, leikkausrasitus, vääntörasitus.

SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Thesis abstract

Degree programme: Construction Engineering

Specialisation: Building Construction

Author/s: Hietanen Tuire

Title of thesis: Serviceability limit state requirements for low-profile beam structures: Examination of Hollow-Core Slab Shear and Torsional Strength.

Supervisor(s): Perälä Martti

Year: 2024

Number of pages: 57

Number of appendices: 1

In the thesis, the aim was to investigate why the deflection of supporting beams in low-profile structures, without reinforced topping slab, is limited to a value of $L/600 \dots L/1000$. The purpose was to familiarize with Helen Broo's dissertation and Matti Pajari's research on the torsional resistance of 200 mm and 400 mm thick hollow core slabs, and based on these studies, possibly create a table showing how much deflection is allowed for a beam for different thicknesses and lengths of hollow core slabs. The studies revealed that the shear-torsion resistance of hollow core slabs was nonlinear depending on the ratio of torsional load to shear load in the slab. Therefore, it was not possible to create a table correlating slab length and thickness to beam deflection. The studies also found that micro-cracks occur in the slabs before the final cracking, indicating redistribution of stresses.

Due to the complexity of considering the shear and torsional resistance of the slabs, it was impossible to create a table for restricting beam deflection. In the appendix of the thesis, attention was focused on the guidance provided by the Steel Construction Association, which specifically addressed limiting beam deflection based solely on torsion and clarified an example calculation provided in the association's guidelines.

¹ Keywords: hollow core slab, low beam, deflection, shearing stress, torsional stress

SISÄLTÖ

Opinnäytetyön tiivistelmä	2
Thesis abstract	3
SISÄLTÖ	4
Kuva-, kuvio- ja taulukkuuettelo	6
Käytetyt termit ja lyhenteet	8
1 JOHDANTO	9
1.1 Ramboll.....	9
1.2 Opinnäytetyön tavoite	9
2 MATALAPALKKI JA MATALAPALKKIRAKENNE.....	10
2.1 Matalapalkki	10
2.2 Matalapalkkirakenteen käyttökohteet	11
2.3 Jännitetyt matalapalkit.....	11
3 ONTELOLAATTA	13
3.1 Ontelolaattatyypit	13
3.2 Ontelolaattojen käyttökohteet.....	13
3.3 Valmistus	13
3.4 Ontelolaattojen suunnittelu.....	14
4 MATALAPALKKIRAKENTEEN SUUNNITTELUSSA HUOMIOITAVAA.....	16
4.1 Matalapalkin ja ontelolaatan välinen suunnittelu.....	16
4.2 Taipuman laskeminen	16
4.2.1 Betonin vetolujuus.....	22
4.2.2 Viruma	23
4.2.3 Kimmokerroin.....	23
4.2.4 Kuormitushistoria	23
4.3 Betonipalkkien leikkaus ja vääntö.....	24
4.4 Leikkausraudoittamattomat betonielementit	26
4.5 Leikkausraudoitetut betonielementit	27
4.6 Vääntökestävyys ja leikkaus- vääntökestävyys	30
4.7 Ontelolaataston rakenteellinen käyttäytyminen	32

5	ONTELOLAATTAELEMENTIN KUORMITUSTUTKIMUS	35
5.1	Testijärjestely	35
5.2	Testituloksissa käytettyjä kaavoja	36
5.3	Testitulokset.....	39
5.4	Testitulosten analysointi	46
5.5	Testien tulkintaa.....	50
6	POHDINTA	56
	LÄHTEET	58
	LIITTEET	60

Kuva-, kuvio- ja taulukkoluetelo

Kuva 1. Anstar Oy:n A-Beam.....	10
Kuvio 1. Matalapalkkirakenteita.	11
Kuvio 2. Taipuman laskenta	18
Kuvio 3. Suorakaidepoikkileikkauksen jäykkyyden laskentakaavat.....	19
Kuvio 4. Virumaluvun φ (∞ , t_0) määrittäminen	19
Kuvio 5. 5K:n arvot eri taivutusmomenttipinnoille.....	20
Kuvio 6. Pistekuorma keskellä palkkia	21
Kuvio 7. Tasainen kuorma palkilla	21
Kuvio 8. a) Leikkausvoimasta, b) vääntömomentista aiheutunut leikkausjännitys betonipalkissa ennen halkeamista	24
Kuvio 9. Leikkauksen ja väännön yhteisvaikutus kiinteässä ja ontelomaisessa poikkileikkauksessa	25
Kuvio 10. Leikkausvoiman siirtyminen halkeilun jälkeen.	28
Kuvio 11. Leikkauskestävyys elementissä, jossa on vinoja puristustankoja.	29
Kuvio 12. Ristikkomalli.....	31
Kuvio 13. Kuormitustapaukset joihin EN1168 tarjoaa kuormitusjakaumakaaviota	32
Kuvio 14. Voimien vaikutus yhdessä laatussa	33
Kuvio 15. Vasemmalla leikkaus, keskellä vääntö ja oikealla leikkauksen ja väännön yhteisvaikutus.....	33
Kuvio 16. Kuormitusjärjestely	36
Kuvio 17. Leikkauspiirustus testeistä ST400EIM ja ST200EIM	36
Kuvio 18. Palkki, joka simuloi laattaa leikkaus- vääntötestissä lähes kiertymättömillä tuilla. .	37
Kuvio 19. Vääntömomentin ja vääntökulman (θ) suhde epäkeskisesti kuormitetuille 200 millimetriä vahvuisille laatoille.....	43
Kuvio 20. Vääntömomentin ja vääntökulman (θ) suhde epäkeskisesti kuormitetuille 200 millimetriä vahvuisille laatoille passiivisesta päästä.	44
Kuvio 21. Vääntömomentin ja -kulman (θ) suhde 400 millimetriä paksuisten laattojen testeissä.....	44
Kuvio 22. Vääntömomentin ja -kulman (θ) suhde 400 millimetriä paksuisten laattojen testeissä.....	45
Kuvio 23. Maksimikuorma -testien vertailu lasketuilla ja havaituilla arvoilla.....	45

Kuvio 24. a) ontelolaattapoikkileikkaus muutettiin laskujen yksinkertaistamiseksi b) putkimaiseksi poikkileikkaukseksi	47
Kuvio 25. Leikkaus- ja vääntökapasiteettitaulukot.....	49
Kuvio 26. Leikkaus-vääntövuorovaikutusdiagrammi 400 millimetrin yksiköille	49
Kuvio 27. Vertailu havaittujen ja laskettujen arvojen välillä, kun laatta oli tuettu neopreenitynyllä	52
Kuvio 28. Havaittujen ja laskennallisten arvojen vertailu testissä ST200E1M	53
Kuvio 29. Havaittujen ja laskennallisten arvojen vertailu testissä ST200E2M	53
Kuvio 30. Havaittujen ja laskettujen arvojen vertailu, kun laatta oli tuettu neopreenitynyllä .	54
Kuvio 31. Havaittujen ja laskennallisten arvojen vertailu testissä ST400E1M	54
Kuvio 32. Havaittujen ja laskennallisten arvojen vertailu testissä ST400G	55
Kuvio 33. Laattojen vääntökestävyys.....	2
Kuvio 34. Edelliseen kuvioon pohjautuva 200 ja 400 millimetriä korkean ontelolaatan vääntömomentit kiertymän funktiona	2
Kuvio 35. Esimerkkirakenteen mitat ja suureet	2
Taulukko 1. Palkkien kuvaukset liittyen kuvaan 2.	11
Taulukko 2. Koelaattojen ominaisuuksia.....	35
Taulukko 3. 200 mm ja 400 mm vahvuisten laattojen kuormitustestien tulokset.	40
Taulukko 4. F_{crack} on ensimmäistä halkeamista vastaava kuorma, F_{obs} murtumiskuorma, V_{obs} murtumahetken leikkausvoima $F_{G_{it}}$:n laskemiseksi 200 mm vahvaisilla laatoilla.....	43
Taulukko 5. F_{crack} on ensimmäistä halkeamista vastaava kuorma, F_{obs} murtumiskuorma, V_{obs} murtumahetken leikkausvoima $F_{G_{it}}$:n laskemiseksi ja $G_{it} M_t$:n laskemiseksi 400 mm vahvaisilla laatoilla.....	44
Taulukko 6. Mitattu sylinterilujuus $f_{ck,C150}$, kimmomoduuli E_c ja keskimääräinen vetolujuus f_{ctm}	47
Taulukko 7. Havaittu vääntömomentti M_{obs} ja leikkausvoima tuella V_{obs}	52

Käytetyt termit ja lyhenteet

Ankkurointi	Elementin kiinnitys rakenteeseen.
Esijännityksen siirtovyöhyke	Alue elementissä, jossa esijännitys siirtyy esijännitetyiltä osilta muille osille.
Eurokoodi	Kantavien rakenteiden suunnittelua koskevia eurooppalaisia standardeja.
Jänneteräs	Betonirakenteen jännitetyn raudoituksen perusmateriaali.
Käyttörajatila	Rajatila, jossa rakenne lakkaa täyttämästä sille asetetut käyttökelpoisuuden vaatimukset.
Liittorakenne	Kahdesta tai useammasta materiaalista muodostuva rakenne, joka toimii rakenteellisesti yhdessä kuormia kantellen.
Momentti	Kuvaa kappaleeseen vaikuttavaa vääntävää voimaa.
Pintalaatta	Betonirakenteen valettu osa, joka toimii päällimmäisenä pintana.
Punostaja	Vastaa betonirakenteiden raudoituksesta ja raudoituksen asentamisesta.
Syvä tulppa	Ontelolaatan onteloon tehty valu joka vahvistaa rakennetta

1 JOHDANTO

1.1 Ramboll

Tämä opinnäytetyö tehdään Ramboll Finland Oy:n toimeksiantona. Børge Ramboll ja Johan Hannemann perustivat Ramboll-yrityksen Tanskassa vuonna 1945 toisen maailmansodan jälkeen (Ramboll, i.a.). Tänä päivänä Rambollilla työskentelee yli 18 000 asiantuntijaa 35 eri maassa. Ramboll tarjoaa palveluja kaupunkien, infrastruktuurin, liikenteen, ympäristön, energian sekä rakennusten suunnittelussa, rakennuttamisessa, rakentamisessa ja ylläpidossa.

Suomessa toimivan Ramboll Finland Oy:n perustana on 1962 perustettu entinen Viatek, joka 1990-luvun alusta lähtien on kuulunut ruotsalaiseen Scandiaconsult-konserniin (Ramboll, i.a.). Ramboll ja Scandiaconsult yhdistyi vuonna 2003 ja yrityksestä tuli osa kansainvälistä Ramboll-konsernia. Ramboll on vahvistunut vuosien varrella tekemällä useita yrityskauppoja niin rakennussuunnittelun, arkkitehtuurin, siltasuunnittelun, ympäristökonsultoinnin kuin infran toimialoilta. Yksi suurimmista liikekaupoista tehtiin vuonna 2014, Rambollin ostaessa suuren osan Pöyryn talotekniikka-, kiinteistökonsultointi-, projektinjohto-, sekä kaupunki-, ja alue-suunnittelun liiketoiminnoista. Tällöin Rambollista tuli Suomen suurin konsulttiyritys.

1.2 Opinnäytetyön tavoite

Matalapalkkien käyttö ontelolaattojen kanssa on yksi yleisimmistä rakenneratkaisuista toimisto- ja liikerakentamisessa. Yleisissä ohjeistuksissa pintalaatta raudoitetaan, mutta tässä opinnäytetyössä on tarkoitus tutkia raudoittamatonta pintalaattaa, joka mahdollistaa rakennusten vapaamman muokkaamisen myöhemmin. Teräsrakenneyhdistyksen julkaisussa annetaan ohjeeksi rajoittaa palkin taipumaa arvoon $L/600 \dots L/1000$. Opinnäytetyön tarkoitus on perehtyä Helen Broon ja Matti Pajarin tutkimukseen 200 millimetrin ja 400 millimetrin paksuista ontelolaatoista, jotka on tuettu taipuvan matalapalkin päälle. Tarkoitus on myös pyrkiä selvittämään miksi ja milloin taipumaraja on $L/600 \dots L/1000$ tai tutkia, onko sitä mahdollista näiden tutkimusten perusteella selvittää.

2 MATALAPALKKI JA MATALAPALKKIRAKENNE

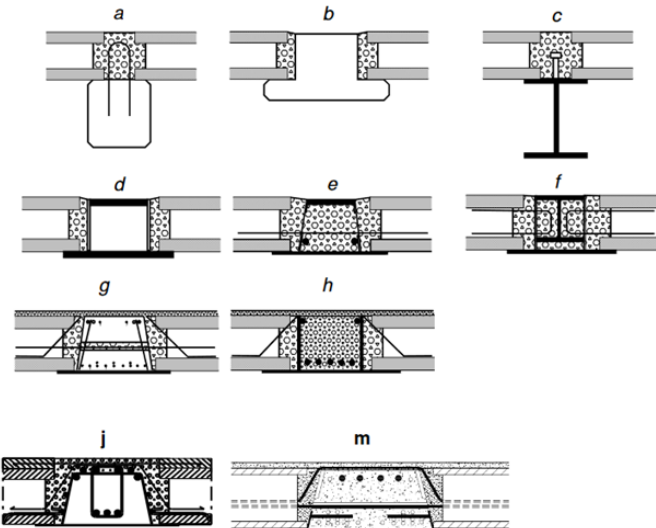
2.1 Matalapalkki

Matalapalkilla tarkoitetaan palkkia, joka upotetaan suurelta osin laatastonsisään (Elementtisuunnittelu, 2023a). Matalapalkkirakenteilla voidaan säästää rakennekorkeutta ja ne helpottavat talotekniikan asennuksia, säästävät rakennekorkeutta ja helpottavat talotekniikka-asennuksia (Suikka, 2006, s.71). Niitä voidaan käyttää 1-aukkoisina, osittain jatkuvina tai jatkuvina rakenteina. Matalapalkkityyppejä ovat Lujabetonin Lujabeam-palkki, Tempo-betonielementtipalkki, Teräspeikko Oy:n Deltapalkki, Anstar Oy:n A-palkki, joka on kuvattuna kuvassa 1, WQ-teräspalkki ja Teräselementti Oy:n Kvatro-palkki. Kuviossa 1 on esitetty tyypillisiä betoni-normikortti n:o 18 EC soveltamisalaan kuuluvia matalapalkkirakenteita ja taulukossa 1 avataan kuvion palkkityypit.



Kuva 1. Anstar Oy:n A-Beam (Anstar, i.a.).

Palkissa oleva leuka tai laippa tulee suunnitella kyseisen palkkityypin mitoitusohjeiden mukaisesti, jotta se on riittävän kantava, kun otetaan huomioon palkin pitkittäiset ja poikittaiset rasitukset (Elementtisuunnittelu, 2023a). Tasaisen kuorman lisäksi on huomioitava myös suuremmat pistekuormat, kuten esimerkiksi pelastusajoneuvojen kansikuormat.



Kuvio 1. Matalapalkkirakenteita (Elementtisuunnittelu, 2003a).

Taulukko 1. Palkkien kuvaukset liittyen kuvioon 1. (Elementtisuunnittelu,2003a).

Tuotenimi		Palkin kuvaus
Betonipalkki	a	Laatta suorakaidepalkin päällä, lisäehdot, ks. kuva 5/3
Betonileukapalkki	b	Jännitetty tai teräsbetoninen leukapalkki1 **) ks. uuman määrittely
Teräspalkki	c	Laatta teräksisen levy-palkin päällä, lisäehdot, ks. kuva 5/3
WHQ-palkki	d	Sileäuumainen teräsleukapalkki
Deltapalkki	e	Patentoitu vinouumainen teräслиittopalkki
MEK-palkki	f	Patentoitu teräслиittopalkki
LBL ja LB-palkki	g	Patentoitu vinouumainen jännitetty liittopalkki
Kvatropalkki	h	Patentoitu teräслиittopalkki
A-palkki	j	Patentoitu vinouumainen teräслиittopalkki
Betonileukapalkki	k	Jännitetty leukapalkki2 *) ks. uuman määrittely
BM-palkki	m	Vinouumainen teräsleukainen jännebetonipalkki

2.2 Matalapalkkirakenteen käyttökohteet

Yleisin runkotyyppi Suomessa toimisto- ja liikerakennuksissa on pilari-palkkijärjestelmä (Elementtisuunnittelu, 2020). Tällöin vaakarakenteina käytetään leukapalkkeja ja suorakaidepalkkeja, laattoina ontelo- tai kuorilaattoja ja pystyrakenteina betoni- tai liittopilareita. Toimistorakennukset pyritään suunnittelemaan hyvin muuteltaviksi, jotta eri tilantarpeet pystytään huomioimaan. Tämä tarkoittaa sitä, että kantavien betoniseinien määrä rungon sisällä pyritään minimoimaan.

2.3 Jännitetyt matalapalkit

Kun tarvitaan pidempiä jännevälejä matalilla korkeuksilla, voidaan käyttää jännitettyjä matalapalkkeja (Elementtisuunnittelu,2023a). Jännitettyjen matalien betonipalkkien valmistamiseen

käytetään yleensä korkealujuusbetonia, jonka lujuus on C50/60 - C90/105. Toimistorakennuksia varten on myös kehitetty matalapalkki, jota voidaan käyttää laataston sisäisenä palkkina, kun käytetään 320 millimetriä korkeaa ontelolaattaa. Näitä palkkityyppejä on kaksi, ja niissä leuan korkeus ja palkin kokonaiskorkeus vaihtelevat vaadittavan palonkestoajan mukaan.

3 ONTELOLAATTA

3.1 Ontelolaattatyypit

Ontelolaattoja on eri korkuisia ja niissä onteloiden korkeus, muoto sekä määrä vaihtelevat ontelolaatan korkeuden mukaan (Elementtisuunnittelu, 2023b). Ontelolaattojen valmistuspaksuudet ovat 150, 200, 265, 320, 370, 400 ja 500 millimetriä. Vakioleveys ontelolaatoilla on 1200 mm. Ontelolaatat mahdollistavat jopa 20 metrin jännevälin.

Ontelolaatan tunnus on O (Elementtisuunnittelu, 2023b). Tunnuksen eteen tai taakse tai molemmin puolin lisätään tarkentavia tietoja. Tarkentavat tiedot on aina lisättävä laattatunnukseen O.

- O = Perusontelolaatta, palonkestoaikavaatimus enintään R60 tai R30, mikäli laatta on alle 200 millimetriä paksu
- OK = Kolottu ontelolaatta, kylpyhuoneontelolaatta
- EO = Alapinnastaan tehtaalla eristetty ontelolaatta
- 15O = Ontelolaatta palonkestoaikavaatimuksella R90
- 2O = Ontelolaatta palonkestoaikavaatimuksella R120

3.2 Ontelolaattojen käyttökohteet

Ontelolaatta on betonirunkoisten rakennusten yleisin elementtityyppi (Elementtisuunnittelu, 2023b). Niitä voidaan käyttää niin ala-, väli- kuin yläpohjissakin asuin-, liike-, ja teollisuusrakentamisessa.

Ontelolaatta on yksiaukkoinen ja voi toimia liittorakenteena pintabetonin kanssa (Lujabetoni, 2020). Ontelolaattoja valmistetaan niin eristelaattoina kuin uloke- ja kylpyhuonelaattoinakin.

3.3 Valmistus

Elementtisuunnittelu-sivustolla kerrotaan, että ontelolaatat valmistetaan liukuvaluna pitkien valupetien päälle (Elementtisuunnittelu, 2003b). Ontelolaatat ovat esijännitetyjä ja niiden pituussuunnassa kulkevat ontelot keventävät laatan rakennetta. Ontelolaatan valmistamisessa käytetään betonilujuutta C40/50-C70/85.

Jänneterästen jännittämisen jälkeen liukuvalukone valaa ontelolaatat valupedin päälle (Lujabetoni, 2020). Ontelolaattojen alapinta on teräsmuottia vasten valettu BY (40) vähintään MUO-B vaatimukset täyttävä betonipinta ja yläpinta käsittelemätön valukonepinta, jossa voi esiintyä vähäisessä määrin aaltoilua. Ontelolaattojen betoni tiivistetään koneellisesti, joten erillistä valumuottia ei tarvita. Laattoihin tehdään onteloiden lisäksi vedenpoistoreiät erillisen vesireikäohjeen mukaisesti ja voidaan tehdä myös reikiä asiakkaan toiveiden mukaisesti huomioiden erilliset rajaukset. Onteloiden päihin asennetaan tulpat, jotka vähentävät saumavalun pääsyä onteloon. Punostaja määrittelee, mikäli on tarpeen käyttää syvää tulppaa.

Kun betoni saavuttaa niin kutsutun laukaisulujuuden, laatat katkaistaan timanttisahan avulla oikeaan mittaansa (Lujabetoni, 2020). Ne sahataan pystysuunnassa kohtisuorassa tasoon nähden ja sahauskulma voi vaihdella 30–90 asteen välissä. Tuotteiden laatu tarkastetaan ennen kuin ne varastoidaan ja kuljetetaan asiakkaalle. Ontelolaatan punoksina käytetään jänneteräksiä, joiden lujuus on St1630/1860 ja halkaisija \varnothing 12,5 millimetriä. Mikäli tehdään eristelaattoja, voidaan tehtaalla laattojen alapintaan kiinnittää EPS-lämmöneriste.

3.4 Ontelolaattojen suunnittelu

Päärakennesuunnittelija vastaa ontelolaattojen suunnittelusta ja punossuunnittelija punossuunnittelusta (Lujabetoni, 2020). Rakennesuunnitelmissa määritellään kohteen laattojen mitat, kuormat, varaukset, reiät, tuenta, sekä laataston sauma- ja rengasraudoitteet. Päärakennesuunnittelijan on tarkastettava rungon toteutuskelpoisuus seuraavilta osin: riittävät ontelolaatta- ja palkkidimensiot, leikkauskestävyys myös viiva- ja pistekuormille peruskuormien lisäksi, sekä leikkauskestävyys liikkuville pistekuormille (Elementtisuunnittelu, 2023b). On myös tarkastettava suurten reikien vaikutukset kestävyteen. Mikäli rakennesuunnittelija käyttää korkealujuusbetonia tai raskaita tai järeitä profiileja (esimerkiksi O50R), rakennesuunnitelmissa on oltava maininta näistä. Mikäli ontelolaatalla on rakenteellisesti toimiva pintalaatta, on päärakennesuunnittelijan esitettävä myös periaatesuunnitelma pintalaatan ankkuroimisesta palkkeihin.

Lujuuslaskelma ontelolaatoille tehdään rakennesuunnittelijan kuormitustietojen pohjalta eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaan ja palomitoitus SFS-EN 1992-1-2 mukaan (Lujabetoni, 2020). Näiden standardien lisäksi noudatetaan standardeja SFS-EN 1168+A3 ja SFS 7016 sekä standardia SFS-EN 13369 ”Betonivalmisteiden yleiset säännöt”. Mikäli ontelolaatasto tukeutuu palkkiin, palkin ja laatan yhteistoiminta tarkastetaan Betoninormikortti n:o 18 mukaisesti.

Punossuunnittelija laatii ontelolaatan punossuunnitelmat ja määrittää pintalaatan ja raudoituksen (Elementtisuunnittelu, 2023b). Tämän lisäksi hän määrittää mahdollisesti tarvittavat syvät tulpat. Lähtötietoina punossuunnittelija tarvitsee:

1. **Tasokuvan**, jossa esitetään nimi- ja kuormatiedot, sekä laattojen tukipituuksien, tunnusten, varausten ja reikien tiedot, jonka lisäksi esitetään kuorma-, seuraamus-, rasisus-, ja paloluokan tiedot sekä suunniteltu käyttöikä (Lujabetoni, 2020).
2. **Laattojen mittapiirustukset** pdf- tai dwg-muodossa, joissa esitetään kohteen nimi ja päiväys, laattojen tunnukset, lukumäärä ja mitat, paloluokka, laatan poikkileikkauskuva reikineen ja syvennyksineen sekä tartunnat. Mikäli laatussa on eriste, eristeen mitat ja tyyppi esitetään mittapiirustuksessa (Lujabetoni, 2020).
3. **Elementtiluettelo** Excel-taulukkona, jossa esitetään kohteen nimi ja päiväys, laattojen tunnukset, lukumäärät ja mitat, sekä mahdollisen eristeen paksuus ja tyyppi. Mikäli ontelolaatat tuetaan palkin päälle, tulee punossuunnittelijan saada lisätieto palkkityypistä, palkin profiilitiedot, palkkikaistan raudoituksen määrä sekä rakenne-tyyppi alueelta, jossa ontelolaatta tukeutuu palkkiin (Lujabetoni, 2020).

Yleisesti ontelolaatat mitoitetaan murto- ja käyttörajatilassa yksiaukkoisina rakenteina, jotka ovat päistään tuettu (Lujabetoni, 2020). Rakenteellista pintavalua voidaan käyttää liittorakenteena, mikäli siihen on tarve. Ulokelaattoja suunniteltaessa niissä käytetään yläpunoksia, tai harjateräksiä, jotka valetaan laatan yläpintaan. Yläpunoksia voidaan käyttää, jotta vältetään laatan kohouma- ja halkeiluongelmat.

Käyttörajatilatarkastelua tehdään rasisusluokkien ja taipumavaatimusten mukaisesti. Kun saumavalut ovat kovettuneet, sauma- ja rengasraudoitettu laatasto muodostaa yhtenäisen levyrakenteen (Lujabetoni, 2020). Tämä mahdollistaa kimmoteorian mukaisen viiva- ja piste-kuormien poikittaisen jakaantumisen. Viiva- ja pistekuormien jakautumiskertoimet määritetään standardin SFS-EN 1168+A3 mukaan.

4 MATALAPALKKIRAKENTEEN SUUNNITTELUSSA HUOMIOITAVAA

4.1 Matalapalkin ja ontelolaatan välinen suunnittelu

Kun ontelolaatta tukeutuu palkkiin, ne toimivat yleensä yhdessä liittorakenteena (Häyrinen, 2009, s.62). Tällöin ontelolaatan pystykannaksiin syntyy lisärasituksia, jotka heikentävät laatan leikkauskestävyyttä ja tämä tulee ottaa huomioon laatan leikkauskestävyyttä laskettaessa. Palkin ja ontelolaatan yhteistoiminta otetaan laskennassa huomioon Betoninormikortin n:o 18 ja ontelolaattastandardin SFS-EN 1168 mukaan. Kun käytetään ontelolaattoja, voi palkki olla joko liittopalkki tai suunniteltu olemaan ilman liittovaikutusta. Vaikka palkki olisi suunniteltu toimimaan ilman liittovaikutusta, voi ontelolaatan pään ja palkin välinen sauma estää liukuman laatan pään ja palkin välissä, jolloin syntyy liittovaikutus ja lisärasituksia ontelolaatalle. Sauman ominaisuudet vaikuttavat ontelolaatalle tuleviin rasituksiin: mikäli liitos estää huonosti liukumaa, on liittovaikutus vähäistä. Jos taas käytetään vaarnattua betonileukapalkkia, ovat liittovaikutus ja laatalle tulevat rasitukset suurempia. Palkin ja laatan välisestä liittovaikutuksesta ontelolaatan pystykannaksille tuleviin rasituksiin vaikuttaa myös se, mitä kautta voimat siirtyvät laatalta palkille. Raudoitettu pintabetoni tai vaarnaus uuman yläosassa siirtää leikkausrasitusta sauman yläosassa ja se pienentää ontelolaatan pystykannaksen rasituksia. Ontelolaatan leikkauskestävyyttä voidaan parantaa myös valamalla ontelolaatan ontelot umpeen.

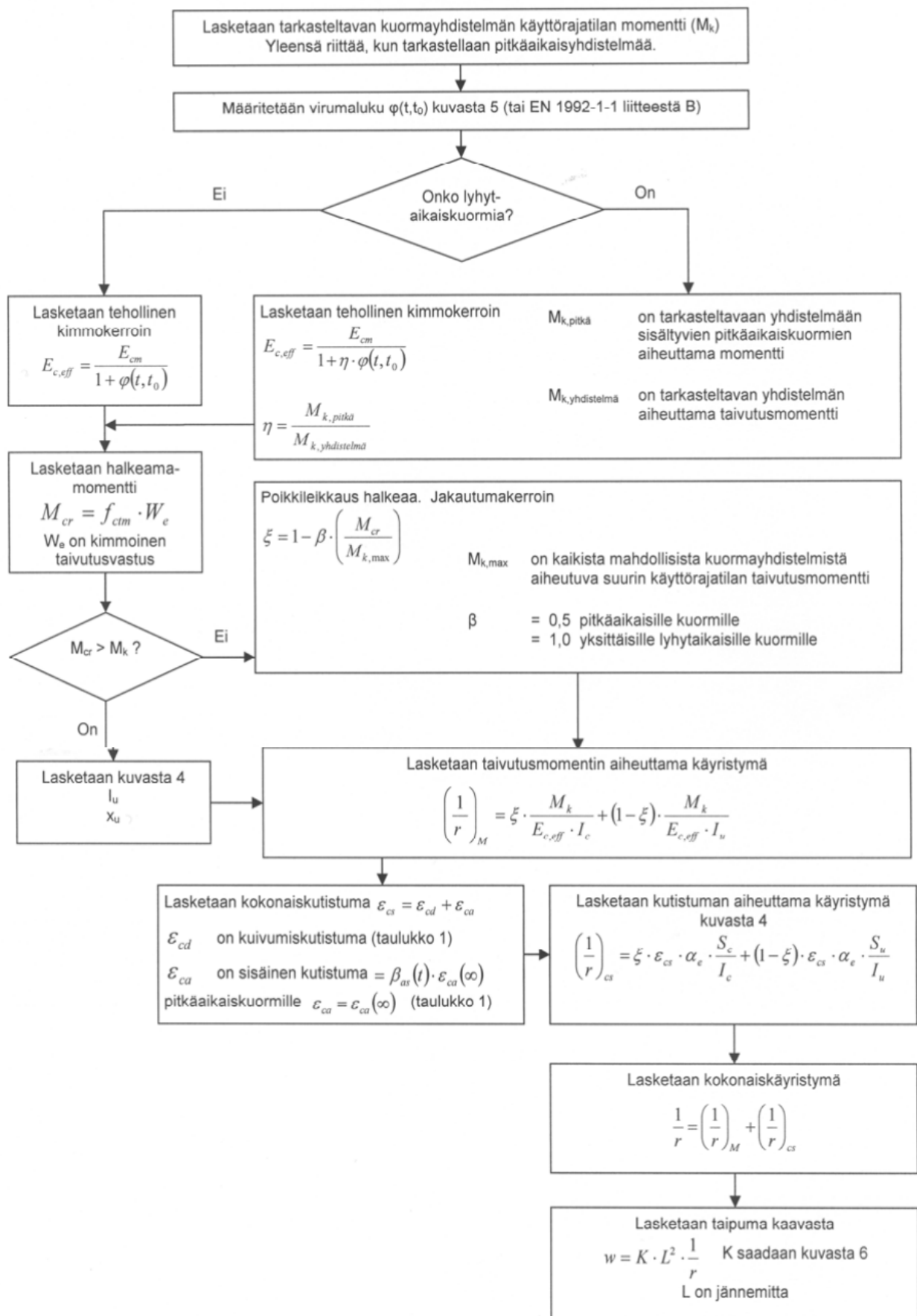
4.2 Taipuman laskeminen

Rakenneseosien tulee toimia tarkoituksenmukaisesti kaikissa tilanteissa, joten rakenneseosien siirtymiä ja taipumia tulee rajoittaa (Betoniteollisuus i.a., s.2). Myös ulkonäköseikat saattavat olla taipuman rajoittamisen syynä. Monesti rakenteeseen liittyvät muut rakenteet, kuten palkin tai laatan päällä olevat siirtymille herkät laitteet, rakenteet, pintarakenteet, väliseinät tai lasiseinät määräävät sallitun taipuman suuruuden. Taipumaan voidaan vaikuttaa valitsemalla oikea betonimassa, huolehtimalla hyvästä jälkihoidosta ja huolehtimalla siitä, että rakennetta ei kuormiteta liian aikaisin.

Yleisenä ohjeena voidaan todeta, että mikäli palkin, laatan tai ulokkeen laskettu taipuma pitkäaikaiskuormien vallitessa ylittää jännemitan jaettuna luvulla 250, se huonontaa rakenteen käyttökelpoisuutta ja ulkonäköä (Betoniteollisuus i.a., s.1). Eurokoodi EN 1992-1-1 ei anna selkeitä ohjeita hyväksyttävälle taipumalle tai kuormitusyhdistelmälle, jolla taipuma tulisi

tarkastella, mutta suunnittelijan tulee kuitenkin huomioida kaikki rakenteeseen liittyvät rakenteet ja niiden asettamat vaatimukset ja määrät näiden vaatimusten, sekä ulkonäön ja toiminnan perusteella sopiva taipumaraja. Käytettävän kuormitusyhdistelmän valinnassa tulee myös huomioida eurokoodin EN 1990 vaatimukset, joiden mukaan palautumattomille rajatiloille tulee käyttää kuormien ominaisyhdistelmää.

Betoniteollisuuden julkaisussa (i.a., s.2) kerrotaan, että taipumaan vaikuttavia tekijöitä on useita, ja ne ovat monesti ajasta ja toisistaan riippuvia mikä tekee taipuman arvioimisen vaikeaksi. Tärkeimpiä taipumaan vaikuttavia tekijöitä ovat betonin vetolujuus, viruma sekä kimmokerroin. Muita tekijöitä ovat tukien kiinnitysaste, kuormituksen suuruus, betonin ikä, kun kuormituksen alkaa, kuormituksen kesto, betonin halkeilu ja kutistuminen, sekä muiden rakenteiden jäykistävä vaikutus. Kuviossa 2 esitetään elementtisuunnittelun sivuilta otettu kuva palkin taipuman laskennan etenemisestä ja kuvioissa 3,4 ja 5 on taipuman laskentaan (ja kuvioon 2) liittyviä tekijöitä.



Kuvio 2. Taipuman laskenta (Betoniteollisuus, i.a).

Kuviossa 2 viitataan kuvioihin 4, 5 ja 6, jotka ovat tässä työssä kuvat 3,4 ja 5.

$$x_u = \frac{bh^2}{2} + (\alpha_e - 1)(A_s d + A_{s2} d_2)$$

$$bh + (\alpha_e - 1)(A_s + A_{s2})$$

$$I_u = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - x_u \right)^2 + (\alpha_e - 1) \left[A_s (d - x_u)^2 + A_{s2} (x_u - d_2)^2 \right]$$

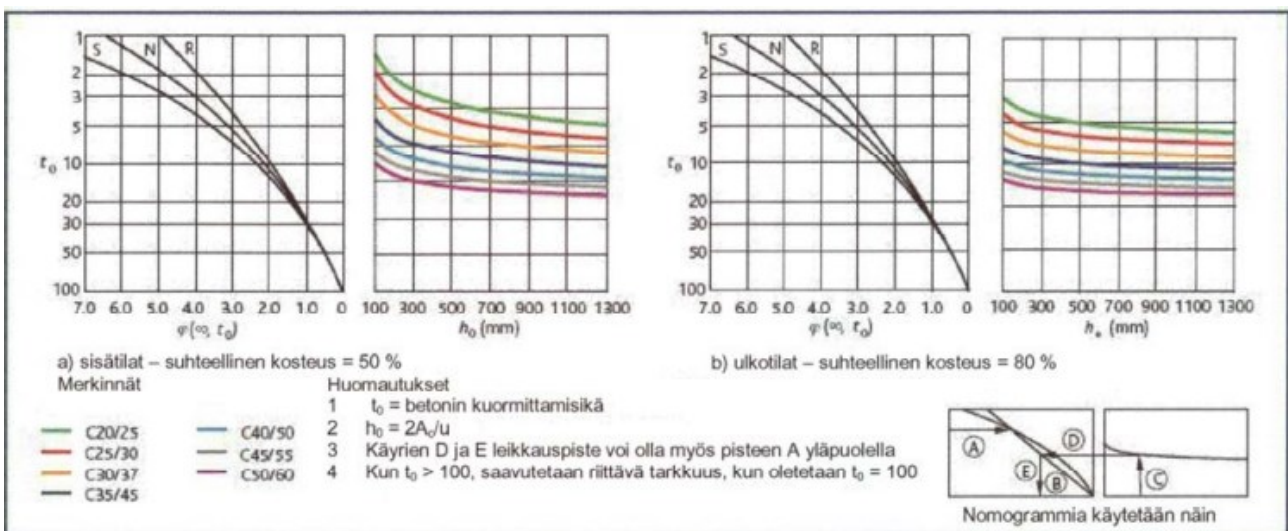
$$x_c = \frac{\left[(A_s \alpha_e + A_{s2} (\alpha_e - 1))^2 + 2b (A_s d \alpha_e + A_{s2} d_2 (\alpha_e - 1)) \right]^{0.5} - (A_s \alpha_e + A_{s2} (\alpha_e - 1))}{b}$$

$$I_c = \frac{bx_c^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_c)^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - x_c)^2$$



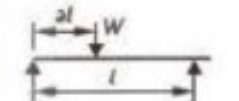
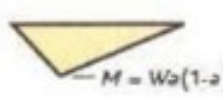


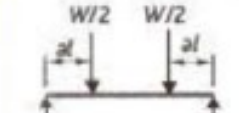
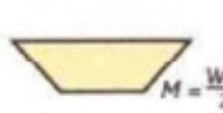



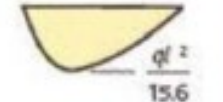


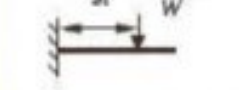
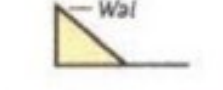

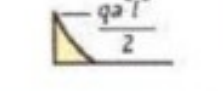
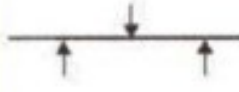



$$\frac{1}{r_{cs}} = \zeta \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_c}{I_c} + (1 - \zeta) \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_u}{I_u}$$

A_s = vetorausdoituksen poikkileikkausala
 A_{s2} = puristusraudoituksen poikkileikkausala
 b = poikkileikkauksen leveys
 d = tehollinen korkeus vetorausdoitukseen nähden
 d_2 = tehollinen korkeus puristusraudoitukseen nähden
 h = poikkileikkauksen kokonaiskorkeus
 α_e = kimmokerroinsuhde
 $S_u = A_s (d - x_u) - A_{s2} (x_u - d_2)$
 $S_c = A_s (d - x_c) - A_{s2} (x_c - d_2)$

Kuvio 3. Suorakaidepoikkileikkauksen jäykkyyden laskentakaavat (Betoniteollisuus, i.a).

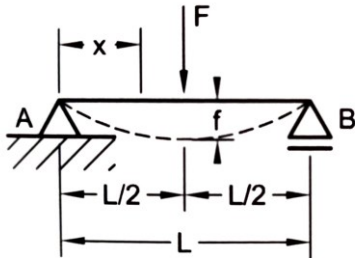


Kuvio 4. Virumaluvun $\varphi(\infty, t_0)$ määrittäminen (Betoniteollisuus, i.a).

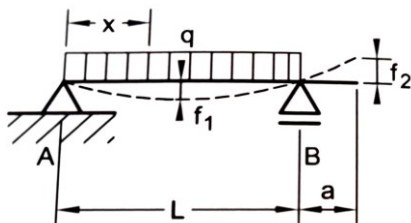
Kuormitus	Taivutusmomenttipinta	
		0.125
		$\frac{3-4a^2}{48(1-a)}$ Jos $a = \frac{1}{2}$, $K = \frac{1}{12}$
		0.0625
		$0.125 - \frac{a^2}{6}$
		0.104
		0.102
		$K = 0.104 \left(1 - \frac{\beta}{10}\right)$ $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$
		Taipuma pään kohdalla $= \frac{a(3-a)}{6}$ Kuorma pään kohdalla $K = 0.333$
		$\frac{a(4-a)}{12}$ Jos $a = 1$, $K = 0.25$
		$K = 0.083 \left(1 - \frac{\beta}{4}\right)$ $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$
		$\frac{1(5-4a^2)^2}{80(3-4a)}$

Kuvio 5. 5K:n arvot eri taivutusmomenttipinnoille (Betoniteollisuus, i.a).

Rakentajain kalenterissa on esitetty taipuman kaava päistään vapaasti tuetulle yksiaukkoi-
selle palkille pistekuormalla sekä viivakuormalla (Rakennusmestarit- ja insinöörit AMK RKL
ry, 2002, s.71).



Kuvio 6. Pistekuorma keskellä palkkia (Rakennusmestarit- ja insinöörit AMK RKL ry, 2022).



Kuvio 7. Tasainen kuorma palkilla (Rakennusmestarit- ja insinöörit AMK RKL ry, 2022).

Kun kuorma on pistekuorma keskellä palkkia, kuten kuviossa 6, on kaava:

$$f = \frac{FL^3}{48EI} \quad (1)$$

missä

f on taipuma

F on pistekuorman suuruus

L on palkin pituus

E on kimmokerroin

I on jäyhyysmomentti

tai tasaiselle kuormalle, kuten kuviossa 7, on kaava:

$$f = \frac{5}{384} * \frac{qL^4}{EI} \quad (2)$$

missä

f on taipuma

q on tasaisen kuorman suuruus

4.2.1 Betonin vetolujuus

Rakenne halkeaa, kun vetojännitys ylittää vetolujuuden ja halkeilun seurauksena rakenteen taivutusjäykkyys pienenee, mikä taas vaikuttaa taipuman suuruuteen (Betoniteollisuus i.a). Eurokoodissa EN 1992-1-1 vetolujuutena käytetään keskimääräistä arvoa f_{ctm} . Halkeamakes-
tävyys tai halkeamamomentti saadaan seuraavasta kaavasta (3):

$$M_{cr} = f_{ctm} * W_e \quad (3)$$

missä

M_{cr} on halkeamamomentti

f_{ctm} on betonin keskimääräinen vetolujuus

W_e on poikkileikkauksen kimmainen taivutusvastus.

Kaava (3) antaa paremmin koetuloksia vastaavan arvon yleisesti käytettävissä oleville poikki-
leikkauksille, kun taas suhteellisen pienille poikkileikkauksille on esitetty halkeamakestävyys-
den kaava Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa B4. Siellä edelliseen kaavaan (3)
lisätään kerroin 1.7. Rakentamismääräyskokoelman osa B4 ei ole enää käytössä.

Rakenteen halkeamakestävyys pienenee, mikäli kutistuma tai lämpöliike on estetty ja tällöin
rakenteeseen aiheutuu vetojännityksiä. Tämä voidaan huomioida pienentämällä f_{ctm} :n arvoa
pakkovoimien aiheuttamalla vetojännityksellä.

4.2.2 Viruma

Kun puristusjännitys pysyy vakiona, betonin puristuman ajasta riippuvaa kasvua sanotaan virumaksi (Betoniteollisuus i.a., s.3). Viruma otetaan yleensä huomioon suunnittelussa modifioidulla kimmokerrointa virumaluvulla φ . Virumaluku riippuu betonin iästä, kuormituksen alkamisesta, sementtityypistä, rakenneosan mitoista sekä ympäristöolosuhteista, erityisesti ilman suhteellisesta kosteudesta.

4.2.3 Kimmokerroin

Kiviaineksen tyyppi, työnsuoritus ja jälkihoito-olosuhteet vaikuttavat betonin kimmokertoimeen (Betoniteollisuus i.a., s.3.) Viruman vaikutuksesta tehollinen kimmokerroin pienenee ajan mittaan, kun kuormitus on pitkäaikaista. Edellä mainitut tekijät tulee huomioida, kun määritetään käytettävää kimmokerrointa. Eurokoodin EN 1992-1-1 taulukossa 3.1 on annettu suositukset näiden arvojen muuntamisesta erityyppisille kiviaineksille. Tehollinen kimmokerroin lasketaan kaavalla:

$$E_{c,ef} = E_{cm} / (1 + \varphi) \quad (4)$$

missä

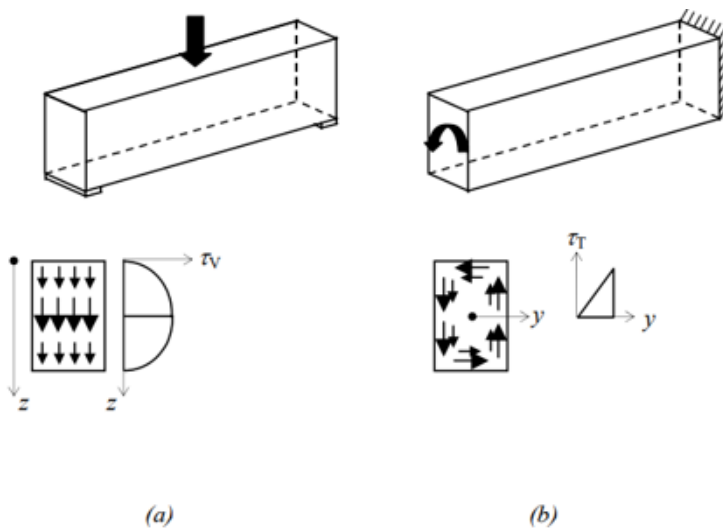
φ on virumaluku.

4.2.4 Kuormitushistoria

Viruman suuruus on riippuvainen betonin lujuudesta kuormitushetkellä ja jos viruma vaikuttaa lopulliseen taipumaan merkittävästi, tulee kuormituksen ajankohta huomioida taipumalaskelmissa (Betoniteollisuus i.a., s.4). Tyypilliseen kuormitushistoriaan kuuluu rakentamismenettelämästä riippuen suuria työnaikaisia kuormia, muun muassa yläpuolisten laattojen muottien tuennan takia. Kun rakentaminen etenee, työnaikaiset kuormat pienenevät ja lopulliset kuormat alkavat kertyä esimerkiksi väliseinien asennuksen edetessä. Lopulta rakenteeseen kohdistuvat myös hyötykuormat. Taipuma lasketaan yleensä pitkäaikaiselle kuormalle, mutta on harkittava, tarvitseeko myös muiden kuormitustilanteiden aikaista taipumaa rajoittaa.

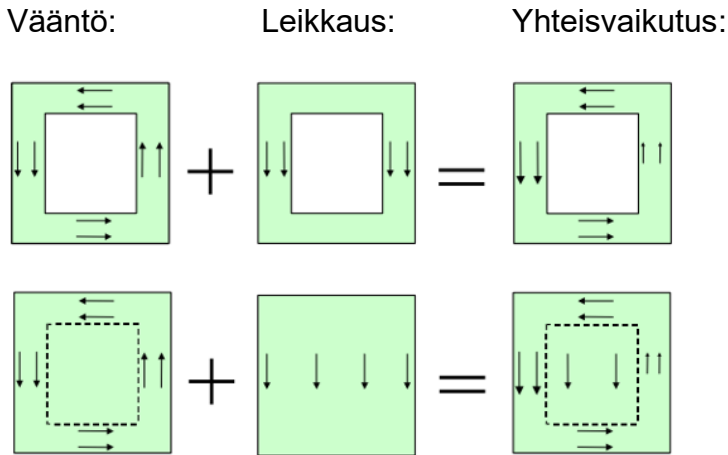
4.3 Betonipalkkien leikkaus ja vääntö

Broo (2008, s.4) tarkastelee väitöskirjassaan betonipalkkien leikkaus- ja vääntörasituksia. Sekä vääntö- että leikkausvoima aiheuttavat leikkausjännityksiä betonipalkkiin. Kuten kuvio 8 havainnollistaa, leikkausvoimasta johtuvat jännitykset ovat poikkileikkauksen ylä- ja alatasossa nolliä ja keskipisteessä on niiden maksimipiste. Vääntömomentista johtuvat leikkausjännitykset jakautuvat poikkileikkauksen ympärille ja niiden maksimi on lähellä pintaa pienenä poikkileikkauksen keskustaa kohden ollen keskellä lopulta nolla. Leikkausjännitysten suurin arvo on poikkileikkauksen pitkän sivun puolivälissä.



Kuvio 8. a) Leikkausvoimasta, b) vääntömomentista aiheutunut leikkausjännitys betonipalkissa ennen halkeamista (Broo, 2008).

Kun elementtiin vaikuttaa samanaikaisesti leikkaus ja vääntö, näiden aiheuttamat jännitykset ovat yhteisvaikutuksessa ja ei-kiinteässä poikkileikkauksessa (Broo, 2008, s. 5). Esimerkiksi ontelolaattaelementissä, tämä tarkoittaa, että elementin ontelon toinen puoli kerää paljon suurempia jännityksiä kuin toinen. Kuviossa 9 on nähtävissä esimerkki laatikkoleikkauksessa vaikuttavista pystysuorista leikkaus- ja vääntöjännityksistä sekä niiden yhteisvaikutuksesta.



Kuvio 9. Leikkauksen ja väännön yhteisvaikutus kiinteässä ja ontelomaisessa poikkileikkauksessa (Broo, 2008).

Leikkausjännityksen kasvaessa kriittisen suureksi betonielementtiin syntyy halkeamia päävetolujuuden suuntaan (Broo, 2008, s.5). Päävetojännityksen lujuuden suuruus ja kaltevuus riippuvat kokonaisjännitystilasta ja pituussuuntaiset jännitykset, jotka johtuvat taivutusmomentista tai esijännityksestä, vaikuttavat päävetojännityksen suuntaan. Niillä alueilla, jotka altistuvat suuremmille leikkausjännityksille, on vetojännityssuunta kallistunut kappaleen pituusakseliin nähden, ja sen vuoksi leikkausjännityksestä aiheutuvat halkeamat ovat kallistuneet betonielementin akselia kohti. Halkeamat, jotka johtuvat väännöstä, kiertyvät elementin ympärille. Halkeamista käytetään eri termejä, kuten diagonaalihalkeama, kallistunut halkeama, leikkaushalkeama tai vääntöhalkeama. Ennen näkyviä leikkaushalkeamia elementtiin muodostuu mikrohalkeamia. Nämä yhdessä leikkaushalkeamien kanssa muuttavat betonielementin jäykkyyssuhteita. Leikkaushalkeamisen jälkeen tarvitaan pitkittäis- ja poikittaisraudoitusta tai kitkaa halkeamassa, mikäli elementtiin halutaan saavuttaa uusi tasapainotila, ja jännitysten uudelleenjakautumisesta riippuu johtaako leikkaushalkeilu murtoon vai ei.

Halkeilusta johtuva vääntöjäykkyyden pieneneminen on huomattavasti vakavampaa kuin taivutusjäykkyyden menetys (Broo, 2008, s.5–6). Leikkaushalkeamat voivat alkaa joko kannaksen leikkaushalkeamina tai taivutusleikkaushalkeamina. Kannaksessa tapahtuvat leikkaushalkeamat alkavat yleensä keskeltä edeten ylös- ja alaspäin aiheuttaen elementin katkeamisen, leikkauskestävyyden häiriintymisen tai saavuttaen uuden tasapainon. Leikkaushalkeamat muodostuvat alueille, joissa ei ole taipumisesta aiheutuvaa halkeilua. Taipumasta aiheutuvat taivutushalkeamat voivat muuttua taivutus-leikkaushalkeamiksi ja johtaa elementin vaurioon joko halkaisemalla tai murskaamalla puristusvyöhykkeen tai esimerkiksi aiheuttamalla tuen puristusleikkausvaurion. Mikäli elementissä on poikittaisraudoitus, leikkausliukuma

tapahtuu vasta, kun poikittaisraudoitus antaa periksi. Elementissä olevia tasapainosuhteita voidaan ilmaista halkeaman paikallisilla jännityksillä tai useita halkeamia sisältävien alueiden keskimääräisillä jännityksillä. Raudoituksella ja betonin sideaineen silloituskyvyllä kannetaan normaalit paikalliset jännitykset, kun taas vaarnat kantavat kokonaisleikkausjännitykset halkeaman tasossa. Elementissä olevat jännitykset riippuvat leikkausluistosta, halkeaman leveydestä, raudoituksesta, sekä betonin koostumuksesta.

4.4 Leikkausraudoittamattomat betonielementit

Leikkausraudoittamattomien betonielementtien lujuus ennustetaan betonin nimellisleikkauslujuudella f_v (Broo, 2008, s. 6–7). Nimellisleikkauslujuuden arvoon vaikuttaa poikkileikkauksen korkeus, pitkittäisraudoituksen määrä, betonin vetolujuus sekä esijännitys- ja pituussuuntaisten voimien aiheuttamat puristusjännitykset. Nimellisleikkauslujuuden arvo määritetään kokeellisesti. Betonielementin, jolla ei ole leikkausraudoitusta, leikkauskapasiteetti voidaan laskea seuraavalla kaavalla:

$$V_{Rdc} = b_w * d * f_y \quad (5)$$

missä

b_w on poikkileikkauksen leveys kapeimmalta kohdalta

d on tehollinen korkeus

f_y on nimellisleikkauslujuus

Betonin vetolujuus f_{ct} rajoittaa leikkauskykyä elementeillä, jotka ovat esijännitettyjä, joilla ei ole leikkausraudoitusta ja jotka eivät halkeile taivutuksessa (Broo, 2008, s. 7). Mikäli elementin osa murtuu leikkausjännityksestä, oletetaan, että se johtaa suoraan vaurioon. Näin olettaen murtorajatilassa päävetolujuus voidaan olettaa samaksi kuin betonin vetolujuus. Kriittinen jännitys on riippumaton taivutusmomentista, sillä sen oletetaan sijaitsevan betonielementin syvyyden puolessa välissä. Tuen lähelle, jossa ei ole täysin kehittynyttä esijännitysvoimaa eikä elementti ole vielä halkeillut taipumasta, muodostuu yleensä uuman leikkaushalkeama. Leikkauskestävyys palkin uuman leikkausmurtumalle voidaan laskea Eurokoodin EN1992-1-1(2004) mainitulla kaavalla:

$$V_{RC} = \frac{I \cdot \Sigma b_w}{S} \sqrt{f_{ct}^2 + \alpha * \sigma_{cp} * f_{ct}} \quad (6)$$

missä

I on aksiaalinen jäyhyysmomentti

S on staattinen momentti

b_w on poikkileikkauksen leveys

σ_{cp} on Betonin puristusjännitys keskiakselilla α on $l_x/l_{pt} \leq 1$, jossa l_x on etäisyys tarkasteltavan osan alkupisteestä siirtymän alkupisteeseen.

l_{pt} jännitysjuosteen pituus.

Leikkauskestävyyden laskentamallissa, jossa osaa kuormitetaan samanaikaisesti leikkauksella ja väännöllä, perustuu oletukseen siitä, että sekä leikkausvoiman että vääntömomentin aiheuttamat leikkausjännitykset lasketaan yhteen. Ontelolaattapoikkileikkauksessa jokainen kannas lasketaan erikseen kaavan (5) tai (6) mukaan.

4.5 Leikkausraudoitetut betonielementit

1900-luvulla on esitetty niin kutsuttu ristikkomalli, jolla voidaan arvioida leikkauskestävyys leikkausraudoitetuille betonielementeille (Broo, 2008, s. 7–8). Ajatuksena tässä mallissa on, että 45 asteen kulmassa olevilla puristustangoilla siirretään kokonaisleikkausvoimaa ja puristustangoin siirretty voima nostetaan ylös leikkausraudoituksella. Vaakasuora puristusvoima tasapainotetaan vaakasuoralla raudoituksella puristuksessa ja vedossa. Myöhemmin on esitetty ristikkomalli, jossa on muuttuvia vinoja kulmia, missä kulma määräytyy vähimmäisenergiaperiaatteiden tai valinnan perusteella. Kulma voidaan valita 21,8 ja 45 asteen väliltä, pohjautuen eurokoodiin EN1992-1-1 (2004) ja Broon tekstissä mainitsemiin Boverketin (2004) ohjeisiin. Nämä kulmat vastaavat kotangenttia 2,5 ja kotangenttia 1,0. Leikkauskapasiteetti perustuu leikkausraudoituksen myötäämiseen ja se lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad (7)$$

missä

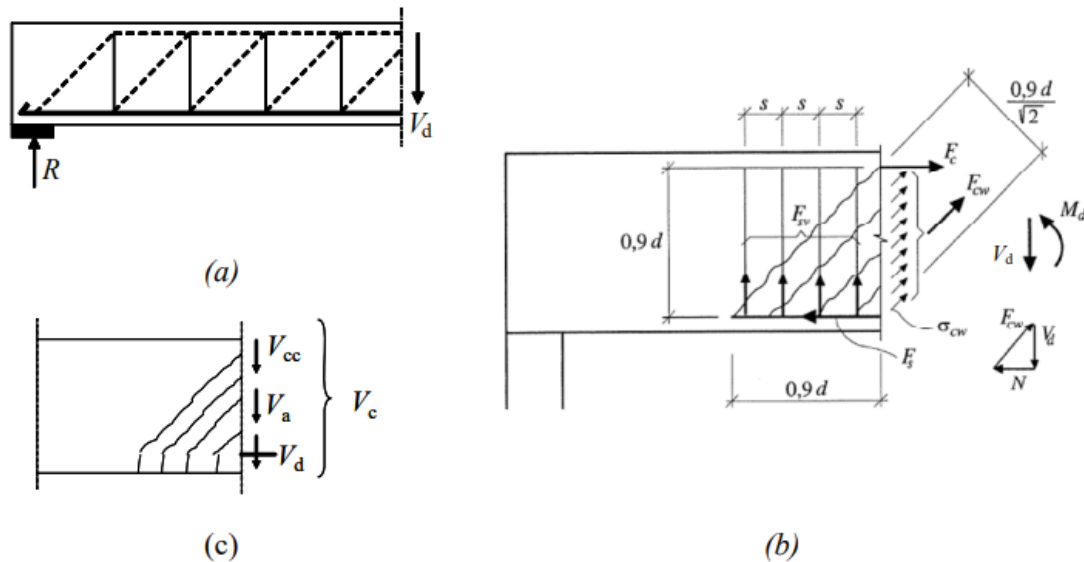
A_{sw} on leikkausraudoituksen poikkipinta-ala

s on leikkausraudoituksen väli

z on puristus- ja vetoraudoituksen momenttivarsi

f_{ywd} on leikkausraudoituksen myötölujuus

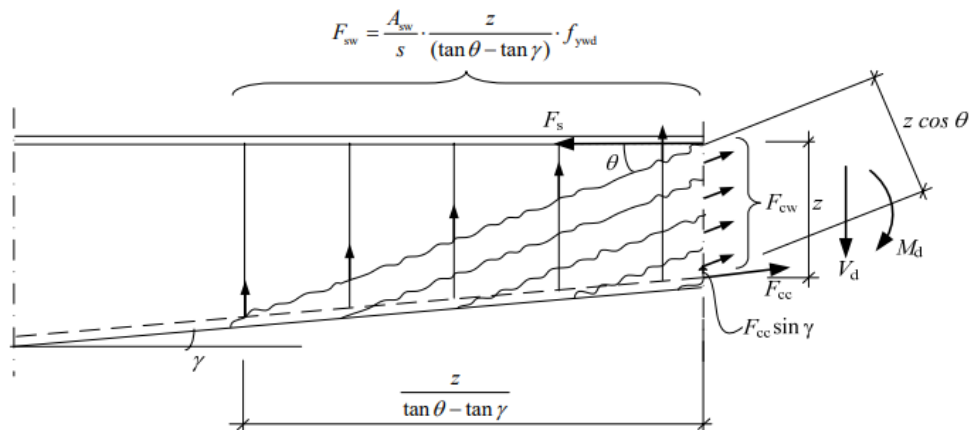
α on leikkausraudoituksen ja pääraudoituksen välinen kulma



Kuvio 10. Leikkausvoiman siirtyminen halkeilun jälkeen (Broo, 2008).

Kuviossa 10 on malleja, jotka kuvaavat sitä, miten leikkausvoima siirtyy halkeilun jälkeen (Broo, 2008, s. 8). Kohdassa a) on ristikkomallissa käytetty periaate, kohdassa b) kuvataan voiman yhteensopivuutta ristikkomallille, jossa tuet ovat 45 asteen kulmassa, ja kohdassa c) esitetään, että vaikka betonin osuus, V_c , on kokeellinen, siinä pyritään ottamaan huomioon leikkausvoiman siirtyminen puristusvyöhykkeellä ja halkeamassa: jännitysten jäykistyminen, halkeilevan betonin pehmeneminen, kiviaineksen sitoutuminen ja vaarujen toiminta.

Kuviossa 11 pyritään selventämään tilannetta, jossa elementeissä, jossa on vinoja puristustankoja ja pystysuuntaiset puristus- ja vetovoimat tangoissa vaikuttavat tasapainoon ja leikkaushalkeaman pituuteen. Leikkaushalkeaman pituuteen vaikuttaa tämän lisäksi aktivoituneen leikkausraudoituksen määrä.



Kuvio 11. Leikkauskestävyys elementissä, jossa on vinoja puristustankoja (Broo, 2008).

Kun leikkausraudoitus halkeaman kohdalla vaikuttaa leikkaushalkeaman pituuteen, voidaan elementille, jolla on vino puristusraudoitus ja kohtisuora leikkausraudoitus, laskea leikkauskapasiteetti kaavasta

$$V_{Ed} - F_{cc} \sin \gamma \leq \frac{A_{sw}}{s} * \frac{z}{\tan \theta - \tan \gamma} * f_{ywd} \quad (8)$$

Raudoitetuilla betonielementeillä tiedetään olevan suurempi leikkauskestävyys kuin ristikkomallin raudoituksen määrityksellä pystytään selittämään, joten ristikkomalli ja betonin osuus voidaan yhdistää (Broo, 2008, s.9). Tällä pystytään pienentämään eroa, joka syntyy tehdyissä kokeissa ja laskelmilla. Leikkauskestävyyttä V_{Rd} voidaan arvioida yhdistämällä leikkauskestävyys $V_{Rd,s}$, joka on määritetty ristikkomallissa tukien ollessa 45 asteen kulmassa betonin osuuden termiin $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,c} \quad (9)$$

Elementin kestävä maksimileikkausvoima, jota rajoittaa puristussauvojen hajoaminen, voidaan määrittää:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} \left(\frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \right) \quad (10)$$

missä

f_{cd} on betonin puristuslujuus

v_1 on betonin murtumistilassa olevan leikkauslujuuden pienennyskerroin.

Termillä α_{cw} otetaan huomioon puristussauvojen aiheuttamien jännitysten vuorovaikutus aksiaalisen puristusjännityksen kanssa.

4.6 Vääntökestävyys ja leikkaus- vääntökestävyys

Laskennalliset menetelmät vääntökestävyyden ennustamiseksi perustuvat oletukseen, että leikkausjännitykset siirtyvät poikkileikkauksen ympäri ohutseinäisenä ”putkena”, joka halkeamisen jälkeen kuvataan ristikkomallilla (Broo, 2008, s.9). Ristikkomalli koostuu suljetuista poikittaistangoista, pitkittäisistä teräksistä ainakin kulmissa ja betonista koostuvista puristusviivoista, joita selvennetään kuviossa 12. Tarvittava poikittainen ja pitkittäinen raudoitus määritetään seuraavasti:

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{T_{Ed}}{2A_{ef} * f_{sv}} \tan\theta \quad (11)$$

ja

$$\frac{A_{sl}}{u_{ef}} \geq \frac{T_{Ed}}{2A_{ef} * f_{sl} * \tan\theta} \quad (12)$$

A_{st} ja A_{sl} ovat poikkipinta-alat poikittaiselle ja pitkittäiselle raudoitukselle,

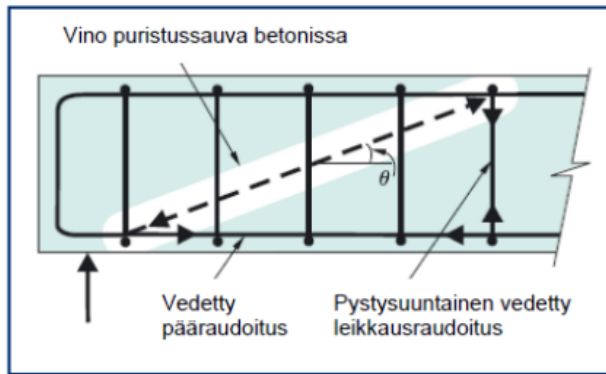
T_{Ed} on vaikuttava vääntömomentti,

A_{ef} on tehokas ala, joka ympäröi keskiviivoja yhdistäviä seiniä (sisältäen sisäiset ontot alueet),

u_{ef} on tehokkaan alueen ulkokehän pituus

f_{sv} on pystysuoran raudoituksen myötölujuus

f_{sl} on pitkittäisen raudoituksen myötölujuus.



Kuvio 12. Ristikkomalli (Iho & Myllymäki, 2016).

Eurokoodin (2004) mukaan väännön aiheuttamat leikkausjännitykset voidaan muuttaa poikittaiseksi leikkausvoimaksi V_{Edi} , jolla ennustetaan leikkauskestävyyttä jokaisella "putken" sivulla.

$$V_{Edi} = \frac{T_{Ed} * z_i}{2A_{ef}} \quad (13)$$

missä z_i seinän sivun pituus. Kun poikittainen leikkaus ja vääntö on yhdistetty, muunnettu leikkausvoima lisätään pystysuoraan leikkausvoimaan erikseen kullekin sivulle.

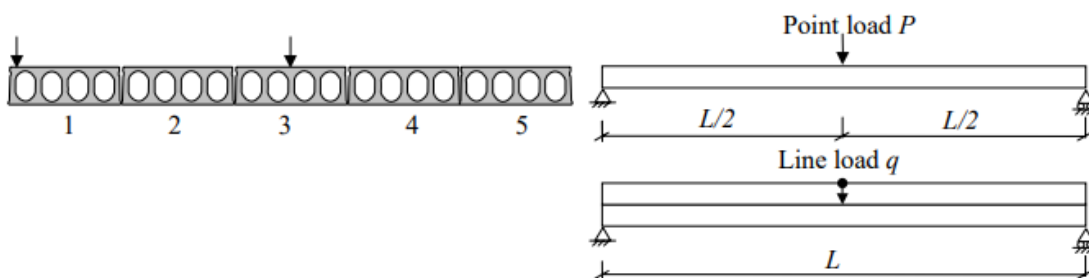
Eri tutkijat ovat esittäneet useita erilaisia numeerisia malleja, joilla voidaan ennustaa betonirakenteen leikkausvaste halkeamisesta murtumaan (Broo, 2008, s. 10). Esitetyt mallit perustuvat levinneiden halkeamien lähestymistapaan, jossa ajatuksena on, että halkeamien vaikutukset levitetään tietylle alueelle ja laskelmat suoritetaan keskimääräisillä jännityksillä ja muodonmuutoksilla. Jännitystasapainoa, muodonmuutosyhteensopivuutta ja konstitutiivisia lakeja käytetään ennustamaan leikkausvoimaa valituille muodonmuutoksille. Joissakin malleissa käytetään pyörivän halkeaman käsitettä, jolloin betonille ei tarvita yhteyttä leikkausjännityksen ja leikkausmuodonmuutoksen välille. Toisissa malleissa on käytössä myös kiinteän halkeaman käsite, jossa määritetään yhteys leikkausjännityksen ja keskimääräisen muodonmuutoksen välille.

Konstitutiiviset lait on määritetty kokeilla, joista Helen Broo mainitsee väitöskirjassaan (Broo, 2008, s. 11). Näillä kokeilla on luotu suhteet vetojännityksen ja vetomuodonmuutoksen, puristusjännityksen ja puristusmuodonmuutoksen sekä leikkausjännityksen ja leikkausmuodonmuutoksen välille. Tulokset osoittavat, että diagonaalisesti haljenneen kannaksen betoni on pehmeämpi ja heikompi puristuksessa kuin betoni standardisessa sylinterikokeessa.

4.7 Ontelolaataston rakenteellinen käyttäytyminen

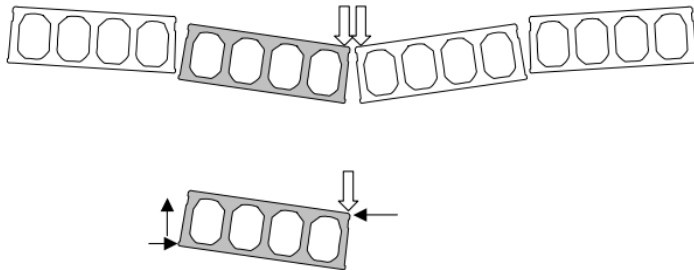
Ontelolaatat suunnitellaan yleensä yksinkertaisesti tuetuiksi ja kestäväksi sekä taivutus- että leikkausvoimia (Broo, 2008, s.21). Pitkittäisraudoitus yhdessä poikittaisraudoituksen kanssa on suunniteltu siirtämään poikittaisleikkausvoimaa myös viereisille laatoille. Monissa tapauksissa, kuten kolmelta sivulta tuetut laatat, lattiat, joissa pilarit ovat laattojen päässä, laatat, jotka ovat tuettuna taipuviin palkkeihin ja laatat, joissa on hyvin vinot päät, ontelolaatat kuitenkin altistuvat yhdistetylle leikkaus- ja vääntörasitukselle.

Kaikki ympärillä olevat ontelolaatat joutuvat taipumaan, kun yksinkertaisesti tuettua ontelolaattaa, jolla on molemmissa päissä jäykät tukipisteet, kuormitetaan jollakin kuormalla (Broo, 2008, s.21). Tällöin keskitetty kuormitus aiheuttaa myös ympärillä oleville laatoille taivutusmomenttia, leikkausvoimaa sekä vääntömomenttia. Tämän vuoksi yksi ontelolaatta voidaan suunnitella kantamaan tasaisesti vain oman painonsa. Vääntö-, leikkaus-, ja taivutusmomentti eivät jakaannu tasaisesti ja niitä on tutkittu eri tutkijoiden toimesta. Eurooppalaisessa standardissa (2005) on annettu kaavioita, joilla voidaan arvioida kuormitusvaikutusten jakautumista ontelolaatoilla käytännön suunnittelussa. Näissä kaaviossa on kuvattu neljä kuormitustapausta: viivakuorma keskellä tai reunassa ja pistekuorma keskellä tai reunassa. Kuten kuviossa 13 esitetään, kaikissa kaavioissa on kuvattu viisi ontelolaattayksikköä. Niille lattioille, joilla on kolme tai neljä tuettua reunaa, on kaavioita, joilla voidaan arvioida pitkittäistuen pituussuuntaista reaktiota, joka aiheutuu keskellä laattaa olevasta pistekuormituksesta tai linjakuormituksesta. Ontelolaatat voidaan suunnitella taivutusmomentille, leikkausvoimalle ja vääntömomentille, joiden oletetaan olevan annettuina kaavioissa ja niihin liittyvissä laskentamenetelmissä. EN 1168 -standardissa ei ole kuitenkaan selvitetty, ovatko annetut jakautumat voimassa taivutusmomentille aukon keskikohdalla vai leikkausvoimalle tuilla.



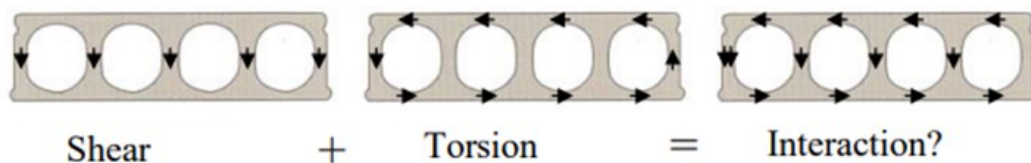
Kuvio 13. Kuormitustapaukset joihin EN1168 tarjoaa kuormitusjakaumakaaviota (Broo, 2008) Ontelolaattojen välisille liitoksille on tyypillistä halkeilu ja oletus on, että ne toimivat saranoina. Kun kuormitus jakautuu yhdestä laatasta naapurilaatoille, aiheutuu laattoihin

vääntömomenttia ja laattojen muodonmuutosta. Muutokset aiheuttavat pitkittäisiä kosketusvoimia ontelolaattojen välisissä liitoksissa ja niistä taas aiheutuu vääntömomentti, joka on vastakkaisuuntainen kuormituksesta aiheutuvan vääntömomentin kanssa. Tätä selvennetään kuviossa 14.



Kuvio 14. Voimien vaikutus yhdessä laatussa (Broo,2008).

Kuviossa 15 esitetään, että ontelolaatan reuna-alueille muodostuu leikkausjännitystä laatan vääntökuormituksesta ja leikkausvoima aiheuttaa leikkausjännitystä kaikkiin kannaksiin (Broo, 2008, s 23). Kahdessa ulommaisessa kannaksessa leikkausjännitykset vaikuttavat toisessa ylös- ja alaspäin kumoten toisensa ja toisessa vain alaspäin, jolloin tämä yksi kannas kerää paljon suuremman jännityksen kuin muut kannakset



Kuvio 15. Vasemmalla leikkaus, keskellä vääntö ja oikealla leikkauksen ja väännön yhteisvaikutus (Broo, 2008).

Eurokoodi EN 1168 -standardissa on esitetty leikkauskestävyyden laskentamenetelmä perustuen oletukseen, että leikkausvoimasta ja vääntömomentista aiheutuvat leikkausjännitykset lasketaan yhteen uloimmassa kannaksessa silloin, kun elementissä esiintyy samanaikaisesti leikkausta ja vääntöä (Broo, 2008, s.23). Eurokoodin laskentamenetelmä on tarkoitettu leikkausjännitysten aiheuttamaan kannasten pettämispisteen selvittämiseen lähellä tukea, jossa esijännitysvoima ei ole täysin kehittynyt ja elementti on haljennut taipumasta. Eurokoodissa ei oteta huomioon ontelolaattaelementin sisäisten jännitysten uudelleen jakautumista ja siinä

oletetaan, että alennetun leikkauskestävyyden kriittinen osa on sama kuin puhtaassa leikkauskestävyydessä. Broo mainitsee väitöskirjassaan tutkimuksen, jossa ontelolaatan kriittisin kohta on se, missä 45 asteen kulmassa reunasta lähtevä taso leikkaa painopisteakselin. Tämän oletetaan olevan ontelolaatan heikoin taso, kun ontelot ovat pyöreitä. Lähes pyöreillä onteloilla kannakset ovat tasapaksuisia, joten kriittinen piste voi olla muuallakin kuin painopisteakselilla.

Ontelolaatta halkeaa tavallisesti ulompien kannasten- tai laippojen kohdalta, kun se altistetaan väännölle (Broo, 2008, s. 24). Vääntöhalkeamisen kestävyyttä voidaan arvioida kannakseen osalta, kun poikkileikkaus ajatellaan vastaavanlaiseksi putkimaiseksi poikkileikkaukseksi. Myös muunlaisia vauriomekanismeja esitetään elementeille, jotka ovat yksinkertaisesti tunnettuja. Näitä ovat muun muassa ankkurointimurto, joka alkaa pohjalaipan halkeilulla lähellä tukea, kun se on altistettu taivutus ja vääntömomentille. Tällöin punokset liukuvat ja aiheuttavat vaurion. Myös alalaipassa oleva taivutushalkeama voi muuttua leikkauksen vuoksi kaltevaksi halkeamaksi ja johtaa leikkausmurtumaan kaltevan halkeaman suuntaisen liukuman kautta.

5 ONTELOLAATTAELEMENTIN KUORMITUSTUTKIMUS

5.1 Testijärjestely

Testit on suunniteltu selvittämään yhdistetyn leikkausvoiman ja vääntömomentin vaikutusta ontelolaattaelementin kestävyteen (Pajari, 2004a, s.7). Vertailutarkoituksessa on suoritettu testejä ilman vääntöä. Kuorma sijoitettiin lähelle tukea, ettei taivutuksesta aiheudu vaurioita. Taulukossa 2 annetaan koelaattojen ominaisuuksia.

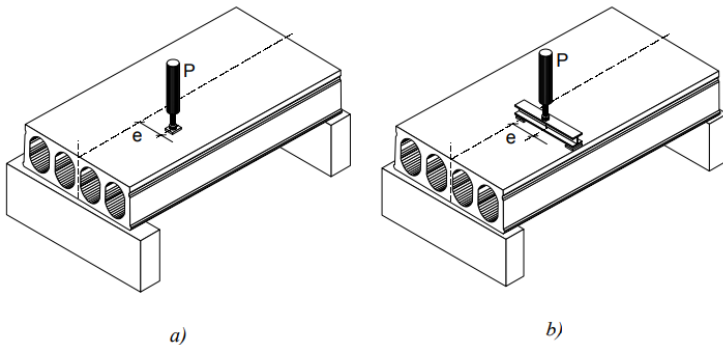
Taulukko 2. Koelaattojen ominaisuuksia (Pajari, 2004).

Test specimen	Thickness mm	Number & diameter of strands mm	Initial prestress MPa	Length mm	Cast	Loaded
ST200C	200	7 d 12.5	900	7060	25.6.02	20.8.02
ST200E1a	200	7 d 12.5	900	7060	25.6.02	20.8.02
ST200E1b	200	7 d 12.5	900	7060	25.6.02	21.8.02
ST200E2	200	7 d 12.5	900	7060	25.6.02	21.8.02
ST200E1M	200	7 d 12.5	900	7060	25.6.02	5.6.03
ST200E2M	200	7 d 12.5	900	7060	10.10.03	2.12.03
STS200C	200	8 d 12.5	900	7060	16.7.02	22.8.02
		+ 6 d 6*	700			
STS200E1	200	8 d 12.5	900	7060	16.7.02	22.8.02
		+ 6 d 6*	700			
ST400C1	400	11 d 12.5	1000	7080	26.6.02	26.8.02
ST400C2	400	11 d 12.5	1000	7080	26.6.02	27.8.02
ST400E1	400	11 d 12.5	1000	7080	26.6.02	27.8.02
ST400E2	400	11 d 12.5	1000	7080	26.6.02	28.8.02
ST400E1M	400	11 d 12.5	1000	7080	26.6.02	18.10.02
ST400G1	400	11 d 12.5	1000	7080	26.6.02	19.8.03
ST400G2	400	11 d 12.5	1000	7080	26.6.02	19.8.03
SF400C	400	11 d 12.5	1000	7080	26.6.02	29.8.02

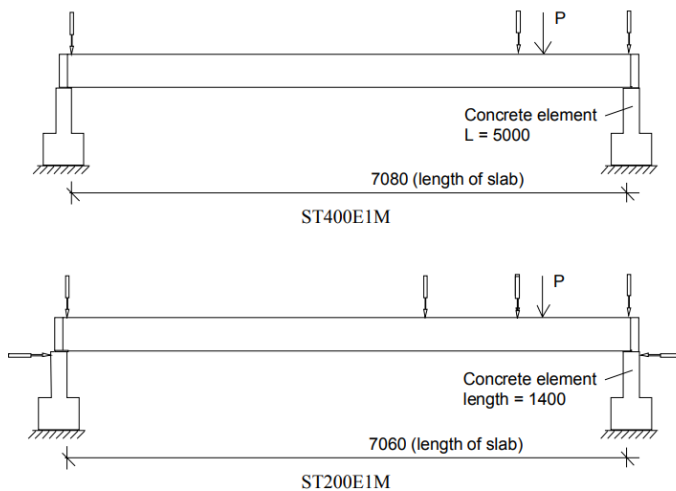
* Upper tendons, smooth prestressing wires

Tukiolosuhteita ja kuormitustapaa esitetään kuvioissa 16 ja 17 (Pajari, 2004a, s.10). Laatan kuormitettu pää on aktiivinen pää, kun taas vastakkainen pää on passiivinen. Taipumaa mitattiin induktiivisilla antureilla, jotka sijoitettiin pystysuoraan laattojen kulmiin ja poikittaislinjalle jokaisen palkin yläpuolelle lähelle kuormitusta. Vaakasuorat anturit mittasivat mahdollista poikittaista leikkausmuodonmuutosta lähellä kuormitusta ja antureita asennettiin myös

ontelolaatan päihin mittaamaan punosten liukumista suhteessa betoniin. Laatan aktiivinen pää oli tuella, joka oli vapaa kiertämään akselinsa ympäri. Tämän jälkeen kiertyminen (laatanvääntymisen) estettiin kahdella lohkokalla. Tällä tavoin estettiin haitallinen kiertyminen.



Kuvio 16. Kuormitusjärjestely (Pajari, 2004).



Kuvio 17. Leikkauspiirustus testeistä ST400E1M ja ST200E1M (Pajari, 2004a).

5.2 Testituloksissa käytettyjä kaavoja

Pajarin (2004a, s.29) mukaan testeissä ST400G1 ja ST400G2 koko laatan yli vaikuttava vääntömomentti voidaan laskea kaavalla:

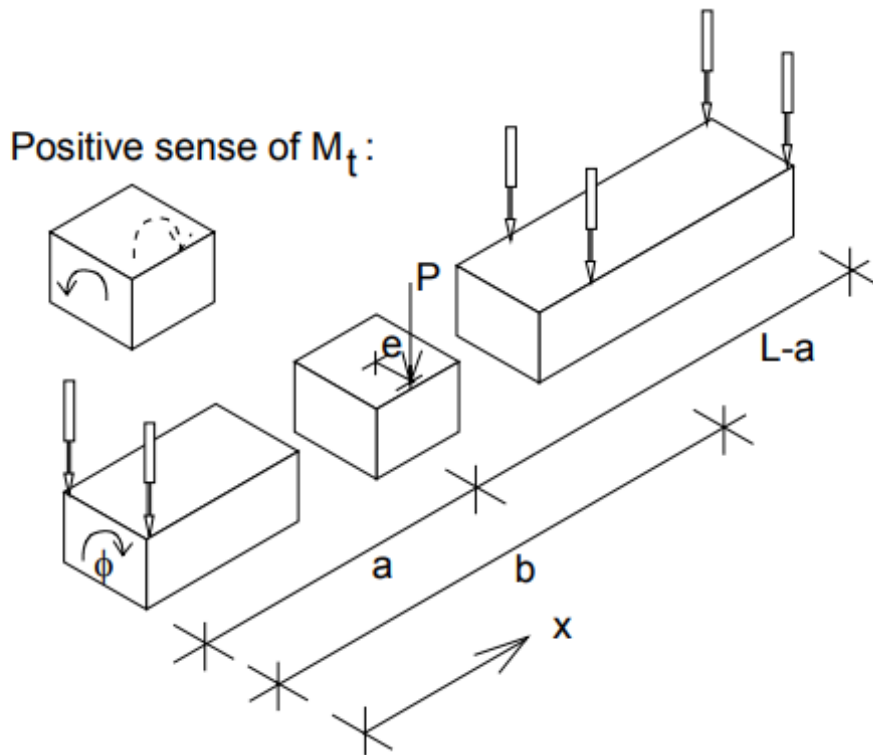
$$(P_1 + P_{eq})e = F_{1e} \quad (14)$$

missä

P_{eq} on kuormituslaitteiden aiheuttama epäkeskinen kuorma kallistetussa päässä.

P_{eg} oli 0,8 kN testeissä ST400C2 ja ST4002E, ja muissa testeissä 0,3kN.

Muissakin testeissä, joissa on epäkeskinen kuorma, laatan päissä tapahtuva erilainen kiertyminen on otettava huomioon kuvion 18 osoittamalla tavalla:



Kuvio 18. Palkki, joka simuloi laattaa leikkaus- vääntötestissä lähes kiertymättömillä tuilla. Kulma ϕ mitataan kohdissa $x=0$, $x= b$ ja $x= L$ (Pajari, 2004a). a on 500 millimetriä 200 millimetrin vahvaisille laatoille ja 1000 millimetriä 400 millimetrin vahvaisille laatoille.

Momentin M_t ja suhteellisen kiertymiskulman θ välinen riippuvuus on annettu kaavassa:

$$M_t = GI_t\theta \quad (15)$$

missä

G on $0.5E/(1+\nu)$ leikkausmoduuli

I_t on vääntöjäyhyysmomentti

E on kimmomoduuli ja

ν on 0.15, poissonin vakio

θ saadaan kaavasta:

$$\theta = \frac{d\phi}{dx} \quad (16)$$

missä

ϕ on kiertymiskulma

x on koordinaatti, joka mitataan kiertyneen elementin akselista.

Ennen halkeilua θ ja M_t arvoja voidaan pitää vakioina kuorman ja tuen välillä, mutta ne ovat epäjatkuvia kuormitettujen poikkipintojen $x = a$ kohdalla (Pajari, 2004a, s. 30). Koska a oli lyhyempi kuin $L-a$, eivätkä tuet voineet täysin estää vääntymistä, $\phi(0)$ oli taipumus olla suurempi kuin $\phi(L)$. Siksi on otettava huomioon erilaiset kiertymiset laatan päissä momenttia laskettaessa. Mikä voidaan laskea:

$$M_{t,a+} \left(\frac{L-a}{\phi_L - \phi_a} - \frac{a}{\phi_a - \phi_0} \right) = Pe \frac{a}{\phi_a - \phi_0} \quad (17)$$

ja

$$M_{t,a-} = M_{t,a+} + Pe \quad (18)$$

missä

ϕ_0 on $\phi(0)$,

ϕ_a on $\phi(a)$ ja

ϕ_L on $\phi(L)$.

$M_{t,a-}$ edustaa momenttia kun $x < a$ ja

$M_{t,a+}$ edustaa momenttia, kun $x > a$ kohdalla.

ϕ_a saadaan laskemalla:

$$\phi_a = \phi_L + \frac{L-a}{L-b} (\phi_b - \phi_L) \quad (19)$$

missä

ϕ_b on $\phi(b)$.

ja ϕ_b lasketaan uloimmilla antureilla mitatuista siirtymistä poikkileikkauksessa $x = b$.

Jos $\phi_0 = \phi_L$, saadaan

$$M_{t,a+} = -Pe \frac{a}{L} \quad (20)$$

ja

$$M_{t,a-} = Pe \frac{L-a}{L} \quad (21)$$

Mikäli aktiivinen pää halkeaa $M_{t,a+}$ voidaan laskea yhtälön

$$M_t = GI_t \Theta \quad (22)$$

avulla kun $x > b$ ja (GI_t) on tiedossa.

Suhteellinen kiertokulma välillä $x = b$ ja $x = L$ saadaan kaavasta:

$$\theta = \frac{\phi_L - \phi_b}{L - b} \quad (23)$$

Kaavalla

$$F = P + P_{eq} \quad (24)$$

voidaan laskea kuorma, joka kohdistuu koelaattaan ohjaimen kuorman ja käytetyn kuormituskaluston painon vuoksi (F). Kaavassa P tarkoittaa ohjaimen kuormaa ja P_{eq} on kuormituskaluston paino (Pajari, 2004a, s.30–31).

200 millimetrin vahvuisten laattojen leikkaus-vääntötesteissä havaittiin, että epäkeskisyyden kasvaessa vastus hieman lisääntyi, mutta muissa laattatyypeissä vastus vähentyi odotetusti epäkeskisyyden lisääntyessä (Pajari, 2004a, s. 31 ja 43). Kaikissa 400 millimetriä paksuisille laatoille tehdyissä testeissä havaittu kestävyys oli merkittävästi alhaisempi kuin tyypillisesti tasaisesti jakautuneilla poikittaisilla kuormilla tehtävissä testeissä. Tämä päti sekä epäkeskiseen että keskiseen kuormitukseen.

5.3 Testitulokset

Testeissä elementit joko tuettiin laastipetiin ja päät jälkivalettiin, elementin päät asetettiin puutuille ja päät jälkivalettiin tai laatat tuettiin neopreeniliuskoilla ja päät jätettiin ilman laastia (Pajari, 2004a, s. 60). Kun tukipinta oli pehmeä eikä päitä ollut jälkivalettu, keskitetyt kuormat aiheuttivat laatan päiden pitkittäishalkeamia poikittaisen taivutuksen aikana. Tämän vuoksi testeissä, jossa oli vähemmän taipuisat laastituet, oli huomattavasti suurempi vauriokuorma kuin muissa testeissä, joissa oli pistekuormia ja sama epäkeskisyyys. Testissä, jossa päät oli

jätetty ilman laastia ja elementti tuettu neopreeniliuskoilla, poikittaista taivutushalkeamaa esiintyi kuorman alapuolella lopullisella kuormalla. Tätä seurasi punosten luistaminen ja leikkausjännityksen aiheuttama vika muutamissa poikkileikkauksissa alemmalla kuormalla. Testeissä myös havaittiin poikittaista taivutushalkeamaa alapinnassa ennen lopullista kuormaa. Näistä huolimatta vaurio oli kannaksen leikkausvaurio lähellä tukea, mikä oli vikamuotona myös muissa testeissä. Verrattaessa 200 millimetrin ja 400 millimetrin laattojen taipumia näyttää siltä, että 400 millimetrin laattojen pistekuormat jakautuivat epätasaisemmin poikittaissuunnassa kuin 200 millimetrin laatoissa. Testien tuloksista on esitetty taulukko 3. Taulukossa 4 esitetään laattojen murtumiskuormat 200 millimetrin vahvaisille laatoille, ja ensimmäisen halkeaman muodostanut kuorma. taulukossa esitetään myös $G_{I\epsilon}$:n arvoja. Taulukossa 5 esitetään samanlaisia arvoja 400 millimetrin vahvaisille laatoille. Kuviossa 23 voidaan nähdä laskettujen ja havaittujen arvojen ero.

Taulukko 3. 200 millimetrin ja 400 millimetrin vahvuisten laattojen kuormitustestien tulokset (Pajari, 2004a).

Testi	Max kuorma (F_{max}) kN	kuorman epä-keskisyys mm	kuorma, jolla 1. halkeamat ilmestyivät kN	Kuvaus
ST200C	135,6	0	124	124 kN pystyhalkeama 2 ontelon ylä- ja alapuolella ja P lasi 112 kN: n. Uudelleenkuormituksessa 135 kN kohdalla 3–6 kannakset pettivät leikkausjännityksessä.
ST200E1a	100,4	187	96	100 kN: n kohdalla halkeama alareunassa oikealla, kuorma 95 kN: iin, sitten kuorma kasvoi hieman. 96 kN kohdalla vinohalkeama ja kannakset 2–4 pettivät leikkausjännityksessä.
ST200E1b	98,4	187	90	90 kN: n kohdalla pitkittäishalkeama 1. ontelon yläpuolella ja vino halkeama 1. kannaksessa. 98 kN: n kohdalla vino halkeama 2., 3. ja 4. kannaksessa (leikkauskestävyyden pettäminen)
ST200E2	64,4	384	45	45 kN: vino leikkaushalkeama 1.kannaksessa, pitkittäishalkeama 1.ontelon

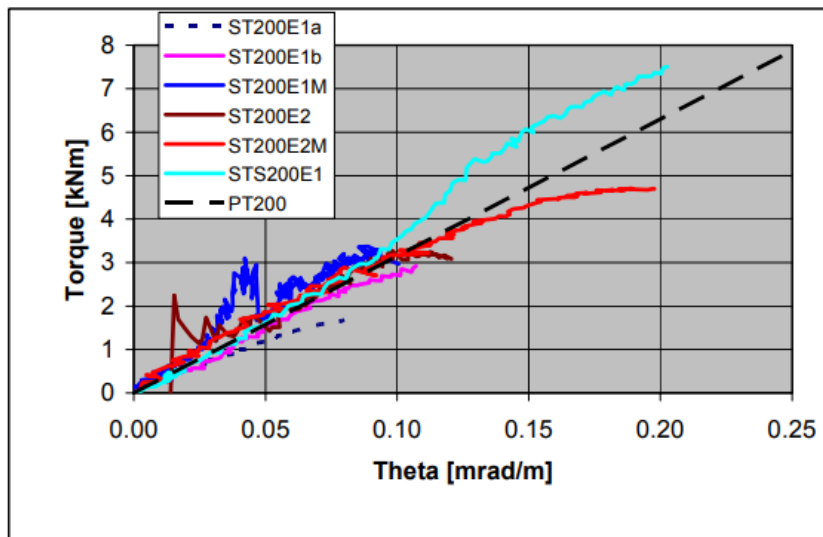
Testi	Max kuorma (F_{max}) kN	kuorman epä-keskisyys mm	kuorma, jolla 1. halkeamat ilmestyivät kN	Kuvaus
				yläpuolella, ja oikea kulma leikkaantui. 58 kN: n kohdalla: pitkittäishalkeama 1. kannaksessa. 64 kN: n kohdalla: 2. kannas petti leikkausjännitykseen, elementti alkoi kääntyä 3. kannaksen ympärillä.
ST200E1M Valetut pää	156,3	187	155,9	155.9 kN: vino leikkaushalkeama 1.–4. kannaksessa ja pitkittäishalkeama 4. ontelon ylä- ja alapuolella
ST200E2M Valetut päät	133,5	384	123	123 kN: taivutushalkeama kuormien alapuolella, 127 kN: vinot halkeamat yläpinnassa lähellä tukea, 133 kN: leikkausmurtuma, johon liittyivät vinot halkeamat sekä ylä- että alapinnassa leikkausalueella.
ST200C Neopreenituki	125,4	0	117	125 kN: poikittainen taivutushalkeama kuormien alapuolella, jolloin kuormaa vähennettiin ja kuormitettiin uudelleen. 117 kN:n kohdalla halkeama kulkien punoksen mukaisesti 7. kannaksen kohdalla, jolloin tapahtui 3.–7. kannaksen murtuminen leikkausjännityksessä.
STST200E1 Neopreenituet	129,4	314	108	113 kN: poikittainen taivutushalkeama kuormien alapuolella, 129 kN: leikkaushalkeamia 2. ja 3. kannaksessa, ja alapinnassa halkeama poikittaisesti näiden kannasten kohdalla tuen lähellä. 108 kN: leikkaushalkeama 1., 4. ja 5. kannaksessa, pitkittäinen halkeama 5. ontelon yläpuolella.
ST400C1 Puutuet ja valetut päät, pistekuorma	258,3	0	218	218 kN: pitkittäishalkeama 1. ontelon alapuolella ja kalteva leikkaushalkeama 1. kannaksessa. 226 kN: pitkittäishalkeama 1. ontelon yläpuolella, 247 kN: pitkittäishalkeama punoksen alla 3. kannaksessa 258 kN: pitkittäishalkeama 3. ontelon ylä- ja

Testi	Max kuorma (F_{max}) kN	kuorman epä-keskisyys mm	kuorma, jolla 1. halkeamat ilmestyivät kN	Kuvaus
				alapuolella, ja kalteva leikkaushalkeama 2. ja 3. kannaksessa.
ST400C2 Puutuet ja valetut päät	272,8	0	195	195 kN: pitkittäishalkeama 3. ontelon ja 4. kannaksen alla, kalteva leikkaushalkeama 5. kannaksessa, 250 kN: pitkittäishalkeama 4. ontelon yläpuolella, 272 kN: kaltevat leikkaushalkeamat 1.–4. kannaksessa.
ST400E1, pistekuorma	166,3	283	148	148 kN: pitkittäishalkeamia 1. ontelon yläpuolella ja alapuolella sekä 2. kannaksen alla olevan punoksen kohdalla, kalteva leikkaushalkeama 1. kannaksessa. 166 kN: kaltevia leikkaushalkeamia 2. ja 3. kannaksessa pitkittäishalkeamia 2. ja 3. ontelon yläpuolella, alapinnassa poikittaisia halkeamia 1.–3. kannaksen alapuolella.
ST4002E	161,0	283	128	136 kN: pitkittäishalkeama 1. ontelon yläpuolella ja alapuolella, kalteva leikkaushalkeama 1. kannaksessa, 128 kN: pitkittäishalkeama 1. ontelon yläpuolella, 160 kN: kalteva leikkaushalkeama 2. kannaksessa ja pitkittäishalkeama 2. ontelon yläpuolella. Sen jälkeen suuri kuormituksen väheneminen, jolloin levyn pää kiertyi 3. kannaksen ympäri.
ST400E1M Valetut päät, pistekuorma	264,8	283	265	265 kN: äkillinen leikkausmurtuma kannaksissa ja pitkittäishalkeama alapinnassa kuorman alapuolella, kuorma laskettiin 218 kN:iin, ja nostettiin 228 kN:iin, jonka jälkeen lähes tasainen kuormituksen lasku ja lisääntyvä halkeilu.

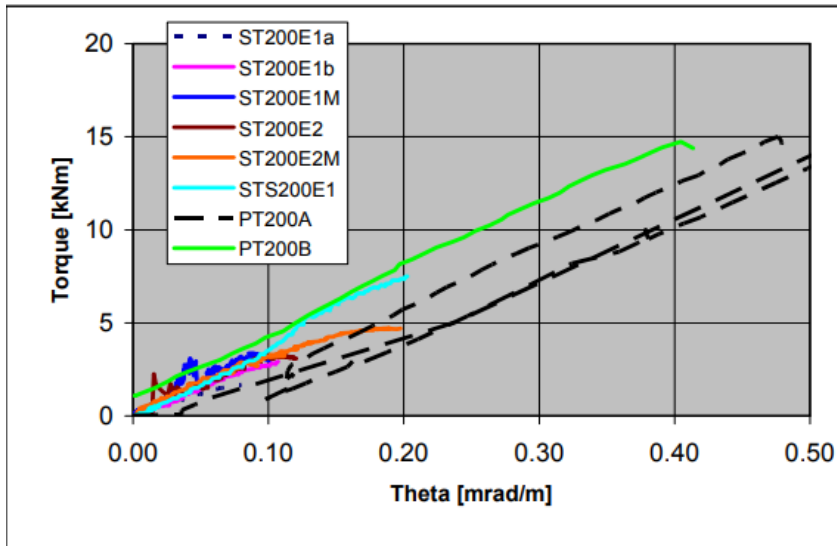
Taulukko 4. F_{crack} on ensimmäistä halkeamista vastaava kuorma, F_{obs} murtumiskuorma, V_{obs} murtumahetken leikkausvoima F_{GI_t} :n laskemiseksi 200 millimetrin vahvaisilla laatoilla (Pajari, 2004a).

	F_{crack} kN	F_{obs} kN	V_{obs} kN	F for GI_t kN	GI_t MNm ²
ST200C	135.6	135.6	135.8	-	-
ST200E1a	100.4	100.4	103.0	-	-
ST200E1b	90.5	98.5	100.9	90.5	27.13
		92.5	95.7	90.5	27.13
ST200E1M	155.3	155.3	154.6	-	-
ST200E2	45.1	64.4	69.6	44.6	25.82
ST200E2M	126.5	133.5	128.0	123.5	25.39
STS200C	125.5	125.5	126.3	-	-
STS200E1	113.5	129.4	130.0	112.5	37.05

Seuraavissa kuvioissa 19–22 kuvataan vääntömomentin ja vääntökulman suhdetta (Pajari, 2004a, s. 36). Alue $b < x < L$, otetaan huomioon halkeamiseen asti. Pystyakselilla oleva momentti on laskettu yhtälöistä (17–19) aktiivisen pään halkeamiseen asti, ja halkeamisen jälkeen yhtälöistä (15) ja (16) missä GI_t on yhtä suuri kuin halkeamisen jälkeen saatu sekanttimomenttijäykkyys.



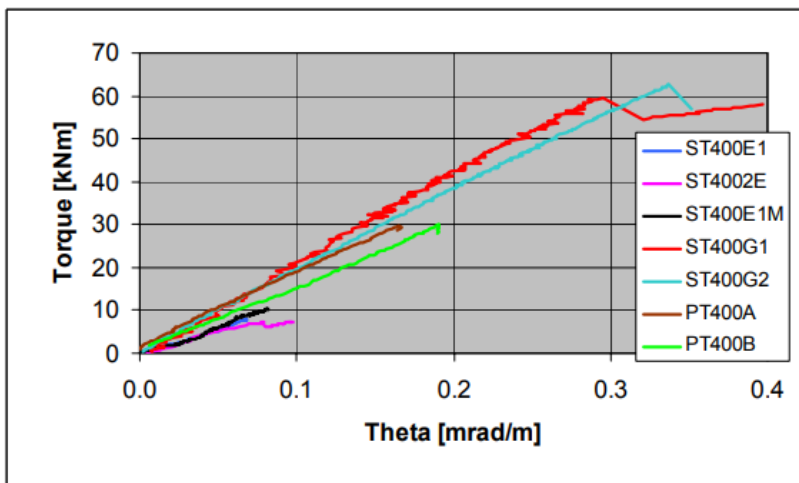
Kuvio 19. Vääntömomentin ja vääntökulman (θ) suhde epäkeskisesti kuormitetuille 200 millimetriä vahvaisille laatoille. Passiivinen pää. PT200 on pelkällä väännöllä suoritettu testi (Pajari, 2004a).



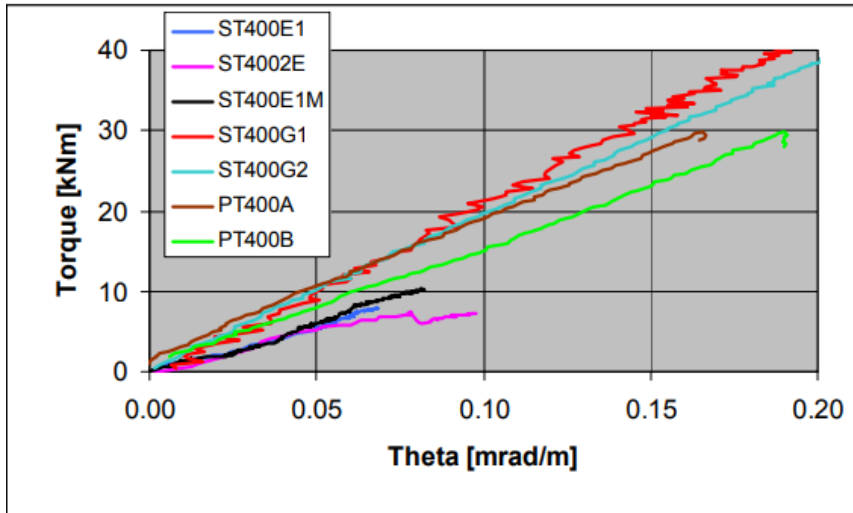
Kuvio 20. Väätömomentin ja vääntökulman (θ) suhde epäkeskisesti kuormitetuille 200 millimetriä vahvuisille laatoille passiivisesta päästä. PT200A ja PT200B on kokeita pelkälle väännölle (Pajari, 2004a).

Taulukko 5. F_{crack} on ensimmäistä halkeamista vastaava kuorma, F_{obs} murtumiskuorma, V_{obs} murtumahetken leikkausvoima $F_{G_{it}}$:n laskemiseksi ja $G_{it} M_t$:n laskemiseksi 400 mm vahvuisilla laatoilla (Pajari, 2004a).

	F_{crack} kN	F_{max} kN	V_{obs} kN	F for G_{it} kN	$G_{it} M_t$ MNm ²
ST400C1	218.5	258.3	407.2	-	-
ST400C2	196.1	272.8	402.2	-	-
ST400E1	147.5	166.3	257.2	147.5	114.9
ST400E2	136.0	161.0	254.7	70.9	100.2
ST400E1M	264.8	264.8	280.6	-	-

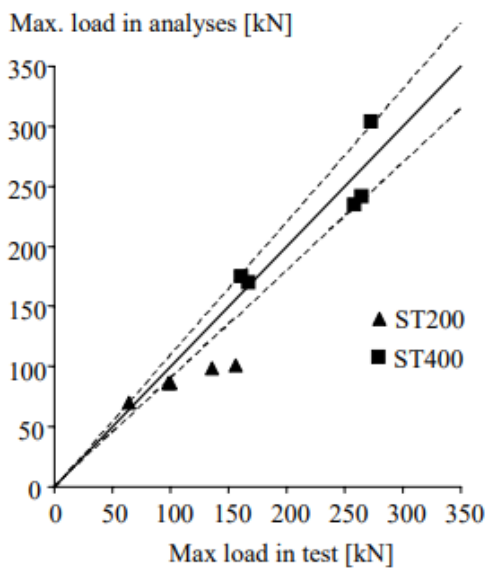


Kuvio 21. Väätömomentin ja -kulman (θ) suhde 400 millimetriä paksuisten laattojen testeissä. PT 400A ja PT400B on testit pelkällä väännöllä (Pajari, 2004a).



Kuvio 22. Vääntömomentin ja -kulman (θ) suhde 400 millimetriä paksuisten laattojen testeissä. Tämä kuva tarkentaa kuvaa 19 ollen vasemmasta alakulmasta suurennos (Pajari, 2004a).

Testeissä havaittiin myös tukien kallistumista. Aktiivisessa päässä tuet kallistuivat sisäänpäin ja passiivisessa päässä ulospäin (Pajari, 2004a, s. 39). Liukumista tapahtui molemmissa päissä. Aktiivisessa päässä sitä tapahtui kuormittamattomalla puolella ollen heikompaa kuin passiivisessa päässä. Tämä selittyy sillä, että vaakasuuntainen pitkittäisvoima on sama laatan sisällä molemmissa päissä, mutta kitkavoima aktiivisessa päässä oli suurempi kuin passiivisessa päässä korkeamman pystysuuntaisen voiman vuoksi.



Kuvio 23. Maksimikuorma -testien vertailu lasketuilla ja havaituilla arvoilla. Pystyvirvillä laskennalla saadut suurimmat kuormat ennen vauriota ja vaakasuuntaan testeistä saadut arvot (Broo, 2008).

5.4 Testitulosten analysointi

Kun oletetaan, että 50 millimetrin poratuista ytimistä mitattu lujuus vastaa suoraan 150 millimetrin kuutioista mitattua lujuutta ja että alempi sylinterilujuuden ominaisarvo $f_{ck,C150}$ on 85 prosenttia kuutiolajuudesta, saadaan taulukossa 5 annettu $f_{ck,C150}$, ja tästä voidaan johtaa keskimääräinen vetolujuus (Pajari, 2004a, s.61).

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck,C150}^{2/3} \quad (25)$$

missä

$f_{ck,C150} \leq 50$ MPa ja alempi keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctm} = (2,12 \text{ MPa}) \ln \left(1 + \frac{f_{ck,C150} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right) \quad (26)$$

missä

$f_{ck,C150} > 50$ MPa:n arvoille saadaan Eurokoodi 2:n mukaisesti. Vetolujuus lasketaan CEB Bulletin 228 mukaisesti ja se saadaan kaavasta:

$$f_{ctm} = 0,3178 \text{ MPa} \left(\frac{f_{ck,C150} + 8 \text{ MPa}}{1 \text{ MPa}} \right)^{0,6} \quad (27)$$

Edellistä kaavaa (27) käytetään myös osoittamaan, miten oletettu vetolujuus vaikuttaa tuloksiin (Pajari, 2004a, s. 61). Kuitenkin laskettaessa Eurokoodi 2 -standardin mukaisesti, yhtälöä (25) sovelletaan myös lujuuksiin, jotka ovat suurempia kuin 50 MPa, jotta poistetaan epäyhtenäisyys lausekkeiden (25) ja (26) välillä 50 MPa:ssa, kun erotus keskiarvo- ja ominaislujuuden välillä poikkeaa 8 MPa:sta.

Betonin kimmomoduuli lasketaan kaavalla:

$$E_c = 0,85 * (21,5 \text{ GPa}) * \left(\frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{1/3} \quad (28)$$

missä

0,85 ottaa huomioon eron alkuperäisen ja tehokkaan kimmomoduulin välillä.

Betonin Poissonin luku on 0,15 ja punosten osalta käytetään kimmomoduulia $E_p = 195$ GPa. Saadut lujuus- ja elastisuusparametrit esitetään myös taulukossa 6. Laskennassa on käytetty

yleisiä ontelolaatan mittoja, koska laskenta ei ole herkkä pienille poikkeamille nimellisgeometriasta (Pajari, 2004a, s. 63). Sen sijaan käytetään mitattua kannaksen leveyttä b_w ja punosten sijaintia, koska tulokset ovat näille herkkiä.

Taulukko 6. Mitattu sylinterilujuus $f_{ck,C150}$, kimmomoduuli E_c ja keskimääräinen vetolujuus f_{ctm} (Pajari, 2004a).

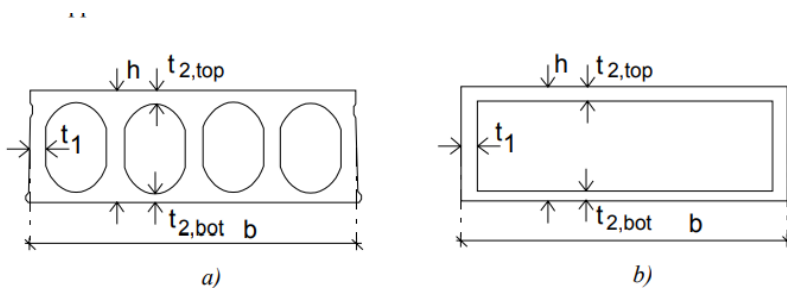
	$f_{ck,C150}$ MPa	E_c GPa	Mean tensile strength MPa	
			EC2	CEB228
ST200 ¹⁾	51.1	33.0	4.13	3.67
ST200E1M	50.2	32.9	4.08	3.64
ST200E2M	43.8	32.0	3.73	3.39
STS200 ²⁾	58.0	34.3	4.49	3.92
ST400 ³⁾	45.4	31.9	3.82	3.46
ST400G	57.3	34.2	4.46	3.90
ST400E1M	60.8	34.8	4.64	4.02

¹⁾ All extruded 200 mm slabs except ST200E1M and ST200E2M

²⁾ Both slipformed slabs

³⁾ All 400 mm slabs except ST400E1M and ST400G

Väännön vaikutuksia analysoitaessa käytettiin yksinkertaistusta, jossa ontelolaatta muutettiin putkimaiseksi poikkileikkaukseksi, kuten kuviossa 24 voidaan nähdä: (Pajari, 2004a, s. 62).



Kuvio 24. a) ontelolaattapoikkileikkaus muutettiin laskujen yksinkertaistamiseksi b) putkimaiseksi poikkileikkaukseksi (Pajari, 2004a)

Maksimaalinen leikkausjännitys $\tau_{t,max}$, joka aiheutuu momentista M_t , voidaan arvioida käyttämällä seuraavaa kaavaa (29): (Pajari, 2004a, s. 62).

$$\tau_{t,max} = \frac{M_t}{W_t} \quad (29)$$

missä kannaksen vääntövastus lasketaan seuraavasti:

$$W_{t1} = 2t_1(h - t_{2,m})(b - t_1) \quad (30)$$

ja alalaipan osalta vääntövastus lasketaan seuraavasti:

$$W_{t2} = 2t_{2,bot}(h - t_{2,m})(b - t_1) \quad (31)$$

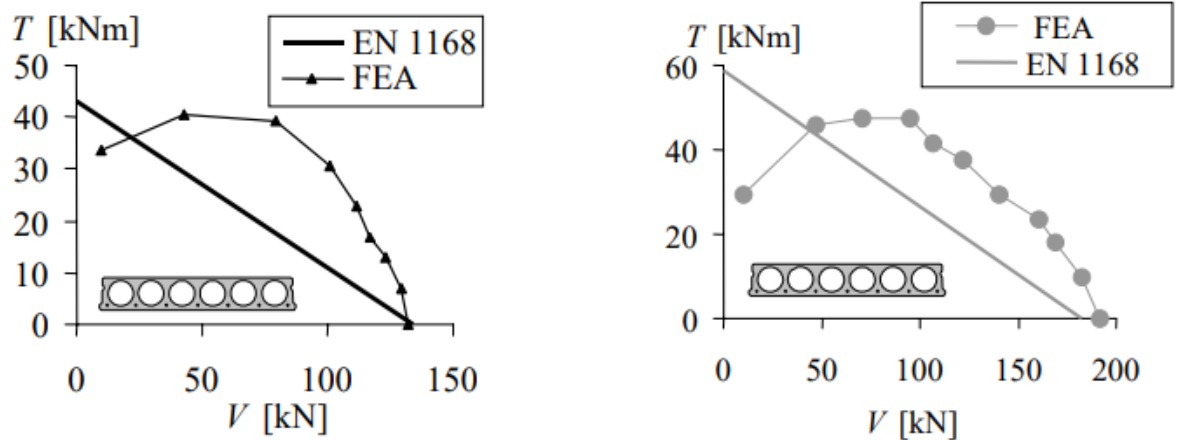
missä

$t_{2,m}$ on $t_{2,top}$ ja $t_{2,bot}$ keskiarvo, kuten kuvasta 25 voidaan nähdä (Pajari, 2004a, s. 62).

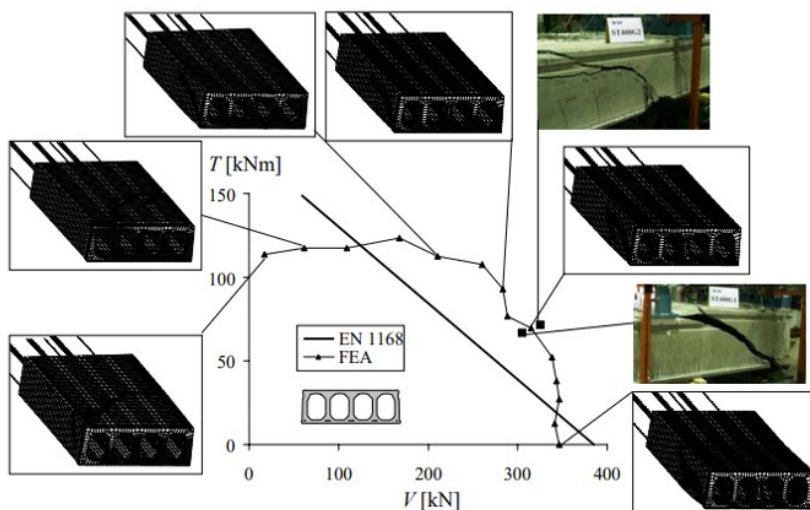
Pajari huomasi kokeidensa myötä, että kokeissa tapahtui hajontaa, joka voidaan selittää testijärjestelyillä, mutta se miten kiertymän kulmaa mitattiin, ei ole tarkka, koska se vaikutti myös poikittaiseen taipumaan (Pajari, 2004a, s 66–68). Siksi suoritettiin myös puhtaan väännön testejä eikä laattoja altistettu poikittaiselle taipumalle ja näistä testeistä, (ST400G), saatiin luotettavammat tulokset jäykkyydelle. Laatat käyttäytyivät leikkaustesteissä osittain laattoina ja puhtaan väännön testeissä laatat käyttäytyivät palkkeina. Tämän takia ontelolaattojen pohjalaippojen taipumaa ei pystytä tarkasti ennustamaan, kun mallinnetaan se palkkina, jossa on pituustaipumaa ja kiertymisen vapausasteita. Testeissä ST200E1M, ST200E2M ja ST400E1M jälkivaletut ontelolaatan päät tarjosivat pitkittäistä tukea, joka vähensi laatan taipumaa. Nämä näkyivät vääntöjäykkyydessä, jossa tulokset olivat korkeammat kuin testeissä, jossa käytettiin neopreenilaakerointia.

Testeissä havaittiin, että leikkaus- vääntökestävyyksien välillä tapahtuu epälineaarista vuorovaikutusta sen sijaan että se olisi lineaarista kuten eurokoodi EN 1168:ssa on kuvattu (Broo, 2008, s. 28). Kuten edellä on mainittu, useimmissa leikkaus- ja vääntöyhdistelmissä analyysi antoi suuremman kapasiteetin kuin EN 1168:n menetelmä. Vauriot elementeissä muuttuivat leikkauksen ja väännön suhteen mukaan, ja lopulliset halkeamat vaihtelivat puhtaan väännön aiheuttamista vinoista halkeamista ylälaipassa, leikkaushalkeamiin kannaksissa ja taivutus-halkeamiin laatan alalaipassa. Ennen kuin maksimikuormitusta oli saavutettu, voitiin halkeamia havaita laatoissa. Tämä viittaa jännitysten uudelleen jakautumiseen. Kokeissa arvioitiin myös esijännityksen siirtovyöhykkeen ja leikkausalueen vaikutusta leikkaus- vääntökapasiteettiin. Silloin, kun leikkausalue oli esijännityksen siirtovyöhykkeen ulkopuolella, kapasiteetit olivat suurempia, jollei kuormitus ollut puhdasta vääntöä. Kokeessa myös havaittiin, että

kun leikkausalue oli lyhyempi, se antoi suuremman leikkauskapasiteetin (Kuviot 25 ja 26). Näin ollen on vaikea ennustaa leikkaus-vääntökapasiteettia, johon rajat eivät vaikuta.



Kuvio 25. Leikkaus- ja vääntökapasiteettitaulukot. Vasemman puolimmainen taulukko 200 millimetrin vahvaiselle ontelolaatalle, jossa esijännityksen siirtovyöhyke on leikkausalueen sisäpuolella ja oikeanpuoleinen taulukko 200 millimetriä vahvalle ontelolaatalle, jossa esijännityksen siirtovyöhyke on leikkausalueen ulkopuolella. Jokainen piste on yhden analyysin tulos. FEA tarkoittaa testeissä saatuja tuloksia, EN 1168 on eurokoodin mukaan saadut tulokset (Broo, 2008).



Kuvio 26. Leikkaus-vääntövuorovaikutusdiagrammi 400 millimetrin yksiköille, joissa esijännityksen siirtovyöhyke on leikkausalueen sisällä. Jokainen piste on yhden analyysin tulos; Kuvissa näkyy myös halkeamakuvia heti maksimikuormituksen jälkeen joissakin kuormitus-kombinaatioissa (Broo, 2008).

Joillakin testeillä pystyttiin osoittamaan, että ontelolaattayksikkö voi kantaa suurempia leikkaus- ja vääntövoimia silloin kun se on sijoitettu lattiarakenteeseen, kuin silloin kuin sitä selitetään pelkästään kuormien jakautumisella naapurielementteihin (Broo, 2008, s. 34). Tämä johtuu siitä, että elementit ovat vuorovaikutuksessa naapurielementtien kanssa ja se antaa suuremman mahdollisuuden jännitysten uudelleenjakautumiseen elementin sisällä.

5.5 Testien tulkintaa

Kun laattojen päitä ei tuettu jälkivalulla, testeistä saadut tulokset johtivat merkittävästi alhaisempaan kantavuuteen ja näennäiseen vääntöjäykkyyteen verrattuna laattoihin, joiden päät oli jälkivalettu, päät oli tuettu jäykällä tukirakenteella laatan alla olevalla laastityynyllä tai näiden yhdistelmällä (Pajari, 2004a, s. 74). Kun tarkastellaan kokeita, joissa laatan päätä ei ollut jälkivalettu ja se oli tuettu neopreenityynyllä, syy ennenaikaiseen vaurioitumiseen olivat pitkitäisvauriot laatan päässä poikittaisen taivutuksen seurauksena tuesta. Pitkittäisvaurioita havaittiin yleensä onteloiden yläpuolella tai alla. Nämä halkeamat katkaisivat yhden tai kaksi kannasta lopusta, joka aiheutti sen, että laatasta tuli liian heikko kestämiään kuormitusta. Näitä testejä ei voida hyödyntää tapauksiin, joissa laatan päät on jälkivalettu ja sidottu raudoituksiin ympäröiviin rakenteisiin, vaan tuloksia voidaan käyttää tietokonemallien kalibrointiin tapauksissa, joissa laskentamallilla voidaan simuloida myös poikittaista taivutusta. Siksi otetaan huomioon tulokset testeistä, joissa laattojen päät on jälkivalettu. Kuvioista 30 ja 32 voidaan havaita ero mitattujen ja laskennallisten tulosten välissä.

400 mm vahvaisilla laatoilla suoritetuista testeistä voitiin havaita, että ne antoivat vastuksia, joka on epävarmalla puolella, kun verrataan nykyiseen eurokoodi EN1168 suunnittelukäytäntöön, mutta varmalla puolella, jos lasketaan Yangin menetelmällä, jonka Pajari mainitsee teoksessaan (Pajari, 2004a, s. 74–75). Testitulosten perusteella lasketut kiertymän jäykkyydet kuitenkin vaihtelivat paljon, kuten voidaan havaita, että esim. Testille ST400E1M havaittu kiertymän jäykkyys oli 5 % alhaisempi, testille ST400G1 47 prosenttia korkeampi ja testille ST400G2 37 % korkeampi kuin ennustettu jäykkyys. (Kuviot 31 ja 32). Mikäli olisi otettu huomioon myös sisäiset kannakset, olisi sekä ennustettu jäykkyys että ennustettu vastustuskyky lisääntyneet. 200 mm vahvuisten laattojen testeissä taas vastustuskyky oli huomattavasti korkeampi kuin eurokoodi EN1168:n mukaan laskettu vastustuskyky. Vastustuskyky kannasten vaurioita vastaan oli 40–90 prosenttia korkeampi kuin kannasten ennustettu

vastustuskyky. (Kuviot 28 ja 29). Vaakasuora rajoitus laatan päissä täytyi vaikuttaa vastustuskykyyn, mutta vaikutus ei voi olla näin suuri. Mikäli kannakset olisi otettu huomioon, olisi se lisännyt vastustuskykyä ja pienentänyt havaittujen ja ennustettujen vastusten välistä eroa. Lisäksi se olisi lisännyt ennustettua kiertymän jäykkyyttä, joka oli alempi kuin havaittu. Tukirakenteilta tulevan pitkittäistuen voidaan ajatella myös lisäävän vastustuskykyä.

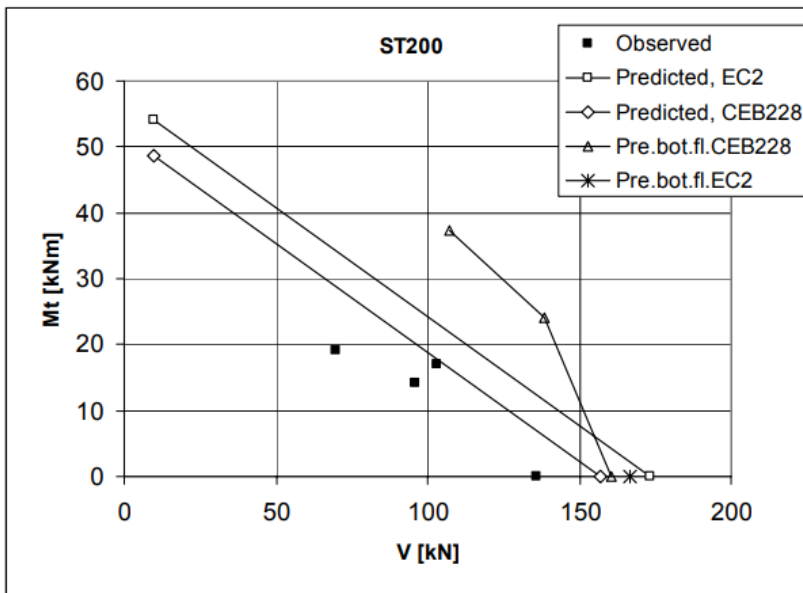
Testeistä havaittiin, että jälkivaletuilla päillä havaitut vastukset antoivat varmemmat vastukset verrattuna tuloksiin, jotka saadaan, kun käytetään yksinkertaista palkkiteoriaa ja yleisiä yksinkertaistuksia (Pajari, 2004a, s. 75). Kuitenkin testeissä paljastui epä johdonmukaisuutta, kun verrataan kiertymän jäykkyyksiä ja havaittua vastuksia, jonka takia voidaan ajatella, että yksinkertainen palkkiteoria on liian karkea mallintamaan ontelolaattaa, joka on altistettu piste-kuormilla lähellä tukea. Taulukosta 6 nähdään havaitut leikkauskestävyydet ja vääntömomentit testeissä, sekä kuvioissa 27–31 havaitut tulokset testeistä verrattuna laskelmilla saatuihin tuloksiin.

Leikkausvahvistetuilla elementeillä tulokset viittaavat siihen, että kuormankantokyky ja halkeamien leveydet ennustetaan varovasti, kun betonin murtumaenergiaa käytetään ainoana kriteerinä määriteltäessä betonin vetovasteen ”pehmeää” osaa, kun puristuslujuuden pieneeminen johtuen poikittaisesta vetolujuudesta on mukana (Broo, 2008, s. 50–51). Tämän takia kuormankantokykyä aliarvioidaan ja halkeamien leveydet yliarvioidaan. Testitulokset paljastivat, että leikkaus- vääntökapasiteettien välillä on epälineaarinen vuorovaikutus, joka ei vastaa eurokoodi EN 1168 kapasiteetin välillä olevaa lineaarista suhdetta ja testien tulokset antoivat myös suurempia kestävyksiä elementtien leikkaus- vääntöyhdistelmille kuin Euroopan standardi. Joissakin testeissä halkeamia havaittiin jo ennen maksimikuormituksen saavuttamista, joka viittaa jännitysten uudelleenjakautumiseen elementissä.

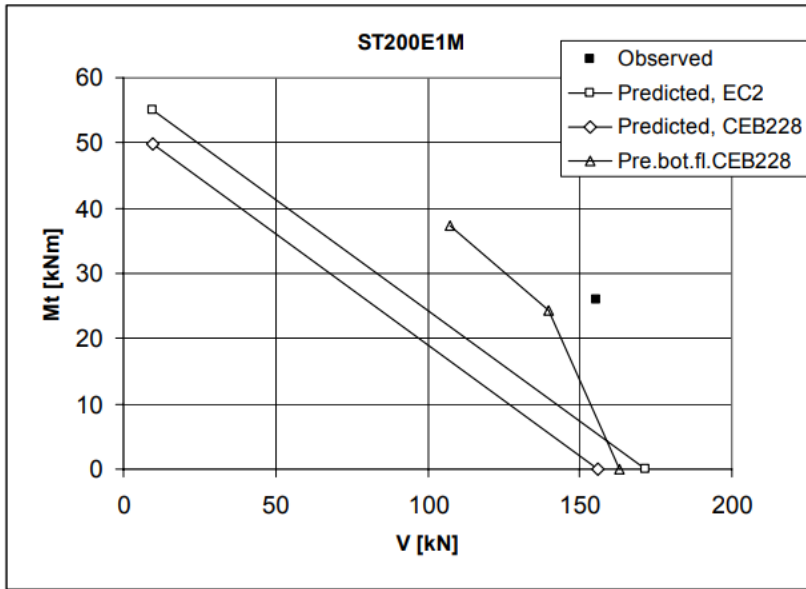
Testejä tehtiin myös kokonaisille ontelolaattalattioille, joissa jokainen yksikkö kuvattiin palkin kanssa ja ontelolaatat yhdistettiin orjasolmuilla poikkileikkauksen nurkista, jotka mahdollistivat puristuksen mutta ei jännitystä (Broo, 2008, s. 51). Näistä kokeista saatiin tuloksia, jotka ovat lähellä laskennallisia tuloksia, kun pitkittäisliitokset mallinnetaan saranoiksi. Eroa tuli vain siinä, että kun käytetään saranoita, vääntömomentti kasvaa. Kun yksiköt ovat kulmistaan kosketuksissa, puristusvoimien epäkeskisyys vähentää vääntömomenttia. Taulukossa 7 on esitettyinä havaitut vääntömomentit ja leikkausvoimat tuella.

Taulukko 7. Havaittu vääntömomentti M_{obs} ja leikkausvoima tuella V_{obs} . (Pajari, 2004a).

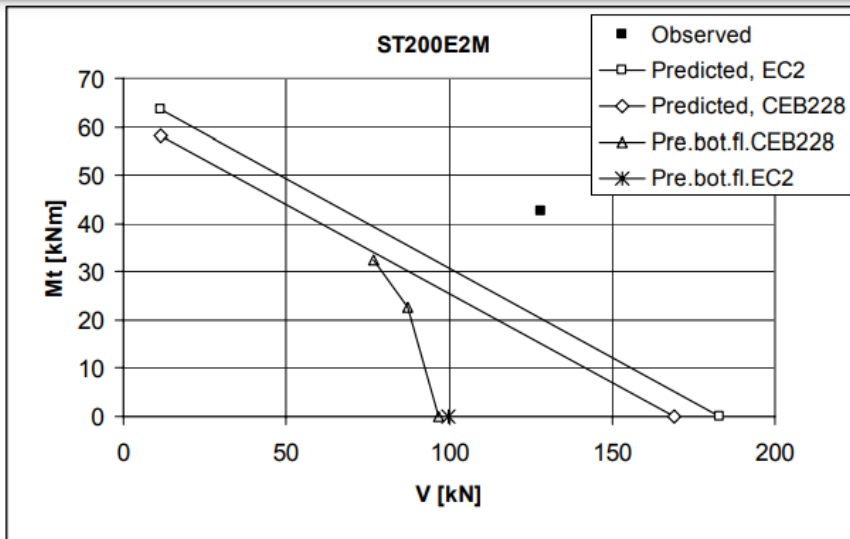
	$M_{t,obs}$ kNm	V_{obs} kN
ST200C	-	135.8
ST200E1a	17.03	103.0
ST200E1b	14.23	95.7
ST200E2	18.95	69.6
ST200E1M	26.02	154.6
ST200E2M	42.44	128.0
STS200C	-	126.3
STS200E1	31.83	130.0
ST400C1	-	238.9
ST400C2	-	251.4
ST400E1	34.92	160.1
ST400E2	38.26	155.5
ST400E1M	64.55	244.5
ST400G1	67.20	305.4
ST400G2	72.06	326.3



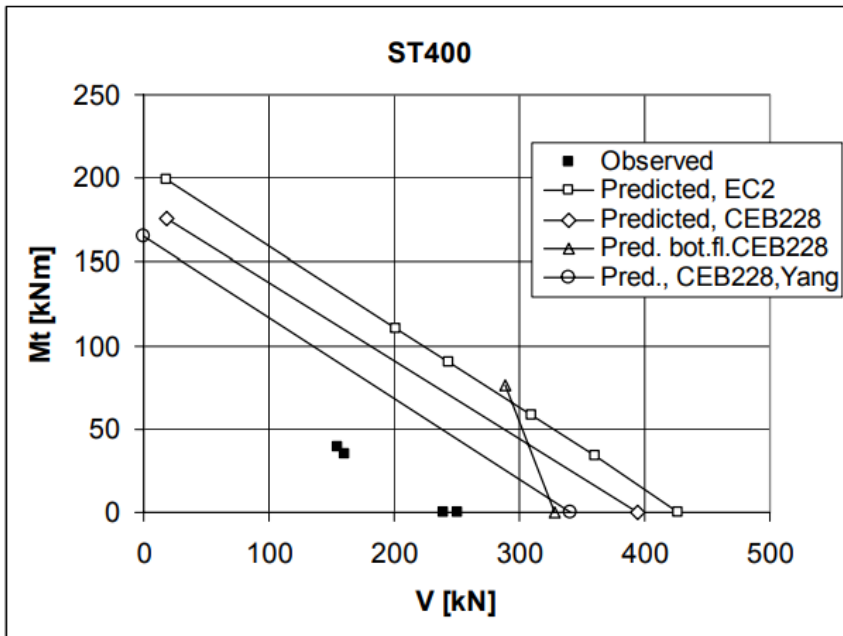
Kuvio 27. Vertailu havaittujen ja laskettujen arvojen välillä, kun laatta oli tuettu neopreenitynyllä (Pajari, 2004a).



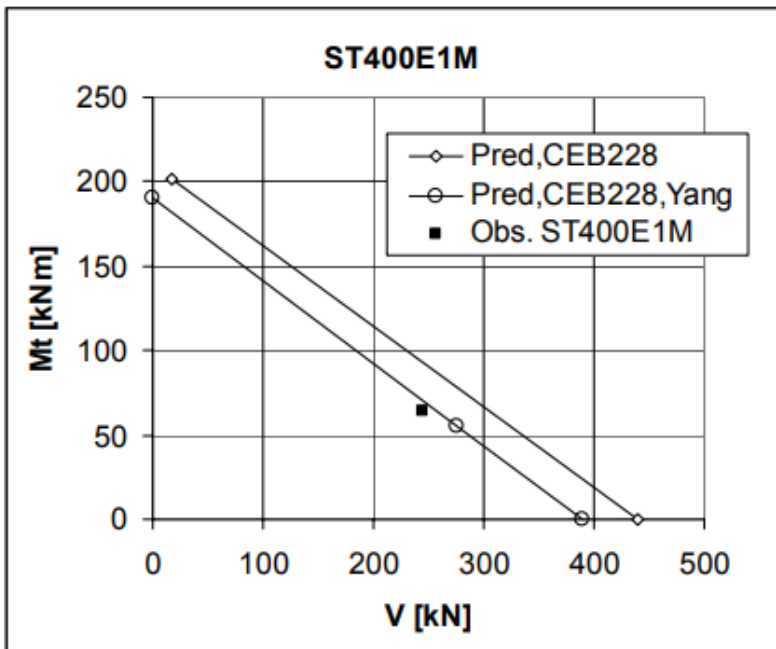
Kuvio 28. Havaittujen ja laskennallisten arvojen vertailu testissä ST200E1M (Pajari, 2004a).



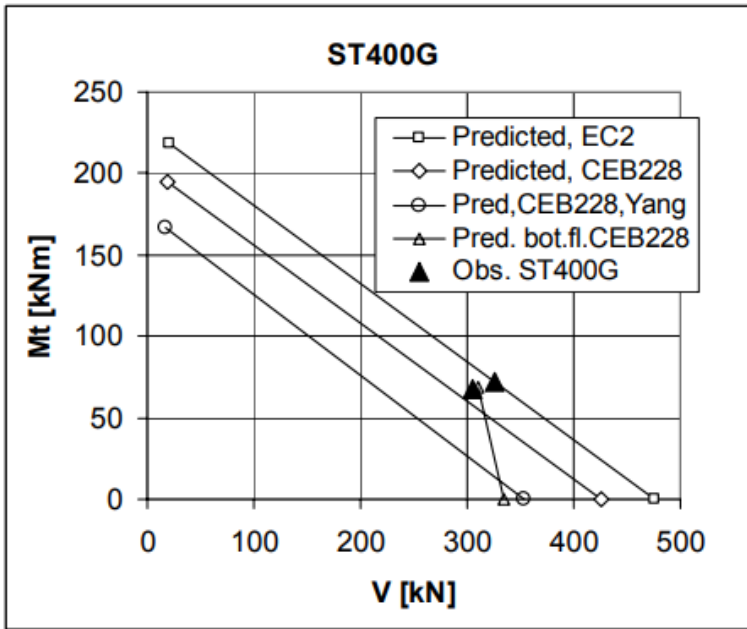
Kuvio 29. Havaittujen ja laskennallisten arvojen vertailu testissä ST200E2M (Pajari, 2004a).



Kuvio 30. Havaittujen ja laskettujen arvojen vertailu, kun laatta oli tuettu neopreenityynillä (Pajari, 2004a).



Kuvio 31. Havaittujen ja laskennallisten arvojen vertailu testissä ST400E1M (Pajari, 2004a).



Kuvio 32. Havaittujen ja laskennallisten arvojen vertailu testissä ST400G (Pajari, 2004a).

6 POHDINTA

Teräsrakenneyhdistyksen lisäohjeessa betoninormikortti EC 18 sanotaan, että:

Jos ontelolaattoja tukevat rakenteet eivät taivu samaa tahtia (esim. OL toinen pää tuettu palkin varaan ja toinen seinän päälle), ontelolaattaan muodostuu myös vääntörasitusta. Väännön vaikutuksen minimoimiseksi saumavalujen kovettumisen jälkeen tapahtuvaa palkin taipumaa tulee rajoittaa esim. arvoon $L/600 \dots L/1000$ ". (Teräsrakenneyhdistys, 2021, s.6). "Alustavasti voidaan arvioida, että ontelolaatan uumien pystysuuntainen leikkauskestävyys ei väännön vuoksi heikkene merkittävästi, jos ontelolaattaa tukevan palkin pään kiertymäksi sallitaan enintään puolet ontelolaatan vääntökestävyyttä vastaavasta maksimikiertymästä (Teräsrakenneyhdistys, 2021, s.17).

Teräsrakenneyhdistyksen (2021) julkaisussa ontelolaattojen pään leikkauskestävyyden parantamiseksi tuella esitetään diagrammi palkin pään mitatusta vääntömomentin suhteesta kiertymään ja laskelmat, jossa lasketaan palkille tukeutuvan pään suurinta kiertymää. Diagrammi perustuu vain mitattuun vääntörasitukseen ollen lineaarinen, eikä siinä oteta leikkausrasitusta huomioon.

Häyrisen (2009) mukaan ontelolaatan tukeutuessa palkkiin, syntyy liittovaikutusta varsinkin, kun päihin tehdään saumavalu. Tällöin liittovaikutus on suurempaa, jolloin leikkauskestävyys heikkenee. Kun laatta altistetaan sekä väännölle että leikkausrasitukselle, tutkimusten mukaan kriittinen piste leikkausvoimasta on poikkileikkauksen keskipisteessä ja vääntörasituksesta poikkileikkauksen ympärillä pienentyen keskelle. Näin ollen uloimmat kannakset keräävät suurimmat leikkausrasitukset ja leikkauslujuutta arvioidaan laskemalla leikkauksesta ja väännöstä aiheutuvat leikkausjännitykset yhteen. Broo (2008) väitöskirjassaan esitti, että ontelolaattojen leikkaus-vääntökestävyys on epälineaarista ja havaitut vauriot ontelolaatoissa muuttuivat leikkauksen ja väännön suhteen mukaan. Lisäksi lattiarakenteissa, jossa ontelolaatta saumataan yhteen toisten ontelolaattojen kanssa, laatan väliset liitokset halkeilevat, laattojen oletetaan toimivan saranoina ja kuormituksen jakaantuessa laatalta toiselle syntyy vääntömomenttia. Vääntömomentista aiheutuu pitkittäisten saumojen kosketusvoimia ja kosketusvoimista vastakkaissuuntainen vääntömomentti.

Pajari (2004a) tutki 15 ontelolaattaa altistaen ne vääntö- ja leikkausrasitukselle. Testeistä saatiin tulokseksi pääasiassa turvallisella puolella olevia tuloksia verrattaessa niitä laskennallisiin tuloksiin. Taulukosta kolme, jossa on esitetty testien tuloksia, voidaan havaita että 200 millimetrin vahvuisille laatoille, joilla on sama epäkeskisyys, on halkeilu tapahtunut miltei samoissa kannaksissa ja miltei samalla kuormituksella. Testissä ST200E2 ja ST200E2M epäkeskisyys on suurin, jolloin voidaan olettaa, että laattaan on saatu suurempi väännön osuus

verrattuna leikkaukseen. Tällöin laatta on kestänyt vähiten kuormitusta (64,4kN valamaton ja 133.5kN jälkivalettu). Näissä testeissä valamattoman ontelolaatan halkeamat ovat olleen ensimmäisessä kannaksessa ja jälkivaletussa laatassa on huomattu selvä leikkaus- ja vääntöhalkeamien yhteisvaikutus, kun laatassa on tapahtunut pystysuora pettäminen. Tuenta siis vaikutti suuresti tuloksiin. Tuloksiin vaikutti myös punosten paikat suhteessa kuormitukseen, kuormituksen epäkeskisyys, ja tukirakenteilta tuleva pitkittäistuki. Pajarin tutkimat laatat olivat 7 metriä pitkiä ja 1200 millimetriä leveitä, sekä 200 millimetrin ja 400 millimetrin paksuisia. Tuloksista havaittiin, että suurin osa (pehmeää tukea lukuun ottamatta) 200 millimetrin vahvuisista ontelolaatoista oli laskennan varmalla puolella, mutta 400 millimetrin laatat antoivat kantavuudeltaan huonompia tuloksia. Taulukon 3 mukaan 400 millimetrin vahvuisilla laatoilla kuormituskestävyys väheni epäkeskisyyden kasvaessa, jolloin oletettavasti vääntörasituksen osuus kasvoi.

Laskennassa Pajari (2004a) muutti ontelorakenteen putkimaiseksi, eikä sisäkannaksia otettu huomioon, jolloin voidaan laskennan tulosten olevan varmalla puolella. Pajarin tutkimustuloksista havaitaan, että leikkaus- vääntörasituksessa ontelolaatan kestävyys on epälineaarista riippuen leikkauksen ja väännön osuudesta rasitukseen. Kun kestävyteen vaikuttavat lisäksi esijännitetyjen punosten ja kuorman epäkeskisyyden paikat sekä betonin vetokestävyys ja betonin jälkihoito, sekä viruma ja kimmokerroin, ei tämän opinnäytetyön tiimoilta pysty tekemään laskentataulukkoa, missä lasketaan leikkaus-vääntökestävyys, ilman että lisätutkimuksia ontelolaatoille. Lisätietoa tarvittaisiin leikkauksen ja väännön osuudesta rasituksessa.

Pajarin (2004a) testeissä on havaittu, että ontelolaatoissa tapahtui mikrohalkeamia jo ennen lopullista lujuuden menetystä jo jonkin verran pienemmillä kuormituksilla, mikä Broon (2008) mukaan aiheutuu voimien uudelleen järjestäytymisestä elementissä. Taulukosta 3 voidaan nähdä millä kuormilla on syntynyt näkyviä vaurioita ja jo nämä arvot poikkeavat jonkin verran maksimikuormituksesta. Kuitenkin mikrohalkeamat ilmeisesti syntyvät jo ennen näitä havaittuja halkeamia. Tällä voitaisiin selittää, miksi taipumaa halutaan rajoittaa $L/600$... $L/1000$.

Koska tämän opinnäytetyön tiimoilta ei pystytä selventämään leikkaus- vääntörasituksen vaikutusta laatoilla, vaikutuksen ollessa epälineaarinen, pyritään liitteessä 1 selventämään TRY:n 2021 julkaisussa ollutta laskentamallia palkin taipumalle, kun kyse on pelkästä väännöstä.

LÄHTEET

Anstar. (23.2.2024). S-beam [kuva]

<https://www.anstar.fi/tuotteet/a-beam/a-beam-s/>

Betoniteollisuus. (i.a.). betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan.

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/haku?term=taipuma>

Broo, H. (2008). Shear and Torsion in Concrete Structures. Non-Linear Finite Element Analysis in Design and Assessment. [Väitöskirja, Chalmersin yliopisto, Göteborg, Ruotsi.]

<https://core.ac.uk/download/pdf/70574784.pdf>

Elementtisuunnittelu. (24.3.2023a). Matalapalkit.

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/palkit/matalapalkit>

Elementtisuunnittelu. (6.6.2023b). Runkorakenteet

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/laatat/ontelolaatat>

Elementtisuunnittelu. (29.9.2020). Toimisto- ja liikerakennukset.

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/rakennejarjestelmat/toimisto-ja-liikerakennukset>

Häyrinen, P. (2009). matalapalkkien suunnittelu.

Betoni 2/2009

Iho, J. & Myllymäki, J. (2016). Betonirakenteet, exercise 3. [kuva] [Tampereen yliopisto]

http://www.ffholm.com/rakmit/Betonirakenteet_HT3_Laskelmat.pdf

Lujabetoni. (25.8.2020). Ontelolaattojen suunnitteluohje.

<https://www.luja.fi/app/uploads/sites/2/2020/09/Luja-ontelolaattojen-suunnitteluohje-2020.pdf>

Pajari, M. (2004a). Shear-torsion interaction tests on single hollow core slabs.

[VTT RESEARCH NOTES 2275]

<https://www.vttresearch.com/sites/default/files/pdf/tiedotteet/2004/T2273.pdf>

Pajari, M. (2004b). Pure torsion tests on single hollow core slabs.

[VTT RESEARCH 2273]

<https://www.vttresearch.com/sites/default/files/pdf/tiedotteet/2004/T2273.pdf> (Kuva)

Rakennusmestarit- ja insinöörit AMK RKL ry. (2022). Rakentajain kalenteri.

Rakennusmestarit- ja insinöörit AMK RKL ry.

Ramboll (i.a.).

www.ramboll.com

Suikka, A. (2006). Matalapalkkien suunnittelu ja asentaminen.

Betoni 3/2006.

Teräsrakenneyhdistys ry. (2/2021). Ontelolaatanpään leikkauskestävyyden parantaminen joustavalla tuella. [tekninen julkaisu]

https://www.terasrakenneyhdistys.fi/document/1/1109/03c94e3/TRY_tekn_julkaisu_2_2021_kansilla.pdf