



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

**MIKKO PELTOMAA**  
**BETONI-TERÄS -LIITTORAKENTEIDEN SUUNNITTELU**  
**EUROKOODIEN MUKAAN**

Diplomityö

Tarkastajat: prof. Ralf Lindberg  
TKT Vesa Järvinen  
TKL Olli Saarinen

Tarkastajat ja aihe hyväksytty  
Rakennetun ympäristön tiede-  
kuntaneuvoston kokouksessa  
8.10.2008



# TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

**PELTOMAA, MIKKO:** Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan

Diplomityö, 177 sivua, 71 liitesivua

Elokuu 2009

Pääaine: Rakennetekniikka

Työn tarkastajat: prof. Ralf Lindberg, TkT Vesa Järvinen, TkL Olli Saarinen

Avainsanat: Eurokoodi 4, liittorakenteet, betoni-teräs, varmuustaso

Eurokoodit ovat EN-standardeina julkaistavia rakenteiden kantavuutta koskevia ohjeita. Yhdessä kansallisten liitteiden kanssa ne korvaavat vuonna 2010 lähes kaikki kantavien rakenteiden suunnittelua koskevat EU:n jäsenvaltioiden kansalliset ohjeet. Tämä diplomityö vastaa Eurokoodien käyttöönottoon liittyvään haasteeseen betoni-teräs-liittorakenteiden osalta käsittelemällä standardien EN 1994-1-1 ja EN 1994-1-2 mukaista käyttölämpötila- ja palomitoitusta. Työn rakenne perustuu päällekkäisen liittopalkin, liittopilarin ja liittolaatan käsittelyyn omina kokonaisuuksinaan.

Työn ensisijainen käyttötarkoitus on toimia Eurokoodi 4:n käyttöönottoa helpottavana suunnitteluohjeena, joka huomioi suomalaiset käytännöt. Liittorakenteiden toimintaperiaatteita käsittelevän luvun ja laskentaesimerkkien ansiosta työ soveltuu myös opiskelumateriaaliksi. Työn tavoitteena on selvittää varmuustasossa ja laskentamenetelmissä tapahtuvia muutoksia suhteessa vanhaan liittorakenteiden suunnitteluohjeeseen by26 ja sovellusohjeeseen by36. Suhteellisten muutosten havaitsemiseksi tehdään sekä analyttisiä että parametrisia vertailuja, mutta laskentatulosten pätevyyden selvittämiseksi hyödynnetään myös tieteellisissä julkaisuissa esitetyjä koekuormitustuloksia.

Rakennesaasta riippumatta osasyynä miltei kaikkiin murtorajatilamitoituksen tuloksissa tapahtuviin muutoksiin on teräksen materiaaliosavarmuuskertoimen alentuminen arvoon 1,0. Eurokoodi 4:n mukaisessa liittopalkkien ja -laattojen mitoituksessa on lisäksi havaittavissa murtorajatilakeskeisyyden, jäykkäplastisen materiaalmallin ja osittaisen leikkausliitoksen korostuminen. Palkkien mitoituksessa nämä johtavat aiempaa alhaisempiin liitinmääriin. Liittolaattojen kestävyyksissä ei tapahdu vastaavaa kasvua, mutta leikkausliitoksen analysointiin tarkoitettu osittaisen liitoksen menetelmä määritellään selkeämmin kuin by36:ssa. Käyttörajatilasuureiden kuten taipumien ja jännitysten tarkastelua on Eurokoodi 4:ssä yksinkertaistettu. Vapaasti tuetuilla rakenteilla varmuus ei kuitenkaan kasva, vaan käyttörajatilan käyttöasteet päinvastoin pienentyvät.

Yhteisvaikutuskäyrään perustuva liittopilaripoikkileikkauksen tarkastelu selkeytyy by36:n esittämästä. Lisäksi Eurokoodi 4:n mukainen keskimäärin kuormitetun liittopilarin analysointimenetelmä on onnistuneesti harmonisoitu teräspilaria koskevan menetelmän kanssa. Liittopilareiden laskennallisen kestävyyskasvu on merkittävää, varmuus voi lisääntyä vain voimakkaasti raudoitettujen poikkileikkausten tapauksessa. Betonitäytteen teräspalkkipilarin mitoituksessa usein määrääväksi muodostuva palomitoitus ei puolestaan onnistu ilman polttokokein kalibroituja parametreja. Standardi EN 1994-1-2 kärsii muutenkin lievästä sekavuudesta ja viimeistelemättömyydestä. Jopa sen esittämien laskentamenetelmien oikeellisuus on herättänyt epäilyjä.

Eurokoodi 4 tarjoaa puutteistaan huolimatta by:n ohjeita yhtenäisemmän ja kattavamman suunnitteluohjeiston liittorakenteiden analysointiin. Kun vaakarakenteiden käyttörajatilatarkastelut ja liittopilareiden palomitoitusta koskevat puutteet tunnistetaan ja huomioidaan, voidaan Eurokoodi 4:n käyttöönotto toteuttaa hallitusti.

## ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

**PELTOMAA, MIKKO:** Design of Composite Steel and Concrete Structures According to Eurocodes

Master of Science Thesis, 177 pages, 71 Appendix pages

August 2009

Major: Structural Engineering

Examiners: Professor Ralf Lindberg, Dr.Sc. Vesa Järvinen, Lic.Sc. Olli Saarinen

Keywords: Eurocode 4, Composite structures, Steel-concrete, Level of safety

The EN Eurocodes are a series of EN Standards which will become the reference design code in EU Member States. Eurocodes are meant to harmonize the level of safety in construction in Europe by replacing national building codes in 2010. Local circumstances are allowed for by National Annexes. This master's thesis deals with design of composite steel and concrete structures and thus makes the implementation of Eurocodes EN 1994-1-1 and EN 1994-1-2 easier. The body of this thesis consists of discrete sections in which composite beams, columns and slabs are treated separately.

This thesis is primarily designed for use as a Finnish design manual for composite structures. Thanks to theory section and calculation examples it can also be used as a study material. The objective is to establish differences in the level of safety between Eurocode 4 and preceding Finnish design guides by26 and by36. In addition to analytical and parametrical analyses, comparisons between the results of Eurocode 4 and international test loadings are carried out in order to obtain information about correctness of the new calculation methods.

Regardless of structural member under consideration most of the changes occurring in ultimate limit state have something to do with the partial safety factor of structural steel decreasing from 1.1 to 1.0. Other significant change in design of composite beams and slabs is that rigid plastic material model, partial shear connection and significance of ultimate limit state are emphasized. This reduces the amount of shear connectors in beams but does not lead to major changes in design of slabs. Although service limit state analyses are simpler according to Eurocode 4, deflections and stresses tend to increase. This is critical especially in the case of simply supported structures.

In Eurocode 4 the analysis of composite column is based on an interaction curve but the procedure is more logical than in by36. Resistance of composite member in axial compression can also be calculated with a method similar to one of steel column introduced in Eurocode 3. This kind of harmonization is in accordance with the objectives of Eurocodes in general. Resistances of composite columns increase significantly and the level of safety is usually higher only in the case of heavy reinforcement. Fire design often dominates the design of composite columns but before EN 1994-1-2 can be applied to concrete filled hollow sections, some burning tests must be carried out in order to determine certain reduction coefficients. This is only one example of the problems and unfinished nature of the standard EN 1994-1-2. Even the correctness of its calculation methods has raised discussion.

Despite of its defects Eurocode 4 provides more uniform and extensive instruction system for composite construction than by26 and by36. By recognizing the flaws related to service limit state analyses of beams and slabs and fire design of columns, the implementation of Eurocode 4 can be carried out in a controlled way.

## ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Tampereen teknillisen yliopiston rakennustekniikan laitokselle osana laajempaa kokonaisuutta, jossa on aiemmin käsitelty betonin, teräksen ja puun osalta eurokoodien mukaista kantavien rakenteiden mitoitus. Työn tarkastajina ovat toimineet professori TkT Ralf Lindberg sekä TkT Vesa Järvinen ja TkL Olli Saarinen. Työn ohjausryhmään kuului tarkastajien lisäksi DI Seppo Suuriniemi.

Haluan osoittaa ohjausryhmän jäsenille suurimmat kiitokset mahdollisuudesta ja käytännön puitteiden tarjoamisesta tämän diplomityön tekemiseen. Lisäksi kiitän heidän antamistaan neuvoista sekä ohjauksesta, joka on sallinut itsenäisten ja luovien ratkaisujen toteuttamisen. Tahdon myös osoittaa arvostukseni sitä työtä ympärillä vallinnutta ilmapiiriä kohtaan, jossa olen voinut kokea työpanostani ja osaamistani arvostettavan.

Erityiskiitoksen on ansainnut professori TkT Matti Leskelä Oulun yliopiston teknillisen mekaniikan laboratorion, joka vaivojaan säästelemättä on kommentoinut työni sisältöä. Kiitos myös DI Timo Leppäselle, DI Pekka Tuoviselle ja RI Antti Simolalle, joiden teräs- ja liittorakenteiden suunnitteluun liittyvää käytännön kokemusta olen saanut diplomityötä tehdessäni hyödyntää.

Kiitos perheelleni ja avopuolisolleni Heidi Virkille, jotka ovat väsymättä kannustaneet ja tukeneet minua ei pelkästään tätä diplomityötä tehdessäni, vaan koko opiskelurani aikana.

Tampereella 31. heinäkuuta 2009

Mikko Peltomaa



# SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	1
1.1	Työn tausta.....	1
1.2	Tavoitteet.....	2
1.3	Rajaus .....	3
1.4	Tutkimusmenetelmät ja tuotokset.....	4
2	LIITTORAKENTEIDEN TOIMINTA .....	5
2.1	Rakennustapa ja kuormitushistoria.....	6
2.2	Poikkileikkaussuureet .....	7
2.2.1	Materiaaliominaisuudet.....	8
2.2.2	Aksiaalijäykkyys .....	9
2.2.3	Muunnettu poikkileikkaus .....	10
2.2.4	Taivutusjäykkyys .....	10
2.3	Leikkausliitos .....	12
2.3.1	Leikkausjännitys ja leikkausvuo.....	13
2.3.2	Liukuma.....	15
2.3.3	Leikkausliitoksen aste.....	17
2.3.4	Leikkausliittimien sitkeys .....	19
2.4	Taivutuskestävyys .....	21
2.5	Liittopilarit .....	23
2.5.1	Taivutusjäykkyys .....	24
2.5.2	Keskinen kuormitus.....	26
2.5.3	Yhdistetty puristus ja taivutus .....	28
2.6	Liittolaatat .....	32
2.6.1	Murtotavat ja käyttäytymismallit.....	33
2.6.2	Leikkausvoimakestävyyden laskenta m–k-menetelmällä .....	35
2.6.3	Osittaisen liitoksen menetelmä.....	36
2.6.4	Taivutusjäykkyys ja -kestävyys.....	38
3	KUORMAT JA MATERIAALIT .....	40
3.1	Suunnitteluperusteet ja kuormat .....	40
3.1.1	Kuormien yhdistely .....	41
3.1.2	Palotilanne.....	42
3.1.3	Toteuttamisen aikaiset kuormat.....	44
3.2	Materiaaliominaisuudet.....	45
3.2.1	Betoni ja betoniteräs.....	45
3.2.2	Rakenneteräs.....	46
3.2.3	Liittimet.....	46
3.2.4	Liittolevyt .....	47
3.3	Materiaaliosavarmuusluvut.....	48

4	RAKENNEANALYYSI .....	49
4.1	Voimasuureiden laskenta .....	49
4.1.1	Lineaarinen ja toisen kertaluvun analyysi.....	50
4.1.2	Kimmenteorian mukainen kokonaistarkastelu .....	51
4.1.3	Jäykkäplastinen kokonaistarkastelu .....	52
4.2	Betonilaipan toimiva leveys .....	52
4.3	Poikkileikkausten luokitus.....	55
4.3.1	Betonilla ympäröityjen poikkileikkausten luokitus .....	56
4.3.2	Poikkileikkausluokkien vertailu: EC4 ja by26.....	58
5	LIITTOPALKIT.....	61
5.1	Positiivinen taivutuskestävyys .....	62
5.1.1	Plastinen taivutuskestävyys .....	63
5.1.2	Osittainen leikkausliitos .....	67
5.1.3	Kimmenteorian mukainen taivutuskestävyys.....	72
5.2	Negatiivinen taivutuskestävyys.....	73
5.3	Leikkauskestävyys.....	74
5.3.1	Plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys.....	74
5.3.2	Leikkauslommahduksen huomioiva leikkauskestävyys.....	75
5.3.3	Yhdistetty taivutus ja leikkaus .....	76
5.4	Leikkausliitos .....	77
5.4.1	Liitoksen mitoitus.....	79
5.4.2	Liittimien sijoittelusäännöt .....	81
5.4.3	Liittimien kestävyys .....	82
5.4.4	Irtileikkautuminen .....	86
5.5	Stabiilius .....	90
5.5.1	Kiepahdus .....	91
5.5.2	Uuman lommahtaminen ja paikallinen puristus .....	98
5.6	Käyttörajat.....	98
5.6.1	Jännitykset .....	99
5.6.2	Taipumat .....	100
5.6.3	Betonin halkeilu.....	106
6	LIITTOPIILARIT .....	110
6.1	Analyysimenetelmät .....	111
6.2	Puristuskestävyys.....	113
6.2.1	Tyssääntymiskuorma .....	113
6.2.2	Keskisesti kuormitetun pilarin nurjahduskuorma .....	115
6.3	Normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutus .....	118
6.3.1	Taivutus yhden akselin suhteen .....	118
6.3.2	Vino taivutus.....	124
6.3.3	Poikittaisten leikkausvoimien vaikutus.....	126
6.4	Leikkausliitos ja kuormien siirtyminen.....	126



6.5	Suunnitteluprosessi .....	129
<b>7</b>	<b>LIITTOLAATAT .....</b>	<b>131</b>
7.1	Rakenneanalyysi .....	132
7.2	Liittolevyn kestävyys muottina .....	135
7.3	Murtorajatila .....	135
7.3.1	Taivutuskestävyys .....	135
7.3.2	Liitoksen leikkausvoimat .....	140
7.3.3	Leikkauskestävyys .....	142
7.3.4	Lävistyskestävyys .....	142
7.4	Käyttörajatilat .....	142
7.4.1	Betonin halkeilun rajoittaminen .....	143
7.4.2	Taipumat .....	143
7.5	Suunnitteluprosessi .....	144
<b>8</b>	<b>PALOMITOITUS .....</b>	<b>145</b>
8.1	Heikentyneet materiaaliominaisuudet .....	146
8.1.1	Rakenne- ja betoniteräs .....	146
8.1.2	Betoni .....	148
8.2	Taulukkomitoitus .....	149
8.2.1	Osittain betonilla ympäröity liittopalkki .....	151
8.2.2	Liittopilari .....	152
8.2.3	Liittolaatta .....	153
8.3	Laskennallinen mitoitus .....	154
8.3.1	Vaakarakenteet .....	155
8.3.2	Betonitäytteinen teräsputki-liittopilari .....	161
<b>9</b>	<b>PÄÄTELMÄT .....</b>	<b>167</b>
9.1	Muutokset mitoitusprosessissa ja varmuustasossa .....	168
9.2	Tavoitteiden saavuttaminen .....	171
9.3	Jatkokehitystoimenpiteet .....	172
	<b>LÄHTEET .....</b>	<b>174</b>
	<b>LIITTEET .....</b>	<b>178</b>

## TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

<b>Liittorakenneosa</b>	Kantava rakenneosa, jossa on betonista ja teräksestä valmistettuja komponentteja toisiinsa liitettyinä siten, että liitoksissa betonin ja teräksen välinen pitkittäinen liukuminen sekä komponenttien irtoaminen toisistaan pysyy rajallisenä.
<b>Leikkausliitos</b>	Liittorakenneosan betoni- ja teräskomponenttien välinen liitos, jolla on riittävä lujuus ja jäykkyys, jotta kokonaisuutta voidaan käsitellä yhdessä toimivana.
<b>Täydellinen leikkausliitos</b>	Liitos, jonka kestävyyttä kasvattamalla ei voida kasvattaa rakenneosan taivutuskestävyyttä.
<b>Liittovaikutus</b>	Rakenneosan toimintatapa betonin kovettumisen jälkeen, kun leikkausliitos on tullut toimivaksi.
<b>Yhteistoiminnan aste</b>	Liitoksen jäykkyyden suhde yhdistettyyn teräs- ja betoniosan jäykkyyteen.
<b>Liittopalkki</b>	Pääasiassa taivutettu liittorakenneosa.
<b>Liittopilari</b>	Pääasiassa puristettu tai puristettu ja taivutettu rakenneosa.
<b>Liittolaatta</b>	Laatta, jossa liittolevyt toimivat sekä paikalleen jäävänä betonimuottina että valmiin liittorakenteen vetoraudoitukseksi.
<b>Tuettu rakennustapa</b>	Rakennustapa, jossa teräsrakenne tuetaan betonin kovettumiseen asti, jolloin liittovaikutus koskee kaikkia rakenteeseen kohdistuvia kuormia.
<b>Tukematon rakennustapa</b>	Rakennustapa, jossa teräsrakenne kantaa rakenteeseen ennen betonin kovettumista kohdistuvat kuormat, jolloin liittovaikutus ei koske rakenteiden omia painoja.
<b>ULS</b>	Ultimate Limit State = Murtorajatila
<b>SLS</b>	Service Limit State = Käyttörajatila
<b>NA</b>	National Annex = kuhunkin eurokoodiin liittyvä kansallinen liite

# 1 JOHDANTO

Suomen rakentamismääräyskokoelman B-osan sisältämät kantavien rakenteiden suunnitteluun liittyvät viranomaisohjeet korvataan 1.4.2010 alkaen eurokoodeilla, jotka ovat EN-standardeina julkaistavia rakenteiden kantavuutta koskevia yhteiseurooppalaisia teknisiä ohjeita. Eurokoodit sisältävät sekä velvoittavia periaatesääntöjä että ohjeistavia soveltamissääntöjä. Jokainen eurokoodit käyttöönotettava maa laatii myös omat kansalliset liitteensä (NA) eurokoodien eri osiin. Liitteissä tehdään EN-standardien erikseen määrittelemät kansalliset valinnat, joilla voidaan ottaa huomioon kunkin maan paikalliset olosuhteet. Suomessa standardien julkaisusta huolehtii SFS ja kansallisten liitteiden laatimisesta ympäristöministeriö. Siltarakenteisiin liittyvien eurokoodien kansallisista liitteistä vastaa Tiehallinto. [1.]

Syynä eurokoodien käyttöönottoon on pyrkimys suunnittelukäytäntöjen yhdenmukaistamiseen ja kilpailun esteiden poistamiseen EU:n sisämarkkinoilla. EU-maiden sisäisen yhteistyön ja vuosikymmenten valmistelutyön tuloksena syntyneet eurokoodit tarjoavat lisäksi paljon rakentamismääräyskokoelman B-osaa kattavamman ohjeiston rakenteiden suunnitteluun. [1.]

Tässä työssä syvennyttään standardien EN 1994-1-1 ja EN 1994-1-2 mukaiseen betoni-teräs -liittorakenteiden rakennesuunnitteluun ja mitoitukseen. EN 1994-1-1 kattaa yleiset ja rakennuksia koskevat säännöt ja EN 1994-1-2 rakenteellisen palomitoituksen yleiset säännöt. Standardin EN 1994-2 siltoja koskevia sääntöjä ei käsitellä, mutta tämän diplomityön aihealueen hallitseminen auttaa myös siltarakenteita koskevan liittorakenne-eurokoodin omaksumisessa. Tässä työssä on käsitelty myös esistandardia ENV 1994, joka on ollut lopullisen EN-standardin pohjana.

Eurokoodi on terminä suomen kielessä uusi, eikä sen kirjoitusasu ole vielä täysin vakiintunut. Tässä työssä käytetään periaatetta, jonka mukaan puhuttaessa yleisesti eurokoodeista käytetään pientä alkukirjainta. Isolla kirjoitettaessa termi Eurokoodi viittaa standardiin EN 1994-1-1 tai EN 1994-1-2 asiayhteydestä riippuen. Standardin tunnuksen ohella käytetään myös lyhennettä EC varustettuna standardin yksilöivällä numerolla, esimerkiksi EC4. Vaihtoehtoisesti puhutaan myös Eurokoodi 4:stä.

## 1.1 Työn tausta

Liittorakenteet on aiheena siinä mielessä haastava, että myös betonirakenteita koskevan eurokoodin EN 1992, teräsrakenteita koskevan eurokoodin EN 1993 sekä kuormiin ja niiden yhdistelyyn liittyvien eurokoodien EN 1991 ja EN 1990 eri osien tunteminen on kokonaisuuden hallitsemiseksi välttämätöntä. Siksi tämä diplomityö on syytä nähdä osana isompaa kokonaisuutta, jonka puitteissa Tampereen teknillisessä yliopistossa on jo aiemmin valmistunut tärkeimpien rakennusmateriaalien eurokoodien mukaista mitoi-

tusta käsitteleviä diplomitöitä. Niissä on puun, teräksen, teräsbetonin, jännitettyjen betonirakenteiden ja kuormien osalta pyritty selventämään eurokoodien mukaista mitoitusprosessia sekä hahmottamaan varmuustasossa tapahtuvia muutoksia. Tämän työn osalta halusin noudattaa samoja periaatteita pyrkien kuitenkin entistä enemmän käytännön suunnittelua hyödyttävien näkökohtien huomiointiin. Diplomityölle ominainen tieteellinen näkökulma puolestaan asetti lähtökohdat lähdeaineiston valinnalle, rakenteiden toimintaa kuvaavan teorian esittämiselle ja ilmiöiden syihin keskittyvän tutkimusotteen käytölle läpi koko työn.

Suomen rakentamismääräyskokoelma ei ole sisältänyt itsenäistä liittorakenteiden suunnittelua koskevaa osaa. Kansallinen ohjeistuksemme liittorakenteiden osalta on tähän asti perustunut yhdistystason 1980- ja 1990-luvun taitteessa julkaistuihin ohjeisiin by26 [2] ja by36 [3], joiden juridinen asema ja sitovuus eivät ole rakentamismääräyskokoelmaan rinnastettavissa. Eurokoodien myötä tilanne selkiytyy siten, että viranomaisien näkökulmasta EC4:n mukainen suunnittelu takaa automaattisesti liittorakenteen hyväksyttävyyden [4]. Vaikka liittorakenneosa eurokoodeihin sisältyy, ei siihen perustuvaa suomenkielistä käsikirja- tai opetusmateriaalia ole tätä työtä tehtäessä ollut saatavilla. Toisaalta liittorakenteiden suunnittelun osaaminen ei ole ollut vaativuuteensa nähden riittävällä tasolla varsinkaan kokemattomien suunnittelijoiden keskuudessa.

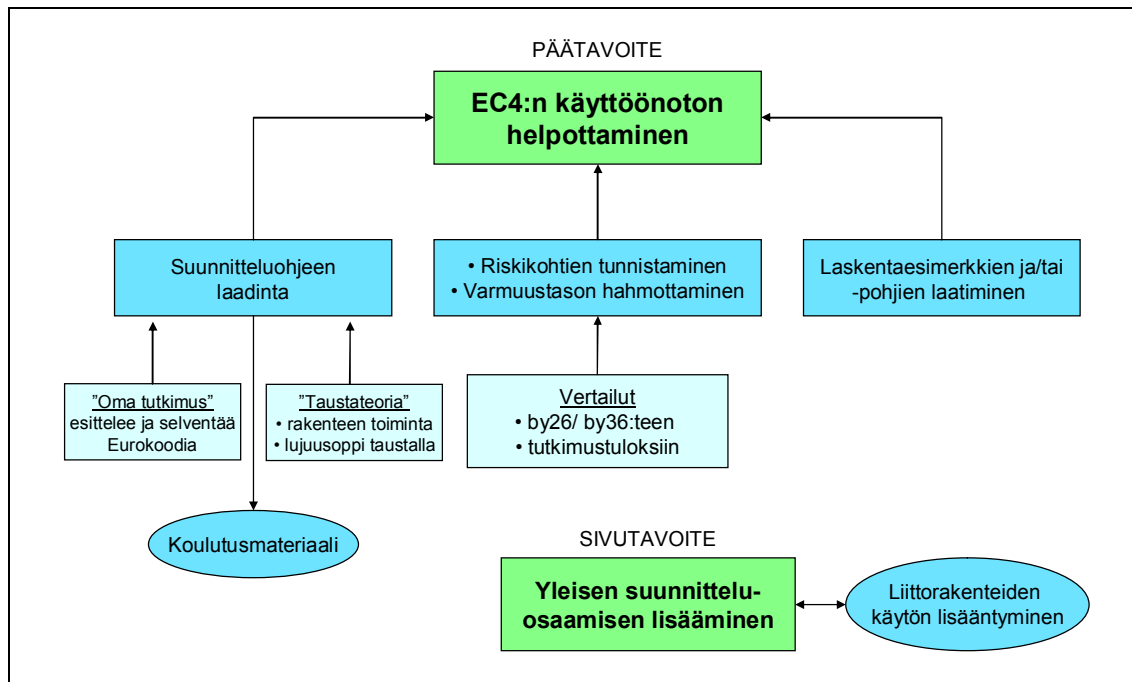
Liittorakenteiden käyttö on Suomessa ollut suhteellisen vähäistä verrattuna esimerkiksi Saksaan tai Iso-Britanniaan. Tähän löytynee selityksiä niin kulttuuriin, taloudellisuuteen kuin koulutukseenkin liittyvistä tekijöistä, mutta se on mielestäni myös merkki liittorakenteiden mahdollisuuksien tuntemattomuudesta ja siten suunnitteluvalmiuksien puutteesta. Nyt kun eurokoodit tarjoavat kattavan ohjeistuksen suunnittelun pohjaksi, tarkoittaa tämän kokonaisuuden osaaminen yksittäiselle suunnittelutoimistolle mahdollisuutta saavuttaa lisäarvoa palvelutarjontaansa. Liittorakenteiden kustannusvaikutuksia on helpompi arvioida ja esittää vaihtoehtoja asiakkaalle, jos suunnitteluosaaminen on korkealla tasolla. Tämän työn aiheeseen sisältyvällä potentiaalilla voi tätä kautta nähdä olevan jopa rakennesuunnittelun arvostusta edistävää vaikutusta.

## 1.2 Tavoitteet

Tämän diplomityön päätavoite on standardien EN 1994-1-1 ja EN 1994-1-2 käyttöönoton helpottaminen rakennesuunnittelun eri osapuolten keskuudessa. Tähän pyritään kyseisiä standardeja esittelevän ja selventävän suunnitteluohjeen laatimisella, jota hyödyntäen ja jonka pohjalta on lisäksi mahdollista tuottaa koulutusmateriaalia alan ammattilaisille.

Alla olevassa kuvassa (*Kuva 1.1*) on esitetty työn hierarkkinen tavoitekaavio. Siitä selviää päätavoitteen saavuttamista tukevat alitavoitteet, joita ovat suunnitteluprosessin riskikohtien tunnistaminen ja varmuustasossa tapahtuvien muutosten hahmottaminen. Riskien toteutumisen estämiseksi pyritään luomaan myös konkreettisia keinoja. Menetelmänä tämän alitavoitteen saavuttamiseksi käytetään sekä teoreettista että laskennallis-

ta vertailua eurokoodin ja vanhan ohjeistuksen laskentatavan välillä. Tuloksia pyritään vertaamaan myös kansainvälisiin koekuormitustuloksiin.



**Kuva 1.1** Tavoitekaavio.

Kolmantena alitavoitteena on laatia suunnitteluperusteita valaisevia laskuesimerkkejä. Niiden merkitys lopputuloksen käyttökelpoisuuden kannalta on erittäin suuri, koska insinööritieteissä esimerkkien rooli oppimisessa on keskeinen.

Kvalitatiivisena tavoitteena on ”oman tutkimuksen” tuloksena syntyvän suunnitteluohjeen todellinen käyttökelpoisuus päivittäisenä suunnitteluohjeena. Tämän vuoksi tekstin rakenteelliseen ja kielelliseen selkeyteen on panostettu. Taustateoria ja liittorakenteiden toiminnan esittely eriytetään omaksi itsenäiseksi luvukseen, johon viitataan suunnitteluohjeessa. Tavoitteen saavuttamista palvelee myös laskuesimerkkien sijoittaminen liitteiksi työn loppuun.

Sivutavoitteena on liittorakenteiden yleisen suunnitteluosaamisen kehittyminen ja sitä kautta niiden yleistymisen soveltuvissa kohteissa. Ymmärrän kuitenkin tämän tavoitteen toteutumisen olevan vain toisarvoista ja haluan korostaa tiedostavani yksittäisen diplomityön rajallisen merkityksen rakentamisen laajassa kentässä.

### 1.3 Rajaus

Diplomityöni käsittelee Eurokoodi 4 otsikon mukaisesti vain talonrakennuksen betoni-teräs -liittorakenteita. Esimerkiksi jännitetyn kuori- ja betonisen pintalaatan muodostama liittorakennetta ei siis käsitellä, eikä myöskään betoni-puu -liittorakenteita. Standardin ulkopuolisista aiheista puolestaan sivutaan teräksisen matalapalkin ja laataston yhteistoimintaa yleisellä tasolla ja mitoitusperusteita eurokoodiaikana.

Rakennetyyppien osalta pääpaino pidetään vain Suomessa yleisesti käytetyissä tyypeissä ottaen kuitenkin huomioon myös suunnitteluviennin asettamat vaatimukset. Materiaaliominaisuudet ja eurokoodien mukainen kuormien määrittäminen esitellään tässä työssä vain niiltä osin, kuin liittorakenteiden suunnittelun kannalta on tarpeellista. Muuten hyödynnetään ja viitataan aiempien eurokoodiaiheisten diplomitöiden tuloksiin. Väsymismitoitusta ei käsitellä tässä diplomityössä. Palomitoitus puolestaan nousee merkittävään asemaan varsinkin betonitäyteen teräspalkkiluottopilarin mitoituksessa, jonka osalta palomitoitus on lähes aina määräävä. Luottopilarien muita rakennetyyppejä ei käsitellä lainkaan, koska niitä ei Suomessa käytetä. Liittolaattaa käsitellään vain valmiina liittorakenteena, liittolevyn kestävyys muottina kuuluu EC3:n soveltamisalaan. Liittopalkkien tarkastelun perustana on päällekkäisistä betoni- ja teräsosasta koostuva kaksiosainen poikkileikkaus, jonka betoniosa on jännittämätön.

## 1.4 Tutkimusmenetelmät ja tuotokset

Tämän diplomityön yhteydessä ei voida puhua tutkimuksesta sen perinteisessä merkityksessä. Työn luonne vastaa enemmän teoreettista tutkimus- ja selvitystyötä. Se sisältää piirteitä myös kirjallisuustutkimuksesta ja käytännön suunnittelutyöstä. Pää tavoitteen saavuttamiseksi kokeellinen tutkimus ei yksistään olisi edes tarkoituksenmukainen.

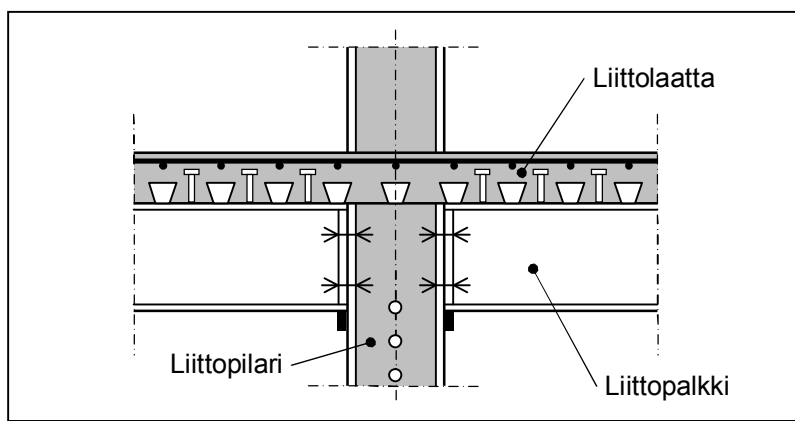
Yhden osan työtä muodostaa Eurokoodi 4 antamien tulosten vertaaminen by26 ja by36 tuloksiin. Tämä ei yksinään paljasta eurokoodin riskikohtia tai mahdollisesti mataltuvaa varmuustasoa, koska vanhat kansalliset ohjeemme perustuvat ECCS:n 1980-luvulla laatimaan Eurokoodi 4:n esiaineistoon. Laskentamenetelmien taustalla olevat teoriat noudattavat siten samoja päälinjoja ja vertailulaskennassa vain kuormien määrittämisen erot korostuisivat. Kuorman määräytymisen tutkiminen ei kuitenkaan ole tämän työn ydinaluetta, joten vastausten löytämiseksi vertailuja tehdään myös kansainvälisiin tutkimus- ja koekuormitustuloksiin.

Työn tärkein tuotos on suunnitteluohjeenakin toimiva Eurokoodin käyttöönottoa helpottava sekä EC4:ää ja siihen liittyviä standardeja läpikäyvä ja selventävä kokonaisuus. Työn käyttökelpoisuutta suunnitteluohjeena tukee alkuun sijoitettu teoriaosa, joka käsittelee eri liittorakennetyyppien toimintatapaa ja lujuusoppia. Vertailulaskelmat muodostavat muita työn osia tukevan sulautetun kokonaisuuden. Tässä diplomityössä tuotettua materiaalia on mahdollista käyttää tai jatkojalostaa myös koulutusmateriaaliksi.

Konkreettisella tasolla olen diplomityössäni tuottanut suuruusluokkien hahmottamiseen tarkoitettuja taulukoita ja käyrästäjä pääosin normivertailujen pohjalta. Lukijan kannattaa tutustua suunnitteluohjeen ohessa liitteinä esitettyihin suunnitteluesimerkkeihin. Laskentaesimerkkejä on mahdollista hyödyntää myös yksinkertaisten suunnittelu-tehtävien laskentapohjina. Niiden jatkojalostaminen varsinaisiksi suunnittelutyökaluiksi on mahdollista.

## 2 LIITTORAKENTEIDEN TOIMINTA

EN 1994-1-1 määrittelee liittorakenneosan kantavaksi rakenneosaksi, jossa on betonista ja rakenneteräksestä tai kylmämuovatusista teräksestä valmistettuja komponentteja toisiinsa liitettynä siten, että liitoksissa betonin ja teräksen välinen pitkittäinen liukuma samoin kuin komponenttien irtoaminen toisistaan pysyy rajallisena [5, s. 11]. Tyypillisiä liittorakenneosia ovat liittopalkit, liittopilarit ja liittolaatat. Alla olevassa kuvassa (*Kuva 2.1*) on esitetty liittorakennekehän detalji, jossa nämä kaikki esiintyvät.



**Kuva 2.1** Liittorakennekehän liitosdetalji, jossa yhdistyvät liittopalkki, liittopilari ja liittolaatta [5, s. 75].

Komponenttien välinen yhteistoiminta voi syntyä monenlaisissa rakenteissa, vaikkei suunnittelija sitä tiedostakaan. Usein pelkkä kitka saa aikaan jonkinlaisen yhteistoiminnan asteen [3, s. 10]. Liittovaikutus ei ole aina toivottu ilmiö ja silloin sen unohtaminen ei välttämättä kasvata varmuutta. Suunnittelijalla on siis oltava hyvä ymmärrys liittorakenteiden toiminnasta. Tästä syystä tähän kappaleeseen on koottu pääosin normiriippumattonta teoriatietoa liittorakenteissa vaikuttavista ilmiöistä.

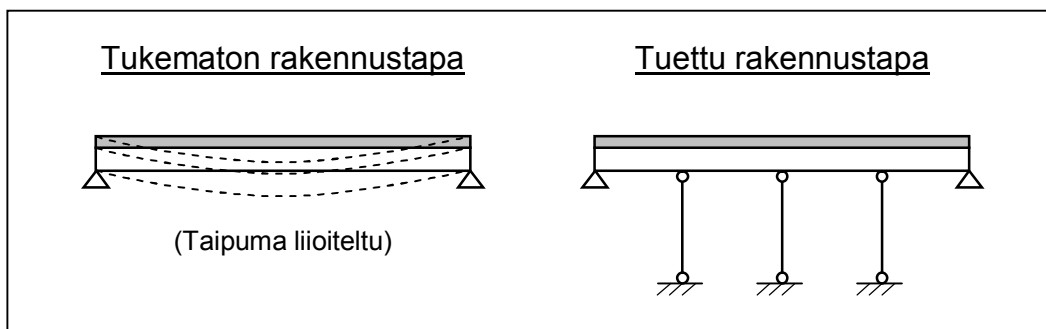
Liittorakenteiden historia ulottuu yli 100 vuoden taakse 1800-luvun lopulle, jolloin betonin ja teräksen liittorakenteet ovat kehittyneet pääosin teräksen palosuojaustarpeesta. Teräsprofileja on käytännössä ympäröity betonilla niiden palonkestävyyden parantamiseksi sekä vaaka, että pystyrakenteissa. Palosuojauksen ohella on alkuajoista lähtien tavoiteltu myös parempaa maanjäristyskestävyyttä. Kehityksen alkuaskeleet on otettu Pohjois-Amerikassa ja Japanissa. [6, s. 1–2.] Varsinkin taivutettujen rakenteiden osalta oivallettiin kuitenkin pian, että palonsuojaksi tarkoitettu betoni osallistuu myös poikkeileikkauksen rakenteelliseen toimintaan. Pilareiden mekaaninen toiminta on liittorakennäkökulmasta monimutkaisempi kuin taivutettujen vaakarakenteiden, minkä takia betonin ja teräksen välille syntyvään yhteistoimintaan ei uskottu yhtä nopeasti. Kokeellisella tutkimuksella onnistuttiin kuitenkin osoittamaan kuormien siirtyvän teräksen ja betonin välillä myös puristetuissa rakenneosissa. [3, s. 1.]

Kun kirjallisuudessa puhutaan liittorakenteiden toimintafilosofiasta ja teoriasta, keskitytään usein taivutettuihin vaakarakenteisiin, joita ovat liittopalkit ja -laatat. Niissä liittorakenteen perimmäinen idea ja hyöty tulevat selvimmän esiin. Niinpä tässä luvussa käsitellään pääosin liittopalkkien mekaniikkaa. Toisaalta myös muissa rakenneosissa, kuten liittolaatoissa ja pilareissa vaikuttavat ilmiöt ovat analogisia palkkien toiminnan kanssa, joten palkkien tarkempi käsittely on siinäkin mielessä perusteltua. [7, s. 23.] Pilareille ominaisia toimintaperiaatteita on kuvattu erikseen kohdassa 2.5 ja liittolaattojen toimintaa kohdassa 2.6 niiltä osin, kuin se poikkeaa liittopalkkeille esitetystä.

## 2.1 Rakennustapa ja kuormitushistoria

Liittorakenteen kimmoinen toiminta ja kuormitushistoria määräytyvät käytetyn rakennustavan perusteella. Taivutetun rakenteen valmistustapoja on periaatteessa kolme: tuettu, tukematon ja tarkoituksellisesti aiheutetun siirtymätilan avulla jännittäminen [8, s. 13]. Viimeksi mainittu rajataan tässä diplomityössä tarkastelujen ulkopuolelle. Myös vaiheittaisen rakentamisen vaikutukset kuormitushistoriaan otetaan tarvittaessa huomioon. Rakentamistavat on erotettava, koska ne vaikuttavat kuormittamisen alkamisajankohtiin eri materiaaliosissa. Näillä puolestaan on vaikutusta liittorakenteeseen muodostuvaan rasitustilaan, jota on tarkasteltava kertymäperiaatteella. [3, s. 25.]

Liittorakenteiden käytöllä pyritään rakentamistehokkuuden kasvattamiseen lyhentämällä rakentamisaikoja ja minimoimalla kustannuksia. Teräskiloja kuluu liittorakenteissa vähemmän kuin puhtaita teräskannattajia käytettäessä ja esimerkiksi liittolaattojen tapauksessa muottitöiden tarve poistuu. Tuettulla rakentamistavalla saavutetaan hyötyjä käyttörajatilassa, mutta aina tukeminen ei ole mahdollista ja usein tukematonta rakentamista suositaan sen helppouden takia. Rakenteiden tukeminen on myös ristiriitaista pyrittäessä pystytysaikojen lyhentämiseen. Tukematonta rakennustapaa käyttäessään suunnittelijan on kuitenkin tiedostettava rakentamisajan riskit, varsinkin kun kokemus on osoittanut pystytyksen olevan joskus jopa kriittisin elinkaaren vaihe [6, s. 17]. Tuettu ja tukematon rakennustapa on esitetty alla olevassa periaatekuvassa (*Kuva 2.2*).



**Kuva 2.2** Liittopalkin tukematon ja tuettu rakennustapa.

Tuetun ja jännitetyn rakennustavan tarkoitus on saada rakenne toimimaan liittorakenteena myös betonin omalle painolle. Siksi tuet puretaan vasta betonin kovettumisen jälkeen. Tukemattomassa rakennustavassa teräspalkki yksin kantaa rakenteiden omat



painot ja vain rakentamisen jälkeiset hyöty- ja muut kuormat tulevat liittorakenteen kannettaviksi. Rakennustapojen väliset erot näkyvät kuitenkin vain käyttörajatilasuureissa kuten taipumassa. [8, s. 13.] Tukematonta rakennustapaa käytettäessä on varauduttava taipuman aiheuttamaan betonin menekin kasvuun. Mitoituksen kannalta tämä tarkoittaa kuormituksen kasvua.

Rakenteen myötääminen alkaa rakennustavasta riippuen eri kuorman arvoilla, mutta lopullinen kuormankantokyky on rakennustavasta riippumaton. Se määräytyy vain plastisen kestävyuden perusteella olettaen, että sellainen voi muodostua (katso kohta 4.1). [8, s. 13.] Tämä on selitettävissä murtotilassa tapahtuvalla merkittävällä rasiutusten uudelleenjakaantumisella, jolloin liittopoikkileikkauksen voidaan olettaa kantavan kuormituksen kokonaisuudessaan rakennustavasta riippumatta [9, s. 13]. Tarvittava kuorman lisäys myötäämisen alkamisesta ideaaliplastisen taivutuskestävyyden saavuttamiseen on tukemattomassa rakennustavassa suurempi kuin tuetussa tavassa [3, s. 25]. Tämän takia myötääminen alkaa tukemattomassa tavassa pienemmällä kuorman arvolla.

## 2.2 Poikkileikkaussuureet

Tässä työssä käsitellään rajauksen mukaisesti kaksiosaista teräs- ja betoniosasta koostuvaa liittorakennetta. Tavallisesti osat sijaitsevat liittopoikkileikkauksessa päällekkäin, jolloin puhutaan päällekkäisestä rakenteesta. Myös osittain tai kokonaan sisäkkäisiä liittorakenteita on olemassa, mutta niiden toimintaa ei käsitellä yksinkertaisuuden vuoksi tässä yhteydessä. Osia voi olla liittorakenteessa useampikin kuin kaksi, esimerkiksi palkkirakenteen molemmat laipat voivat muodostua betoniosasta. Tällöin ne toimivat yhdessä teräsrakenteisen uuman kanssa ja osia on kolme. Alla esitetyllä teorialla on periaatteessa mahdollista käsitellä myös rakenteita, joissa osia on useampia kuin kaksi pitäen mielessä, että yhdistelemällä kaksiosaisia kokonaisuuksia on monimutkaisestakin rakenteesta lopulta käytössä vain kaksi osaa [3, s. 11].

Teräsosaa ei ole ulkoisesta olemuksesta huolimatta tarkoituksenmukaista nimittää palkiksi, koska sen päätarkoitus kentässä on ottaa vetorasituksia teräsbetonipalkin raudoituksen tapaan. Teräsbetonipalkista poiketen liittorakenteen teräsosalla on merkittävä taivutusjäykkyys ja se ottaa myös suurimman osan pystysuorasta leikkausrasituksesta. Puristusjäännitykset välittyvät betoniosan toimivan leveyden (katso kohta 4.2) kannettaviksi. [9, s. 15–20.] Näin molemmista materiaaleista saadaan hyödynnettyä niiden parhaat ominaisuudet. Jatkuvan palkin tukialueella tilanne on luonnollisesti päinvastainen ja mitoitus monimutkaistuu huomattavasti.

Poikkileikkauksen osat ovat liittorakenteissa aina toisistaan poikkeavaa materiaalia, minkä takia poikkileikkaussuureiden määrittäminen on hankalampaa esimerkiksi teräsrakenteisiin verrattuna. Jos osat on liitetty toisiinsa niin jäykästi, että liitoksessa ei tapahdu joustoja, puhutaan täydellisestä yhteistoiminnasta (katso kohta 2.3) ja voidaan soveltaa alla esitettyä teoriaa. Muussa tapauksessa ajaudutaan matemaattisesti haastavaan differentiaalilaskentaan.

Eurokoodit eivät sisällä CEN:n linjausten mukaisesti käsikirjamateriaalia. Siksi Eurokoodi 4:n tarjoamat työkalut rakenteiden kimmoiseen analysointiin eivät ole yhtä kattavat kuin sovellusohjeessa by36. Tässä diplomityössä onkin käytetty poikkileikkaus- ja jäykkyysarvojen yhteydessä by36:n esittämiä merkintöjä niissä kohdissa, joihin EN 1994-1-1 ei ota kantaa. Tavoitteena on auttaa suunnittelijaa omaksumaan Eurokoodin mukanaan tuomat laskennan painotuserot.

### 2.2.1 Materiaaliominaisuudet

Betonin, betoniteräksen ja rakenneteräksen materiaaliominaisuuksia on esitetty muissa eurokoodien mukaista rakenteiden mitoitusta käsittelevissä diplomitöissä. Färm on esiteltyt betonin ja betoniteräksen ominaisuudet EN 1992-1-1 mukaisesti [10, s. 17–25] ja Hassi rakenneteräksen ominaisuudet EN 1993-1-1 mukaisesti [11, s. 20–22]. Muissa yhteyksissä esille tulevia materiaaliominaisuuksia on käsitelty tämän työn kohdassa 3.2. EN 1994-1-1 soveltuu liittorakenteiden mitoittamiseen vain, kun käytetyn betonin lujuusluokka on C20/25–C60/75 [5, s. 21].

Liittopoikkileikkauksen jäykkyysominaisuuksien laskemiseksi tarvitaan siihen kuuluvien materiaalien kimmomoduuleita. Arvot saadaan kyseisiä materiaaleja käsittelevistä eurokoodeista. Laskennan yksinkertaistamiseksi liittorakenteissa käytetään betoniteräkselle kuitenkin Eurokoodi 2:n tiedoista poiketen Eurokoodi 3:n mukaista rakenneteräksen kimmokerrointa [5, s. 22]. Yksinkertaistuksen vaikutus lopputulokseen on häviävän pieni. Betonin toimintaa lyhytaikaisten kuormien vaikuttaessa kuvataan jännitysrajojen  $\sigma_c = 0$  ja  $\sigma_c = 0,4f_{cm}$  välistä otetulla sekanttikimmokertoimella [12, s. 29]. Viruman ja kutistuman aiheuttamat pitkäaikaisvaikutukset otetaan tarpeen mukaan huomioon kimmokertoimen arvossa. Lisätietoja viruman huomioimisesta on esitetty kohdassa 4.1.2. Alla on listattu liittorakenteissa käytettävien materiaalien kimmokertoimien arvot. Betonin sekanttikimmokertoimen arvoja lujuuden funktiona on myös taulukoitu (Taulukko 2.1) [12, s. 30].

$$E_a = 210GPa \quad \text{Rakenneteräksen kimmokertoimen arvo}$$

$$E_s = 210GPa \quad \text{Betoniteräksen kimmokertoimen arvo}$$

$$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0,3} GPa \quad \text{Betonin sekanttikimmokerroin } f_{cm} [MPa]$$

missä

$$f_{cm} \quad \text{on betonin lieriölujuuden keskiarvo.}$$

**Taulukko 2.1** Betonin sekanttikimmokertoimen arvoja lujuuden funktiona [12, s. 30].

$f_{ck} [MPa]$	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{ck,cube} [MPa]$	25	30	37	45	50	55	60	67	75
$E_{cm} [GPa]$	30	31	33	34	35	36	37	38	39

Betonin kutistumalle määritellään standardissa EN 1992-1-1 oma laskentamenettely, mutta kokemuksesta tiedetään, että se antaa liioiteltuja arvoja kutistumisen vaikutuksista

liittorakenteissa [5, s. 21]. Siksi Eurokoodi 4:n liitteessä C suositellaan seuraavia vakioarvoja betonin kutistumalle liittorakenteissa. Niitä saa käyttää myös Suomessa [13, s. 4]:

- 0,0325 % normaalibetonissa, kuivissa sisätiloissa
- 0,02 % normaalibetonissa, muissa ympäristöissä ja täytetyissä rakenneosissa.

Betonin kutistumisen ja rakenteessa vallitsevan lämpötilaeron vaikutuksesta aiheutuvia kuormituksia kutsutaan muodonmuutoskuormiksi. Niiden vaikutukset näkyvät pääasiassa taipumina. [3, s. 20.] Tämän johdosta niitä ei tavallisesti tarvitse huomioida murtorajatilojen analyysissä. Erityisesti kutistuma muodostuu hitaasti, jolloin viruma pienentää sen vaikutuksia. Kutistuma aiheuttaa voimia taivutetun rakenteen vapaiden päiden läheisyydessä oleviin liittimiin, mutta rasitukset ovat vastakkaisuuntaisia taivutuksen aiheuttamiin nähden. Siksi niitä ei tarvitse murtorajatilassa huomioida. [9, s. 99.]

### 2.2.2 Aksiaalijäykkyys

Ohjeen by36 esittämät laskentakaavat [3, s. 10–12] liittorakenteen poikkileikkaussuureille perustuvat tekniseen taivutusteoriaan ja ovat siksi yleispäteviä. Taivutusjäykkyyden ja muiden poikkileikkaussuureiden laskennassa by36:n kaavoilla tarvitaan liitto-poikkileikkauksen aksiaalijäykkyyttä  $(EA)_i$ . Se määritellään yksikkömuodonmuutoksen tuottavana voimana [3, s. 11] ja lasketaan poikkileikkauksen osien vetojäykkyyksien summana kaavan (2.1) mukaisesti. Osien välinen yhteistoiminnan aste ei vaikuta aksiaalijäykkyyden suuruuteen [8, s. 17–18].

$$(EA)_i = (EA)_a + (EA)_c + (EA)_s \quad (2.1)$$

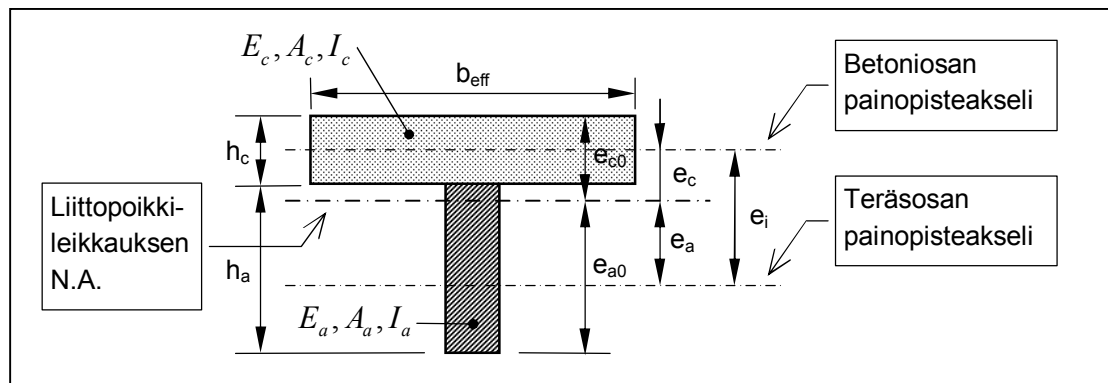
missä

$$(EA)_a = E_a A_a \quad \text{on teräsosan aksiaalijäykkyys}$$

$$(EA)_c = E_{cm} A_c \quad \text{on betoniosan aksiaalijäykkyys}$$

$$(EA)_s = E_s A_s \quad \text{on betoniterästen aksiaalijäykkyys}$$

Alla olevassa kuvassa (Kuva 2.3) on esitetty tyypillisen päällekkäisen liittopoikkileikkauksen osien merkinnät ja mitat. Alaindeksi c viittaa betoniin ja a teräkseen.



Kuva 2.3 Päällekkäisen liittopoikkileikkauksen osien merkinnät ja etäisyyksimitat.

Kuvaan ei ole piirretty betoniteräksiä, koska niillä ei ole positiivisen taivutuksen tapauksessa puristuspuolella merkittävää vaikutusta. Negatiivisen momentin alueella näin ei ole, vaan vetorasitusten takia halkeilleesta betonipoikkileikkauksesta otetaan huomioon vain rauditus. Puristettu betoniteräs ja vedetty betoni jätetään siis tavallisesti huomioimatta, kuten myös mahdolliset liittolevyn rivat [9, s. 96].

### 2.2.3 Muunnettu poikkileikkaus

Jotta poikkileikkauksen geometriset suureet voidaan laskea homogeenisen aineen teoriolla, on useasta materiaalista koostuva poikkileikkaus muunnettava laskentaa varten homogeeniseksi. Tämä tapahtuu teräksen ja betonin kimmokerroinien suhteen avulla. Samalla jätetään huomioimatta betoniteräksen (EN 1992-1-1 mukaan  $E_s = 200GPa$ ) ja rakenneteräksen (EN 1993-1-1 mukaan  $E_a = 210GPa$ ) kimmokerroinien ero ja käytetään molemmilla arvoa  $E_a = E_s = 210GPa$ , kuten kohdassa 2.2.1 on todettu.

Kimmokerroinsuhdetta merkitään Eurokoodi 4:ssä symbolilla  $n$ , kun by36 käyttää merkintää  $\alpha_e$ . Sen käyttö johdetaan aksiaalijäykkyyden kaavasta (2.1) ja päädytään muunnettuun poikkileikkausalaan (2.2) [8, s. 18]. Muunnetun poikkileikkauksen materiaalksi ajatellaan vakiintuneen käytännön mukaisesti rakenneteräs.

$$\begin{aligned} A_i &= A_a + A_c \frac{E_c}{E_a} + A_s \\ &= A_a + \frac{A_c}{n} + A_s \end{aligned} \quad (2.2)$$

jolloin

$$n = E_a / E_c \quad \text{on kimmokerroinsuhde}$$

Käytännössä betonin pinta-alaa muutettaessa ajatellaan kimmokerroinsuhteella jaettavan vain tehollista leveyttä. Näin vältetään ristiriitaisuudet poikkileikkauksen neliömomentin ja neutraaliakselin paikan laskennassa.

### 2.2.4 Taivutusjäykkyys

Taivutetun liittorakenteen kimmoisen käyttäytymisen arvioimiseksi tarvitaan sen taivutusjäykkyyttä  $(EI)_i$ . Alaindeksin  $i$  käyttö periytyy ohjeesta by36 ja siihen viitaten tässä diplomityössä puhutaan muunnetusta poikkileikkauksesta. Materiaalit on muunnettu teräkseksi edellisen kohdan mukaisesti ja siksi voidaan merkitä  $(EI)_i = E_a I_i$ . Näin ollen taivutusjäykkyyden laskenta pelkistyy muunnetun neliömomentin laskentaan.

Neliömomentin määrittämisen tekee hankalaksi laskentakaavojen riippuvuus liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainnista. Kaavojen muoto muuttuu sen mukaan, sijaitseeko neutraaliakseli betonilaipassa vai teräsosassa [9, s. 97]. Tämä johtuu siitä, että EN 1994-1-1 edellyttää betonin halkeilun huomioon ottamista kimmoisissa analyysissä [5, s. 26]. Halkeilleella betonilla ei puolestaan oleteta olevan vetolujuutta raudituksen yhteydessä esiintyvää vetojäykistysvaikutusta lukuun ottamatta. Vetojäykistys-

vaikutusta ei kuitenkaan huomioida tässä työssä kohdan 5.6.3 halkeilurajatila-analyysiä lukuun ottamatta. EC4 ei ota kantaa taivutusmomentin suuntaan, joten halkeilun aiheuttama betonin taivutusjäykkyyden pienentyminen on periaatteessa huomioitava myös positiivisen momentin rasittamassa poikkileikkauksessa. Näin ollen etukäteen ei voi tietää, mikä on jäykkyydeltään tehollisen betoniosan korkeus. Se on yhtä suuri kuin betonilaipan paksuus vain, jos neutraaliakseli sijaitsee teräsosassa.

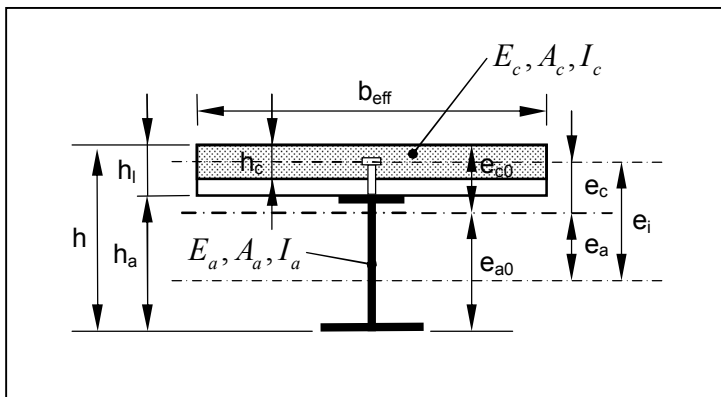
Negatiivisen momentin alueella halkeilun huomiointi on selvästi tarpeen, mutta positiivisesti taivutetun palkin poikkileikkaussuureisiin sillä ei ole kovinkaan suurta vaikutusta. Halkeilun huomiointi lisää kuitenkin laskennan varmuutta, joten sen käyttö on perusteltua. Betonilaatan puristusraudoitus jätetään laskelmissa huomioimatta.

Alla olevan kuvan (Kuva 2.4) merkintöjen mukainen ehto (2.3) määrää kimmoisen neutraaliakselin paikan positiivisen taivutuksen tapauksessa. Epäyhtälössä verrataan materiaaliosien staattisia momenteja, jotka on otettu umpibetoniosan alapinnan suhteen.

$$A_a \left( e_i - \frac{h_c}{2} \right) < \frac{A_c}{n} \frac{h_c}{2} \quad (2.3)$$

missä

$e_i = e_c + e_a$  tunnetaan osien painopisteiden perusteella



**Kuva 2.4** Liittopoikkileikkaus, jonka betoniosana toimii liittolaatta ja jonka teräsosa ei ole kaksoissymmetrinen.

Ehdon (2.3) ollessa tosi, neutraaliakseli sijaitsee betonilaipassa, muuten se sijaitsee joko liittolevyn alueella tai teräsosassa. Laskennan kannalta merkitystä on vain sillä, onko vetopuolella betonia vai ei. [9, s. 97.] Kuvan betoniosan rasteroitu alue edustaa umpibetoniosuutta ja tyhjä alue liittolevyn poikkittaisia ripoja, jotka jätetään laskennassa huomioida. Betonia käsitellään tästä eteenpäin teräkseksi muunnettuna, jolloin tarvitaan betonin poikkileikkausalan jakajana kimmokerroinsuhdetta  $n$ .

Jos poikkileikkauksen kimmainen neutraaliakseli sijaitsee teräsosassa, sen etäisyys betonin yläpinnasta lasketaan osien staattisiin momentteihin perustuvalla kaavalla (2.4).

$$e_{c0} = \frac{A_a \left( e_i + \frac{h_c}{2} \right) + \frac{A_c}{n} \frac{h_c}{2}}{A_a + \frac{A_c}{n}} \quad (2.4)$$

Teräkseksi muunnetun poikkileikkauksen ideaalinen neliömomentti saadaan Steinerin sääntöä soveltamalla kaavalla (2.5).

$$I_i = I_a + A_a e_a^2 + \frac{A_c}{n} \left( \frac{h_c^2}{12} + e_c^2 \right) \quad (2.5)$$

Neutraaliakselin sijaitessa betoniosassa laskenta vaikeutuu hieman, jos halutaan ottaa EN 1994-1-1 hengessä betonilaipan alapinnassa tapahtuva halkeilu huomioon. Sijainti (2.6) löytyy toisen asteen yhtälön positiivisesta juuresta.

$$e_{c0} = \frac{A_a n}{b_{eff}} \left[ \sqrt{1 + \frac{(h_c + 2e_i) b_{eff}}{A_a n}} - 1 \right] \quad (2.6)$$

Ideaalisen neliömomentin lauseke muuttuu siten muotoon (2.7).

$$\begin{aligned} I_i &= I_a + A_a e_a^2 + \frac{b_{eff} e_{c0}}{n} \left[ \frac{e_{c0}^2}{12} + \left( \frac{e_{c0}}{2} \right)^2 \right] \\ &= I_a + A_a e_a^2 + \frac{b_{eff} e_{c0}^3}{3n} \end{aligned} \quad (2.7)$$

Jos betonin halkeilua ei huomioida, kaavat (2.4) ja (2.5) ovat päteviä neutraaliakselin sijainnista riippumatta. Tehtyjen vertailulaskelmien perusteella neliömomenttien ero on muutaman prosentin luokkaa.

## 2.3 Leikkausliitos

Tarkastellaan liittopalkin toimintaa yksinkertaisen esimerkin avulla, jossa kahta päällekkäin olevaa lautaa taivutetaan heikommassa suunnassa. Havaitaan, että lautojen väliin rajapintaan syntyy liukumaeroa ja päihin hammastusta. On myös helppo uskoa, että lautojen naulaaminen yhteen lisää kokonaisuuden taivutusjäykkyyttä. Yhdestä naulasta keskellä ei ole hyötyä, mutta päihin lyödyt naulat auttavat huomattavasti. Naulojen on siis oltava siellä, missä liukumia syntyy. Naulat vastustavat rajapinnassa tapahtuvaa liukumaeroa ja siksi osien vastinpintoihin voidaan ajatella muodostuvan yhtä suuret, mutta vastakkaissuuntaiset leikkausjännitysjakautumat. Liitoksen jäykkyys määrää Hooken lain hengessä leikkausjännityksen suuruuden.

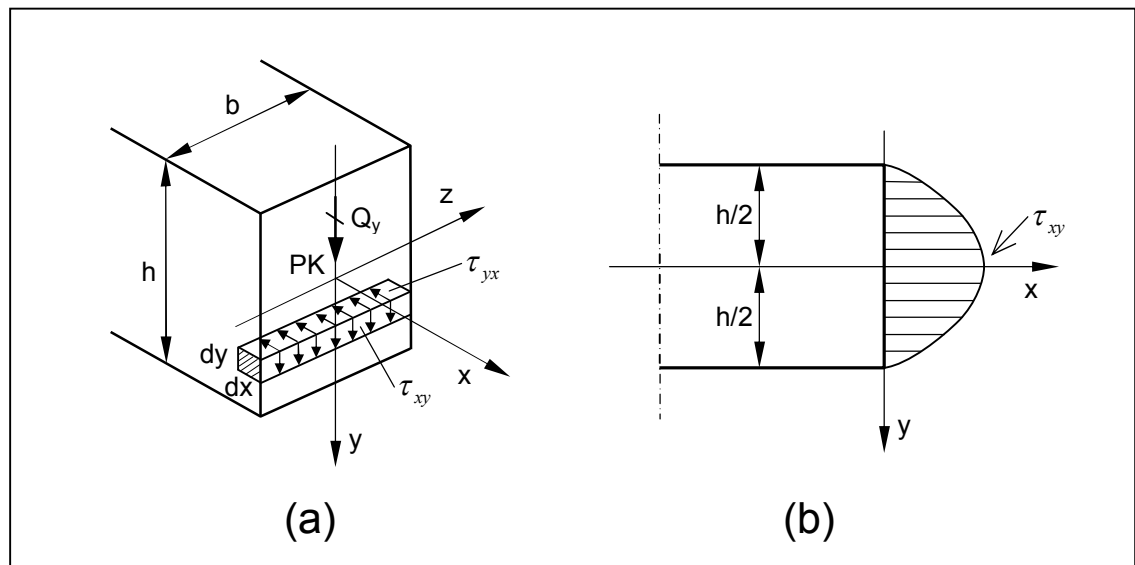
Muotoillaan edellä tehdyt havainnot hieman teoreettisempaan muotoon. Ensinnäkin taivutetun liittorakenteen luonteeseen kuuluu, että sen taivutusjäykkyys on suurempi kuin osien vastaavien jäykkyyksien summa [8, s. 16]. Tämän mahdollistaa osien välisessä rajapinnassa tapahtuvaa liukumaeroa vastustavat leikkausliittimet. Mitoituksessa liittimien aikaansaama yhteistoiminta oletetaan tavallisesti täydelliseksi, jolloin osien yhteisissä pisteissä vaaditaan samaa muodonmuutosta. Oletus pätee vain teoriassa, mutta sen käyttö tuottaa yksinkertaisimmat laskentakaavat. [3, s. 7.] Lisäksi oletuksen käyttö tuottaa leikkauskestävyyden kannalta varmallalla puolella olevia tuloksia [3, s. 41]. Osittainen yhteistoiminta puolestaan pienentää rakenteen jäykkyyttä, jolloin ongelmiin on varauduttava käyttörajatiloissa [3, s. 14], joista talonrakennuksessa tärkein on taipuma. Eurokoodi 4:ssä asetetaan tietyt ehdot sille, milloin osittaisen yhteistoiminnan vai-

kutuksia ei tarvitse huomioida taipumien laskennassa. Näitä käsitellään palkkien mitoituksen yhteydessä kohdassa 5.6.1. Yhteistoiminnan astetta ei pidä kuitenkaan sekoittaa leikkausliitoksen asteeseen, joka puolestaan määritellään kohdassa 2.3.3. Liittorakenteiden toiminnan ymmärtämiseksi juuri osien välisessä rajapinnassa tapahtuvien ilmiöiden ymmärtäminen on keskeistä. [14, s. 237.]

Yleisesti voidaan todeta, että ilman osien välistä leikkausliitosta ei ole liittorakennetta. Silloin osat taipuvat kuten erilliset kappaleet ja kantavat kuormia taiputusjäykkyyksiensä suhteessa, koska niillä on samat taipumat [3, s. 39]. Ongelmaa voi lähestyä kahdelta kannalta: yhtäältä leikkausliitoksen jäykkyyden ja liukumien, toisaalta leikkausliitoksen kestävyuden ja leikkausjännitysten näkökulmasta.

### 2.3.1 Leikkausjännitys ja leikkausvuo

Tarkastellaan ensin homogeenisesta aineesta valmistetun palkin leikkausjännityksiä. Tällainen palkki voidaan rinnastaa täydellisen yhteistoiminnan liittopalkkiin, jossa osien välillä ei tapahdu minkäänlaista muodonmuutosesta ja Bernoullin hypoteesi poikkileikkausten säilymisestä tasoina on voimassa. Poikkileikkauksen tasossa vaikuttavasta pystysuorasta leikkausjännityksestä päästään pitkittäiseen leikkausjännitykseen leikkausjännityskomponenttien pareittaisen yhtäsuuruuden periaatteella [15, s. 81]. Tätä on hahmoteltu alla olevassa kuvassa (Kuva 2.5 (a)), jossa siis  $\tau_{yx} = \tau_{xy}$  ja leikkausjännitys on oletettu tasan jakautuneeksi z-suunnassa.



**Kuva 2.5** Suorakaidepoikkileikkauksen leikkausjännitys  $\tau_{xy}$  [15, s. 196].

Oletus leikkausjännitysten tasan jakautumisesta z-suunnassa on sitä parempi, mitä kaapeampi poikkileikkaus on. Keskimääräinen leikkausjännitys poikkileikkauksessa tietyllä y-akselia vastaan kohtisuoralla tasolla saadaan Jourawskin kaavasta (2.8). [15, s. 198–199.]

$$\tau_{xy} = \frac{Q_y S_z(\bar{y})}{I_z b(\bar{y})} \quad (2.8)$$

jossa

$S_z(\bar{y})$  on korkeudelta  $y = \bar{y}$  irtileikatun osapinnan staattinen momentti z-akselin suhteen (yz-koordinaatisto on pääkoordinaatisto).

Merkitään pitkittäistä leikkausjännitystä Eurokoodin tapaan symbolilla  $\nu$  erotukseksi poikittaisesta leikkausjännityksestä. Kaavasta (2.8) seuraa, että tasaisesti kuormitetun yksiaukkoisen palkin leikkausjännitys jakautuu suorakaidepoikkileikkaukseen parabolisesti (Kuva 2.5 (b)) [15, s. 199]. Tämä selittää, miksi palkin ylä- ja alapinta ( $y = \pm h/2$ ) ovat vapaat pitkittäisistä leikkausjännityksistä. Jos palkki koostuu kahdesta osasta muodostaen täydellisen yhteistoiminnan liittopalkin, on osien rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys riippuvainen rajapinnan sijainnista y-suunnassa eli osien painopisteiden välisestä etäisyydestä. Lisäksi pitkittäinen leikkausjännitys muuttuu koordinaatin  $x$  funktiona palkin leikkausvoimapinnan mukaisesti määritelmään (2.8) sisältyvän poikittaisen leikkausvoiman  $Q_y$  ansiosta.

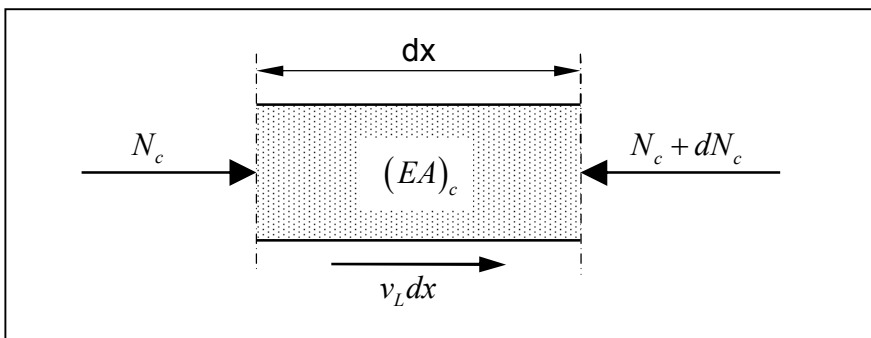
Liittopalkeissa pitkittäinen leikkausjännitys kiinnostaa eniten osien välisessä liitoksessa ja sitä käsitellään leikkausvuon  $\nu_L$  avulla. Leikkausvuolla tarkoitetaan liitoksen pitkittäistä leikkausvoimaa liitoksen pituusyksikköä kohti [3, s. 41] ja se määritellään kaavalla (2.9) [9, s. 16].

$$\nu_L = \nu b = \frac{S}{I_i} Q_y \quad (2.9)$$

jossa

$S$  on joko teräsosan tai muunnetun betoniosan staattinen momentti liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin suhteen.

Leikkausvuota käyttämällä ei tarvitse ottaa kantaa käytännön rakenteissa ongelmalliseen leveystermiin Jourawskin kaavassa (2.8). Leikkausvuo tasapainottaa osien pituusalkioita, koska normaalijännitysresultantit muuttuvat osien pituuden matkalla. Leikkausvuon resultanttia nimitetään joskus myös työntövoimaksi [15, s. 198]. Leikkausvuon syntymistä on havainnollistettu alla olevassa kuvassa (Kuva 2.6).



**Kuva 2.6** Betoniosan pituusalkio ja leikkausvuo osien rajapinnassa [3, s. 43].



Kaava (2.9) voidaan suunnittelua varten laskea auki käyttäjäystävällisempään muotoon (2.10), jossa päästään eroon termin  $\tau = \nu$  määrittelyssä käytetystä staattisesta momentista  $S(\bar{y})$  sekä leikkaustason  $\bar{y}$  käsittelystä yleensä.

$$v_L = \frac{(EA)_c e_c}{(EI)_i} Q_y \quad (2.10)$$

Tulos (2.10) antaa leikkausvuolle yläraja-arvon, joka saavutetaan vain täysin jäykän liitoksen tapauksessa. Näin ollen täydellisen yhteistoiminnan oletaminen osien välille tuottaa varmalla puolella olevia tuloksia. [3, s. 41.] On kuitenkin edelleen hyvä pitää mielessä, että oletus aliarvottaa käyttörajatilasuureita kuten taipumia [3, s. 7]. Liitoksen jäykkyyteen liittyviä kysymyksiä on käsitelty seuraavassa kohdassa 2.3.2.

Integroimalla leikkausvuon kaavaa (2.9) tai (2.10) palkin jänteen yli saadaan leikkausliitoksen kannettavaksi tuleva kokonaisvoima. Yksinkertaisella sovellusesimerkillä voidaan todeta, että tämä voima on tyypillisesti kertaluokkaa isompi, kuin palkkia kuormittava voima. Leikkausliitoksen täytyy siis olla erittäin kestävä. [9, s. 25.]

### 2.3.2 Liukuma

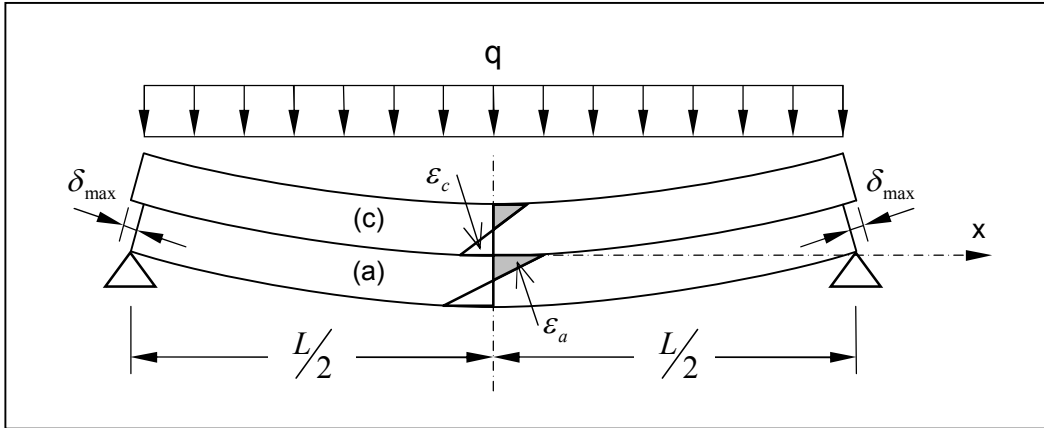
Kun taivutetun liittorakenteen yhteydessä puhutaan liukumasta, ei tarkoiteta liukuman klassista määritelmää. Klassisesti liukuma määritellään absoluuttikulmana, joka kuvaa jännityselementin muodon vääristymistä leikkausrasituksen alaisuudessa [15, s. 55]. Tämä leikkausmuodonmuutos tarvitsee ottaa huomioon esimerkiksi kerrospalkkiteorian piiriin kuuluvissa sandwich-rakenteissa. Perinteisten liittorakenteiden yhteydessä liukumalla tarkoitetaan osien välisessä rajapinnassa tapahtuvaa vastinpisteiden siirtymistä toistensa suhteen [3, s. 39].

#### Ei leikkausliitosta

Tarkastellaan taivutettua rakennetta, jossa päällekkäisiä osia ei ole liitetty toisiinsa. Osien välinen liukuma näkyy symmetrisenä hammastuksena palkin päissä. Hammastusta tapahtuu myös muualla ja sitä merkitään yleensä symbolilla  $\delta$ . Hammastuksen syntyminen on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 2.7). On kuitenkin syytä korostaa, että hammastus ei ole sama asia kuin liukuma. Liukuma on venymän kaltainen suhteellinen suure, jota pituuden yli integroimalla saadaan tulokseksi hammastuksen suuruus [9, s. 22].

Hammastus ei ole virallinen termi, vaan suomenkielisessä kirjallisuudessa käytetään termiä liukuma kuvaamaan sekä suhteellista muodonmuutoseroa, että absoluuttista hammastusta. Englannin kielessä käytetään kuvaavammin termejä ”slip” ja ”slip strain” [9, s. 22]. Liukumaa sen klassisessa mielessä kuvataan termillä ”shear strain” [15, s. 55]. Käytännön merkitystä tällä termien epämääräisyydellä ei kuitenkaan ole, koska suunnittelijaa kiinnostaa vain absoluuttinen liukuman (hammastuksen) suuruus. Silloin voidaan puhua liukumasta ja johtaa kaavat muotoon, jossa ei tarvitse pohtia suhteellisia suureita ja niiden integrointia. Tässä työssä ongelmaa lähestytään juuri tästä näkökulmasta.

Liukuman määritelmän mukaisesti on tutkittava muodonmuutoksia osien rajapinnassa. Alla olevan kuvan (Kuva 2.7) mukaisesti ylemmän osan (c) alimmaiseen säikeeseen syntyy muodonmuutos  $\varepsilon_c$  ja alemman osan (a) ylimmäiseen säikeeseen vastakaissuuntainen muodonmuutos  $\varepsilon_a$  [9, s. 22].



**Kuva 2.7** Osien välisen liukuman aiheuttama hammastus [3, s. 39].

Näin ollen muodonmuutos vastinpisteiden välillä voidaan summata kaavalla (2.11).

$$\varepsilon_c + \varepsilon_a = \frac{M_c(x)y_{\max,c}}{(EI)_c} + \frac{M_a(x)y_{\max,a}}{(EI)_a} \quad (2.11)$$

$\Leftrightarrow$

$$\varepsilon_c + \varepsilon_a = \kappa (y_{\max,c} + y_{\max,a})$$

jossa

$y_{\max,i}$  ovat osien reunaetäisyydet niiden neutraaliakselilta rajapintaan

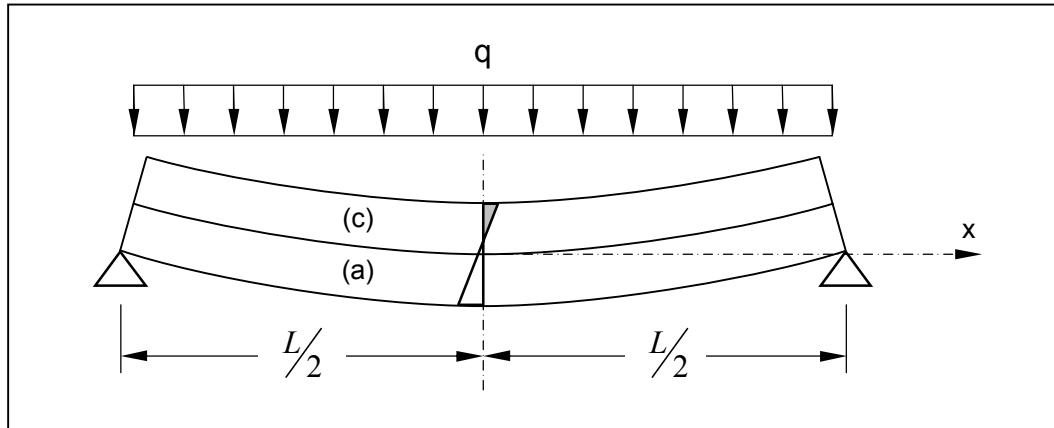
$\kappa$  on taipuman toinen derivaatta, eli osien yhteinen kaarevuus.

Integroimalla tulosta (2.11) jänteen puolikkaan yli, saadaan päähän muodostuva hammastus  $\delta_{\max}$ . Tilanne ei ratkea ilman tietoa osien jäykkyysominaisuuksista, mutta oleellista on se, että liukumien kasautuvat momentin nollakohtien suuntiin [3, s. 39]. Jänteen puoliväli on ainoa kohta, jossa tasot pysyvät tasoina ja vastinpisteiden välillä ei tapahdu muodonmuutoseroa. Tämäkään ei tosin johdu rajapinnan ominaisuuksista, vaan symmetriasta. Vaikka integroimalla saatu absoluuttinen liukuma onkin keskellä nolla, suhteellinen arvo (2.11) on siellä maksimissaan. [9, s. 22–23.]

Jälleen voidaan osoittaa samalla sovellusesimerkillä, että absoluuttisen liukuman arvo on hyvin pieni verrattuna rakenteen taipumaan. Esimerkiksi päällekkäisten osien ollessa identtiset, vapaasti muodostuva liukuma on alle 10 % taipuman arvosta. Tämä merkitsee sitä, että liitinten on oltava hyvin jäykkiä tavoiteltaessa merkittävää yhteistoimintaa osien välissä. [9, s. 24.] Aiemmin tehty oletus täydellisestä yhteistoiminnasta edellyttäisi äärettömän jäykkää liitosta, joka ei käytännössä tietenkään ole mahdollinen [7, s. 30].

### Täydellinen yhteistoiminta

Yhteistoiminnan aste lähestyy täydellistä, kun liitinten jäykkyyttä ja tiheyttä kasvatetaan [3, s. 7]. Lopulta ei synny sen enempää suhteellista kuin absoluuttistakaan liukumaa ja Bernoullin hypoteesi pätee kaikissa poikkileikkauksissa [9, s. 24]. Tämä havaitaan myös verrattaessa täydellisen yhteistoiminnan (Kuva 2.8) venymäkuvaajaa leikkausliitoksetomaan tilanteeseen (Kuva 2.7).



**Kuva 2.8** Täydellisen yhteistoiminnan palkki, jossa osien välille ei synny liukumia.

Oleellista on huomata, että venymäerot osien välillä häviävät lähestyttäessä täydellistä yhteistoimintaa ja että äärimmäisten säikeiden venymät pienentyvät. Tällöin myös jännitykset pienenevät. Yllä esitetyn sovellusesimerkin tapauksessa reunajännitykset pienentyvät puoleen leikkausliitoksettomasta tapauksesta [6, s. 4]. Kestävyyden ohella myös palkin jäykkyys kasvaa merkittävästi. Osien ollessa identtiset jäykkyyden kasvu on 300 % [6, s. 4].

#### 2.3.3 Leikkausliitoksen aste

Leikkausliitos on joko täydellinen tai osittainen. Täydelliseksi kutsutaan leikkausliitosta, jonka liitinmäärän kasvattaminen ei enää suurena rakenneosan taivutuskestävyyttä. Muissa tapauksissa liitos on osittainen. Leikkausliitoksen aste  $\eta$  osoittaa, kummasta on kysymys: leikkausliitos on täydellinen, kun  $\eta = 1$  ja osittainen, kun  $\eta < 1$ . Leikkausliitosta voidaan tarkastella tällä tavalla kuitenkin vain palkeissa, joiden taivutuskestävyys saadaan laskea plastisuusteoriolla (katso kohta 2.4). [5, s. 33.] Käsitteellinen raja täydellisen ja osittaisen leikkausliitoksen välillä kulkee murtumisen siirtymisessä leikkausliitokseen. Liitinten määrää voidaan käyttää suoraan leikkausliitoksen asteen kuvaamiseen [16]. Se määritellään EN 1994-1-1 mukaan suhteella (2.12) [5, s. 35].

$$\eta = \frac{n}{n_f} \quad (2.12)$$

jossa

$n_f$  on liitinten määrä täydellisessä leikkausliitoksessa

$n$  on liitinten todellinen lukumäärä

Olettaen jokaisen liittimen kantavan samansuuruisen leikkausvoiman, voidaan kaava (2.12) saattaa myös muotoon (2.13) [9, s. 82].

$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad (2.13)$$

jossa

$N_{c,f}$  täydelliseen leikkausliitokseen kahden kriittisen poikkileikkauksen välisellä alueella muodostuva työntövoima

$N_c$  on suunnittelussa käytettävä pienempi työntövoima kuin  $N_{c,f}$

Osittaisen leikkausliitoksen käyttö tulee yleensä kysymykseen tukematonta rakennustapaa käytettäessä. Silloin teräsosan koko määräytyy tyypillisesti betonin painon perusteella ja betonilaatan paksuus puolestaan oman jännemittansa perusteella. Täydellisen leikkausliitoksen käytöllä liittopalkin taivutuskestävyys kasvaisi ylisuureksi mitoituskuormiin verrattuna. Tällaisen ylimitoituksen välttämiseksi ja kustannusten säästämiseksi on perusteltua pienentää liitinmäärää. Myös liittolaatan käyttö betoniosana voi johtaa osittaiseen leikkausliitokseen sitä kautta, että liittolevyn ripojen välit määräävät liitinjaon. [7, s. 32–33.] Osittaisen leikkausliitoksen käyttö ei kuitenkaan ole aina sallittua, eikä liitinmäärä voi alittaa tiettyjä miniarvoja silloinkaan, kun osittaisen leikkausliitoksen käyttö muuten on sallittua. Näihin Eurokoodi 4:n asettamiin ehtoihin palataan palkkien mitoitusta käsittelevässä kohdassa 5.1.2.

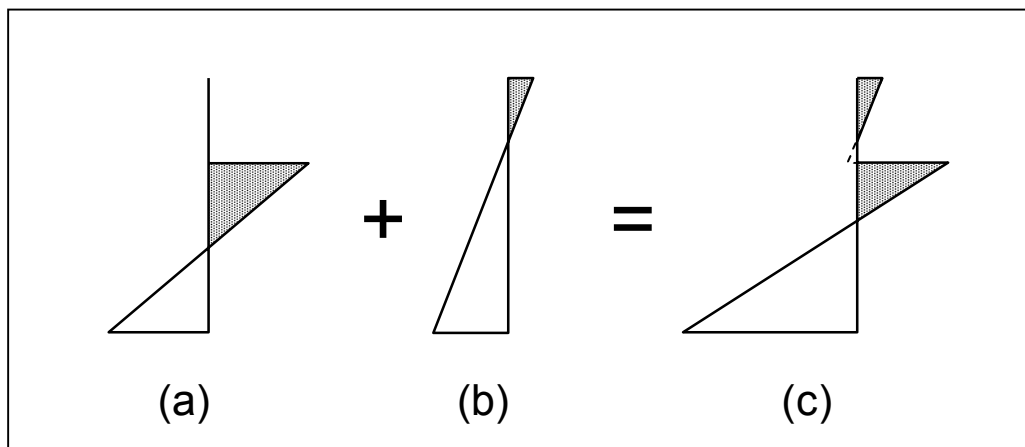
### Yhteistoiminnan asteen vaikutus

Edellä on monessa yhteydessä oletettu yhteistoiminnan olevan täydellinen, joten on syytä tarkastella, miten leikkausliitoksen aste vaikuttaa tähän oletukseen. Kuten aiemmin on esitetty, **yhteistoiminnan aste** määräytyy liitoksen joustavuusominaisuuksien perusteella [3, s. 11] ja **leikkausliitoksen aste** liittyy vain liitoksen kestävyysominaisuuksiin. Näillä kahdella käsitteellä ei teoriassa ole yhteyttä toisiinsa plastisessa analyysissä. Täydellisenkin leikkausliitoksen periaatteessa johtaa osittaiseen yhteistoimintaan ollessaan hyvin joustava. Toisaalta osittainen mutta jäykempi leikkausliitos voi johtaa parempaan yhteistoimintaan. Voidaankin todeta, että riippumatta siitä, mitä laskennassa on oletettu täydellisestä yhteistoiminnasta, voi leikkausliitos olla täydellinen tai osittainen [3, s. 10].

Teoria ei kuitenkaan aina vastaa käytäntöä. Todellisuudessa leikkausliitoksen astetta alennettaessa liittimien jäykkyyttä ei lisätä ja seurauksena on poikkeuksetta myös yhteistoiminnan asteen ja siten taivutuskestävyyden aleneminen. Tämä on huomioitu osittaisella leikkausliitoksella varustetun palkin taivutuskestävyyden laskennassa kohdassa 5.1.2. Toisaalta EN 1994-1-1 tulkitsee yhteistoiminnan täydelliseksi leikkausliitoksen ollessa täydellinen [5, s. 70]. Tämä on tosin kirjattu vain käyttörajatilojen yhteyteen. Päättellään, että jäykkyydeltään tavanomaisia (100...300 kN/mm [17, s. 49]) kannallisia tappiliittimiä käytettäessä yhteistoiminnan epätäydellisyys tarvitsee tarkistaa vain käyttörajatiloissa. Standardin EN 1994-1-1 murtorajatilamitoitukseen tarkistus on sisään rakennettu. Tutkimustulosten mukaan osittainen yhteistoiminta kuitenkin pienentää plas-

tista taivutuskestävyyttä tietyissä tilanteissa myös täydellisen leikkausliitoksen tapauksessa [14, s. 243].

Havainnollinen muoto täydellisen yhteistoiminnan määritelmästä on vaatimus Bernoullin hypoteesin voimassaolosta. Venymäkuvion yhtenäisyyttä tutkittaessa on kuitenkin muistettava kuormitushistoria ja huomioitava tarkastelussa vain liitorakennevaiheen kuormien aiheuttamat venymät. Tätä on havainnollistettu alla olevassa kuvassa (Kuva 2.9). Siinä on esimerkin vuoksi esitetty tukemattomana rakennetun liittopalkin kokonaisvenymäkuvio (Kuva 2.9 (c)). Sen epäjatkuvuuden aiheuttaa pelkkään teräsosaan betonin omasta painosta aiheutuneet venymät (Kuva 2.9 (a)). Liittorakennevaiheen venymäkuvio (Kuva 2.9 (b)) on silti yhtenäinen ja yhteistoiminta siten täydellinen.



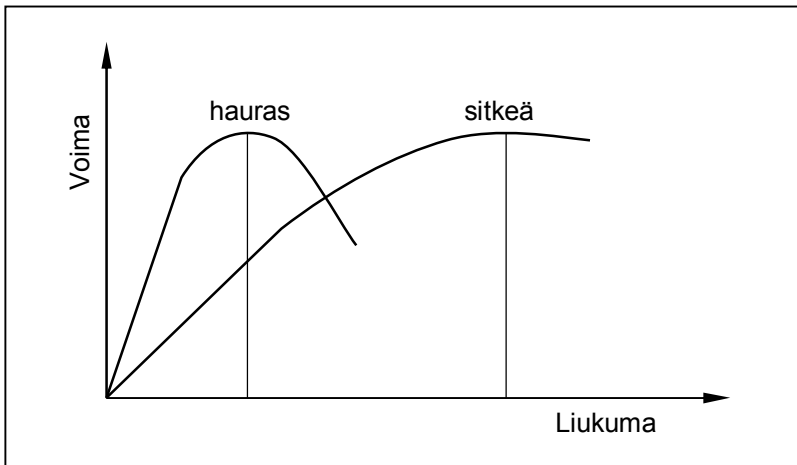
**Kuva 2.9** Liittopalkin kokonaisvenymäkuvion muodostuminen tukemattomassa rakennustavassa [16].

Vaikka osittainen yhteistoiminta aiheuttaakin sen, että Bernoullin hypoteesi ei enää päde liittopoikkileikkaukselle, voidaan teknistä taivutusteoriaa silti soveltaa superpositioperiaatteen nojalla. Hypoteesi pätee nimittäin vielä osien poikkileikkauksille erikseen. Niitä voidaan siis käsitellä toisistaan riippumatta ja tehdä vasta myöhemmin tarkasteluja venymäkuvioiden yhteensopivuudesta osien rajapinnassa. Osittainen yhteistoiminta määritelläänkin siten, että osilla on rajapinnassa tietyllä tavalla toisistaan riippuvat muodonmuutokset [3, s. 7]. Yhtä hyvin osia voitaisiin tarkastella erikseen myös täydellisen yhteistoiminnan tapauksessa, mutta työvaiheita säästyy, kun liittopoikkileikkausta voidaan tarkastella tehdyn oletuksen perusteella kokonaisuutena.

### 2.3.4 Leikkausliittimien sitkeys

Leikkausliittinten sitkeys on olennainen tarkastelun kohde. Se määrää, miten liitosvoimat käyttäytyvät osien välisessä rajapinnassa ja vaikuttaa siten myös leikkausliittimien mitoituskäytäntöihin. Liitin on sitä sitkeämpi, mitä suuremman liukuman se sietää voimavälityskyvyn heikentymättä. Sitkeän ja hauraan liittimen käyttäytymistä liitoksessa tapahtuvan liukuman funktiona on kuvattu alla olevassa kuvassa (Kuva 2.10), jossa merkillepantavaa on voimakas epälineaarisuus [7, s. 37]. Käyttäytymiseen vaikuttaa myös murtotapa, joka voi olla joko liittimen leikkautuminen tai betonin puristuslujuu-

den ylittyminen [7, s. 35]. EN 1994-1-1 edellyttää sitkeälle liittimelle vähintään 6 mm:n liukumiskykyä.



**Kuva 2.10** Sitkeän ja hauraan liittimien liukuma-voimakäyttäytymisen ero [3, s. 104].

Yllä kohdassa 2.3.1 esitetty menetelmä leikkausvuon määrittämiseen perustuu kimmooteoriaan ja kuten todettua, antaa aina varmallalla puolella olevan arvon leikkausvoimalle. Siinä yksittäiselle liitinriville tuleva voima muuttuu lineaarisesti leikkausvuon mukaan ja pyrittäessä tasaisiin liitinvoimiin liitinväliä on kokoajan muutettava [9, s. 89]. Jos liittimet ovat hauraita tai teräsosa erityisen hoikka, on käytettävä tätä menetelmää [5, s. 46].

On kuitenkin olemassa myös toinen tapa liitinvoimien määrittämiseen. Siinä sallitaan kriittisten poikkileikkausten välissä muodostuvan työntövoiman jakaantuminen liittimien kesken ja siten mahdollistetaan liittinten sijoittaminen tasavälein kriittisen pituuden matkalle. Kriittinen pituus ja -poikkileikkaus määritellään sivulla 61. Näin menetellen ei tarvitse ottaa huomioon leikkausvoiman mutkikasta jakaumaa rajapinnassa, johon todellisuudessa vaikuttavat yhteyden (2.9) ohella myötääminen, liittinten todelliset välit, liittinten kuormitus-liukumayhteys ja betonin kutistuma sekä viruma. [9, s. 86–88.] Jotta oletus liitinvoimien uudelleen jakaantumisesta pitäisi paikkansa, täytyy liittimillä olla riittävä sitkeys [6, s. 8]. Toisin sanoen niillä on oltava riittävä deformaationiskyky ilman, että niiden välittämä voima merkittävästi pienentyy. Tällöin palkin päissä, jossa liukumamat ovat suurimmillaan, liittimien on voitava joustaa merkittävästi, jotta keskialueella oleviin liittimiin voisi muodostua täysi voima. Lisäksi palkin jänteen kasvu vaatii entistä suurempaa deformaatiokykyä. [7, s. 37.] Se deformaatioon liittyvä tosiasia, että mekaaniseen liittimeen ei voi muodostua leikkausvoimaa ilman rajapinnassa tapahtuvaa liukumaa, on selvästi ristiriidassa täydellisen yhteistoiminnan oletuksen kanssa [14, s. 241]. Tätä ei kuitenkaan kannata ottaa huomioon liittimiä mitoitettaessa varsinkin, kun tulos jää näin menetellen varmalle puolelle. Taivutuskestävyyden laskennassa tilanne ei edellä mainitun perusteella näin ole, mutta ristiriita jätetään mukavuussyistä silti usein ottamatta huomioon.

Nykyään ylivoimaisesti käytetyin liittintyyppi on automaattihitsattu kannallinen tappiliitin. Eurokoodi 4 ei muun tyyppiin liittimiin ota edes kantaa. Pultin kanta estää laa-

tan irtaantumisen teräsprofiilista aiheuttaen samalla lievän vetojännityksen liittimen varteen. Pääasiallinen rasitus liittimessä on silti leikkaus. [7, s. 35.] Suurin leikkausvoima esiintyy hitsin tasossa, mutta siellä ei tapahdu liukumaa olettaen liittimen ja hitsin olevan riittävän kestäviä. Liittimen jousto tapahtuu täten taivutuksena s-muotoon betonin murskaantuessa liittimen alaosan edessä. Pitkät pultit deformatuivat todennäköisemmin tällä tavoin ja ovat siten sitkeämpiä. [16.] Siksi myös EN 1994-1-1 asettaa sitkeänä pidettävän pultin vähimmäispituudeksi halkaisijan mitan nelinkertaisena. Lisäksi se vaatii tietyn minimimäärän liittimiä tietyn tyyppisille palkeille oletetun toimintatavan varmistamiseksi. Asiaa on käsitelty yksityiskohtaisesti osittaisen leikkausliitoksen yhteydessä kohdassa 5.1.

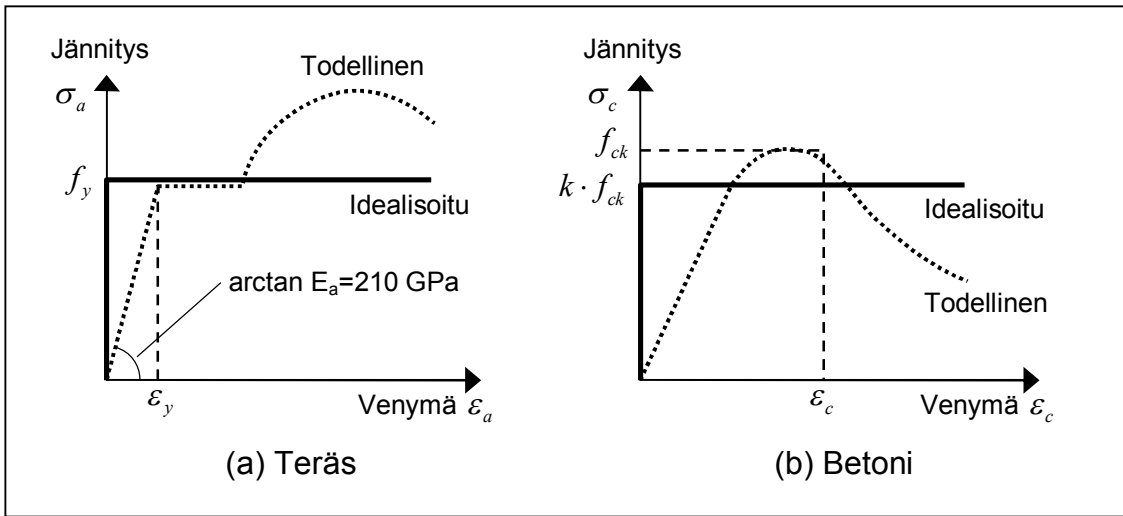
## 2.4 Taivutuskestävyys

Tässä työssä käsitellään niin teorian kuin mitoitusmenetelmienkin osalta vain valmiin liittopalkin taivutuskapasiteettia. Tukemattoman rakennustavan edellyttämä pelkän teräsprofiilin kapasiteetin määrittäminen ei nimittäin eroa puhtaan teräsrakenteen EC3:n mukaisesta mitoituksesta. Talonrakenteiden liittopalkkien taivutuskestävyyden määrittämisessä pyritään useimmiten käyttämään plastisuusteoriaa sen yksinkertaisuuden vuoksi. Esimerkiksi eri ajankohtiin ajoittuvia materiaaliosien kuormittamisen alkamisajankohtia ei silloin tarvitse rasiutusten uudelleen jakaantumisen johdosta huomioida. Plastisuusteoria johtaa myös taloudellisempiin rakenteisiin. [6, s. 8.] Ehto jäykkäplastisen teorian käytölle on toimivan poikkileikkauksen kuuluminen luokkaan 1 tai 2 [5, s. 33]. Poikkileikkauksluokkia ja sallittuja analyysimenetelmiä on käsitelty tarkemmin kohdassa 4.3. Yleensä tämä ehto toteutuu positiivisen momentin alueella. Tukialueilla poikkileikkauksluokka usein muuttuu, jolloin on mahdollisesti turvaututtava kimmoteorian mukaiseen tarkasteluun [9, s. 85]. Tässä kohdassa esitetään vain liittopalkin plastisen taivutuskestävyyden määrittämisen periaatteet.

Kimoteorian antamat tulokset ovat yleisellä tasolla epäluotettavia, koska kaikkia vaikuttavia ilmiöitä on käytännön suunnittelussa mahdotonta huomioida [9, s. 11]. Vanhan liittorakenteiden sovellusohjeen by36 peräänkuuluttamat käyttörajatilatarkistukset on kuitenkin syytä pitää mielessä tulevaisuudessakin, vaikka EC4:n mukainen laskenta perustuu voimakkaammin kestävyksien määrittämiseen [3, s. 189]. Myös EN 1994-1-1 vaatii kuitenkin erilaisten ehtojen täyttymistä plastisen taivutuskestävyyden osoittamisen lisäksi. Ehdot liittyvät esimerkiksi stabiiliuden säilymiseen ja liittimien kykyyn estää rajapintaliukumia. Täten myös rakenteiden toiminnallisuus tulee otetuksi huomioon.

Plastisen taivutuskestävyyden laskennassa koko poikkileikkaus oletetaan täysin plastisoituneeksi, vaikka oletuksen toteutuminen todellisessa rakenteessa onkin kyseenalaista. Teräksen myötölujeneman on ajateltu kompensoivan tilannetta [14, s. 235]. Myötölujenemaan vetoaminen on tosin kyseenalaista, jos samanaikaisesti murtovenymiä rajoitetaan [4]. Teräsbetonipalkin taivutusmitoituksesta poiketen plastisoituminen tarkoittaa tässä koko neutraaliakselin ja rakenteen puristetuinman säikeen välisen alueen olettamista täysin rasitetuksi. Betonin ja rakenneteräksen lujuuksina plastisessa

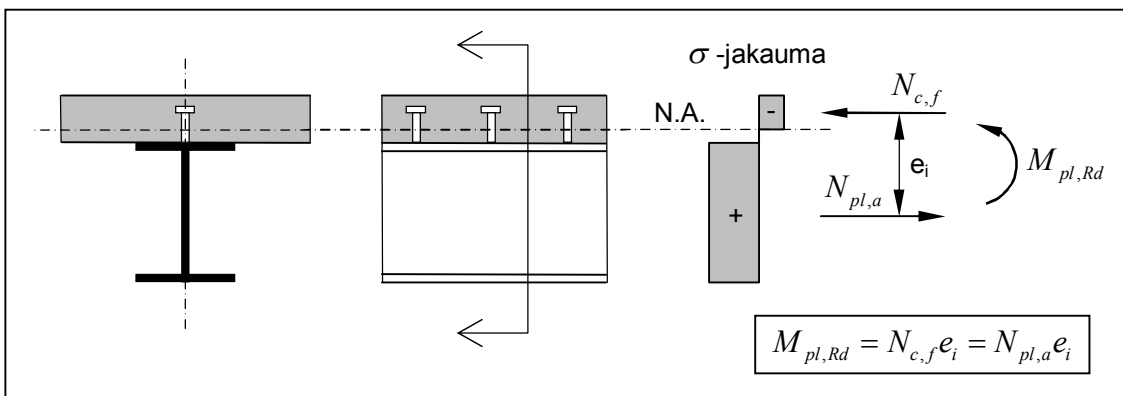
tilassa käytetään alla olevista idealisoiduista jännitys-venymäkuvaajista (Kuva 2.11) saatavia arvoja. EC4 sallii myös epälineaaristen jännitys-venymäyhteyksien käytön, mutta silloin puhutaan kimmoisen taivutuskestävyyden määrittämisestä.



**Kuva 2.11** Teräksen (a) ja betonin (a) ideaaliplastiset jännitys-venymäkuvaajat [16].

Betonin lieriölujuutta  $f_{ck}$  pienennetään kokeellisesti johdetulla, plastisuusteoriaan sopivalla kertoimella  $k = 0,85$ , joka ottaa huomioon puristuslujuustestin ja todellisen rakenteen kuormittamisen erot [9, s. 15]. Kertoimen valintaan ei ole annettu kansallista valintamahdollisuutta toisin kuten EC2:ssa, jossa  $\alpha_{cc}$ -kertoimelle on Suomessa valittu sama arvo 0,85 [18, s. 4].

Betonin vetolujuutta ei huomioida. [9, s. 79.] Muodostuvat jännityssuorakaiteet muutetaan resultanteiksi ja näin muodostuvan rakenteen sisäisen voimaparin momentti on poikkileikkauksen taivutusmomenttikestävyys, kuten alla olevassa kuvassa (Kuva 2.12) on esitetty. Plastista taivutuskestävyyttä verrataan rakennustavasta riippumatta kaikkien kuormien aiheuttamaan taivutuskuormitukseen kohdan 2.1 perusteella.



**Kuva 2.12** Liittopalkin plastinen taivutuskestävyys positiivisen momentin tapauksessa neutraaliakselin sijaitessa betoniosassa [5, s. 34].

Poikkileikkauksen sisäisen tasapainon takia puristus- ja vetoresultantti ovat aina yhtä suuret. Tästä johtuen positiivisesti taivutettu rakenne olisi tehokkaimmillaan, jos



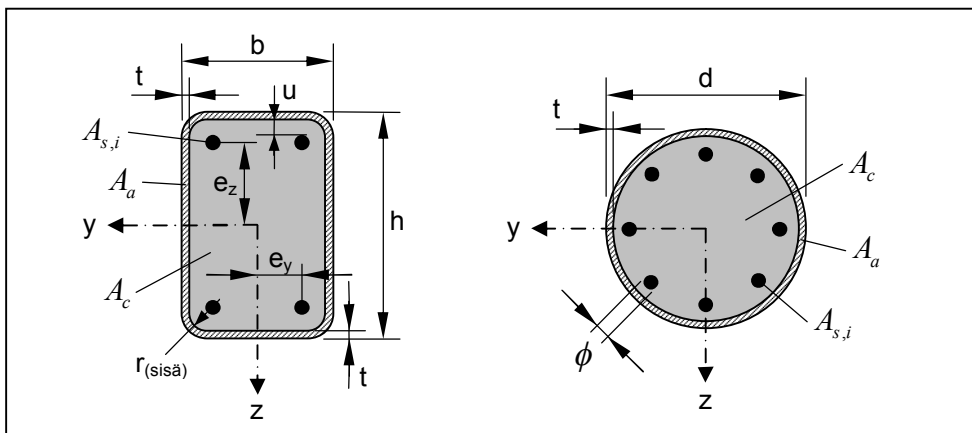
neutraaliakseli asettuisi osien rajapintaan [6, s. 5]. Tällöin betoni ei olisi missään vedolla ja toisaalta teräsosan kestävyyttä eivät rajoittaisi puristettujen osien stabiiliuden menetyksiä. Useimmiten tällainen ideaalitalanne ei ole mahdollinen tai edes järkevä. Neutraaliakseli asettuukin täydellisen leikkausliitoksen tapauksessa yleensä betonilaippaan tai korkeintaan teräsosan ylälaippaan [9, s. 80]. Leikkausliitoksen asteen aleneminen voi saada aikaan neutraaliakselin laskemisen myös ylälaipan alapuolelle. Tällä on merkitystä, koska taivutuskestävyyden laskentakaavojen muoto riippuu neutraaliakselin sijainnista samaan tapaan kuin kimmoisten poikkileikkaussuureiden tapauksessa. Laskentakaavat on esitetty palkin mitoituskaavojen käsittelyssä kohdassa 5.1.

Negatiivisen momentin alueella taivutuskestävyyden laskenta on teknisesti monimutkaisempaa, mutta pohjautuu samoihin periaatteisiin kuin edellä esitetty perustapaus. Suurimman ongelman tuottaa uuman puristuspuunnan suhteellisen korkeuden kasvaminen, jolloin poikkileikkauksen luokka herkästi laskee. Tähän palataan kohdassa 5.2.

## 2.5 Liittopilarit

Liittopilari on pääasiassa puristettu tai puristettu ja taivutettu liittorakenteosa [5, s. 11]. Määritelmä on tarkoituksella sellainen, ettei tarkasteluja tarvitse rajoittaa vain pystyrakenteiksi miellettyihin pilareihin. Esimerkiksi Vierendeel-kannattajien liittorakenteiset osat [21, s. 103] sekä myös betonoidut teräsputkipaalut voidaan suunnitella liittopilareiden sääntöjä soveltaen. Liittopilarin mitoitus perustuu kokeellisesti päteväksi todettuihin yksinkertaistettuihin menetelmiin, koska täsmällistä ja samalla selkeää mekaanista mallia ei ole kyetty muodostamaan. Analyttinen laskenta ei edes johtaisi merkittävästi parempaan tulokseen, koska pilarin alkuepätkäkkyyksien ja toisen kertaluvun vaikutusten huomiointi on vääjäämättä enemmän tai vähemmän likimääräistä.

Tässä luvussa käsitellään pilarien mitoituksen taustalla olevia periaatteita siinä laajuudessa, kuin se kappaleessa 6 esitettyjen mitoitusmenetelmien ymmärtämiseksi on tarpeellista. Esitetty teoria pätee vain betonitäytteisille putkipilareille, jollaisia on alla olevassa kuvassa (Kuva 2.13) esitetty mittoineen ja merkintöineen.



**Kuva 2.13** Suomessa tyypillisesti käytettyjen betonitäytteisten teräsputkiliittopilareiden kaksoissymmetrisiä poikkileikkauksia mittoineen ja merkintöineen [5, s. 53].

Muita poikkileikkaustyyppisiä ei käsitellä, koska niitä ei käytetä Suomessa. Periaatteet toki pätevät kaikille poikkileikkauksille, mutta suunnittelun yksityiskohdat tulee tarkistaa erikseen standardista EN 1994-1-1.

Tarkastelut luokitellaan pilariin kohdistuvien rasitusten perusteella. Pelkän puristuksen kuormittamat pilarit sekä yhdistetyn puristuksen ja taivutuksen kuormittamat pilarit tarkastellaan erikseen. Pääpaino on yhdistettyjen rasitusten tarkastelussa, koska keski-keski kuormitetun liitopilarin mekaniikka ja stabiiliusteoria eivät oleellisilta osiltaan poikkea käsikirjoissa esitetystä.

Pilareita käsiteltäessä on aina mietittävä myös toisen kertaluvun vaikutuksia ( $P-\delta$ -analyysi). Niillä tarkoitetaan puristuskuormitetun sauvan muodonmuutoksista aiheutuvaa taivutusrasitusten kasvua ja ne lisäävät verrattain hoikkien ja voimakkaasti kuormitettujen pilarien rasituksia eniten [19, s. 65].

### 2.5.1 Taivutusjäykkyys

Liittopilareiden taivutusjäykkyyttä tarvitaan lähinnä kimmoteorian mukaisen nurjahduskuorman laskennassa. Pilareiden mitoituksessa käyttötilatarkasteluilla ei nimittäin ole juuri merkitystä [3, s. 73]. Taivutusjäykkyyden laskenta on varsin yksinkertaista myös täyden yhteistoiminnan vallitessa, kunhan poikkileikkaus on kaksoissymmetrinen. Tällöin eri materiaaliosien painopisteet yhtyvät ja taivutusjäykkyys saadaan osien jäykkyyksien summana. [3, s. 73.] Sama pätee luonnollisesti vetojäykkyydelle. Vedetyn betonin halkeilu saa kuitenkin periaatteessa taivutusjäykkyyden riippumaan kuormitustasosta, mutta tämäkin ongelma on Eurokoodissa ratkaistu kokeellisen korjauskertoimen  $K_e = 0,6$  käytöllä. Tällöin koko betonipoikkileikkaus voidaan olettaa teholliseksi (halkeilemattomaksi) ja taivutusjäykkyys saadaan kaavasta (2.14) [5, s. 57].

$$(EI)_{eff} = (EI)_a + (EI)_s + K_e E_{c,eff} I_c \quad (2.14)$$

Pitkäaikaisominaisuudet eli viruma ja kutistuma otetaan huomioon betonin kimmokerroimen tehollisessa arvossa  $E_{c,eff}$ . Tämän laskenta on esitetty kohdassa 6.2.2.

Suomessa yleisesti käytetyn betonitäyteen putkipilarin taivutusjäykkyyden laskennassa materiaaliosien neliömomenttien laskentaa hankaloittaa poikkileikkausmuodon tarkka huomiointi. Ympyräpoikkileikkaukset ovat helpompia, mutta suorakaidepoikkileikkausten pyöristyssäteiden huomioimisen helpottamiseksi seuraavassa on johdettu mahdollisimman yleispäteviä kaavoja. Raudoituksen osuus taivutusjäykkyyteen on esitettävä eri poikkileikkausmuodoille paloittain määriteltynä sen mukaan, miten monta tankoa poikkileikkaukseen sijoitetaan.

Käsitellään ensin ympyräpoikkileikkausta, jolle neliömomentit ovat samoja kaikkien pääakseleiden suhteen. Raudoituksen neliömomentti lasketaan kaavalla (2.15). Eri raudoitevariaatiot kattavat kaikki tavallisesti esiintyvät tapaukset.

$$I_s = \begin{cases} \frac{\pi}{16}\phi^4 + \frac{\pi}{2}\phi^2\left(\frac{d-\phi}{2}-t-u\right)^2 & , \text{ kun } 4 T\phi \\ \frac{3\pi}{32}\phi^4 + \frac{3\pi}{4}\phi^2\left(\frac{d-\phi}{2}-t-u\right)^2 & , \text{ kun } 6 T\phi \\ \frac{\pi}{8}\phi^4 + \pi\phi^2\left(\frac{d-\phi}{2}-t-u\right)^2 & , \text{ kun } 8 T\phi \\ \frac{3\pi}{16}\phi^4 + \frac{3\pi}{2}\phi^2\left(\frac{d-\phi}{2}-t-u\right)^2 & , \text{ kun } 12 T\phi \end{cases} \quad (2.15)$$

Halkeilemattoman betonin neliömomentin (2.16) laskennassa ei huomioida betonin raudoitukselle kuuluvaa osuutta.

$$I_c = \frac{\pi}{4}\left(\frac{d}{2}-t\right)^4 - I_s \quad (2.16)$$

Rakenneteräosan neliömomentti saadaan yksiselitteisesti kaavasta (2.17).

$$I_a = \frac{\pi}{4}\left[\left(\frac{d}{2}\right)^4 - \left(\frac{d}{2}-t\right)^4\right] \quad (2.17)$$

Suorakaidepoikkileikkaukselle vastaavat kaavat on esitetty alla vahvemman suunnan suhteen. Niissä kannattaa huomioida, että säde  $r$  tarkoittaa nurkkapyöristyksen sisäsädettä. Ulkosäde saadaan lisäämällä sisäsäteeseen ainevahvuus  $t$ . Raudoitevaihtoehtoja ei suorakaidepoikkileikkauksissa ole tavallisesti kuin kaksi, joten raudoituksen neliömomentti saadaan kaavasta (2.18).

$$I_{sy} = \begin{cases} \frac{\pi}{16}\phi^4 + \pi\phi^2\left(\frac{h-\phi}{2}-t-u\right)^2 & , \text{ kun } 4 T\phi \\ \frac{\pi}{8}\phi^4 + \frac{3\pi}{2}\phi^2\left(\frac{h-\phi}{2}-t-u\right)^2 & , \text{ kun } 8 T\phi \end{cases} \quad (2.18)$$

Halkeilemattoman betoniosan neliömomentti puolestaan sievenee muotoon (2.19)

$$I_{cy} = \frac{(b-2t)(h-2t)^3}{12} - \frac{r^4}{3} - r^2(h-2t-r)^2 + \dots \quad (2.19)$$

$$r^4 \frac{9\pi^2 - 64}{36\pi} + \pi r^2 \left(\frac{h}{2} - t - r + \frac{4r}{3\pi}\right)^2 - I_s$$

ja rakenneteräksen neliömomentti muotoon (2.20), jota ei kannata ilmaista ilman betoni- ja raudoitusosan suureita.

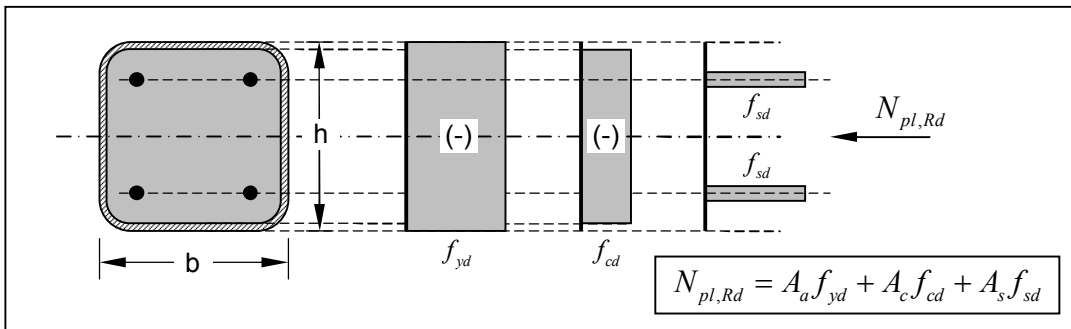
$$I_{ay} = \frac{bh^3}{12} - \frac{(r+t)^4}{3} - (r+t)^2(h-r-t)^2 + (r+t)^4 \frac{9\pi^2 - 64}{36\pi} + \pi(r+t)^2 \left[\frac{h}{2} - t - r + \frac{4(r+t)}{3\pi}\right]^2 - I_c - I_s \quad (2.20)$$

Edellä esitetyt kaavat saattavat näyttää monimutkaisilta, mutta ne on esitetty muodossa, jossa ne on helppo ohjelmoida laskentapohjaan tai -taulukkoon. Tällöin minkä

tahansa vakiomittaisen poikkileikkauksen laskenta voidaan automatisoida, kunhan laskija huolehtii, ettei liian pieneen poikkileikkaukseen yritetä laittaa liian suuria teräksiä liian suurella betonipeitepaksuudella. Raudoitteet eivät voi todellisuudessa leikata toisiinsa, mutta kaavojen tuloksista sitä ei välttämättä huomaa. Sääntöä, joka estää huomioimasta rajan  $\rho_s \leq 6\%$  ylittävän raudoituksen osuuden [5, s. 55], ei ole kaavoissa myöskään huomioitu. Yleensä ei ole kuitenkaan viisasta käyttää näin suuria raudoittemääriä.

### 2.5.2 Keskinen kuormitus

Puristettu rakenneosaa voi saavuttaa plastisen rajakuorman ollessaan riittävän lyhyt, jottei stabiiliuden menettäminen rajoita murtokuorman arvoa [9, s. 192]. Plastisen puristuskestävyyden laskeminen on triviaali tehtävä ja se on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 2.14) perustuen poikkileikkauksen eri osien kestävyyksien summaan. Plastinen puristuskestävyys on pilarin mitoituksen lähtökohta ja apusuure jatkolaskelmissa.



**Kuva 2.14** Betonitäytteisen liittopilarin merkinnät ja tyssäntymiskuorman laskenta.

Puristuskestävyyttä kutsutaan myös tyssäntymiskuormaksi. Tyssäntymiskäyttäytymiseen liittyy oleellisesti liittorakenteen eri materiaalien erilaiset myötörajat. Rakeneräksen S355 myötöraja  $\varepsilon_y = f_y / E_a$  on luokkaa 0,17 %, kun taas betoni saavuttaa huippujännityksensä vasta noin 0,35 % puristumalla [19, s. 51]. Jos oletetaan täydellinen yhteistoiminta eli samat muodonmuutokset molempiin osiin, on teräksen tällöin kyettävä säilyttämään myötöjännityksensä myös suurilla puristumilla. Teräsprofiilin tasosien paikallinen lommahtaminen saattaa tällöin rajoittaa poikkileikkauksen kestävyyttä. Paikallinen lommahdus koostuu kuitenkin aaltoilevasta ominaisuudesta, joten liittorakenteeksi valettu betoni tarjoaa tuen teräsosille. [19, s. 51.] Paikallista lommahtamista rajoitetaan sivulla 111 olevan kaavan (6.2) ehdoilla.

### Nurjahduskuorma

Sen arvioimiseen, onko pilari riittävän lyhyt saavuttaakseen plastisen rajakuorman, käytetään klassisessa kimmoteoriassa *hoikkuuden* käsitettä. Hoikkuusluku määritellään kaavalla (2.21), vaikka tarkalleen ottaen kyseessä onkin redusoitu hoikkuusluku nurjahduspituuden käytön johdosta [15, s. 291].

$$\lambda_n = \frac{L_{cr}}{i} \quad (2.21)$$

jossa

$L_{cr}$  on nurjahduspituus, eli nurjahdusmuodon kahden peräkkäisten kään-  
nepisteen välimatka [15, s. 286]

$i = \sqrt{I/A}$  on neliösäde

Hoikkuusluvun avulla erilaisten pilareiden nurjahdustaipumusta voidaan helposti verra-  
ta. Pelkkää nurjahduspituutta käyttäen se ei olisi mahdollista. Eurokoodeissa ei käytetä  
nurjahduksen käsittelyyn tätä hoikkuuslukua, vaan suhteellista hoikkuutta  $\bar{\lambda}$ . Näitä  
kahta ei pidä sekoittaa toisiinsa.

Leonhard Euler esitti 1700-luvulla teorian puristetun ideaalikimmoisen pilarin  
kuormankantokyvystä. Hän johti nurjahduskuorman arvon (2.22) tarkastelemalla puris-  
tetun sauvan taipuneen muodon tasapainoa kimmoviivan differentiaaliyhtälön kautta.  
[15, s. 285–286.]

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} \quad (2.22)$$

Yhdistämällä kaavat (2.21) ja (2.22) huomataan, että nurjahduskuorma on suoraan ver-  
rannollinen materiaali- ja poikkileikkaussuureisiin (termiin  $EA$ ) ja kääntäen verrannol-  
linen redusoidun hoikkuusluvun neliöön. Tällöin hoikkuuden lähestyessä nollaa nurjah-  
duskuorma kasvaa rajatta. Rakennemallissa on siis muuta kautta huomioitava materiaa-  
lien kimmottomat ominaisuudet ja epätarkkuuksista aiheutuvat toisen kertaluvun vaiku-  
tukset [19, s. 55]. Tähän tarjoaa oivan keinon eurokoodien omaksuma tapa, jossa lopul-  
linen puristuskestävyys saadaan pienentämällä plastista puristuskestävyyttä sopivalla  
pienennyskertoimella  $\chi \leq 1,0$  miettimättä sen enempää nurjahtaako pilari vai ei.

Standardien EN 1993-1-1 ja EN 1994-1-1 nurjahdusmitoituksen perustana oleva  
pienennyskerroin  $\chi$  on johdettu niin sanotusta Rankine-Merchant-kaavasta (2.23), joka  
ottaa huomioon toisen kertaluvun vaikutukset niin kimmoisen kuin plastisenkin käyttäy-  
tymisen osalta.

$$\frac{1}{N_E} = \frac{1}{N_{cr}} + \frac{1}{N_{pl}} \quad (2.23)$$

jossa

$N_E$  on pilarin puristuskuorma

Samalla nähdään suhteellisen hoikkuuden määritelmä (2.25) sekä rooli puristuskestä-  
vyyden määrittämisessä:

$$N_E \leq \frac{N_{pl}}{1 + \frac{N_{pl}}{N_{cr}}} = \chi N_{pl} \Leftrightarrow \chi = \frac{1}{1 + \frac{N_{pl}}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 + \bar{\lambda}^2} \quad (2.24)$$

jossa siis on merkitty

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} \quad (2.25)$$

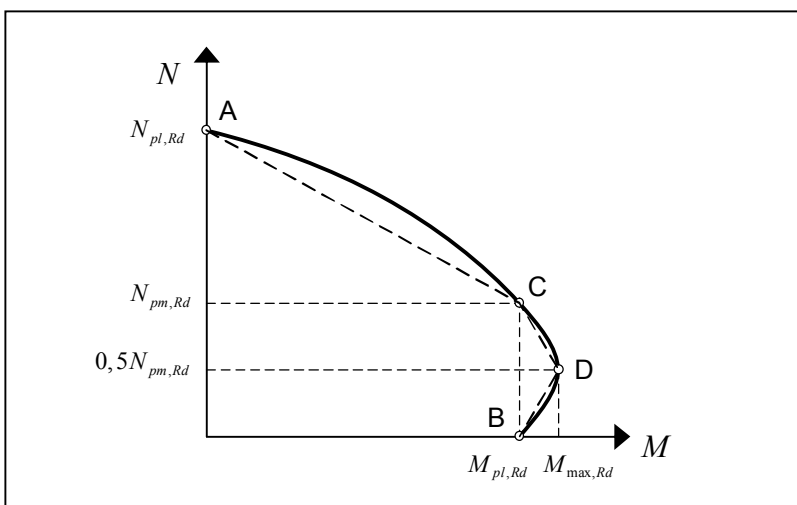
Muoto, jossa  $\chi$  :n arvot erilaisille tapauksille on eurokoodeissa esitetty, on pitkällisen tutkimus- ja kehitystyön tulosta, jolla on haluttu ottaa huomioon Rankine-Merchant-kaavaan kuulumattomia muuttujia. Muoto (2.24) on useimmiten varmalla puolella eurokoodien määritelmiin nähden. [20, s. 13–19.] Tämä näkyy myös sivulla 115 esitetystä kuvaajasta (Kuva 6.4). Siihen on piirretty myös ideaalikimmoisen nurjahduksen käyrä, joka yhtyy mitoituskäyriin vasta suurilla hoikkuuksilla.

### 2.5.3 Yhdistetty puristus ja taivutus

Jos keskimuotoisesti kuormitetun liittopilarin nurjahdusmitoitus muistuttaa teräspilarin mitoitusta, niin yhtä aikaa taivutetun ja puristetun pilarin mitoitus muistuttaa teräsbetonipilarin mitoitusta yhteisvaikutuskäyrineen. Tässä yhteydessä käsitellään yhteisvaikutuskäyrän muodostamista yhden akselin suhteen taivutetulle betonitäyhteiselle putkipilarille. Vinon taivutuksen yhteydessä puhuttaisiin yhteisvaikutuskäyrän sijaan yhteisvaikutuspinnasta.

Yhteisvaikutuskäyrän idea on määrittää M–N-koordinaatistoon sallittu alue, jota rajaa murtoehdon mukainen käyrä. Kupera muoto on tälle käyrälle tyypillinen. Se johtuu laskentaoletuksesta, jonka mukaan vedetyllä betonilla ei ole lujuutta. [19, s. 57.] Yhteisvaikutuskäyttäytymiselle on myös tyypillistä, että normaalivoiman läsnäolo kasvattaa jo raskaasti taivutusrasitetun poikkileikkauksen kestävyyttä. Tähän liittyvä varoitus on aiheellinen jo tässä vaiheessa. Jos normaalivoima ei nimittäin riipu taivutusmomentista siten, että sen läsnäolosta taivutusrasituksen yhteydessä voidaan aina varmistua, ei kapasiteetin kasvua voida hyödyntää.

EC4:ssä käytetään poikkileikkauksen täydelliseen plastisoitumiseen perustuvaa ”nurjahduksetonta” yhteisvaikutuskäyrää, kuten sovellusohje by36 [3, s. 76] asian ilmaisee. Virhettä, joka tästä jännityssuorakaiteiden ulottamisesta neutraaliakseliin asti syntyy, ei kuitenkaan ole unohdettu, vaan se otetaan huomioon kohdassa 6.3.1 esitetyn mitoitusohjeen kautta [21, s. 111]. Periaatteellinen yhteisvaikutuskäyrä on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 2.15) yhtenäisellä viivalla.

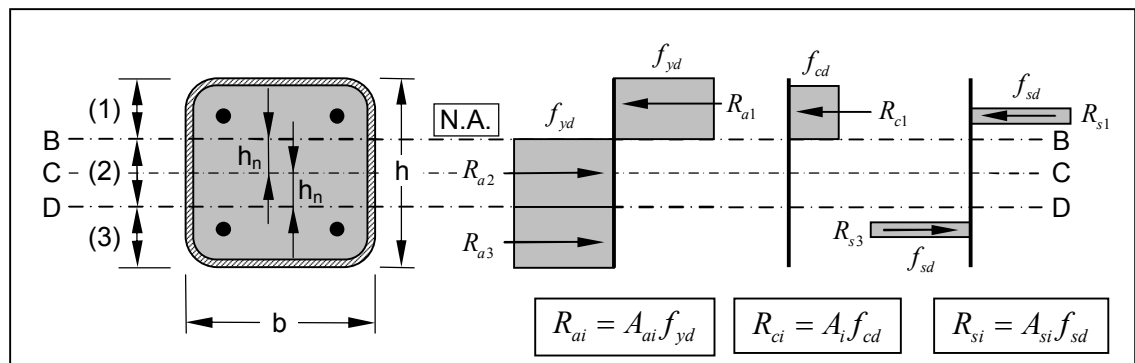


**Kuva 2.15** Yhteisvaikutuskäyrän approksimointi monikulmiolla AECDB [5, s. 56].

Tarkan käyrän määrittäminen käsin on turhan työlästä, koska neutraaliakselin sijaintivaihtoehtoja on useita ja suureiden  $N_{Rd}$  sekä  $M_{Rd}$  laskentakaavat vaihtelevat sijainnin mukaan. Neutraaliakselin sijainti on aluksi käytännössä arvattava ja laskettava sen jälkeen sitä vastaavan pisteen koordinaatit jännityssuorakaiteiden perusteella. [9, s. 193.] Riittävän tarkka ja ennen kaikkea varmalla puolella oleva arvio yhteisvaikutuskäyrästä saadaan arvioimalla sitä neljän (ACDB) pisteen kautta kulkevalla monikulmiolla. [19, s. 58.] Seuraavaksi esitetään näiden pisteiden laskenta betonitäytteiselle putkipilarille, jonka poikkileikkaus on kaksoisymmetrinen ja muuttumaton pilarin pituudella. Laskennassa oletetaan jäykkäplastinen toiminta, eli teräksen jännityssuorakaiteisiin jännitys  $\pm f_{yd}$ , betoniterästen jännityssuorakaiteisiin  $\pm f_{sd}$  ja betonin puristussuorakaiteisiin  $f_{cd}$  ja muualle nolla [19, s. 58]. Eurokoodi 4:n esiversio salli myös pisteiden A ja C välisen välipisteen E käytön, mutta ilmeisesti laskennan varmuustason kasvattamiseksi sitä ei ole enää mainittu lopullisessa standardissa EN 1994-1-1.

**Piste A** ( $0, N_{pl,Rd}$ ) kuvaa poikkileikkauksen keskistä puristusta. Plastisen puristuskestävyyden  $N_{pl,Rd}$  laskenta on triviaali tehtävä ja esitetty aiemmin esitetyssä kuvassa (Kuva 2.14).

**Pisteessä C** ( $M_{pl,Rd}, N_{pm,Rd}$ ) vaikuttaa keskinen puristusvoima  $N_{pm,Rd}$  siten, että poikkileikkauksessa saavutetaan sama taivutuskapasiteetti  $M_{pl,Rd}$  kuin puhtaassa taivutuksessa. Tällöin plastinen neutraaliakseli ei kulje poikkileikkauksen pintakeskiön kautta, koska betonilla ei ole vetolujuutta. Kun neutraaliakselin yläpuolinen poikkileikkauksen osa on puristettu ja alapuolinen vedetty, alla olevassa kuvassa (Kuva 2.16) neutraaliakseli B–B sijaitsee etäisyyden  $h_n$  päässä keskilinjän C–C yläpuolella.



**Kuva 2.16** Puhtaasti taivutetun liittopilarin poikkileikkauksessa vaikuttavat jännitysresultantit [19, s. 59].

Linjan B–B kanssa symmetrisesti keskilinjän C–C alapuolella sijaitsee linja D–D. Linjat B–B ja D–D jakavat poikkileikkauksen taivutussuunnassa kolmeen vyöhykkeeseen (katso Kuva 2.16). Osien jännitysresultantit on indeksoitu sen vyöhykkeeseen mukaan, missä ne vaikuttavat. Yhteensä jännitysresultantteja syntyy täten 6 kappaletta. Symmetriasta seuraa, että

$$R_{a1} = R_{a3} \quad (2.26)$$

ja

$$R_{s1} = R_{s3} \quad (2.27)$$

Koska puhtaassa taivutuksessa  $N = 0$ , poikkileikkauksen sisäisestä voimatasapainosta seuraa ehto (2.28)

$$R_{a1} + R_{c1} + R_{s1} = R_{a2} + R_{a3} + R_{s3} \quad (2.28)$$

joka sievenee tuloksia (2.26) ja (2.27) hyväksikäyttäen muotoon (2.29). [19, s. 59.]

$$R_{c1} = R_{a2} \quad (2.29)$$

Jos neutraaliakseli siirretään linjalta B–B linjalle D–D, muuttuvat sekä rakenneteräksen että betonin osien (2) jännitysresultantit vedosta puristukseksi. Molempien voimien vaikutussuora on kuitenkin linjalla C–C eivätkä ne siten vaikuta taivutuskapasiteetin suuruuteen. Voimien voidaan ajatella summautuvan puristuskapasiteetiksi  $N_{pm,Rd}$ . [21, s. 218.] Jälleen voimatasapainosta sekä aiemmista tuloksista seuraa:

$$\begin{aligned} N_{pm,Rd} &= R_{c1} + R_{c2} + R_{a1} + R_{a2} + R_{s1} - R_{a3} - R_{s3} \\ &= R_{c1} + R_{c2} + R_{a2} \end{aligned} \quad (2.30)$$

Symmetriasta seuraa vielä yhteys (2.31). Se saattaa tuntua oudolta, koska alueella 3 valitsee vetojännitys, eikä betonille sallittu vetojännitystä. Siksi on käytetty \*-symbolia.

$$R_{c1} = R_{c3}^* \quad (2.31)$$

Voimaa  $R_{c3}^*$  ei siis ole olemassa mutta jos olisi, se täyttäisi ehdon (2.31). Sijoittamalla tämä tulos yhtälöön (2.29), saadaan  $R_{a2} = R_{c3}^*$ , jota hyödyntämällä muokataan lopuksi tulosta (2.30):

$$N_{pm,Rd} = R_{c1} + R_{c2} + R_{c3}^* = R_c \quad (2.32)$$

jossa

$$R_c = A_c f_{cd} \quad \text{on koko betoniosan puristuskestävyys. [19, s. 60.]}$$

Pisteen C M-koordinaatti saadaan tarkastelemalla ensin pisteen D M-koordinaattia  $M_{\max,Rd}$ . Tämä suurin taivutuskestävyys saavutetaan epäkeskisellä normaalivoimalla, joka sijoittaa plastisen neutraaliakselin symmetria-akselille [3, s. 77]. Tämä voidaan todeta tarkastelemalla momentin muutosta, kun neutraaliakselia siirretään hieman ylös tai alas. Molemmissa tapauksissa taivutuskapasiteetti pienenee, joten väite pitää paikkansa. Teknistä taivutusteoriaa soveltaen [15, s. 182] kirjoitetaan suurimmalle taivutuskestävyydelle kaava (2.33). [19, s. 61.]

$$M_{\max,Rd} = W_{pa} f_{yd} + W_{ps} f_{sd} + \frac{1}{2} W_{pc} f_{cd} \quad (2.33)$$

jossa

$$W_{pa} \quad \text{on rakenneteräsoosan taivutusvastus symmetria-akselin suhteen, joka luetaan useimmiten valmistajan taulukoista}$$

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^n |A_{s,i} e_i| \quad \text{on raudoituksen taivutusvastus symmetria-akselin suhteen}$$



$W_{pc}$  on halkeilemattoman betonin taivutusvastus, kun sen alasta on vähennetty raudoitus.

Kerroin 0,5 betonin osuudessa johtuu siitä, ettei betonilla ole vetolujuutta. Betonin taivutusvastus saadaan kaavasta (2.34). Esistandardissa ENV 1994-1-1 on esitetty myös kaava rakenneteräsputken taivutusvastukselle, jos se halutaan laskea itse. [47, s. 158.]

$$W_{pc} = \frac{(b-2t)(h-2t)^2}{4} - \frac{2}{3}r^3 - r^2(4-\pi)\left(\frac{h}{2}-t-r\right) - W_{ps} \quad (2.34)$$

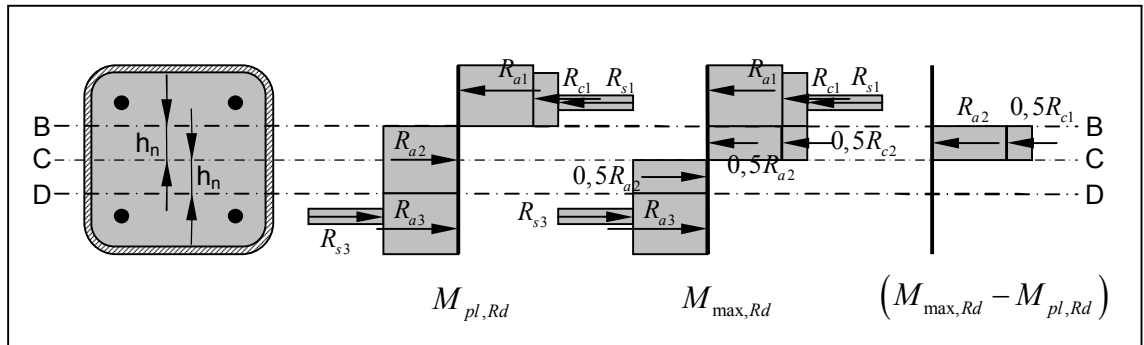
jossa

$t$  on rakenneteräsputken ainevahvuus

$r$  on suorakaideputken nurkkapyristyksen sisäpuolinen säde

$\begin{cases} h = b = d \\ r = d/2 - t \end{cases}$  ympyräpoikkileikkaukselle

Nyt, kun tiedetään suureen  $M_{\max,Rd}$  arvo ja tarvittavien neutraaliakselien paikat, voidaan superpositioperiaatteella määrittää käänteisesti puhtaan taivutuksen taivutuskapasiteetti  $M_{pl,Rd}$ . Se tapahtuu vertaamalla alla olevan kuvan (Kuva 2.17) jännitysjakautumia ja päättelämällä niiden erotus, jonka osuus momenttikapasiteettiin tunnetaan.



**Kuva 2.17** Taivutuskestävyyden  $M_{pl,Rd}$  määrittäminen [19, s. 61].

Näin ollen voidaan kirjoittaa pisteen C M-koordinaatille kaava (2.35). [21, s. 219–221.]

$$M_{pl,Rd} = M_{\max,Rd} - \left( W_{pa,n} f_{yd} + W_{ps,n} f_{sd} + \frac{1}{2} W_{pc,n} f_{cd} \right) \quad (2.35)$$

jossa

$W_{ps,n} = \sum_{i=1}^n |A_{sn,i} e_{z,i}|$  on osaa (2) koskeva raudoituksen taivutusvastus

$W_{pc,n} = (b-2t)h_n^2 - W_{ps,n}$  on osaa (2) koskeva halkeilemattoman betonin taivutusvastus

$W_{pa,n} = bh_n^2 - W_{pc,n} - W_{ps,n}$  on osaa (2) koskeva rakenneteräksen taivutusvastus

joissa edelleen

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd})}{2bf_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})}$$

**Piste B** ( $M_{pl,Rd}, 0$ ) edustaa poikkileikkauksen puhdasta taivutuskestävyyttä ja sen koordinaatit ovat tiedossa jo aiemman perusteella. Samoin tunnetaan **piste D** ( $M_{max,Rd}; 0, 5N_{pm,Rd}$ ), jossa taivutuskestävyys on maksimissaan ja yhteisvaikutuskäyrän hyperbelisen muodon perusteella N-koordinaatin arvo on puolet pisteen C N-koordinaatin arvosta [19, s. 61].

## 2.6 Liittolaatat

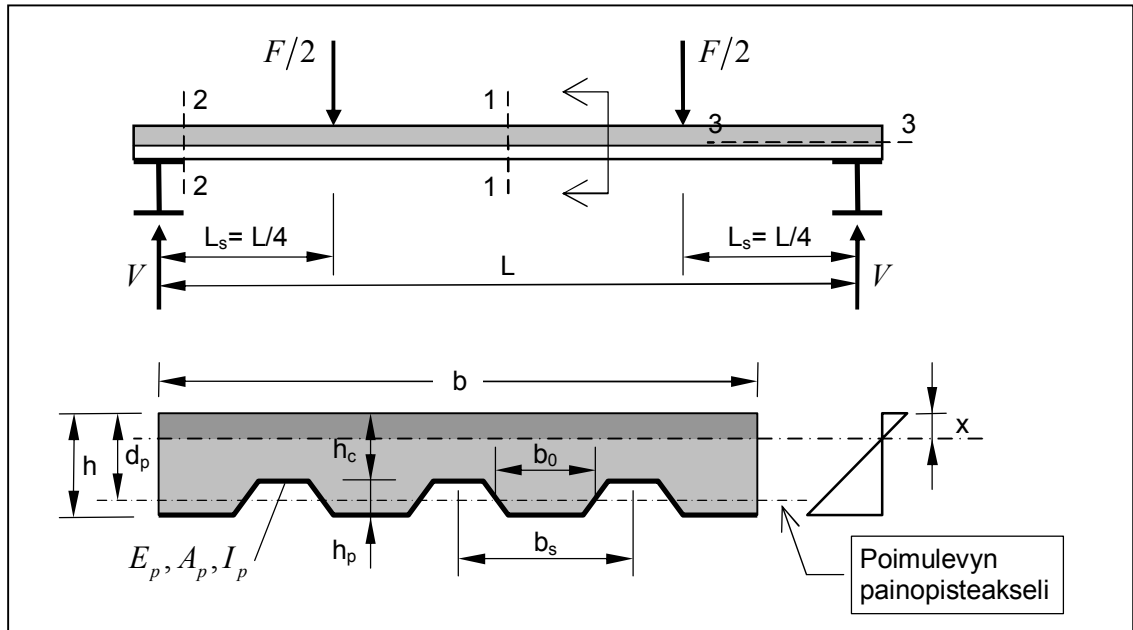
Liittolaatassa liittolevyä käytetään sekä betonin paikalleen jäävänä muottina että valmiin rakenteen vetorausloituksen [5, s. 11]. Liittolaatat ovat yhteen suuntaan kantavia taivutettuja vaakarakenteita siinä missä liittopalkitkin, joten monet palkeille esitetyt periaatteet pätevät myös laatoille. Ainakin liittolaatan plastisen taivutuskestävyyden ja taivutusjäykkyyden laskenta noudattavat samoja suuntaviivoja. Erojakin kuitenkin löytyy. Liittolaattojen toiminta muistuttaa miltei yhtä paljon teräsbetoni-laatan kuin liittopalkin toimintaa, koska poimulevyn oma taivutusjäykkyys ei ole suhteessa valmiiseen rakenteeseen yhtä suuri kuin liittopalkin teräsprofiilin. Toisaalta poimulevyllä ei ole teräsbetoni-laatan raudoitusta vastaavia tartuntaominaisuuksia eikä -olosuhteita. [16.] Poikkileikkaussuureiden laskentaan puolestaan vaikuttaa betonin ulottuminen syvälle teräsosan alueelle. Tällä ei kuitenkaan ole suurta merkitystä, koska positiivisessa taivutuksessa neutraaliakseli sijaitsee useimmiten teräsprofiilin yläpuolella [9, s. 48]. Vedetty betoni jätetään tällöin huomioimatta joka tapauksessa. Tiivistetysti voidaan todeta, että liittolaatta on jonkin asteinen sekarakenne, jonka mitoitus ja rakennemalli perustuvat monilta osin kokeelliseen tutkimukseen [16].

Liittolaattojen mitoitus koostuu palkkien tapaan rakennusvaiheen ja liitorakennevaiheen tarkastelemisesta erikseen. Kylmämuovattun poimulevyn kestävyys- ja käyttötilasuureiden laskenta standardin EN 1993-1-3 mukaan on kuitenkin tämän työn rajauksen ulkopuolella. Monimutkaisilla menetelmillä hallittava lommahdusilmiö on poimulevyn mitoituksessa keskeisessä roolissa.

Liittolaatoissa betonin ja teräspoimulevyn välillä vaikuttava leikkausliitos on luonteeltaan erilainen kuin palkkien liitos. Ohueen teräspoimulevyyn ei voida hitsata yksittäisiä liittimiä, vaan liittovaikutus on tuotettava muilla keinoin [9, s. 29]. Liittolaattojen leikkausliitoksen toimintaan paneudutaan seuraavaksi, koska se määrittää hyvin pitkälle liittolaattojen toiminnan taivutusrasituksen alaisena. Ymmärtämisen kannalta on helppoa käsitellä kuormitustilannetta, jonka EN 1994-1-1 liite B.3 määrittelee vakiokoiseksi liittolaatan leikkauskestävyysslaskennassa tarvittavien parametrien selvittämiseksi [5, s. 95–99]. Siinä vapaasti tuettua yhteen suuntaan kantavaa yksiaukkoista liittolaatta-kaistaa kuormitetaan kahdella viivakuormalla jänteen neljäsosapisteistä alla olevan kuvan (Kuva 2.18) tapaan.

### 2.6.1 Murtotavat ja käyttäytymismallit

Lähtökohtaisesti liittolaatta voi murtua kolmella tapaa. Mahdolliset murtumismekanismit ovat taivutusmurto, vertikaalisen leikkausrasituksen aiheuttama leikkausmurto ja leikkausliitoksen pettämisen aiheuttama ankkurointimurto. Kuhunkin murtotyypin liittyy kriittinen leikkaus, jossa murtomekanismi tyypillisesti syntyy. Nämä leikkaukset on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 2.18). Leikkaus 1 liittyy taivutusmurtoon, leikkaus 2 leikkausmurtoon ja leikkaus 3 ankkurointimurtoon.



**Kuva 2.18** Liittolaatan kriittiset leikkaukset ja poikkileikkaus mittoineen [9, s. 40–41].

Murtotapa määräytyy suhteen (2.36) perusteella siten, että pitkillä jänneväleillä, suhteen ollessa iso, taivutusmurto on todennäköisin. Lyhyillä jänteillä suhde on pieni ja silloin leikkausmurto on todennäköisin. [22, s. 134.]

$$\frac{L_s}{d_p} \quad (2.36)$$

jossa

$L_s$  on leikkausjänteen pituus, vakiokokeessa  $L_s = L/4$

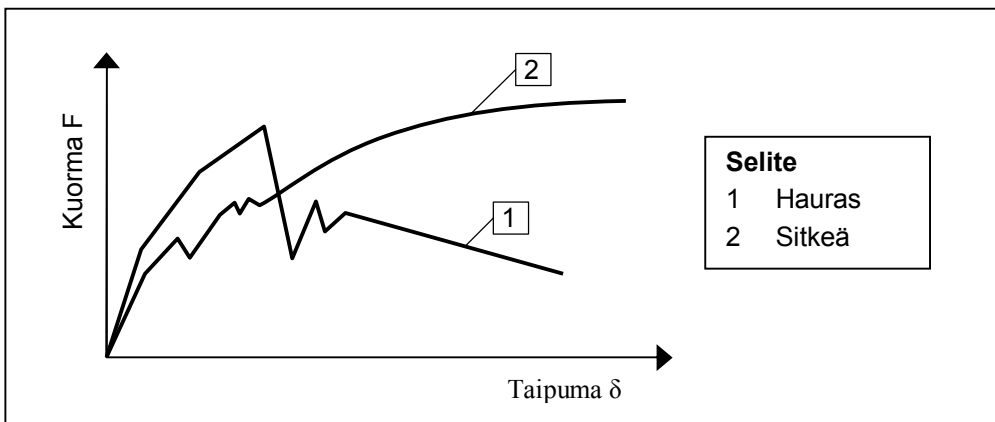
$d_p$  on laatan yläreunan ja pöimulevyn painopisteakselin välinen etäisyys.

Näiden ääripäiden välillä murtotapa on pöimulevyn ja betonin välisen liitoksen pettäminen, ankkurointimurto. Ankkurointikapasiteetin muodostuminen liittolaatassa on erityisominaisuus, joka erottaa sen teräsbetonilaatasta. Siksi tässä liittolaattojen toimintaa käsittelevässä luvussa on keskitytty pääosin leikkausliitoksen käsitteelyyn.

Liittolaatan ankkurointikestävyys muodostuu kolmesta komponentista: kitkasta, ankkurointinystyjen muodostamasta mekaanisesta ankkuroinnista ja pääteankkureista. Pöimulevyn ja betonin välille syntyy myös tartunta kemiallisen adheesiovaikutuksesta, mutta sitä ei katsota liitovaikutuksen kannalta teholliseksi [5, s. 79]. Hyödynnettäessä kitkaa pöimulevyn profiiliin on oltava sisäänpäin levenevä uraprofiili eli niin sanottu

”lohenpyrstöprofiili”. Yllä olevassa kuvassa (*Kuva 2.18*) esitettyä profiilia puolestaan kutsutaan trapetsiprofiiliksi. Pääteankkureina voidaan käyttää liittopalkin leikkausliittimiä, jotka on hitsattu poimulevyn läpi liittolaatta tukevan teräspalkin laippaan. Tällöin liittolaatta toimii myös liittopalkin betoniosana poikittaisessa suunnassaan. Pääteankkuroinnin kapasiteetti määräytyy yleensä levyn repeämiskestävyyden perusteella [9, s. 54]. Suomessa saadut kokemukset liittimien hitsaamisessa poimulevyn läpi eivät ole olleet hyviä, joten liittimet on tyypillisesti hitsattu teräsojan ylälaippaan konepajalla ja esirei'itetty liittolevy liitinjonon mukaisesti. Tällöin liittimet eivät toimi pääteankkureina. [4.] Tässä liittolaatan toimintaa käsittelevässä luvussa käsitellään kuitenkin vain leikkausliitosta, jossa ei ole pääteankkurointia.

Betonin ja poimulevyn rajapinnan ominaisuuksilla ja siten myös ankkurointikestävyyden muodostumistavalla on merkitystä rakenteen käyttäytymismallin kannalta. Käyttäytymismallia tarkastellaan tilanteessa, jossa tietyn kuorman arvolla rajapinnassa alkaa tapahtua liukumaa. Liittolaatalla siis on, toisin kuin liittopalkilla, vaihe, jolloin liukumaa ei todellisuudessa tapahtu. Liittolaatan käyttäytymismalli on *hauras*, jos adheesiotartunnan pettäessä ja mitattavan liukuman syntyessä laatan kuormankantokyky äkillisesti laskee, eikä enää saavuta tätä maksimitasoa. [22, s. 129.] Mekaaninen ankkurointi ei tällöin kykene kehittämään alkuvaiheen tartuntaa vastaavaa yhteistoimintaa [16]. Tällainen käyttäytyminen ilmenee siirtymäohjatussa kuormituskokeessa alla olevan kuvan (*Kuva 2.19*) käyränä 1.



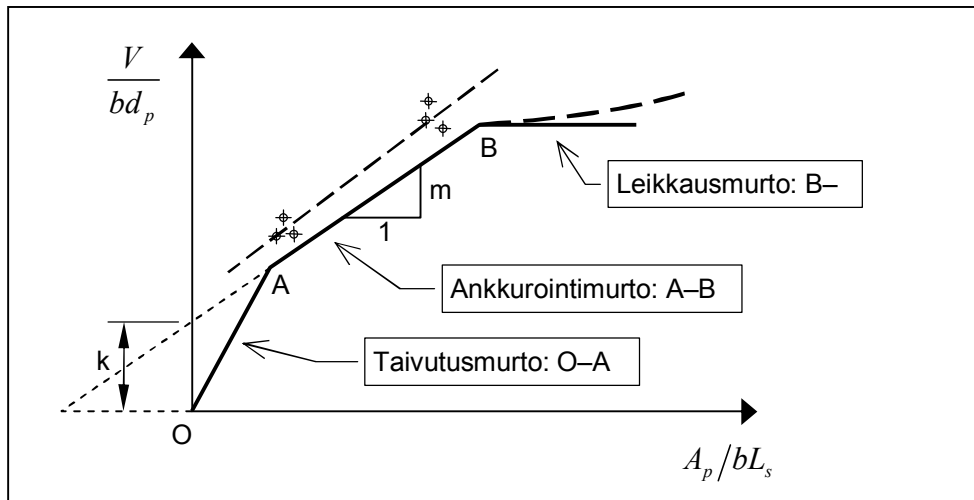
**Kuva 2.19** Liittolaatan käyttäytymismallit [22, s. 128].

*Sitkeässä* käyttäytymismallissa (*Kuva 2.19*: käyrä 2) adheesiotartunnan pettämistä seuraava kuorman alentuminen on vain hetkellistä ja mekaaninen ankkurointi kykenee hallitsemaan liitoksen leikkausvoimia siten, että lopullinen murtokuorma on vähintään 10 % suurempi kuin kuorma, millä saavutetaan 0,1 mm:n päätyliukuma [9, s. 42]. 10 % raja on määritelty standardissa EN 1994-1-1 [5, s. 85].

Molemmille käyttäytymismalleille on tyypillistä käyrän lineaarinen alkuosa, joka vastaa homogeenisen kappaleen kimmoista toimintaa. Tätä kuitenkin häiritsee betonin vedetyssä pinnassa tapahtuva halkeilu, joka saa käyrät kaartumaan ennen tartunnan pettämistä ja mekaanisen ankkuroinnin ominaisuuksien paljastumista. [16.]

### 2.6.2 Leikkausvoimakestävyuden laskenta m–k-menetelmällä

Kun tehdään useampia kuormituskokeita sellaisella sitkeällä laattakaistalla, jolla saadaan aikaan ankkurointimurto, mitataan suurimpia pystysuuntaisia leikkausvoimia  $V$  eli käytännössä tukireaktioita. Käyttäytymismallin ollessa hauras edustavan kokeellisen leikkausvoiman arvo on  $0,8V$  [5, s. 97]. Yksittäiset leikkausvoiman murtoarvot sijoitetaan alla olevan kuvan (Kuva 2.20) kaltaiseen koordinaatistoon, jossa leikkausvoiman arvoa tarkastellaan leikkausjänteen  $L_s$  funktiona. Koetuloksia on oltava vähintään 6 (3+3) kappaletta. Pistejoukkojen väliin sovitetaan regressioanalyysillä suora, joka on 10 % ryhmien pienimpien arvojen alapuolella.



**Kuva 2.20** Parametrien  $k$  ja  $m$  määrittelyt sekä murtotyypin riippuvuus leikkausjänteestä [22, s. 135; 9, s. 41].

Yllä olevan kuvan (Kuva 2.20) perusteella saadaan suoran yhtälöksi lauseke (2.37).

$$\frac{V}{bd_p} = m \left( \frac{A_p}{bL_s} \right) + k \quad (2.37)$$

Termit  $m$  ja  $k$  saadaan regressiosuoran kulmakertoimesta ja y-akselin leikkauspisteestä. Tätä muotoa on myös Eurokoodi 4:n lauseke, jolla tarkistetaan liittolaatan pystysuora leikkauskestävyys, kun pääteankkureita ei ole käytetty. [9, s. 40–42.] Liittolaattojen ankkurointikestävyyttä ei siis käsitellä m–k-menetelmässä totutusti pitkittäisen leikkausjännityksen kautta, kuten liittopalkeissa ja alla esitettyssä liittolaattojen osittaisen liitoksen menetelmässä, vaan se tarkastetaan epäsuorasti suhteessa pystysuoraan leikkausvoimaan.

1970-luvulla suoritetut tutkimukset, joihin m–k-menetelmän käyttö leikkausliitoksen kestävyuden arvioinnissa perustuu, ottivat huomioon myös betonin lujuuden [23]. Myös by36:n mukainen m–k-menetelmä sisälsi betonin lujuuskomponentin [3, s. 150]. Lujuuden merkitys on kuitenkin todettu vähäiseksi ja siten jätetty pois Eurokoodi 4:stä [22, s. 136].

Yhtälössä (2.37) esiintyvä leikkausjänteen pituus  $L_s$  riippuu kuormitustyyppistä ja saadaan yleisessä tapauksessa jakamalla maksimimomentti suurimmalla tuen reunassa vaikuttavalla leikkausvoimalla [5, s. 86]. Samaa asiaa kuvataan myös menettelyllä, jossa todellisen kuormituksen aiheuttamasta leikkausvoimapinnasta muodostetaan kahden yhtä suuren ja symmetrisesti sijaitsevan pistekuorman aiheuttama leikkausvoimapinta siten, että leikkausvoimapintojen alat ovat yhtä suuret molemmissa pinnoissa. Leikkausjänteen pituus  $L_s$  on tällöin tuen ja pistekuorman välinen etäisyys [9, s. 52–53]. Leikkausjänteen käsitettä on käsitelty liittopalkkien näkökulmasta sivulla 62.

### 2.6.3 Osittaisen liitoksen menetelmä

Erilaisissa tutkimuksissa on osoittautunut, että edellä kuvailtu m–k-menetelmä sopii lyhyille jänneväleille käyttäytymismallin ollessa lähempänä haurasta kuin sitkeää. Tällaisia liittolaattoja käytetään erityisesti Pohjois-Amerikan talousalueella, jossa m–k-menetelmä on itse asiassa kehitetty. Sitkeän toiminnan täysi hyödyntäminen pidemmän jänteen laatoissa edellyttää laskentamenetelmää, jossa tarvitsee tehdä vähemmän varmallalla puolella olevia oletuksia kuin m–k-menetelmässä. Tällainen on osittaisen liitoksen menetelmä, joka perustuu m–k-menetelmän ohella vakiokuormituskokeisiin. [9, s. 53.] Osittaisen liitoksen menetelmää saa soveltaa vain leikkausliitokseltaan sitkeisiin liittolaattoihin [5, s. 85].

Kuormituskokeisiin valitaan vähintään kolme mahdollisimman pitkäjänteistä laattaa, joilla vielä saavutetaan ankkurointimurto [5, s. 96]. Kokeista mitattuja murtokuormia vastaavista taivutusmomenteista saadaan laskettua jokaisen kokeen leikkausliitoksen aste  $\eta$  käänteisesti melko monimutkaisella plastisuusteoriaan perustuvalla menetelmällä [21, s. 167], jota on hahmoteltu liittopalkkien osittaisen leikkausliitoksen yhteydessä sivulla 70. Täten tiedetään myös tunnetun leikkausjänteen  $L_s$  matkalla betoniin välittyvä puristusresultantti (2.38) [9, s. 53].

$$N_c = \eta N_{c,f} \quad (2.38)$$

jossa

$$N_{c,f} = \min(0,85 f_{ck} b h_c ; A_p f_{yp})$$

jossa edelleen alaindeksi

$p$  viittaa poimulevyn ominaisuuksiin.

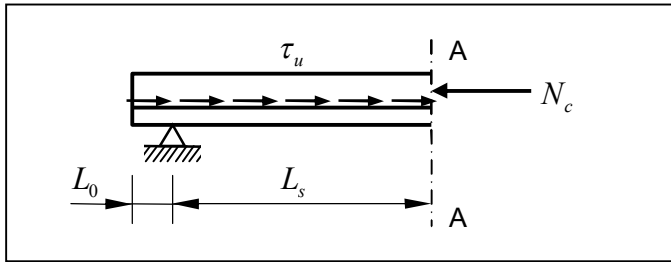
Mitään osavarmuuskertoimia koetuloksia käsiteltäessä ei tietenkään käytetä. Olettamalla leikkausjäntien täydellinen uudelleen jakaantuminen rajapinnassa saadaan poimulevyn ja betonin välillä vaikuttavat keskimääräiset leikkausjänteykset laskettua kaavalla (2.39) [5, s. 98].

$$\tau_u = \frac{\eta N_{c,f}}{b(L_s + L_0)} \quad (2.39)$$

jossa

$L_0$  on tuen ulkopuolinen levyn pituus laatan päässä.

Vaakavoimien tasapaino, johon laskenta perustuu, on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 2.21).



**Kuva 2.21** Liittolaatan betoniosan vaakatasapaino leikkauksessa A–A [22, s. 138].

Leikkauslujuuden mitoitusarvo  $\tau_{u,Rd}$  saadaan nyt 5 % fraktiilina keskimääräisistä leikkausjännityksistä [5, s. 99]. On hyvä huomata, että keskeimmällä jännettä, kun ankkurointimatkaa kertyy riittävästi, betonin puristusjännitysresultantti voi nousta maksimiarvoon  $N_{c,f}$ . Tällöin leikkausliitos on täydellinen ja plastinen taivutuskestävyys määrää laatan kuormankantokyvyn. [9, s. 54.] Leikkausliitoksen aste tarkasteltavassa kohdassa riippuu siis kyseisen kohdan leikkausjännteen pituudesta  $L_x$ . Täydellisen leikkausliitoksen saavuttamiseksi tarvittava leikkausjänne  $L_{sf}$  saadaan kaavasta (2.40) kun on oletettu, että  $L_0 = 0$ .

$$L_{sf} = \frac{N_{c,f}}{b\tau_{u,Rd}} \quad (2.40)$$

Täten leikkausliitoksen asteelle voidaan johtaa myös yhteys (2.41),

$$\eta = \frac{L_x}{L_{sf}} \quad (2.41)$$

joka mahdollistaa leikkausliitoksen asteesta riippuvan taivutuskestävyyden tarkastelun leikkausjännteen pituuden funktiona sopivasti skaalaamalla.

Päätellään, että liittolaatan taivutuskapasiteetin riittävyys on varmistettava teräsbetonilaatan ja -palkin tapaan kaikissa poikkileikkauksissa. Itse asiassa myös liittopalkkien yhteydessä tulisi periaatteessa menetellä samalla tavoin, mutta niissä leikkausjännteen ankkurointikapasiteettia kyetään säätelemään liittimien sijoittelulla. Suunnitteluohjeissa onkin pyritty palkkien leikkausjännteen valintaa (katso sivu 61) ohjaamalla varmistamaan, että sen matkalla kehittyy riittävä taivutuskapasiteetti kuormitusasentoon nähden. Liittolaattojen kanssa on oltava varovaisempi, koska ankkuroinnin osalta on tyydyttävä kuormitusasennosta riippumatta siihen arvoon, jonka levyn ominaisuudet tarjoavat.

Liittolaattojen kuormituskokeiden tekeminen ja leikkauslujuuden määrittäminen on luonnollisesti poimulevyn valmistajan vastuulla. Valmistajan tulisi ilmoittaa suunnittelijan tarvitsemat parametrit tuotetiedoissa.

### 2.6.4 Taivutusjäykkyys ja -kestävyys

Liittolaattapoikkileikkauksen kimmoisen taivutusjäykkyyden ja plastisen taivutuskestävyyden määrittäminen ovat periaatteiltaan samankaltaisia liittopalkin vastaavien suureiden laskennan kanssa. Liittolaatoissa betonin halkeilulla on kuitenkin suurempi vaikutus taivutusjäykkyyteen, koska betonin poikkileikkauksala suhteessa kokonaispoikkileikkauksalaan on muunnettunakin liittopalkkia merkittävämpi. Toisin kuin liittopalkkeilla, liittolaatoilla halkeilleen poikkileikkauksen neliömomentin laskenta on helpompaa, koska silloin ei tarvitse huomioida poimulevyn ja betonipoikkileikkauksen hankalaa geometriaa.

Halkeilleen poikkileikkauksen kimmoteorian mukainen neliömomentti  $I_{bc}$  lasketaan kaavalla (2.42) [24, s. 22]. Yleensä tarkastellaan yhden metrin levyistä kaistaa, jolloin  $b = 1\text{ m}$ .

$$I_{bc} = I_p + A_p (d_p - x_c)^2 + \frac{bx_c^3}{3n} \quad (2.42)$$

jossa

$$x_c = \frac{A_p n}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bd_p}{A_p n}} - 1 \right) \quad \text{on neutraaliakselin etäisyys betonin yläpinnasta}$$

ja muut merkinnät ovat yllä olevan kuvan (Kuva 2.18) mukaiset.

Laskenta ei eroa palkeille esitetystä muuten kuin merkintöjen osalta, jotka ovat liittolaatoille standardin EN 1994-1-1 kohdan 9 mukaiset. Halkeilemattoman poikkileikkauksen kimmoiseen taivutukseen perustuva neliömomentti saadaan kaavasta (2.43) [25, s. 216], jossa on selkeyden vuoksi hakasulkeilla erotettu poimulevyn, umpibetonin ja ripojen betonin osuudet Steinerin termeineen.

$$I_{bu} = \left[ I_p + A_p (d_p - x_u)^2 \right] + \left[ \frac{bh_c^3}{12n} + \frac{bh_c}{n} \left( x_u - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right] + \dots \quad (2.43)$$

$$\left[ \frac{b_r h_p^3}{12n} + \frac{b_r h_p}{n} \left( h - x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 \right]$$

jossa

$$x_u = \frac{\sum A_i z_i}{\sum A_i} = \frac{b \frac{h_c^2}{2} + b_r h_p \left( h - \frac{h_p}{2} \right) + n A_p d_p}{bh_c + b_r h_p + n A_p} \quad \text{on neutraaliakselin etäisyys betonin yläpinnasta}$$

$$b_r = b_0 \frac{1\text{ m}}{b_s} \quad \text{on laatan leveysmetrillä oleva keskimääräisten ripaleveyksien summa}$$

jossa edelleen

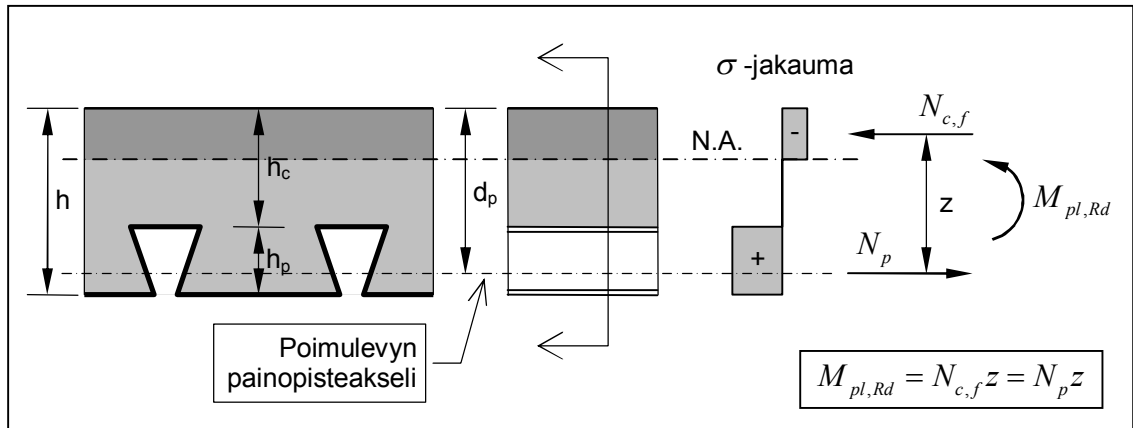
$$b_s \quad \text{on poimulevyn harjojen välinen etäisyys [m]}$$

ja muut merkinnät ovat yllä olevan kuvan (Kuva 2.18) mukaiset.



Neliömomentin laskenta ei kuitenkaan aina ole edes tarpeen, koska liittolaattojen taipuman laskentaa pyritään välttämään varmistamalla tämän mahdollistavien EC4:n ehtojen täyttyminen.

Alla olevassa kuvassa (Kuva 2.22) on esitetty liittolevyn poikkileikkauksen plastisen taivutuskestävyyden laskenta, kun neutraaliakseli sijaitsee normaaliin tapaan poimulevyn yläpuolella. Plastinen laskentatapa edellyttää täydellistä leikkausliitosta.



**Kuva 2.22** Liittolaatan plastinen taivutuskestävyys positiivisen momentin tapauksessa ja neutraaliakselin sijaitessa umpibetoniosassa [5, s. 84].

Liittolaattojen poimulevyn poikkileikkauksen monimutkainen geometria aiheuttaa suurimmat hankaluudet neutraaliakselin sijaitessa liittolevyn alueelle sekä negatiivisen taivutuksen yhteydessä, jolloin poimulevyn huomiointi puristuspuolella on rajoitettua. Tämä takia EN 1994-1-1 sallii momenttivarren  $z$  laskennassa tiettyjä yksinkertaistuksia. Näihin palataan mitoitusta käsittelevässä kohdassa 7.3.1. Muutoin laskenta on liittopalkkeihin verrattuna hyvin samankaltaista.

### 3 KUORMAT JA MATERIAALIT

Tässä luvussa käsitellään eurokoodien suunnittelufilosofiaa, kuormia, niiden yhdistelyä ja materiaaliominaisuuksia. Kuten sivulla 8 todettiin, on eurokoodien mukaisia kuormia ja materiaaleja käsitelty yksityiskohtaisesti jo aiemmin valmistuneissa Färmin [10], Hassin [11] ja Marttilan [26] diplomitöissä. Siksi tässä työssä ei enää puututa kuormien määräytymiseen, mutta kuormien yhdistely kerrataan lyhyesti. Samoin kootaan mitoituksessa tarvittavat materiaaliominaisuudet lukuarvoina syventymättä niiden taustaan. Pääpaino on materiaaliominaisuuksissa, jotka ovat tunnusomaisia juuri liittorakenteille. Näitä ovat liittimien ja liittolevyjen materiaaliominaisuudet.

#### 3.1 Suunnitteluperusteet ja kuormat

Ei ole sattumaa, että eurokoodien virallisissa englanninkielisissä versioissa käytetään termiä ”action” termin ”load” sijaan, kun puhutaan pelkkiä kuormia laajemmassa merkityksessä vaikutuksista, joita erilaiset tekijät rakenteisiin aiheuttavat [9, s. 5]. ”Action” on kuitenkin ympäripyöreästi suomennettu ilmeisesti paremman termin puutteessa ”kuormaksi”. Suomessa on kautta aikain ymmärretty esimerkiksi perustusten painuminen (välilliseksi) kuormaksi, mutta sitä se ei tarkalleen ottaen ole. Siksi englannin kieli on tässäkin kuvaavampi. Puuttumatta enempää tähän epäjohtonmukaisuuteen käytetään tässäkin työssä termin ”action” käännöksenä termiä ”kuorma”.

Kuormia on kolmea tyyppiä: pysyviä ( $G$ ), muuttuvia ( $Q$ ) ja onnettomuuskuormia ( $A$ ). Nämä kaikki voivat puolestaan olla joko välittömiä tai välillisiä, kiinteitä tai liikkuvia sekä staattisia tai dynaamisia. [27, s. 52.] Kannattaakin huomata, että pysyvä kuorma ei ole synonyymi liikkumattomalle kuormalle. Väärinkäsitysten välttämiseksi termien käytössä on oltava erityisen huolellinen. Pysyviä kuormia edustaa tyypillisesti ominaisarvo  $G_k$ , jona käytetään yleensä keskiarvoa (50 % fraktiili). Muuttuvien kuormien edustava arvo voi olla *ominaisarvon*  $Q_k$  (tyypillisesti 5 % ylempi fraktiili) lisäksi

- yhdistelyarvo  $\psi_0 Q_k$  kuorman vaikuttaessa samanaikaisesti määräävän muuttuvan kuorman kanssa,
- tavallinen arvo  $\psi_1 Q_k$  tai
- pitkäaikaisarvo  $\psi_2 Q_k$ . [9, s. 6; 27, s. 52–54.]

Kertoimet  $\psi_i$  on määritelty erityyppisille kuormille standardin EN 1990 kansallisissa liitteissä [28, s. 3]. Suomen kansallisen liitteen mukaiset arvot on esitelty edellä mainituissa diplomitöissä.

Ominaisarvosta saadaan *mitoitusarvo* kertomalla sitä kuormituksen osavarmuusluvulla  $\gamma_G$  tai  $\gamma_Q$ . Osavarmuusluvun suuruus riippuu siitä, käsitelläänkö murtorajatilaa (ULS) vai käyttörajatilaa (SLS) ja onko kuorman vaikutus edullinen vai epäedullinen.

Kuormien vaikutus voidaan määrittellä rakenteen vasteena (3.1).

$$E_d = E(F_d) \quad (3.1)$$

jossa funktio

$$E(F_d) \quad \text{kuvaa rakenneanalyysiä.}$$

Jos kuormien vaikutus ilmenee voimasuureena, kuten rakenteen sisäisenä jännitysresultanttina tai momenttina, murtorajatilatarkistus pelkistyy ehdon (3.2) tarkistamiseen.

$$E_d \leq R_d \quad (3.2)$$

jossa

$R_d$  on asianomaisen rakennekokonaisuuden, -osan tai poikkileikkauksen mitoituskäytöskestävyys. [9, s. 6–7.]

### 3.1.1 Kuormien yhdistely

Kuormien vaikutusten (yleensä voimasuureiden) selvittämiseksi kuormien yhteisvaikutusta on arvioitava kuormitusyhdistelyillä. Niillä pyritään ottamaan huomioon kaikki rakenteen käytön aikana esiintyvät mitoitustilanteet, joita ovat normaali käyttötilanne, tilapäinen poikkeustilanne (rakennusvaihe ja korjaus) ja onnettomuustilanne. Kuormat yhdistellään *murtorajatilassa* seuraavien periaatteiden mukaisesti:

- Pysyvät kuormat esiintyvät kaikissa kuormitusyhdistelmissä.
- Jokainen muuttuva kuorma valitaan vuorollaan määrääväksi muuttuvaksi kuormaksi  $Q_{k,1}$  ja yhdistellään muiden samanaikaisten kuormien kanssa.
- Kuormien vaikutusten mitoitusarvoksi valitaan tämän prosessin tuottama epäedullisin yhdistelmä. [9, s. 8.]

Kestävyteen liittyvän murtorajatilan (STR=strength) kaikki kuormitusyhdistelmät saadaan näiden periaatteiden ja EC1 Suomen kansallisten liitteen [28, s. 5] perusteella kaavoista (3.3) ja (3.4), jos esijännitysvoimia ei esiinny [29, s. 38]. Muita murtorajajaloja, joita ei käsitellä tässä, ovat staattinen tasapaino (EQU), geotekninen kantavuus (GEO) ja onnettomuustilanne.

$$\left. \begin{matrix} 1,15K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{i \geq 1} G_{k,j} + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.3)$$

kuitenkin vähintään

$$\left. \begin{matrix} 1,35K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{i \geq 1} G_{k,j} \quad (3.4)$$

jossa

$K_{FI}$  on seuraamus- (CC) ja luotettavuusluokista (RC) riippuva kerroin, yleensä  $K_{FI} = 1,0$

$Q_{k,1}$  on määräävä muuttuva kuorma

$\sum_{i>1} Q_{k,i}$  on muiden samanaikaisten muuttuvien kuormien summa. [28, s. 5.]

Aaltosulkeiden vaihtoehtoisista osavarmuusluvuista valitaan ylempi pysyvän kuorman vaikutuksen ollessa epäedullinen ja alempi vaikutuksen ollessa edullinen. Kaavojen ”+”-merkki on kuvainnollinen ja pätee vain kaavojen yksittäisistä termeistä lasketuille voimasuureille, ei kuormien arvoille suoraan [9, s. 8]. Esimerkiksi pilarin mitoituksessa nurjahdusta aiheuttavia puristuskuormia ei voida summata taivutusta aiheuttavien tuulikuormien kanssa suoraan yhdeksi kuorman arvoksi. Lisäksi on muistettava, että hyötykuorman vaikutuksen ollessa kestävyuden kannalta edullinen, tulee valita  $\gamma_Q = 0$ .

*Käyttörajan* mahdollisia kuormayhdistelmiä on kolme kappaletta. Niissä kaikissa osavarmuusluvut asetetaan arvoon 1,0. [9, s. 9.] Ominaisyhdistelmää (3.5) käytetään palautumattomille rajatiloille.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.5)$$

Tavallista yhdistelmää (3.6) käytetään palautuville rajatiloille.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

Pitkäaikaisyhdistelmää (3.7) käytetään pitkäaikaisvaikutuksille ja ulkonäön kannalta. [27, s. 78.]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

Myös kuormitusyhdistelmissä (3.5)–(3.7) on selvyuden vuoksi oletettu, ettei esiinny voimia esiinny.

### 3.1.2 Palotilanne

Palomitoituksessa tulee osoittaa, että ehto (3.8) on voimassa vaaditun palonkestoajan  $t$  [30, s. 24].

$$E_{f_i,d,t} \leq R_{f_i,d,t} \quad (3.8)$$

jossa

$E_{f_i,d,t}$  on voimasuureen mitoitusarvo palotilanteessa

$R_{f_i,d,t}$  on vastaava kestävyuden mitoitusarvo palotilanteessa.

Kuormien yhdistelyyn palotilanteessa on kaksi vaihtoehtoa. Voimasuureen mitoitusarvon määrittämiseksi voidaan ensinnäkin muodostaa onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmä. Tämä on esitetty alla muodossa (3.9), kun esijännitysvoimia tai onnettomuuskuormia ei esiinny [29, s. 39].

$$\begin{cases} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,1} Q_{k,i} & \text{(a)} \\ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,1} Q_{k,i} & \text{(b)} \end{cases} \quad (3.9)$$

Ylempi kaava (a) valitaan, jos määräävänä kuormana on lumi-, tuuli tai jääkuorma. Muutoin valitaan alempi kuormitusyhdistelmä (b). Kuormitusyhdistelmiä (3.9) varten tarvitaan kuitenkin erillinen rakenneanalyysi palotilannetta varten. Helpommalla päästään, kun hyödynnetään palotilanteen voimasuureiden mitoitusarvojen laskemisessa normaalilämpötilan analyysin tuloksia määrittelemällä yhteys (3.10).

$$E_{f_i,d,t} = E_{f_i,d} = \eta_{f_i} E_d \quad (3.10)$$

jossa

$E_d$  on voimasuureen mitoitusarvo normaalilämpötilassa

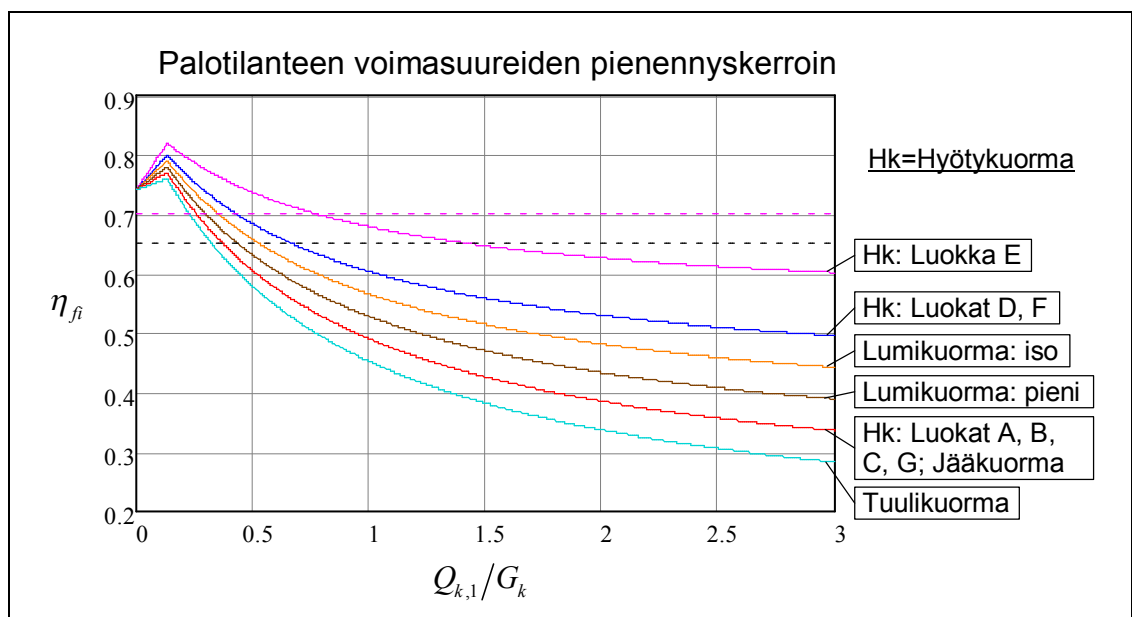
$\eta_{f_i} = \frac{E_{f_i,d,t}}{E_d}$  on kaavan (3.11) tai (3.12) mukainen pienennyskerroin.

$$\eta_{f_i} = \frac{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{f_i} Q_{k,1}}{1,15 \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1}} \quad (3.11)$$

kuitenkin enintään

$$\eta_{f_i} = \frac{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{f_i} Q_{k,1}}{1,35 K_{FI} \sum_{j \geq 1} G_{k,j}} \quad (3.12)$$

Kertoimia  $\eta_{f_i}$  eri kuormille voidaan piirtää kuormasuhteen  $Q_{k,1}/G_k$  funktiona samaan koordinaatistoon. Näin on tehty alla olevassa kuvassa (Kuva 3.1) Suomen kansallisten liitteiden mukaisia kuormien osavarmuuslukuja käyttäen. Kuvaan on piirretty katkoviivalla myös yksinkertaistuksina sallitut likiarvot  $\eta_{f_i} = 0,7$  luokan E varastokuormille ja  $\eta_{f_i} = 0,65$  muille kuormille [30, s. 25]. Nämä ovat pääosin varmalla puolella analyttisiin tuloksiin verrattuna varsinkin muuttuvan kuorman osuuden ollessa suuri.



**Kuva 3.1** Palotilanteen voimasuureen pienennyskerroin  $\eta_{f_i}$ , kun  $K_{FI} = 1,0$  [31, s. 3].

Tehtäessä palomitoitus taulukoihin perustuen (katso kohta 8.2) voidaan vielä ottaa huomioon normaalilämpötilassa vallitsevan kuormitustason vaikutus. Tällöin palotilanteen kuormitustaso saadaan kaavasta (3.13). [9, s. 61; 30, s. 37.]

$$\eta_{fi,t} = \eta_{fi} \frac{E_d}{R_d} = \frac{E_{fi,d,t}}{E_d} \frac{E_d}{R_d} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} \quad (3.13)$$

Nyt voidaan muotoilla palotilanteen mitoitusehto (3.8) yksinkertaiseen muotoon (3.14), joka sallii taulukkomitoituksen käytön kuormitustason  $\eta_{fi,t}$  funktiona.

$$R_{fi,d,t} \geq \eta_{fi} E_d = \eta_{fi,t} R_d \quad (3.14)$$

### 3.1.3 Toteuttamisen aikaiset kuormat

Rakenteen kuormista toteuttamisen aikaiset kuormat ovat sellaisia, jotka juuri liittorakenteita käsiteltäessä on syytä nostaa esiin. Näin siitäkkin syystä, että niitä ei ole käsitelty aiemmissa diplomitoissa. Toteuttamisen aikaiset kuormat ovat oleellisia erityisesti tukemattomana rakennettavien liittorakenteiden mitoituksessa, koska työnaikainen tilanne on niillä varsin kriittinen rakenteen koko elinkaarta ajatellen. Ne on huomioitava erityisesti liittolaattojen ja sitä kautta usein myös liittopalkkien mitoituksessa.

Toteuttamisen aikaisia kuormia koskee oma standardi: EN 1991-1-6 [32]. Siinä käsitellään monenlaisten kuormien esiintymistä toteutuksen aikaisessa tilanteessa. Tässä yhteydessä kiinnostaa kuitenkin vain rakentamisesta johtuvat kuormat ja niistä erityisesti betonia valettaessa syntyvät kuormat. Näitä ovat ainakin henkilöiden, työvälineiden, muottien ja tuoreen betonin aiheuttamat kuormat. Ne huomioidaan mitoituksessa siten, että alla olevassa taulukossa esitetyt kuormat sijoitetaan symmetrisesti tai epäsymmetrisesti rakenteen jänteelle siten, että saavutetaan suurimmat vaikutukset. [32, s. 40.]

**Taulukko 3.1** *Betonia valettaessa syntyvien kuormien  $q_c$  ominaisarvot [32, s. 40].*

Kuorma	Kuormitusalue	Kuorma [kN/m <sup>2</sup> ]
(1)	Työskentelyalueen ulkopuolella	0,75
(2)	Neliön muotoisella työskentelyalueella, jonka sivumitta on 3 m (tai jännemitta, jos se on pienempi)	10 % betonin omasta painosta, mutta vähintään 0,75 ja enintään 1,5
(3)	Tarkasteltava alue	Muotin, rakenneosan ja tuoreen betonin omapaino

On syytä muistaa, että yllä esitetyt toteuttamisen aikaiset kuormat eivät huomioi merkittäviä dynaamisia vaikutuksia, kuten esimerkiksi betonin pudottamista korkealla

sijaitsevasta nostoastiasta. Rakennusaikaisten keskittyneiden kuormien vaikutuksia liittolevyyn tulee tarpeen mukaan myös huomioida. Taipumasta mahdollisesti aiheutuvaan betonin menekin ja siten kuormitusten kasvuun saatetaan myös joutua varautumaan. [22, s. 122–123.]

## 3.2 Materiaaliominaisuudet

Materiaaliominaisuuksien käsittelemiseksi on valittu käytännöllinen lähestymistapa. Seuraavien otsikoiden alle on pyritty keräämään liittorakenteissa esiintyvien materiaalien ominaisuuksia taulukoiksi ja luetteloiksi siten, että näitä tietoja olisi mahdollista hyödyntää myös käytännön suunnittelutyössä. Materiaaliominaisuudet on kuitenkin tarvittaessa selvitettävä tuotekohtaisesti. Tähän valittuja esimerkkituotteita on johdonmukaisesti käytetty myös tämän työn esimerkkilaskuissa (liitteet 7–12). Teoreettisen näkökulman osalta viitataan edellä mainittuihin muihin diplomitöihin.

### 3.2.1 Betoni ja betoniteräs

Betonin ominaisuudet saadaan standardista EN 1992-1-1, ellei Eurokoodi 4 muuta edellytä [5, s. 21]. Sivulla 8 esitetyssä taulukossa (*Taulukko 2.1*) näkyy oleellimmat betonin koskevat ominaisuudet, joita liittorakenteiden mitoituksessa tarvitaan. Nämä ovat siis lieriö- ja kuutiopuristuslujuus ja sekanttikimmokerroin. Taulukko on laadittu EC4:n soveltuvuusalueta [5, s. 21] silmällä pitäen, eli luokkien C20/25...C60/75 ulkopuolelle jääviä betoneita ei siinä käsitellä. Materiaalitalukko on esitetty alla (*Taulukko 3.2*) betonin keskimääräisellä vetolujuudella  $f_{cm}$  täydennettynä.

**Taulukko 3.2** Betonin materiaaliominaisuudet luokissa C20/25...C60/75 [12, s. 30].

$f_{ck}$ [MPa]	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{ck,cube}$ [MPa]	25	30	37	45	50	55	60	67	75
$f_{ctm}$ [MPa]	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4
$E_{cm}$ [GPa]	30	31	33	34	35	36	37	38	39

Betoniterästen ominaisuudet löytyvät niin ikään EC2:sta. Suomessa käytetään yleensä tankoraidoitteena kuumavalssattua laatua A500HW ja verkkoina hitsattua kylmämuovattua laatua B500K. Molempien laatujen myötölujuuden ominaisarvo  $f_{yk} = 500\text{MPa}$ . EC2:n Suomen kansallinen liite määrittelee sallituksi myötölujuusväliksi  $f_{yk} = 400\text{...}700\text{MPa}$  [18, s. 4]. Betoniteräksen tulee täyttää myös standardin EN 1992-1-1 liitteen C sitkeys- ja muut vaatimukset.

Sekaannusten välttämiseksi EC4 käyttää raudoituksen myötölujuuden ominaisarvolle merkintää  $f_{sk}$ , jota myös tässä työssä käytetään. Liittorakenteissa betoniteräksen kimmokertoimen  $E_s$  voidaan yksinkertaisuuden vuoksi käyttää EC2:sta poiketen rakenneteräksen arvoa  $E_a = 210000\text{MPa}$  [5, s. 22].

### 3.2.2 Rakenneteräs

Rakenneteräksen materiaaliominaisuudet määritellään standardissa SFS-EN 10025-2 [33]. Liittorakenteiden näkökulmasta tärkeimpiä materiaaliominaisuuksia ovat lujuus ja kimmokerroin. Yleisesti käytetyn teräslajin S355 nimellinen myötölujuus  $f_y = 355\text{MPa}$  ja nimellinen vetomurtolujuus  $f_u = 510\text{MPa}$ . Myös erikoislujia teräslajeja S420 ja S460 voidaan käyttää, mutta mitoituksessa asetetaan tiettyjä rajoituksia näitä käytettäessä. Lujuudeltaan luokan 460 MPa ylittävät teräslaadut eivät kuulu standardin EN 1994-1-1 soveltamisalaan [5, s. 22]. Rakenneteräksen kimmokerroin  $E_a = 210000\text{MPa}$ .

Rakenneteräksen lujuusarvoja täytyy redusoida materiaalin nimellispaksuuden ylittäessä 40 mm. Liittorakenteiden yhteydessä esiintyy harvoin näin järeitä rakenteita. Esimerkiksi teräksen S355 nimellinen myötölujuus kuitenkin pienentyisi arvoon  $f_y = 335\text{MPa}$  nimellispaksuuksilla  $40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$ . [34, s. 26.] Normalisointivalsattujen (N/NL) ja termomekaanisesti valssattujen (M/ML) teräslajien ominaisuuksia koskevat omat sääntönsä, jotka löytyvät standardiperheen EN 10025 muista osista.

### 3.2.3 Liittimet

Tässä työssä käsitellään Eurokoodi 4 rajauksen mukaisesti vain kannallista tappiliitintä, jollainen on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 3.2).



**Kuva 3.2** Kannallinen tappiliitin hitsattuna kotelopalkin ylälaippaan.

Liittimien materiaaliominaisuudet on aina erikseen selvitettävä tuotteen toimittajalta. Mitoituksessa tarvittavia ominaisuuksia ovat vetomurtolujuus  $R_m$  ja myötölujuus  $R_e$ . Tyypillisiä arvoja seostamattomasta teräksestä (Mild Steel) valmistetuille hitsatuille kannallisille tappiliittimille ovat [35]:

- $R_m = 450\text{MPa}$
- $R_e = 350\text{MPa}$ .

EC4 käyttää liittimen vetomurtolujuudelle symbolia  $f_u$ , jota myös tässä työssä käytetään tästä eteenpäin. Tappiliittimiä on saatavilla myös ruostumattomina, jolloin mate-



riaaliominaisuudet poikkeavat edellä esitetystä. Tavallisesti käytetyt pulttien halkaisijat ovat 19 mm tai 22 mm. Alla olevaan taulukkoon (*Taulukko 3.3*) on kirjattu Nelsonin S3L-pulttien vakiomittoja [36].

**Taulukko 3.3** Nelsonin S3L-pulttien vakiomittoja [36].

$d$ [mm]	$d$ [in]	$h_{sc}$ [mm]	$h_{sc}$ [in]
19	$\frac{3}{4}$	80	$3\frac{3}{16}$
19	$\frac{3}{4}$	105	$4\frac{3}{16}$
19	$\frac{3}{4}$	132	$5\frac{3}{16}$
22	$\frac{7}{8}$	105	$4\frac{3}{16}$
22	$\frac{7}{8}$	132	$5\frac{3}{16}$
22	$\frac{7}{8}$	157	$6\frac{3}{16}$

Nelsonin tuotetiedoissa käytetään pituusyksikkönä tuumaa. Taulukossa ilmoitetut arvot on muunnettu millimetreihin käytännön suunnittelutyön helpottamiseksi.

### 3.2.4 Liittolevyt

Liittolaattojen liittolevynä käytettyjen kuumasinkittyjen poimulevyjen ominaisuuksia säätelee standardi SFS-EN 10326 [37]. Lujusominaisuudet saattavat vaihdella tuote-kohtaisesti ja ne onkin syytä tarkistaa aina erikseen. Esimerkkituotteena tässä käytetään Ruukin CS48-liittolevyä (entinen Steelcomp). Sen teräslatu on S350GD-Z275 [38, s. 4]. Se tarkoittaa, että

- murtolujuus  $R_m = 420\text{MPa}$ ,
- myötölujuus  $R_{eH} = 350\text{MPa}$  ja
- sinkkikerroksen kokonaismassa (molemmat puolet) on  $275\text{ g/m}^2$  [37, s. 12].

EC4 käyttää liittolevyn myötölujuudelle symbolia  $f_{yp}$ , jota myös tässä työssä käytetään tästä eteenpäin.

Liittolevyn materiaaliominaisuudeksi voidaan katsoa myös valmistajan kokeellisesti määrittämä ankkurointilujuus  $\tau_u$ . Se riippuu ainakin levyn nimellispaksuudesta ja pinnoituksesta. Alla olevassa taulukossa (*Taulukko 3.4*) on esitetty esimerkkituotteen ankkurointikestävyyden ominais- ja laskenta-arvoja.

**Taulukko 3.4** Ruukin liittolevyn CS48 ankkurointikestävyydet kuumasinkitylle levyille [38, s. 16].

	Nimellispaksuus		
	0,7 mm	0,9 mm	1,1 mm
$\tau_{u,Rk}$ [MPa]	0,601	0,844	0,806
$\tau_{u,Rd}$ [MPa]	0,481	0,675	0,645

EC4:ssä liittolevyn nimellispaksuuden vähimmäisarvo on 0,7 mm [13, s. 2]. Liittolevyn kimmoiset ominaisuudet voidaan olettaa olevan kuten rakenneteräksellä [9, s. 12].

### 3.3 Materiaaliosavarmuusluvut

Mitoitusehdossa (3.2) esiintyvä kestävyys  $R_d$  lasketaan käyttäen kaavan (3.15) mukaisia materiaalien lujuuksien mitoitusarvoja.

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (3.15)$$

jossa

$X_k$  on materiaalin lujuuden ominaisarvo, lujuuden 5 % fraktiili tai nimellislujuus

$\gamma_M$  on materiaalin osavarmuusluku.

Myös kannallinen tappiliitin rinnastetaan materiaaliksi, jolla on oma osavarmuusluku, vaikka sen mitoitusleikkauslujuuteen vaikuttaakin sekä teräksen, että betonin ominaisuudet. [9, s. 7.]

Pääsääntö osavarmuuslukujen valinnassa on, että ne poimitaan asianomaisen materiaalin eurokoodista ja siihen liittyvästä kansallisesta liitteestä. Alla oleviin taulukoihin on koottu liittorakenteiden mitoituksessa tarvittavat betonin ja betoniteräksen (*Taulukko 3.5*) sekä rakenneteräksen (*Taulukko 3.6*) materiaaliosavarmuusluvut.

**Taulukko 3.5** Betonin ja betoniteräksen osavarmuusluvut RakMk B4 rakenneluokkia 1 ja 2 vastaavissa toleranssi- ja tarkastusluokissa.

Materiaali	Rakenneluokka (B4)	Mitoitustilanne, ULS		
		Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	Onnettomuus	Palo
Beton	1	$\gamma_C = 1,35$	$\gamma_C = 1,2$	$\gamma_{M,fi,c} = 1,0$
	2	$\gamma_C = 1,5$	$\gamma_C = 1,2$	$\gamma_{M,fi,c} = 1,0$
Betoniteräs	1	$\gamma_S = 1,1$	$\gamma_S = 1,0$	$\gamma_{M,fi,s} = 1,0$
	2	$\gamma_S = 1,15$	$\gamma_S = 1,0$	$\gamma_{M,fi,s} = 1,0$

**Taulukko 3.6** Rakenneteräksen osavarmuusluvut.

Materiaali	Kriteeri	Mitoitustilanne, ULS	
		Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	Palo
Rakenneteräs	kestävyys	$\gamma_{M0} = 1,0$	$\gamma_{M,fi,a} = 1,0$
	stabiliteetti	$\gamma_{M1} = 1,0$	$\gamma_{M,fi,a} = 1,0$

Taulukoitujen osavarmuuslukujen lisäksi tarvitaan myös leikkausliitoksen osavarmuusluku. Liittolaattojen liitoksen osalta se on

- $\gamma_{VS} = 1,25$  normaalisti vallitsevassa ja tilapäisessä tilanteessa
- $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$  palotilanteessa.

Kannallisen tappiliittimen leikkauskestävyydelle määritetään osavarmuusluvut:

- $\gamma_V = 1,25$  normaalisti vallitsevassa ja tilapäisessä tilanteessa
- $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$  palotilanteessa.

## 4 RAKENNEANALYYSI

Standardin EN 1994-1-1 luvussa 5 käsitellään rakenneanalyysiä koskevia yleisiä sääntöjä, jotka liittyvät rakenteiden mallintamiseen, stabiiliuteen, epätarkkuuksiin, voimasuureiden laskentaan, ja poikkileikkausten luokitteluun. Seuraavassa on tarkasteltu kahta jälkimmäistä ja sivuttu stabiiliuskysymyksiä sekä epätarkkuuksia. Tässä vaiheessa on syytä korostaa rakenteen kokonaistarkastelun ja rakenneosien tai poikkileikkausten vaatimustenmukaisuuden osoittamisen välillä vallitsevaa eroa. Seuraavassa käsitellään rakenteita juuri kokonaisuuden kannalta, ellei toisin ole mainittu.

### 4.1 Voimasuureiden laskenta

Voimasuureiden selvittämiseksi täytyy erottaa toisistaan erityyppiset kokonaistarkastelumenetelmät. Eurokoodi 4:n mukaisia rakenteen kokonaistarkastelumenetelmiä ovat kimmoinen ja jäykkäplastinen analyysi. Kokonaistarkastelun menetelmät, poikkileikkausluokat ja poikkileikkausten kestävyuden määrittäminen vaikuttavat toisiinsa alla olevan taulukon (*Taulukko 4.1*) mukaisesti. Poikkileikkausluokitusta on käsitelty yksityiskohdaisemmin kohdassa 4.3.

*Taulukko 4.1 Poikkileikkausluokat (PLL) ja analysointimenetelmät [9, s. 78].*

PLL	Voimasuureiden laskenta (ULS)	Poikkileikkauksen kestävyys
1	Plastisuusteoria	Plastisuusteoria
2	Kimboteoria	Plastisuusteoria
3	Kimboteoria	Kimboteoria
4	Kimboteoria	Kimboteoria

Voimasuureet voidaan laskea kimmoteorian mukaisesti silloinkin, kun poikkileikkausten mitoituksessa käytetään plastisuusteoriaa. Käyttörajoitilojen (SLS) yhteydessä saa käyttää vain kimmoteorian mukaista kokonaistarkastelua. [5, s. 25.]

Plastisen analyysin etuna on yksinkertaisuus, mutta sen käyttö on rajoitettu. Siinä ei tarvitse huomioida rakentamistapaa tai -järjestystä, betonin viruman tai kutistuman vaikutuksia eikä lämpötilan muutoksia. Kimboteoriaa käytettäessä edellä mainitut seikat on periaatteessa huomioitava, eikä tarkka epälineaarinen analyysi ole käytännön suunnittelussa mahdollinen. [9, s. 147.]

### 4.1.1 Lineaarinen ja toisen kertaluvun analyysi

Kuormien vaikutukset voidaan yleisesti ottaen määrittää joko lineaarisella tarkastelulla tai toisen kertaluvun analyysillä. Lineaarinen tarkastelu perustuu rakenteen alkugeometriaan ja toisen kertaluvun analyysissä otetaan huomioon rakenteen siirtymätilan vaikutus. [5, s. 23.] Toisen kertaluvun analyysi koskee lähinnä pilari-palkkikehien kimmoista kokonaistarkastelua, mutta myös taivutusnurjahdukselle alttiita yksittäisiä pystyrakenteita, eli pilareita [21, s. 22]. Palkkeja se koskee lähinnä kiepahduksen osalta. Idea lineaarisen ja toisen kertaluvun analyysin valinnan välillä on siinä, että jos yksittäisiin rakennesein syntyvät toisen kertaluvun vaikutukset ja kyseisten rakennesein epätarkkuudet otetaan kokonaistarkastelussa täysin huomioon, ei rakennesein stabiiliutta tarvitse enää erikseen tutkia.

Toisen kertaluvun analyysiä saa aina käyttää, mikä onkin selkein vaihtoehto analysoitaessa rakenteita atk-pohjaisilla työkaluilla. Nykyään ne tarjoavat jo yleisesti vaihtoehdon toisen kertaluvun vaikutusten huomiointiin. Prosessi on iteratiivinen, mutta ei näy käyttäjälle. Haittapuolena on, että superpositioperiaate ei ole voimassa. [21, s. 22–23.] Käsinlaskentana tehtävää kokonaistarkastelua ajatellen käytännössä ainoa vaihtoehto on varmistaa EC3:sta tutun ehdon (4.1) voimassaolo, jolloin lineaarinen analyysi on sallittu.

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (4.1)$$

jossa

$\alpha_{cr}$  on kerroin, jolla mitoituskuormaa on kerrottava, jotta syntyisi kimmoiteorian mukainen epästabiiliustilanne [4].

Betonin halkeilu, viruminen ja liitosten toiminta tulee tarpeen mukaan huomioida rakenteen jäykkyyttä määritettäessä. [5, s. 23.]

Rakenteiden epätarkkuuksia on kahta lajia: rakennekokonaisuuden epätarkkuudet ja rakennesein epätarkkuudet. Ne tulee tarvittaessa ottaa huomioon yhtäältä kokonaistarkastelussa ja toisaalta rakennesein mitoituksessa. Rakennekokonaisuuden epätarkkuudet otetaan huomioon standardin EN 1993-1-1 kohdan 5.3.2 mukaan. Niihin tulee kiinnittää huomiota erityisesti sivusiirtyvissä rakenteissa kuten mastojäykisteisissä kehissä. Rakennesein epätarkkuudet tulevat esille yksittäisten puristettujen ja taivutettujen pystyrakennesein mitoituksessa kohdassa 6.1. Nämä rakennesein nurjahdusmuodon muotoiset epätarkkuudet eivät juuri vaikuta kokonaistarkastelusta saataviin voimasuureisiin, joten ne voidaan jättää huomioimatta lineaarisessa kokonaistarkastelussa automaattisesti ja toisen kertaluvun analyysissä ehdon (4.2) täytyessä [5, s. 24; 21, s. 24].

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{cr,pin} \quad (4.2)$$

jossa

$N_{Ed}$  on normaalivoiman mitoitusarvo

$N_{cr,pin}$  on päistään nivelelliseksi oletetun pilarin nurjahduskuorma.

#### 4.1.2 Kimmoteorian mukainen kokonaistarkastelu

Eurokoodissa tehtyjen yksinkertaistusten mukaisesti kimmoteorian mukainen kokonaistarkastelu jakautuu kolmeen eri menetelmään. Yleisessä menetelmässä vedetyn betonin halkeilun aiheuttamaa pienentyneitä jäykkyyttä  $E_a I_2$  käytetään alueella, jossa

$$\sigma_{ct,max} \geq 2f_{ctm} \quad (4.3)$$

jossa

$\sigma_{ct,max}$  on halkeilemattoman tilan analyysistä saatu betonin reunalla vaikuttava suurin vetojännitys

$E_a I_2$  on halkeilleen tilan taivutusjäykkyys, jossa on huomioitu vain teräsosa ja betonipoikkileikkauksen raudoitus.

Yksinkertaisemmassa menetelmässä pienentyneen jäykkyyden aluetta ei tarvitse itse määrittää, vaan arvoa  $E_a I_2$  käytetään tuen molemmin puolin 15 %:n pituudella jännemistä. Kolmannessa menetelmässä halkeilemattoman tilan momenttien sallitaan jakautua määrättyissä rajoissa uudelleen tasapainoehdot täyttävällä tavalla. Tämän ajatellaan ottavan huomioon betonin halkeilun vaikutukset. Yleensä momenttien uudelleen jakaminen tehdään pienentämällä tukialueiden momenttien itseisarvoja ja suurentamalla kenttämomentteja. Suurimmat sallitut uudelleen jakaantumisen suhteelliset arvot on esitetty alla olevassa taulukossa (Taulukko 4.2). [39, s. 42.]

**Taulukko 4.2** Negatiivisten momenttien uudelleen jakamisen ylärajat [5, s. 29].

PLL negatiivisen momentin alueella	1	2	3	4
Halkeilemattoman tilan analyysissä	40 %	30 %	20 %	10 %
Halkeilleen tilan analyysissä	25 %	15 %	10 %	0 %

Kimmoteorian mukaisessa analyysissä viruman vaikutusten huomioon ottamiseksi käytetään betonille kuormitustyyppistä riippuvaa kimmokerroinsuhdetta  $n_L$ .

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi_L) = \frac{E_a}{E_{cm}} (1 + \psi_L \varphi_L) \quad (4.4)$$

jossa

$\psi_L$  on virumisen tehokerroin, jolle käytetään pysyvien kuormien tapauksessa arvoa 1,1 ja kutistuman ensisijaisten ja seurannaisvaikutusten tapauksessa arvoa 0,55

$\varphi_L$  on betonin virumaluku EN 1992-1-1 kohdan 3.1.4 mukaisesti

Färm [10] ja Marttila [26] ovat standardia EN 1992-1-1 käsittelevissä diplomitoissaan tarkastelleet betonin virumaluvun määrittämistä. Analyyttinen laskenta on kuitenkin työläs ja graafisen käyrästä tulkinta epätarkka, joten atk-pohjainen virumaluvun määrittäytystyökalu, jollaista on käytetty tähän työhön liittyvissä esimerkkilaskuissa, on tarpeen.

Edellä esitetty virumaluvun perusteella tapahtuva kimmokerroinsuhteen määrittely muistuttaa ohjeen by36 mukaista tarkastelua [3, s. 13]. Se kuitenkin edellyttää lyhyt- ja

pitkäaikaisten kuormien käsittelyn erillisinä. Tämän välttämiseksi Eurokoodi 4 antaa mahdollisuuden viruman huomioimiseen myös kuormituksen kestosta riippumattoman, betonin tehollista kimmokerrointa  $E_{c,eff}$  vastaavan nimellisen kimmokerroinsuhteen  $n$  avulla siten, että

$$n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} = 2 \frac{E_a}{E_{cm}} = 2n_0 \quad (4.5)$$

jolloin

$n_0 = E_a/E_{cm}$  on kimmokerroinsuhde lyhytaikaiselle kuormitukselle [5, s. 27].

Johnson [9, s. 96] perustelee tämän nimellisen kimmokerroinsuhteen sopivuutta arvioimalla pitkäaikaiskuormille sopivaksi kerroinsuhteeksi  $3n_0$ . Näin ollen  $2n_0$  on hänen mielestään sopiva yksinkertaistus käytettäväksi sekä lyhyt- että pitkäaikaiskuormille. Menetelmä on sallittu ainoastaan muuhun kuin varastointiin tarkoitettujen talonrakenteiden rakenteissa, kun toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse tarkastella [5, s. 27].

On syytä korostaa, että kimmoteoriaan perustuvaan kokonaistarkasteluun liittyy vielä yksi oleellinen yksinkertaistus. Viruman, kutistumisen, kuormitushistorian ja lämpötilan vaikutukset voidaan nimittäin murtorajatilojen voimasuureanalyysissä väsymistarkasteluja lukuun ottamatta jättää huomiotta, jos liittorakenteen kaikki poikkileikkaukset kuuluvat luokkaa 1 tai 2 [5, s. 27–28]. Tällöin rakenteen ja sen poikkileikkauksen plastisoituminen nimittäin hävittää nämä vaikutukset [4].

### 4.1.3 Jäykkäplastinen kokonaistarkastelu

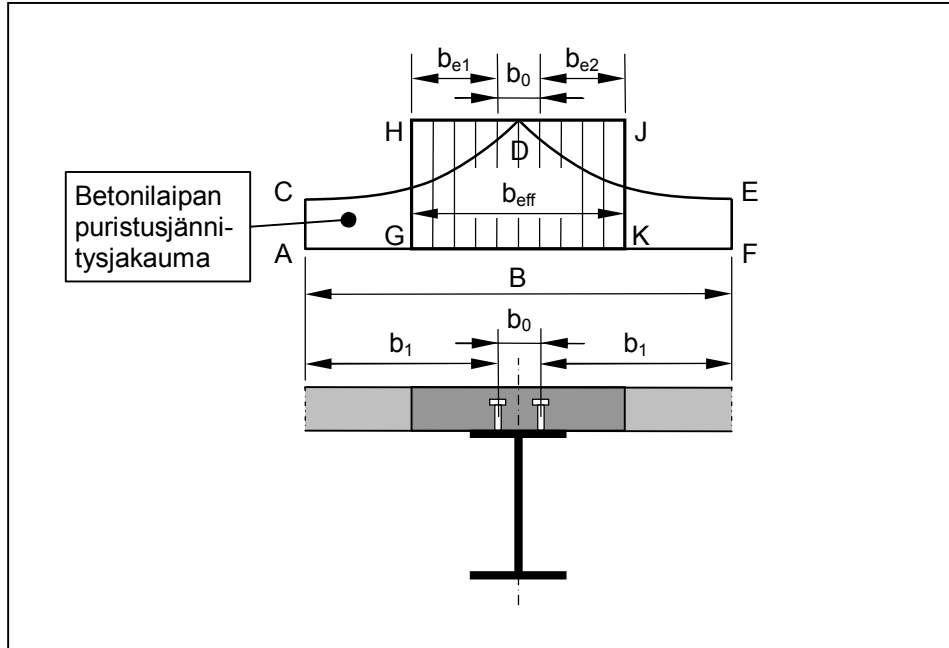
Plastisuusteorian mukaista kokonaistarkastelua saa käyttää vain murtorajatilatarkasteluissa (ULS). Eurokoodi 4:n kohdassa 5.4.5 on lisäksi listattu rakennetta ja poikkileikkauksia koskevia vaatimuksia, joiden täyttyessä jäykkäplastinen analyysi on sallittu. Oleellista näissä vaatimuksissa ovat poikkileikkausluokat ja kiertymiskyky. Yleisesti voidaan todeta, että kiertymiskyvyn varmistamiseksi jokaisen plastisen nivelen kohdalla tulee olla luokan 1 poikkileikkaus ja muualla vähintään luokan 2 poikkileikkaus. Poikkileikkausluokkien ohella jatkuvien palkkien jännevälien pituuksia suhteessa toisiinsa ja kuormien sijoittumista on rajoitettu.

Plastinen analyysi johtaa useimmiten taloudellisempiin rakenteisiin ja se on myös helppokäyttöisempi ja helpommin ymmärrettävä menetelmä kimmoteoriaan verrattuna ainakin jatkuvien palkkien yhteydessä [9, s. 147]. Siksi sen käyttö on suositeltavaa, jos käytölle asetetut ehdot toteutuvat.

## 4.2 Betonilaipan toimiva leveys

Liittopoikkileikkauksen betonilaipan tasossa vaikuttavat leikkausmuodonmuutokset aiheuttavat sen, etteivät poikkileikkaustasot pysy tasoina taivutuksessa. Tämän seurauksena tekninen taivutusteoria ei ole voimassa ja taivutuksen aiheuttamat keskimääräiset puristusjäännitykset laipassa vaihtelevat sen leveyden matkalla, kuten alla (Kuva 4.1) on esitetty. Tätä monimutkaista shear lag -ilmiötä ei tarvitse analysoida tarkemmin, jos lai-

pan todellinen leveys (kuvassa B) korvataan toimivalla leveydellä  $b_{eff}$  siten, että kuvan jännityskuvioiden pinta-alat ACDEF ja GHJK ovat likimäärin samat. [9, s. 76.] Muiden muassa Hanswille [17, s. 7] on esittänyt menetelmän myös shear lag -ilmiön tarkempaan analysointiin.



**Kuva 4.1** Shear lag -ilmiön huomiointi laipan toimivassa leveydessä [17, s. 8].

Todellisuudessa suhde  $b/B$  riippuu monimutkaisella tavalla paitsi laipan todellisen leveyden  $B$  suhteesta palkin jännemittaan  $L$ , myös kuormituksen tyypistä, palkin tuenasta ja muista muuttujista [9, s. 76]. Toimiva leveys muuttuu tuki- ja kenttäalueiden välillä pienentyen tuilla, mutta laskettaessa voimasuureita kimmoteorian mukaan sallitaan jokaisen jänteen pituudelle yksinkertaisuuden vuoksi vakiosuuruinen toimiva leveys. Jänteen keskellä vallitsevaa leveysmittaa voidaan tällöin käyttää sekä positiivisen, että negatiivisen momentin alueilla, mutta ulokkeiden alueilla on käytettävä tuen arvoa [9, s. 147]. Poikkileikkausten vaatimustenmukaisuutta osoitettaessa positiivisen momentin alueella voidaan käyttää vakiosuuruista kentän keskellä vallitsevaa toimivaa leveyttä. Negatiivisen momentin alueella on kuitenkin käytettävä kyseisellä tuella vallitsevaa toimivaa leveyttä vakiomittaisena molemmiin puolin tukea. [5, s. 33.]

Toimivaksi leveydeksi yhdellä puolen laippaa on määritelty  $b_{ei} = L_e/8$ . Leveys ei saa kuitenkaan olla laipan todellista leveyttä  $b_i$  suurempi. Mitta  $L_e$  on taivutusmomentin nollakohtien välinen likimääräinen etäisyys. Toimivaan leveyteen voidaan lisätä ulommaisten leikkausliittimien välinen etäisyys  $b_0$ , jolloin toimiva kokonaisleveys määritellään kaavalla (4.6). [5, s. 25]

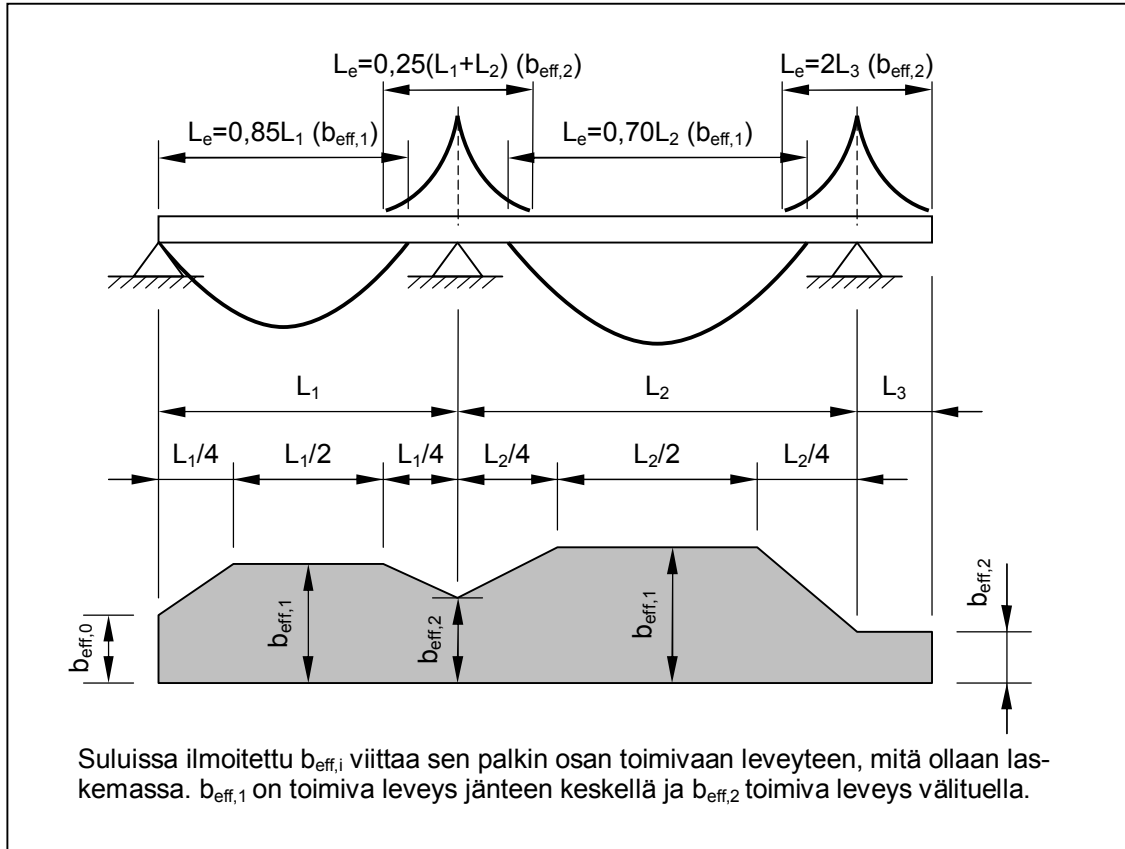
$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (4.6)$$

Jos betonilaippaa on riittävästi palkin molemmiin puolin, kaava (4.6) yksinkertaistuu muotoon

$$b_{eff} = b_0 + \frac{L_e}{4} \quad (4.7)$$

Rakennusten liittopalkeissa leikkausliittimiä on lisäksi usein vain yhdessä rivissä, jolloin vielä  $b_0 = 0$ .

Jatkuville palkeille pätee edellä esitetyt säännöt, mutta termin  $L_e$  määrittelyyn tarvitaan alla olevassa kuvassa (Kuva 4.2) esitetyjä lisäohjeita. Tarkasti laskettaessa muutokset toimivassa leveydessä oletetaan lineaarisiksi.



**Kuva 4.2** Ekvivalentit jännemitat jatkuvan palkin betonilaipan toimivien leveyksien laskemiseksi [5, s. 26].

Reunatuella toimivaa leveyttä (kuvassa  $b_{eff,0}$ ) korjataan kertoimella  $\beta_i$  kaavan (4.8) mukaisesti.

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (4.8)$$

missä

$$\beta_i = \left( 0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \quad (4.9)$$

missä edelleen

$b_{ei}$  on reunajänteen toimiva leveys jänteen keskellä

$L_e$  on reunajänteen ekvivalentti jännemitta (kuvassa  $L_e = 0,85L_1$ )



Jatkuvan palkin välituilla, joissa betonilaippa on aina kokonaisuudessaan vedetyllä puolella, ei laipan toimivalla leveydellä ole samaa merkitystä kuin positiivisen momentin alueilla. Se määrittelee vain alueen, jossa sijaitseva palkin suuntainen raudoitus voidaan ottaa huomioon tukialueen negatiivista momenttikapasiteettia määrittäessä. Eri kuormitustapausten yhdistelyn tuloksena saatavassa momenttipintojen yhdistelmässä negatiivisen momenttialueen pituus oletetaan olevan neljäsosa viereisten jänteiden pituudesta. [9, s. 126.]

Kokeellisissa tutkimuksissa on käynyt ilmi, että momentin suunnan lisäksi myös materiaalien käyttäytymisellä on vaikutusta teholliseen leveyteen. Kuorman lähestyessä murtoarvoa ja materiaalien plastisoituessa jännitysten uudelleen jakaantuminen aiheuttaa toimivan leveyden kasvun lähelle laipan todellista leveyttä. EN 1994-1-1 ei tätä kuitenkaan huomioi, vaan soveltaa konservatiivisesti kimmoisen käyttäytymisen mukaista tehollista leveyttä myös plastisessa tilassa. [40, s. 200.]

### 4.3 Poikkileikkausten luokitus

Poikkileikkausten luokituksen tarkoitus on määrittää poikkileikkaukselle sallittavat kestävyden analysointimenetelmät. Jos poikkileikkauksen osien lommahtaminen ei rajoita kestävyttä, sallitaan taivutuskestävyyden määrittäminen plastisuusteorian perusteella. Plastisen momentin syntyminen ei kuitenkaan riitä. Luokituksessa on huomioitava myös sen säilyminen plastisen nivelen kiertyessä.

Liittopalkin teräsosan poikkileikkaus luokitellaan standardin EN 1993-1-1 kohdan 5.5.2. mukaisesti luokkiin 1–4 [5, s. 30] jäykimmästä hoikimpaan. Raja-arvoja on asetettu sekä kahdelta sivulta tuetuille puristetuille taso-osille (uumille), että ulokkeellisille laipoille. Talonrakennuksessa luokkien 1 ja 2 poikkileikkaukset ovat yleisimpiä. Molemmat voivat saavuttaa plastisen taivutuskestävyyden, mutta niitä erottaa kiertymiskyky. Se on jäykkäplastista kokonaistarkastelua varten riittävä vain luokan 1 poikkileikkauksilla, kuten kohdassa 4.1 on todettu. Hassi on diplomityössään tarkastellut teräsrakenteiden poikkileikkausluokkia tarkemmin [11, s. 22–30].

EN 1994-1-1 kohdassa 5.5 asetetaan liittopoikkileikkausten luokittelua koskevia tarkennuksia. Teräsrakenteiden tapaan liittopoikkileikkauksen luokka määräytyy epäedullisimman puristetun teräsosan perusteella. Betoniosaan kiinnitetty puristettu teräsosa voidaan kuitenkin sijoittaa edullisempaan luokkaan, jos suorituskyvyn parannus on todennettu. Jos esimerkiksi betonilla ympäröimättömän liittopoikkileikkauksen leikkausliittimien jako on tämän työn kohdan 5.4.2 mukainen, voidaan puristettu teräslaippa sijoittaa luokkaan 1. Uuman perusteella luokkaan 3 sijoittuva poikkileikkaus voidaan puolestaan käsitellä plastisuusteorialla luokan 2 poikkileikkauksena, jonka uumaa on redusoitu EN 1993-1-1 kohdan 6.2.2.4 mukaisesti. Tällöin puhutaan luokan 2 tehollisesta poikkileikkauksesta.

Poikkileikkausluokitusta varten käytetään plastisuusteorian mukaista jännitysjaakamaa paitsi luokkien 3 ja 4 rajalla, jolloin käytetään kimmoteoreettista jakaamaa. Jännitysjaakama määritetään teräsumien ja toimivien laippojen muodostamalle liitto-

rakenteisille kokonaispoikkileikkaukselle olettaen täydellinen yhteistoiminta. Osa joka ei täytä luokan 3 vaatimuksia, sijoitetaan luokkaan 4.

Luokkien 1 ja 2 poikkileikkauksiin, joiden raudoitus on vedetty, tulee sijoittaa standardin EN 1992-1-1 taulukon C.1 [12, s. 201] sitkeysluokan B tai C mukaista veto-raudoitusta toimivan leveyden matkalle vähintään määrä  $A_s$  siten, että

$$A_s \geq \rho_r A_c \quad (4.10)$$

jossa

$$\rho_r = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (4.11)$$

jossa edelleen:

$A_c$	on betonilaipan toimiva pinta-ala
$f_y$	on rakenneteräksen myötölujuuden nimellisarvo [MPa]
$f_{sk}$	on veto-raudoituksen myötölujuuden ominaisarvo
$f_{ctm}$	on betonin keskimääräinen vetolujuus
$\delta$	on 1,0 luokan 2 poikkileikkauksissa ja 1,1 luokan 1 poikkileikkauksissa, joiden kohdalla plastisilta niveliltä edellytetään kiertymiskykyä
$k_c$	on kerroin, jolla otetaan huomioon jännitys jakauma juuri ennen halkeilun alkamista ja se lasketaan kaavalla (4.12)

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0,3 \leq 1,0 \quad (4.12)$$

jossa

$h_c$	on betonilaipan paksuus ilman vahvennuksia tai ripoja
$z_0 = e_c$	on halkeilemattoman betonilaipan ja halkeilemattoman liittopoikkileikkauksen painopisteiden välinen pystytäisyys, kun on käytetty lyhytaikaisen kuormituksen kimmokerroinsuhdetta $n_0$

On huomattava, että taivutusmomentin suunta poikkileikkauksessa vaikuttaa yleensä poikkileikkausluokan määräytymiseen. Saman liittopoikkileikkauksen luokka on siis tavallisesti eri positiiviselle ja negatiiviselle taivutusmomentille. Lisäksi tulee huomioida kutakin rakentamisvaihetta vastaavan poikkileikkauksen luokka erikseen. On selvää, että valmiissa rakenteessa neutraaliakselin sijaitessa betoniosassa, ei teräsosan poikkileikkausluokalla ole väliä, koska teräsosa on kokonaisuudessaan vedetty.

#### 4.3.1 Betonilla ympäröityjen poikkileikkausten luokitus

Suomessa betonilla ympäröityjä liittopoikkileikkauksia ei ole käytetty, vaikka ne ovat tietyissä Keski-Euroopan maissa vakiinnuttaneet asemansa. Betonitäytön päätarkoitus on parantaa rakenteen palonkestoa, mutta se voi myös estää puristuslaippojen osien lommahtamisen uumaa kohti. Betonitäytön ja raudoituksen kelpoisuudelle on asetettu

joukko vaatimuksia EN 1994-1-1 kohdassa 5.5.3(2), jotka tulee tarkistaa erikseen tällaisia rakenteita suunniteltaessa. Jos vaatimukset täyttyvät, voidaan puristetuille laipoille sallia suurempia hoikkuuksia avoimiin poikkileikkauksiin verrattuna alla esitetyn taulukon (Taulukko 4.3) mukaisesti. Poikkileikkausluokassa 1 plastisesta jännitysjaumasta seuraava puristusjännitysten korkea taso aiheuttaa riskin betonin murskaantumisesta, joten luokkien 1 ja 2 rajalla hoikkuutta ei voida suurentaa [9, s. 78].

**Taulukko 4.3** Betonilla ympäröityjen poikkileikkausten laippojen luokitus [5, s. 32].

Luokka		Tyyppi		Rajoitus
1		(1) valssattu tai (2) hitsattu		$c/t \leq 9\varepsilon$
2				$c/t \leq 14\varepsilon$
3				$c/t \leq 20\varepsilon$
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ [MPa]	235	275	355
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81

Betonilla ympäröidyn poikkileikkauksen uuman luokitteluun ei EC4:ssä anneta muita ohjeita kuin ehto (4.13) sille, että poikkileikkausluokka  $\leq 2$  [5, s. 39].

$$\frac{d}{t_w} \leq 124\varepsilon \quad (4.13)$$

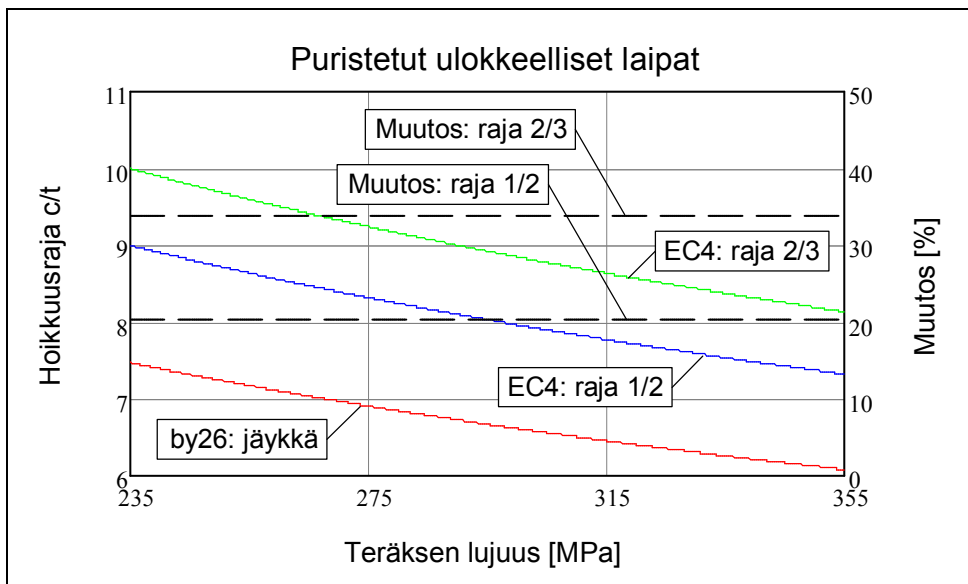
Tämä ehto sattuu olemaan sama, kuin raja-arvo paljaan teräsuuman luokkien 2 ja 3 välillä. Tästä syystä useiden lähteiden [9, s. 128; 16] mukaan luokan 3 betonilla ympäröidyn uuman saa sijoittaa suoraan luokkaan 2. Hämmennystä kuitenkin aiheuttaa standardin EN 1994-1-1 poikkileikkausluokkia käsittelevässä kappaleessa esitetty kohta, jonka mukaan betonilla ympäröidyn luokkaan 3 kuuluvan teräsuoman käsittelyyn voidaan käyttää saman poikkileikkauksen luokkaan 2 kuuluvaa tehollista uumaa [5, s. 31]. Tässä saatetaan viitata ehdon (4.13) perusteella luokkaan 3 sijoitettuun uumaan, mutta epäselväksi ainakin jää, mikä on betonilla ympäröidyn uuman luokkien 1 ja 2 välinen raja. Usein kuitenkin riittää tieto poikkileikkauksen kuulumisesta vähintään luokkaan 2, eikä tällä uuman luokitusta koskevalla epäselvyydellä ole muutenkaan käytännön merkitystä muualla kuin negatiivisen momentin alueilla.

### 4.3.2 Poikkileikkausluokkien vertailu: EC4 ja by26

Liittorakenteiden vanhassa suunnitteluohjeessa by26 esitetty poikkileikkausten luokittelu oli yksinkertaistettu versio RakMk osan B7:n luokittelusta, eikä betonilla ympäröityjen poikkileikkausten luokittelua tunnettu lainkaan. Jako tehtiin by26:ssa karkeasti vain jäykkiin ja hoikkiin poikkileikkauksiin jäykän vastatessa Järvisen mukaan tiukennettua B7:n luokkaa 1 [8, s. 19]. Tämä on helposti nähtävissä alla olevista kuvaajista, sillä RakMk osan B7 luokka 1 vastaa sekä laippojen, että uumien osalta melko tarkasti EN 1993-1-1 luokkaa 1 [11, s. 25]. Silti by36 väittää ohjeen B7 mukaisen poikkileikkausluokan 1 ohella myös luokan 2 palkkien olevan jäykkä [3, s. 35].

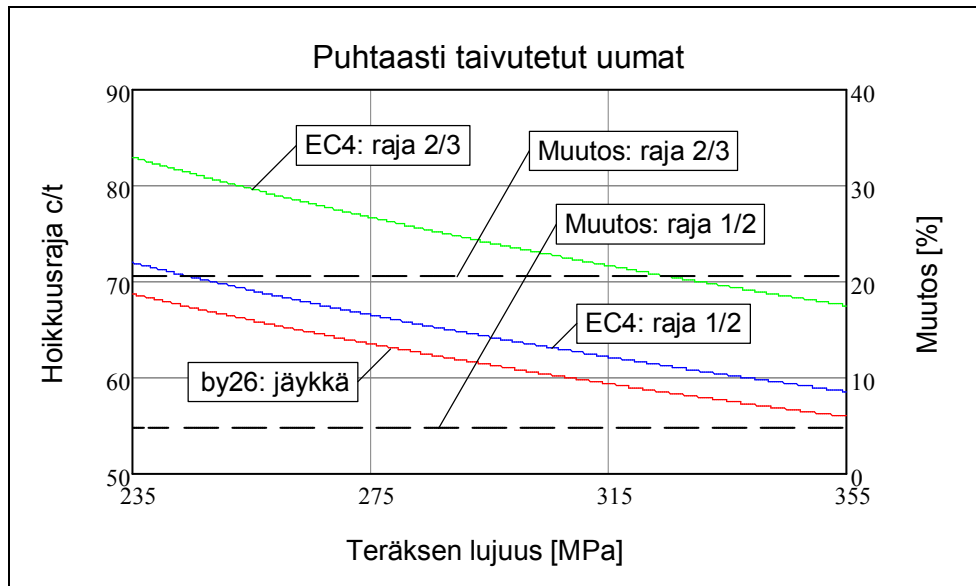
Alla olevissa kuvaajissa on vertailtu sekä puristetun laipan (Kuva 4.3), että taivutetun uuman (Kuva 4.4 ja Kuva 4.5) poikkileikkausluokkia erottavia rajahoikkuuksia by26:n ja EN 1994-1-1 välillä teräslujuuden funktiona. Kuvaajien käyrät on nimetty lähteen [9] hengessä poikkileikkausluokkien, joita ne erottavat, mukaan. Esimerkiksi EC4:n luokkia 1 ja 2 erottava käyrä on ”EC4: raja 1/2”. Alhaisemmalla hoikkuudella saavutetaan aina pienempi luokka. Tämän logiikan mukaisesti by26:n mukaisia käyriä on kussakin kuvassa vain yksi.

Siinä missä by26 salli kestävyuden saavuttamisen plastisoitumalla vain jäykille poikkileikkauksille [8, s. 19], sallii Eurokoodi jäykkäplastisen teorian soveltamisen taivutuskestävyyden määrittämiseksi sekä luokan 1 että 2 poikkileikkauksille [5, s. 33]. Tämä on huomioitu tarkasteluissa vertaamalla by26:n jäykän ja hoikan palkin rajaa yhtäältä EC4:n rajaan 2/3 ja toisaalta vertailun vuoksi myös rajaan 1/2. Nämä ”Muutos” -käyrät on piirretty katkoviivalla ja niiden arvot luetaan sekundääriseltä y-akselilta.



**Kuva 4.3** Poikkileikkausluokkien rajahoikkuudet puristetuille ulokkeellisille laipoille.

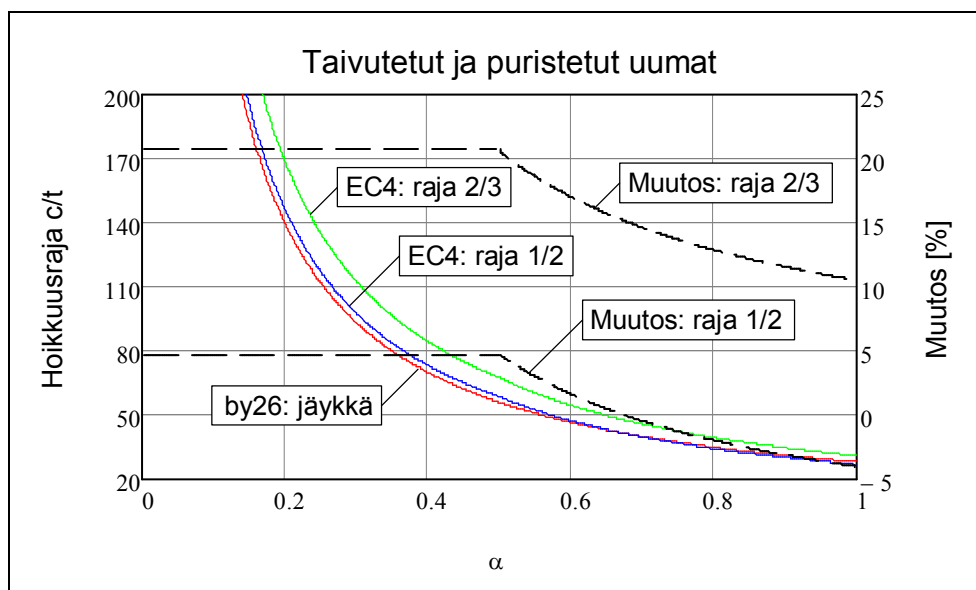
EC4:n mukaista luokkien 3 ja 4 välistä rajaa ei ole esitetty, koska sillä ei ole vertailussa merkitystä. Se ei myöskään ole vertailukelpoinen plastisen jännitys jakauman mukaan määritettyjen luokkien 1 ja 2 sekä 2 ja 3 välisten rajojen kanssa.



**Kuva 4.4** Poikkileikkausluokkien rajahoikkeudet puhtaasti taivutetuille uumille.

Kuten yllä olevista kuvaajista nähdään, EC4:n tulkinta poikkileikkauksen plastisointiskyvystä on aiempaa rohkeampi. Rajahoikeus puristetuille laipoille on 34 % lievempi by26:een verrattuna. Hoikin EC4 luokan 1 palkki on 20 % hoikempi kuin hoikin by26:n jäykkä. Puhtaasti taivutettujen uumien osalta vastaavat luvut ovat 21 % ja 5 %.

Tutkitaan vielä yhdistetyn taivutuksen ja puristuksen alaisten poikkileikkausten luokitusta. Tällaisissa poikkileikkauksissa taivutuksen neutraaliakseli ei yhdy teräsosan painopisteakseliin. Liittopalkeissa tällainen tilanne voi syntyä esimerkiksi osittaisesta leikkausliitoksesta johtuen. Taivutettujen ja puristettujen uumien vertailu on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 4.5) parametrin  $\alpha$  funktiona teräslujuudella  $f_y = 355 \text{ MPa}$ .  $\alpha$  kuvaa poikkileikkauksen puristetun osan suhteellista korkeutta. EC3 taulukossa 5.2 on merkitty yleisen merkkisäännön [15, s. 79] vastaisesti puristusjännitys positiivisena.



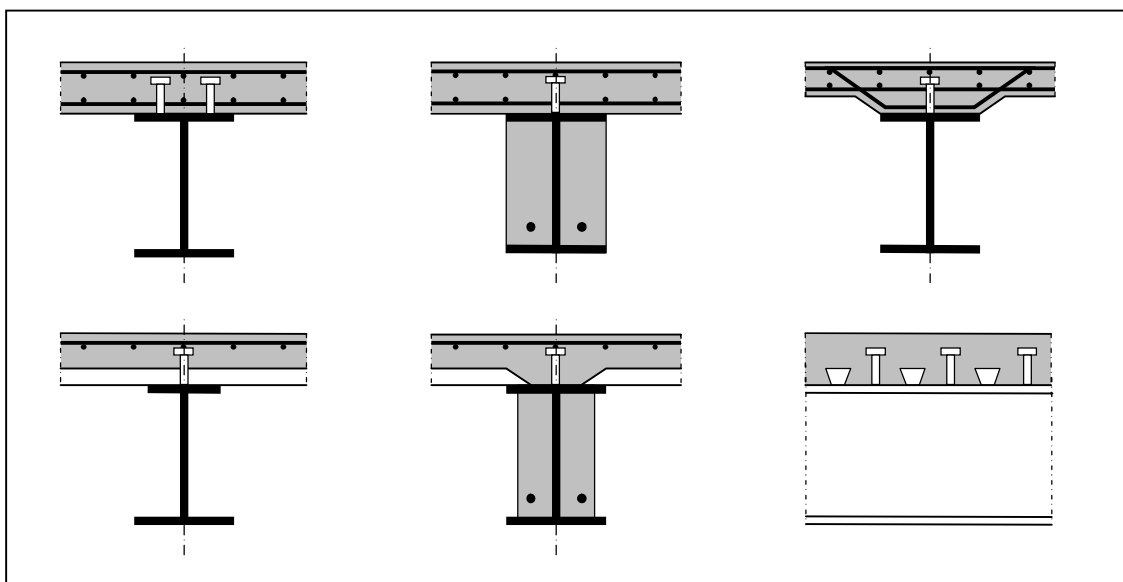
**Kuva 4.5** Poikkileikkausluokkien rajahoikkeudet taivutetuille ja puristetuille uumille.

Täysin vedetyn ( $\alpha = 0$ ) ja puhtaasti taivutetun ( $\alpha = 0,5$ ) tilanteen välillä Eurokoodin käyrät ovat samaa muotoa by26:n rajakäyrän kanssa. Vakiomuutos epävarmaan suuntaan on sama kuin puhtaasti taivutetuille uumille (*Kuva 4.4*). Kun yli puolet uuman korkeudesta on puristettuna, Eurokoodin rajakäyrien muoto muuttuu ja ero by26:een kaventuu epälineaarisesti. Eurokoodissa sallitaan taivutuskestävyyden määrittäminen jäykkäplastisen teorian perusteella 11 % hoikemmalle täysin puristetulle uumalle kuin suunnitteluohjeessa by26. Eurokoodin mukaisten luokkien 1 ja 2 rajalla oltaisiin puolestaan 4 % varmallalla puolella.

*Kuva 4.5* osoittaa lisäksi poikkileikkausluokan voimakkaan riippuvuuden parametrista  $\alpha$ . Suhteellisen puristuspinnan korkeuden ero esimerkiksi poikkileikkausluokkien 1 ja 3 välillä c/t -suhteella 80 ei ole kuin 15 %. Tällä seikalla on suuri merkitys jatkuvien liittopalkkien tukialueen negatiivista momenttia käsiteltäessä. [9, s. 78.]

## 5 LIITTOPALKIT

Liittopalkit ovat pääasiassa taivutettuja liittorakenneosia. Eurokoodin tuntemat liittopalkkien poikkileikkausvaihtoehdot on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 5.1). Ne ovat kaikki niin sanottuja päällekkäisiä liittorakenteita. Se tarkoittaa sitä, että poikkileikkauksessa betoniosana toimii joko palkin päälle valettu umpibetonilaatta tai liittolaatan umpibetoniosuus. Joskus myös liittolaatan betoniripojen osuus voidaan ottaa huomioon. Päällekkäisessä liittorakenteessa leikkausliitokselle on vain yksi mahdollinen paikka. Teräsosan laippojen välit voivat olla betonilla täytetyt tai avoimet. Liittovaikutuksen syntyminen laippojen välisen betonoinnin ja teräsosan välillä edellyttää kuitenkin betonin mekaanista liittämistä teräsprofiiliin ja asianmukaista betoniraudoitusta [5, s. 31].



**Kuva 5.1** Liittopalkkien tyypillisiä poikkileikkauksia EN 1994-1-1 mukaan [5, s. 32].

Suomessa yleisesti käytössä olevaa liittorakennesovellusta, sisäkkäistä liittopalkkia, ei EC4:ssä käsitellä lainkaan. Tällaisen matalapalkin ja ontelolaataston välille syntyvää yhteistoimintaa voidaan kuitenkin tarkastella edelleenkin betoninormikortti 18 esittämien menetelmien mukaan, kun lujuusarvot valitaan EC2 mukaisiksi ja ontelolaatoissa vaikuttava pääjännitys lasketaan ontelolaattojen suunnitteluohjeen mukaan [41, s. 66].

Liittopalkkien mitoittamiseksi tulee tunnistaa sen kriittiset poikkileikkaukset. Tarkistukset suoritetaan niissä kunkin mitoituskriteerin suhteen. Kriittisiä poikkileikkauksia ovat Eurokoodi 4:n mukaan

- suurimpien taivutusmomenttien kohdat
- tukien kohdat
- pistekuormien tai reaktivoimien kuormittamat poikkileikkaukset

- kohdat, joissa poikkileikkaus muuttuu oleellisesti muuten kuin betonin halkeilun takia.

Oleellisen muutoksen rajana pidetään yli 20 % muutosta poikkileikkauksen taivutuskestävyydessä. Kyseeseen tulee esimerkiksi liittopalkki, jonka betonilaippa päättyy ennen tukea.

Leikkausliitoksen kestävyttä tarkistettaessa tarvitaan kriittistä pituutta, joka muodostuu kahden kriittisen poikkileikkauksen välille. [5, s. 33.] Puhutaan myös leikkausjänteestä [9, s. 81], vaikka täsmällinen termi palkeille olisi liitoksen määrittelypituus [4]. Tyypillinen kriittinen pituus on vapaasti tuetun yksiaukkoisen palkin jänteen puolikas. Kriittisen pituuden mielessä kriittisiä leikkauksia ovat edellisten lisäksi

- ulokkeiden vapaat päät
- viistetyissä palkeissa vierekkäiset poikkileikkaukset, joiden plastisen taivutuskestävyyden muutos on enintään 50 % [5, s. 33].

Eurokoodi 4:n määrittelemiä liittopalkkien mitoituskriteereitä ovat

- kriittisten poikkileikkausten taivutus- ja leikkauskestävyys
- leikkausliitoksen kestävyys
- kiepahduskestävyys
- leikkauskestävyys uuman lommahtamisen suhteen ja uuman paikallinen puristuskestävyys [5, s. 33].

Näiden murtorajatilataarkasteluiden lisäksi tulee varmistua myös liittopalkin toimivuudesta käyttötilan kuormilla. Sekä murto- että käyttörajoitilamitoitusta edellä mainittujen kriteerien suhteen on tarkasteltu tässä luvussa.

## 5.1 Positiivinen taivutuskestävyys

Taivutuskestävyyden jäykkäplastinen laskentaperiaate on esitetty liittorakenteiden toimintaa käsittelevässä kohdassa 2.4. Tässä kohdassa käsitellään EN 1994-1-1 mukaiset taivutuskestävyyden laskentamenetelmät yksityiskohtaisemmin. Kukin käsiteltävä tapaus on korostettu **lihavoinnilla**. Myös osittaisen leikkausliitoksen sekä kimmoteorian mukainen taivutuskestävyyden laskenta esitetään. Laippojen välisen betonoinnin vaikutusta taivutuskestävyyteen käsitellään vain pintapuolisesti, koska sen käyttö Suomessa on harvinaista. Betonointi vaikuttaa muutenkin lähinnä palotilanteen kapasiteettiin.

Kuten kohdassa 2.4 todettiin, riippuvat plastisen taivutuskestävyyden kaavat neutraaliakselin sijainnista. Erikseen on käsiteltävä tilanteet, joissa neutraaliakseli sijaitsee betonilaipassa, teräsosan ylälaipassa ja teräsosan uumassa. Kimmoteorian mukainen taivutuskestävyyden laskenta puolestaan perustuu reunajännitysten tarkasteluun.

Kriittisen poikkileikkauksen taivutuskestävyyden  $M_{Rd}$  on aina toteutettava mitoitusepäyhtälö (5.1).

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

jossa

$M_{Ed}$  on taivutusmomentin mitoitusarvo kyseisessä poikkileikkauksessa.



### 5.1.1 Plastinen taivutuskestävyys

Taivutuskestävyyden mitoitusarvo voidaan määrittää jäykkäplastisella teorialla vain luokan 1 ja 2 poikkileikkauksille [5, s. 33]. Laskentaa varten tehdään seuraavat oletukset [9, s. 79; 16]:

1. Bernoullin hypoteesi pätee liittopoikkileikkauksen osille erikseen, eli niiden tasot pysyvät pituussäikeitä vastaan kohtisuorina tasoina.
2. Betonin vetolujuus on nolla.
3. **Leikkausliitos on täydellinen.**
4. Yhteistoiminta on täydellinen
5. Tehollisen teräsosan rasitus on kauttaaltaan myötöjännityksen mitoitusarvon  $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$  suuruinen puristuksessa ja vedossa
6. Puristetun betonin rasitus on  $0,85 f_{ck} / \gamma_C$  koko neutraaliakselin ja puristetun betonin välillä.
7. Palkin suuntaisen tehollisen betoniraidoituksen rasitus on myötölujuuden mitoitusarvon  $f_{sd}$  suuruinen. Puristetun raidoituksen saa unohtaa [5, s. 34].

Oletuksista 3 ja 4 seuraa, että oletus 1 muuttuu muotoon, jossa Bernoullin hypoteesi pätee liittopoikkileikkaukselle kokonaisuudessaan [14, s. 241].

Neutraaliakselin sijainnista kertoo epäyhtälö (5.2). Jos ehto on tosi, sijaitsee **neutraaliakseli betoniosassa**. [16.]

$$R_a < R_c \quad (5.2)$$

jossa

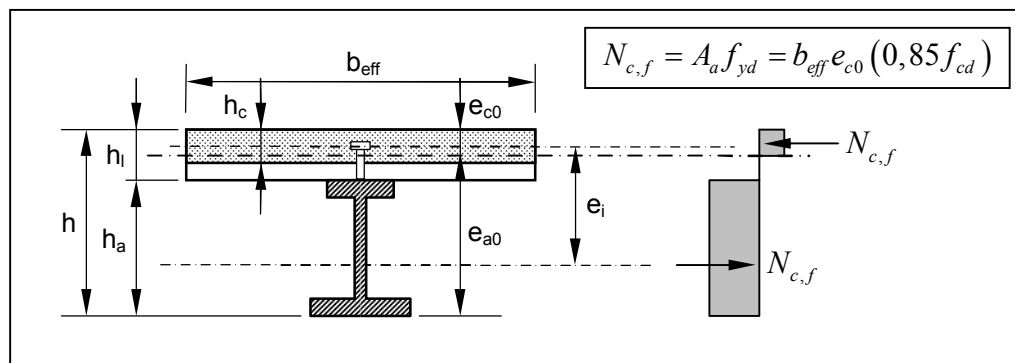
$$R_a = A_a f_{yd} \quad \text{on teräsosan suurin jännitysresultantti ja } f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

$$R_c = b_{eff} h_c (0,85 f_{cd}) \quad \text{on betoniosan suurin jännitysresultantti}$$

Tässä:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C \quad \text{on betonin lieriölujuuden mitoitusarvo}$$

Alla olevan kuvan (Kuva 5.2) merkintöjä käyttämällä ratkaistaan neutraaliakselin etäisyys betoniosan yläpinnasta  $e_{c0}$  pitkittäisestä tasapainoehdosta (5.3). Etäisyys on tässä tapauksessa yhtä suuri kuin puristetun betonin korkeus. [9, s. 80–81; 16.]



**Kuva 5.2** Plastinen taivutuskestävyys, kun neutraaliakseli on betoniosassa [9, s. 80].

$$N_{c,f} = A_a f_{yd} = b_{eff} e_{c0} (0,85 f_{cd})$$

$$\Leftrightarrow$$

$$e_{c0} = \frac{A_a f_{yd}}{b_{eff} (0,85 f_{cd})} = \frac{R_a}{R_c} h_c$$
(5.3)

Taivutuskestävyys saadaan nyt laskemalla jännitysresultanttien sisäinen momentti betoniosan resultantin vaikutussuoran suhteen. Tulosta (5.3) hyväksikäyttäen voidaan taivutusmomenttikapasiteetin laskentakaava kirjoittaa muotoon (5.4).

$$M_{pl,Rd} = A_a f_{yd} \left( e_i + \frac{h_c}{2} - \frac{e_{c0}}{2} \right) = R_a \left( e_i + \frac{h_c}{2} \right) - \frac{R_a^2}{2R_c} h_c$$
(5.4)

Taivutuskestävyys saadaan kaavasta (5.5) siinä triviaalissa tapauksessa, että **neutraaliakseli** sijaitsee **liittolaatan ripojen korkeudella**. Tämän tilanteen voimassaolon ehtona on  $R_a = R_c$ . [16.]

$$M_{pl,Rd} = A_a f_{yd} e_i$$
(5.5)

Kun ehto (5.2) on epätosi, sijaitsee neutraaliakseli teräsosassa. Vielä pitää kuitenkin selvittää, sijaitseeko se teräsosan ylälaipassa vai uumassa. Tämä selviää epäyhtälöllä (5.6), jonka ollessa tosi sijaitsee **neutraaliakseli teräsosan ylälaipassa**. [16.]

$$R_c > R_a - 2R_f$$
(5.6)

jossa

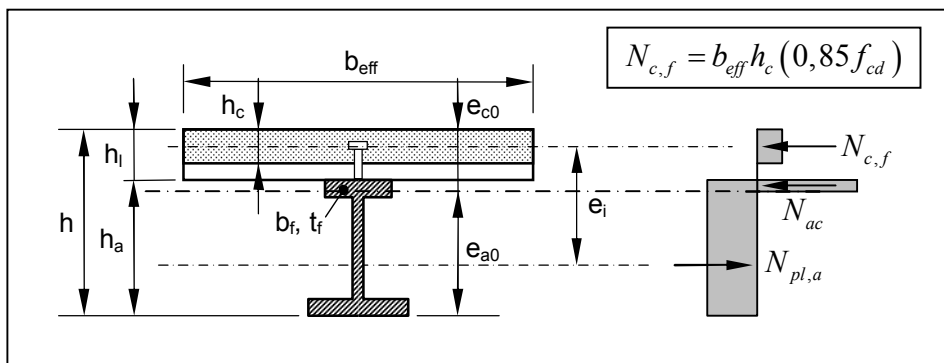
$$R_f = b_f t_f f_{yd} \quad \text{on teräsosan ylälaipan suurin jännitysresultantti}$$

Kirjataan muistiin myös:

$$R_w = t_w h_w f_{yd} \quad \text{on uuman suurin jännitysresultantti, kun teräsprofiilin reunapyöristykset jätetään huomioimatta}$$

$$R_s = A_s f_{sd} \quad \text{on vedetyn betoniraidoituksen suurin jännitysresultantti}$$

Alla olevaan kuvaan (Kuva 5.3) on piirretty jännityssuorakaiteiden muodostuminen tässä tapauksessa. Helpoimmalla päästään, kun oletetaan koko teräsosa vedetyksi, mutta kumotaan ylälaipan puristetun kaistaleen osalta tehty virhe ottamalla siinä vallitseva puristusjännitys  $2f_{yd}$ :n suuruisiksi. Näin menetellen ei tarvitse kajota teräsosan resultantiin eikä sen vaikutussuoran paikkaan. [9, s. 81; 16.]



**Kuva 5.3** Plastinen taivutuskestävyys, kun neutraaliakseli on teräsosan ylälaipassa [9, s. 80].

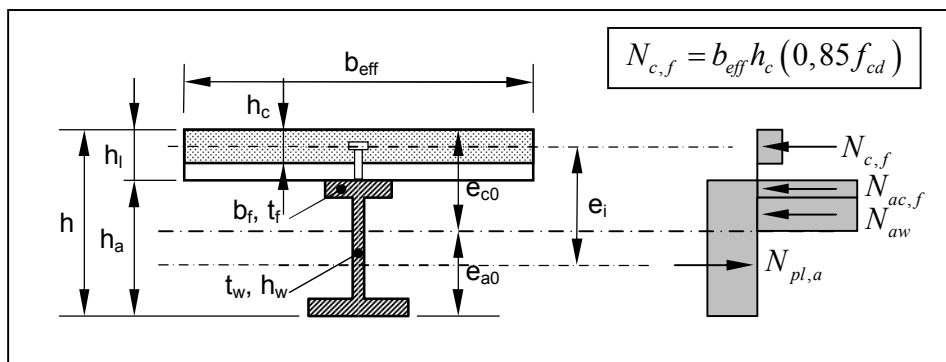
Tasapainoehto (5.3), josta neutraaliakselin paikka ratkaistaan, muuttuu nyt muotoon (5.7). Huomaa termin  $N_{c,f}$  muuttunut laskentalauseke.

$$\begin{aligned}
 N_{pl,a} &= N_{c,f} + N_{ac} \\
 \Leftrightarrow \\
 A_a f_{yd} &= b_{eff} h_c (0,85 f_{cd}) + 2b_f (e_{c0} - h_l) f_{yd} \quad (5.7) \\
 \Leftrightarrow \\
 e_{c0} &= \frac{A_a f_{yd} - b_{eff} h_c (0,85 f_{cd})}{2b_f f_{yd}} + h_l = \frac{R_a - R_c}{2R_f} t_f + h_l
 \end{aligned}$$

Taivutuskestävyys lasketaan samalla periaatteella kuin aiemminkin. Sen laskentakaavaksi tulee (5.8). [9, s. 81.]

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd} &= N_{pl,a} e_i - N_{ac} \left( e_{c0} - \frac{e_{c0} - h_l}{2} - \frac{h_c}{2} \right) \\
 &= R_a \left( e_i - h_l + \frac{h_c}{2} \right) + R_c \left( h_l - \frac{h_c}{2} \right) - \frac{(R_a - R_c)^2}{4R_f} t_f \quad (5.8)
 \end{aligned}$$

Viimeisenä vaihtoehtona käsitellään tilanne, jossa **neutraaliakseli** sijaitsee **teräsosan uumassa**. Näin tapahtuu, kun epäyhtälö (5.6) on epätosi. Etäisyyden  $e_{c0}$  ja taivutuskestävyyden  $M_{pl,Rd}$  laskenta etenee samaan tapaan kuin neutraaliakselin sijaitessa laipassa. Tässä yhteydessä on kuitenkin korostettava jäykkäplastisen teorian lähtöoletusta, jonka mukaan poikkileikkaus kuuluu luokkaan 1 tai 2. Tällä varmistetaan, ettei puristetun uuman lommahdus rajoita sen kuormankantokykyä, vaan koko uuma toimii tehollisena. [16.] Käyttäen alla olevan kuvan (Kuva 5.4) merkintöjä haetaan ensin kaavalla (5.9) neutraaliakselin sijainti. Laskennassa on jätetty yksinkertaisuuden vuoksi teräsprofiilin reunapyöritykset huomioimatta (katso termi  $R_w$ ). Näin voidaan tehdä, koska oletus lisää laskennan varmuutta.



**Kuva 5.4** Plastinen taivutuskestävyys, kun neutraaliakseli on teräsosan uumassa [9, s. 80].

$$\begin{aligned}
N_{pl,a} &= N_{c,f} + N_{ac,f} + N_{aw} \\
&\Leftrightarrow \\
A_a f_{yd} &= b_{eff} h_c (0,85 f_{cd}) + 2b_f t_f f_{yd} + 2t_w (e_{c0} - h_l - t_f) f_{yd} \\
&\Leftrightarrow \\
e_{c0} &= \frac{A_a f_{yd} - b_{eff} h_c (0,85 f_{cd}) - 2b_f t_f f_{yd}}{2t_w f_{yd}} + h_l + t_f \\
&= \frac{R_a - R_c - 2R_f}{2R_w} h_w + h_l + t_f
\end{aligned} \tag{5.9}$$

Lopuksi sievennetään taivutuskestävyyden kaava muotoon (5.10).

$$\begin{aligned}
M_{pl,Rd} &= N_{pl,a} e_i - N_{ac,f} \left( \frac{t_f}{2} + h_l - \frac{h_c}{2} \right) \dots \\
&\quad - N_{aw} \left( e_{c0} - \frac{e_{c0} - h_l - t_f}{2} - \frac{h_c}{2} \right) \\
&= R_a \left( e_i - h_l - t_f + \frac{h_c}{2} \right) + R_c \left( h_l + t_f - \frac{h_c}{2} \right) \dots \\
&\quad + R_f t_f - \frac{(R_a - R_c - 2R_f)^2}{4R_w} h_w
\end{aligned} \tag{5.10}$$

Plastisen taivutuskestävyyden laskennassa on kaikissa edellä esitetyissä tapauksissa huomioitava, että jos rakenneteräslaji on tavallista korkeampi eli S420 tai S460 ja neutraaliakseli sijainti täyttää ehdon  $0,15h \leq e_{c0} \leq 0,4h$ , joudutaan taivutuskestävyyttä pienentämään kaavalla (5.11).

$$M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd} \tag{5.11}$$

jossa

$$\beta = 1,09 - 0,6 e_{c0}/h$$

Jos  $e_{c0} < 0,15h$ , ei pienennystä tarvita. Jos taas  $e_{c0} > 0,4h$ , on taivutuskestävyys laskettava joko lineaarisella tai epälinearisella kimmoteorialla. [5, s. 34.] Tosin neutraaliakselin sijaitessa näin alhaalla, ei poikkileikkileikkausluokkakaan todennäköisesti sallisi plastista mitoitusta.

Jos laippojen välit on betonoitu ja raudoitettu asianmukaisesti ja betonin kiinnittymisestä teräsprofiiliin on huolehdittu esimerkiksi kannallisoin tappiliittimin, voidaan riittävästi ankkuroitunut pitkittäinen betonirauditus ottaa huomioon plastisen taivutuskestävyyden laskennassa. Puristettua raudoitusta ei tarvitse, ja vedettyä betonia ei saa huomioida. [5, s. 40.] Osittain betonilla ympäröity teräsprofiili käsitellään liittopalkkina, vaikkei se sisältäisi betonilaippaa lainkaan. Toisaalta betonilaippa voi olla liitetty betonilla ympäröityyn teräsosaan myös osittaisella leikkausliitoksella sitkein liittimin, jolloin sovelletaan, mitä osittaisesta leikkausliitoksesta on alla esitetty. Laippojen välinen puristettu betoni ja vedetty rauditus saadaan toki tällöinkin huomioida.

### 5.1.2 Osittainen leikkausliitos

Rikkomalla sivulla 63 olevaa oletusta 3 ajaututaan osittaiseen leikkausliitokseen. Poikkileikkausten taivutuskestävyys voidaan silti käsitellä luokissa 1 ja 2 plastisuusteoriolla ja muut oletukset ovat edelleen voimassa. EN 1994-1-1 asettaa tällöin tiettyjä ehtoja osittaisen leikkausliitoksen käytölle talonrakenteiden liittopalkeissa. Ensinnäkin sen käyttö on tavallisesti sallittua vain positiivisen momentin alueilla liitinjon ollessa tasainen ja toiseksi liitinten on oltava sitkeitä. Liittimen sitkeys tarkistetaan suhteessa jännemittaan ja suhteelliseen liitinmäärään  $\eta$  (2.12). Lyhyet ja pitkät palkit erotetaan momentin nollakohtien välimatkan  $L_e$  perusteella. Myös teräsosan symmetrisyys vaikuttaa asiaan. Näin ollen tappiliittimiä, joiden varren nimellishalkaisija  $d$  on 16–25 mm ja kokonaispituus vähintään  $4d$ , voidaan pitää sitkeinä seuraavien leikkausliitoksen astetta koskevien rajojen puitteissa: [5, s. 35; 5, s. 45.]

- Palkit, joiden teräsosan laipat ovat samanlaiset (kaksoissymmetrinen):

$$L_e \leq 25m: \quad \eta \geq 1 - (355\text{MPa}/f_y)(0,75 - 0,03L_e) \geq 0,4 \quad (5.12)$$

$$L_e > 25m: \quad \eta \geq 1 \quad (5.13)$$

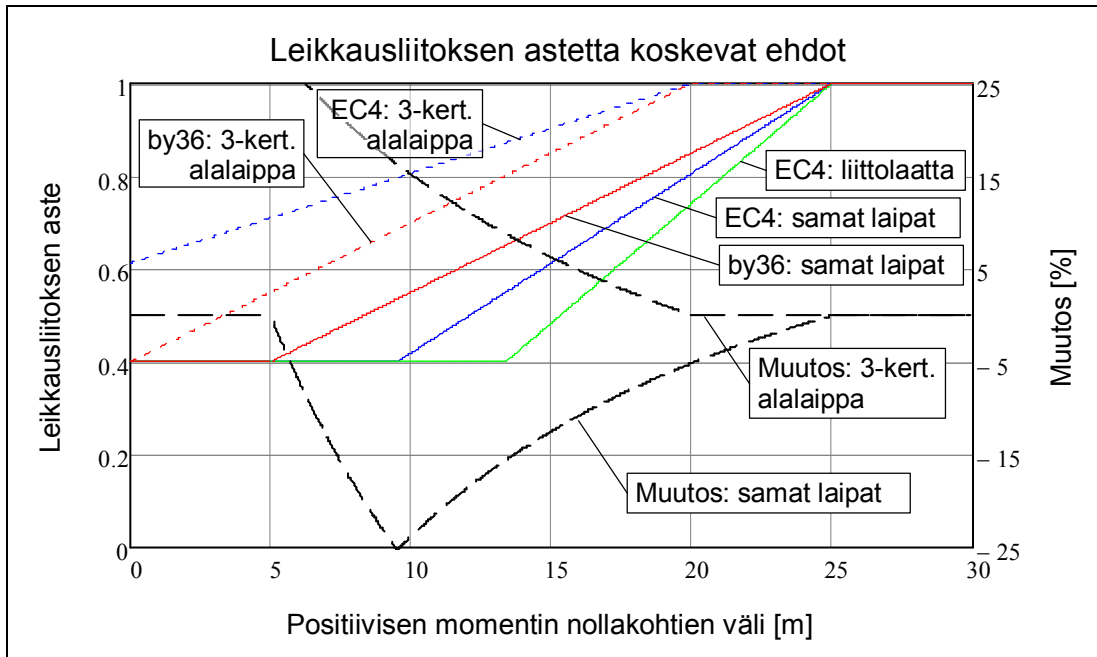
- Palkit, joiden teräsosan alalaipan pinta-ala on enintään kolminkertainen ylälaippaan verrattuna

$$L_e \leq 20m: \quad \eta \geq 1 - (355\text{MPa}/f_y)(0,30 - 0,015L_e) \geq 0,4 \quad (5.14)$$

$$L_e > 20m: \quad \eta \geq 1 \quad (5.15)$$

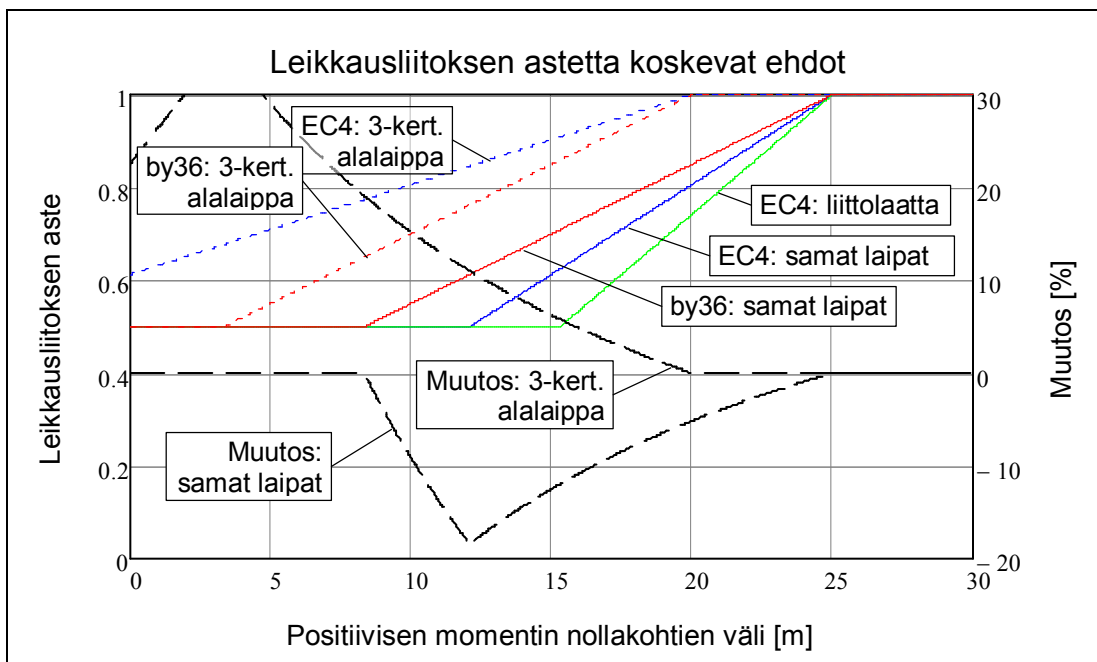
Jos teräsosa ei ole kaksoissymmetrinen, mutta alalaippa on pienempi kuin kolminkertainen ylälaippa, määritetään leikkausliitoksen asteen raja kaavojen (5.12)–(5.15) ehdoista lineaarisella interpoloinnilla. Kun betoniosana toimii liittolaatta, voidaan rajoja (5.12)–(5.15) lieventää entisestään tiettyjen ehtojen ollessa voimassa. Nämä melko yksityiskohtaiset ehdot johtuvat liittimien liukumakykyä koskevan yleispätevän tutkimustiedon puutteesta [9, s. 88].

Leikkausliitoksen astetta koskevilla ehdoilla on pyritty estämään murtumisen enenaikainen siirtyminen leikkausliitokseen, jota taivutuskapasiteetin plastiset määrittäminen menetelmät eivät huomioi. Hauraita liittimiä käytettäessä leikkausvuo ja myös taivutuskestävyys on laskettava kimmoteoriolla. Ehdot on esitetty graafisesti alla olevassa kuvassa (Kuva 5.5) yhdessä sovellusohjeen by36 ehtojen [3, s. 106] kanssa. Kuvasta nähdään myös tapahtuva muutos siirryttäessä standardin EN 1994-1-1 mukaisiin ehtoihin negatiivisen prosenttiluvun edustaessa raja-arvon ja siten myös varmuuden pienenemistä. Rakenneteräksen lujuus vaikuttaa ainoastaan EC4:n ehtoihin siten, että teräslaadulla S355 EC4:n ja by36:n ehdot ovat kaksoissymmetriselle poikkileikkaukselle samat. Lujuuden pienentyessä EC4:n raja-arvot pienentyvät ja teräkselle S275 piirretystä kuvasta nähdään, että kaksoissymmetriselle teräsosalle jopa 25 % pienemmät liitinmäärät ovat sallittuja. Alalaipan koon kasvaessa EC4:n raja kuitenkin kiristyy nopeammin päätyen kolminkertaisella alalaipalla alle 20 metrin jännemitoilla by36:n rajaa varmemmalle puolelle. Pienin sallittu leikkausliitoksen aste on sekä by36:ssa, että EC4:ssä 0,4.



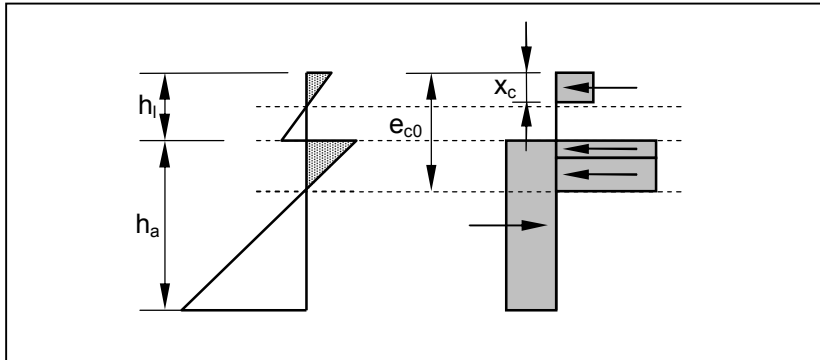
**Kuva 5.5** Ehdot leikkausliitoksen asteelle, joiden puitteissa tiettyjä liittimiä voidaan pitää sitkeinä. Sallittu alue sijaitsee kunkin käyrän yläpuolella. [9, s. 89.]

Osittaisen leikkausliitoksen käyttö on kuitenkin mielestäni syytä rajoittaa tilanteisiin, joissa  $\eta \geq 0,5$ , jolloin käyttörajatila-analyysissä vältetään osittaisen yhteistoiminnan vaikutusten tarkistukselta (katso kohta 5.6.2). Vertailukelpoisuuden säilyttämiseksi rajataan myös by36:n ehdot samalla tavoin. Kuva 5.5 muuttuu nyt alla olevaan muotoon (Kuva 5.6). Nähdään, että muutosprosenttien itseisarvot pienenevät, eikä EC4:n ehto ole samojen laippojen tapauksessa enää kuin 18 % epävarmalla puolella.



**Kuva 5.6** Leikkausliitoksen astetta koskevat ehdot liittimien käsittelemisestä sitkeinä, kun halutaan välttää osittaisen leikkausliitoksen vaikutusten tarkistus tapumien laskennassa.

Osittaisella leikkausliitoksella varustetun liittopalkin taivutuskestävyys lasketaan kohdan 5.1.1 periaatteita käyttäen. Poikkeuksena kuitenkin on, että leikkausliitoksen asteen alentuessa poikkileikkauksen neutraaliakseli laskee käytännössä aina teräsosaan. Lisäksi kaavan (5.7) tai (5.9) mukaisen neutraaliakselin ohella myös betonilaattaan muodostuu aina oma neutraaliakseli. Rakenteen venymäkuvio ja rasiustila muodostuvat alla olevan piirroksen (Kuva 5.7) mukaisiksi. Äärellisen venymäkuvion esittäminen plastisessa tilanteessa ei tietenkään ole täsmällistä, mutta tässä sen on tarkoitus auttaa tilanteen ymmärtämisessä.



**Kuva 5.7** Erillisten neutraaliakselien muodostuminen betoni- ja teräsosaan. Venymäkuviossa tummennettu alue vastaa puristusta.

Vertaamalla venymäkuvioita siihen, mitä sivulla 19 on sanottu yhteistoiminnan asteesta ja venymäkuvion jatkuvuudesta osien rajapinnassa huomataan, että nyt lasketaan ennemminkin taivutuskapasiteettia epätäydellisen yhteistoiminnan tapauksessa, jonka sitkeistä liittimistä koostuva osittainen leikkausliitos aiheuttaa. Juuri liittimien sitkeys aiheuttaa sen, että liitinmäärän vähentyessä liukumien rajapinnassa automaattisesti kasvavat ja yhteistoiminnan aste alentuu. Jos täydellisen jäykkä liittimiä olisi olemassa ja niitä saisi käyttää osittaisessa leikkausliitoksessa, ne tuottaisivat täydellisen yhteistoiminnan murtumiseensa asti. Tällöin ei tosin voisi soveltaa jäykkäplastista mitoitusta.

Betoniosan neutraaliakselin etäisyydeksi rakenteen yläpinnasta voidaan otaksua plastisuusteorian perusteella  $x_c$ , vaikka tarkkaan ottaen tämä ei pidäkään paikkaansa (vrt. teräsbetonipalkin mitoitus) ja yliarvioi hieman taivutuskestävyyttä. [9, s. 82.] Siinä useimmiten esiintyvässä tapauksessa, että täydellisellä leikkausliitoksella neutraaliakseli sijaitsee betoniosassa, etäisyys  $x_c$  ratkaistaan korvaamalla kaavassa (5.3) termi  $N_{c,f}$  pienemmällä resultantilla  $N_c = \eta N_{c,f}$ . Näin päädytään muotoon (5.16) ( $N_{c,f} = R_a$ ).

$$x_c = \eta \frac{R_a}{R_c} h_c \quad (5.16)$$

Esimerkin vuoksi oletetaan koko poikkileikkauksen sisäisestä tasapainosta johdettavan neutraaliakselin sijaitsevan osittaisella leikkausliitoksella **teräsosan ylälaipassa**. Betonissa se ei voisi sijaita, koska poikkileikkauksen sisäisen tasapainon säilyttämiseksi tarvittavaa puristuskapasiteettia on täysin plastisoituneessa poikkileikkauksessa saatavilla vain teräsosasta, kun leikkausliitoksen astetta alennettaessa betonin puristus-

resultantti alkaa pienentyä. Tällöin neutraaliakselin etäisyys betonin yläpinnasta johdetaan samaan tapaan kuin täydellisen leikkausliitoksen tapauksessa (kaava (5.7)) muotoon (5.17).

$$\begin{aligned}
 N_{pl,a} &= N_{ac} + N_c \\
 &\Leftrightarrow \\
 A_a f_{yd} &= 2b_f (e_{c0} - h_l) f_{yd} + b_{eff} x_c (0.85 f_{cd}) \\
 &\Leftrightarrow \\
 e_{c0} &= \frac{A_a f_{yd} - b_{eff} x_c (0.85 f_{cd})}{2b_f f_{yd}} + h_l = \frac{(1-\eta) R_a}{2R_f} t_f + h_l
 \end{aligned} \tag{5.17}$$

Tätä tulosta hyväksikäyttäen voidaan ratkaista taivutusmomenttikapasiteetin lauseke (5.18).

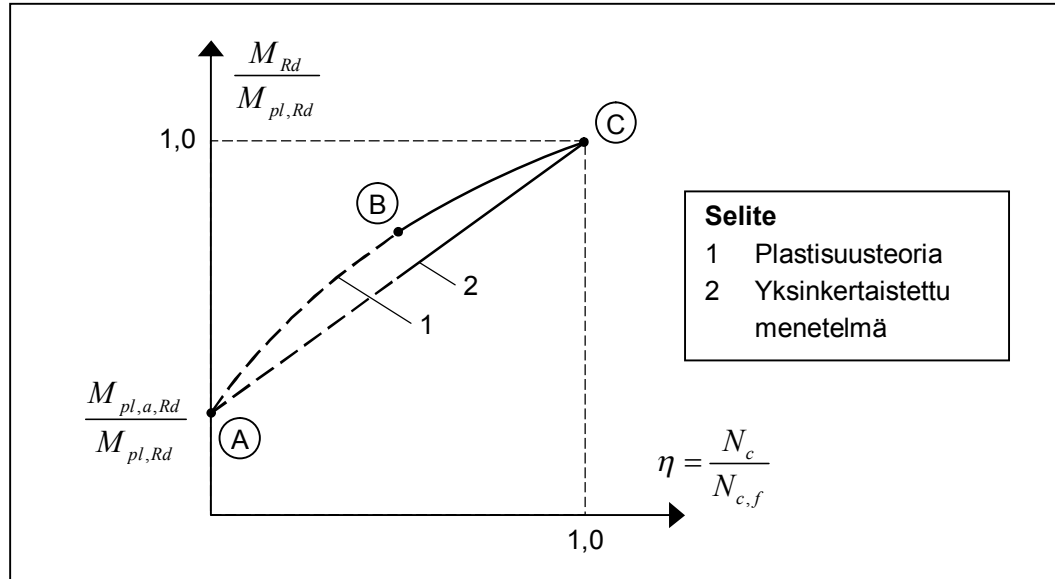
$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= N_{pl,a} \left( e_i + \frac{h_c}{2} - \frac{x_c}{2} \right) - N_{ac} \left( e_{c0} - \frac{e_{c0} - h_l}{2} - \frac{x_c}{2} \right) \\
 &= R_a \left( e_i + \frac{h_c}{2} - h_l (1-\eta) \right) + \frac{R_a^2}{4R_f} t_f (2\eta - \eta^2 - 1) \dots \\
 &\quad - \frac{(\eta R_a)^2}{2R_c} h_c
 \end{aligned} \tag{5.18}$$

Käytännön mitoitukseen yllä esitetty esimerkki taivutuskestävyyden laskentatavasta ei ole tehokas, vaikka oma kaavansa johdettaisiin myös tapaukselle, jossa neutraaliakseli sijaitisi teräsosan uumassa ja kaavoissa huomioitaisiin kaikki neutraaliakselin mahdolliset alkusijainnit täydellisen leikkausliitoksen poikkileikkauksessa. Tämä johtuu siitä, että taivutuskestävyyden ja leikkausliitoksen asteen välistä yhteyttä kuvaava lauseke muuttuisi silloin, kun neutraaliakseli siirtyisi teräsosan laipasta uumaan. Tätä tilannetta vastaava leikkausliitoksen aste pitäisi aina erikseen selvittää, jotta liitinmäärä saataisiin optimoitua ilman virhettä. Kuvaajana yhteys näyttäisi alla olevan kuvan (*Kuva 5.8*) kuperalta käyrältä 1. Kuvaajan koordinaattiakselit on suhteutettu täydellisen leikkausliitoksen tilanteeseen.

Taivutuskestävyyden laskemisen helpottamiseksi voidaan käyttää lineaarista yhteyttä taivutuskestävyyden ja leikkausliitoksen asteen välillä [5, s. 35–36] (*Kuva 5.8*, suora 2), koska tällöin ollaan varmallalla puolella. Vaikka *Kuva 5.8* on vain periaatteellinen, siitä selviää tarkan ja lineaarisen yhteyden suhtautuminen toisiinsa leikkausliitoksen asteen ääriarvoilla. Vertailulaskelmien perusteella yksinkertainen menetelmä on suurimmillaan noin 15 % varmallalla puolella. Varmuuden huippu osuu usein alueelle, jossa leikkausliitoksen aste on sallittua pienempi. Koekuormitustulosten mukaan tarkka menetelmä yliarvioi palkin taivutuskapasiteetin systemaattisesti 3–10 % [42, s. 9], joten lineaarisen yksinkertaistuksen käyttö on siinäkin suhteessa suositeltavaa.

Edellä esitetyt leikkausliitoksen astetta koskevat ehdot liittyvät siihen, että käyrät eivät ole voimassa, jos  $\eta$  on liian pieni. Tällöin on nimittäin vaarana, että leikkausliitos murtuu ennen kuin esitetyn mallin mukainen taivutuskestävyys saavutetaan. Tämä on kuvassa esitetty katkoviivana välillä A–B. [9, s. 83; 16.]





**Kuva 5.8** Taivutuskestävyys osittaisen leikkausliitoksen liittopalkissa liitoksen asteen funktiona [5, s. 36; 25, s. 89].

Kuvassa suora A–C tarkoittaa käytännössä taivutuskestävyyden arvon interpolointia pelkän teräsprofiilin kestävyuden  $M_{pl,a,Rd}$  ja täydellisellä leikkausliitoksella varustetun liittopalkin kestävyuden  $M_{pl,Rd}$  välillä. Kaavana tämä esitetään muodossa (5.19), joka on muodoltaan identtinen sovellysohjeen by36 kaavan 4.9 kanssa [3, s. 107].

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad (5.19)$$

Suunnittelussa ei välttämättä ennalta tiedetä käytettävää liitinmäärää ja siten esiintyvää betonin puristusresultanttia  $N_c$ . Itse asiassa juuri tiettyä mitoitusmomenttia  $M_{Ed}$  vastaava liitinmäärä halutaan usein selvittää, jolloin kaava (5.19) muunnetaan muotoon (5.20). [25, s. 89.]

$$N_c = \frac{M_{Ed} - M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}} N_{c,f} \quad (5.20)$$

Kahden kriittisen poikkileikkauksen väliin jaettava liitinmäärä  $n$  saadaan nyt tuloksia (2.12)–(2.13) hyödyntäen kaavasta (5.21). [9, s. 83.]

$$n = n_f \frac{N_c}{N_{c,f}} = \frac{N_c}{P_{Rd}} \quad (5.21)$$

jossa

$P_{Rd}$  on yhden liittimen mitoituskestävyys (katso kohta 5.4.3)

Osittaisen leikkausliitoksen laskentateoria on varsin kompleksinen kokonaisuus. Se on myös jatkuvan tieteellisen tutkimuksen alaisena [14; 43]. Suunnittelijalta sen käyttö edellyttää perusteellista ymmärrystä taivutetun liittorakenteen käyttäytymisestä ja leikkausliitoksen luonteesta.

### 5.1.3 Kimmoteorian mukainen taivutuskestävyys

Laippojen perusteella luokkaan 3 sijoitetun ja kaikkien luokan 4 poikkileikkausten taivutusmomenttikapasiteetti joudutaan määrittämään kimmoteorian mukaan. Määrittäminen tapahtuu materiaaliosien reunajännityksiä tarkastelemalla ja rajoittamalla. Kimmoteorian käyttö on mitoituksen kannalta ei-toivottavaa, koska ensinnäkin kapasiteetti pienenee ja toiseksi mitoitus hankaloituu, kun betonin viruman ja kutistuman sekä rakentamistavan vaikutukset on otettava huomioon. Lisätyötä teettää myös neutraaliakselin uuden paikan määrittäminen luokan 4 poikkileikkauksissa, joissa uumaa on redusoitava lommahduksen huomioimiseksi. [9, s. 85.]

Tässä kohdassa käsiteltävää kimmoteoreettista murtorajatilan taivutuskestävyyttä ei pidä sekoittaa käyttörajatilassa tehtävään jännitystarkasteluun. Siinä reunajännityksiä saatetaan joutua rajoittamaan tavoiteltaessa rakenteen myötämättömyyttä käyttöolosuhteissa. Murtotilassa myötääminen kuitenkin sallitaan, jolloin jännitysraajat ovat [5, s. 38]:

- $f_{cd}$  puristetussa betonissa. Standardia EN 1994-1-1 kirjaimellisesti tulkittaessa  $f_{cd}$  on betonin lieriölujuuden mitoitusarvo. Viisaammalta valinnalta tuntuisi betonin puristuslujuuden mitoitusarvo EC2:n tulkinnan mukaan [12, s. 19]. Ristiriita merkinnöissä on yleisesti ottaen käsittämätön.
- $f_{yd}$  vedetyssä ja puristetussa rakenneteräksessä
- $f_{sd}$  vedetyssä ja puristetussa betoniraudoituksessa. Betonilaatan puristusraudoitusta ei ole pakko ottaa huomioon.

Yleensä jännitykset tarvitsee tarkistaa vain teräsosan ylimmässä ja alimmassa säikeessä sekä betoniosan yläpinnassa [9, s. 97]. Tarkasteluun voidaan kuitenkin varmuuden vuoksi lisätä toimivan betonilaatan alapinnan taso. Erittäin oleellista on muistaa tarkastella jännityksiä kertymäperiaatteella ottaen huomioon rakennustapa (tuettu, tukematon). Kertymäperiaatteessa tarvitaan tietoa kuormien aikaluokista (lyhytaikainen, pitkäaikainen), jotta osataan käyttää oikeaa kimmokerroinsuhdetta  $n$  muunnettaessa liittopoikkileikkauksen materiaalia teräkseksi. Kimmokerroinsuhdetta joudutaan muuttamaan viruman ja kutistuman vaikutuksien huomioon ottamiseksi. EC4 tosin sallii viruman huomioimisen nimellistä kimmokerroinsuhdetta kaikille kuormille käyttäen niiden kestosta riippumatta [5, s. 38].

Jännitykset lasketaan teknisen taivutusteorian peruskaavalla (5.22) [15, s. 181].

$$\sigma = \frac{M_t}{I_z} y \quad (5.22)$$

jossa

$y$  on etäisyys poikkileikkauksen neutraaliakselilta.

Hyödyntäen kohdassa 2.2 johdettuja liittopalkin kimmoisia poikkileikkaussuureita voidaan kirjoittaa jännitysten laskemiseksi kaavat (5.23)–(5.26) edellä mainituilla tasoilla. Kaavoissa (5.23)–(5.24) on hyvä huomata kimmokerroinsuhde  $n$  nimittäjässä, jonka avulla teräksen materiaaliominaisuuksia vastaava jännitys palautetaan betonijännitykseksi. Kaavoissa puristus on negatiivista.

$$\sigma_{c1} = -\frac{M_{Ed}}{n \cdot I} e_{c0} \quad (5.23)$$

$$\sigma_{c2} = \frac{M_{Ed}}{n \cdot I} (h_l - e_{c0}) \quad (5.24)$$

$$\sigma_{a3} = \frac{M_{Ed}}{I} (h_l - e_{c0}) \quad (5.25)$$

$$\sigma_{a4} = \frac{M_{Ed}}{I} (h_a + h_l - e_{c0}) \quad (5.26)$$

joissa alaindeksi

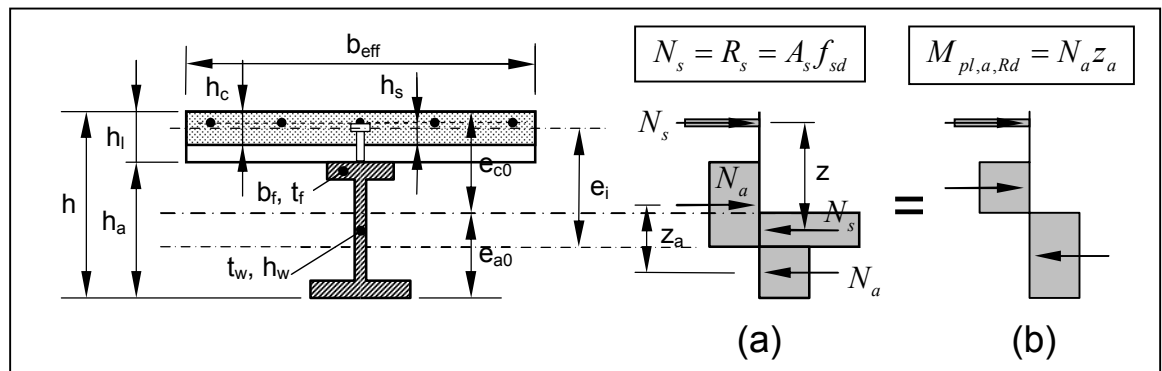
- $c1$  viittaa toimivan betonilaatan ylimmäiseen säikeeseen
- $c2$  viittaa toimivan betonilaatan alimmaiseen säikeeseen
- $a3$  viittaa teräsosan ylimmäiseen säikeeseen
- $a4$  viittaa teräsosan alimmaiseen säikeeseen

Taivutuskestävyys voidaan laskea myös epälineaarisella kimmoteorialla, joka huomioi materiaalikäyttäytymisen epälineaarisuuden. Tällöin ei tarkastella reunajännityksiä, vaan lasketaan aito taivutusmomenttikestävyys. Menetelmä on kuitenkin monimutkainen ja vaatii selvästi valmishjelmien käyttöä. [21, s. 50.]

## 5.2 Negatiivinen taivutuskestävyys

Tukialueilla taivutuksen suunta kääntyy ja liittopalkin toiminta muuttuu. Neutraaliakseli on aina teräsosassa, jolloin **betoni on vedetty** ja siitä otetaan huomioon vain tehollisen leveyden alueella mahdollisesti sijaitseva betonirauditus. Jollei raudoitusta ole, teräsosa kantaa taivutuskuormituksen yksinään. Puristusrasitettua betonia on ainoastaan laippojen välisessä betonitäytössä, jos sellainen on tehty. [9, s. 126.]

Tässä esitetään vain plastisen taivutuskestävyyden laskenta edellä tehtyjen oletusten ollessa edelleen voimassa. Aluksi otaksutaan, että teräsosassa vallitsee puhdas taivutus. Tällöin neutraaliakseli yhtyy teräsosan painopisteakseliin alla olevan kuvan (Kuva 5.9 (a)) tapaan. Tähän oletukseen sisältyvä virhe kompensoidaan sijoittamalla todellisen neutraaliakselin puristuspuolelle jännityssuorakaide, jonka suuruus on  $2f_{yd}$ . Superpositiolla saadaan alla kuvattu (Kuva 5.9 (b)) todellinen jännitys jakauma.



**Kuva 5.9** Plastinen taivutuskestävyys, kun betoni on vedetty [9, s. 127].

Poikkileikkauksen vaakatasapainoehdosta nähdään toisaalta, että edellä mainitun jännitysuorakaiteen resultantin täytyy olla  $N_s$ . Tämä havainto sisältyy kaavaan (5.27), josta ratkaistaan todellisen neutraaliakselin sijainti.

$$N_s = A_s f_{sd} = \left( e_i + \frac{h_c}{2} - e_{c0} \right) t_w (2f_{yd})$$

$$\Leftrightarrow \quad (5.27)$$

$$e_{c0} = e_i + \frac{h_c}{2} - \frac{A_s f_{sd}}{t_w (2f_{yd})} = e_i + \frac{h_c}{2} - \frac{R_s}{2R_w} h_w$$

Sekä puristuslaipan, että uuman kuuluessa luokkaan 1 tai 2 negatiivinen taivutusmomenttikapasiteetti saadaan tulosta (5.27) hyväksi käyttäen kaavasta (5.28). [9, s. 128–129.] Myös uumaltaan luokan 3 poikkileikkausta voidaan käsitellä luokan 2 tehollisena poikkileikkauksena niin sanotulla ”hole in the web” -menetelmällä [5, s. 31; 4].

$$M_{pl,Rd} = N_a z_a + N_s z = W_{pl,a} f_{yd} + R_s \left( \frac{e_i + \frac{h_c}{2} - e_{c0}}{2} + e_{c0} - h_c + h_s \right)$$

$$= W_{pl,a} f_{yd} + R_s \left( e_i - \frac{h_c}{2} + h_s \right) - \frac{(R_s)^2}{4R_w} h_w \quad (5.28)$$

Plastisia taivutusvastuksia  $W_{pl,a}$  on taulukoitu valmiiksi valssatuille profiileille, jotka ovat lisäksi kaksoissymmetrisiä. Hitsatuille levypalkeille kestävyys  $M_{pl,a,Rd}$  on kuitenkin laskettava erikseen. Talonrakenteissa käytetään yleensä vain valssattuja profiileja.

### 5.3 Leikkauskestävyys

Liittopalkin pystysuuntaiseen leikkauskestävyyteen huomioidaan vain teräsosan kestävyys, koska betonilaatan osuutta ei voida yksinkertaisin menetelmin arvioida [9, s. 85]. Tosin EN 1994-1-1 ei sulje pois raudoitettun betonin huomioimista, jos se pystytään määrällisesti osoittamaan [5, s. 38]. Eurokoodi 4:n mukaan liittopalkin leikkauskestävyys määritetään siten, kuin standardin EN 1993-1 eri osissa on teräspalkille esitetty. Hassi on diplomityössään [11, s. 39] käsitellyt Eurokoodi 3:n mukaista teräsrakenteiden leikkauskestävyyden laskentaa yksityiskohtaisesti, joten tässä käsitellään vain yleensä esiintyviä tapauksia.

#### 5.3.1 Plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys

Tarkastellaan liittopalkin teräsosaa, joka muodostuu poikkileikkausluokkaan 1 tai 2 kuuluvasta valssatusta teräsprofiilista ja siten plastisuusteoriaa saadaan käyttää. Liittopalkin leikkauskestävyys lasketaan tällöin kaavasta (5.29).

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (5.29)$$

jossa

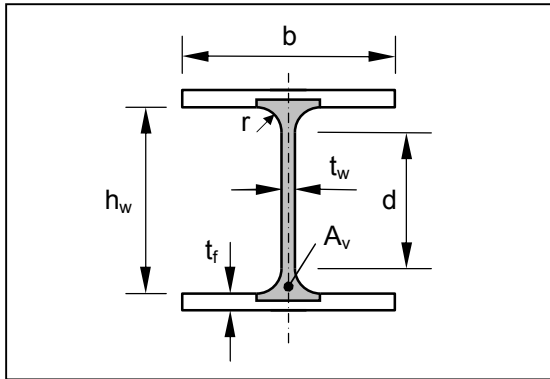
$$A_v = A_a - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \geq \eta h_w t_w \quad \text{on valssatun I- tai H-profiilin leikkauspinta-ala.}$$

jossa edelleen

$A_a$  on teräsprofiilin poikkileikkausala

$\eta$  on kerroin, jolle voidaan käyttää varmalla puolella olevaa arvoa 1,0 [34, s. 55].

Muut merkinnät on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 5.10).



**Kuva 5.10** Valssatun I- ja H-profiilin poikkileikkauksen mittojen merkinnät leikkauspinta-ala laskettaessa [11, s. 40].

Myötölujuus leikkauksessa  $f_{yd}/\sqrt{3}$  pohjautuu von Misesin myötöehtoon ja kaavan (5.29) taustalla oleva jännityssuorakaidemalli perustuu kokeellisiin tutkimustuloksiin. Leikkauspinta-alan  $A_v$  määritelmä osoittaa, että Eurokoodi 3:n mukainen leikkauskestävyyden laskenta hyödyntää myös pienen osan laipoista. [9, s. 86.]

Laippojen välisen betonitäytön osuus voidaan Eurokoodi 4:n mukaan lisätä taivutuskapasiteettiin, jos betonointi, haoitus ja leikkausliitos betonin ja teräsosan välillä on asianmukainen. Kelvolliseksi haoitukseksi kelpaavat umpihaat, uumaan täysin jäykästi hitsatut avoimet haat ja uuman läpi tartunta huomioiden asennetut haat. Tarkemman analyysin asemesta voidaan leikkausvoiman  $V_{Ed}$  olettaa jakautuvan teräsprofiilissa vaikuttavaan osaan  $V_{a,Ed}$  ja betonitäytössä vaikuttavaan osaan  $V_{c,Ed}$  samassa suhteessa kuin  $M_{pl,Rd}$  jakautuu teräsprofiilin ja raudoitettun betonitäytön taivutuskestävyyteen. Betonitäytön leikkauskestävyyttä EN 1992-1-1 mukaan laskettaessa on kuitenkin huomioitava betonin halkeilu, joka tekee tästäkin tarkastelusta suhteellisen työläään. [5, s. 40.] Normaalitytapauksessa onkin viisasta tarkistaa ensin teräsosan uuma yksinään koko leikkausvoimalle  $V_{Ed}$  ja jollei se riitä eikä teräsosan suurentaminen ole mahdollista, voi betonin kapasiteettia yrittää hyödyntää.

### 5.3.2 Leikkauslommahduksen huomioiva leikkauskestävyys

Mitoituksessa tulee varmistaa, ettei lommahdus pienennä leikkaukskapasiteettia. Hassi on käsitellyt diplomityössään leikkauskestävyyden laskentaa tarkemmin myös lommah-

duksen suhteen [11, s. 53–56]. Lähtökohdat mitoitukselle annetaan standardin EN 1993-1-5 kohdassa 5 [44, s. 23–28]. Tavanomaisissa talonrakenteiden liittopalkeissa on kuitenkin järkevää varmistaa alla esitettyjen hoikkuusehtojen perusteella, ettei lommahdusta tarvitse huomioida, koska laskentamenettely on työläs ja virhealtis. Useimmiten käytettyjen valssattujen I- ja H-profiilien mittasuhteet ovatkin sellaiset, että alla esitetty ehdot täyttyvät.

Jäykistämätöntä paljasta teräsuunaa ei tarvitse tarkistaa leikkauslommahdukselle, jos sen hoikkuus täyttää ehdon (5.30) [44, s. 23].

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (5.30)$$

Normaalitilanteissa kannattaa valita  $\eta = 1,0$ . Betonilla asianmukaisesti ympäröidyn uuman tulee puolestaan täyttää Johnsonin mukaan ehto (5.31), jottei lommahduksen vaikutusta tarvitse tutkia [9, s. 86].

$$\frac{d}{t_w} \leq 124\varepsilon \quad (5.31)$$

jossa

$d = h_w - 2r$  on esitetty yllä olevassa kuvassa (*Kuva 5.10*).

Tätä ehtoa ei eurokoodeissa suoraan mainita leikkauslommahduksen yhteydessä. EC4 esittää sen ehdoksi sille, että betonilla ympäröity poikkileikkaus voidaan sijoittaa luokkaan 1 tai 2 (katso kohta 4.3).

### 5.3.3 Yhdistetty taivutus ja leikkaus

Jos epäyhtälö (5.32) on tosi, on leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen tarkistettava.

$$V_{Ed} > \frac{V_{Rd}}{2} \quad (5.32)$$

Tämä tapahtuu käyttämällä luokkien 1 ja 2 poikkileikkausten leikkausvoiman kuormittamalla alueella pienennettyä mitoituslujuutta  $(1 - \rho) f_{yd}$ , jossa

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.33)$$

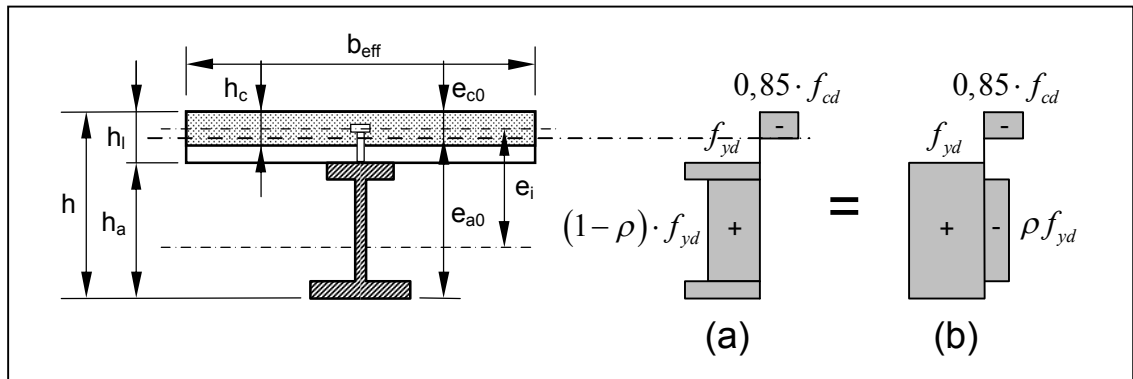
jossa edelleen

$V_{Rd}$  on edellä määritetty leikkauskestävyys. Leikkauslommahdus huomioidaan tarpeen mukaan. [5, s. 38.]

Yhteisvaikutuksen huomioimiseksi luokkien 3 ja 4 poikkileikkauksille sovelletaan standardin EN 1993-1-5 kohtaa 7.1 [5, s. 38]. Tässä menettelyssä kyseisen poikkileikkauksen taivutusmomenttina käytetään arvoa  $M_{Ed}$  ja suuret  $M_{pl,Rd}$  sekä  $M_{f,Rd}$  lasketaan liittopoikkileikkaukselle [5, s. 38; 45, s. 3].

Kun teräsosan uuman lujuutta pienennetään, termi  $R_a$  pienentyy ja ehdon (5.2) voimassaolon todennäköisyys kasvaa. Positiivisen momentin alueella neutraaliakseli sijait-

see siten useimmiten betoniosassa. Tämän takia taivutuskestävyyden kaava on alla johdettu vain tälle tapaukselle. Alla olevassa kuvassa (Kuva 5.11 (a)) on näytetty liittopalkkileikkaukseen muodostuva jännitysjakautuma. Esitetyn periaatteen mukaan ja aiemmin esitettyä soveltaen voidaan taivutusmomenttikapasiteetit johtaa myös muille tapauksille. Täydellisesti johdetut kaavat muodostuvat kuitenkin niin monimutkaisiksi, että jälleen kannattaa harkita leikkaukskapasiteetin suurentamista esimerkiksi uumaa kasvattamalla. Laskentakaavoja neutraaliakselin sijainnin ratkaisemiseksi muissa tapauksissa sekä myös negatiiviselle taivutuskapasiteetille löytyy lähteestä [25, s. 83–86].



**Kuva 5.11** Positiivinen taivutuksen aiheuttama jännitysjakautuma, kun uuman lujuutta on pienennetty leikkausvoiman takia.

Vaakatasapainoehdosta (5.34) saadaan neutraaliakselin korkeus.

$$\begin{aligned} (A_a - A_v) f_{yd} + A_v (1 - \rho) f_{yd} &= b_{\text{eff}} e_{c0} (0,85 f_{cd}) \\ \Leftrightarrow & \\ e_{c0} &= \frac{(A_a - A_v \rho) f_{yd}}{b_{\text{eff}} (0,85 f_{cd})} = \frac{R_a - A_v \rho f_{yd}}{R_c} h_c \end{aligned} \quad (5.34)$$

Taivutuskestävyys saadaan summaamalla kaavaan (5.4) leikkauspinta-alan  $A_v$  heikennetyin lujuuden vaikutus yllä olevan kuvan (Kuva 5.11 (b)) tapaan. Tämä on tehty lausekkeessa (5.35). Sijoittamalla siihen  $\rho = 0$  päädytään takaisin kaavaan (5.4).

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd} &= A_a f_{yd} \left( e_i + \frac{h_c}{2} - \frac{e_{c0}}{2} \right) - A_v \rho f_{yd} \left( \frac{h_a}{2} + h_l - \frac{e_{c0}}{2} \right) \\ &= R_a \left( \frac{R_v h_c}{R_c} + e_i + \frac{h_c}{2} \right) - R_v \left( h_l + \frac{h_a}{2} \right) - \frac{h_c}{2 R_c} (R_a^2 + R_v^2) \end{aligned} \quad (5.35)$$

jossa

$$R_v = A_v \rho f_{yd} \quad \text{on leikkausvoiman takia heikennetyin alueen jännitysresultantti.}$$

## 5.4 Leikkausliitos

Leikkausliitoksen mitoituksessa on tärkeää ottaa huomioon taivutuskestävyyden laskentaperiaate. Ensinnäkin tämä tarkoittaa sitä, että jos taivutuskestävyys on laskettu plastisesti, on kaikkien kuormien oletettu tulevan murtotilassa liittopalkkileikkauksen kannet-

taviksi rakennustavasta riippumatta (katso sivu 7). Tällöin liittopoikkileikkauksessa tapahtuvasta jännitysten uudelleen jakaantumisesta seuraa, että liitoksen on kestävä suurempia leikkausvoimia kuin liittorakennevaiheen jälkeisistä kuormista aiheutuu. Jos taivutuskapasiteetin laskennassa on puolestaan käytetty kimmoteoriaa, ei jännitysten uudelleen jakaantumista ole hyödynnetty. Tällöin ainoastaan liittorakennevaiheen kuormat määräävät kimmoisesti jakaantuneen leikkausrasituksen. [8, s. 23.] Toiseksi plastisuusteorialla mitoitettujen palkkien leikkausliitoksen kokonaisvoima on määriteltävä yhteensopivalla tavalla taivutusmomentin laskentaperiaatteen kanssa [5, s. 46]. Tämä tarkoittaa, että täydellisen leikkausliitoksen kokonaisvoiman määrää rakenteen sisäinen tasapaino eikä kuormitus, kuten osittaisen leikkausliitoksen tapauksessa.

Kun liitoksen mitoitusvoima on selvillä, tarkastellaan liittimien mitoitusta. Mitoituksessa käytettävät menetelmät eroavat toisistaan sen mukaan, ovatko liittimet sitkeitä vai hauraita. Hauraissa liittimissä liukumata käsitellään syntymiskohdassaan ja liittinjako täytyy tehdä liitoksen kimmoteoreettisen leikkausvoimapinnan perusteella. Tätä menettelyä saa käyttää myös sitkeiden liittimien yhteydessä [5, s. 46], koska täydellisen yhteistoinnin oletus johtaa leikkausvuon yläraja-arvioon [3, s. 41]. Tämä todettiin jo kohdassa 2.3.1. Sitkeissä liittimissä, jotka on määritelty sivulla 67 leikkausliitoksen asteen ja jännevälin funktiona, voi tapahtua liitosvoimien plastista uudelleen jakaantumista. Tämä mahdollistaa liittimien sijoittamisen tasavälein kriittisen pituuden matkalle, kunhan

- jänteen kaikki kriittiset poikkileikkaukset kuuluvat luokkaan 1 tai 2 ja
- $M_{pl,Rd} \leq 2,5M_{pl,a,Rd}$ .

Jos  $M_{pl,Rd} > 2,5M_{pl,a,Rd}$ , tarkistetaan leikkausliitoksen kestävyys myös kriittisen pituuden puolivälissä. [5, s. 45–46.] Alla olevassa taulukossa (Taulukko 5.1) on esitetty sallitut taivutusmomentin laskentamenetelmän ja liittimien toimintamallin yhdistelmät X:llä.

**Taulukko 5.1** Taivutuskestävyyden määrittämenetelmän kanssa yhteensopivat liittimien toimintamallit liittimien mitoittamiseksi.

Liittimen toimintamalli	Taivutuskestävyyden laskentaperiaate	
	Plastisuusteoria	Kimmoteoria
Sitkeä	X	–
Ei-sitkeä	X	X

Taulukossa liittimen sitkeä toimintamalli viittaa liitosvoimien plastiseen uudelleen jakaantumiseen ja ei-sitkeä toimintamalli leikkausvuon kimmoiseen määrittämiseen kaavalla (2.10). On kuitenkin syytä korostaa, että mikään ei estä valitsemasta sitkeäksi todetulle liittimelle ei-sitkeää toimintamallia. Vain liittimien plastinen mitoitus kimmoisen taivutuskestävyyden määrittämisen yhteydessä on kielletty. Yleensä pyritään plastiseen taivutuskestävyyden määrittämiseen ja sitkeiden liittimien käyttöön, jolloin mitoitus on yksinkertaisinta. Eurokoodi 4 ei anna ohjeita leikkausvoiman mitoitusarvon laskemisen tekniikkaan. Vanhoissa suunnitteluohjeissa esitetyt menetelmät ovat edelleen päteviä, kunhan muistetaan yhteensopivuus, joka sekään ei ole uusi asia. Mitoituksen käytännön suoritus on kerrattu seuraavassa.



### 5.4.1 Liitoksen mitoitus

Liittimien määrän  $n$  laskeminen perustuu yleisessä tapauksessa siihen, että liittimillä hallitaan eri osien palkin akselin suuntaisissa rasituksissa tapahtuva muutos (katso *Kuva 2.6*). **Sitkeissä liittimissä** säilyy likimain niiden murtoarvon suuruinen leikkausvoima liukuman suuruudesta riippumatta. Leikkausvoimat jakaantuvat uudelleen, eikä liitinjakoilla ole suurta merkitystä. Vain liittimien yhteenlaskettu kapasiteetti kriittisten poikkileikkausten välissä ratkaisee. Liittimillä hallittavaa jännitysresultanttien muutosta  $\Delta N_c$  tarkastellaan taivutusmomentin ääriarvokohdan ja lähimmän nollakohdan välillä. Yksiaukkoisen, vapaasti tuetun ja tasaisesti kuormitetun palkin tapauksessa muutos saadaan kaavasta (5.36), jos plastinen neutraaliakseli sijaitsee betoniosassa.

$$\Delta N_c = N_a = A_a f_{yd} \quad (5.36)$$

Neutraaliakselin ollessa teräsosassa kaava (5.36) muuttuu muotoon (5.37). [3, s. 103.]

$$\Delta N_c = N_{c,f} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c \quad (5.37)$$

Liitinmäärä  $n$  saadaan nyt helposti kaavasta (5.38), kun tiedetään yhden liittimen mitoitusleikkauskestävyys  $P_{Rd}$ , joka on määriteltä kohdassa 5.4.3.

$$n = \frac{\Delta N_c}{P_{Rd}} \quad (5.38)$$

**Hauraita liittimiä** mitoitettaessa ei ole väliä, miten taivutuskestävyys on laskettu. Prosessi noudattaa aina kimmoteoriaa. Periaatteessa pitäisi tarkastella jokaisen liitinvälin  $s$  matkalla tapahtuvaa normaalirasitusten muutosta erikseen, jotta kaikkiin liittimiin kehittyisi yhtä suuri, leikkausmurtolujuutta vastaava voima. Ei ole kuitenkaan järkevää perustaa laskentaa normaalirasitukseen, koska niitä on vaikea määrittää kimmoisesti taivutusmitoitettun palkin tapauksessa. Sen sijaan on kätevintä laskea täydellisen yhteistoiminnan mukainen leikkausvuo kimmoteoriaan perustuvalla kaavalla (5.39) = (2.10) palkin jänteen eri pisteissä.

$$v_L = \frac{(EA)_c e_c}{(EI)_i} Q_y \quad (5.39)$$

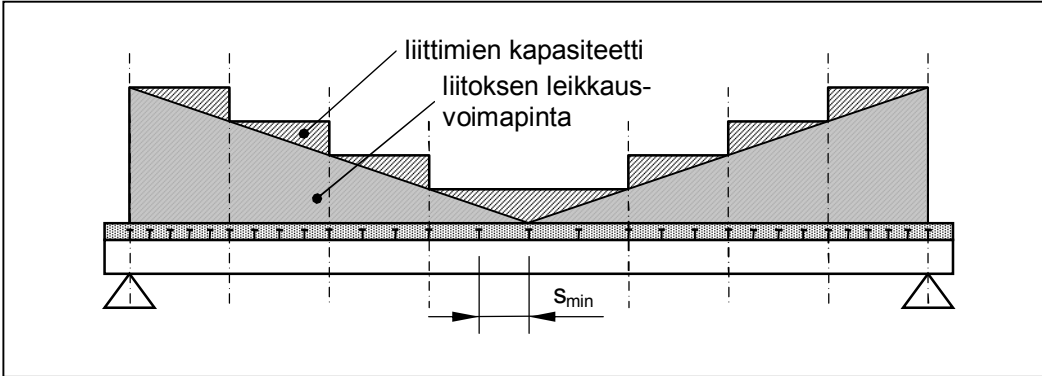
Ottaen huomioon mitä laskentaperiaatteiden yhteensopivuudesta on edellä sanottu, lasketaan kaavassa (5.39) esiintyvä leikkausvoima  $Q_y$  jänteen kussakin kohdassa liittorakennevaiheen jälkeisistä kuormista vain, jos taivutuskestävyys on määritetty kimmoisesti. Muussa tapauksessa laskennassa huomioidaan kaikki liittopalkille tulevat kuormat. [8, s. 23.] Kun leikkausvuo on selvillä, voidaan sivulla 14 esitetyn leikkausvuon määritelmän nojalla laskea liitinjako kussakin leikkauksessa kaavalla (5.40).

$$v_L \cdot s \leq \sum P_{Rd} \Leftrightarrow s \leq \frac{\sum P_{Rd}}{v_L} \quad (5.40)$$

missä

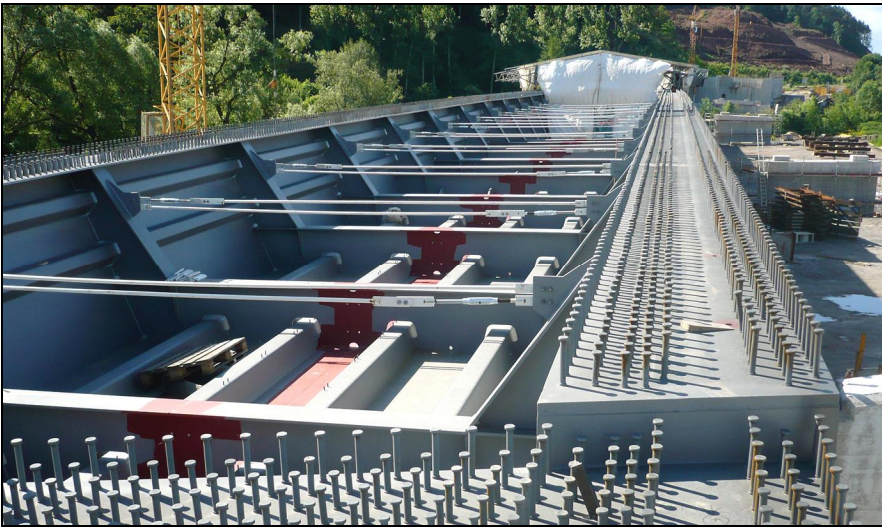
$\sum P_{Rd}$  on kyseisessä leikkauksessa olevien liittimien yhteenlaskettu leikkauskestävyys

Toteutuksen takia jokaista liitinväliä ei voida optimoida, vaan tietyn poikkileikkauksen leikkausvoiman arvosta edetään aina alenevan leikkausvoiman suuntaan tietty matka vakiojaolla. Tällöin leikkausliitoksen kapasiteetti pysyy koko ajan leikkausvoimapinnan yläpuolella. Tätä on havainnollistettu alla olevassa kuvassa (Kuva 5.12), jossa liitinjako on vakio pistekatkoviivojen välisellä matkalla.



**Kuva 5.12** Leikkausliittimien kapasiteetti suhteessa liitoksen leikkausvoimapintaan.

Liitoksen leikkausvoiman nollakohdassa liitinjakoa ei voida suurentaa rajattomasti, vaan seuraavassa kohdassa esitettyjen, liitinten sijoittelua koskevien EC4:n mukaisten minimivaatimusten on täyttyttävä. Tämän vuoksi palkin keskialueelle voi tulla liittimiä pitkällekin matkalle tasajaolla. Siltakannattimissa (Kuva 5.13) käytetään usein leikkauskapasiteetin porrastamiseen rinnakkain olevien liitinten lukumäärän vähentämistä liitinjalon muuttamisen sijaan.



**Kuva 5.13** Leikkausliitinten sijoittelu liittorakenteisessa kotelopalkkisillassa.

Talonrakenteiden liittopalkkien ylälaipan leveys ei useinkaan mahdollista useampaa kuin kahta rinnakkaista liitintä. Lisäksi liittolevyn käyttö vaikeuttaa liitinvälin optimointia.

Yleisin syy liittimien ei-sitkeään toimintamallin on liittopoikkileikkauksen kuuluminen luokkaan 3 tai 4. Onneksi tämäkin on harvinaista positiivisesti taivutetuissa ta-

lonrakenteiden palkeissa [9, s. 85]. Liittimen toimintamalli on oletettava ei-sitkeäksi myös silloin, kun poikkeuksellisen alhainen leikkausliitoksen aste on esteenä liitinten sitkeälle toiminnalle. Silloin taivutuskestävyyskin on määritettävä kimmoteorialla.

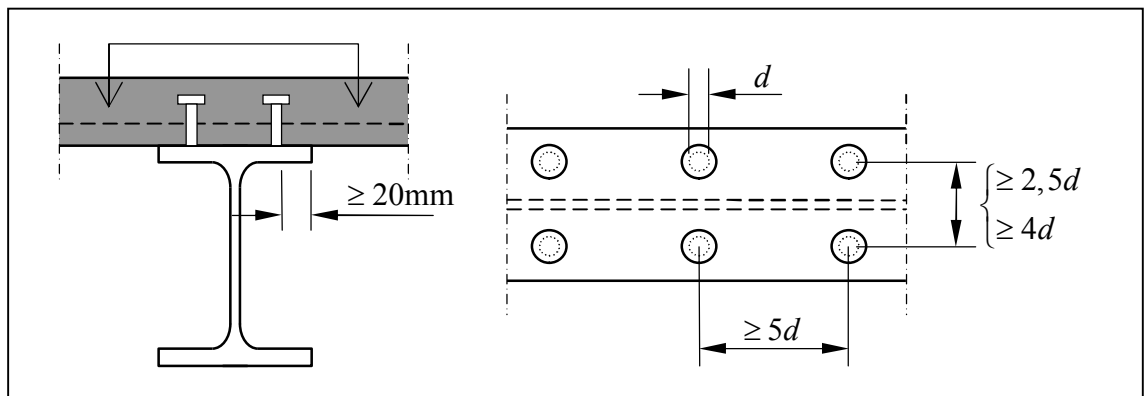
#### 5.4.2 Liittimien sijoittelusäännöt

Leikkausliitosta voidaan hyödyntää osien välisten voimien välittämisen lisäksi teräsosan puristetun laipan lommahdustuentaan. Tämäkin näkökohta on huomioitava leikkausliitoksen mitoituksessa. Jos puristuslaipan (paksuus  $t_f$  ja nimellinen myötölujuus  $f_y$ ) poikkileikkausluokituksen parantamisessa (katso sivu 55) hyödynnetään liittimiä, rajataan liittimien keskiöväli  $s$  seuraavien lineaaristen ehtojen mukaisesti [5, s. 49–50]:

- $s \leq 22t_f \sqrt{235\text{MPa}/f_y}$ , kun laatan ja laipan kontakti on jatkuva (umpilaatta)
- $s \leq 15t_f \sqrt{235\text{MPa}/f_y}$ , kun laatan ja laipan kontakti on epäjatkuva (liittolaatta)

Kaikissa talonrakenteiden liittopalkeissa liittimien keskiövälin tulee olla  $s \leq 6h_l \leq 800\text{mm}$ , kun  $h_l$  on laatan paksuus. Tämä on otettava huomioon erityisesti hauraiden liittimien sijoittelussa jännevälän keskialueille.

Liittimien keskiöetäisyyksille on yläraja-arvojen ohella Eurokoodi 4:ssä asetettu myös minimivaatimuksia. Leikkausvoiman suunnassa minimietäisyys on  $5d$ , missä  $d$  on liittimen varren halkaisija. Kohtisuorassa leikkausvoimaa vastaan minimietäisyys on  $2,5d$  umpilaatoissa ja  $4d$  muissa tapauksissa. Etäisyys laipan reunasta liittimen reunaan on oltava vähintään 20 mm. [5, s. 50.] Nämä vähimmäisvaatimukset on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 5.14) ja niiden käytöllä pyritään rakenteen tarkoituksenmukaisen ja luotettavan toiminnan varmistamiseen.



**Kuva 5.14** Kannallisten tappiliittimien vähimmäiskeskiöetäisyydet.

Liittimien korkeutta liittolevyjen yhteydessä säädellään vaatimuksella, jonka mukaan pultin kannan alapinnan on ulotuttava vähintään  $2d$  verran teräslevyn yläpuolelle irtoamiskestävyyden varmistamiseksi. Laatan alapinnan raudoitus on samasta syystä oltava vähintään 30 mm liittimen kannan alapuolella. [21, s. 77.]

Kun liittimiä sijoitetaan palkkiin nähden poikittaisen liittolaatan ripoihin, vaikeuksia saattaa tuottaa rivan keskellä oleva matala pokkaus, jonka tarkoitus on jäykistää levyä

valukuormia vastaan. Pokkaus nimittäin estää liittimen sijoittamisen keskelle rivin pohjaa [21, s. 81]. Tällöin EN 1994-1-1 mukaan liittimet on sijoitettava vuorotellen rivin keskilinjan kummallekin puolelle [5, s. 50]. Niiden liittimien, joiden edessä on vähemmän betonia, toiminta on kuitenkin kyseenalaista ja oletettu kestävyys saattaa jäädä saavuttamatta [6, s. 14]. Kapasiteetin pieneneminen on tutkimusten [46] mukaan kuitenkin hyvin pientä siihen verrattuna, millaista vahinkoa työmaalla tapahtuva virhetulkinta liittinten optimaalisesta sijainnista aiheuttaisi.

### 5.4.3 Liittimien kestävyys

Liittopalkin osien välinen liitos voi murtua joko betonin murskaantuessa, tai betonin ollessa riittävän lujaa liittimien leikkautuessa. Tyypillisesti murtotyypin raja kulkee noin betoniluokassa C30/37 (katso *Kuva 5.15*). [6, s. 9.] Liittimen kestävyuden laskennassa on kuitenkin aina tarkistettava nämä molemmat murtotavat ja kestävyudeksi valitaan pienempi. Tarkistus tapahtuu kannallisen tappiliittimen tapauksessa kaavalla (5.41) liittimen leikkautumisen osalta ja kaavalla (5.42) betonin murskaantumisen osalta. Molemmat kaavat ovat kokeellisia ja perustuvat kattavaan tutkimustietoon. [9, s. 31–32.] Kaavat pätevät sellaisenaan kuitenkin vain umpibetonilaatalle [6, s. 12].

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u\pi d^2}{4\gamma_V} \quad (5.41)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (5.42)$$

joissa

$f_u$  on tappiliittimen materiaalin vaadittava murtolujuus, mutta  $f_u \leq 500 \text{ MPa}$

$d$  on tappiliittimen varren halkaisija,  $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$ , tyypillisesti  $d = 19 \text{ mm}$

$\gamma_V$  on leikkausliitoksen osavarmuusluku, Suomessa  $\gamma_V = 1,25$  [13, s. 2]

$f_{ck}$  on betonin lieriölujuuden ominaisarvo tarkasteluiässä ( $C f_{ck} / f_{ck, cube}$ )

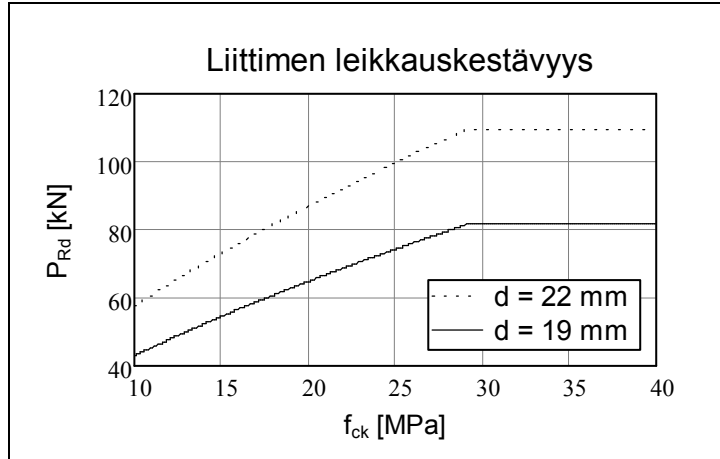
$E_{cm}$  on betonin sekanttikimmokertoimen arvo

$$\begin{cases} \alpha = 0,2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right), & 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} < 4 \\ \alpha = 1 & , \quad \frac{h_{sc}}{d} \geq 4 \end{cases} \quad \text{lyhyempiä liittimiä kuin } 3d \text{ ei sallita}$$

$h_{sc}$  on tappiliittimen nimellinen kokonaispituus hitsauksen jälkeen

Sitkeän liittimen pituudella ei ole vaikutusta kaavojen (5.41) ja (5.42) mukaisiin kapasiteetteihin, koska sitkeille liittimille  $\alpha = 1$ . Liittimen leikkautumista kuvaava kaava (5.41) on helposti johdettavissa lujuusopista, kun leikkauslujuudeksi oletetaan 80 % materiaalin murtolujuudesta. Betonin murskaantuessa betonijännityksen ajatellaan jakautu-

van liittimen edessä  $2d$  korkeudelle, jolloin betoniin sallitaan muodostuvan jopa yli  $5f_{ck}$  suuruisia paikallisia ominaisjännityksiä. Näin suuri kestävyys perustellaan ympäröivän betonin, sen raudoituksen ja teräsosan laipan tukevalla vaikutuksella. [9, s. 32.] Alla on esitetty graafisesti (Kuva 5.15) kapasiteetit yleisesti käytetyille 19 mm:n ja 22 mm:n tappiliittimille ( $f_u = 450\text{MPa}$ ) pituuden täyttäessä sitkeysheidon  $h_{sc} > 4d$ .



**Kuva 5.15** Halkaisijaltaan 19 mm ja 22 mm sitkeän ( $h_{sc} > 4d$ ) liittimen kestävyys.

Leikkausrasituksen lisäksi kannalliseen tappiliittimeen kohdistuu myös vetorasitus, koska liittopalkin taipuessa betoniosa pyrkii irtaantumaan teräsosasta. Irtaantuminen johtuu monimutkaisista vuorovaikutusilmiöistä osien välillä, joista tässä mainittakoon betoniosan muodostavan teräsbetonilaatan vääntöjäykkyys. Tappiliittimien kanta on olemassa juuri näiden vetorasitusten vastaanottamiseksi. [9, s. 26.] Liittimien vetokestävyttä ei tarvitse tarkistaa, jos liitokseen ei kohdistu ulkoista vetorasitusta ja jos edellä esitettyjen mitta- ja etäisyysvaatimusten lisäksi kannan

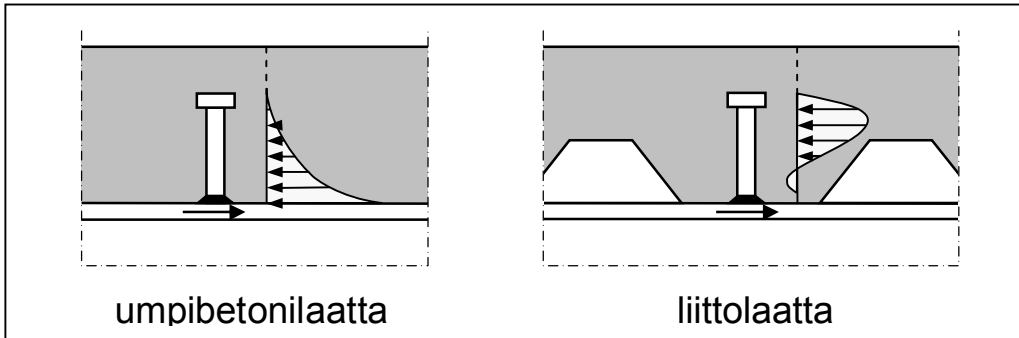
- halkaisija on vähintään  $1,5d$  ja
- korkeus  $0,4d$  [5, s. 44].

Tällöin liittimen voidaan olettaa kestävän vetovoiman, joka on maksimissaan 10 % sen leikkauskestävyydestä  $P_{Rd}$  [6, s. 9]. Suurempaa vetovoimaa ei EC4:ssä sallita [5, s. 47]. Myös hitsausliitoksen on kestettävä sama vetorasitus. Luotettavan hitsauksen varmistamiseksi laipan, johon liitin hitsataan, tulee olla vähintään  $0,4d$  vahva [5, s. 50]. Vetorasitus on määritettävä erikseen esimerkiksi liittopalkeissa, joissa poikkileikkaus muuttuu äkillisesti ja myös, jos teräsosaan kohdistuu ripustus- tai nosturikuormia [9, s. 26].

### Liittolaatan ripojen vaikutus

EN 1994-1-1 asettaa liittimien leikkauskestävyyden laskentaan lisäehdon, jonka mukaan kestävyttä redusoidaan liittolaatan toimiessa betoniosana. Pääsyy redusointiin on liittimen kuormitustilan muutos siten, että liittolaatan rivat estävät kuormituksen keskittymisen tehokkaimpiin paikkoihin eli pultin kantaan ja hitsin tasoon. [6, s. 12.] Seurauk-

sena voi olla betonirivan paikallinen murtuminen [9, s. 34]. Liittimen rasiustila perustapauksissa on esitetty alla olevassa periaatteellisessa kuvassa (Kuva 5.16).



**Kuva 5.16** Tappiliittimen rasiustuskuvio umpibetonilaatta- ja liittolaatassa [6, s. 13].

Vastaava ehto löytyy suunnitteluohjeesta by26 [2, s. 26], mutta by36:ssa liittimen leikkauskestävyyden laskenta uudistettiin, eikä pienennyskerrointa enää sen yhteydessä mainita. Tuolloisen uudistuksen tavoitteena olikin poistaa by26:n ylimääräinen varmuus leikkauskestävyyden laskennasta [3, s. 108]. Myös by36 on kuitenkin Eurokoodiin verrattuna varmallalla puolella [8, s. 25], mikä näkyy myös seuraavan otsikon alla esitetyistä vertailuista. Pienennyskerroimen tuominen takaisin laskentaan on täten viisasta.

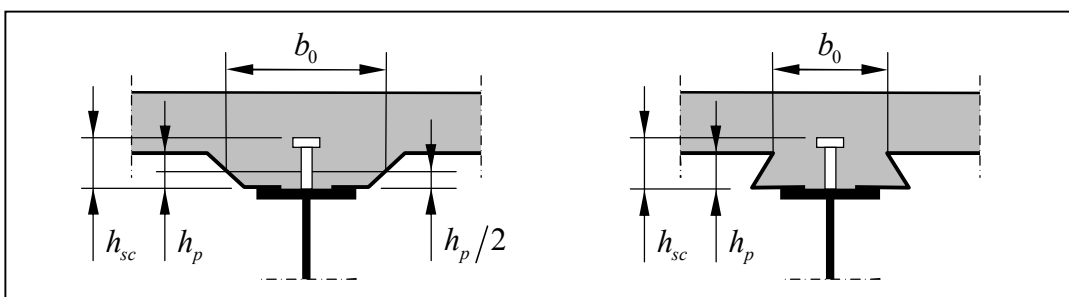
Tappiliittimet sijoitetaan aina ripojen muodostamaan vahvennukseen, mutta pienennyskerroimen laskentakaava riippuu siitä, ovatko liittolevyn poimut teräsprofiilin suuntaisia vai kohtisuorassa siihen nähden. Kun rivat ovat laattaa tukevien palkkien suuntaiset, käytetään pienennyskerrointa  $k_\ell$ , joka lasketaan kaavasta (5.43).

$$k_\ell = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (5.43)$$

jossa

$h_{sc} \leq h_p + 75\text{mm}$  on tapin kokonaispituus

Muut merkinnät ovat alla olevan kuvan (Kuva 5.17) mukaiset.



**Kuva 5.17** Pienennyskerroimen  $k_\ell$  laskennassa käytettävät mitat [5, s. 47].

Jos liittolevy on kuvasta poiketen jatkuva palkin yli, valitaan leveys  $b_0$  trapetsiprofiilin tapauksessa poimun kapeimmasta kohdasta. [5, s. 47.]

Ripojen ja palkkien ollessa kohtisuorassa toisiinsa nähden valitaan kaavan (5.44) mukainen kerroin  $k_\ell$ .

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,\max} \quad (5.44)$$

jossa

$N_r$  on yhdessä palkin ylittävässä rivassa olevien liittimien lukumäärä, kuitenkin laskelmissa enintään 2.

Kertoimen  $k_t$  käyttö rajataan koskemaan vain tapauksia, joissa

- poimun korkeus  $h_p \leq 85\text{mm}$  ja  $b_0 \geq h_p$
- pulttien halkaisija on levyn läpi hitsattaessa enintään 20 mm ja
- pulttien halkaisija on suoraan laippaan hitsattaessa enintään 22 mm.

Kertoimen  $k_t$  arvo ei saa ylittää arvoa  $k_{t,\max}$ , joka riippuu pulttien lukumäärästä, koosta, liittolevyn paksuudesta ja hitsaustavasta alla olevan taulukon (Taulukko 5.2) mukaisesti.

**Taulukko 5.2** Kertoimen  $k_t$  suurimmat sallitut arvot  $k_{t,\max}$  [5, s. 48].

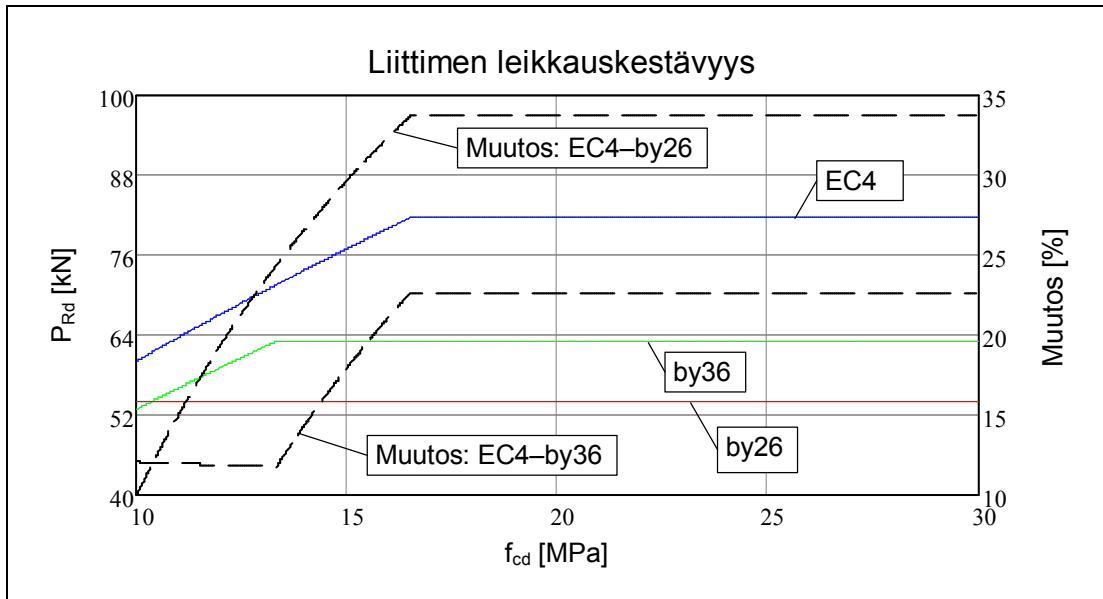
Liittimien lkm poimua kohti	Levyn paksuus [mm]	Pultit $d \leq 20\text{mm}$ levyn läpi hitsattuina	Pultit $d = 22\text{mm}$ tai $d = 19\text{mm}$ suoraan laippaan hitsattuina
$N_r = 1$	$t \leq 1,0$	0,85	0,75
	$t > 1,0$	1,0	0,75
$N_r = 2$	$t \leq 1,0$	0,7	0,6
	$t > 1,0$	0,8	0,6

Epävarmuutta leikkausliittimien kestävyyslaskentaan aiheuttaa sekä kaavojen (5.41) ja (5.42) että kertoimien (5.43) ja (5.44) perustuminen kokeelliseen tutkimukseen. Tämä on ongelma, koska kokeista saaduilla tuloksilla on aina tietty pätevyysalue. Eurokoodi 4:ssä esiintyvien liittimien leikkauskapasiteetin kaavojen taustalla olevien koetulosten pätevyysalueen ulkopuolelle jäävät ainakin osittain ”lohenpyrstöprofiilit” liittolevynä sekä kuori- tai ontelolaattojen käyttö betonivalun tukemisessa. Tarkempia-kin teorioita on yritetty kehittää, mutta lopputulos on käytännön suunnittelun näkökulmasta usein liian monimutkainen. [6, s. 14.]

### Vertailu: EC4, by26 ja by36

Vertaillaan EC4:n mukaista liittinten leikkauskapasiteettia ohjeisiin by26 ja by36. Periaatteiltaan laskennassa ei ole tapahtunut muutoksia ja kaavat ovat samanmuotoisia. Kaikki ottavat huomioon sekä pultin leikkautumisen että betonin murskaantumisen. Tarkastellaan kestävyyttä vain umpibetonilaatassa, koska pienennyskertoimen käyttöä liittolaatoille ei by36:ssä ole selvästi ohjeistettu. Vertailulaskelma on esitetty graafisesti alla olevassa kuvassa (Kuva 5.18), jossa on käytetty sitkeitä pultteja, joiden halkaisija  $d = 19\text{mm}$ , pituus  $h_{sc} = 125\text{mm}$ , myötölujuus  $f_y = 350\text{MPa}$  ja murtolujuus  $f_u = 450\text{MPa}$ . Vertailua varten oli löydettävä yhteinen muuttuja leikkauslujuuksien välille. Yhteiseksi muuttujaksi on valittu betonin puristuslujuuden mitoitusarvo, koska

Marttila on diplomityössään osoittanut sen säilyvän likimain muuttumattomana siirryttäessä Betonirakenneohjeiden määräyksistä EC2:n antamiin ohjeisiin [26, s. 47].



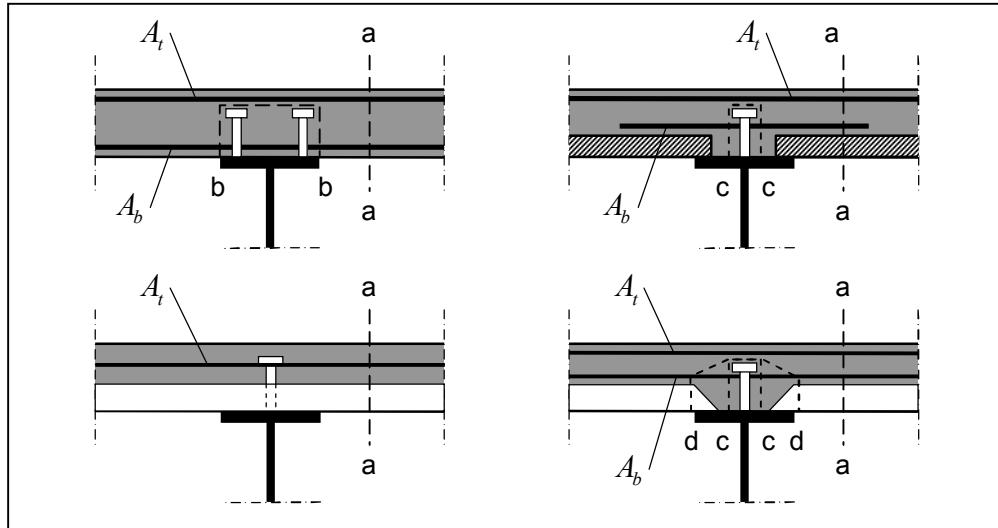
**Kuva 5.18** 19 mm pulttivaarnan leikkaukaskapasiteetin vertailu betonin puristuslujuuden mitoitusarvon funktiona.

Kuten jo etukäteen tiedettiin, on Eurokoodi 4:n mukainen pulttivaarnan leikkaukaskapasiteetti epävarmalla puolella sekä by26:n että by36:n tuloksiin verrattuna. Eroa by36:een tulee noin 23 %, kun pultin leikkautuminen määrää. Yleisesti käytetyllä betoniluokalla C20/30 pulttivaarnojen mitoituskestävyys on EC4:n mukaan 15 % korkeampi kuin by36:n antama kestävyys. Huomion arvoista vertailussa on myös se, että EC4 olettaa murren tapahtuvan betonissa reilusti Betoniyhdistyksen ohjeita suuremmilla betonilujuuksilla. Suunnitteluohjeen by26 mitoituskäytäntö on tiedetty liian konservatiiviseksi jo by36:n ajoista lähtien [3, s. 108].

#### 5.4.4 Irtileikkautuminen

Pelkillä leikkausliittimillä ei voida varmistaa voimasuureiden välittymistä liittopoikki-leikkauksen osien välillä. Jotta betonilaatta kykenisi kantamaan puristusjännityksiä koko tehollisella leveydellään, kuten laskennassa on oletettu, täytyy voimien välittyä myös liitosalueen ulkopuolelle. Tätä tarkoitusta varten betonilaattaan asennetaan teräsprofiiliin nähden poikittainen betoniraudoitus. Poikittainen raudoitus estää siis betonilaippojen irtileikkautumisen liitosalueen ulkopuolelta. Samalla se voi toimia myös laatan tukialueen raudoituksena. [9, s. 89.] Alla olevassa kuvassa (Kuva 5.19) on esitetty leikkauksia, joiden yli liitokseen kehittyneellä leikkauksella saattaa olla vaikeuksia siirtyä.

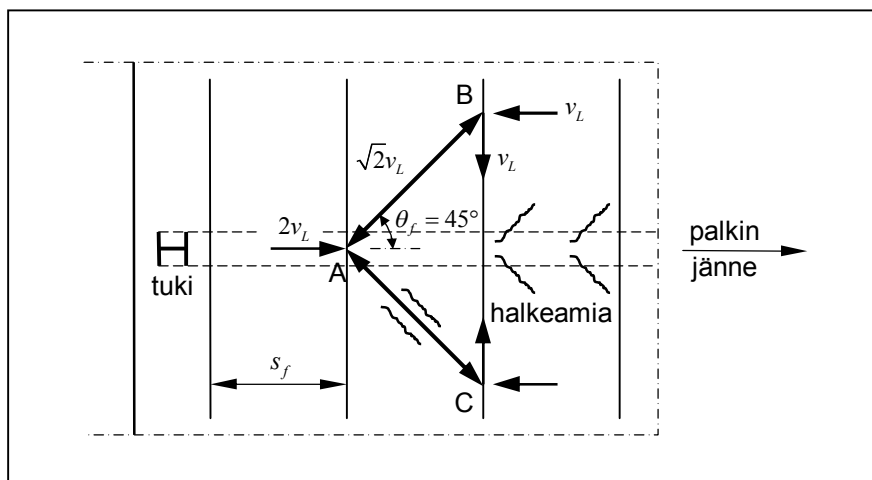




**Kuva 5.19** Betonilaipan leikkautuminen [5, s. 51–52].

Normaalisti liitinten minimipituutta koskevat säännöt varmistavat, että kuvan tyyppin a leikkaukset ovat kriittisimpiä, mutta jos laatussa on vahvennus palkin kohdalla, saattaa asia olla myös toisin [9, s. 90]. Suomessa tällaisia vahvennettuja laattoja ei kuitenkaan juurikaan käytetä.

Voimien välittymistä betonilaipassa kuvataan teräsbetonirakenteiden tapaan puristus- ja vetosauvoista koostuvalla ristikkomekanismilla. Poikittaiset raudoitustangot muodostavat ristikon vetosauvat ja vastustavat laipan tasossa esiintyvää leikkausta samalla tavoin kuin teräsbetonipalkin haat vastustavat pystysuoraa leikkausta. Esimerkki syntyvästä mekanismista on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 5.20), jossa  $v_L$  on yllä olevan kuvan (Kuva 5.19) a-tyypin leikkauksessa vaikuttava leikkausvuo. Sen on oletettu olevan puolet liittimiin vaikuttavasta leikkausvuosta  $2v_L$ . Kuvassa jana BC edustaa poikittaisraudoitusta palkin pituusyksikköä kohti.



**Kuva 5.20** Ristikkomekanismin syntyminen betonilaipan tasoon [9, s. 91].

Mitoitusta hankaloittaa kuitenkin yksittäisten liittimien paikalliset rasitukset, jotka pyrkivät halkaisemaan laattaa palkin suunnassa. Raudoituksen jännitystilaa tarkkaa tuntemista vaikeuttavat lisäksi laatan taivutuksesta aiheutuvat jännitykset sekä tyypin a leikkausta rasittava pystysuora leikkausvoima. [9, s. 89; 21, s. 81.]

Tarvittavan raudoituksen mitoittamiseksi Eurokoodi 4 viittaa standardin EN 1992-1-1 kohtaan 6.2.4(4), joka käsittelee laattapalkin laippojen leikkautumista. Färm on diplomityössään [10, s. 55–57] tarkastellut aihetta betonirakenteiden näkökulmasta. EC2:n kyseisessä kohdassa lasketaan vaadittava teräspinta-ala palkin pituusyksikköä kohti sekä tarkistetaan betonisen puristussauvan kestävyys. Siinä kaavat on kuitenkin annettu yhdellä puolen uumaa, laipan ja uuman välisessä leikkauksessa vaikuttavan leikkausjännityksen  $v$  funktiona. Liittopalkeissa on puolestaan totuttu käyttämään leikkausvuota  $v_L$ . Leikkausjännitys saadaan leikkausvuon avulla kaavasta (5.45).

$$v_{Ed} = \frac{v_{L,Ed}}{N_v h_f} \quad (5.45)$$

jossa

- $v_{L,Ed}$  on **liitoksen mitoituksessa käytetty** leikkausvuoto
- $N_v$  on leikkautumispintojen lukumäärä (esimerkiksi a-tyypin leikkauksessa  $N_v = 2$  ja b-tyypille  $N_v = 1$ )
- $h_f$  on yksittäisen leikkautumisviivan pituus (esimerkiksi a-tyypin leikkauksessa  $h_f = h_c$ ).

Liitoksen mitoituksessa käytetyn leikkausvuon käyttö leikkausjännityksen laskennassa varmistaa, että EC4:n vaatimusten hengessä myös poikittaisraudoituksen laskentatapa on yhteensopiva liittimien toimintamallin ja liitosvoimien jakaantumisen kanssa. Jos esimerkiksi liittimet on sijoitettu tasavälein, tulee myös poikittaisraudoituksella olla vastaava kapasiteetti irtileikkautumista vastaan, vaikka pystysuoran leikkausvoiman jakautuma ei olisikaan palkin matkalla tasainen [21, s. 81].

Raudoituksen poikkipinta-alalle palkin pituusyksikköä kohti saadaan nyt lauseke (5.46). [9, s. 91; 21, s. 83.] EN 1992-1-1 kohdan 9.2.2(5) mukaisen leikkausraudoitus-suhteen vähimmäisarvon  $\rho_{w,\min}$  tulee kuitenkin täyttyä. Käytetään suositusarvoa

$\rho_{w,\min} = \left(0,08\sqrt{f_{ck}}\right) / f_{sk}$ , koska EC2:n Suomen kansallinen liite ei muuta suosittele.

$$\frac{A_{sf}}{s_f} > \frac{v_{Ed} h_f \tan(\theta_f)}{f_{sd}} \quad (5.46)$$

jossa

- $A_{sf}$  on yksittäisen raudoitustangon poikkileikkausala
- $s_f$  on poikittaisraudoituksen jako
- $\theta_f$  on suunnittelijan valitsema puristuspaarteen ja palkin välinen kulma
- $f_{sd}$  on betoniraudoituksen lujuuden mitoitusarvo

Asia ei kuitenkaan ole näin yksinkertainen, koska betonirakenteille laadituissa kaavoissa ei ole huomioitu liittopalkin liittimien ympäri mahdollisesti syntyviä leikkautumispintoja b–b, c–c tai d–d (Kuva 5.19) [21, s. 81]. Tyyppin a leikkautumispintoja on näet samassa poikkileikkauksessa aina kaksi, mutta muissa leikkautumistyypeissä pintoja on vain yksi. Tällöin kaavan (5.46) mukainen teräsmäärä on jaettava kahdella laskettaessa poikittaisraudoitusta muille kuin a-tyypin leikkautumispinnoille. Tietyn leikkautumispinnan (Kuva 5.19) yhteydessä käytettävän raudoituksen arvot on tiivistetty alla olevaan taulukkoon (Taulukko 5.3).

**Taulukko 5.3** Kaavan (5.46) antamat raudoitemäärät eri leikkauspinnoille [5, s. 51].

Leikkautumispinta	$A_{sf}/s_f$
a–a	$A_b + A_t$
b–b	$2A_b$
c–c	$2A_b$
d–d	$2A_b$

Jos betonilaippana toimii liittolaatta, saa paksuutena  $h_f$  huomioida vain umpibetonin paksuuden  $h_c$ . Lisäksi liittolevyn osuus voidaan ottaa huomioon poikittaisraudoituksessa, jos rivat ovat kohtisuorassa palkkia vastaan ja levy jatkuva palkin yli. Tällöin kaava (5.46) korvataan kaavalla (5.47).

$$\frac{A_{sf}f_{sd}}{s_f} + A_{pe}f_{yp,d} > v_{Ed}h_f \tan(\theta_f) \quad (5.47)$$

jossa

$A_{pe}$  on liittolevyn tehollinen poikkileikkausala palkin pituusyksikköä kohti

$f_{yp,d}$  on liittolevyn lujuuden mitoitusarvo.

Levyn ollessa epäjatkuvaa palkin yli täytyy kaavan (5.47) termi  $A_{pe}f_{yp,d}$  korvata termillä (5.48). [5, s. 52.]

$$\frac{P_{pb,Rd}}{s} \leq A_{pe}f_{yp,d} \quad (5.48)$$

jossa

$P_{pb,Rd}$  on kaavan (7.13) mukainen levyn läpi hitsatun liittimen ankkurointi-kestävyyden mitoitusarvo

$s$  on levyn ankkuroinnissa toimivien tappiliittimien pituusjako.

Betonin vino puristusmurto ei määrää mitoitusta, jos ehto (5.49) toteutuu. Siinä esiintyvää kreikkalaista  $v$ -kirjainta ei pidä sekoittaa leikkausvuota symboloivaan latinalaiseen  $v$ -kirjaimeseen. [9, s. 92.] Leikkausjännitys saadaan nytkin yhteydestä (5.45).

$$v_{Ed} < v f_{cd} \sin(\theta_f) \cos(\theta_f) \quad (5.49)$$

jossa

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.

$\nu = 0,6(1 - f_{ck}/250\text{MPa})$  on leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroimen suositusarvo, johon ei ole EC2:n Suomen kansallisessa liitteessä otettu kantaa.

Molemmat ehdot (5.46) ja (5.49) riippuvat suunnittelijan valitsemasta puristuspaarteeseen ja palkin akselin välisestä kulmasta  $\theta_f$ . Suositeltu vaihteluväli kulmalle on  $45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$  [12, s. 90], mutta EC2:n Suomen kansallisessa liitteessä tähän ei ole otettu kantaa [10, s. 56]. Raudoitemäärän minimoimiseksi kulma  $\theta_f$  kannattaa valita mahdollisimman pieneksi, mutta tällöin betonipaarteeseen vino puristuskestävyys saattaa ylittyä. Iteroinnin välttämiseksi ratkaistaan kaavasta (5.49) optimaalinen kulman  $\theta_f$  arvo, jolla puristusmurto ei rajoita, mutta raudoitemäärä on mahdollisimman pieni.

$$26,5^\circ < \frac{1}{2} \arcsin\left(\frac{2\nu_{Ed}}{\nu f_{cd}}\right) < \theta_f < 45^\circ \quad (5.50)$$

Vielä on huolehdittava poikittaisen raudoituksen ankkuroinnista. Ankkurointi tehdään kuten standardin EN 1992-1-1 kohdassa 8.4 [12, s. 131–135] on vedetylle pääraudoitukselle esitetty [5, s. 51]. Lisäohjeita ankkuroinnista ei anneta kummassakaan standardissa. Ongelmaksi jää, minkä leikkautumispinnan yli tangot tulisi ankkuroida. Ristikkomekanismiin (Kuva 5.20) perusteella voisi ajatella, että katkaisupituudeksi riittäisi kaikissa tapauksissa  $s_t + 2(s_f + l_{bd})$ , kun vierekkäisten liittimien keskiöetäisyys on  $s_t$  ja ankkurointipituuden mitoitusarvo on  $l_{bd}$ . Poikittaisraudoitukseen saa huomioida myös laatan yläpinnan täysin rasitetun taivutusraudoituksen, kunhan se on ankkuroitu asianmukaisesti irtileikkautumista ajatellen.

Eurokoodi 4:n irtileikkautumista käsittelevästä kodasta 6.6.6 on selvästi aistittavissa, että laskentamenetelmiä on radikaalisti muutettu esistandardiin ENV 1994-1-1 [47] verrattuna. Kokonaan uusi EC2:sta omaksuttu ristikkoanalogiaan perustuva mitoitusfilosofia on väkisin yritetty sovittaa vanhaan muottiin, eikä lopputulos ole riittävän selkeä. Juuri leikkausmitoitus EC2:ssa on muutenkin tunnustettu yhdeksi ongelma-alueeksi. ENV 1994-1-1:n irtileikkautumistarkastelu perustui Suomen rakentamismääräyskoelman osan B4 tapaan siihen, että myös betonilla on leikkauskapasiteettia [47, s. 110–111; 48, s. 17]. Kun voimien oletetaan siirtyvän rakenteen sisäisen ristikkojärjestelmän kautta, mielestäni koko leikkauspinnan käsite muuttuu epämääräiseksi ja ristikkoanalogiaan sopimattomaksi.

## 5.5 Stabiilius

Pelkkä murtorajatilassa tapahtuva kestävyysien tarkistaminen ei riitä, vaan myös stabiiliuden menetys on liittorakenteissa estettävä. Teräsprofiilien kytkeminen betonilaippaan luonnollisesti parantaa teräsosien stabiiliutta. Myös teräsprofiilin laippojen välinen betonitäyttö ehkäisee teräsuoman stabiiliuden menettämistä, kuten poikkileikkausten luokittelun yhteydessä kohdassa 4.3.1 todettiin. Liittorakenteiden yhteydessä on kuitenkin kiinnitettävä erityistä huomiota toteutuksen aikaiseen tilanteeseen sekä rakentamis-

tavan vaikutuksiin. Esimerkiksi ennen betonin kovettumista rakenteen kiepahduskestävyys on ratkaisevasti pienempi kuin valmiissa rakenteessa. Toisaalta kuormatkin ovat silloin pienempiä.

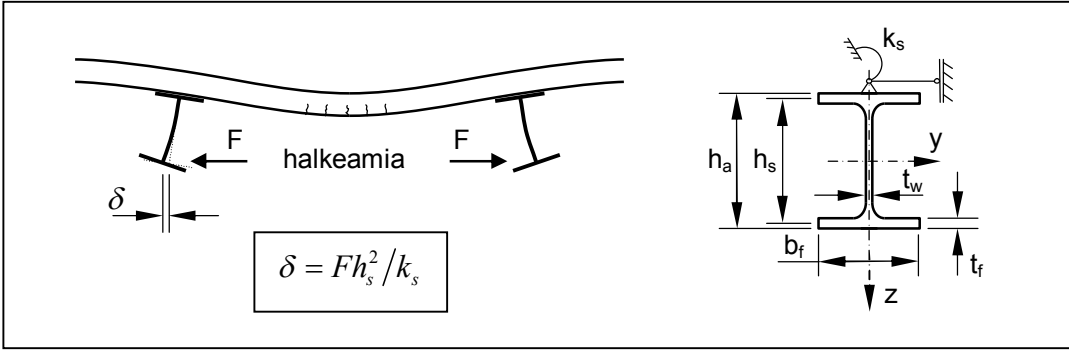
Tässä kappaleessa syvennytään standardin EN 1994-1-1 käsittelemiin stabiiliusilmiöihin. Niitä ovat kiepahdus ja teräsprofiilin uuman lommahtaminen. Eurokoodi 4 viittaa stabiiliustarkasteluissa monilta osin teräsrakenteita koskevan standardiin EN 1993-1-1 osiin 1 ja 5. Hassi on diplomityössään selventänyt näiden mukaista laskentaa puhtaille teräsrakenteille [11, s. 43–56]. Tässä työssä ei siksi enää puututa niinkään teräsrakenteiden stabiiliusteoriaan kuin liittorakenteita koskeviin erityisnäkökohtiin. Lisäksi tässä kohdassa käsitellään vain liittopalkkien stabiiliutta. Pilareiden mitoitus esitellään omassa kappaleessaan 6.

### 5.5.1 Kiepahdus

Kiepahdus on EN 1994-1-1 mukaan tarkistettavista stabiiliusilmiöistä tärkein. Perinteisessä mielessä se tarkoittaa puristetun ylälaipan sivuun siirtymistä palkin aukossa, jossa sillä ei ole sivuttaista tukea. Tällaisessa kiepahduksessa sivusiirtymisen lisäksi palkki kiertyy pitkittäisen akselinsa ympäri säilyttäen siten poikkileikkausmuotonsa. Tämän tyyppinen kiepahdus on tarkistettava pelkälle teräsprofiilille valutilanteessa. [9, s. 134.] Erityisesti tukemattoman rakennustavan yhteydessä tähän on syytä kiinnittää erityistä huomiota, mutta rakentamisen aikainen tilanne on silti harvoin kriittinen [21, s. 58]. Hassin esittelemät EN 1993-1-1 mukaiset laskentamenetelmät liittyvät juuri tämän tyyppiseen kiepahdukseen [11, s. 43–47].

Liittopalkkien yhteydessä edellä kuvattua puristetun ylälaipan sivuun siirtymistä aukossa ei pääse tapahtumaan, jos ylälaippa on kiinnitetty tämän työn kappaleen 5.4 mukaisesti riittävän jäykkään betonilaippaan [5, s. 41]. Kiepahduksen tarkistus tulee siten kyseeseen vain jatkuvan palkin välitukien ja ulokkeiden tukien alueella. Tällöin alalaippa on puristettu ja sitä tukee sivusuunnassa vain joustava uuma. Kiepahduksen yhteydessä uuma joutuu ylälaipan kiinnityksen takia taipumaan, jolloin poikkileikkauksen muoto vääristyy. Puhutaan vääristymisnurjahduksesta. Asiaan ei vaikuta sivusiirtymän estäminen tuella, koska tällöin kiepahdus muodostuu puoliaalloista tuen molemmin puolin siirtymän nollakohdan sijaitessa tuella. Tukialueen puristetut alalaipat on silti muista syistä syytä tukea sivusuunnassa ja varustaa uumat pystyjäykistein [21, s. 58]. Laipan paikallinen lommahdus on toinen puristusrasituksesta johtuva stabiiliuden menetyksiä. Se on kuitenkin luonteeltaan erilainen ja tarkastetaan erillään kiepahduksesta. [9, s. 135.]

Rakennusten liittopalkeissa sama betonilaatta toimii usein useamman yhdensuuntaisen liittopalkin laippana. Tällöin kiepahdusmitoitus perustuu ”jatkuvan käännetyn U-kehän” malliin. Siinä laipan siirtymän aiheuttama uuman taivutus aiheuttaa edelleen ylälaipan kiertymän, josta seuraa myös betonilaatan osallistuminen kiepahduksen vastustamiseen taivutusjäykkyytensä kautta. Ilmiö on esitetty alla olevassa kuvassa (*Kuva 5.21*), jossa on kuvattu myös laskennassa käytetyn staattisen mallin tukiehdot.



**Kuva 5.21** Käännetty U-kehä kiepahduksessa ja laskentamalli [5, s. 42; 9, s. 135].

Vaikka EC3:n kiepahduskaavat eivät ota huomioon uuman taipumista vääristymisnurjahduksessa, samoja laskentaperusteita käytetään parempien puutteessa myös EC4:n mukaisessa liittopalkkien kiepahdustarkastelussa [21, s. 58]. Kiepahduksen vaikutus otetaan huomioon pienentämällä luokkien 1, 2 ja 3 poikkileikkausten taivutuskapasiteettia kertoimella  $\chi_{LT}$ , jolloin taivutuskestävyyden tarkistuksessa käytetty mitoitusehto (5.1) muuttuu kiepahdusalttiilla alueella muotoon (5.51).

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} \quad (5.51)$$

jossa

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd}$$

Kestävyyden  $M_{Rd}$  laskennassa on tosin nyt otettava huomioon, että kyse on stabiiliustarkastelussa, jolloin rakenneteräksen materiaaliosavarmuuslukuna käytetään arvoa  $\gamma_{M1} = 1,0$ . Lukuarvoltaan se on Suomessa tosin yhtä suuri kuin  $\gamma_{M0}$  [49, s. 4]. Kiepahduskertoimen  $\chi_{LT}$  arvo riippuu suhteellisesta hoikkeudesta  $\bar{\lambda}_{LT}$  EN 1993-1-1 kohtien 6.3.2.2 tai 6.3.2.3 mukaisesti. [5, s. 41–42.] Se lasketaan valssatuille ja hitsatuille profiileille kaavalla (5.52) [34, s. 66].

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (5.52)$$

jossa

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

jossa edelleen

$$\alpha_{LT}$$

on epätarkkuustekijä (katso *Taulukko 5.4*)

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \text{ ja } \beta = 0,75$$

valssatuille kaksoissymmetrisille vakiopoikkileikkauksisille I- ja H-profiileille ja kuumavalssatuille ja kylmämuovatuille rakenneputkille [49, s. 4]

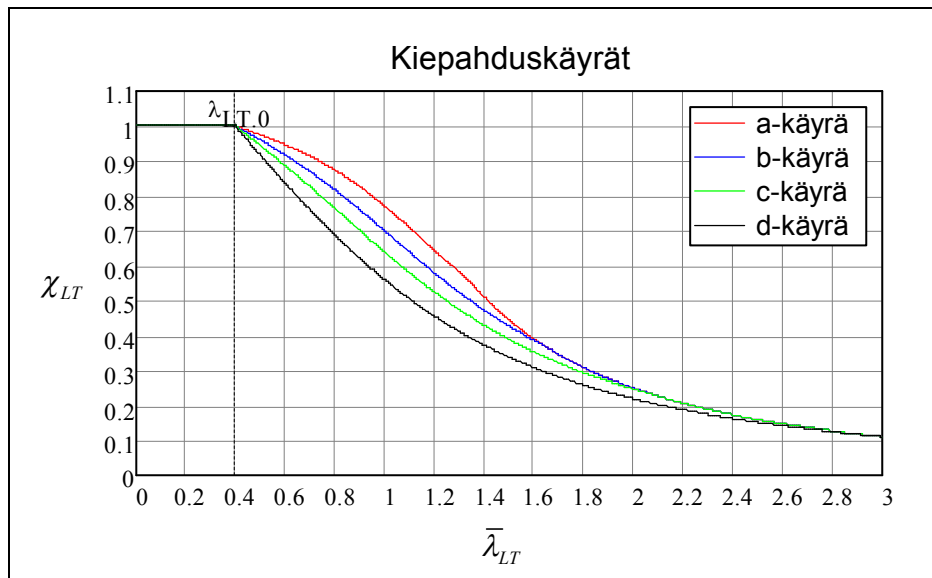
$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2 \text{ ja } \beta = 1,0$$

hitsatuille vakiopoikkileikkauksisille kaksoissymmetrisille I- profiileille [49, s. 4].

**Taulukko 5.4** Kiepahduskäyrät ja epätarkkuustekijän  $\alpha_{LT}$  arvot [34, s. 67; 49, s. 4].

Poikkileikkaus	Rajat	Käyrä	$\alpha_{LT}$
<b>Valssatut</b> kaksoissymmetriset I- ja H-profiilit sekä kuumavalssatut rakenneputket	$h_a/b_f \leq 2$	b	0,34
	$2 < h_a/b_f < 3,1$	c	0,49
<b>Hitsatut</b> kaksoissymmetriset I-profiilit ja kylmämuovattut rakenneputket	$h_a/b_f \leq 2$	c	0,49
	$2 < h_a/b_f < 3,1$	d	0,76

Kaavan (5.52) mukaiset kiepahduskäyrät on piirretty alla olevaan kuvaan (Kuva 5.22). Havainnollistus on tarpeen, koska käyrät eivät ole samaa muotoa standardissa EN 1993-1-1 esitettyjen nurjahduskäyrien [34, s. 64] kanssa. Tähän on syynä kaavassa (5.52) esiintyvät lisärajoitukset sekä erikseen määrätyt parametrit  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  ja  $\beta$ .

**Kuva 5.22** Kaavan (5.52) mukaiset kiepahduskäyrät valssatuille I- ja H-profiileille.

Suhteellinen hoikkuus  $\bar{\lambda}_{LT}$  määritellään kaavalla (5.53) [5, s. 42], jossa ongelmia tuottaa kiepahdusmomentin  $M_{cr}$  laskeminen.  $M_{cr}$  vastaa palkin pituusyksikön mittaisen U-kehän vastetta alalaipan tasossa vaikuttaviin yhtä suuriin, mutta vastakkaissuuntaisiin voimiin F [9, s. 136].  $M_{cr}$  lasketaan sellaisen jänteen jatkuvalla tuella, missä negatiivisen taivutusmomentin itseisarvo on suurin [5, s. 42].

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (5.53)$$

jossa

$M_{Rk}$  on liitto-poikkileikkauksen taivutuskestävyyden ominaisarvo.

Kiepahdusmomentin  $M_{cr}$  laskentakaava (5.54) jatkuvalle U-kehälle on jätetty pois EC4:stä, koska se on katsottu käsikirjatiedoksi [21, s. 60]. Esistandardin ENV 1994-1-1 liitteestä B se kuitenkin löytyy ja sen mukaisena kiepahduslaskenta esitetään myös seuraavassa. Laskentamenetelmä on pätevä vain kaksoissymmetrisille teräsosille. ENV 1994-1-1 liitteestä B tosin löytyy laskentakaava myös yhden akselin suhteen symmetriselle teräspoikkileikkaukselle. [9, s. 136; 21, s. 60; 47, s. 147–152.]

$$M_{cr} = \frac{k_c C_4}{L} \sqrt{E_a I_{afz} \left( G_a I_v + \frac{k_s L^2}{\pi^2} \right)} \quad (5.54)$$

jossa

$E_a$  ja  $G_a$  ovat rakenneteräksen kimmo- ja liukumoduulit

$I_v$  on teräsprofiilin vääntöneliömomentti

$I_{afz} = t_f b_f^3 / 12$  on teräsprofiilin alalaipan neliömomentti poikkileikkauksen heikommassa suunnassa

$L$  on alalaippaa tukevien kiepahdustukien välimatka, tyypillisesti palkin jännemitta

$C_4$  on momenttipinnan muodosta matkalla  $L$  riippuva kerroin. Kerroimen arvoja on johdettu elementtimenetelmällä ja niitä löytyy alla olevan kuvan ohella (Kuva 5.23) taulukoituna ENV 1994-1-1 liitteestä B [47, s. 150–151] ja kuvaajana lähteestä [21, s. 207–208].

$$k_c = \frac{h_s I_y / I_{ay}}{\frac{h_s^2 / 4 + (I_{ay} + I_{az}) / A_a}{e} + h_s} \quad \text{teräsprofiilin ollessa kaksoissymmetrinen}$$

jossa edelleen

$$e = \frac{A I_{ay}}{A_a e_i (A - A_a)}$$

$I_y$  on halkeilleen liittopoikkileikkauksen neliömomentti

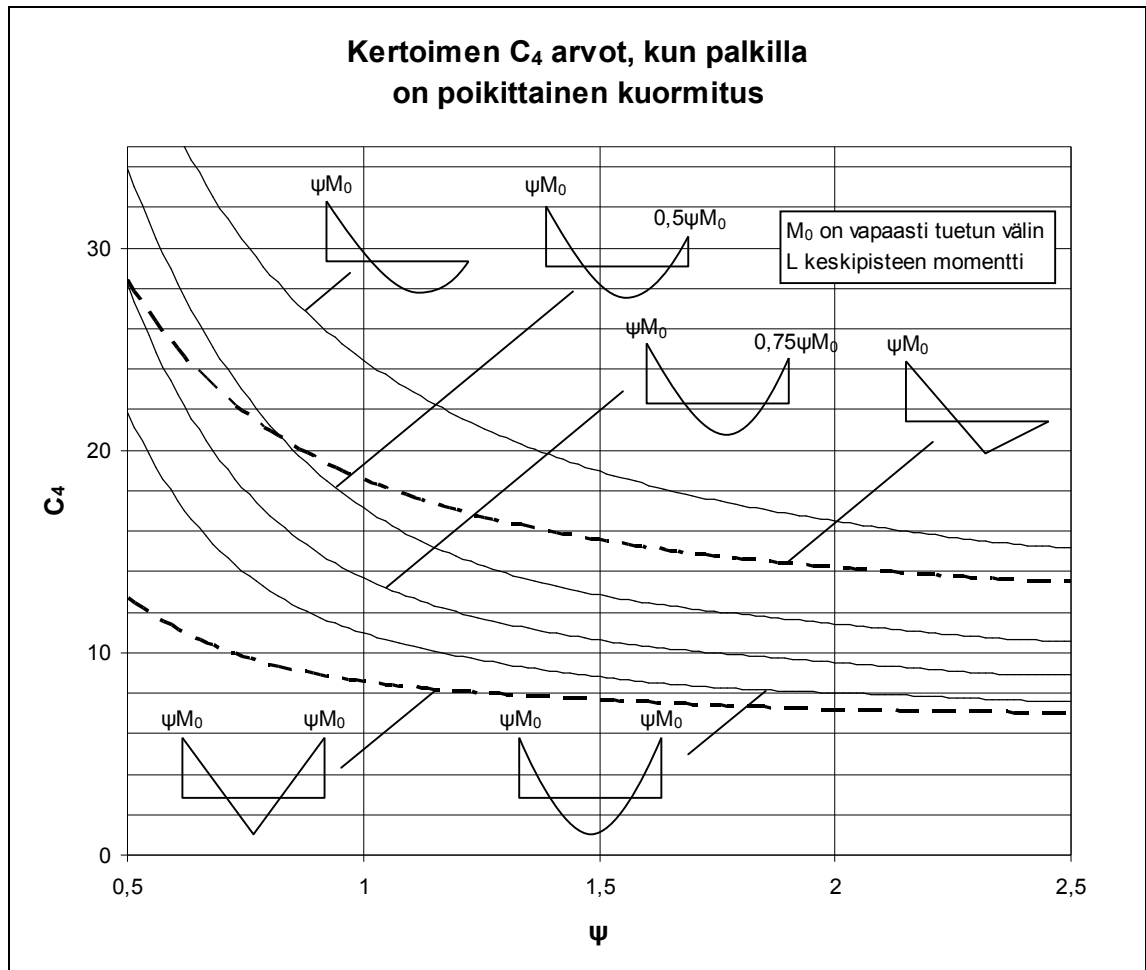
$A$  on liittopalkin poikkileikkausala

$A_a$  on teräsprofiilin poikkileikkausala

$I_{ay}$  ja  $I_{az}$  ovat teräsprofiilin neliömomentit vahvemmassa ja heikommassa suunnassa (katso Kuva 5.21)

$e_i$  on teräs- ja betoniosan painopisteakseleiden välimatka (katso Kuva 2.4)





**Kuva 5.23** Kertoimen  $C_4$  arvoja erilaisille momenttipinnan muodoille, kun palkilla on tasaisesti jakautunut poikittainen kuormitus. Käyrät ovat ENV 1994-1-1 Taulukon B.1 arvojoukkoukkoihin sovitettuja 6. asteen polynomeja. [21, s. 207; 47, s. 150.]

Kiepahdusmomentin laskemiseksi tarvitaan vielä U-kehän jäykkyyttä palkin pituusyksikköä kohti, jota merkitään symbolilla  $k_s$ . Siihen vaikuttaa sekä halkeilleen betoniosan taivutusjäykkyys teräsprofiilia vastaan kohtisuorassa suunnassa  $k_1$ , että teräsosan uuman taivutusjäykkyys  $k_2$  kaavan (5.55) mukaisesti [5, s. 42–43].

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (5.55)$$

jossa

$$k_1 = (EI)_2 \quad \text{Lisäohjeita halkeilleelle liittolaatalle löytyy lähteen [21] liitteestä A.}$$

$$k_2 = \frac{E_a I_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_s} \quad \text{teräsprofiilin ollessa betonoimaton}$$

jossa edelleen

$$\nu_a = 0,3 \quad \text{on rakenneteräksen Poissonin luku.}$$

Laippojen välinen betonointi kasvattaa uuman jäykkyyttä huomattavasti. Betonointi toimii uuman pystyjäykisteiden tapaan. Eurokoodi 4 esittää kaavan  $k_2$ :n laskemiseksi myös tässä tapauksessa [5, s. 43]. Pystyjäykisteiden läsnäoloa muualla kuin tuilla ei ole kuitenkaan tutkittu, minkä takia edellä esitettyä laskentaa ei voi suositella käytettäväksi, jos uumaa on jäykistetty kentässä pystyjäykisteitä käyttämällä [21, s. 60].

Vääristymisnurjahdusilmiötä hallitseva differentiaaliyhtälön on havaittu olevan samanmuotoinen kuin joustavalla alustalla olevan puristetun sauvan. Tätä yhteyttä hyväksikäyttäen on johdettu edellistä hieman yksinkertaisempi laskentamenettely kiepahduksen tarkistamiseksi. Vertailuissa on myös huomattu, että kaavaan (5.54) perustuva laskenta saattaa tietyissä tapauksissa antaa epävarmalla puolella olevia tuloksia. Tämä johdetaan ainakin siitä, että kiepahdusmomentin laskentakaava (5.54) pätee vain geometrisesti ideaaliselle sauvalla kimmoisessa tilanteessa. ENV 1994-1-1 antaa myös joukon ehtoja, joiden voimassaolo on välttämätöntä kaavaa käytettäessä. [50.] Jatkotutkimus jatkuvan liittopalkin kiepahdusilmiön ympärillä on siis selvästi perusteltua paremmin yleistettävän ja mieluiten myös yksinkertaisemman kiepahdustarkastelun löytämiseksi.

On syytä huomata, että Suomessa tähän asti käytetyt Betoni- ja Teräsrakenneyhdistyksen suunnitteluohjeet [3; 2] eivät puutu kiepahdukseen by26:n epämääräistä viittausta ”soveltuviin teräsrakenteiden ohjeisiin” [2, s. 22] lukuun ottamatta. Sovellusohjeessa by36 esitellään rakentamismääräyskokoelman osan B7 hengen mukainen menetelmä hoikille palkeille [3, s. 116–117]. U-kehään tai vääristymisnurjahdukseen ei oteta kummassakaan ohjeessa mitään kantaa. Tämä on ymmärrettävää, koska jatkuvat liittopalkit ovat talonrakennuksessa ainakin Suomessa olleet harvinaisia, eikä alalaipan kiepahdustarkistukselle ole siten ollut suurta tarvetta. Siltojen suunnittelussa tilanne on tietysti toinen.

### Epäsuora kiepahduskestävyyden osoittaminen

Kiepahdusmomentin  $M_{cr}$  määrittämiseen perustuva laskentamenettely on ilmeisen hankala ja virhealtis. Suunnittelun helpottamiseksi jatkuvan U-kehän mallista on johdettu valmiita tapauksia, joissa liittopalkin kiepahdusta ei tarvitse tarkistaa. Lähtökohtana on ollut EC3:n kohdassa 6.3.2.3(1) [34, s. 67] annettu suositusarvo  $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ , joka tarkoittaa, että tätä pienemmillä suhteellisen hoikkuuden arvoilla  $\chi_{LT} = 1,0$ , eikä kiepahdus siten rajoita taivutuskestävyyttä.

Ongelmaksi muodostuu se, että  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  on kansallisesti valittavissa. Mikäli EC3:n kansallisessa liitteessä on vaadittu pienempää suhteellista hoikkuutta ehdoksi kiepahduksen vaikutusten unohtamiselle, ei EC4:n kohta 6.4.3 voida soveltaa, ellei sitä ole EC4:n kansallisessa liitteessä erikseen sallittu. Tämä on oleellista Suomessa, koska hitsatuille vakiopoikkileikkauksisille kaksoissymmetrisille I- profiileille käytetään arvoa  $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2$  [49, s. 4]. EC4:n kansallisessa liitteessä on kuitenkin katsottu, että epäsuoraa kiepahduskestävyyden osoittamista voidaan käyttää ”IPE- ja HE-profiileja vastaaville hitsatuille profiileille”. Tällaisia ovat profiilit, joiden

- $I_{f,z,w}/I_{f,z,hr} \geq 0,9$  ja
- $0,95 \leq h_w/h_{hr} \leq 1,05$ , kun

$I_{f,z,w}$  on laipan poikittainen neliömomentti hitsatussa profiilissa

$I_{f,z,hr}$  on laipan poikittainen neliömomentti valssatussa IPE- tai HE-profiilissa

$h_w$  on hitsatun profiilin korkeus

$h_{hr}$  on valssatun IPE- tai HE-profiilin korkeus. [13, s. 2.]

Todellista apua hitsattujen profiilien kiepahduskestävyyden osoittamiseen tästä ei kuitenkaan ole, koska harvemmin on mielekästä käyttää valssatun profiilin tilalla mitoitetaan miltei identtistä hitsattua profiilia. Toisaalta esimerkiksi silloissa käytössä olevilla dimensioilla hitsattu profiili kuuluu useimmiten luokkaan 4, eikä tämän työn rajauksen puitteissa ole tarkoituksenmukaista etsiä menetelmiä tällaisten palkkien kiepahduskestävyyden tarkasteluun.

Yhtä kaikki, luokkaan 1, 2 tai 3 kuuluva jatkuva liittopalkki voidaan suunnitella ilman poikittaissidontaa, kun seuraavat ehdot a–f toteutuvat:

- Peräkkäiset jänteiden pituudet eivät eroa 20 % enempää lyhyemmästä jänteestä ja mahdollinen uloke on alle 15 % viereisen jänteen pituudesta.
- Kuormitus on kaikkialla tasaisesti jakaantunut ja pysyvän mitoituskuorman osuus on vähintään 40 % kokonaiskuorman mitoitusarvosta.
- Teräsosan ylälaippa on kiinnitetty teräsbetoni- tai liittolaattaan leikkausliittimillä EN 1994-1-1 kohdan 6.6 mukaisesti.
- Laatta on kiinnitetty myös toiseen, tarkasteltavan liittopalkin kanssa likimain yhdensuuntaiseen tukipalkkiin siten, että muodostuu käännetty U-kehä.
- Jos laatta on liittorakenteinen, se ulottuu tarkasteltavan käännetyn U-kehän tukipalkkien yli.
- Teräsosan jokaisella tuella alalaipan vaakasuuntainen siirtymä on estetty ja uuma jäykistetty. Muualla uumaa ei tarvitse jäykistää. Itse asiassa Johnsonin mukaan uumaa ei saa jäykistää, koska ehtojen muodostamiseksi on tutkittu vain jäykistämättömiä uumia [21, s. 60].
- Teräsosana on betonoimaton IPE- tai HE-profiili, sen korkeus  $h$  ei ylitä alla olevan taulukon (Taulukko 5.5) mukaisia arvoja.
- Asianmukaisesti betonoidun teräsosan korkeus  $h$  ei ylitä alla olevan taulukon arvoja enempää kuin 200 mm teräslajin ollessa korkeintaan S355, eikä enempää kuin 150 mm teräslajin ollessa S420 ja S460. [5, s. 45.]

**Taulukko 5.5** *Betonoimattomien teräsprofiilien suurin korkeus  $h$  (mm), jonka vallitessa kiepahduskestävyys voidaan osoittaa epäsuorasti [5, s. 43].*

Teräsosan profiili	Nimellinen teräslaji			
	S235	S275	S355	S420 / S460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

Kiepahduskestävyyden parantamiseksi rakennusten liittopalkeissa ei käytännössä ole muita keinoja kuin teräsprofiilin uuman jäykistäminen joko ainevahvuutta kasvattamalla, käyttämällä pystyjäykisteitä tai betonoimalla. Suomessa lähinnä kaksi ensin mainittua tulevat kyseeseen. Poikittaissidonnan käyttö on hankalaa, koska palkkien keskinäinen etäisyys on suhteessa suurempi kuin esimerkiksi silloissa, joissa ratkaisu on tyyppillinen uuman hoikkuuden ollessa hyvin suuri. [9, s. 140.]

### 5.5.2 Uuman lommahtaminen ja paikallinen puristus

Liittopalkin paikallisia stabiiliusilmiöitä voidaan joutua tarkistamaan esimerkiksi tuen kohdalla, jossa uumaan kohdistuu poikittaista puristusta ja se on vaarassa lommahtaa. EN 1994-1-1 viittaa tässä yhteydessä standardiin EN 1993-1-5 [44], koska osien välinen yhteistoiminta ei muuta mitoitusmenettelyä teräsrakenteisiin verrattuna.

Yleisin tapaus, jossa paikallinen lommahdus tulee ottaa huomioon, on jatkuvan liittopalkin välituki, jossa palkki mitoitetaan käyttäen luokan 2 tehollista uumaa. Tällöin poikittaisjäykistettä vaaditaan automaattisesti käytettäväksi. [5, s. 44.]

## 5.6 Käyttörajatilat

Vertailtaessa tavoitteiden mukaisesti Eurokoodi 4:n mukaista liittorakenteiden mitoitus- ta Suomessa aiemmin käytettyihin ohjeisiin huomataan heti yksi iso ero mitoituskäyt- töjen välillä. Tämä ero liittyy käyttörajatilatarkasteluiden asemaan rakenteiden kelpoi- suuden toteamisessa. Sovellusohjeen by36 lähtökohta on, että pelkillä murtorajatilatar- kasteluilla ei voida vakuuttua mitoitusratkaisun hyväksyttävyydestä [3, s. 1]. Tämä pe- rustellaan sillä, että taivutetun liittorakenteen plastisoitumisen alkamisajankohta riippuu rakentamistavasta ja kuormitushistoriasta, vaikka lopulta saavutettava plastinen raja- kuorma onkin näistä riippumaton. Tällöin myötäämistä saattaa esiintyä jo käyttökuor- milla, jollei rakentamistapaa ole huomioitu käyttörajatilatarkistuksilla. [3, s. 24–29.]

Sovellusohjeessa by36 jopa todetaan, että Eurokoodissa ei ole vielä täysin tajuttu käyttörajatilatarkastelujen tärkeyttä [3, s. 189]. Tämä väite on kaikesti lausuttu tarkaste- lemalla esistandardia ENV 1994-1-1 [47], joka on peräisin vuodelta 1992. Vertaamalla sitä standardiin EN 1994-1-1 [5] huomataan, ettei suurta muutosta by36:n vaatimaan suuntaan ole tullut. Edistysaskeleena voidaan pitää jännitysten rajoittamista käsittelevän kohdan 7.2.2 lisäämistä, mutta sekään ei ole sisällöltään kovin yksiselitteisesti muotoil- tu, kuten kohdasta 5.6.1 selviää. On kuitenkin muistettava, että EC4:n tavoite on taata juuri murtorajatilatarkasteluilla myös tietty käyttökelpoisuustaso [9, s. 10].

Käyttörajatiloja koskeva EC4:n luku 7 on itse asiassa kokonaisuudessaan rakennettu siten, että vaatimusten määrittelyyn jäisi mahdollisimman suuri hankekohtainen vapaus [21, s. 127]. Toisaalta on pyritty laskentatarpeen minimointiin varmuutta kasvattaen, koska käyttörajatilasuureiden tarkka määrittäminen on hyvin monimutkaista ja käytän- nön suunnittelutilanteissa jopa mahdotonta [9, s. 98; 21, s. 127]. Tämä johtuu siitä, että täydellisen yhteistoiminnan oletus esimerkiksi aliarvottaa taipumia, mutta silti taipumat eivät kasva samassa suhteessa kuin venymät ja puristumat yhteistoiminnan asteen laski-

essa [3, s. 7]. Taipumien laskemista ja rajoittamista, joita on myös Suomen kansallisessa liitteessä yritetty selventää, käsitellään kohdassa 5.6.2.

Jännitysten ja taipumien lisäksi kolmas tässä työssä käsitelty käyttörajatilatarkastelu on betonin halkeilu, jota ympäristöolosuhteiden mukaisesti saattaa myös olla syytä rajoittaa. Välipohjien värähtelyä ei rajauksen mukaisesti käsitellä. Liittolaattojen käyttörajatiloja koskevat erityisohjeet esitetään tämän työn kohdassa 7.4. Liittopilareille ei EC4:ssä aseteta erillisvaatimuksia, joten standardissa erilleen nostetun kohdan 7 vaatimukset voidaan tässä työssä hyvin esittää liittopalkkeja koskevana alilukuna.

### 5.6.1 Jännitykset

Lähtökohtaisesti käyttörajatilan jännityksiä ei tarvitse rajoittaa jännittämättömissä talonrakenteissa, jos väsymistä ei tarvitse tarkastella [5, s. 71]. Taipumien ja halkeilun rajoittamisen on katsottu varmistavan myös jännitysten pysymisen hyväksyttävissä rajoissa. Tämä on suuressa ristiriidassa sovellusohjeen by36 kanssa, jossa kehoitetaan ottamaan jopa lisävarmuutta jännitysten rajoittamisessa, jotta vältetään terästen myötääminen ja betonin virumismurtuma [3, s. 29]. Täten pidän outona, ettei standardin EN 1994-1-1 Suomen kansallisessa liitteessä [13] oteta mitään kantaa EC4:n kohtaan 7.2.2(3), jonka mukaan betonin ja raudoituksen jännityksiä rajoitetaan ”tarvittaessa” standardin EN 1992-1-1 kohdan 7.2 mukaisesti. Tällöin päädyttäisiin myös Hanswillen suosittelemiin jännitysrajoihin [17, s. 55], jotka on koottu alla olevaan taulukkoon (*Taulukko 5.6*).

**Taulukko 5.6** Suositellut jännitysrajat käyttörajatilassa [17, s. 55].

Materiaali	Kuormayhdistelmä	Jännitysraja	Suosittelun $k_i$
<b>Rakenneteräs</b>	ominaisyhdistelmä	$\sigma_{Ed} \leq k_a f_{yk}$	$k_a = 1,00$
<b>Rauditus</b>	ominaisyhdistelmä	$\sigma_{Ed} \leq k_s f_{sk}$	$k_s = 0,60^1$
<b>Betoni</b>	ominaisyhdistelmä	$\sigma_{Ed} \leq k_c f_{ck}$	$k_c = 0,60$

HUOM. 1 Arvo on standardin EN 1992-1-1 Suomen kansallisen liitteen [18, s. 8] mukainen. Hanswillen [17, s. 55] sekä itse standardin [12, s. 117] suositusarvo on  $k_s = 0,80$ .

Suunnitteluohjeessa by26 määrättiin betoniterästen jännitysrajaksi niiden ominaisvetolujuus [2, s. 30]. EC4:n vaatimus on siis konservatiivisempi. Toisaalta raudoituksen jännitysrajoilla ei talonrakentamisessa ole juurikaan käyttöä, koska betoniraudoituksessa on vetoa pääsääntöisesti vain harvoin käytettyjen jatkuvien palkkien tuilla ja laippojen välisen betonoinnin raudoituksessa. Betonin osalta jännitysraja muuttuu varmempaan suuntaan, betonin puristuslujuutena käytetään lukuarvoltaan pienempää lieriölujuutta  $f_{ck}$ . Teräksen jännitysrajana on aikaisemminkin käytetty vaatimuksesta  $0,9 f_{yk}$  huolimatta myötölujuuden ominaisarvoa.

Jännitykset lasketaan kertymäperiaatteella, eli huomioidaan rakennustapa. Jollei tarkempaa menetelmää käytetä, betonin viruma voidaan kuitenkin huomioida tämän työn kohdan 4.1.2 mukaisella nimellisellä kimmokerroinsuhteella kuormituksen kestosta riippumatta [5, s. 27]. Tällöin ei tarvitse välittää kuormien aikaluokasta, vaan voidaan

käyttää käyttörajatilan kuormitusyhdistelmänä pelkästään ominaisyhdistelmää [17, s. 55]. Betonin vetolujuutta ei oteta huomioon. Viruman ja rakentamisjärjestyksen lisäksi muita jännitysten laskennassa tarvittaessa huomioon otettavia vaikutuksia ovat:

- shear lag -ilmiö laipan tehollisen leveyden avulla
- betonin kutistuminen (halkeilleessa poikkileikkauksessa ei tarvitse huomioida)
- betonin halkeilu ja betonin vetojäykistysvaikutus
- leikkausliitoksen liukuman aiheuttama epätäydellinen yhteistoiminta ja siitä aiheutuva jäykkyyden pienentyminen
- teräsprofiilin ja betoniraudoituksen ei-kimmoinen toiminta, jos sellaista esiintyy
- vapaan ja estetyn väännön aiheuttamat mahdolliset vääristymät. [5, s. 70.]

Raudoituksen jännityksen laskemista ja betonin vetojäykistysvaikutuksen jännityksiä kasvattavaa vaikutusta käsitellään betonin halkeilun yhteydessä kohdassa 5.6.3. Epätäydellisen yhteistoiminnan vaikutuksien tarkastelulta vältytään, jos leikkausliitos on täydellinen tai jos epätäydellisen leikkausliitoksen tapauksessa

- leikkausliitos on suunniteltu EN 1994-1-1 kohdan 6.6 (tämän työn kohdan 5.4) mukaisesti,
- leikkausliitoksen aste  $\eta \geq 0,5$  tai käyttörajatilassa lasketut liittimien leikkausvoimat ovat enintään  $P_{Rd}$  ja
- liittolevyn korkeus  $h_l \leq 80\text{mm}$ , kun rivat ovat kohtisuorassa palkin pituusakselia vastaan [5, s. 71].

### 5.6.2 Taipumat

Taivutettujen liittorakenteiden taipumien tarkka ennustaminen on hankalaa ja käytännön suunnittelutöihin liian työlästä [9, s. 98]. Jatkuvien tai kehärakenteen osana toimivien liittopalkkien taipumaan vaikuttaa ratkaisevasti rakenteen käyttäytyminen negatiivisen momentin alueella. Vedetyn betonilaipan halkeilu pienentää jäykkyyttä ja myös teräsprofiilin paikallisella myötäämisellä tuen kohdalla, betonin kutistumalla sekä epätasaisilla lämpötilan muutoksilla on omat vaikutuksensa [21, s. 130]. EC4 esittää tieteelliseen tutkimukseen [51] perustuvia yksinkertaistettuja menetelmiä, joilla osaa näistä voidaan hallita [5, s. 71]. Osa voidaan jättää huomioimatta muista syistä. Esimerkiksi lämpötilaeroja ei tarvitse huomioida, jos rakentamisen ja käytön aikaiset olosuhteet sen sallivat. Taipumien laskenta vastaa luonteeltaan ”kimmoteoreettista kokonaistarkastelumenetelmää” ja linkittyy siksi monilta osin EC4 kohtaan 5.4, jota on käsitelty murtorajatilan näkökulmasta kohdassa 4.1.2. Lähinnä kuormien yhdistelyn perusteet muuttuvat.

Tässä työssä käsitellään yksinkertaisuuden vuoksi vain yksiaukkoisen vapaasti tuetun liittopalkin taipumaa, jolloin taivutusjäykkyys jänteen matkalla ei muutu. Laskennan lähtökohta on tällöin kaava (5.56), joka antaa kimmoteorian mukaisen taipuman jänteen keskellä tasaisen viivakuorman  $q$  vaikuttaessa [9, s. 98].

$$w_i = \frac{5qL^4}{384E_a I} \quad (5.56)$$

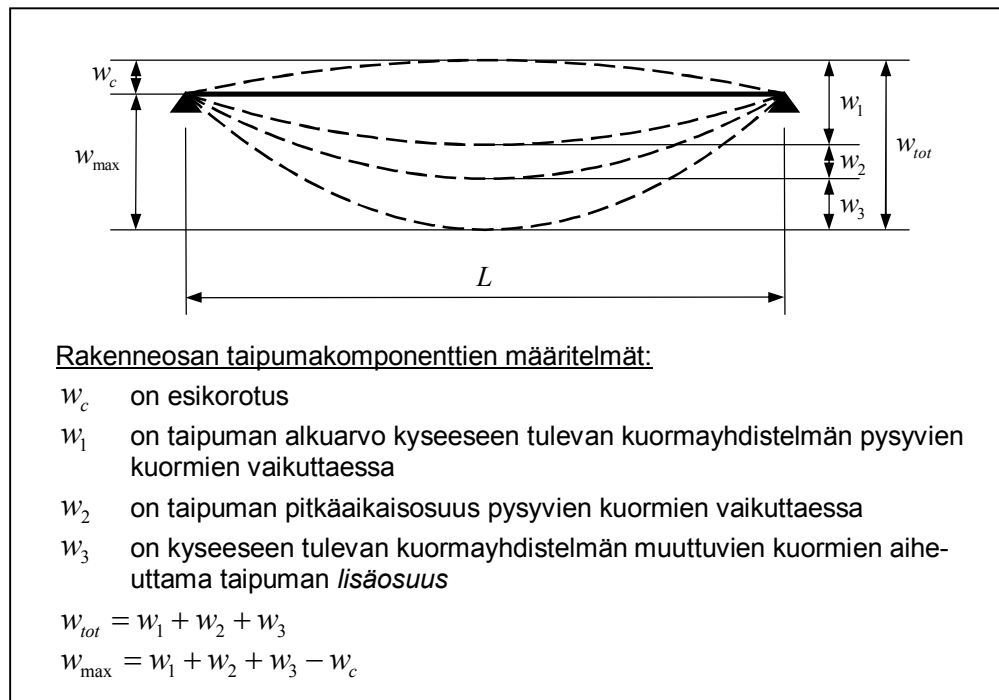
jossa

$L$  on palkin jännemitta

$E_a = 210\text{GPa}$  on teräksen kimmokerroin.

Ongelmaksi muodostuu taivutusjäykkyytteen vaikuttavan neliömomentin  $I$  määrittäminen, joka ei ole vakio ajan suhteen. Muuttujia ovat yhtäältä rakennustavasta johtuvat rakenteelliset seikat ja toisaalta kuormien pitkäaikaisvaikutukset. Rakennustavalla on merkitystä siihen, vaikuttavatko rakenteiden omat painot liittorakenteeseen (tuettu) vai pelkkään teräsprofiliin (tukematon). Pitkäaikaisvaikutukset aiheutuvat puristetun betonin virumasta, joka huomioidaan kimmokerroinsuhteen  $n$  avulla (katso kaavat (2.5) ja (2.7)). Näin ollen lyhyt- ja pitkäaikaisten kuormien erottelulta ei voida välttyä ja liittorakenteiden kokonaistaipuma on laskettava kertymäperiaatteella [3, s. 30]. Erikseen on käsiteltävä tukemattoman ja tuetun rakennustavan taipumaa. Edellisten lisäksi on vielä huomioitava betonin kutistuman aiheuttama lisäkäyritymä.

Rakenteen taipuma koostuu standardin EN 1990 mukaan yleisessä tapauksessa kolmesta komponentista  $w_1$ ,  $w_2$  ja  $w_3$  alla olevan kuvan (Kuva 5.24) mukaisesti.



**Kuva 5.24** Palkin taipuman muodostuminen komponenteista  $w_1$ ,  $w_2$  ja  $w_3$  [27, s. 89].

Taipumarajat tulisi sitoa näihin komponentteihin ja tarvittaessa rajoittaa niitä yksittäin ja/tai yhdistelmänä [21, s. 129]. Näin EC4:n Suomen kansallisessa liitteessä onkin pyritty tekemään [13, s. 5]. Tämän työn julkaisuhetkellä taulukko on selostuksineen kuitenkin hieman epäselvä ja sisältää sekä sisäisiä että ulkoisia ristiriitaisuuksia. Taulukkoa selkeytetään mahdollisesti tulevaisuudessa [4; 52]. Tällä hetkellä ainoa vaihtoehto on mielestäni tulkita taulukon taipumakomponentit yllä olevan kuvan (Kuva 5.24) määritelmien mukaisiksi. Supistettu taipumarajataulukko 1-FI on esitetty alla (Taulukko 5.7).

**Taulukko 5.7** Liittorakenteiden taipumarajat käyttörajatilassa [13, s. 5].

Suosittelvat taipumarajat	$w_{\max}$	$w_2 + w_3$
Katot	L/200	L/250
Välipohjat yleensä	L/250	L/300
Välipohjat, jotka kannattavat pilareita	L/400	L/500

Kansallisessa liitteessä on esitetty lisää tapauksia ja annettu rajoituksia myös rakenteen vaakasuoralle siirtymälle.

Sekä itse standardissa EN 1994-1-1, että sen Suomen kansallisessa liitteessä jää epäselväksi, mikä on kuorman kestosta riippumattoman nimellisen kimmokertoimen käytön asema taipumalaskennassa. Sitä käyttäen ei voi eritellä pitkäaikaisvaikutuksia välittömistä, joten taulukon 1-FI vaatimusten osoittamiseksi sitä ei ilmeisesti voi käyttää. Viruman vaikutukset on siten otettava huomioon kohdassa 4.1.2 esitetyllä kimmokerroinsuhteella  $n_L$  ja yksinkertaistetun menetelmän käyttö rajoittuu kokonaistarkasteluihin.

### Tuettu rakennustapa

Tuetussa rakennustavassa liittovaikutus koskee kaikkia kuormia, jolloin liittorakenteiden taipumalaskennan ominaispiirteet tulevat selvimmän esille. Taipuman alkuarvo pysyvien kuormien vaikuttaessa  $w_1$  aiheutuu tarkalleen ottaen tukien poistosta ja lasketaan kuormittamalla rakennetta tukien tukireaktioilla. Mitä enemmän tukia on, sitä lähemmäs tarkkaa ratkaisua päästään tasan jakaantuneiden kuormien taipumakaavalla (5.57), jota voidaan yleensä käyttää [4]. Taivutusjäykkyytenä käytetään lyhytaikaisten kuormien kimmokerroinsuhdetta  $n_0$  vastaava arvoa. Taipuman alkuarvo on sama kuormitusyhdistelmästä riippumatta, koska omat painot kuuluvat niihin kaikkiin täytenä.

$$w_1 = \frac{5L^4}{384(EI)_0} \left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) \quad (5.57)$$

jossa

$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$  on pysyvien kuormien (omien painojen) ominaisyhdistelmä  
 $(EI)_0$  on lyhytaikaisten kuormien kimmokerroinsuhdetta  $n_0$  vastaava liittopoikkileikkauksen taivutusjäykkyys

Taipuman pitkäaikaisosuus pysyvien kuormien vaikuttaessa voidaan laskea kaavalla (5.58). Siinä kyseeseen tulevan kuormitusyhdistelmän pysyvien kuormien aiheuttamasta pitkäaikaistaipumasta vähennetään edellä laskettu taipuman alkuarvo. Pitkäaikaistaipumaan liittyy kimmokerroinsuhdetta  $n_L$  vastaava taivutusjäykkyys.

$$w_2 = \frac{5L^4}{384} \left( \frac{1}{(EI)_L} - \frac{1}{(EI)_0} \right) \left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) \quad (5.58)$$

jossa

$(EI)_L$  on kimmokerroinsuhdetta  $n_L = n_0(1 + 1,1\varphi_t)$  vastaava taivutusjäykkyys



Kokonaistaipuman viimeinen alaspäin suuntautuva komponentti  $w_3$  aiheutuu kyseeseen tulevan kuormitusyhdistelmän muuttuvista kuormista. Tässä kyseeseen tuleva kuormitusyhdistelmä määrittää myös sen, mille taivutusjäykkyydelle taipuma lasketaan. Pitkäaikaisyhdistelmälle käytetään arvoa  $(EI)_L$  ja muille yhdistelmille arvoa  $(EI)_0$ . Muuttuvien kuormien lisäosuus lasketaan kaavalla (5.59).

$$w_3 = \frac{5L^4}{384} \max \left( \frac{\psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i}Q_{k,i}}{(EI)_0}, \frac{\sum_{i \geq 1} \psi_{2,i}Q_{k,i}}{(EI)_L} \right) \quad (5.59)$$

jossa

$\psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i}Q_{k,i}$  on muuttuvien kuormien tavallinen yhdistelmä

$\sum_{i \geq 1} \psi_{2,i}Q_{k,i}$  on muuttuvien kuormien pitkäaikaisyhdistelmä

### Tukematon rakennustapa

Tukemattomassa rakennustavassa tilanne muuttuu siten, että pelkkä teräspalkki kantaa valutilanteen kuormat eli betonin ja teräsrakenteen oman painon. Näistä aiheutuu teräspalkkiin alkutaipuma  $w_1$ . Jos muita pysyviä kuormia ei betonin kovettumisen jälkeen tule, ei myöskään pysyvien kuormien aiheuttamaa pitkäaikaisosuutta synny ( $w_2 = 0$ ). Liittoaikutus koskee siis vain muuttuvia kuormia. Niistä ei yleensä aiheudu merkittäviä pitkäaikaisvaikutuksia, joten virumalla ole kovinkaan suurta vaikutusta tukemattomana rakennetun liittopalkin taipumaan.

Teräsprofiiliin muodostuva alkutaipuma  $w_1$  lasketaan valutilanteen tasan jakaantuneiden pysyvien kuormien ominaisyhdistelmästä kaavalla (5.60).

$$w_1 = \frac{5L^4}{384(EI)_a} \left( \sum_{j \geq 1} g_{k,j} \right) \quad (5.60)$$

jossa

$\sum_{j \geq 1} g_{k,j}$  on valutilanteen kuormien (omien painojen) ominaisyhdistelmä

$(EI)_a$  on teräsprofiilin taivutusjäykkyys

Muuttuvien kuormien aiheuttaman taipuman  $w_3$  ei muutu kaavassa (5.59) esitetystä.

Sekä tuetussa, että tukemattomassa rakennustavassa kokonaistaipuma saadaan summauskaavalla (5.61).

$$w_{\max} = w_1 + w_2 + w_3 - w_c \quad (5.61)$$

jossa

$w_c$  on pysyvien kuormien aiheuttamia taipumia eliminoiva esikorotus.

### Epätäydellinen yhteistoiminta

Yleisesti voidaan todeta, että epätäydellisen yhteistoiminnan vaikutuksia taipumiin ei tarvitse tarkastella, jos on voimassa, mitä niiden unohtamisesta jännitysten laskennassa on sivulla 100 sanottu. Leikkausliitoksen joustoa tapahtuu kuitenkin lyhyissä palkeissa ( $L < 20$  m) suhteessa enemmän kuin pitkissä [3, s. 31], jolloin talonrakenteiden taipumien laskeminen täydellisen yhteistoiminnan teorialla on ainakin periaatteessa lähes aina epävarmalla puolella. ENV 1994-1-1 mukaan alentunut yhteistoiminta voitiin jättää huomioimatta edellä mainituin ehdoin ainoastaan tukemattomien liittopalkkien yhteydessä [47, s. 88]. Sovellusohjeen by36 mukaan leikkausliitoksen aste huomioitiin pienentämällä liittojäykkyyskerroin arvoon (5.62) [3, s. 14].

$$\alpha_{pi} = \sqrt{n/n_f} \alpha_i \quad (5.62)$$

Standardista EN 1994-1-1 ei löydy menetelmää alentuneen yhteistoiminnan huomioimiseksi, mutta eräs keino on käyttää Hanswillen [53, s. 847] esittelemää yksinkertaista menetelmää, jossa alentunut yhteistoiminta huomioidaan tehollisen neliömomentin (5.63) arvossa. Menetelmä ottaa huomioon paitsi rakenteen jännemitan, myös leikkausliitoksen joustavuuden  $c_s$ . Hanswille on esittänyt kaavat kimmokerroinsuhteen lyhytaikaisarvolle, mutta kimmokerroinsuhteena voidaan käyttää mitä tahansa kyseeseen tulevan kuormitusyhdistelmän mukaista arvoa. Menetelmällä on myös koekuormituksin osoitettu soveltuvuus [53, s. 849].

$$I_{i0,eff} = \frac{I_c}{n_0} + I_a + \frac{A_{c,eff} A_a}{A_{c,eff} + A_a} e_i^2 \quad (5.63)$$

jossa

$$A_{c,eff} = \frac{A_c}{n_{0,eff}}$$

jossa edelleen

$$n_{0,eff} = n_0 (1 + \beta_s)$$

$$\beta_s = \frac{\pi^2 E_{cm} A_c}{L^2 c_s}$$

$$c_s = \frac{C_D N_r}{s}$$

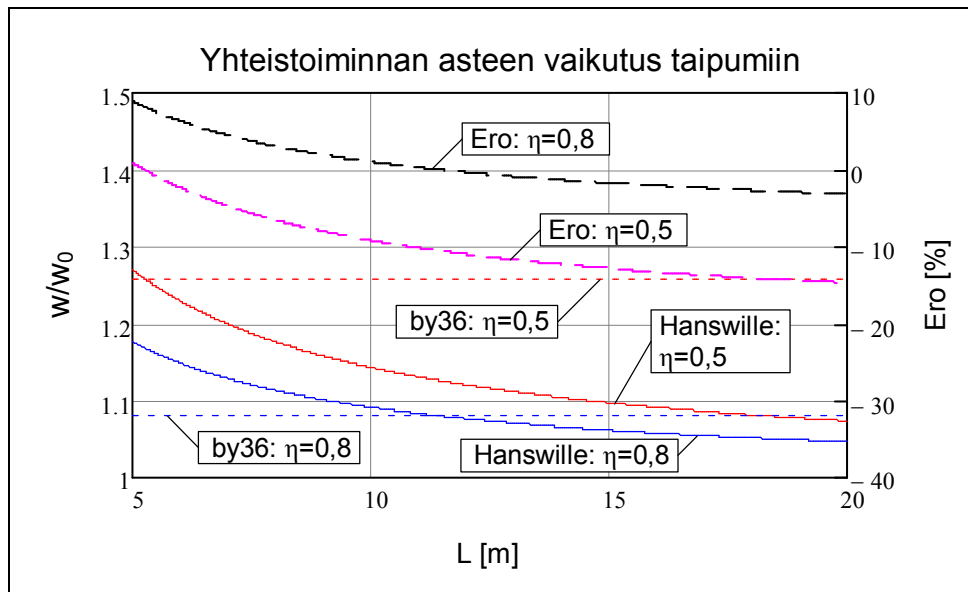
$C_D$  on yhden liittimen joustavuutta kuvaava jousivakio, joka saadaan alla olevasta taulukosta (*Taulukko 5.8*)

$N_r, s$  on yhdessä rivissä sijaitsevien liittimien määrä ja liitinjako.

**Taulukko 5.8** Yksittäisen liittimen jousivakio [17, s. 49].

Liittimen $\phi$	Betoni laipan tyyppi	$C_D$ [kN/cm]
19 mm	umpibetoni	2500
	liittolaatta	1250
22 mm	umpibetoni	3000
	liittolaatta	1500
25 mm	umpibetoni	3500

Alla olevassa kuvassa (Kuva 5.25) on verrattu toisiinsa by36:n ja Hanswillen esittämää menetelmää osittaisen leikkausliitoksen käytöstä johtuvan alentuneen yhteistoiminnan huomioimiseksi taipumalaskennassa. Kuvaajat on laskettu liitteessä 7 esitetyllä (tuetun rakennustavan) esimerkkipoikkileikkaukselle, jossa IPE360-profiilin päälle on valettu 160 mm paksu liittolaatta ja liittiminä on käytetty Nelsonin S3L 19×105 vaarnoja. Kimmokerroinsuhteena on käytetty lyhytaikaisarvoa ja rakennustapana työn aikaista tuentaa. Vertailussa on eliminoitu kuormituksen vaikutus tarkastelemalla alentuneen yhteistoiminnan mukaisen taipuman suhdetta täydellisen yhteistoiminnan taipumaan, jolloin laskenta itse asiassa pelkistyy neliömomenttien vertaamiseen. Erokäyrät kertovat menetelmien eron suhteessa by36:n vakioarvoon, jolloin negatiivinen prosenttiluku viittaa by36:n konservatiivisuuteen.

**Kuva 5.25** Epätäydellisen yhteistoiminnan mukaisen taipuman suhde täydellisen yhteistoiminnan taipumaan by36:n ja Hanswillen [53] mukaan.

Kuvasta nähdään, että by36:n menetelmä ei huomioi jännemittaa taivutusjäykkyyttä redusoidessaan, mutta toimii kohtuullisen hyvänä keskiarvona Hanswillen esittämille arvoille. Pienillä liitinmäärillä by36 on kuitenkin turhan konservatiivinen. Johtopäätöksenä voidaan todeta, että alentuneen yhteistoiminnan huomioiminen on varsin usein tarpeen, koska alle 10 m jänteillä taipuman lisäys voi olla helposti 15 %. Erityisesti tuke-

mattomien palkkien kanssa on syytä olla varovainen, koska EC4 sallii niille hyvinkin alhaisia liitinmääriä. Annettuja taipumarajoja ei siksi kannata ainakaan ylittää.

### Betonin kutistuma

Taipumia koskee sääntö, jonka mukaan normaalibetonin kutistumisen aiheuttaman käyritymän vaikutuksia ei tarvitse ottaa huomioon, kun ehto (5.64) on voimassa. [5, s. 71–72.]

$$\frac{L}{h} \leq 20 \quad (5.64)$$

Jos betonin kutistuman vaikutus on otettava huomioon, ajatellaan palkin päihin betoniosaan nähden keskiiset normaalivoimat  $N_{cs}$ , joiden aiheuttama puristuma kiinnittämättömässä betonilaipassa vastaisi vapaata kokonaiskutistumaa. Koska voimat eivät vaikuta liittopoikkileikkauksen neutraaliakselilla, niistä aiheutuu palkkiin vakiomomentti  $M_{cs}$ , jonka aiheuttama taipuma  $\delta$  on helppo laskea vapaasti tuetulle yksiaukkoiselle palkille kaavasta (5.65). [25, s. 69–70.]

$$\delta = \frac{1}{8} \frac{M_{cs} L^2}{(EI)_S} \quad (5.65)$$

jossa

$M_{cs} = N_{cs} e_c$  on taipuman aiheuttama päätymomentti

jossa edelleen

$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot E_S \cdot A_c$

$\varepsilon_{cs}(\infty)$  on sivun 9 mukainen betonin vapaan kokonaiskutistuman nimellinen loppuarvo

$E_S = E_a / n_L$  on betonin kimmokerroin, jossa on huomioitu kutistuman vaikutukset, kun  $n_L = n_0 (1 + 0,55\varphi_t)$ .

### 5.6.3 Betonin halkeilu

Kolmas Eurokoodi 4:n esittämä käyttörajatilatarkastelu liittyy betonin halkeiluun ja sen rajoittamiseen riittävää raudoitusta käyttäen. EC2:n halkeamaleveyksien laskentaa ei voi suoraan soveltaa liittorakenteisiin, joten EC4:ssä on esitetty yksinkertaistettuja ja varmalla puolella olevia menetelmiä halkeilun tarkistamiseen. Sallitut halkeamaleveydet saadaan kuitenkin EC2:n taulukoista rasitusluokkien funktiona. Färm [10, s. 40–42] ja erityisesti Marttila [26, s. 99–105] ovat diplomitoissään käsitelleet betonirakenteiden halkeilua tarkemmin. Halkeilua esiintyy, kun betoniin kohdistuu riittävän suuri vetorasitus, toisin sanoen normaalien liittopalkkien negatiivisen momentin alueilla. Näitä alueita ovat kiinnitettyt päätytuet ja jatkuvien palkkien välituet. Jatkuvia liittopalkkeja ei tässä työssä kuitenkaan käsitellä yksityiskohtaisesti. Toisaalta vetojännityksiä aiheutuu myös rakenteen sisäisistä rasituksista. Ulkoisen kuormituksen ja sisäisten rasitusten aiheuttama halkeilua ja sen rajoittamista on EC4:ssä käsitelty erikseen. [9, s. 141.] Lisäksi sii-

nä käsitellään EC2:n kohdassa 7.3.1(4) [12, s. 118] sallittu tilanne, jossa halkeamaleveyksien rajoittamista ei vaadita. Tähän syvennyttään seuraavaksi.

Vaikka halkeamaleveyksillä ei rasisitusluokkien puolesta olisikaan rajoitusta, on minimiraudoituksella silti varmistettava, että betoni säilyttää riittävän yhtenäisyyden kyetäkseen täyttämään sille murtorajatilassa asetetut vaatimukset. Lisäksi minimirauditus estää yksittäisten huomattavan suurien halkeamien syntymisen ja jakaa niitä useammaksi pienemmäksi halkeamaksi. [9, s. 143.] Tällä on merkitystä vapaasti tuettuna suunnitellun yksiaukkoisen palkin tuilla, joissa laatta on jatkuva palkki-pilariliitoksen yli. Minimiraudoituksena on silloin käytettävä tehollisen leveyden alueella

- 0,4 % betonin poikkileikkausalasta, kun käytetään tuettua rakennustapaa ja
- 0,2 % betonin poikkileikkausalasta, kun käytetään tukematonta rakennustapaa.

Vaatimukset ovat tiukempia standardin EN 1992-1-1 betonirakenteille esittämiin verrattuna. Umpibetonilaatalle sallittu suurin tankojen jakoväli on pienempi arvoista  $3h$  tai  $400$  mm, kun  $h$  on umpilaatan vahvuus. Liittolaatalle maksimijako on pienempi arvoista  $2h$  tai  $350$  mm, kun  $h$  on liittolaatan vahvuus rivat mukaan lukien. [5, s. 72; 21, s. 132.] Jos laatan raudoituksena halutaan käyttää hitsattua valmisverkkoa yhdessä kerroksessa, minimirauditusvaatimukset johtavat alla olevassa taulukossa (Taulukko 5.9) esitettyihin laatan suurimpiin sallittuihin paksuuksiin. Liittolaatalle tämä paksuus on umpibetonin paksuus.

**Taulukko 5.9** Betonilaipan maksimipaksuus käytettäessä vakioverkkoja yhdessä kerroksessa [21, s. 132].

Raudoite	$A_s/m$ [mm <sup>2</sup> ]	Laatan suurin paksuus [mm]	
		Tukematon; 0,2 %	Tuettu; 0,4 %
6-200#	142	71	-
8-200#	252	126	63
8-150#	335	168	84
10-200#	393	196	98
10-150#	523	262	131

Jos edellisessä kappaleessa kuvattu tilanne halkeamaleveyksien rajoittamattomuudesta ei ole voimassa, on pakkomuodonmuutostilan aiheuttaman merkittävän vetojännityksen aiheuttama halkeilu estettävä vähimmäisraudoitusvaatimuksella (5.66) [5, s. 72].

$$A_s > 0,72k_c f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (5.66)$$

jossa

$f_{ct,eff}$  on betonin keskimääräinen vetolujuus halkeilun alkaessa. Arvona voidaan käyttää  $f_{cm}$ , kun luokkana käytetään halkeilun alkamisajan kohdan lujuutta. Yli 28 vrk vanhalle betonille voidaan käyttää vähimmäisvetolujuutta  $3 N/mm^2$ .

$k_c$  kuten sivulla 56 on esitetty

$A_{ct}$  on vedetyn betonin poikkileikkausala juuri ennen halkeamista, jonka aiheuttaa ulkoinen kuormitus ja kutistuman välitön vaikutus.

$\sigma_s \leq f_{sk}$  on betoniraudoituksen suurin sallittu jännitys, johon vaikuttaa tankokoko  $\phi^*$  ja sallittu halkeamaleveys alla olevan taulukon (Taulukko 5.10) mukaisesti.

**Taulukko 5.10** Enimmäiskoot tangoille, joilla on hyvät tartuntaominaisuudet [5, s. 73].

Raudoituksen jännitys $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tangon enimmäishalkaisija $\phi^*$ [mm], kun halkeamaleveyden ominaisarvo $w_k$ on sallitun suuruinen		
	$w_k = 0,4mm$	$w_k = 0,3mm$	$w_k = 0,2mm$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Taulukon arvot on laadittu käyttäen lähtökohtana todennäköisesti luokan C30/37 betonin 28 vuorokauden ikää. Jos on perusteltua käyttää termille  $f_{ct,eff}$  merkittävästi pienempää arvoa kuin 3 MPa, voidaan tankokokoa muuntaa kaavalla (5.67). Normaalitilanteessa muunnoksella ei kuitenkaan ole merkitystä. [21, s. 133.]

$$\phi = \phi^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9MPa} \quad (5.67)$$

Välittömän kuormituksen aiheuttaman halkeilun rajoittamiseksi on laskettava teräksissä vaikuttava vetojännitys  $\sigma_s$ . Tämä tehdään kimmoteorialla kuormien pitkäaikaisyhdistelmään perustuen ottamalla huomioon halkeilun vaikutukset EC4:n luvun 5 mukaisesti [5, s. 74]. Käytännössä siis jätetään vedetyn betonin lujuus ottamatta huomioon [9, s. 145]. Uutena asiana teräsjännitysten määrittämisessä tulee huomioida halkeamien kohdalla jännityksiä suurentava betonin vetojäykistysvaikutus. Jännitystason muutos johtuu siitä, että vedetyllä betonilla on jäykkyyttä halkeilusta huolimatta halkeamien välisillä alueilla [16]. Raudoitetangoissa vaikuttava vetojännitys lasketaan kaavasta (5.68) [5, s. 74].

$$\sigma_s = \sigma_{s,o} + \Delta\sigma_s \quad (5.68)$$

jossa

$\sigma_{s,o}$  on ilman betonin vetojäykistysvaikutusta laskettu raudoituksen vetojännitys

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s}$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a}$$

jossa edelleen

$f_{cm}$  on betonin keskimääräinen vetojännitys

$\rho_s = A_s/A_{ct}$  on raudoitussuhde

$A_s$  on vedettyyn betonin poikkileikkauksalaan  $A_{ct}$  sisältyvän vetoraudoituksen kokonaispinta-ala

$A, I$  ovat tehollisen liittopoikkileikkauksen ala ja neliömomentti, kun vedettyä betonia ja mahdollista ohutlevyä ei huomioida

$A_a, I_a$  ovat teräsprofiilin vastaavat suureet

Halkeamaleveydet saadaan rajoitettua hyväksyttäviin arvoihin valitsemalla suurimmat mahdolliset teräskoot edellisen sivun taulukosta (*Taulukko 5.10*) tai rajoittamalla tankojakoa alla olevan taulukon mukaisiksi (*Taulukko 5.11*).

**Taulukko 5.11** Tankojen enimmäisjaot, kun tangoilla on hyvä tartunta [5, s. 74].

Raudoituksen jännitys $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tankojen suurimmat välit [mm], jotka vastaavat halkeamaleveyden arvoja $w_k$		
	$w_k = 0,4mm$	$w_k = 0,3mm$	$w_k = 0,2mm$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Kannattaa huomata, että halkeilun rajoittamiseksi hyväksyttävälle tasolle riittää jomankumman vaatimuksen toteutuminen. Molempien vaatimusten taustalla on näet sama ominaisuus, joka liittyy tartuntajännityksen ja tangon liukuman suhteeseen, joka on likimäärin riippumaton tangon halkaisijasta. Raudoituksen piirillä sen sijaan on oleellinen asema tarkastelussa, mutta tietyille raudoituspinta-alalle se voidaan ilmaista kumman tahansa suhteen.

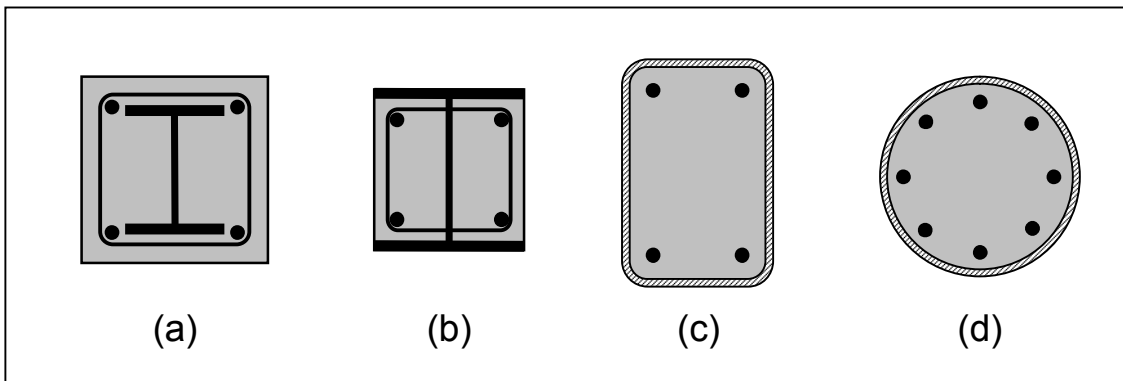
## 6 LIITTOPILARIT

Liittopilareiden käyttö juontaa juurensa teräspilareiden palosuojaustarpeesta. Vasta myöhemmin on ymmärretty palosuojaksi tarkoitetun betonin merkitys pilarin rakenteellisen toiminnan kannalta [9, s. 172]. Palomitoitus hallitsee silti edelleen liittopilareiden mitoitusta useassa tapauksessa. Liittopilareihin rinnastetaan tässä työssä EC4:n hengessä myös muut puristetut liittorakenneosat, jotka eivät välttämättä ole pystyrakenteita.

EN 1994-1-1 tuntee kirjavan joukon liittopilaripoikkileikkauksia. Ne voidaan jakaa kahteen ryhmään:

- (1) betonilla osittain tai kokonaan ympäröityihin ja
- (2) betonitäytteisiin [3, s. 71].

Suomessa käytetään ainoastaan tyyppiä (2) suorakaide- tai pyöröputkiprofiilin muodostaessa teräsosan (*Kuva 6.1* (c) ja (d)), vaikka betonilla kokonaan ympäröity H- tai I-profiili (*Kuva 6.1* (a)) on maailmalla vakiintunut liittopilarin standardityypiksi. Keski-Euroopassa myös osittain betonilla ympäröity poikkileikkaus (*Kuva 6.1* (b)) on suosittu, koska betonointi voidaan suorittaa ilman valumuottia ja liitoksien vaatimat teräspinnat jäävät paljaksi [16]. Myös Suomessa vakiintuneen ratkaisun etuna on se, ettei erillistä valumuottia tarvita. Toisaalta palomitoituksen takia betonointia ei voida toteuttaa raudoittamattomana, joka olisi työnsuorituksen kannalta edullisin vaihtoehto. Raudoituksen kapasiteettia voidaan kuitenkin hyödyntää myös käyttölämpötilamitoituksessa.



**Kuva 6.1** Tyypillisiä liittopilaripoikkileikkauksia EN-1994-1-1 mukaan [5, s. 53].

Liittopilareiden käsittely rajataan tässä työssä koskemaan vain betonitäytteisiä putkiprofiileita. Käytetyt merkinnät on esitetty teoriaosuudessa (katso *Kuva 2.13*). Betonin lujuusluokat rajataan EC4:ssä välille C20/25...C50/60 [5, s. 53].

Poikkileikkauksesta riippumatta tulee tarkistaa

- kestävyys puristus- taivutus- leikkaus- ja yhdistettyjen rasitusten suhteen
- teräsprofiilin levyosien lommahduskestävyys
- kuormien siirtyminen pilariin



- teräs- ja betoniosan välinen leikkauskestävyys [5, s. 53].

Kestävyysmitoitukseen on olemassa yleinen ja yksinkertaistettu menetelmä. Tässä työssä esitetään vain liitopilareiden yksinkertaistettu suunnittelumenetelmä, koska EN 1994-1-1 mukaista yleistä suunnittelumenetelmää ei voi edes periaatteessa soveltaa ilman atk-pohjaisia työkaluja, jos niilläkään. Lisäksi EC4 antaa vain lähtökohdat yleisen menetelmän soveltamiselle täsmällisten laskusääntöjen sijaan. [21, s. 105.] Myös yksinkertaistettua suunnittelumenetelmää sovelletaan normaalisti mitoitusohjelmien tai valmiiksi laadittujen kapasiteettikäyrästäjien kautta. Jokaisen suunnittelijan on kuitenkin ymmärrettävä menetelmän perusteet, jolloin laskelmat voidaan tarkistaa karkealla tarkkuudella myös käsin.

Yksinkertaistetun suunnittelumenetelmän soveltamisala on rajoitettu kaksoissymmetrisiin ja pilarin pituudella muuttumattomiin poikkileikkauksiin. Kaavasta (6.12) saatava suhteellinen hoikkuus  $\bar{\lambda}$  saa olla enintään:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (6.1)$$

Lisäksi liitopilarin teräsosakertoimen (6.10) tulee täyttää ehto  $0,2 \leq \delta \leq 0,9$ . Teräsosakertoimen ollessa liian pieni tulkitaan poikkileikkaus betonirakenteeksi ja toisessa ääripäässä teräsrakenteeksi. Vanhan mitoituskäytännön mukaan tutkittiin betoniosakerointia [3, s. 75].

Teräsprofiilin lommahdusta ei tarvitse tutkia, jos putken seinämävahvuus täyttää lausekkeen (6.2) ehdot [5, s. 53].

$$t \geq \begin{cases} h/52\varepsilon & \text{suorakaidepoikkileikkaukselle} \\ d/90\varepsilon^2 & \text{ympyräpoikkileikkaukselle} \end{cases} \quad (6.2)$$

Ehdot (6.2) ovat väljempiä verrattuna EC3 taulukon 5.2 esittämiin poikkileikkausluokan 2 vaatimuksiin kahdelta reunalta puristetuille taso-osille. Tämä johtuu betonin levyosille tarjoamasta tuesta. [21, s. 105.] Suomessa yleensä käytettyjen varastopoikkileikkausten mittasuhteet täyttävät edellä mainitut ehdot lujuusluokkaan S355 asti. Suorakaidepoikkileikkausten tavalliset mittasuhteet ovat myös vaatimuksen (6.3) [5, s. 55] mukaisia.

$$0,2 \leq \frac{h}{b} \leq 5 \quad (6.3)$$

Laskelmissa käytettävä raudoitussuhde  $\rho_s = A_s/A_c$  saa olla enintään 6 % [5, s. 55]. Toisaalta suhteen ollessa alle 0,3 % ei raudoitusta kannata huomioida lainkaan [5, s. 65]. Yksinkertaistetun suunnittelumenetelmän käyttöaluetta on laajennettu esistandardin esittämästä ( $0,3\% \leq \rho_s \leq 4\%$ ) [47, s. 69], joka oli yhtenevä EC2:n kanssa [21, s. 106].

## 6.1 Analyysimenetelmät

Pääasiassa puristettujen rakenneosien kuten pilarien mitoituksessa stabiiliusilmiöt ovat usein merkittävässä roolissa. Riittävän hoikan pilarin oletetaan menettävän stabiiliutensa nurjahtamalla. Nurjahdusta tutkittaessa herää usein kysymys toisen kertaluvun vaikutusten huomioon ottamisesta. Perussääntö on, että liittopilarien mitoituksessa toisen kertaluvun vaikutukset otetaan huomioon [5, s. 57]. Rakenneosatarkastelussa saadaan kui-

tenkin käyttää lineaarista teoriaa, jos tämän työn kohdan 4.1.1 mukaisesti  $\alpha_{cr} \geq 10$  ja kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma (2.22) on määritetty käyttämällä tehollista taivutusjäykkyyttä (6.4) [5, s. 58].

$$(EI)_{eff,II} = 0,9(E_a I_a + E_s I_s + 0,5 E_{cm} I_c) \quad (6.4)$$

Ehto toisen kertaluvun vaikutusten unohtamiseksi voidaan muotoilla pilarien tapauksessa havainnollisempaan muotoon (6.5) [9, s. 194].

$$N_{cr,eff} \geq 10 N_{Ed} \quad (6.5)$$

Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan ottaa huomioon epäsuorasti korottamalla suurinta lineaarisen tarkastelun mukaista mitoitustaivutusmomenttia  $M_{Ed}$  kertoimella (6.6) [5, s. 58].

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \geq 1,0 \quad (6.6)$$

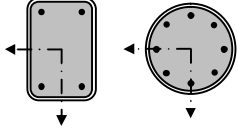
jossa

$N_{cr,eff}$  on tehollista taivutusjäykkyyttä (6.4) vastaava kriittinen kuorma kyseisen akselin suhteen, kun nurjahduspituudeksi otetaan pilarin pituus

$$\beta = \begin{cases} 1,0 & \text{pilarin vinoudesta, alkukäyrydestä tai} \\ & \text{poikitaikuormista aiheutuville momenteille} \\ 0,66 + 0,44(M_2/M_1) \geq 0,44 & \text{päätymomenteille } M_1 \text{ ja } M_2, \text{ kun } |M_2| \leq |M_1| \end{cases}$$

Vaikka toisen kertaluvun vaikutukset voidaankin joskus jättää huomioimatta kokonais-tarkastelun (katso kohta 4.1.2) lisäksi myös rakenneosatarkastelussa, täytyy liittopilarien epätarkkuudet ottaa aina huomioon tarkasteltaessa stabiiliutta rakenneosan pituudella [5, s. 24; 21, s. 110]. Epätarkkuudet huomioidaan vanhasta käytännöstä poiketen alkukaarevuutena, jonka maksimipoikkeama virheettömästä muodosta jänteen puolivälissä ( $e_0$ ) [21, s. 110] on ilmoitettu alla olevassa taulukossa (Taulukko 6.1).

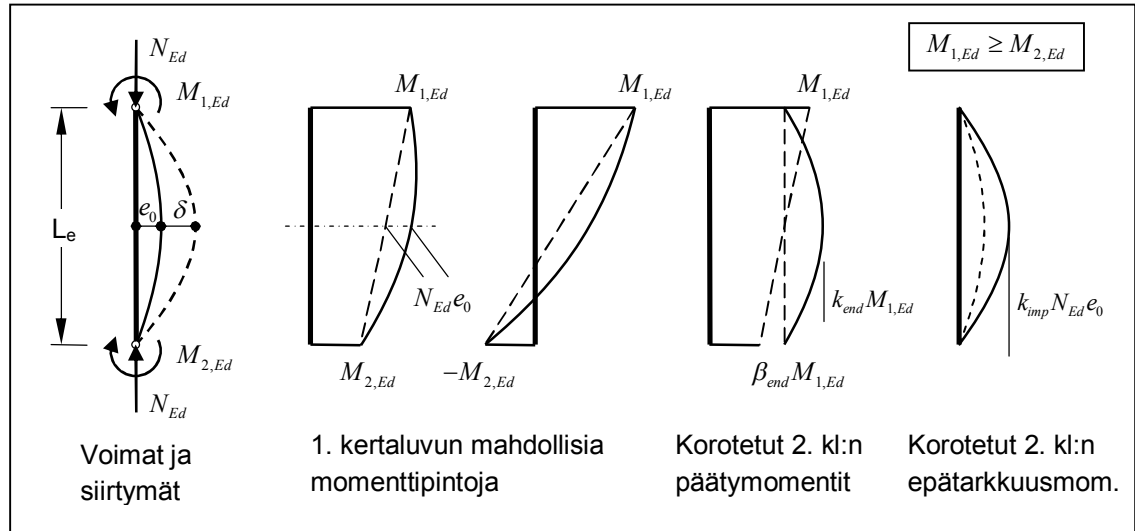
**Taulukko 6.1** Betonitäytteisten putkipilareiden nurjahduskäyrät ja epätarkkuudet [5, s. 60].

	Rajat	Nurjahdus- dusakseli	Nurjahdus- käyrä	Pilarin vinous tai alkukäyryys $e_0$
	$\rho_s \leq 3\%$	kaikki	a ( $\alpha = 0,21$ )	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	kaikki	b ( $\alpha = 0,34$ )	L/200

Taulukon ilmoittama nurjahduskäyrä viittaa standardin EN 1993-1-1 kohdassa 6.3.1.2 esitettyihin nurjahduskäyriin, joista tarpeelliset on esitetty myös alla olevassa kuvassa (Kuva 6.4).

”Täydellisen” pilarin päätymomenttien aiheuttama momenttipinta voidaan yhdistää alkukäyrydestä (maksimipoikkeama  $e_0$ : Taulukko 6.1) aiheutuvaan momenttipintaan superpositioperiaatteella, jolloin molemmille momenttipinnoille määritetään oma kerroin  $k_i$ . Näin on tehty alla olevassa kuvassa (Kuva 6.2). Tällöin vaatimus  $k_i \geq 1,0$  tuot-

taa kuitenkin turhan konservatiivisen tuloksen. Parempi vaihtoehto maksimipäätymomentin muunnetulle arvolle olisi  $k_{end}M_{1,Ed}$  ilman rajoitusta  $k_{end} \geq 1,0$ . [21, s. 110–111.]



**Kuva 6.2** Toisen kertaluvun vaikutukset ja mitoitusmomentit [9, s. 195; 19, s. 64].

Taivutusmomentin mitoitusarvo pilarin pituudella saadaan kaavasta (6.7) [9, s. 195].

$$M_{Ed} = k_{end}M_{1,Ed} + k_{imp}M_{imp,Ed} \geq M_{1,Ed} \quad (6.7)$$

jossa

$$M_{imp,Ed} = N_{Ed}e_0 \quad \text{on alkukaarevuudesta aiheutuva maksimimomentti, joka esiin-}$$

tyy pilarin korkeuden puolivälissä

## 6.2 Puristuskestävyys

Riittävän lyhyille liittopilareille voidaan laskea teoreettinen tyssäntymiskuorma poikkileikkauksen osien plastisten kestävyysien summana. Käytännössä näin lyhyet pilarit eivät kuitenkaan ole sovellettavissa todellisissa rakenteissa [3, s. 73]. Plastisuusteorian mukaista pilarin puristuskestävyyttä tarvitaan kuitenkin muiden suureiden laskennassa. Yleensä pilarin puristuskestävyys määräytyy nurjahduksen perusteella. Tässä kappalessa on käsitelty keskeisesti kuormitetun pilarin nurjahduskuormaa.

### 6.2.1 Tyssäntymiskuorma

Betonitäyteen putkipoikkileikkauksen plastinen puristuskestävyys eli tyssäntymiskuorma saadaan laskemalla eri osien kestävyudet yhteen [5, s. 55; 3, s. 73]:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6.8)$$

Kaavassa (6.8) on syytä huomata betonille sallittu täysi sylinterilujuuden mitoitusarvo. Tämä normaalia korkeampi lujuus on selitettävissä rakenneputken tuottamalla sulke-  
misvaikutuksella [21, s. 106].

Poikkileikkaukseltaan pyöreät putket tarjoavat paremman tuen betonin poikittaista laajenemistaipumusta vastaan, koska laajeneminen aiheuttaa pyöreään teräsvaippaan

vain vetojännitystä. Suorakaideputkien taso-osiin puolestaan kohdistuu taivutusta, jolloin kyky vastustaa betonin poikittaista laajentumista heikkenee. Laajenemisen tehokas estäminen pyöröputkissa mobilisoi betoniin kolmiakselisen jännitystilän, jolloin murtojuuus on yksiakselista lujuutta huomattavasti suurempi. Betonin kapasiteetin nousu kannattaa hyödyntää, vaikka samalla joudutaan huomioimaan vetojännityksen aiheuttama rakenneteräs-poikkileikkauksen kapasiteetin lasku. [21, s. 107.] Yhteisvaikutukset huomioidaan kertoimilla  $\eta_a$  ja  $\eta_c$ . Betonitäytteisen pyöreän putkiprofiilin, jonka

- $\bar{\lambda} \leq 0,5$  ja
- $e/d < 0,1$  ( $e = M_{ed}/N_{Ed}$  on kuorman epäkeskisyyss)

poikkileikkauksen tyssäntymiskuorma lasketaan kaavalla (6.9) [5, s. 56].

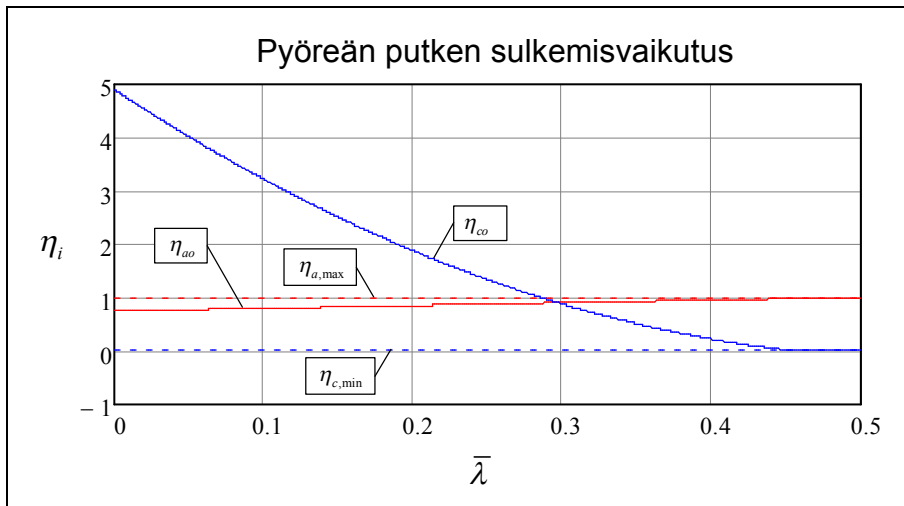
$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + \left( 1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6.9)$$

jossa

$$\begin{cases} \eta_a = \eta_{ao} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1,0 \\ \eta_c = \eta_{co} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0 \end{cases} \quad \text{keskisesti kuormitetuissa pilareissa (} e = 0 \text{)}$$

$$\begin{cases} \eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao})(10e/d) \\ \eta_c = \eta_{co}(1 - 10e/d) \end{cases} \quad \text{kun } 0 < e/d \leq 0,1$$

Näiden kertoimien vaihteluvälit on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 6.3). Kertoimen  $\eta_c$  vaihteluväli on punaisten ja kertoimen  $\eta_a$  sinisten käyrien välisellä alueella. Parametri  $e/d$  määrää kertoimien arvot esitetyn vaihteluvälin sisällä.



**Kuva 6.3** Pyöreän betonitäytteisen putkipilarin sulkemisvaikutukseen liittyvien lujuuden korjauskertoimien vaihteluvälit.

Kertoimien kaavat pohjautuvat mittavaan kokeelliseen tutkimusaineistoon [9, s. 198]. Periaatteiltaan laskenta ei ole muuttunut suunnitteluohjeen by26 esittämästä [2, s. 12]. Teräsosakertoimen (6.10) laskennassa ei kuitenkaan hyödynnetä sulkemisvaikutusta.

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (6.10)$$

### 6.2.2 Keskisesti kuormitetun pilarin nurjahduskuorma

Vaikka tässä luvussa käsitellään teorian kannalta keskisesti kuormitettua pilaria, on syytä pitää mielessä, että mikään todellinen rakenneosa ei ole keskisesti kuormitettu. Lisäksi erilaiset epätarkkuudet aiheuttavat aina pilariin myös taivutusrasitusta. Oman osansa mitoitukseen tuovat myös toisen kertaluvun vaikutukset. Kaikki nämä vaikutukset voidaan kuitenkin ajatella sisällytettävän standardin EN 1993-1-1 kohdan 6.3.1.2 mukaiseen puristuskestävyyden pienennyskertoimeen  $\chi$ , jota sovelletaan liittopilareille mitoitusuhdon (6.11) [5, s. 58] mukaisesti.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.11)$$

jossa

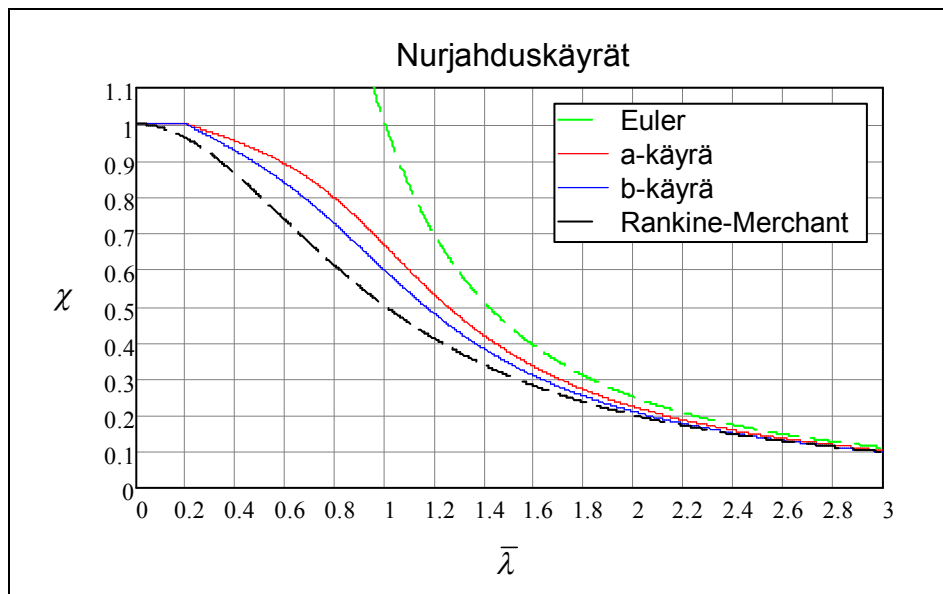
$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$$

jossa edelleen

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

$\alpha$  on nurjahduskäyrästä riippuva epätarkkuustekijä (katso *Taulukko 6.1*)

Betonitäytteisten putkipilarien mitoituksessa käytetyt nurjahduskäyrät on esitetty alla olevassa kuvassa (*Kuva 6.4*). Katkoviivoilla on näytetty myös nurjahduskäyrien taustalla olevan Rankine-Merchant -kaavan mukainen pienennyskerroin (2.24) sekä ideaalimäinen nurjahduskuorma.



**Kuva 6.4** Keskisesti kuormitetun betonitäytteisen putkipilarin mitoituksessa tarvittavat nurjahduskäyrät a ja b [34, s. 64].

Suhteellinen hoikkuus lasketaan kaavalla (6.12). Materiaaliosavarmuuskertoimet jätetään huomioimatta termiä  $N_{pl,Rk}$  laskettaessa, koska ne eivät vaikuta Eulerinkaan teorian mukaiseen nurjahduskuorman  $N_{cr}$  suuruuteen [9, s. 192]. Suunnitteluohjeen by26 lähestymistavassa osavarmuuskertoimet huomioitiin [2, s. 11], minkä voidaan tulkita johtaneen perusteettomaan kapasiteetin kasvuun [19, s. 55].

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (6.12)$$

jossa

$N_{pl,Rk}$  on plastisen puristuskestävyyden (6.8) ominaisarvo

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L_{cr}^2} \quad \text{on kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma [9, s. 191]}$$

jossa edelleen

$L_{cr}$  on pilarin tuentaa ja taivutussuuntaa vastaava nurjahduspituus

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + 0,6 E_{cm} I_c \quad (6.13)$$

Kaavassa (6.13) kerroin 0,6 huomioi betonin halkeilun [21, s. 108], koska  $I_c$  ei sitä tee.

Pitkäaikaisvaikutukset otetaan tehollisen taivutusjäykkyyden (6.13) laskennassa huomioon pienentämällä betonin sekanttikimmokerrointa  $E_{cm}$  arvoon (6.14). [5, s. 57.]

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t} \quad (6.14)$$

jossa

$N_{G,Ed}$  pysyvän normaalivoiman mitoitusarvo

$\varphi_t$  on virumaluku (katso sivu 51)

Pilarin mitoitus on harvoin herkkä virumaluvun pienille muutoksille, joten suunnittelussa voi huoletta tehdä varmalla puolella olevia oletuksia sen suuruudesta. Oletukset todella ovat tarpeen, koska muunnetun paksuuden laskemista teräsputken sisään suljetulle betonipoikkileikkaukselle ei ole määritelty [4]. Samoin betonia ympäröivien olosuhteiden määrittely on vähintäänkin epämääräistä. Kaikille pilareille voi tyypillisesti käyttää samaa virumaluvusta riippuvaa tehollista betonin kimmokerrointa. [21, s. 108.] Lopullisesta standardista EN 1994-1-1 on jätetty pois esistandardissa [47, s. 72] esitetyt ehdot sille, milloin pitkäaikaisvaikutukset tulisi huomioida. Sen tähden on oletettava, että ne huomioidaan aina. Kaava (6.13) muuttuu siis muotoon (6.15).

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + 0,6 E_{c,eff} I_c \quad (6.15)$$

### Kapasiteetin vertailu: EC4 ja by26

Keskisesti kuormitetun pilarin kapasiteetti määritetään EN 1994-1-1 mukaan samankaltaisilla menetelmillä kuin aiemmin ohjeen by26 mukaan. Mitoitus muistuttaa läheisesti myös teräspilarin nurjahdusmitoitusta EN 1993-1-1 mukaan. Taustalla oleva teoria on

by26:ssa ja EC4:ssä selvästi sama, EC4:ssä se on vain esitetty hieman jalostuneemmassa muodossa. Näiden kahden laskentatavan analyttinen vertailu ei onnistu, koska sopivaa yhteistä muuttujaa on vaikea löytää. Lisäksi menetelmissä on haettu varmuutta toisistaan poikkeavilla keinoilla, vaikka laskentaperiaate ja lopputulokset ovatkin vertailukelpoisia. Ainoa vertailumenetelmä on työläs parametrinen tarkastelu, jollainen on suoritettu liitteissä 1 ja 2 kaikille lähteen [54] käsittelemille betonitäyhteisille ympyrä- ja neliöputkiprofiileille tietyllä nurjahduspituudella. Ottamatta kantaa kuormien määritykseen, tehdään seuraavassa toteamuksia rajauksen mukaisten liittopilarien kapasiteetissa tapahtuvista muutoksista tehtyjen vertailujen perusteella.

Poikkileikkauksen plastinen puristuskestävyys kasvaa noin 10 %. Hoikkuudella ei ole tähän tietenkään vaikutusta. Puolet kasvusta seuraa rakenneteräksen materiaaliolosuhteiden pienemisestä arvosta 1,1 arvoon 1,0. Toinen puoli kasvusta johtuu erilaisista oletuksista betonin jännitysten suhteen. EC4:ssä betonin jännitykseksi oletetaan *synterilujuuden* mitoitusarvo, by26:ssa puolestaan kuutiolujuudesta laskettava *puristuslujuuden* mitoitusarvo. Raskaasti raudoitettujen poikkileikkausten ( $\rho_s > 6\%$ ) puristuskestävyydet kuitenkin pienentyvät, koska EC4:n mukaan näiden poikkileikkausten raudoituksesta ei saa hyödyntää 6 % ylittävää osaa. Täten vertailuissa esiintyneet niinkin suuret raudoitussuhteet kuin 9 % johtavat by26:n kapasiteettia pienempään arvoon.

Käytännön suunnittelutyön kannalta kiinnostavampaa on vertailla normien ennustamia nurjahduskuormia. Liitteiden 1 ja 2 taulukoiden viimeisissä sarakkeissa on verrattu nurjahduskuormien ominaisarvoja. Kannatta huomioda, että EC4:n raudoitussuhteen perusteella hyppäyksittäin vaihtuva nurjahduskäyrä (katso *Taulukko 6.1* ja *Kuva 6.4*) aiheuttaa tuloksiin epäjatkuvuuksia. Pitkäaikaisvaikutukset on vertailukelpoisuuden parantamiseksi otettu kaikkialla huomioon. Yleistrendinä voidaan todeta suhteellisen hoikkien ( $\bar{\lambda}_{EC4} = 1 \dots 2$ ) ja raskaasti raudoitettujen ( $\rho_s > 3\%$ ) pilarien kapasiteetin pienenevän enimmillään 10 %. Kun  $\bar{\lambda}_{EC4} < 1$  ja raudoitussuhde pienenee, kapasiteetit puolestaan kasvavat. Jäykimmillä ja vähiten raudoitetuilla pilareilla EC4:n kapasiteetit ovat miltei 15 % suurempia. Havaintoja tukee myös liitteissä 3–6 esitetyt, lähteen [54] inspiroimat kapasiteettikäyrät. Ne on piirretty nurjahduspituuden  $L$  funktiona kahdelle eri pilaripoikkileikkaukselle raudoitusta varioiden. Käyrien leikkautuminen suurilla hoikkuuksilla johtuu yksinkertaisen laskentamenetelmän soveltamisalueen rajauksesta  $\bar{\lambda} \leq 2,0$ . Vaikka lähteen [54] mitoituskäyrissä onkin pyritty ottamaan EC4:n esistandardien ohella huomioon myös lopullisen standardin määräyksiä [54, s. 7], on niihin sisällytetty myös ylimääräistä varmuutta esimerkiksi käyttämällä nurjahduskäyrää ”c” ja rakenneteräksen osavarmuuskerrointa 1,1. Seurauksena on, että tulokset ovat huomattavasti konservatiivisempia kuin lopullisen standardin mitoitusmenettelyn tulokset.

Todellisissa rakenteissa pyritään usein verrattain suuriin hoikkuuksiin ja palomitoituksen takia pilareihin joudutaan sijoittamaan merkittäviäkin raudoitamääriä. Tekemieni vertailulaskelmien valossa varmuuden pienentymisestä käyttölämpötiloissa ei siis tarvitse yleensä olla huolissaan.

### 6.3 Normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutus

Mitoitettaessa liittopilaria normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutukselle, toisin sanoen epäkeskiselle kuormitukselle, on erotettava toisistaan taivutus yhden akselin suhteen ja vino taivutus. Vinossa taivutuksessa epäkeskisyyttä on molempien pääkoordinaattiakseleiden suunnassa ja kohdan 2.5.3 mukaisesta yhteisvaikutuskäyrästä tuleekin itse asiassa kolmiulotteinen yhteisvaikutuspinta. Seuraavassa on esitetty mitoitus ehdot sekä yhden akselin suhteen että vinosti taivutetulle pilarille. Lisäksi on käsitelty mahdollisten poikittaisten kuormien aiheuttamien leikkausvoimien vaikutusta taivutuksen ja normaalivoiman suhteen laskettavaan kestävyYTEEN. Yhteisvaikutuskäyrän muodostamisen osalta viitataan tämän työn kohtaan 2.5.3.

#### 6.3.1 Taivutus yhden akselin suhteen

Mitoitus perustuu kohdassa 2.5.3 johdettuun yhteisvaikutuskäyrään. On osoitettava, että ehto (6.16) toteutuu. [5, s. 59.]

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Ed}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (6.16)$$

jossa

$M_{Ed}$  on joko kaavalla (6.7) laskettu mitoitusmomentti (epätarkkuudet ja tarvittaessa toisen kertaluvun vaikutukset huomioitu) tai  $M_{1,Ed}$  sen mukaan, kumpi on isompi

$M_{pl,N,Rd}$  on yhteisvaikutuskäyrältä luettava, normaalivoimarasitusta vastaava taivutuskestävyys

$\mu_d$  on tarkasteltavaa taivutussuuntaa vastaava, taivutusrasitusta taivutuskestävyyteen  $M_{pl,Rd}$  (2.35) vertaamalla saatu suhteellinen momentti

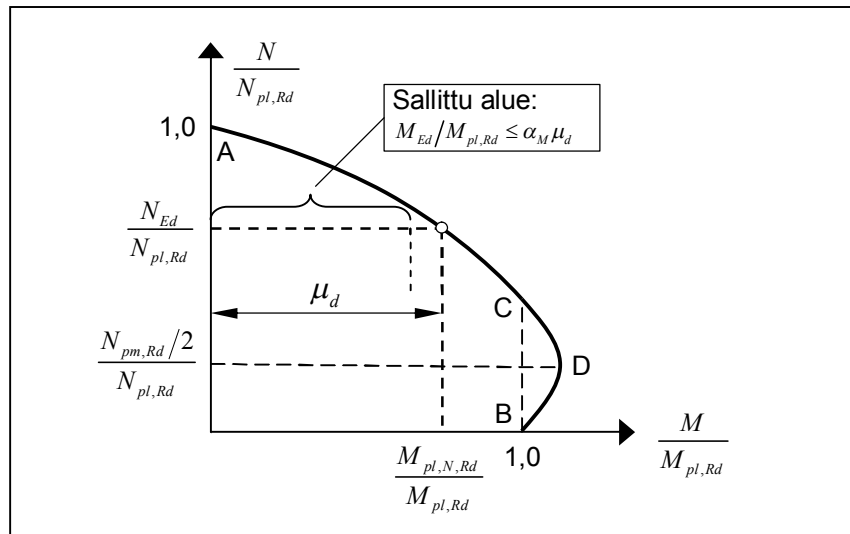
$$\alpha_M = \begin{cases} 0,9 & \text{teräslajeille S235...S355} \\ 0,8 & \text{teräslajeille S420 ja S460} \end{cases}$$

Kertoimen  $\alpha_M$  käytöllä kompensoidaan epävarmalla puolella olevaa oletusta, jonka mukaan plastisessa analyysissä poikkileikkaus plastisoituu täydellisesti neutraaliakseliin saakka. Oletukseen sisältyvä virhe on entistä merkittävämpi korkealujuusteräksillä, joiden korkeampi myötövenymä aiheuttaa lisäepäilyksiä teräksen täydellisestä myötäämis-kyvystä. Samasta syystä korkealujuusbetonien käyttö on rajattu standardin EN 1994-1-1 ulkopuolelle, vaikka tutkimusten perusteella myös luokkaa C50/60 lujemman betonin käyttö betonitäyhteisissä putkipilareissa saattaa olla turvallista. [19, s. 58.]

Toinen lisätarkastelua vaativa termi mitoitus-epäyhtälössä (6.16) on suhteellinen momentti  $\mu_d$ . Se on käsitteenä tuttu teräsbetonipilarin mitoituksesta. Liittopilarin liit-tyvä yhteisvaikutuskäyrä voidaan absoluuttisen esitystavan (Kuva 2.15) ohella piirtää dimensiottoomaan koordinaatistoon, kuten alla olevassa kuvassa (Kuva 6.5) on tehty. Tällöin koordinaattiakseleina ovat



- $M/M_{pl,Rd}$  vaakasuunnassa ja
- $N/N_{pl,Rd}$  pystysuunnassa.



**Kuva 6.5** Suhteellinen momentti  $\mu_d$  yhteisvaikutuskäyrällä [5, s. 61].

Kuvasta on helppo nähdä, että sopivalla normaalivoiman ja momentin yhdistelmällä suhteellinen momentti voi saavuttaa suurempia arvoja kuin 1,0. Tästä kuitenkin varoitettiin jo teoriaosuudessa sivulla 28. Taivutuskestävyyden kasvu normaalivoiman vaikutuksesta voi korostua virheellisesti, jos  $M$  ja  $N$  ovat toisistaan riippumattomia [47, s. 77]. Toisistaan riippuvat varmasti ainakin normaalivoima ja sen epäkeskisyydestä aiheutuva momentti. Virheen välttämiseksi voidaan toimia konservatiivisesti, kuten ohjeissa by26 ja by36: korvataan yhteisvaikutuskäyrän osa BCD janalla BC.

EC4 kuitenkin sallii alueen BCD hyödyntämisen myös toisistaan riippumattomien normaalivoiman ja taivutusmomentin tapauksessa. Annettujen vaatimusten mukaan, jos

$$\gamma_F N_{Ek} < \frac{N_{pm,Rd}}{2} \quad (6.17)$$

jossa

$\gamma_F$  on normaalivoiman osavarmuusluku

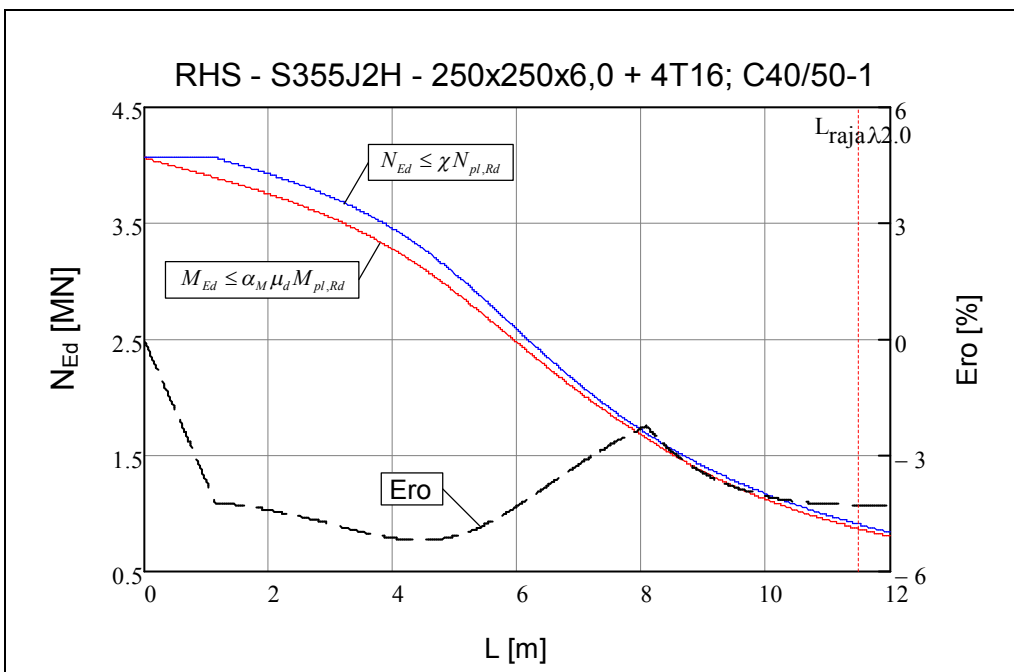
niin taivutuskestävyyden arvo tulisi lukea normaalivoimaa  $0,8\gamma_F N_{Ek}$  vastaavasta absoluuttisen yhteisvaikutuskäyrän pisteestä. Taivutuskapasiteetin lasku on kuitenkin näin menetellen yleensä melko pientä. [5, s. 53; 21, s. 104.] Varminta olisi ainakin käsinlaskennassa pidättäytyä alueella  $\mu_d \leq 1,0$  ja luonnollisesti muutenkin, jos on pienikin epäily siitä, että pienempi mitoitusnormaalivoima kuin  $N_{pm,Rd}$  saattaa rakenteen elinkaaren aikana lakata vaikuttamasta ilman, että taivutusrasitus pienentyisi samalla.

Suhteelliselle momentille voidaan johtaa kaava (6.18) käytettäessä varmasti konservatiivista yhteisvaikutuskäyrän approksimaatiota ACB.

$$\mu_d = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Ed}}{N_{pl,Rd} - N_{pm,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.18)$$

Jos halutaan käyttää yhteisvaikutuskäyrälle tarkempaa approksimaatiota ACDB, kannattaa  $M_{pl,N,Rd}$  määrittää esimerkiksi lineaarisella interpolaatiolla tarkastelupisteen molemminpuolisten taitepisteiden arvoista ottaen kuitenkin huomioon, mitä edellä sanottiin toisistaan riippumattomista voimasuureista. Ainoaksi ongelmaksi muodostuu puhtaan taivutuskestävyyden  $M_{pl,Rd}$  laskenta. Se onnistuu periaatteessa teoriaosuudessa esitetyn kuvan (Kuva 2.16) avulla, mutta ongelmia aiheuttaa suorakaidepoikkileikkauksen pyöristyssäteen huomioiminen erityisesti jännitysresultanttien momenttivarsia neutraaliakselin suhteen laskettaessa. Pyöristyssäteiden huomiotta jättäminen on yleistä, mutta johtaa epävarmalla puolella olevaan tulokseen. Helppoa ei ole myöskään ympyräpoikkileikkaukseen muodostuvien segmenttien käsittely. Varminta on suorittaa laskenta taivutusvastuksiin perustuen kohdan 2.5.3 kaavoilla, jotka tuottavat tarkan tuloksen ainakin suorakaidepoikkileikkaukselle.

Yhteisvaikutuskäyrään perustuen on mahdollista arvioida myös keskimiehitun pilarin kapasiteettia [5, s. 58]. Toisen kertaluvun vaikutukset ja pilarin tukiehdot huomioidaan silloin momentin  $M_{Ed}$  laskennassa. On kuitenkin perusteltua kysyä, miten hyvin edellä kohdassa 6.2.2 esitetty Rankine-Merchant -henkinen laskenta vastaa yhteisvaikutuskäyrän tulosta. Tätä on tarkasteltu alla olevassa kuvassa (Kuva 6.6) nivelpäisen esimerkkipilarin tapauksessa. Kannattaa huomata, että puristusvoiman  $N_{Ed}$  ratkaisu yhteisvaikutusehdosta (6.16) johtaa toisen asteen yhtälön ratkaisemiseen, joka hankalan algebran takia on suoritettava symbolisen laskennan ohjelmistolla.



**Kuva 6.6** Esimerkkipilarin keskeisen puristuskapasiteetin vertailu  $\chi$ -kertoimen ja yhteisvaikutuskäyrän käytön välillä.

Vaikka yhteisvaikutuskäyrälle on käytetty yksinkertaisinta approksimaatiota ACB, tulokset vastaavat hämmästyttävän hyvin toisiaan. Yhteisvaikutuskäyrän tulokset ovat

$\chi$  -menetelmää konservatiivisempia todennäköisesti juuri approksimaatioista johtuen. Menetelmien välinen ero on kaikilla hoikkuuksilla suurimmillaan 5 %. Yhteisvaikutusmenetelmän eroa  $\chi$  -menetelmään nähden kuvaavan käyrän (katkoviiva) kärkipiste noin 8 metrin kohdalla johtuu taivutuskestävyyden  $\alpha_M M_{pl,Rd}$  saavuttamisesta. Siitä eteenpäin puristuskapasiteetin arvoa rajoittaa lisäehto, jonka mukaan epätarkkuuksista ja toisen kertaluvun vaikutuksista syntyvä taivutusmomentti ei saa enää kasvaa. Molemmat menetelmät kuuluvat EN 1994-1-1 otsikon ”Yksinkertaistettu suunnittelumenetelmä” alle, joten niiden pätevyysalue rajoittuu ehdon  $\bar{\lambda} \leq 2,0$  mukaan. Tätä vastaavan kuvassa esitetyn rajapituuden  $L_{raja,\lambda,2,0}$  jälkeen tuloksia ei voi enää vertailla.

### Yhteisvaikutuskäyrän vertailu: EC4 ja by36

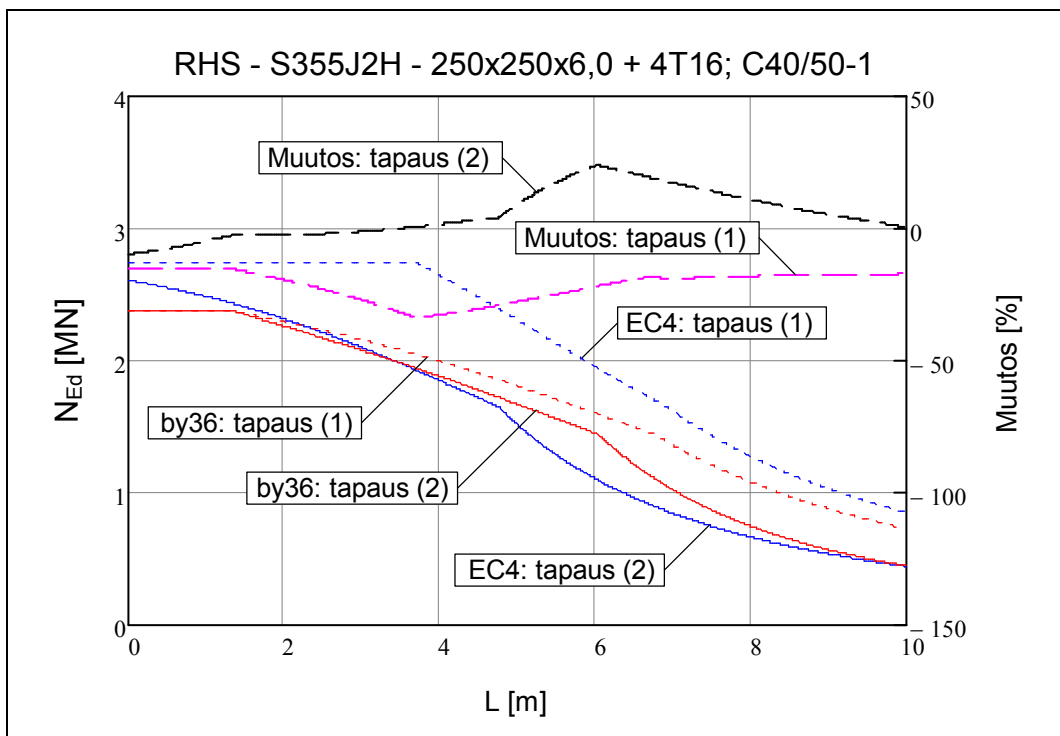
Suunnitteluohjeen by26 mukainen pilarin mitoitus yhdistetyille rasiituksille perustui sovellusohjeen by36 esittämää lineaarista approksimaatiota [3, s. 77–79] tarkempaan, nurjahduksen huomioivaan yhteisvaikutuskäyrän paraabeliapproksimaatioon. Verrattaessa by:n yhteisvaikutuskäyriä yllä esitettyyn EC4:n mukaiseen approksimaatioon, törmätään jälleen tuttuun ongelmaan: muuttujat eivät vastaa toisiaan.

Ohjeiden by26 ja by36 yhteisvaikutuskäyrät liittyvät pilarin nurjahdukseen, joten jokaiselle erilaisen *nurjahdus* pituuden ja poikkileikkauksen yhdistelmälle on piirrettävä oma yhteisvaikutuskäyränsä. EC4:ssä nurjahdus huomioidaan puolestaan tuentatavan ja toisen kertaluvun vaikutusten osalta momentin  $M_{Ed}$  arvossa. Näin ollen EC4:n yhteisvaikutuskäyrä on poikkileikkauskohtainen. Tämä vaikuttaa huomattavasti järkevämmältä ratkaisulta. Tosin by36 esittää puristuskestävyyden toteamiselle esistandardiin ENV 1994-1-1 perustuvan likiarvomenettelyn, jonka yhteisvaikutuskäyrä on myös poikkileikkauskohtainen [3, s. 82]. Tätä menetelmää on käytetty tämän työn vertailujen pohjana. Sen yhteydessä on tosin muistettava, että erittäin suurilla hoikkuuksilla kun  $k_1 < \alpha_c$ , likimääräistys  $k_2 \approx \alpha_c$  alkaa tuottaa virheellisiä tuloksia. Kokemukseni perusteella likimääräistyksen tekemättä jättäminen johtaa kuitenkin ylikonservatiivisiin tuloksiin.

Yhteisvaikutuskäyrien vertailua ei voi tehdä samassa koordinaatistossa, koska momentit eivät ole keskenään vertailukelpoisia. Tässä työssä by36:n ja EC4:n yhteisvaikutuskäyriä onkin verrattu esimerkkitapauksessa (RHS - 355J2H - 250x250x6,0 + 4T16; C40/50-1) piirtämällä sallittu normaalivoiman mitoitusarvo  $N_{Ed}$  pilarin piteuden funktiona alla olevaan kuvaan (Kuva 6.7). Ominaisarvon asemesta päätin ilmoittaa mitoitusarvon, koska materiaaliosavarmuuskertoimien rooli laskentateoriassa on käsitykseni mukaan monitahoisempi kuin pelkästään lujuuksien pienentäminen (vertaa esimerkiksi  $\bar{\lambda}$  :n laskenta by26:n ja EC4:n välillä). Lukijan tehtäväksi jää arvioida materiaali- ja kuormaosavarmuuskertoimien vaikutuksia lopulliseen tulokseen.

Laskenta suoritettiin kahdella päätymomenttien yhdistelmällä. Tapauksessa (1) ne olivat 120 kNm ja -60 kNm ja tapauksessa (2) molemmat päätymomentit asetettiin arvoon 120 kNm. Tapauksen 1 päätymomentti -60 kNm valikoitui kertoimen  $\beta$  perus-

teella siten, että epäedullisin tilanne syntyy arvolla  $M_{2,Ed} = M_{1,Ed}$  ja erimerkkisten momenttien aiheuttamaa positiivista vaikutusta ei voida rajoituksen  $\beta \geq 0,44$  takia enää lisätä välin  $-0,5M_{1,Ed} \geq M_{2,Ed} \geq -M_{1,Ed}$  ulkopuolella. Sovellusohje by36 ei tällaista rajoitetta tunne. Kuvassa pisteviiva symboloi tapausta (1) ja yhtenäinen viiva tapausta (2) sinisten käyrien viitatessa jo vakiintuneen käytännön mukaisesti Eurokoodiin ja punaisten by36:een. Näiden käyrien vertailemiseksi ohuella katkoviivalla on lisäksi piirretty oikealta luettavat muutuskäyrät, jotka kuvaavat sallitun normaalivoiman mitoitusarvon suhteellista muutosta kullakin päätymomenttien yhdistelmällä siirryttäessä standardin EN 1994-1-1 mukaiseen mitoitukseen. Negatiivinen prosenttiluku edustaa tässäkin vertailussa varmuuden pienenemistä vanhaan laskentatapaan nähden.

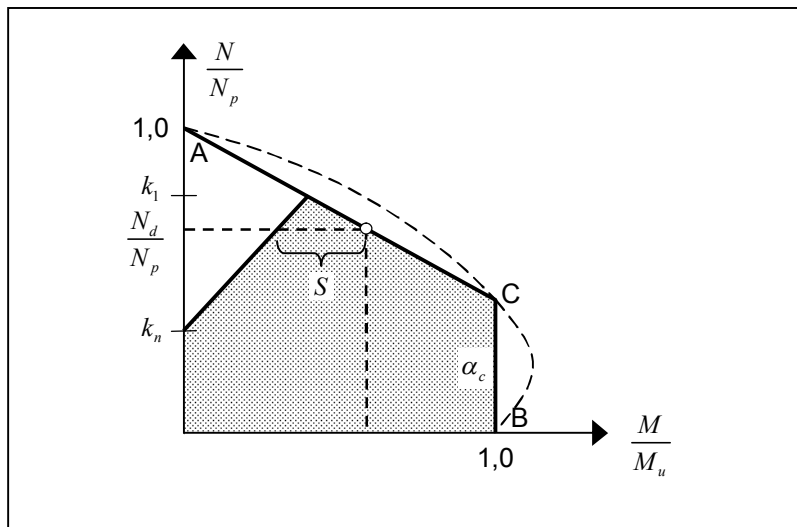


**Kuva 6.7** Yhteisvaikutuskäyrien mukaisten normaalivoimien mitoitusarvojen vertailu kahdelle erilaiselle päätymomenttien yhdistelmälle.

Vertailun tulokset ovat kaksijakoiset. Yhtäältä havaitaan EC4:n olevan vakiomomenttitapauksessa (2) jopa konservatiivisempi kuin by36, mutta toisaalta niin sanotun kaksoiskaarevan taivutusmuodon (tapaus 1) helpottavaa vaikutusta saadaan hyödyntää Eurokoodissa enemmän, jolloin kapasiteetit puolestaan kasvavat. Muutokset esimerkiksi poikkileikkauksen puristusvoiman mitoitusarvossa ovat noin 20 % konservatiiviseen suuntaan tapauksessa (2) ja jopa 30 % epävarmaan suuntaan tapauksessa (1). Verrattaessa tapauksia (1) ja (2) toisiinsa saman laskentaohjeen sisällä huomataan, että EC4:n mukainen kapasiteetti kasvaa rasittavimmasta vakiomomenttitapauksesta (2) enemmän kuin by36:ssa. Tässä suhteessa tilanne ohjeiden välillä kuitenkin tasoittuu negatiivisen päätymomentin pienentyessä, koska tällöin ainoastaan by36 sallii kapasiteetin lisäkasvun. Yleisellä tasolla on kuitenkin todettava, että tähän vertailuun on suhtauduttava va-

rauksella tuloksiin liittyvistä epävarmuustekijöistä johtuen. Varsinkin by36:n mukaisesta yhteisvaikutuskäyrästä on nimittäin erittäin vaikea ratkaista analyttisesti sallittua normaalivoiman arvoa.

Osa kapasiteetin kasvusta selittyy materiaaliosavarmuusluvun muuttumisella. Varsinkin rakenneteräksen osavarmuusluvun muuttumisella arvosta 1,1 arvoon 1,0 on suuri vaikutus. Kokonaisuudessaan ero kapasiteeteissa on mielestäni selitettävissä kuitenkin vain sillä muutoksella, joka tapahtuu mitoitusyhtälössä (6.16) esiintyvän suhteellisen momentin  $\mu_d$  määrittämisessä. Sovellusohjeen by36 mitoitusehdossa tätä merkitään symbolilla  $S$ , mutta sen merkitys on hieman eri kuin EC4:ssä esiintyvän  $\mu_d$ :n. Tätä on havainnollistettu alla olevassa kuvassa (Kuva 6.8).



**Kuva 6.8** Sovellusohjeen by36 mukaisen suhteellisen momentin  $S$  määrittelmä [3, s. 83].

Jälleen on tosin muistettava, etteivät eri ohjeiden mukaisen laskennan momenttiakselit vastaa toisiaan, eikä termejä  $S$  ja  $\mu_d$  voida siten verrata suoraan toisiinsa. Suhteellisten momenttien ero liittyykin siihen, että EC4:ssä on pyritty mitoitusmomenttia toisen keräluvon vaikutuksilla kasvattamalla ottamaan huomioon samoja ilmiöitä, joita yllä kuvattu by36:n mukainen menettely huomioi  $S$ :n arvossa. Tästä huolimatta lopputulokset eivät vertailun perusteella ole samaa muotoa. Tosin vertailun valossa voidaan epäillä myös lähteen [21, s. 111] suositusta, jonka mukaan rajoitus  $k \geq 1,0$  ei ole tarpeen pääty- ja epätarkkuusmomenttien yhdistelmässä päätymomenttien osuudelle. Suositusta on tämän työn vertailulaskelmissa tulkittu siten, että aina on oltava  $M_{Ed} \geq M_{1,Ed}$  ja se näkyy yllä olevassa kuvassa (Kuva 6.7) ”EC4: tapauksen (1)” -käyrässä vaakasuorana osana noin 3,5 metriin asti.

Standardin EN 1994-1-1 antamia tuloksia on verrattu kansainvälisissä tieteellisissä julkaisuissa myös koekuormitustuloksiin. Yksi kattavimmista vertailuista on esitetty lähteessä [55], jossa on verrattu 1819 lyhyen ja pitkän betonitäytteen liittopilarin koekuormitustuloksia standardin EN 1994-1-1 ennustamiin kapasiteetteihin ja saatu rohkai-

sevan säännönmukaisia tuloksia. Johtopäätöksenä on siis todettava, että esistandardin ENV 1994-1-1 ja siten myös by36:n tulokset olivat turhan konservatiivisia. Laskuvirheille ei tosin ole enää juurikaan varaa, mutta onneksi uusi laskentamenetelmä on ainakin omasta mielestäni selkeämpi ja helppokäyttöisempi. Ensiarvoisen tärkeää on sisäistää toisen kertaluvun vaikutukset huomioivan k-kertoimen käytön periaatteet.

### 6.3.2 Vino taivutus

Vino taivutus tarkoittaa tilannetta, jossa pilariin syntyy taivutusrasituksia molempien pääakseleiden suunnassa. Tällöin ulospäin näkyvä kokonaistaivutus tapahtuu molempiin pääakseleihin nähden vinon akselin ympäri. Kestävyyden tarkistaminen puristuksen ja vinon taivutuksen yhdistelmää vastaan ei tuota juurikaan enempää työtä edellä esitettyyn verrattuna, kun käsitellään rajauksen mukaisia poikkileikkauksia. Tämä johtuu siitä, että useimmiten käytettyjen neliö- tai ympyräpoikkileikkausten tapauksessa yhteisvaikutuskäyrä on sama molempien symmetria-akseleiden suhteen. Jos suorakaidepoikkileikkaukselle on voimassa  $b \neq h$ , joudutaan molempien suuntien yhteisvaikutuskäyrät määrittämään erikseen. Kaavat vastaavat kuitenkin edellä vahvemmalle suunnalle esitetyjä.

Eurokoodi 4 ei ota asiaan yksiselitteistä kantaa, mutta tässä työssä puhutaan y-suunnan taivutuksesta, kun taivutus tapahtuu z-akselin ympäri ja vastaavasti y-akselin ympäri tapahtuvasta taivutuksesta z-suunnan taivutuksena. Tällöin y-suunnan taivutus on tavallisesti heikomman suunnan taivutusta, jos poikkileikkauksen ominaisuudet eroavat pääakselien suunnissa. Tällä merkintäsopimuksella ei ole merkitystä, kunhan suunnittelija käyttää valitsemaansa merkintätapaa järjestelmällisesti. Mitoitusehtoina vinossa taivutuksessa on ensin tarkistettava y- ja z-suuntien taivutus erikseen kaavoilla (6.19) ja (6.20) [5, s. 61].

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,N,Ed}} = \frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad (6.19)$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,N,Rd}} = \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (6.20)$$

joissa

$\mu_{dy}$  ja  $\mu_{dz}$  määritetään asianomaisesta yhteisvaikutuskäyrästä yllä esitettyssä kuvassa (Kuva 6.5) on näytetty ja sivulla 118 määritelty

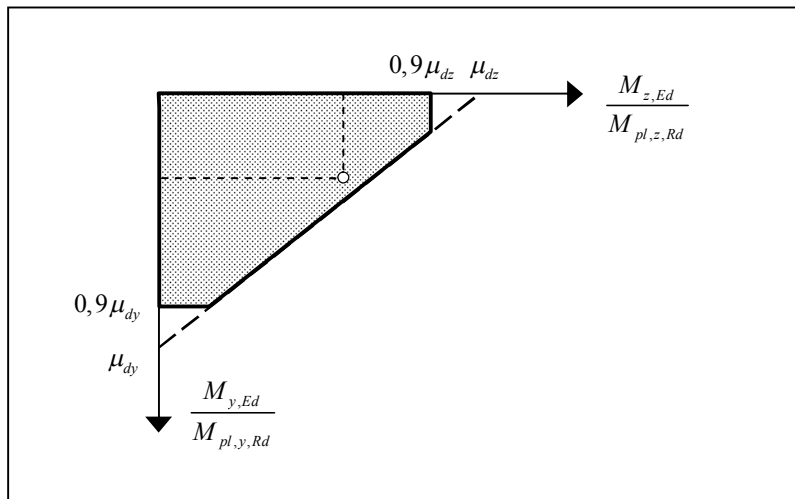
$\alpha_M = \alpha_{M,y}$  on määritelty sivulla 118

$\alpha_M = \alpha_{M,z}$  määritellään vastaavasti y-suunnan kanssa.

Nämä ehdot ovat määrääviä yleensä vain, jos toisen suunnan taivutus on toista huomattavasti suurempi [21, s. 111]. Muussa tapauksessa mitoituksen puristuksen ja vinon taivutuksen suhteen määrää eri suuntien taivutusmomenttien välillä vaikuttava lineaarinen yhteisvaikutusehto (6.21) [5, s. 61].

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.21)$$

Kuvaajana vinon taivutuksen yhteisvaikutusehto (6.21) on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 6.9), joka edustaa esimerkiksi suorakaidepoikkileikkausta, jonka taivutuskestävyys  $y$ - ja  $z$ -suunnissa on erilainen. Itse asiassa mitoitusyhtälöt (6.19) ja (6.21) voidaan piirtää myös samaan kuvaan, mutta silloin tarvitaan kolmas akseli ja muodostuu yhteisvaikutuspinta. 3-ulotteiselta tarkastelulta vältytään tarkistelemalla yhtälöitä itsenäisinä. Alla oleva kuva saadaan leikkaamalla yhteisvaikutuspinta kuvion pohjan kanssa yhdensuuntaisella tasolla korkeudelta  $N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ .



**Kuva 6.9** Lineaarinen yhteisvaikutusehto poikkileikkaukselle, jonka taivutuskestävyys eri suuntiin ei ole sama.

Aiemmin hyväksyttiin jopa elliptinen yhteisvaikutusehto, jossa kaavan (6.21) termit korotettiin toiseen potenssiin [56, s. 126–127]. Vinoon taivutukseen liittyy kuitenkin niin paljon epävarmuustekijöitä, että nykyistä suuntausta, joka on varmallalla puolella, voidaan pitää oikeansuuntaisena kehityksenä.

Yleensä on pääteltävissä, kummassa suunnassa murtuminen tapahtuu. Epätarkkuuksista aiheutuva momentti  $k_{imp} N_{Ed} e_0$  toisen kertaluvun vaikutukset huomioituna sisällytetään tällöin vain oletetun murtumissuunnan mitoitusmomenttiin [5, s. 61]. Toisen kertaluvun vaikutukset on kuitenkin huomioitava molempien suuntien päätymomenteissa oletetusta murtumissuunnasta huolimatta. Jollei todennäköisin murtumissuunta ole selvä, on kaikki ehdot tarkistettava molemmille suunnille erikseen. Hyvä käytäntö, joka lisäksi helpottaa suunnittelijan työtä, on laskea molempien suuntien mitoitusmomentit samoilla perusteilla sisällyttämällä kumpaankin epätarkkuuksista aiheutuva momentti toisen kertaluvun vaikutuksilla korotettuna ja ryhtyä miettimään todennäköisintä murtumissuuntaa vasta, jos edellä esitetyt mitoitus ehdot eivät täyty. Pieni ylitys on mahdollista kompensoida huomioimalla toisen kertaluvun epätarkkuusmomentti vain murtumissuunnassa. [21, s. 111.] Selvän ylityksen tapauksessa on mietittävä muita keinoja kapasiteetin kasvattamiseksi.

### 6.3.3 Poikittaisten leikkausvoimien vaikutus

Liittopilareihin, joiden pituudelle kohdistuu poikittaisia kuormia ja niistä tai päätymomenteista aiheutuvaa taivutusjakaumaa, kohdistuu myös poikittaista leikkausvoimaa. Kuten palkeilla, myös pilareilla tämän leikkausrasituksen vaikutuksia on arvioitava rakenneosan kestävyyttä ennustettaessa. Perusteet ovat aivan samat kuin palkeille on kohdassa 5.3.3 esitetty, eli jos teräsprofiiliin vaikuttava leikkausvoima  $V_{a,Ed}$  ylittää puolet teräsprofiilin leikkauskestävyyden mitoitusarvosta  $V_{pl,a,Rd}$ , pienennetään teräksen lujouden mitoitusarvoa kertoimella  $(1-\rho)$  leikkausjännitysten jakautumisalueella. Teräsosalle tulee tämän lisäksi luonnollisesti olla voimassa ehto (6.22).

$$V_{a,Ed} \leq V_{pl,a,Rd} \quad (6.22)$$

jossa

$$V_{pl,a,Rd} \quad \text{lasketaan standardin EN 1993-1-1 kohdan 6.2.6 mukaisesti}$$

Liittopilarin teräsbetoniosalle täytyy vastaavasti täytyä ehto (6.23). [5, s. 55–56.]

$$V_{Rd,max} \geq V_{c,Ed} \leq V_{Rd,s} \quad (6.23)$$

jossa

$$V_{Rd,max} \text{ ja } V_{Rd,s} \quad \text{lasketaan standardin EN 1992-1-1 kohdan 6.2.3 mukaisesti.}$$

Ongelmaksi jää enää määrittää, miten leikkausrasitus jakautuu teräsosan ja raudoitetun betonin kesken. EC4 sallii jaon momenttikestävyyksien suhteessa kaavoilla (6.24)–(6.25), jollei tarkempia menetelmiä käytetä.

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.24)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (6.25)$$

Yksinkertaistuksena voidaan myös olettaa leikkausvoiman  $V_{Ed}$  vaikuttavan pelkkään teräsprofiiliin. [5, s. 56.] Tällöin kannattaakin ensin tarkistaa, ylittääkö kokonaisleikkausvoima  $V_{Ed}$  puolta teräsprofiilin leikkauskestävyyden mitoitusarvosta  $V_{pl,a,Rd}$  ja miettiä leikkausrasitusten jakautumista osien kesken vasta jos näin käy [21, s. 107].

## 6.4 Leikkausliitos ja kuormien siirtyminen

Ulkoisista rasituksista kuten poikittaisvoimista tai päätymomenteista aiheutuvat pitkitäiset leikkausjännitykset teräksen ja betonin rajapinnassa ovat pääasiassa aksiaalikuormitetuissa liittopilareissa tavallisesti niin pieniä, ettei niistä tarvitse mitoituksessa huolehtia [5, s. 62; 8, s. 42; 9, s. 196]. Tämä pätee erityisen hyvin betonitäytteiselle putkipilarille, jossa rajapinta sijaitsee aina lähellä rakenteen ulkopintaa. Momentin muutokset merkitsevät kuitenkin muutoksia myös jännitysresultanteissa, jotka on hallittava leikkausliitoksessa [8, s. 42], joten esimerkiksi voimakkaan kaksoiskaarevan taivutuksen yhteydessä [21, s. 111] saatetaan joutua tarkastelemaan leikkausjännityksiä kimmoisella analyysillä [9, s. 196]. Leikkausliitoksen tarkastelulta ei voida muutenkaan kokonaan



välttää, koska käytännön rakenteissa kuorma välitetään liittopilariin usein siten, että laskentaoletuksen mukainen rasitusten jakautuminen teräs- ja betoniosan kesken niiden kimmokertoimien suhteessa ei ole itsestään selvää. Sen tähden on tarkistettava, että rajapinnan leikkauskestävyys on kuormien siirtymisalueella riittävä tai tarvittaessa lisättävä sitä leikkausliittimin.

Mitoituksessa on esitettävä selkeä kuormien siirtymisreitti, joka ei edellytä osien välistä merkittävää liukumaa [5, s. 61]. Pitkä siirtymisreitti kasvattaa liukuman esiintymisriskiä, joten siirtymisalueen pituutta rajoitetaan kaavan (6.26) mukaan.

$$\ell_V \leq \min(2d; L/3) \quad (6.26)$$

jossa

$d$  on pilarin pienin poikkitaismitta

$L$  on pilarin pituus [5, s. 62; 21, s. 111].

Siirtymisalueella vallitsevien leikkausjännitysten laskemiseksi ei ole EC4:ssä annettu selkeää menetelmää. Yksi keino teräsvaippaan ( $A_a$ ) vaikuttavan tukireaktion aiheuttaman keskimääräisen osien välisen leikkausjännityksen  $\tau_{Ed}$  laskemiseksi on esitetty kaavassa (6.27). Se tosin olettaa kuorman vaikuttavan tasaisesti teräsosan piirillä [4].

$$\tau_{Ed} = \frac{N_{Ed,c}}{u_a \ell_V} \quad (6.27)$$

jossa

$u_a$  poikkileikkauksen ympärysmitta rajapintaa pitkin

$\ell_V$  on siirtymisalueen pituus (6.26)

$$N_{Ed,c} = N_{Ed} \left( 1 - \frac{A_a}{A_i} \right) \quad \text{on teräkseltä betonille siirtyvä normaalivoima}$$

jossa edelleen

$$A_i = A_a + A_c/n + A_s \quad \text{on ideaalinen poikkileikkausala (2.2). [9, s. 197.]}$$

Jos leikkausjännitys ylittää alla olevasta taulukosta (*Taulukko 6.2*) saatavan asianomaisen leikkauslujuuden mitoitusarvon, tulee siirtymisalueelle järjestää mekaaninen leikkausliitos. Leikkauslujuuden suuruudesta on olemassa suuresti vaihtelevia tietoja [8, s. 42] ja tässä esitetyt EN 1994-1-1 mukaiset arvot ovat varsin varovaisia [9, s. 197].

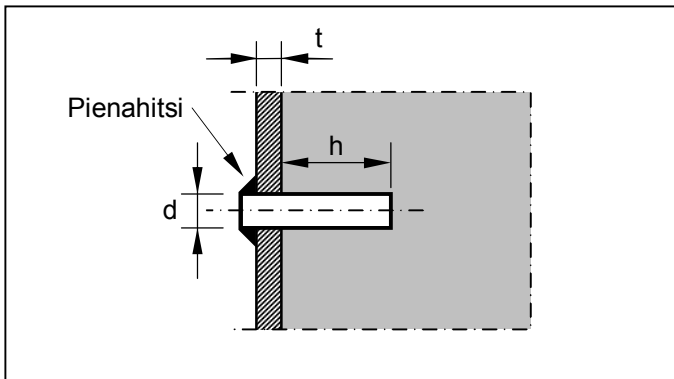
**Taulukko 6.2** *Leikkauslujuuden mitoitusarvot [5, s. 64].*

Poikkileikkauksen tyyppi	$\tau_{Rd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Betonitäytteiset pyöreät putkiprofiilit	0,55
Betonitäytteiset suorakaideputkiprofiilit	0,40

Standardissa EN 1994-1-1 ei suoraan kerrota, mille voimalle mekaaninen leikkausliitos mitoitetaan silloin, kun rajapinnan leikkauslujuus ei riitä voimien välittämiseen. Lähteen [9, s. 197] mukaan mekaaninen leikkausliitos tulee järjestää kokonaisrasituksille. Lähteessä [54, s. 39] esitetyn suomalaisen käytännön mukaisesti leikkauskestävyy-

teen voidaan liittimien kapasiteetin lisäksi huomioida myös tartunnan osuus. Tämä on kuitenkin kyseenalaista, koska mikään mekaaninen liitin ei toimi ilman siirtymää, joka tässä tapauksessa voi syntyä vasta tartunnan pettäessä (vertaa liittolaattojen toimintaperiaatteeseen). Toisaalta leikkauslujuuden mitoitusarvossa on huomioitu tartunnan lisäksi myös kitka, joka ei häviä kemiallisen tartunnan pettäessä.

Betonitäytteisen putkipilarin sisään ei voi hitsata tavallisia kannallisia tappiliittimiä. Suomessa vakiintuneen käytännön mukaan käytetään alla olevassa kuvassa (Kuva 6.10) esitettyjä kannattomia vaarnatappeja, jotka sijoitetaan kuormien siirtymisalueelle ja hitsataan pilarin ulkopuolelle.



**Kuva 6.10** Kannaton vaarnatappi, jonka pituus on vähintään  $h \geq \min(2h; 30\text{mm})$  [54, s. 39].

Edellä kuvatun vaarnatapin leikkauskestävyys lasketaan kaavalla (6.28) [54, s. 40].

$$P_{Rd} = 0,25 \frac{d^2}{\gamma_V} \sqrt{f_{ck,cube} E_{cm}} \quad (6.28)$$

jossa

$\gamma_V = 1,25$  on leikkausliitoksen osavarmuusluku.

Suoraan teräsvaippaan tehtyjen ja mahdollisilla vaarnoilla vahvennettujen kiinnitysdetaljien ohella on monia muitakin tilanteita ja vaihtoehtoja, joissa kuormien siirtymistä on tutkittava. Tällaisia ovat ainakin pilarien pääty- ja läpivientilevyjen avulla toteutetut liitokset. Jos kuorman siirrossa luotetaan päätylevyn ja betonipinnan puristukseen, on betonin viruma ja kutistuma otettava huomioon [5, s. 62]. Läpivientilevyn tai päätylevyn ja jäykisteiden aiheuttama betonin paikallinen puristus osoittautuu usein mitoittavaksi. Jäykisteiden välittämä kuorma saadaan jakaa päätylevyn paksuuden läpi kaltevuudessa 1:2,5. Näin saatu jännitys ei saa ylittää betonitäytteisissä pyöreissä tai neliöputkipilareissa kaavan (6.29) mukaista lujuuden mitoitusarvoa.

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + \eta_{cL} \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (6.29)$$

jossa

$t$  on teräsputken seinämävahvuus

$a$  on pyöreän putken halkaisija tai neliöpoikkileikkauksen sivumitta

$$\begin{aligned}
 A_c & \text{ on pilarin betoniosan poikkileikkausala} \\
 A_1 & \text{ on betonin kuormitettu pinta-ala} \\
 \eta_{cl} & = \begin{cases} 4,9 & \text{pyöreissä putkissa} \\ 3,5 & \text{neliöputkissa} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Liitosdetaljin rakenne tulee lisäksi olla sellainen, että  $A_c/A_1 \leq 20$ . [5, s. 62–63.]

Päätylevyliitosta käytetään usein pilareiden jatkoksissa. Jatkoksien sijoittamisessa kannattaa ottaa huomioon pilarin rasitusten lisäksi myös palomitoitus. Liitoksen kohdalla raudoituksen saa pääsääntöisesti ottaa huomioon poikkileikkauksen kapasiteetin määrittämisessä vain, jos teräkset on hitsattu päätylevyyn tai järjestetty muulla tavoin jatkuviksi. [54, s. 37]. Pyöreissä betonitäytteisissä putkipilareissa myös hitsaamattoman raudoituksen saa huomioida puristuskestävyydessä, kunhan se päättyy alle 30 mm etäisyydellä päätylevystä, eikä väsymistarkastelua tarvita. Pilarin hakaraidoitus suunnitellaan standardin EN 1992-1-1 kohdan 9.5.3 mukaan. [5, s. 63.]

## 6.5 Suunnitteluprosessi

Liittopilarien suunnitteluprosessissa palomitoituksella on erityinen rooli, jota on käsitelty tämän työn kohdissa 8.2.2 ja 8.3.2. Useimmiten liittopilarin valintaan päädytään puhtaasti teräspilarin asemesta silloin, kun rungon palonkestävyysaika sitä vaatii. Liittopilari on tällöin luonnollinen valinta osana teräsrunkoa, koska betonitäyteen putkipilarin paljaaksi jäävään teräsvaippaan tehtävät liitokset voidaan toteuttaa samoilla periaatteilla kuin mihin tahansa teräspilariin. [57.]

Betonoinnin ja mahdollisen raudoituksen kapasiteettia hyödynnetään lähes poikkeuksetta myös käyttölämpötilan kapasiteettia laskettaessa, vaikka palomitoitus usein onkin määräävämpi. Joskus kuitenkin suuret käyttölämpötilan kuormat ovat syynä liittopilarin valinnalle [58]. Sillä saavutetaan huomattavasti samankokoista betonipilaria suurempia kapasiteetteja ja samalla säilytetään teräsrakenteen edut, joita ovat siisti ulkopinta ja helpot liitokset.

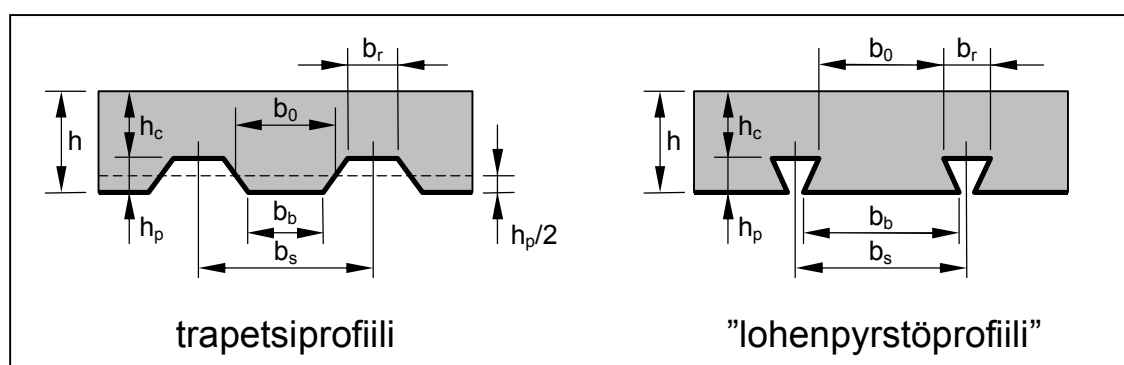
Suunnitteluprosessin näkökulmasta tulee kiinnittää huomiota ainakin epäkeskisyyksien ja -tarkkuuksien aiheuttamien rasitusten laskennan muuttumiseen ja kokonaistarkastelumenetelmien oikeaan soveltamiseen. Palomitoituksessa tulee huomata yksinkertaisten laskentamenetelmien soveltuvuus vain sivusiirtymättömille kehille. Tällöin on vähintäänkin perusteltava mastojäykisteen kehän sivusiirtymättömyys tulipalossa osoittamalla kuumentumattomien osien tukeva vaikutus [58]. Muuten on turvaututtava tämän diplomityön rajauksen ulkopuolelle jääviin kehittyneisiin laskentamenetelmiin, joista Eurokoodissa kuvataan vain perusteet. Kuormien siirtymisestä poikkileikkauksen osien välillä on Eurokoodissa annettu aiempaa kattavammat ohjeet. Näille tarkasteluille on siis varattava myös aiempaa suurempi rooli. Betonointi voidaan edelleen suunnitella olettamalla rakenne 1-luokaan kuuluvaksi, mutta suunnittelijan tulisi tiedostaa rakenneluokan valinnan vaikutukset pilarin kapasiteettiin aiempaa paremmin.

Yhteenvedona suunnittelu- ja mitoitusprosessista voidaan mielestäni todeta, että kunhan analyysimenetelmät on omaksuttu ja nurjahduksen sekä epäkeskisyyksien aiheuttamat vaikutukset ymmärtää, on poikkileikkauksen mitoitus aiempaa helpommin hallittavissa ja laskennan rationalisointi suoraviivaisempaa. Prosessi muistuttaa aiempaa enemmän myös teräspilarin mitoitusta. Rakenteista tulee todennäköisesti myös taloudellisempia, ainakin puristuksen ja taivutuksen rasittamissa pilareissa.

## 7 LIITTOLAATAT

Liittolaatassa kylmämuovatusista teräksestä valmistettu poimulevy toimii sekä betonin valumuottina että muodostaa kovettuneen betonin kanssa liittorakenteen. Poimulevyn ripojen suunta määrää liittolaatan kantosuunnan ja poimulevy toimii ankkuroinnin ansiosta laatan alapinnan vetoraudoituksena [3, s. 143]. Liittolaatan toimivuus on osoitettava sekä liittorakenteena että levyn toimiessa muottina [5, s. 81]. Kun poimulevy suunnitellaan kantamaan valutilanteen kuormat, jää erillinen muottityö pois ja rakennuskustannuksissa syntyy säästöjä. Rakennusaikaisia tukia joudutaan kuitenkin usein käyttämään varsinkin rakennettaessa välipohjia Suomessa vakiintuneen tavan mukaan, jolloin laattaa tukevat (sekundääri)palkit ovat suhteellisen järeitä ja siten kaukana toisistaan. Tällöin liittolaatan jänneväli kasvaa niin suureksi, ettei poimulevy pysty kantamaan valutilanteen kuormia ilman välituenta. Tukemattomana rakennettavan jänteen maksimipituus vaihtelee ulkomailla tyypillisesti välillä 3...4 m [22, s. 121]. Ulkonäkövaatimukset voivat tiukentaa rajoja. Suomalaisilla profiileilla jänteen maksimipituus tukemattomana noin 2 m. Innovaatiot, joilla tukemattomana rakennettavan jänteen maksimipituutta voitaisiin kasvattaa, olisivat tervetulleita.

Liittolaattaan on syytä asentaa myös muuta betonirauδοitusta jako- ja kutistumauradoitukseksi sekä tulipalon varalle, koska palolle alttiin poimulevyn lujuus ja tartunta betoniin heikkenee palossa nopeasti. Jatkuvaksi suunnitellun laatan tuella tarvitaan lisäksi yläpinnan vetoraus, joka mitoitetaan negatiivisen taivutusmomentin vetojännityksille. Poimulevyn muodon ansiosta liittolaatan betonin oman painon osuus pienee vastaavaan teräsbetoni-laattaan nähden jopa  $1 \text{ kN/m}^2$  ja ulkomailla maksimoidaan tukemattomana rakennettavan maksimijänteen pituutta käyttämällä kevyen runkoaineen betonia. [22, s. 120.] Suomessa käytettäviä poimulevytyyppejä ovat trapetsiprofiili ja sisäänpäin levenevä uraprofiili eli ”lohenpyrstöprofiili”. Nämä esitetään alla (Kuva 7.1).



**Kuva 7.1** Liittolevyn ja -laatan mitat trapetsi- ja lohenpyrstöprofiilille [5, s. 80].

Standardissa EN 1994-1-1 esitetyt menetelmät rajataan koskemaan vain liittolevyjä, joiden ripojen uumat ovat lähellä toisiaan. Tällaisten liittolevyjen käyttö varmistaa yh-

täältä, että rivan pohjaan asennettuun kannalliseen tappiliittimeen voi muodostua riittävä voima ja toisaalta, että keskittyneet kuormat voivat jakautua tarpeeksi monelle uumalle [21, s. 161]. Uumat ovat riittävän lähellä toisiaan ehdon (7.1) mukaisissa profiileissa [5, s. 78; 13, s. 3].

$$b_r/b_s \leq 0,6 \quad (7.1)$$

jossa

$b_r$  ja  $b_s$  on määritelty eri profiilimuodoille yllä olevassa kuvassa (*Kuva 7.1*).

Myös laatan minimivahvuuksia on EC4:ssä säädelty. Itsenäisesti toimiva ja liitopalkin kanssa yhdessä toimiva liittolaatta on erotettu toisistaan, jolloin tulee olla [5, s. 79–80]:

- $h \geq 80\text{mm}$  ja  $h_c \geq 40\text{mm}$ , kun laatta toimii itsenäisesti ja
- $h \geq 90\text{mm}$  ja  $h_c \geq 50\text{mm}$ , kun laatta toimii liittorakenteena palkin kanssa.

Liittopalkin yhteydessä on tosin otettava huomioon sivulla 81 esitetyt liittimen korkeutta koskevat säännöt, jotka usein määräävät liittolaatan umpibetonin vähimmäispaksuuden jälkimmäisessä tapauksessa. Lisäksi on korostettava, että aina murtorajatila ei yksin määrää liittolaatan korkeutta [4]. Poimulevyn vähimmäiskorkeutta ei ole annettu, koska rakennusaikaisten kuormien aiheuttama taipuma käytännössä mitoittaa sen. [21, s. 162.] Yleinen minimirauditusvaatimus on  $80 \text{ mm}^2/\text{m}$  (esim. 4-150#:  $84 \text{ mm}^2/\text{m}$ ) molempiin suuntiin [5, s. 80]. Muut minirauditusvaatimukset saattavat tosin olla mitoittavampia. Esimerkiksi liittolaatan toimiessa liittopalkin laippana palkin pituussuuntainen minimirauditus palkin välituen alueella määräytyy liittopalkin laippojen halkeilun rajoittamiseksi asetettujen vaatimusten (katso kohta 5.6.3) mukaan [21, s. 162].

## 7.1 Rakenneanalyysi

Standardi EN 1994-1-1 antaa tiettyjä lisäohjeita liittolaattojen rakenneanalyysiin sen lisäksi, mitä EC4:n luvussa 5 yleisesti sanotaan. Liittolaattojen kohdalla ei EC4:ssä tehdä mielestäni riittävän selvää eroa poikkileikkausten ja kokonaisuuden analysoinnin välille. Rakenneanalyysiä on siten lähestyttävä muuta kautta.

Johnsonin [9, s. 49] mukaan liittolaatan poikkileikkauksen taivutuskapasiteetti voidaan aina laskea plastisesti teräsbetonirakenteiden tapaan [21, s. 165], koska poimulevyissä tapahtuvat lommahdus- ja muut ilmiöt, joita plastisuusteoria ei huomioi, tulevat otetuksi huomioon käyttämällä valmistajan kokeellisesti selvittämää tehollista poikkileikkausalaa  $A_{pe}$  tarkasteltavaa leveyttä  $b$  kohti. Näin ollen tarvitsee kiinnittää huomiota vain kokonaistarkastelumenetelmän valintaan. Tulkintani mukaan Eurokoodi 4:ssä tarkoitetaan juuri kokonaistarkastelua, kun murtorajatiloiille sallitaan

- lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi ilman momenttien uudelleen jakamista, kun jäykkyyksissä otetaan huomioon betonin halkeilu,
- lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi enintään 30 % momenttien uudelleen jakamisella, kun betonin halkeilua ei oteta huomioon,
- jäykkäplastinen kokonaistarkastelu olettaen poikkileikkauksilla olevan riittävä kiertymiskyky tarvittavissa kohdissa ja

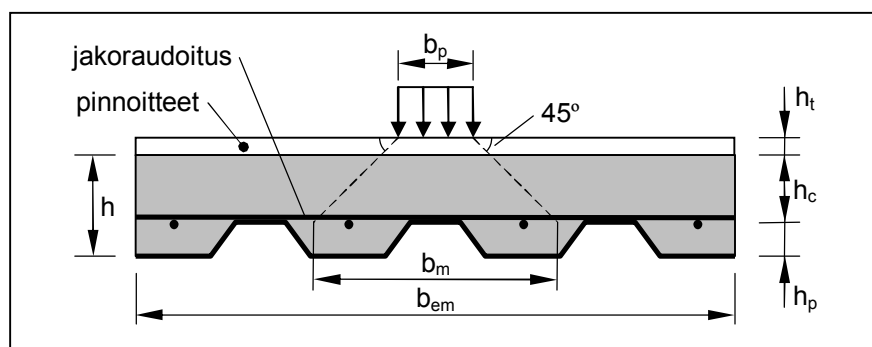
- kimmoplastinen analyysi, joka huomioi epälineaariset materiaaliominaisuudet.

Lineaarista kimmoteoriaa käytettäessä momenttien uudelleen jakaminen voidaan jättää myös tekemättä, mutta se ei ole rakenteiden taloudellisuuden kannalta järkevää. Jäykkäplastisessa analyysissä kiertymiskykyä ei tarvitse erikseen osoittaa, jos jännemitta on korkeintaan 3,0 m ja tukirauoituksen betoniteräs kuuluu EN 1992-1-1 liitteen C [12, s. 201] sitkeysluokkaan C. Käyttörajan voimasuureet on laskettava aina kimmoteorialla. [5, s. 82.] Poimulevyn kestävyyttä valukuormille laskettaessa ei väliaikaistuen-taa vastaavaa momenttipintaa saa jakaa uudelleen, koska momentin suunta on väliaikaistuen kohdalla eri kuin valmiissa rakenteessa [21, s. 163].

EN 1994-1-1 sallii liittolaatan mitoittamiseksi käytännönläheisen menetelmän, jossa monen tuen yli jatkuva liittolaatta saadaan mitoittaa jonona yksiauukkoisia laattoja. Tämä tosin edellyttää tuelle asennettavaa yläpinnan halkeilua rajoittavaa raudoitusta [5, s. 82], jollaista on käsitelty tämän työn kohdassa 7.4.1. Menetelmä sopii käytettäväksi vain, kun rasitusluokan mukainen halkeamaleveysvaatimus ei ole määräävä [21, s. 164]. Menetelmä ei johda suunnitteluratkaisun epätaloudellisuuteen, koska valutilanteen kuormille mitoitettu poimulevy sisältää useimmiten ylimäärin vetokapasiteettia suhteessa jopa tähän karkeaan yksinkertaistukseen [9, s. 48].

### Piste- ja viivakuormien jakautuminen

Liittolaatta on yhteen suuntaan kantava rakenne, joten sen kyky kantaa ja jakaa keskittyneitä piste- ja viivakuormia on rajallinen [21, s. 164]. Leveyttä, jolle keskittynyt kuorma saadaan jakaa, kutsutaan laatan toimivaksi leveydeksi. Tätä suuretta tarvitaan sekä kokonaistarkastelussa voimasuureita laskettaessa että kestävyksiä laskettaessa. Kuorman jakautuminen toimivalle leveydelle edellyttää sen ulkopuolelle ankkuroidun jakorauoituksen olemassaoloa. Poimulevy ei toimi jakorauoituksena, koska sillä ei ole vetokestävyyttä kantosuuntaa vastaan kohtisuorassa suunnassa poimutuksen avautumistaipumuksen takia [9, s. 57]. Keskittyneen kuorman jakautuminen laatan leveys-suunnassa on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 7.2).



**Kuva 7.2** Keskittyneen kuorman jakautuminen laatan leveyssuunnassa ja toimiva leveys [5, s. 82].

Toimivan leveyden laskenta ei ole muuttunut by26:n esittämästä [2, s. 32]. Piste-kuorma tai laatan jänteen suuntainen viivakuorma leviää 45° kulmassa poimujen yläpinnan tasoon leveydelle  $b_m$  kaavan (7.2) mukaan.

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_t) \quad (7.2)$$

jossa kaikki merkinnät ovat yllä olevan kuvan (Kuva 7.2) mukaiset.

Jakautumislevyden avulla voidaan laskea laatan toimiva leveys kaavalla (7.3), jos ehto  $h_p/h \leq 0,6$  on voimassa. [5, s. 82.] Kaava on osittain kokemusperäinen [9, s. 56].

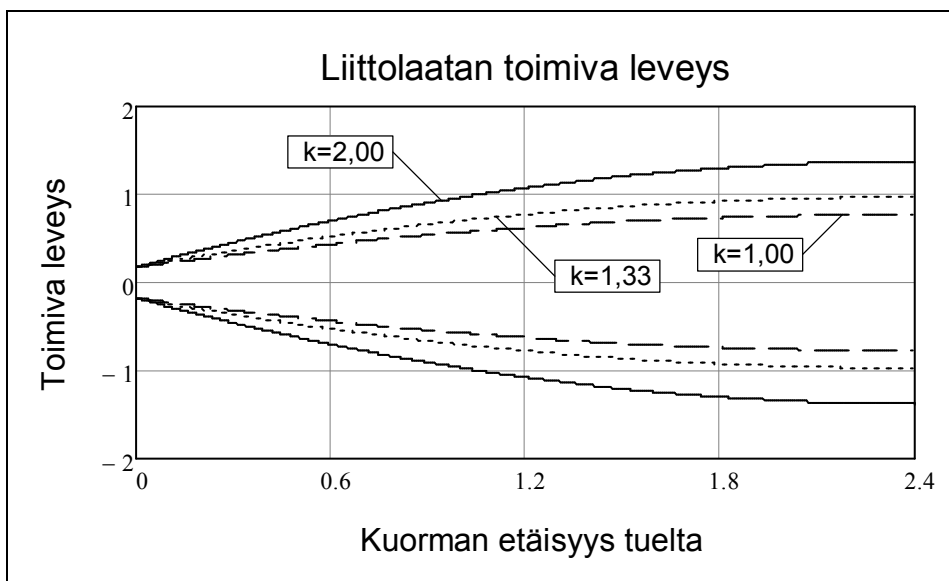
$$b_{em} = b_m + kL_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \quad (7.3)$$

jossa

$$k = \begin{cases} 2,00 & \text{vapaasti tuetuissa kentissä ja jatkuvien tukien reunakentissä} \\ 1,33 & \text{jatkuvien laattojen keskikentissä} \\ 1,00 & \text{laatan leikkausvoimaa tarkasteltaessa} \end{cases}$$

$L_p$  on kuormakeskiön etäisyys lähimmästä tuesta

Kaava on esitetty graafisesti alla olevassa kuvassa, joka kuvaa esimerkkilaatan toimivan leveyden arvoa muuratun seinän aiheuttamalle viivakuormalle kuorman sijainnin funktiona. Kuva 7.3 ei siis kuvaa kaavaa (7.3) suoraan, eikä myöskään toimivan leveyden kehittymistä jännteellä. Toimiva leveys on suuruudeltaan vakio koko jänteen matkan.



**Kuva 7.3** Toimiva leveys  $b_{em}$  kuorman ja lähimmän tuen etäisyyden  $L_p$  funktiona laattalle, jonka  $h_c = 110\text{mm}$ ,  $L = 4,8\text{m}$ ,  $h_t = 0\text{mm}$  ja  $b_p = 130\text{mm}$ .

Kestävyyksien laskentaa varten tarvitaan keskittyneen kuorman aiheuttama rasitus. Esimerkiksi pistekuorma  $Q_{Ed}$ , jonka etäisyys lähimpään tukeen on  $L_p$ , aiheuttaa toimivalle leveydelle jakautuneen momentin (7.4).

$$m_{Ed} = Q_{Ed} L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) / b_{em} \quad (7.4)$$

Toimivan leveyden alueelle sijoitetaan ja sen ulkopuolelle ankkuroidaan vähintään nimellinen jakorautoitus. Sitä ei tarvitse erikseen mitoittaa, jos hyötykuormien ominai-



sarvot ovat enintään 7,5 kN pistekuormana ja 5,0 kN/m<sup>2</sup> jakaantuneena kuormana. Tällöin nimellisen jakoraidoituksen määräksi valitaan 0,2 % umpibetonin alasta. Jos kuormat ovat suurempia, on taivutusmomenttien jakauma selvitettävä ja mitoitettava jakoraidoitus standardin EN 1992-1-1 mukaan. [5, s. 83.]

## 7.2 Liittolevyn kestävyys muottina

Liittolevyyn kohdistuvat työn aikaiset kuormitukset on käsitelty kohdassa 3.1.1. Suurin rasitus liittolevyn aiheutuu betonin omasta painosta. Levyn oman painon ja tuoreen betonin aiheuttama taipuma mitoittaa usein poimulevyn. Taipumaraja on  $L/180$  [13, s. 4]. Työn aikaisia kuormituksia laskettaessa pitää tarvittaessa huomioida myös ”roikkuman” vaikutus lisäämällä betonin nimellispaksuutta mitan  $0,7\delta$  verran koko jänteen matkalla. ”Roikkumaa” ei tarvitse huomioida, jos  $\delta < 0,1h$ . [5, s. 81.]

Poimulevyn kestävyudet murtorajatiloissa ja taipumat käyttörajatiloissa lasketaan standardin EN 1993-1-3 mukaan [5, s. 83]. Poikkileikkaukset kuuluvat luokkaan 4 ja laskenta on suoritettava kimmoteorialla. Mitoitusta ei käsitellä tässä työssä tarkemmin. Materiaalitoimittajilta on useimmiten saatavissa kokeellisesti määritettyjä tuloksia poimulevyjen kestävydestä tai helppokäyttötaulukoita työnaikaiseen mitoitukseen [9, s. 47–48.]

## 7.3 Murtorajatila

Liittolaattojen murtorajatilatarkasteluissa kuormituksen voi olettaa kohdistuvan kokonaisuudessaan liittorakenteeseen, koska tämä oletus on EC4:n vaatimuksen 9.3.3(2) mukaisesti yhteensopiva käytössä olevien leikkauskestävyyden tarkastelumenetelmien kanssa. Osittaisen liitoksen menetelmä perustuu nimittäin leikkausrasitusten plastiseen uudelleen jakaantumiseen ja m–k-menetelmä kokeisiin, joissa koko kuormitus kohdistuu liittorakenteeseen. [21, s. 163.]

### 7.3.1 Taivutuskestävyys

EC4:n mukainen liittolaattojen taivutusmitoitus pohjautuu lähteessä [59, s. 33–36] esitettyihin tutkimustuloksiin [21, s. 164] sekä kokeelliseen tutkimukseen [4]. Jo aiemmin on todettu, että liittolaattojen taivutuskestävyys saadaan osoittaa plastisuusteoriaan perustuvilla menetelmillä ja että koko kuormitus voidaan olettaa murtotilassa vaikuttavan liittorakenteeseen. Täydellisen leikkausliitoksen alueella taivutusmitoitus vastaa liittopalkkeille sivulta 63 alkaen esitettyä menetelmää [5, s. 83], jossa leikkausliitoksen ominaisuuksiin ei tarvitse kiinnittää huomiota. Liittolaattojen täydellisen leikkausliitoksen määritelmä on sama kuin palkkeille. Liittolaatoille on palkkien tapaan olemassa myös osittaiseen leikkausliitokseen perustuva taivutuskapasiteetin laskentamenetelmä, jossa hyödynnetään plastisia jännitysjakautumia. Neutraaliakselin laskiessa poimulevyn alueelle tai negatiivista taivutuskapasiteettia laskettaessa joudutaan turvautumaan konservatiivisiin yksinkertaistuksiin riittävän helppokäyttöisen laskentatavan löytämiseksi.

Vaikka liittolaatan mitoitus muistuttaa monilta osin teräsbetoni­laatan mitoitusta, ei betonin jännityksiä silti rajoiteta vastaavalla tavalla. Tämä ei kuitenkaan aiheuta riskiä betonin ennenaikaisesta puristumuksesta, koska levyn betoniterästä pienempi lujuus ja oma taipuvuusvastus pienentävät betonin murskaantumisriskiä. [21, s. 165.]

### Neutraaliakseli poimulevyn yläpuolella

Alla olevassa kuvassa on esitetty taiputus­kapasiteetin muodostuminen liittolaatassa, kun plastinen neutraaliakseli asettuu poimulevyn yläpuolelle. Näin tapahtuu, kun ehto (7.5) on tosi. Yhteistoiminta oletetaan täydelliseksi.

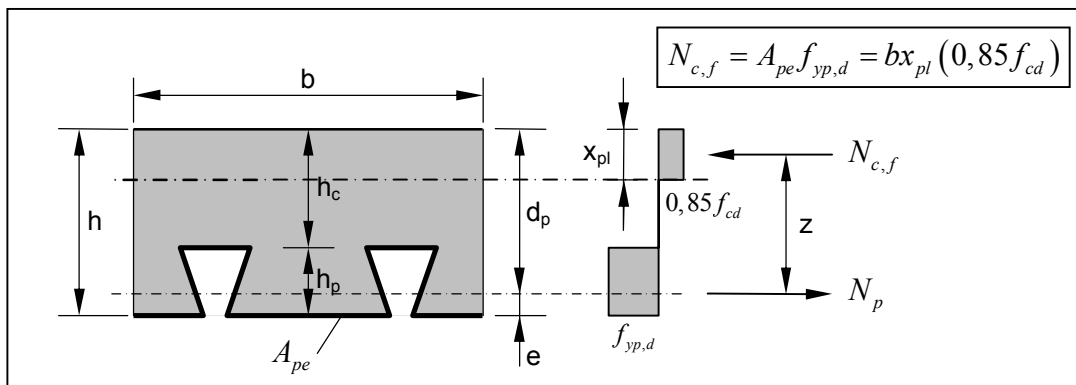
$$R_p > R_c \quad (7.5)$$

jossa

$$R_p = A_{pe} f_{yp,d} \quad \text{on poimulevyn suurin jännitysresultantti ja } f_{yp,d} = f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$R_c = b h_c (0,85 f_{cd}) \quad \text{on poimulevyn yläpuolisen betonin suurin jännitysresultantti}$$

Tämä on tavallisesti vallitseva tilanne laatan jänteen keskialueilla. Vetopuolen lisäraudoitus voidaan ottaa huomioon, mutta puristuspuolelle jäävä halkeilu- ja tukialueen raudoitus jätetään yleensä huomioimatta merkityksettömänä [24, s. 12–13]. Tässä on jätetty selkeyden vuoksi kaikki betoniteräkset pois. Tarkasteluleveydeksi valitaan yleensä  $b = 1\text{ m}$ . Laskenta eroaa vain merkinnöiltään kohdassa 5.1.1 palkeille esitetystä.



**Kuva 7.4** Plastinen taiputuskestävyys, kun neutraaliakseli on poimulevyn yläpuolella [5, s. 84].

Liittolevyn pinta-alana käytetään valmistajan ilmoittamaa tehollista pinta-alaa  $A_{pe}$ , joka on joko kokeellisesti määritetty tai laskettu vähentämällä levyn bruttopinta-alasta kohouma- ja syvennysalueiden pinta-alat [5, s. 84]. Puristetun betoniosan korkeus johdetaan vaakatasapainosta kaavalla (7.6) [9, s. 49].

$$N_{c,f} = A_{pe} f_{yp,d} = b x_{pl} (0,85 f_{cd})$$

$$\Leftrightarrow \quad (7.6)$$

$$x_{pl} = \frac{A_{pe} f_{yp,d}}{b (0,85 f_{cd})}$$

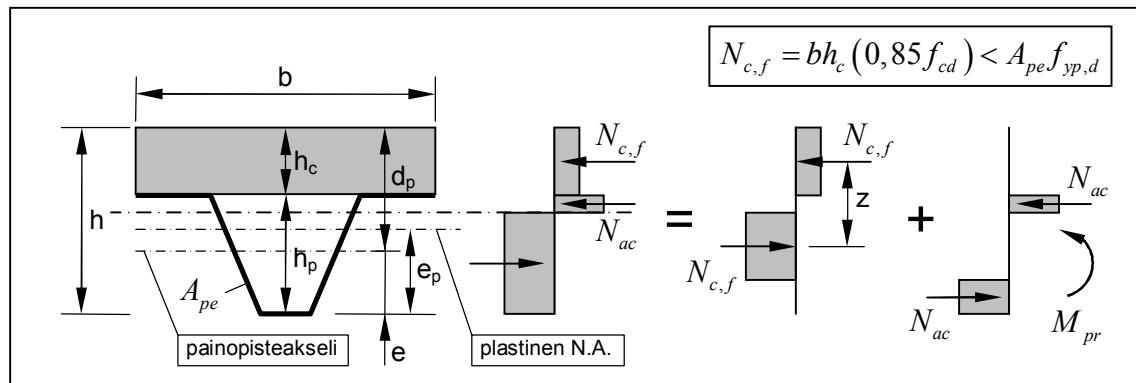
Poikkileikkauksen taiputusmomenttikestävyys saadaan nyt voimaparin momenttina kaavalla (7.7).

$$M_{pl,Rd} = N_{c,f}z = N_{c,f} \left( h - e - \frac{x_{pl}}{2} \right) \quad (7.7)$$

### Neutraaliakseli poimulevyn korkeudella

Poimulevyn geometria alkaa vaikuttaa jännitysresultanttien muodostumiseen, kun neutraaliakseli laskee poimulevyn korkeudelle esimerkiksi osittaisen yhteistoiminnan tai tavallista korkeamman levyprofiilin takia. Näin käy, kun ehto (7.5) on epätosi. Tällöin ripojen yläosan puristettu betoni periaatteessa vaikuttaa kestävyuteen. Ensimmäinen yksinkertaistus momenttikapasiteetin laskennassa onkin ripojen betonin unohtaminen, sekä puristetun että vedetyn. Toinen yksinkertaistus tehdään poimulevyn puristetun osan lommahdustarkastelussa. Se hoidetaan määrittämällä  $A_{pe}$  ja sitä vastaava poimulevyn plastisen neutraaliakselin paikka ( $e_p$ : katso Kuva 7.5) kokeellisesti [9, s. 49].

Taivutusmomenttikestävyys lasketaan jakamalla jännityssuorakaidekuvio kahteen osaan alla olevan kuvan (Kuva 7.5) mukaisesti.



**Kuva 7.5** Plastinen taivutuskestävyys kun neutraaliakseli on poimulevyn alueella [9, s. 49].

Tällöin momenttikapasiteetti saadaan laskettua kaavasta (7.8).

$$M_{pl,Rd} = N_{c,f}z + M_{pr} \quad (7.8)$$

jossa

$$z = h - \frac{h_c}{2} - e_p + (e_p - e) \frac{N_{c,f}}{A_{pe}f_{yp,d}} \quad \text{on likimääräinen momenttivarsi}$$

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left( 1 - \frac{N_{c,f}}{A_{pe}f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa} \quad \text{on liittolevyn redusoitu plastinen momenttikestävyys}$$

jossa edelleen

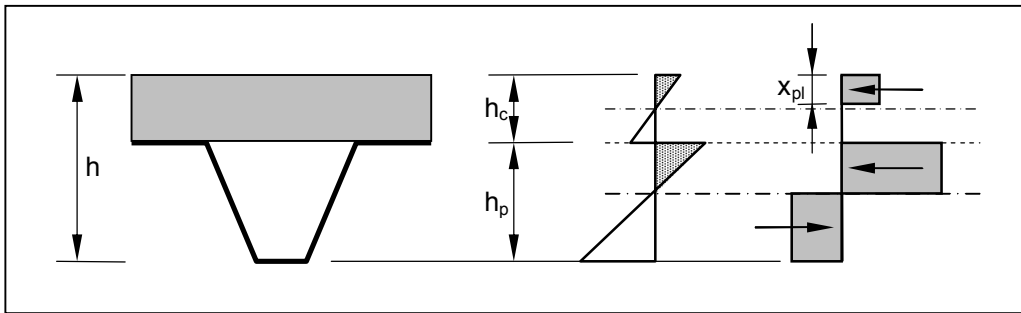
$$M_{pa} \quad \text{on liittolevyn tehollista alaa vastaavan plastisen momenttikestävyys-  
den mitoitusarvo. [24, s. 14.]}$$

Liittolevyn redusoidun plastisen momenttikestävyyslauseke on johdettu kahdeksalle erilaiselle profiilille suoritetuista FEM-analyseista [59, s. 34; 60]. Käytännön suunnit-

telussa kestävyuden laskemista hankaloittaa se, että valmistajan koetuloksista johtamia arvoja ei ole saatavilla. Ainakaan Suomessa ei kuitenkaan käytetä profiileja, joissa neutraaliakseli laskisi tyypillisesti poimulevyn alueelle, joten tähän tapaukseen ei syvennytä tässä työssä tarkemmin.

### Osittainen leikkausliitos

Poikkileikkauksen taivutuskestävyyden laskenta osittaisen leikkausliitoksen tapauksessa muistuttaa yllä esitettyä, mutta umpibetoniin muodostuu toinen neutraaliakseli. Tällöin jännitysjakautuma on alla olevan kuvan (Kuva 7.6) mukainen. Tilanne muistuttaa palkeille sivulla 69 esitettyä, koska ripojen betonia ei huomioida. Leikkausliitoksen on toimittava sitkeästi, eikä taivutusmomentti  $M_{Ed}$  saa missään jänteen kohdassa ylittää kestävyyttä  $M_{Rd}$  [5, s. 85–86]. Sitkeysvaatimuksen täyttymisen osoitetaan kokeellisesti.



**Kuva 7.6** Plastiset jännityssuorakaiteet osittaisen leikkausliitoksen yhteydessä.

Kaava (7.8) selityksineen soveltuu taivutuskestävyyden laskentaan, kun korvataan kaikissa kohdissa termi  $N_{c,f}$  termillä  $N_c \leq N_{c,f}$ , joka saadaan kaavasta (7.9) [5, s. 86].

$$N_c = \eta N_{c,f} = \tau_{u,Rd} b L_x \quad (7.9)$$

jossa

$L_x$  on tarkasteltavan poikkileikkauksen etäisyys lähimmästä tuesta

$\tau_{u,Rd} = \tau_{u,Rk} / \gamma_{VS}$  on valmistajan kokeellisesti selvittämä ja ilmoittama leikkauslujuuden mitoitusarvo, jossa levyn perimetrin ja tarkasteluleveyden ero on huomioitu

jossa edelleen

$\gamma_{VS} = 1,25$  on liittolaatan liitoksen osavarmuusluku [13, s. 4]

Nyt voidaan laskea uusi momenttivarsi kaavalla (7.10) [5, s. 86].

$$z = h - \frac{x_{pl}}{2} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pe} f_{yp,d}} \quad (7.10)$$

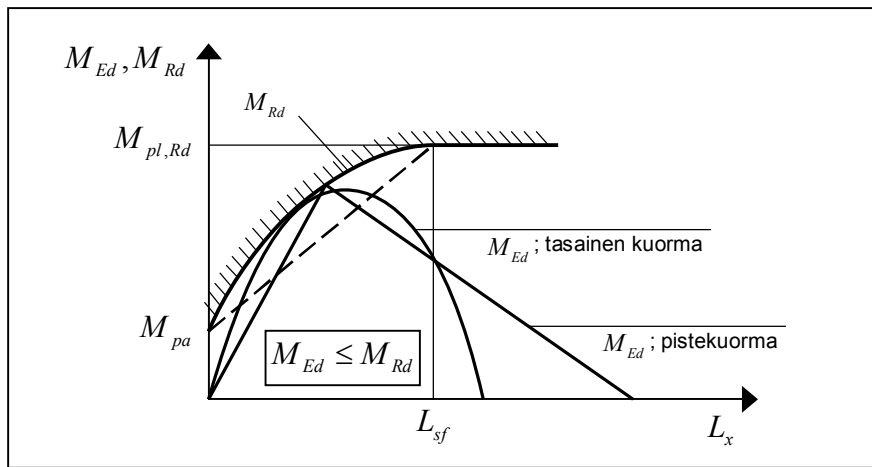
jossa

$x_{pl} = \frac{N_c}{b(0,85 f_{cd})}$  on puristetun betonin korkeus [9, s. 51].

Standardin EN 1994-1-1 kaava 9.9 (tämän työn kaava (7.10)) ei tosin kerro yksiselitteisesti, tarkoitetaanko termillä  $x_{pl}$  sitä, mitä tässä on lähteen [21, s. 167] hengessä tulkittu, vai otsikon ”Neutraaliakseli poimulevyn yläpuolella” alla määriteltyä termiä. Ongelmaksi jää joka tapauksessa liittolevyn ominaisuuksia kuvaavien termien  $e$  ja  $e_p$  tuntemattomuus, vaikka momenttivarrelle (7.10) voidaan esittää varmalla puolella oleva yksinkertaistettu muoto (7.11) [21, s. 167].

$$z = h - \frac{x_{pl}}{2} - e_p \quad (7.11)$$

Taivutuskestävyys riippuu tarkasteltavan poikkileikkauksen ja lähimmän tuen välillä kehittyvästä leikkausvoimasta. Mitoitusehdon täyttymistä on siis tarkasteltava alla olevan kuvan (Kuva 7.7) kaltaisella kestävyysdiagrammilla, josta voidaan todeta momenttikapasiteetin riittävyys jänteen jokaisessa pisteessä. Usein kestävyysdiagrammin käyrää alkuosaa approksimoidaan suoralla (kuvassa katkoviiva), jolloin jätetään konservatiivisesti huomioimatta leikkausjänteen pituuden funktiona muuttuva momenttivarren pituus. Jänteen matkalla saattaa kehittyä täydellistä leikkausliitosta vastaava momenttikapasiteetti  $M_{pl,Rd}$ , jolloin murtotyyppi vaihtuu ankkurointimurrosta taivutusmurtoon. Tähän vaadittavaa leikkausjänteen pituutta merkitään suurella  $L_{sf}$  kaavan (2.40) mukaisesti.



**Kuva 7.7** Momenttikestävyysdiagrammi osittaisen liittoksen tapauksessa [22, s. 140].

Osittaisen liittoksen menetelmällä osoitetaan paitsi poikkileikkauksen taivutuskestävyys, tarkastetaan sillä samalla myös pitkittäisen leikkauskestävyyden riittävyttä. Toinen tapa liittoksessa vaikuttavien leikkausjännitysten tarkastelemiseen esitetään kohdassa 7.3.2, jossa kestävyys osoitetaan pystysuuntaisen leikkausvoimakestävyyden kautta.

### Negatiivinen taivutuskestävyys

Jatkuvan liittolaatan tuilla esiintyy yleensä negatiivinen mitoitusmomentti. Tällöin neutraaliakseli sijaitsee tavallisesti poimulevyn korkeudella. Puristettua betonia löytyy vain rivoista. Poimulevyn ripojen kärjet ovat yhtälailla puristettuja, mutta niiden kestävyttä

rajoittaa lommahdus ja puristettu liittolevy jätetäänkin yleensä huomioimatta. Vedetyn liittolevyn korkeus on niin pieni, että sitäkään ei kannata ottaa huomioon. [24, s. 15.] Jos liittolevyn marginaalinen kapasiteetti halutaan sisällyttää momenttikapasiteettiin, on se sallittua vain, kun levy on jatkuva tuen yli, eikä momenttien uudelleen jakaantumista tukien kohdalla käytetä rakentamisvaiheen tarkastelussa hyväksi [5, s. 84].

Liittolaatan negatiivisen taivutuskapasiteetin laskeminen on siis kahta poikkeusta lukuun ottamatta teräsbetoni- ja taivutuskestävyyden laskemista. Ensinnäkin betonin jännitykseksi plastista tasapainoa haettaessa oletetaan  $0,85f_{cd}$  ja toiseksi ripojen geometria on huomioitava puristetun betonin pinta-alassa. Ripojen yhteenlaskettu keskimääräinen leveys tarkasteluleveydellä  $b_r$  (katso s. 38) antaa liian suuren arvon trapetsiprofiileilla kun neutraaliakseli on poimulevyn korkeudella, mutta virhe ei ole suuri ja muut jo tehdyt varmuutta kasvattavat oletukset kompensoivat virhettä. ”Lohenpyrstöprofiileille” keskimääräisen rivin leveyden käyttö on varmalla puolella. Tarkan pinta-alan laskeminen edellyttäisi iterointia.

### 7.3.2 Liitoksen leikkausvoimat

Suomessa eniten käytetty menetelmä toiminnaltaan sitkeän laatan liitoksen ankkurointikestävyyden tarkistamiseen on leikkauslujuuteen  $\tau_{u,Rd}$  perustuva **osittaisen liitoksen menetelmä**. Siinä osoitetaan taivutusmomenttikestävyyden riittävyys ankkuroinnin kehittymisen funktiona jänteen matkalla. Menetelmässä saadaan olettaa poimulevyn ja lisäraudoituksen toimivan yhdessä ilman erillisiä kokeita [5, s. 86]. Menetelmän teoria on esitetty kohdassa 2.6.3 ja soveltaminen kohdassa 7.3.1. Betonin puristusresultanttia  $N_c$  saadaan kuitenkin kasvattaa tuen yllä syntyvän kitkan ansiosta määrällä  $\mu R_{Ed}$ , jos tukireaktion  $R_{Ed}$  aiheuttama leikkauskestävyyden lisäys on otettu termin  $\tau_{u,Rd}$  määrittelyssä huomioon [5, s. 86]. Nimelliselle kitkakertoimelle  $\mu$  käytetään Suomessa arvoa 0,5 vain, jos lisäyksen huomiointi on liittolevyn tuotetiedoissa selkeästi mainittu. Muutoin  $\mu = 0$ . [13, s. 4.]

Toinen vaihtoehto ankkurointikestävyyden tarkasteluun on niin ikään teoriaosuudessa esitelty **m-k-menetelmä**. Siinä liitoksen leikkauskestävyys osoitetaan vertaamalla suurinta leikkausvoiman mitoitusarvoa  $V_{Ed}$  leikkauskestävyyden mitoitusarvoon, joka lasketaan kaavalla (7.12) [5, s. 85].

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_p}{\gamma_{VS}} \left( \frac{A_p}{bL_s} m + k \right) \quad (7.12)$$

jossa

$b$  ja  $d_p$  ilmoitetaan millimetreinä

$A_p$  on poimulevyn nimellinen poikkileikkausala [mm<sup>2</sup>]

$m$  ja  $k$  ovat vakiolaattakokeista saatavia parametreja

Tämä menetelmä ei kuitenkaan huomioi tuen ylle syntyvän kitkan positiivista vaikutusta, joka hyödyttäisi juuri m–k-menetelmän soveltuvuusalueelle tyypillisesti kuuluvia lyhyen janteen verrattain hauraita laattoja. Lisäksi haittapuolena on, että menetelmä ei perustu mekaaniseen malliin, joten soveltuvuus erikoistapauksille, kuten pääteankkureiden tai lisäraudoituksen käytölle, edellyttää aina lisäkokeita. [9, s. 53.] Eri lähteissä ilmoitettujen parametrien  $m$  ja  $k$  kanssa tulee sitä paitsi olla tarkkana, koska niiden määrittäminen saattaa perustua EN 1994-1-1 esittämän kanssa ristiriitaiseen menetelmään [4].

### Pääteankkurit

Jos liitoksen leikkauskapasiteetti ei ole riittävä, sitä voidaan kasvattaa pääteankkureilla [24, s. 18]. Jollei liittolevyn ja betonin välisen ankkuroinnin toimivuutta ole osoitettu pätevillä kokeilla, on koko tarvittava leikkauskapasiteetti hoidettava pääteankkureilla. Osittaisen liitoksen menetelmää käytettäessä leikkausliitoksen kestävyys saadaan yksinkertaisesti lisäämällä levyn pään ankkureiden kapasiteetti resultanttiiin  $N_c$ . [5, s. 86.]

Standardi EN 1994-1-1 käsittelee pääteankkureiden kestävyden laskennan ainoastaan ohutlevyn läpi hitsatuille kannallisille tappiliittimille. Muunkin tyyppisiä ankkureita mainitaan. Esimerkiksi ”lohenpyrstöprofiilin” poimujen päiden lysmäys sallitaan, mutta kestävyden laskentaan ei ole selviä ohjeita ja riskinä ovat betonin tiivistämisessä tapahtuvat virheet [21, s. 167–168]. Ohutlevyn läpi hitsatun kannallisen tappiliittimen kestävyden pääteankkurina määrittää joko kaavan (5.41) mukainen liittimen kestävyys, kaavan (5.42) mukainen betonin kestävyys tai ohutlevyn repeämiskestävyys alla olevan kaavan (7.13) mukaisesti [5, s. 86].

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} d_{do} t f_{yp,d} \quad (7.13)$$

jossa

$$k_{\varphi} = 1 + a/d_{do} \leq 6,0$$

jossa edelleen

$d_{do} = 1,1d$  on keraamisen renkaan halkaisijan

$a$  on pultin keskiön etäisyys levyn päähän, kuitenkin vähintään  $1,5d_{do}$

$t$  on levyn paksuus.

Samoja liittimiä käytetään usein sekä palkin leikkausliittiminä että laatan pääteankkureina. Tällöin on tarkistettava, että kahdesta suunnasta vaikuttavan leikkauskuormituksen yhteisvaikutus täyttää ehdon (7.14) [5, s. 48].

$$\frac{F_{\ell}^2}{P_{\ell,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1 \quad (7.14)$$

jossa

$F_{\ell}$  on liittimen mitoitusleikkausvoima

$F_t$  on liittolevyn ankkuroinnista syntyvä mitoitusleikkausvoima

$P_{\ell,Rd}$  ja  $P_{t,Rd}$  ovat tappiliittimen vastaavat mitoitusleikkauskestävyydet.

Ehto (7.14) perustuu leikkausvoimien vektorisummaan [21, s. 76].

### 7.3.3 Leikkauskestävyys

Pääosan liittolaatan pystysuorasta leikkauskestävyydestä muodostavat betonirivat [9, s. 54]. Sen takia leikkauskestävyys tarkistetaan ripojen keskikohtien välisellä leveydellä EN 1992-1-1 kohdan 6.2.2 mukaisesti [5, s. 87]. Liittolevyn ankkurointipituus ei tavallisesti ole riittävän pitkä, jotta se kasvattaisi leikkauskestävyyttä. Aluksi kannattaa kuitenkin tarkistaa, riittääkö EC2:n vähimmäiskapasiteetti leveysyksikköä kohti (7.15) [9, s. 54–55].

$$V_{v,Rd} = V_{Rd,c} = v_{\min} b_w d \quad (7.15)$$

jossa

$$v_{\min} = 0,035 \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{3/2} \sqrt{f_{ck}}$$

$b_w = b_0/b_s$  edustaa ripojen tehollista leveyttä leveysyksikköä kohti

$d = d_p$  on poikkileikkauksen tehollinen korkeus, kuitenkin vähintään 200 mm.

$f_{ck}$  on tässä betonin **lieriölujuuden** ominaisarvo [MPa].

Leikkaus mitoittaa liittolaatan vain harvoin. Leikkauskriteeri voi kuitenkin olla määräävä, jos tuen lähellä esiintyy suuria keskittyneitä kuormia tai jänne on poikkeuksellisen lyhyt johtaen matalaan  $L/h$ -suhteeseen [9, s. 55].

### 7.3.4 Lävistyskestävyys

Lävistyskestävyyden osalta EC4 viittaa standardin EN 1992-1-1 kohtaan 6.4.4, joka käsittelee leikkausraudoittamattoman teräsbetonilaatan lävistyskestävyyttä. EC2:n Suomen kansallinen liite kuitenkin kieltää kyseisen kohdan soveltamisen [18, s. 7], joten lävistyskestävyyden laskennassa noudatetaan tämän työn julkaisuhetkellä Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 kohdan 2.2.2.7 ohjeita. Färm on betonirakenteiden mitoitusta käsittelevässä diplomityössään käsitellyt lävistysmitoitusta siinä muodossa [10, s. 43], jossa sitä voidaan hyödyntää myös liittolaatoille. Liittolevyllä ei oleteta olevan vaikutusta leikkauskestävyyteen.

## 7.4 Käyttörajatilat

Liittolaattojen osalta käyttörajatilatarkastelut on tehtävä sekä työnaikaiselle tilanteelle liittolevyn poikkileikkauksarvoilla, että valmiille rakenteelle liittopoikkileikkauksen ominaisuuksilla. Rakennusaikaiset käyttörajatilatarkastelut pelkistyvät lähinnä taipuman rajoittamiseen, kuten sivulla 135 on todettu. Liittorakennevaiheessa huolehditaan taipumien pysymisestä sallituissa rajoissa sekä tarvittaessa betonin halkeilun rajoittamisesta. Taipumien ja halkeilun rajoittamista on käsitelty alla.



### 7.4.1 Betonin halkeilun rajoittaminen

Betonin halkeilulla on merkitystä vain liittolaatan yläpinnassa, koska liittolevy suojaa alapintaa. Yläpinnassakin halkeilua tapahtuu vain negatiivisen taivutuksen alueilla. Eri-tyistä huomiota halkeiluun on kiinnitettävä, kun jatkuva laatta on suunniteltu jonona vapaasti tuettuja yksiaukkoisia laattoja ja kun on käytetty työnaikaista tuentaa. [9, s. 58.]

Vapaasti tuettuina mitoitettujen jatkuvien laattojen yläpinnan minimiraudoitusvaatimus tuella on sama kuin liittopalkkien tapauksessa. Raudoituksen poikkipinta-alan tulee olla vähintään 0,4 % poimujen yläpuolisen betonin poikkileikkauksalasta käytettäessä tuettua rakennustapaa ja 0,2 % tukemattoman rakennustavan tapauksessa. [5, s. 87.] Rasitusluokan vaatiessa pienempää halkeamaleveyttä kuin 0,3 mm, johon minimiraudoituksella pyritään [9, s. 58], on laatta suunniteltava jatkuvana ja rajoitettava halkeilua standardin EN 1992-1-1 kohdan 7.3 mukaisesti [5, s. 87]. On syytä korostaa, että minimiraudoitus ei automaattisesti takaa halkeilurajan 0,3 mm täyttymistä [9, s. 58].

### 7.4.2 Taipumat

Liittolaattojen taipumia rajoitetaan oman tulkintani mukaan Suomen kansallisen liitteen taulukon 1-FI (*Taulukko 5.7*) mukaan huomioiden kuitenkin laattaa mahdollisesti tukevan palkin taipumat. Yhteenlaskettu kokonaistaipuma ei saa ylittää annettuja raja-arvoja. Toisaalta tilaaja voi määrittellä kohdekohtaisen taipumarajan. Rakennustavasta riippuu, kuinka suuri taipuma rakennusaikaisista kuormista aiheutuu pelkälle liittolevyille. Tämä taipuma lasketaan standardin EN 1993-1-3 ohjeiden mukaan [5, s. 88]. Taipuman yleiset määrittämissuhteet ovat yhtenevät palkeille sivulla 101 esitetyn kanssa.

Liittolaatan taipuman laskentaan käytetään kimmoteoriaa ja kimmoisia poikkileikkauksarvoja tämän työn kohdan 2.6.4 mukaisesti. Kutistuman vaikutuksia ei tarvitse huomioida. Jatkuvan laatan keskikentän taipuman laskennassa saadaan käyttää neliömomentille halkeilleen (kaava (2.42)) ja halkeilemattoman poikkileikkauksen (kaava (2.43)) arvojen keskiarvoa ja kimmokerroinsuhteelle lyhytaikaisten ja pitkäaikaisten vaikutusten kimmokerroinsuhteen keskiarvoa. Jotkut lähteet käyttävät pitkäaikaisten vaikutusten kimmokerroinsuhteelle arviota  $3n_0$  [24, s. 22], mutta tälle ei löydy Eurokoodi 4:stä perusteita. Reunakentissä tarvitsee huomioida päätyliukuma, jos kokeissa saatu 0,5 mm liukuman aiheuttava kuorma on alle 1,2 kertaa käyttötilan mitoituskuorma. EC4 ei anna ohjeita liukuman huomioimiseen, jonka voi tosin kiertää käyttämällä pääteankkureita. [5, s. 88.] Suunnittelijalla ei useinkaan ole käytössään tietoja liittolaattojen kuormituskokeista [21, s. 169], joten pääteankkureiden käyttö on viisainta.

Liittolaatan taipumaa ei tarvitse tarkastaa lainkaan, jos liukumaa ei edellä mainitun mukaisesti tarvitse huomioida ja jos EN 1992-1-1 kohdan 7.4 perusteella jännemitan suhde paksuuteen  $l/h$  on enintään

- 16 vapaasti tuetuissa laatoissa
- 22 jatkuvien laattojen reunakentissä
- 24 jatkuvien laattojen keskikentissä [5, s. 88; 18, s. 9].

Näitä arvoja valittaessa EC2:n Suomen kansalliseen liitteeseen, on haluttu ottaa ylimääräistä varmuutta itse standardin suosittelemiin arvoihin 15...20 %.

## 7.5 Suunnitteluprosessi

Liittolaattojen suunnitteluprosessia leimaa niiden rajallinen soveltuvuus erityyppisiin kohteisiin. Suomessa nykyään vallitsevan suuntauksen mukaan liittolaatastoina toteutetaan vain pienehköjä ja erillisiä välipohjia, joiden toteuttaminen ontelolaattarakenteena ei ole syystä tai toisesta mahdollista. Liittolaatan rakentamiseen liittyvän raudoitus- ja betonointityön hinta työmaalla on nykyään niin korkea suhteessa teollisesti valmistettujen betonivalmisteiden hintaan, että liittolaatta ei useinkaan ole taloudellisesti kilpailukykyinen ratkaisu. Liittolaatta on tosin vahvoilla silloin, kun välipohjalta vaaditaan suurta muuntojoustavuutta. Reikien tekeminen liittolaattavälipohjaan on jälkeempään paljon helpompaa kuin esimerkiksi ontelo- tai kuorilaattavälipohjaan. [57.] Asuinrakennusten välipohjat ovat kohteita, joissa paikallavalulaatan muottityön poisjäänti liittolaatan käyttöönoton myötä toisi aitoja kustannussäästöjä, mutta betonin kuivumiseen ja alapinnan verhoiluun liittyvät ongelmat estävät sen käytön näissä kohteissa.

Maailmalla liittolaatta ja -palkkirakenteiden käyttöön talonrakenteissa liittyy usein kaksi toisiinsa nivoutunutta tekijää. Nämä ovat rakennuksen suuri korkeus ja maanjäristysvaara. Liittorakenteet kestävät maanjäristyksiä lähtökohtaisesti hyvin sitkeytensä ansiosta. Pilvenpiirtäjän sijaitessa maanjäristysalueella on liittolaatta luonnollinen valinta välipohjiin myös työmaateknisistä, erityisesti nostoihin liittyvistä tekijöistä johtuen.

EC4:n käyttöönotto liittolaattojen mitoituksessa ei ole vain suunnittelijan tietotaidon kehittämiseen liittyvä prosessi. Tarkka mitoitus edellyttää suhteellisen paljon liittolevytoimittajan vastuulla olevien parametrien selvittämistä. Tässä tilanteessa tuotetoimittajien tulisi ensitilassa aloittaa mahdollisesti tarvittavien uusien kuormituskokeiden valmistelu tai jalostaa vanhoista kuormituskokeista saatavaa tietoa muotoon, josta on hyötyä tarvittavien parametrien selvittämisessä. Toisaalta varmalla puolella olevien oletusten teko on liittolaattojen mitoituksessa jopa suositeltavaa, koska usein ylimääräistä kapasiteettia on väkisinkin runsaasti. Käytännön suunnittelutyön näkökulmasta kokeelliseen tutkimukseen pohjautuvan mitoitusprosessin soveltaminen edellyttää atk-pohjaisten työkalujen käyttöä, joiden kehittämisessä tuotetoimittajat ovat jälleen avainasemassa. On kuitenkin sääli, jos levyjen valmistajat määrittävät parametrit ja laativat suunnittelu työkalut vain omaan käyttöönsä voimistaakseen omia palvelukokonaisuuksiaan, koska tällöin suunnitteluosaaminen kuihtuu ja tuotteiden käyttö vähentyy.

Mielestäni Suomessa tarvitaan aktiivista tuotekehitystyötä ja ulkomaisten innovaatioiden tutkimista esimerkiksi korkeauumaisten levyprofiilien ja kevytbetonien käyttöön liittyen. Jos Saksassa ja muualla Keski-Euroopassa, jossa edes sääolosuhteet eivät merkittävästi poikkea suomalaisista, toteutetaan taloudellisesti esimerkiksi pysäköintilaitoksia liittorakennetekniikalla [61], niin miksei se Suomessa olisi mahdollista?

## 8 PALOMITOITUS

Palomitoitus liittyy kenties tavallista kiinteämmin juuri liittorakenteiden mitoitukseen, koska ne ovat itse asiassa kehittyneet teräsrakenteiden palosuojauksesta. Kun sittemmin palosuojaksi tarkoitettua betonin kapasiteettia on alettu hyödyntää myös normaalilämpötilassa, on palon vaikutuksia täytynyt alkaa tarkastella uudesta näkökulmasta. Liittorakenteiden palomitoituksessa on paljon yhteisiä piirteitä erityisesti teräsrakenteiden palomitoituksen kanssa, mutta myös betonin ominaisuudet palotilanteessa tarvitsee tuntea. Jälleen viitataan Färmin [10], Hassin [11] ja Marttilan [26] diplomitoihin, joissa betoni- ja teräsrakenteiden palomitoitusta on käsitelty erillisinä prosesseina. Suunnittelijalta edellytetään näissä töissä esitettyjen perusasioiden tuntemista tutustuaan liittorakenteiden palomitoitukseen.

Suomen rakentamismääräyskokoelman osan E1 [62] rakennusten paloturvallisuutta koskevat määräykset ovat voimassa myös eurokoodien mukaisessa palomitoituksessa. Osa E1 määrää rakenneosan kantavuutta (R), tiiviyyttä (E) ja eristävyyttä (I) koskevan paloluokan totuttuun tapaan palonkestävyysaikana, esimerkiksi R60. Eurokoodi 4 tuo muutoksen vain tämän palonkestävyysvaatimuksen täyttymisen osoittamiseen liittorakenteiden osalta.

Usein puhutaan tiiviys- ja eristävyyskriteerien kohdalla osastoivuudesta, koska palo voi vaikuttaa vain yhdessä palo-osastossa kerrallaan. Osastoivuuteen liittyy aina tiiveys- ja EN 1994-1-2 mukaan vain tarvittaessa eristävyysvaatimus [30, s. 22]. Suomessa molemmat kuuluvat aina osastoivuusvaatimukseen, esimerkiksi EI15 [62, s. 15]. Jos rakenteelta vaaditaan pidempää palonkestävyysaikaa osastoivuuden kuin kantavuuden suhteen, valitaan pidempi palonkestävyysaika myös kantavuuden osalta [62, s. 13].

Tavallisesti palomitoitus perustuu nimellispalooaltistukseen, mutta paloturvallisuusvaatimuksen täytyminen voidaan osoittaa tapauskohtaisesti myös oletettuun palonkehitykseen perustuvalla suunnittelulla [31, s. 2]. Tällöin puhutaan parametrisesta palooaltistuksesta. Nimellispalooaltistusta kuvataan yleisimmin standardipalokäyrällä, mutta myös ulkopuolisen palon käyrä ja hiilivetykäyrä kuuluvat tähän kategoriaan. Tässä työssä käsitellään vain standardipalooaltistusta, ellei toisin mainita. Sallittuja mitoitusmenettelyjä EC4:n mukaan ovat

- taulukkomitoitus,
- yksinkertaiset laskentamallit ja
- kehittyneet laskentamallit.

Tässä työssä käsitellään tarkemmin kahta ensimmäistä. Tällöin rajoitetaan yksittäisten kantavien rakennesien tarkasteluun. [30, s. 37.] Kehittyneet laskentamallit soveltuvat monimutkaisuutensa johdosta lähinnä tutkimuskäyttöön ja yksinkertaisten mallien toimivuuden testaamiseen [9, s. 61].

## 8.1 Heikentyneet materiaaliominaisuudet

Palomitoituksessa tarvittavat materiaaliominaisuudet voidaan jaotella mekaanisiin ja termisiin. Oleellista on, että molemmat ovat usein voimakkaastikin lämpötilasta riippuvia. Termisiin ominaisuuksiin kuuluvat lämpöpitenemä, ominaislämpökapasiteetti ja lämmönjohtavuus. Nämä määritellään standardista EN 1994-1-2 teräkselle ja betonille sekä analyttisessä että graafisessa muodossa lämpötilan  $\theta$  funktiona [30, s. 31–36]. Tässä työssä esitellään vain yksinkertaisten palomitoitusmenetelmien kannalta oleellisia, eli mekaanisia materiaaliominaisuuksia, joista tärkein on lujuus.

Tulipalon synnyttämä korkea lämpötila heikentää mekaanisia materiaaliominaisuuksia, mikä huomioidaan niiden mitoitusarvon (8.1) laskennassa pienennyskerroimella  $k_\theta$ .

$$X_{fi,d} = \frac{k_\theta X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (8.1)$$

jossa

$X_k$  on lujuus- tai muodonmuutosominaisuuden ominais- tai nimellisarvo (yleensä  $f_k$  tai  $E_k$ ) normaalilämpötilassa

$k_\theta$  on kyseisen ominaisuuden lämpötilariippuvainen pienennyskerroin ( $X_{k,\theta}/X_k$ )

$\gamma_{M,fi}$  on asianomaisen materiaalin kohdassa 3.3 esitetty palotilanteen osavarmuusluku. [30, s. 23.]

Palotilanteen mekaanisten materiaaliominaisuuksien määrittäminen pelkistyy siis tietyn materiaalin tiettyyn ominaisuuteen liittyvän pienennyskerroimen  $k_\theta$  määrittämiseen. Kertoimia on taulukoitu standardissa EN 1994-1-2, joten niiden käyttö on helppoa. Niiden avulla voidaan muodostaa myös matemaattinen materiaalmalli. Teräkselle ja betonille alla esitettyjä materiaaliominaisuuksia tulee pitää ominaisarvoina [30, s. 27].

### 8.1.1 Rakenne- ja betoniteräs

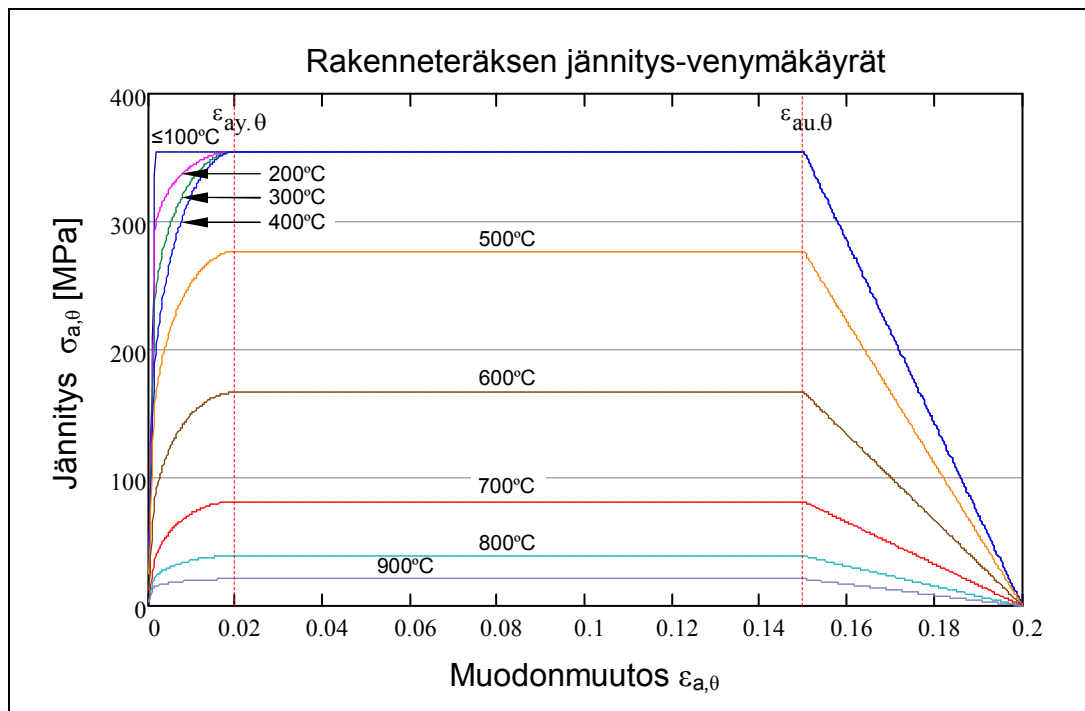
Teräksen lämpötilasta riippuvan jännitys-venymäkäyttäytymisen kuvaamiseen tarvitaan kolme parametria. Ne ovat kimmokerroin  $E_{a,\theta}$ , suhteellisuusraja  $f_{ap,\theta}$  (ja sitä vastaava venymä  $\varepsilon_{ap,\theta}$ ) sekä maksimijännitystaso eli tehollinen myötölujuus  $f_{ay,\theta}$  (ja sitä vastaava venymä  $\varepsilon_{ay,\theta}$ ) [31, s. 27]. Näiden määrittämiseksi tarvitaan parametrit  $k_{E,\theta}$ ,  $k_{p,\theta}$  ja  $k_{y,\theta}$ . Mitoituksessa tarvitaan useimmiten vain tehollista myötölujuutta.

Kuumavalssatulle betoniteräkselle voidaan käyttää samoja lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia sekä niitä kuvaavaa matemaattista mallia kuin rakenneteräkselle [30, s. 30]. Kylmämuokatulle betoniteräkselle käytetään omia parametreja. Alla olevaan taulukkoon (*Taulukko 8.1*) on koottu sekä kuumavalssatulle betoniteräkselle ja rakenneteräkselle (varjostetut sarakkeet) että kylmämuokatulle betoniteräkselle käytettävien pienennyskerroimien arvot. Väliarvot interpoloidaan lineaarisesti [30, s. 28].

**Taulukko 8.1** Rakenneteräksen (varjostettu) ja kuumavalssatun betoniteräksen lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien lämpötilariippuvaiset pienennyskerroimet [30, s. 29–31].

Teräksen lt $\theta_a$ [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$		$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$		$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$		$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,87	0,807	0,92	1,00	1,00	1,25
300	0,80	0,72	0,613	0,81	1,00	1,00	1,25
400	0,70	0,56	0,420	0,63	1,00	0,94	
500	0,60	0,40	0,360	0,44	0,78	0,67	
600	0,31	0,24	0,180	0,26	0,47	0,40	
700	0,13	0,08	0,075	0,08	0,23	0,12	
800	0,09	0,06	0,050	0,06	0,11	0,11	
900	0,0675	0,05	0,0375	0,05	0,06	0,08	
1000	0,0450	0,03	0,0250	0,03	0,04	0,05	
1100	0,0225	0,02	0,0125	0,02	0,02	0,03	
1200	0	0	0	0	0	0	

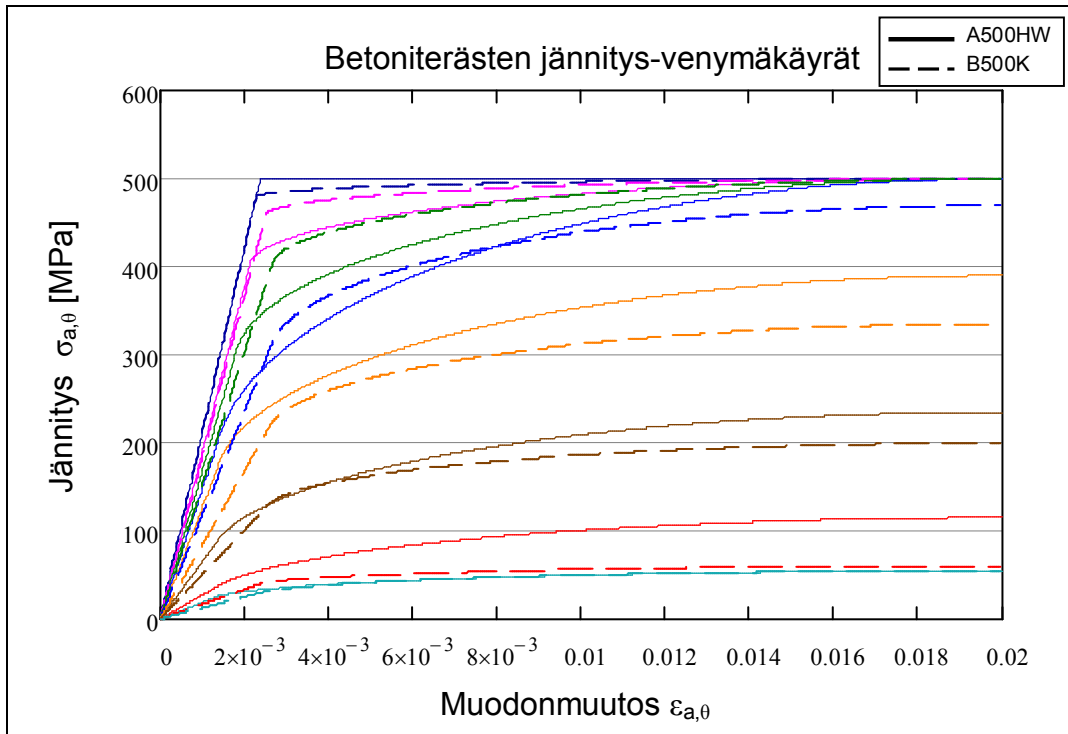
Standardin EN 1994-1-2 ja sen liitteen A ohjeiden mukaan voidaan pienennyskerroimia hyväksikäyttäen muodostaa alla esitettyjen kuvaajien (Kuva 8.1 ja Kuva 8.2) mukaiset teräksen jännitys-venymäkäyrät. Sama materiaalimalli sopii myös puristetulle teräkselle [30, s. 28]. Pienennyskerroimia ei ole tässä työssä esitetty graafisessa muodossa, koska ne löytyvät kuvaajina sekä EN 1994-1-2 liitteistä että aiemmista diplomitöistä.



**Kuva 8.1** Rakenneteräksen S355 jännitys-venymäkäyrät korkeissa lämpötiloissa muodonmuutosalueella 0–20 % [30, s. 64].

Teräksen palotilanteen materiaalimallissa ei siis ole myötölujittuvaa aluetta. Sellaisen käyttö sallitaan vain kehittyneiden laskentamallien yhteydessä, kun lämpötila on alle 400 °C [30, s. 28].

Seuraavassa kuvassa (Kuva 8.2) vertaillaan Suomessa tyypillisesti käytettyjen tankoraudoitteiden A500HW (kuumavalssattu) ja B500K (kylmämuokattu) palotilanteen materiaalimalleja edellistä kapeammalla muodonmuutosvälillä. Kuvassa paksu yhtenäinen viiva edustaa teräslaatu A500HW ja ohut katkoviiva laatua B500K. Lämpötilaan viittaava värikoodaus on sama kuin yllä olevassa kuvassa.



**Kuva 8.2** Betoniteräslaatuojen A500HW ja B500K jännitys-venymäkäyrät korkeissa lämpötiloissa muodonmuutosalueella 0–2 %.

Kuvasta nähdään, että kylmämuokatun betoniteräksen toimintamallin ero kuumavalssattuun ei ole aivan odotetun kaltainen. Matalilla lämpötiloilla se käyttäytyy kuumavalssattua betoniterästä lujuemmin, kun muodonmuutostaso on riittävän pieni. Hyvin korkeissa lämpötiloissa ja suuremmilla muodonmuutostasoilla kestävyys on puolestaan heikompi.

### 8.1.2 Betoni

Betonin ominaisuuksien kuvaamiseen korkeissa lämpötiloissa riittää ainoastaan yksi parametri  $k_{c,\theta}$  (ja sitä vastaava puristuma  $\varepsilon_{cu,\theta}$ ). Nämä on taulukoitu eri lämpötiloissa alla (Taulukko 8.2). Lämpötilan väliarvot interpoloidaan tässäkin lineaarisesti. Asioita kuitenkin monimutkaistaa hiukan se, että palotilanteessa käytetään betonin puristuslujuutta, kun normaalilämpötilassa totuttiin EC2:n merkintöjen vastaisesti lieriölujuuden käyttöön. Betonin puristuslujuuden ominaisarvo lasketaan standardin EN 1992-1-1 Suomen kansallisen liitteen mukaan kaavalla (8.2) [18, s. 4].

$$f_c = \alpha_{cc} f_{ck} \quad (8.2)$$

jossa

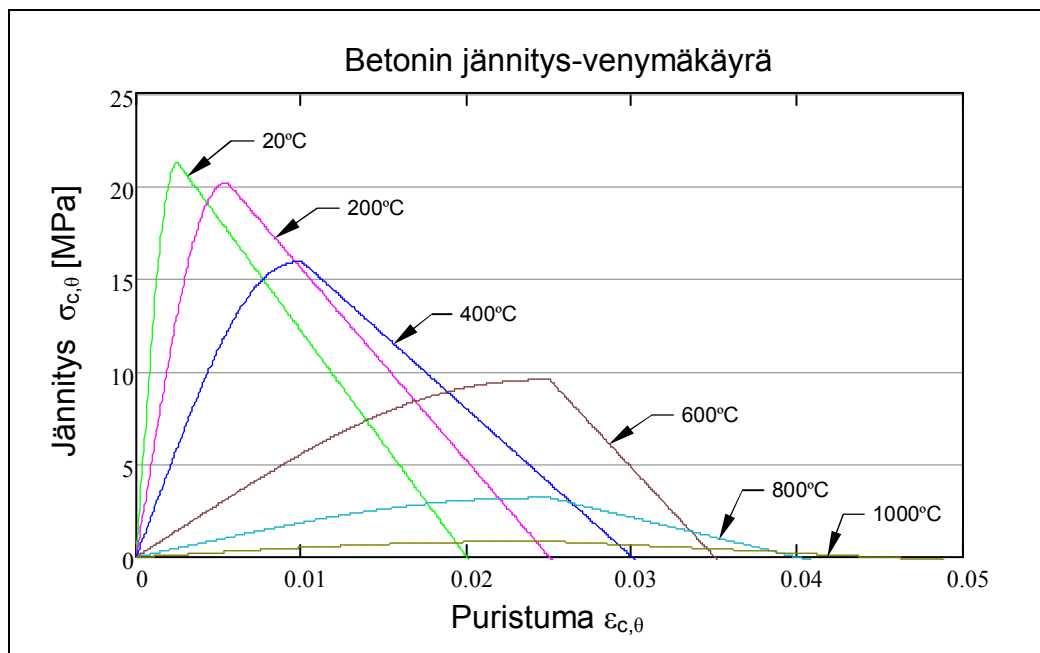
$\alpha_{cc} = 0,85$  on kerroin, joka huomioi pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikutustavan  
 $f_{ck}$  on betonin lieriölujuus 28 vuorokauden iässä.

Lopputuloks on kuitenkin sama, kerroin 0,85 vain esiintyy eri muodoissa normaalilämpötila- ja palomitoituksessa. Standardissa EN 1994-1-1 ei ole haluttu jättää kansallisen vallinnan mahdollisuutta plastisuusteorian käyttöä kompensoivalle pienennyskerroimelle.

**Taulukko 8.2** Normaalibetonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien lämpötilariippuvaiset pienennyskerroimet [30, s. 30].

Betonin lt $\theta_c$ [°C]	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$	1,0	1,0	0,95	0,85	0,75	0,65	0,45	0,30	0,15	0,08	0,04	0,01	0
$\varepsilon_{cu,\theta}$ [‰]	2,5	4,0	5,5	7,0	10,0	15,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	0

Alla olevaan kuvaan (Kuva 8.3) on piirretty betonin materiaaliparametrien mukaisia jännitys-venymäkäyriä eri lämpötiloissa. Kyseistä materiaalimallia voidaan käyttää konservatiivisena yksinkertaistuksena kaikille tavallisen runkoaineen betoneille [30, s. 29].



**Kuva 8.3** Betonin C25/30 jännitys-venymäkäyrä korkeissa lämpötiloissa [30, s. 66].

Kuvan jännitys-venymäkäyrien laskevia haaroja tarvitaan vain numeerisissa tarkaste-  
 luissa [30, s. 30].

## 8.2 Taulukkomitoitus

Palomitoitus taulukoiden avulla perustuu eri palonkestävyysluokissa valmiiksi ratkais-  
 tuihin perustapauksiin tiettyjen reunaehto-  
 jen puitteissa [9, s. 62]. Näitä reunaehtoja ovat

esimerkiksi materiaaliominaisuudet, paloaltistus ja rakenteen tuentatapa. Jos reunaehdot eivät tarkasteltavassa tapauksessa ole voimassa, on taulukkoarvoja skaalattava, tai ne eivät päde lainkaan. Taulukkomitoituksen käyttö rajoittuu standardipalolle altistuviin yksittäisiin kantaviin palkkeihin ja pilareihin. Sen oletetaan tuottavan konservatiivisia arvoja koetuloksiin ja kehittyneisiin laskentamalleihin nähden. [30, s. 37.]

Palomitoituksen suunnitteluperusteita on käsitelty kohdassa 3.1.2, jossa myös on esitetty palomitoituksen yleinen mitoitusehto (8.3). Taulukkomitoituksessa se täyttyy suoraan, kun valitaan tarvittavat rakenneparametrit standardin EN 1994-1-2 taulukoista 4.1–4.1 palkeille ja 4.4–4.7 pilareille.

$$E_{f_i,d,t} \leq R_{f_i,d,t} \quad (8.3)$$

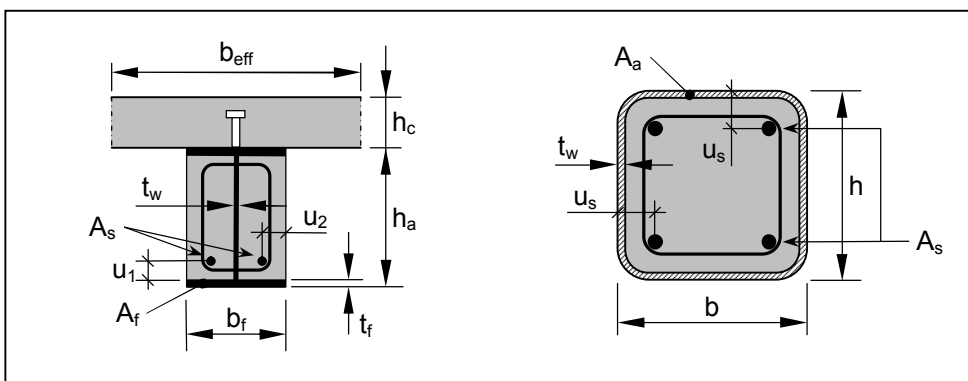
Taulukkojen laadinnassa on huomioitu palotilanteen kuormitustaso (8.4), jonka laskeminen onkin ainoa vaikeus taulukkomitoituksessa.

$$\eta_{f_i,t} = \frac{E_{f_i,d,t}}{R_d} \quad (8.4)$$

jossa

$E_{f_i,d,t} = E_{f_i,d}$  on palotilanteen voimasuureiden mitoitusarvo, joka voidaan olettaa ajasta riippumattomaksi [30, s. 37–38].

Käsitellään seuraavaksi osittain betonilla ympäröidyn liittopalkin ja betonitäyteen teräspalkin liittopilarin taulukkomitoitus. Laippojen välisellä betonoinnilla suojattu liittopalkki käsitellään harvinaisuudestaan huolimatta, koska muita palomitoitusmenetelmiä ei sille tässä työssä esitetä. Samalla saadaan jonkinlainen käsitys siitä, paljonko betonointi kasvattaa palkin palonkestävyyttä paljaaseen teräsprofiliin verrattuna. Alla olevassa kuvassa (Kuva 8.4) on esitetty palkkien ja pilareiden taulukkomitoituksessa käytetyt merkinnät, jotka on selvyuden vuoksi tässä työssä harmonisoitu standardin EN 1994-1-1 kanssa.



**Kuva 8.4** Liittopalkkien ja -pilareiden taulukkomitoituksessa käytetyt mitat merkinnät.

Liittolaattojen eristävyyssehtoon liittyvä taulukkomitoitus käsitellään vain kevyesti, koska se ei ole juurikaan muuttunut siitä, mitä by36:ssa esitetään. Laatan muunneltu paksuus lasketaan samoja periaatteita käyttäen, mutta pieniä tarkennuksia kaavoihin on tehty. Lisäksi EC4 erottaa pintavalun vahvuuden varsinaisen laatan vahvuudesta.



### 8.2.1 Osittain betonilla ympäröity liittopalkki

Laippojen välisellä raudoitetulla betonoinnilla varustetun liittopalkin taulukkomitointi koskee vain vapaasti tuettuja palkkeja, joiden kestävyyksien  $R_d$  ja  $R_{fi,d,t}$  määrittämisessä on otettu huomioon seuraavat ehdot:

- uuman paksuus  $t_w \leq b_f / 15$
- alalaipan paksuus  $t_f \leq 2t_w$
- betonilaatan paksuus  $h_c \geq 120\text{mm}$
- suhde  $A_s / (A_c + A_s) \leq 5\%$
- laatan toimiva leveys  $b_{eff} \leq 5\text{m}$ .

Lisäksi vaaditaan, että laatan tukipinta peittää vähintään 85 % palkin yläpinnasta. [30, s. 38–39.] Tämä vaatimus täyttyy luonnollisesti umpibetonilaatan tapauksessa, mutta liittolaatan ripojen välisiä tyhjätiloja saatetaan joutua tukkimaan teräksen palosuojaukseen soveltuvalla materiaalilla [9, s. 107].

Alla olevissa taulukoissa on esitetty palkin leveyteen ja lisäraudoituksen määrään (*Taulukko 8.3*) sekä raudoituksen keskiöetäisyyteen (*Taulukko 8.4*) liittyviä vähimmäisarvoja palonkestävyysluokan funktiona. Palonkestävyysluokka, jota ei voida saavuttaa tietyillä parametrin arvoilla, on merkitty ”–”. Vaatimukset koskevat vain kantavuuskriteeriä R, koska palkit eivät yleensä ole osastoivia rakenneseosia [9, s. 106]. Ensimmäisen taulukon (*Taulukko 8.3*) arvot koskevat vain rakenneteräslajia S355. Muita teräslajeja käytettäessä arvoja skaalataan myötölujuuksien suhteella [30, s. 39].

**Taulukko 8.3** Laippojen välisellä betonoinnilla varustetun liittopalkin pienin sallittu leveys  $b_f$  ja laipan suhteellisen alan  $A_s/A_f$  vähimmäisarvo [30, s. 40].

		Standardipalonkestävyys				
		R30	R60	R90	R120	R180
<b>1</b>	<b>Kuormitustaso <math>\eta_{fi,t} \leq 0,3</math></b>					
1.1	$h_a \geq 0,9b_{f,\min}$	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0
1.2	$h_a \geq 1,5b_{f,\min}$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
1.3	$h_a \geq 2,0b_{f,\min}$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
<b>2</b>	<b>Kuormitustaso <math>\eta_{fi,t} \leq 0,5</math></b>					
2.1	$h_a \geq 0,9b_{f,\min}$	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	–
2.2	$h_a \geq 1,5b_{f,\min}$	80/0,0	150/0,0	200/0,4	240/0,3	300/0,5
2.3	$h_a \geq 2,0b_{f,\min}$	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3
2.4	$h_a \geq 3,0b_{f,\min}$	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3
<b>3</b>	<b>Kuormitustaso <math>\eta_{fi,t} \leq 0,7</math></b>					
3.1	$h_a \geq 0,9b_{f,\min}$	80/0,0	270/0,4	300/0,6	–	–
3.2	$h_a \geq 1,5b_{f,\min}$	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	–
3.3	$h_a \geq 2,0b_{f,\min}$	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0
3.4	$h_a \geq 3,0b_{f,\min}$	70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8

Seuraavan taulukon (*Taulukko 8.4*) keskiötäisyyksien vähimmäisarvojen on tarkoitus varmistaa lisäraudoituksen riittävä kapasiteetti palonkestävyysluokan mukaisen paloaltistuksen aikana [9, s. 106]. Toisaalta tarpeettoman suurta keskiötäisyyttä ei kannata käyttää, koska silloin sisäisen momenttivarren lyheneminen pienentää raudoituksen kapasiteettia. Kannattaa huomata, että etäisyydet lasketaan aina betonin reunasta, kuten yllä olevassa kuvassa (*Kuva 8.4*) on näytetty.

**Taulukko 8.4** Laippojen välisen betonoinnin raudoituksen pienimmät keskiötäisyydet  $u_1$  ja  $u_2$  betonin reunasta [30, s. 41].

Profiilin leveys $b_f$ [mm]	Pienin keskiötäisyys $u_i$ [mm]	Standardipalonestävyys			
		R60	R90	R120	R180
170	$u_1$	100	120	–	–
	$u_2$	45	60	–	–
200	$u_1$	80	100	120	–
	$u_2$	40	55	60	–
250	$u_1$	60	75	90	120
	$u_2$	35	50	60	60
$\geq 300$	$u_1$	40	50	70	90
	$u_2$	25	45	60	60

Palkkien palomitoituksessa on yleisesti muistettava varmistaa myös leikkausliitoksen toiminta korkeissa lämpötiloissa. Mekaaniset liittimet ovat usein betonin suojaamina edullisessa paikassa teräsprofiilin päällä, mutta liitoksen toiminnan kannalta yhtä oleellisen poikittaisraudoituksen kapasiteetin säilyminen ei ole yhtä itsestään selvää. Tähän raudoitukseen sovelletaankin standardin EN 1992-1-2 taulukon 5.8 sarakkeen 3 ilmoittamia keskiötäisyyksien vähimmäisarvoja. Liittolevyn osuutta poikittaisraudoitukseen ei saa huomioida sen lämpötilan ylittäessä 350 °C. [30, s. 38.]

## 8.2.2 Liittopilari

Tässä kappaleessa käsitellään vain betonitäytteisen teräsputkiliittopilarin taulukoihin perustuvaa palomitoitusta. Yleisesti ottaen liittopilarin taulukkomitoitus koskee vain jäykistettyjen eli sivusiirtymättömien kehien pilareita. Taulukkomitoituksen käyttöaluetta rajoitetaan lisäksi pilarin pituutta  $L$  koskevan ehdon  $L \leq 30b$  mukaisesti, jossa  $b$  on poikkileikkauksen pienin ulkomitta. Betonitäytteisen teräsputkiliittopilarin palomitoitus voidaan suorittaa alla olevan taulukon (*Taulukko 8.5*) mukaan paloluokissa R30...R180, kunhan kestävyyskierro  $R_d$  ja  $R_{f_i,d,t}$  laskennassa noudatetaan seuraavia sääntöjä:

- putken teräslajista riippumatta myötölujuus  $f_y = 235\text{MPa}$
- putken seinämävahvuudesta  $t$  huomioidaan enintään 4 % pienimmästä poikkileikkauksen ulkomitasta  $b$  tai  $d$
- suhde  $A_s / (A_c + A_s) \leq 3\%$

- betonin lujuutena käytetään normaalilämpötilan arvoa.

Pilariin vaikuttava voima voi olla keskinen tai epäkeskinen. Jos kuorma on epäkeskinen, on tästä aiheutuva momentti luonnollisesti otettava huomioon kestävyyttä  $R_d$  laskettaessa. [30, s. 41.]

**Taulukko 8.5** *Betonitäytteisten teräspalkki-liittopilareiden pienimmän poikkileikkausmitan, raudoitussuhteen ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot [30, s. 44].*

		Standardipalonkestävyys				
		R30	R60	R90	R120	R180
<b>1</b>	<b>Kuormitustaso <math>\eta_{fi,t} \leq 0,28</math></b>					
1.1	$h_{\min}$ ja $b_{\min}$ tai $d_{\min}$ [mm]	160	200	220	260	400
1.2	$A_s / (A_c + A_s)$ [%]	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	$u_{s,\min}$ [mm]	–	30	40	50	60
<b>2</b>	<b>Kuormitustaso <math>\eta_{fi,t} \leq 0,47</math></b>					
2.1	$h_{\min}$ ja $b_{\min}$ tai $d_{\min}$ [mm]	260	260	400	450	500
2.2	$A_s / (A_c + A_s)$ [%]	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	$u_{s,\min}$ [mm]	–	30	40	50	60
<b>3</b>	<b>Kuormitustaso <math>\eta_{fi,t} \leq 0,66</math></b>					
3.1	$h_{\min}$ ja $b_{\min}$ tai $d_{\min}$ [mm]	260	450	550	–	–
3.2	$A_s / (A_c + A_s)$ [%]	3,0	6,0	6,0	–	–
3.3	$u_{s,\min}$ [mm]	25	30	40	–	–

Palotilanteessa tapahtuva nurjahduspituuden muutos (katso sivu 165) on huomioitava liittopilarin taulukkomitoituksessa käyttämällä kestävyuden  $R_d$  laskennassa kaksinkertaista nurjahduspituuden arvoa palotilanteen nurjahduspituuteen nähden [30, s. 41]. On syytä korostaa, että pilarin taulukkomitoitus antaa erittäin konservatiivisia tuloksia, eikä sitä siksi juurikaan käytetä. Ongelmana on huomattavan epätaloudellisuuden ohella jopa taulukkoarvojen mukaisen raudoituksen mahdolluttaminen minimipoikkileikkaukseen. [4.]

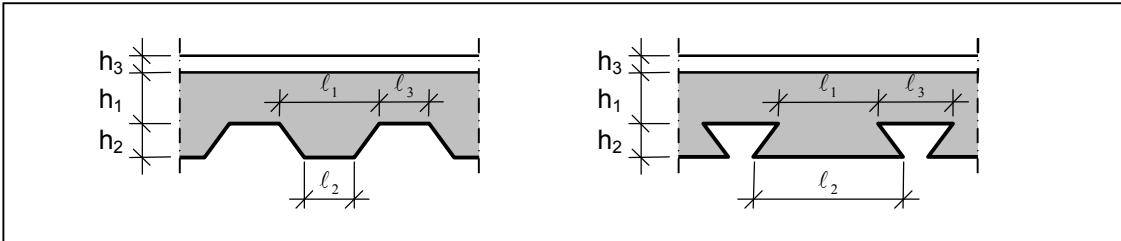
### 8.2.3 Liittolaatta

EC4 ei esitä liittolaatoille puhdasta taulukkomitoitusta lainkaan. Palonkestävyyden laskeminen eristävyyssehdon I suhteen on kuitenkin sekoitus laskennallista ja taulukkomitoitusta, joten se esitetään tässä. Tämä menettely takaa osastoivuuden säilymisen määrätyn palonkestoajan, koska liittolaatoissa tiiviysehdon E katsotaan toteutuvan aina [30, s. 45].

Kuten todettua, liittolaatan eristävyyssehtoon liittyvässä taulukkomitoituksessa ei tapahdu suuriakaan muutoksia. Alla esitettyssä taulukossa (Taulukko 8.6) annetaan eri palonkestoluokkia vastaavat eristävyyssehdon täyttävät vähimmäisarvot laatan teholliselle paksuudelle. Tehollinen paksuus lasketaan kaavalla (8.5), jota käytettäessä on esitettyjen ehtojen lisäksi varmistettava, että umpibetonin paksuus  $h_1 > 40\text{mm}$  aina [30, s. 75].

$$h_{eff} = \begin{cases} h_1 + 0,5h_2 \left( \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) & , \text{ kun } \frac{h_2}{h_1} \leq 1,5 \\ h_1 \left[ 1 + 0,75 \left( \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) \right] & , \text{ kun } \frac{h_2}{h_1} > 1,5 \end{cases} \quad (8.5)$$

jossa käytetyt merkinnät ovat alla olevan kuvan (Kuva 8.5) mukaiset.



**Kuva 8.5** Liittolaatan taulukkomitoituksessa käytettävät mitat ja merkinnät [30, s. 45].

**Taulukko 8.6** Liittolaatan tehollisen paksuuden vähimmäisarvot [30, s. 75].

Standardipalonkestävyys	$h_{eff, min}$ [mm]
<b>R30</b>	60- $h_3$
<b>R60</b>	80- $h_3$
<b>R90</b>	100- $h_3$
<b>R120</b>	120- $h_3$
<b>R180</b>	150- $h_3$
<b>R240</b>	175- $h_3$

Vaatimukset esitetään johdonmukaisesti kantavuuskriteerille R, koska myös kantavuuden on luonnollisesti säilyttävä vähintään eristävyyskriteeriin liittyvän palonkestoajan verran. Taulukon arvojen noudattaminen ei kuitenkaan takaa kantavuuskriteerin täyttymistä. Yleisesti ottaen standardin EN 1994-1-1 mukaisesti mitoitettun liittolaatan palonkestävyyensaika kantavuuskriteerin R suhteen on vähintään 30 minuuttia [30, s. 45].

### 8.3 Laskennallinen mitoitus

Eurokoodeissa palomitoituksen laskennalliset menetelmät jakautuvat yksinkertaisiin ja kehittyneisiin. Tässä työssä käsitellään ainoastaan yksinkertaisia menetelmiä, koska vain ne soveltuvat käytännön suunnittelutyöhön. Niiden pätevyysalue ei ole niin rajoittunut kuin koekuormitustuloksiin voimakkaammin perustuvan taulukkomitoituksen. Paloaltistuksena tosin sallitaan nytkin vain standardipalo [30, s. 44; 31, s. 4]. Yksinkertaisten laskentamenetelmien yksi etu on se, että niiden käytössä on kaikkien rakenneosien kohdalla pyritty hyödyntämään mahdollisimman kattavasti normaalilämpötilan tuloksia. Tämä näkyy erityisesti pilarin mitoituksessa.

Yleisohjeena voidaan todeta, että laskenta etenee kuten normaalilämpötilassa, mutta poikkileikkauksen lämpötilakenttä palonkestoajan päättyessä on tiedettävä mekaanisten

materiaaliominaisuuksien redusoimiseksi. EC4:n mukainen palomitoitus yksinkertaisilla laskentamenetelmillä onkin pääosin tämän lämpötilakentän selvittämistä. Erityisen hyvin tämä tulee esiin vaakarakenteiden palomitoituksessa, jota on käsitelty alla. Myöhemmin esiteltävässä pilarin laskennallisessa palomitoituksessa on huomioitava muitakin tekijöitä ja lämpötilakentän muutokset on tunnettava tarkemmin.

### 8.3.1 Vaakarakenteet

Liittopalkkien ja -laattojen palomitoituksen yksinkertainen laskentamenetelmä perustuu plastisuusteoriaan, aivan kuten normaalilämpötilamitoituskin. Plastisen neutraaliakselin paikka selviää poikkileikkauksen sisäisestä voimatasapainoehdosta (8.6).

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left( \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left( \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) = 0 \quad (8.6)$$

jossa

$\alpha_{slab} = 0,85$  on kerroin, joka huomioi betonin tehollisen jännityksen liittolaattojen puristusresultantin laskennassa

$f_{y,i}$  on teräsosan pinta-alkion  $A_i$  nimellinen myötölujuus, jota vastaava jännitys on puristuksessa positiivinen ja vedossa negatiivinen

$f_{c,j}$  on betoniosan pinta-alkion  $A_j$  lujuuden mitoitusarvo 20 °C lämpötilassa, kun vetojännityksiä ei huomioida

$k_{y,\theta,i}$  ja  $k_{c,\theta,j}$  ovat yllä olevien taulukoiden (*Taulukko 8.1* ja *Taulukko 8.2*) mukaiset kertoimet.

Kun neutraaliakselin sijainti on tiedossa, tunnetaan myös pinta-alkioiden painopisteiden etäisyydet plastiselta neutraaliakselilta  $z_i$  ja  $z_j$ . Siten taivutuskestävyyden mitoitusarvo saadaan yleispätevästä kaavasta (8.7). [30, s. 45.]

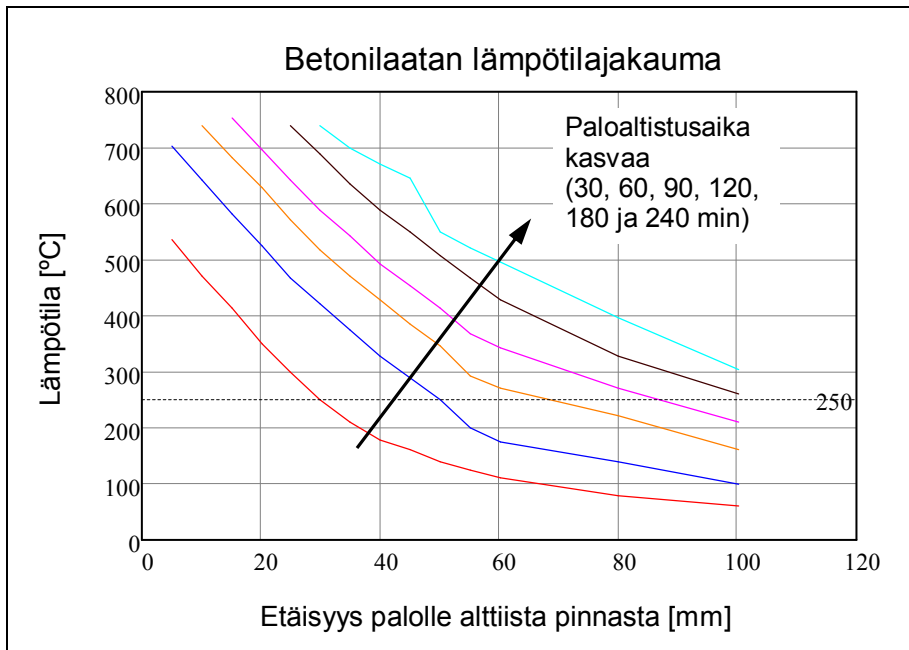
$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} \left( \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j z_j k_{c,\theta,j} \left( \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) \quad (8.7)$$

Yksinkertainen laskentamenetelmä soveltuu sekä vapaasti tuettujen että jatkuvien vaakarakenteiden palomitoitukseen. Jatkuvien rakenteiden tuilla on kuitenkin varmistettava riittävä kiertymiskyky noudattamalla normaalilämpötilan mitoituksessa annettuja ohjeita. [30, s. 45–47.]

### Betonilla suojaamaton liittopalkki

Nimitetään tässä betonilla suojaamattoman liittopalkin teräsosaa avoimeksi teräsprofiiliksi riippumatta siitä, onko se palosuojattu vai ei. Tällaisen liittopalkin taivutuskestävyys palotilanteessa voidaan laskea joko plastisuusteorialla heikentyneiden materiaaliominaisuuksien vallitessa tai teräsprofiilin kriittiseen lämpötilaan perustuvalla menetelmällä. Molemmissa on tunnettava poikkileikkauksen lämpötilajakauma. Kriittisen lämpötilan menetelmä on siinä mielessä yksinkertaisempi, että siinä oletetaan sama lämpötila koko teräsprofiiliin, kun plastisessa tarkastelussa on tarkasteltava erikseen

ylälaippaa, alalaippaa ja uumaa [30, s. 50]. Standardissa EN 1994-1-2 ei anneta muita ohjeita betonilaatan lämpötilajakautuman määritykseen kuin liitteen D.5 esittämä malli 100 mm paksun betonilaatan lämpötilajakautumalle (Kuva 8.6) ja toteamus betonin lujuuden säilymisestä muuttumattomana alle 250 °C lämpötiloissa. Likimääräistyksiä on siis käsinlaskennassa tehtävä oman harkinnan mukaan. Esimerkiksi 10 mm betonikerros voidaan laskennassa olettaa tasalämpöiseksi tarkkuuden kärsimättä liikaa [22, s. 150].



**Kuva 8.6** Standardipalolle altistuneen 100 mm paksun umpibetonilaatan lämpötilajakauma 30, 60, 90, 120, 180 ja 240 minuutin paloajan jälkeen [22, s. 150].

Yllä olevassa kuvassa esitetty informaatio on esitetty standardissa EN 1994-1-2 taulukkomuodossa [30, s. 75].

Jos teräsprofiili on suojaamaton, eivät tavoiteltavat palonkestoajat useinkaan ole pitkiä ja ainakin alustavat tarkistukset voidaan tehdä olettamalla konservatiivisesti lämpötilaltaan yli 250 °C betonikerroksen lujuus nolaksi. Liittolaattojen osalta yllä olevassa kuvassa (Kuva 8.6) esitetyn lämpötilajakautuman soveltamisesta ei anneta ohjeita, mutta jälleen konservatiivisesti voidaan tarkastella vain ripojen yläpuolista umpibetonia.

Plastinen mitoitus ei tarvitse lämpötilainformaation lisäksi kaavoja (8.6) ja (8.7) erikoisempia ohjeita. Teräksen kriittisen lämpötilan mallissa puolestaan ratkaistaan korkein lämpötila  $\theta_{cr}$ , jossa rakenne kestää palotilanteen kuormat sortumatta teräksen alentuneen lujuuden  $f_{ay,\theta_{cr}}$  perusteella kaavasta (8.8). Lämpötilan ja lujuuden yhteys on esitetty yllä olevassa taulukossa (Taulukko 8.1). Menetelmän käyttöalue rajoittuu vapaasti tuetuille liittopalkkeille, joiden teräsprofiilin korkeus on enintään 500 mm ja laatan paksuus  $h_c \geq 120\text{mm}$ . [30, s. 50.]

$$k_{\theta_{cr}} \eta_{fi,t} \leq \frac{f_{ay,\theta_{cr}}}{f_{ay}} \quad (8.8)$$

jossa

$$k_{\theta_{cr}} = \begin{cases} 0,9 & \text{paloluokan R30 tapauksessa} \\ 1,0 & \text{muissa tapauksissa} \end{cases}$$

$$\eta_{f_i,t} = \frac{\eta_{f_i} E_d}{R_d}$$

Suunnittelijan tehtäväksi jää varmistaa, ettei teräsprofiilin lämpötila ylitä kriittistä arvoa vaaditun paloluokan osoittamana aikana [11, s. 119]. Tämä tehdään palosuojatulle avoimelle teräsprofiilille kaavalla (8.9) ja suojaamattomalle profiilille kaavalla (8.11). Kaavat ovat yhteneviä Hassin diplomityössä puhtaille teräsrakenteille esitettyjen askelkaavojen [11, s. 117–119] kanssa. Alla on esitetty vain niiden termien määritelmät, jotka eroavat standardin EN 1993-1-2 esittämistä.

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{shadow} \left( \frac{1}{c_a \rho_a} \right) \left( \frac{A_i}{V_i} \right) \dot{h}_{net} \Delta t \quad (8.9)$$

jossa

$k_{shadow}$  on kaavan (8.10) mukainen varjostusvaikutuksen korjauskerroin

$\frac{A_i}{V_i}$  on teräsprofiilin alalaipan poikkileikkaustekijä

$\Delta t \leq 5s$  on aika-askeleen pituus

Varjostusvaikutukseen perustuvan korjauskertoimen (8.10) laskennassa käytetään sivulla 65 esitetyn kuvan (Kuva 5.4) merkintöjä sillä tarkennuksella, että alaindeksi 1 viittaa ylälaippaan ja alaindeksi 2 alalaippaan

$$k_{shadow} = 0,9 \frac{t_{f1} + t_{f2} + \frac{b_{f1}}{2} + \sqrt{h_w^2 + \frac{(b_{f1} - b_{f2})^2}{4}}}{h_w + b_{f1} + \frac{b_{f2}}{2} + t_{f1} + t_{f2} - t_w} \quad (8.10)$$

Palosuojatun avoimen teräsprofiilin lämpötilan nousua kuvataan askelkaavan (8.11) mukaisella mallilla.

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p}{d_p c_a \rho_a} \frac{A_{p,i}}{V_i} \frac{\theta_t - \theta_{a,t}}{1 + w/3} \Delta t - \left( \sqrt[10]{e^w} - 1 \right) \Delta\theta_t \quad (8.11)$$

Liittopalkkien taivutuskestävyyden ohella on varmistuttava myös leikkauskestävyyden ja leikkausliitoksen kapasiteetin riittävydestä. Poikkileikkauksen leikkauskestävyytenä tulee käyttää teräsosan kestävyttä, ellei betonin osuutta ole osoitettu kokeellisesti [30, s. 46]. Leikkausliitosta on tutkittava, jos se on osittainen. Tällöin otetaan huomioon kahden kriittisen leikkauksen välillä tapahtuva leikkausvoimien muuttuminen kuumenemisen vaikutuksesta, kun lasketaan kaavaan (8.6) perustuvia jännitysresultanttien muutoksia, joille tappiliittimet mitoitetaan. [30, s. 47.] Tappiliittimien kapasiteetteja puolestaan redusoidaan palotilanteessa pienempään kaavan (8.12) arvoista [30, s. 51].

$$P_{f_i,Rd} = \begin{cases} 0,8k_{u,\theta} P_{Rd} & , \text{jos liitin määrää normaalilämpötilassa} \\ k_{c,\theta} P_{Rd} & , \text{jos betoni määrää normaalilämpötilassa} \end{cases} \quad (8.12)$$

jossa

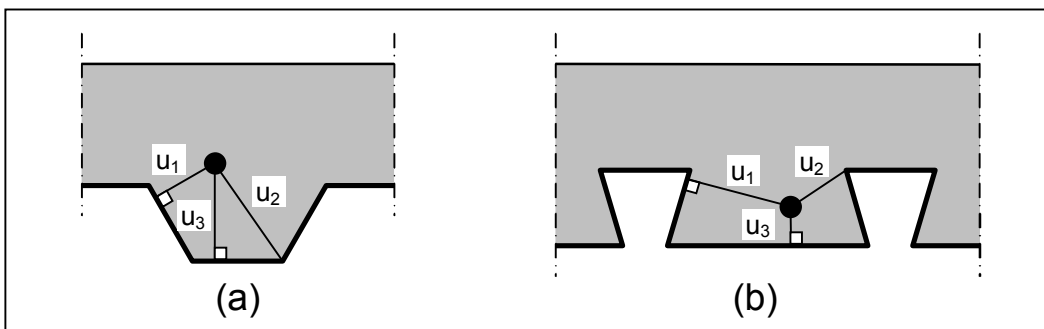
$k_{u,\theta}$  on pienennyskerroin, jota käyttäen lasketaan rakenneteräksen myötö-  
lujuuden jännitystaso korkeissa lämpötiloissa.

### Liittolaatta

Liittolaattojen yksinkertaiset laskentamenetelmät perustuvat liittopalkkien tapaan heikentyneiden materiaaliominaisuuksien ja plastisuusteorian mukaisen taivutuskapasiteetin määrittämiseen. Liittolaatan alapuolisessa palossa voidaan positiivisen momentin alueilla olettaa puristetun betonin lujuus muuttumattomaksi, joten vain liittolevyn ja betoniterästen ominaisuuksia on tarkasteltava. Tukialueella puolestaan betoniripoja on reduceitava yläpinnassa sijaitsevan tukiraidoituksen säilyttäessä normaalilämpötilan ominaisuutensa. Puristettua liittolevyä ei tarvitse huomioida [30, s. 73]. Käsitellään seuraavaksi positiivisen ja negatiivisen momenttikapasiteetin laskemista erikseen.

**Positiivisen momentin** vaikuttaessa suojaamattoman liittolevyn osuus palotilanteen vetoresultanttiin jätettiin vanhan käytännön mukaan lähes automaattisesti huomioimatta ja laatta palomitoitettiin puhtaana teräsbetonilaattana. Tämä johtui muun muassa liittolevyn ja betonin välisen tartuntakapasiteetin säilymiseen liittyvistä epävarmuustekijöistä. [3, s. 155–156.] Standardi EN 1994-1-2 ei kuitenkaan ota mitään kantaa tällaiseen ankkurointikysymykseen, vaan esittää ennakkoluulottomasti liittolevyn lämpötilaan perustuvan lujuuden reduceoinnin. Se tosin antaa jo paloluokassa R60 niin alhaisia lujuuksia, että liittolevyn vaikutus voidaan varsinkin alustavissa tarkasteluissa yhtä hyvin unohtaa. Luokan R30 vaatimukset katsotaan liittolaatoilla täyttyvän automaattisesti.

Alla olevassa kuvassa (Kuva 8.7) on esitetty liittolaatan betonirivassa sijaitsevien raudoitettankojen lämpötilan laskennassa tarvittavan parametrin  $z$  etäisyyskomponentit trapetsiprofiilille (a) ja lohenpyrstöprofiilille (b). Useimmiten etäisyys  $u_3$  on vakio siten, että tangon yläpinta sijaitsee ripojen päällä lepäävien jakotankojen alapuolella.



**Kuva 8.7** Raudoituksen etäisyydet trapetsi- (a) ja lohenpyrstöprofiilille (b) [30, s. 72].

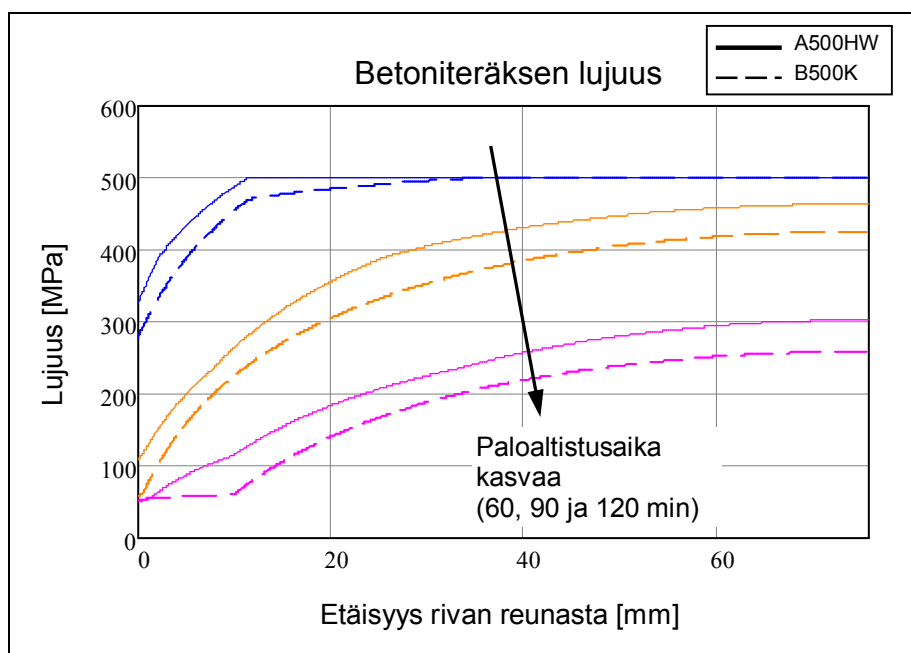
Kerroin  $z$  lasketaan kaavalla (8.13) [30, s. 72], eikä kaava ole muuttunut by36:n esittäjästä, jossa sitä merkittiin symbolilla  $\gamma$ .

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} \quad (8.13)$$

jossa etäisyydet  $u_1$ ,  $u_2$  ja  $u_3$  on esitetty yllä olevassa kuvassa (Kuva 8.7).

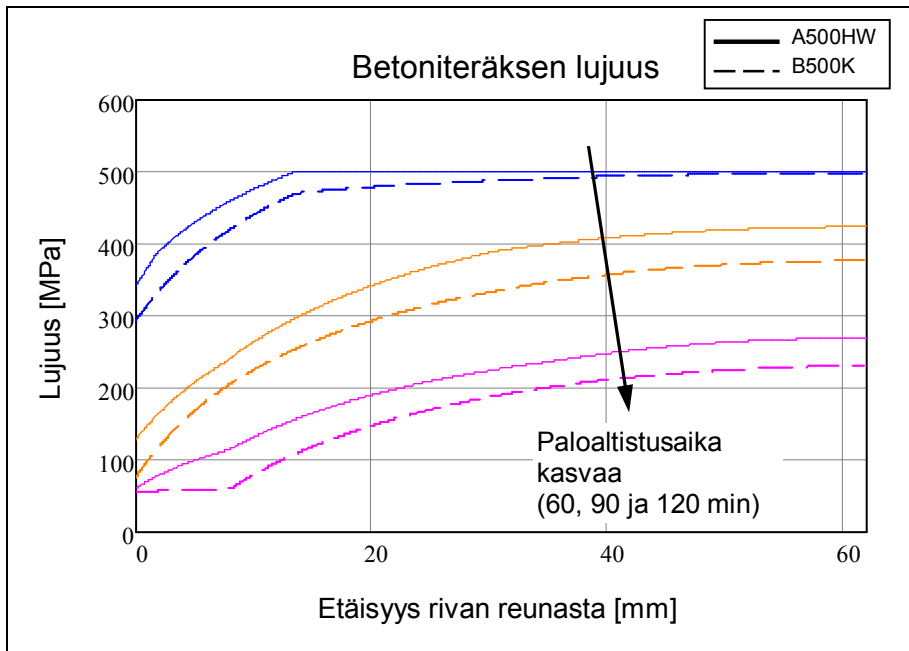


Lämpötilan laskennassa EC4:n mukaan on sekä taulukkomitoituksen että laskennallisen mitoituksen piirteitä niin liittolevyjen kuin raudoitustankojenkin tapauksessa. Standardin EN 1994-1-2 liitteessä D esitettyjen parametritaulukoiden kopioiminen tähän ei ole mielestäni tarkoituksenmukaista. Suunnittelutyössä hyödyllisempiä ovat alla esitetyt kuvaajat (*Kuva 8.8* ja *Kuva 8.9*) kahden kaupallisen liittolevyn betoniripaan sijoitettavien raudoitetankojen lujuudesta lämpötilan noustessa. Yleisemmin käytetään hitsattuja verkkoja (B500K), joiden lujuus on esitetty katkoviivalla. Kuvaajien vaakakseli on ulotettu rivan leveyden puoliväliin, koska lämpötilakenttä on symmetrinen rivan keskilinjan suhteen. Etäisyys 0 mm rivan reunasta kuvaa tilannetta, jossa tanko koskettaa liittolevyn uumaa. Kuvien värikoodaus viittaa palonkesto-aikaan ja on yhtenevä aiemmin esitetyn kuvaajan (*Kuva 8.6*) kanssa.



**Kuva 8.8** Ruukin CS48-liittolevyn päälle valetun liittolaatan betonirivassa sijaitsevan raudoitetangon ( $\phi = 10\text{mm}$ ) myötölujuudet 60, 90, ja 120 minuutin standardipaloaltistuksen jälkeen.

Yllä olevasta kuvasta (*Kuva 8.8*) nähdään, että profiililtaan lohenpyrstömäinen Ruukin CS48-liittolevy tarjoaa betoniteräksille hiukan paremman suojan trapetsityyppiseen profiiliin (*Kuva 8.9*) verrattuna varsinkin rivan keskialueella. Paloluokassa R60 voidaan jopa olettaa betoniterästen lujuus muuttumattomaksi, kunhan suunnittelussa valitaan raudoitteeksi verkko, jonka tangot eivät satu aivan betonirivan reunaan. Molemmat tässä esitetyt profiilit ovat muodoltaan sikäli hankalia, etteivät vakioverkkojen silmävälit ole niiden kanssa yhteensopivia.



**Kuva 8.9** Formex Oy:n Express-liittolevyn päälle valetun liittolaatan betonirivassa sijaitsevan raudoitetangon ( $\phi = 10\text{mm}$ ) myötölujuudet 60, 90, ja 120 minuutin standardipaloaltistuksen jälkeen.

Vaikka liittolaattoja ei useinkaan suunnitella tultaan jatkuviksi, esitetään tässä myös alapuoliselle palolle altistuvan liittolaatan **negatiivisen momentin** määrittäminen. Tukialueiden halkeiluraudoitusta voidaan nimittäin monesti käyttää hyväksi palon aikaisen aukkomomentin keventämiseen [9, s. 63].

Tukialueella puristettu betoni kuumenee. Taivutuskestävyyden laskemiseksi betoniripoja täytyy redusoida ja jättää liittolevyn osuus huomioimatta [30, s. 73]. Standardin EN 1994-1-2 liitteessä D.3 on annettu redusointia koskevat ohjeet. Kuten ei raudoituksen lujuuksien laskentaa, ei myöskään ripojen redusointia käsitellä tässä yksityiskohtaisesti. Sen sijaan alla olevassa taulukossa (Taulukko 8.7) esitetään Suomessa käytetyn kaupallisen tuotteen valmiiksi laskettuja parametreja eri paloluokille ja raudoitteille. Ruukin CS48-liittolevylle parametreja ei voitu laskea, koska Eurokoodi 4:n menetelmä ei osoittautunut yleispäteväksi liittolevyn profiilin suhteen. Vain trapetsiprofiilien redusointi onnistui tarkoitetulla tavalla. Taulukoituja arvoja hyödyntäen kaavalla (8.14) saadaan laskettua alapuoliselle standardipalolle altistuneen liittolaatan tukimomenttikestävyys. Kaavan (8.14) ja taulukkoarvojen osalta on huomioitava liittolaattojen yhteydessä käytettävä korjauskerroin  $\alpha_{slab}$ . Se ottaa huomioon virheen, joka syntyy täydellisen plastisoitumisen oletuksesta [30, s. 45]. Kerrointa ei tule kuitenkaan sekoittaa betonin lujuuden mitoitusarvon (8.2) laskennassa käytettyyn kertoimeen  $\alpha_{cc}$ , vaikka ne yhtä suuria ovatkin.

$$M_{f_i, Rd}^- = N_s \left( h - (1 - \alpha_{slab}) y_0 - \alpha_{slab} PP_c - u \right) \quad (8.14)$$

jossa

$N_s = A_s f_{y, fi, d}$  on yläpinnan terästen vetoresultantti metrin levyisellä kaistalla

- $h = h_1 + h_2$  on toimivan betonilaatan paksuus yllä olevan kuvan (Kuva 8.5) mukaisesti
- $\alpha_{slab} = 0,85$  on suorakaiteen muotoisten jännityssuorakaiteiden käytöstä liittolaattojen yhteydessä aiheutuvan virheen huomioiva kerroin
- $y_0$  on plastisen neutraaliakselin etäisyys liittolevyn alalaidasta
- $PP_c$  on puristetun betonin painopisteakselin etäisyys liittolevyn alalaidasta
- $u$  on tukiraudoituksen keskiöetäisyys toimivan betonilaatan yläpinnasta.

**Taulukko 8.7** Formex Oy:n Express-liittolevyn päälle valetun, alapuolelta standardipalolle altistuneen liittolaatan negatiivisen momenttikapasiteetin määrittämisessä tarvittavat parametrit  $N_s$  [kN/m],  $y_0$  [mm] ja  $PP_c$  [mm].

		Standardipalonkestävyys					
		R60		R90		R120	
Raudoite	$N_s$ [kN/m]	$y_0$	$PP_c$	$y_0$	$PP_c$	$y_0$	$PP_c$
8-200#	125,7	28,7	21,1	36,4	28,6	41,6	33,8
8-150#	167,6	34,3	24,7	42,9	33,2	48,3	38,9
10-200#	196,3	38,0	27,2	47,2	36,3	52,4	42,4
10-150#	261,8	46,2	32,8	55,4	43,4	60,7	49,8
12-200#	252,7	48,6	34,5	57,8	45,5	63,2	52,1
12-150#	377,0	57,6	42,2	68,2	55,0	64,7 <sup>1</sup>	54,3 <sup>1</sup>
16-200#	502,7	68,9	52,0	75,3 <sup>1</sup>	61,4 <sup>1</sup>	74,4 <sup>1</sup>	60,5 <sup>1</sup>
16-150#	607,2	85,2	65,1	88,6 <sup>1</sup>	70,0 <sup>1</sup>	87,4 <sup>1</sup>	68,8 <sup>1</sup>

HUOM. 1 Arvot on saatu EN 1994-1-2 kohdan D.3(7) mukaisesti jättämällä rivat huomioimatta ja redusoidulla laatan tehollista paksuutta  $h_{eff}$  (8.5) rajalämpötilan  $\theta_{lim}$  funktiona EN 1994-1-2 taulukon D.5 perusteella

Jos suunnittelussa käytetään tukialueille sijoitettua halkeilurautoitusta, tulee suunnittelussa varmistaa kohdassa 7.4.1 esitetyn raudoituksen minimivaatimuksen täyttymisen lisäksi, että rauditus asennetaan minimisuojaitepaksuutta käyttäen. Näin varmistetaan siitä, että raudoitteen alla on vetoresultanttia vastaavan puristuskapasiteetin omaava toimiva betonikerros. [9, s. 63.]

### 8.3.2 Betonitäyteen teräsputkiliittopilari

Liittopilarin laskennallinen palomitoitus kokee suurimmat muutokset by:n ohjeisiin verrattuna. Betonitäyteen putkipilarin yksinkertainen laskentamenetelmä esitetään standardin EN 1994-1-2 Suomen kansallisessa liitteessä, koska siinä kielletään varsinaisen standardin opastavassa liitteessä H esitetyn menetelmän käyttö. Yksinkertainen laskentamenetelmä soveltuu aksiaalikuormitetun pilarin palomitoitukseen, mutta myös kuor-

man epäkeskisyyden huomiointiin annetaan ohjeita. Paloaltistus oletetaan standardipalon mukaiseksi ja mitoitettavat pilarit jäykistettyyn kehään kuuluviksi. [31, s. 5–4.]

### Keskinen kuormitus

Palomitoitus yksinkertaisella laskennallisella menetelmällä perustuu keskisesti kuormitetun liittopilarin normaalilämpötilamitoitukseen (katso kohta 6.2.2). Kohonnut lämpötila muuttaa mekaanisia materiaaliominaisuuksia yllä esitetyn mukaisesti, mikä vaikuttaa poikkileikkauksen tyssäntymiskuormaan ja taivutusjäykkyYTEEN. TaivutusjäykkyYDEN pienentyminen puolestaan vaikuttaa nurjahduspituuden määritykseen jos pilari on jatkuva palo-osastona toimivien kerrosten välillä. Muita tulipalon aiheuttamia haitallisia vaikutuksia, kuten poikkileikkaukseen syntyvää epätasaista lämpötilakenttää pyritään kompensoimaan nurjahduskäyrän  $c$  ( $\alpha = 0,49$ ) valinnalla. [19, s. 69–70.]

Pilarin mitoituksen perussuure, plastinen puristuskestävyys, muuttuu palotilanteessa muotoon (8.15), jossa on huomioitu korkean lämpötilan heikentämät materiaaliominaisuudet.

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \dots + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (8.15)$$

jossa

$A_{i,\theta}$  ovat eri lämpötiloissa  $\theta$  olevien materiaaliosien pinta-alat.

Taivutusjäykkyys lasketaan palotilanteessa kaavalla (8.16). [31, s. 4.]

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \dots + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (8.16)$$

jossa

$\varphi_{i,\theta}$  ovat polttokokeiden perusteella kalibroituja pienennyskertoimia

$E_{c,sec,\theta} = \frac{k_{c,\theta} f_c}{\epsilon_{cu,\theta}}$  on lämpötilaa  $\theta$  vastaava betonin sekanttikimmokerroin.

Sen enempää standardissa EN 1994-1-2 kuin siihen liittyvässä Suomen kansallisessa liitteessäkään ei anneta pienennyskertoimista  $\varphi_{i,\theta}$  muuta tietoa kuin se, että ne voidaan kalibroida polttokokeissa saavutettujen puristuskestävyyksien perusteella. Lisäksi niiden todetaan riippuvan materiaaliosien lämpötiloista, käytetystä menetelmästä sekä nurjahduskäyrästä [31, s. 5], jolloin arvot on esitettävä paloluokan funktiona. Herääkin kysymys, mistä suunnittelija saa tarvitsemansa arvot, ellei materiaalitoimittajan edellytetä huolehtivan polttokokeiden suorittamisesta. Ilmeisesti paremman tiedon puutteessa lähteen [54] laskentaesimerkeissä onkin käytetty standardin EN 1994-1-2 liitteessä G osittain betonilla ympäröidylle poikkileikkaukselle esitettyjä pienennyskertoimien arvoja soveltaen teräsputkelle I-profiilin palolle alttiin laipan arvoja. Liitteen G pienennyskertoimien arvot on esitetty alla olevassa taulukossa (Taulukko 8.8).

**Taulukko 8.8** Standardin EN 1994-1-2 liitteen G mukaiset taivutusjäykkyyden pienennyskertoimet [30, s. 90].

Standardipalonkestävyys	$\varphi_{a,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$
<b>R30</b>	1,0	1,0	0,8
<b>R60</b>	0,9	0,9	0,8
<b>R90</b>	0,8	0,8	0,8
<b>R120</b>	1,0	1,0	0,8

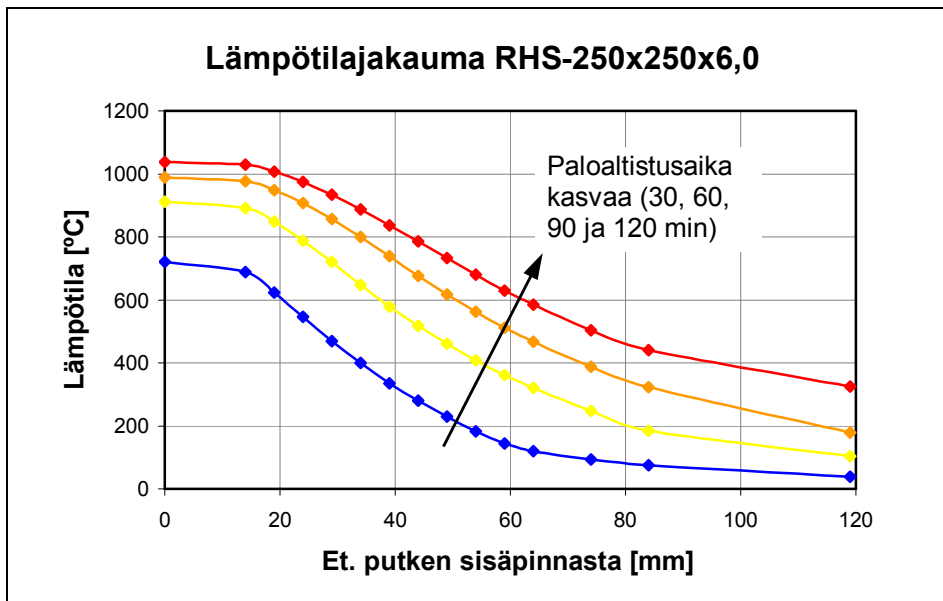
Suunnittelijan tulee kuitenkin tiedostaa, että taulukon arvojen käyttämisestä aiheutuva riski lankeaa hänen itsensä kannettavaksi. Esimerkiksi CIDECT:n raporteissa viitataan aivan toisenlaisiin  $\varphi_{i,\theta}$ -kertoimiin. [4.] Työn julkaisuhetkellä Suomessa ei siis ole mahdollista palomitoittaa betonitäytteistä teräsputkiliittopilaria kyseisellä menetelmällä.

Kaavojen (8.15) ja (8.16) soveltaminen käytännön suunnittelussa hankaloituu entistään, koska ne edellyttävät periaatteessa ainakin betonin osalta numeerista käsittelyä. Betonin lämpötilakenttää ei näet voida pitää poikkileikkauksessa vakiona. Käsineläskentää varten voidaan kuitenkin johtaa poikkileikkauksesta ja paloluokasta riippuva yksikäsitteinen ekvivalentti lämpötila, jota käyttämällä saavutetaan poikkileikkauksen tarkkaa lämpötilakenttää vastaava betoniosan puristuskapasiteetti. Ekvivalentteja betonin lämpötiloja on esitetty alla olevassa taulukossa (Taulukko 8.9).

**Taulukko 8.9** Betonitäytteisen teräsputkiliittopilarin nurjahduskestävyyden käsinlaskennassa käytettävät betonin ekvivalentit lämpötilat [°C] [54, s. 101].

Poikkileikkaus	Standardipalonkestävyys			
	R30	R60	R90	R120
120×120×5	500			
150×150×5	450	675		
180×180×5	410	575		
200×200×5	375	545	700	
200×200×6	370	545	705	
220×220×6	345	505	630	
250×250×6	305	475	575	690
300×300×8	260	415	510	575
350×350×10	235	370	470	530
400×400×10	220	335	425	485
150×100×4	520			
200×120×5	460	700		
250×150×6	405	575	765	
300×200×8	330	490	595	745
139,7×4	480			
168,3×5	425	625		
219,1×5	360	525	670	
273×5	300	460	555	645
323,9×6	265	405	495	570
406,4×8	240	355	435	490
457×8	230	325	415	460
508×10	215	300	385	435

Lähteessä [54, s. 102–113] on esitetty taulukoita myös teräsosan ja betoniterästen lämpötilojen määrittämiseksi. Taulukkoarvot perustuvat EN 1994-1-1 mukaisilla materiaalien termomekaanisilla ominaisuuksilla suoritettuihin FEM-mallinnuksiin [54, s. 16]. Neliöprofiileille annetut arvot soveltuvat suoraan vain nurkkaterästen lämpötilan määrittämiseen ja silloinkin etäisyys putken sisäpintaan tarkoittaa lävistäjän suuntaista etäisyyttä putken sisänurkkaan (reunapyöristys huomioiden). Taulukoita ei ole kopioitu tähän, mutta alla olevassa kuvassa on esitetty esimerkkipoikkileikkauksen lämpötilakenttä graafisessa muodossa.



**Kuva 8.10** Liittopilarin RHS-250×250×6,0 lämpötilajakaumat eri paloluokissa [54, s. 104]. Teräsprofiilin lämpötila luetaan käyrän alkupään arvosta.

Lähteen [54] ilmoittamat lämpötilat ovat noin 10 % by36:n esittämiä, alun perin betonipalkeille tarkoitettuja lämpötilakäyriä alhaisempia. Toisaalta liittopilareita on jo pitkään mitoitettu Ruukin ComCol-mitoitusohjelmalla, jonka lämpötilainterpolatio antaa samansuuntaisia tuloksia kuin TRY:n ohje [54]. Siksi tämän diplomityön liitteinä olevissa laskuesimerkeissä on hyödynnetty ComCol-ohjelman ilmoittamia terästen lämpötiloja.

Kun poikkileikkauksen lämpötilakenttä tunnetaan, yleisen mitoitus ehdon (8.3) mukainen kestävyysstermi aksiaalisen kuormituksen suhteen saadaan kaavasta (8.17) [31, s. 4].

$$N_{fi,Rd} = \chi(\bar{\lambda}_\theta) N_{fi,pl,Rd} \quad (8.17)$$

jossa

$$\chi(\bar{\lambda}_\theta) = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \leq 1,0 \quad \text{on suhteellista hoikkuutta } \bar{\lambda}_\theta \text{ vastaava, } \mathbf{nurjah-}$$

**duskäyrän c** mukainen pienennyskerroin

jossa edelleen

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49 (\bar{\lambda}_\theta - 0,2) + \bar{\lambda}_\theta^2 \right]$$

Palotilanteen suhteellinen hoikkuus saadaan kaavasta (8.18), jossa esiintyy totuttuun tapaan plastisen puristuskestävyyden *ominaisarvo* [31, s. 5]. Se ei Suomessa tosin eroa palotilanteen mitoitusarvosta, koska palotilanteen osavarmuusluvut ovat jo valmiiksi ykkösiä.

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rk}}{N_{fi,cr}}} \quad (8.18)$$

jossa

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,eff}}{\ell_\theta^2} \quad \text{on kimmoteoreettinen palotilanteen nurjahduskuorma}$$

jossa edelleen monikerrospilarin nurjahduspituutena käytetään

$$\ell_\theta = \begin{cases} 0,7L & \text{ylimmän kerroksen pilarille} \\ 0,5L & \text{välikerroksen pilarille} \end{cases}, \text{ kun } L \text{ on kerroskorkeus.}$$

Syy nurjahduspituuden lyhenemiseen palossa on osastoivassa kerroksessa sijaitsevan pilarin nurjahdusmuodon muuttuminen. Jos pilari on nimittäin jatkuva palokerroksen molemmin puolin, tarjoaa ylä- ja alapuolinen pilari kiertymätuen taivutusjäykkyydeltään heikentyneelle pilarille. EC4 ei kuitenkaan huomioi nurjahduspituudessa pilarin lämpöpitenevän mahdollisesti aiheuttamaa haitallista vaikutusta [30, s. 26], joka tietyissä tapauksissa lisää pilarin puristusrasituksia. [19, s. 70–71.]

### Epäkeskinen kuormitus

Standardin EN 1994-1-2 Suomen kansallisessa liitteessä on esitetty kaikista muista ohjeista poikkeava menetelmä epäkeskisesti kuormitettujen liittopilareiden mitoittamiseksi palotilanteessa. Epäkeskisesti kuormitetun pilarin puristuskestävyyden mitoitusarvo saadaan sen mukaan kaavasta (8.19) [31, s. 5].

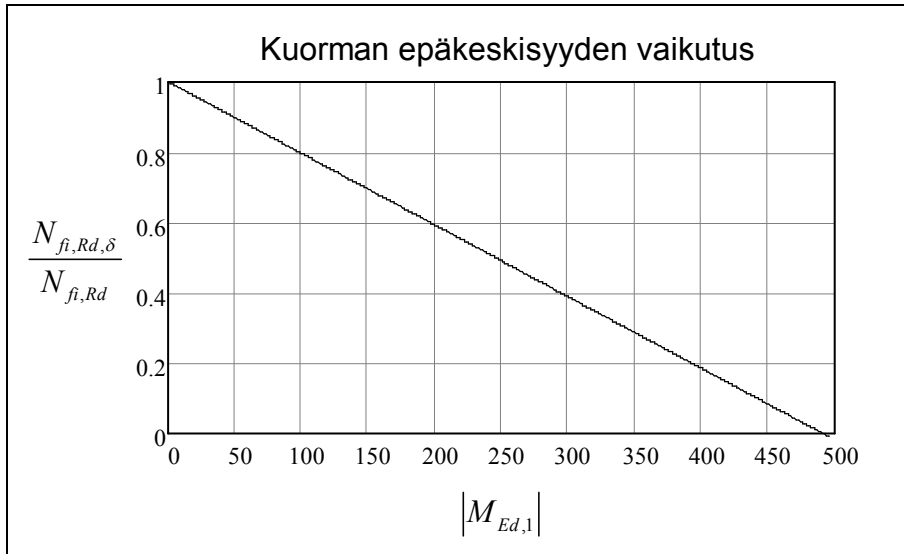
$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{N_{pm,Rd}}{N_{pl,Rd}} \right) \frac{|M_{1,Ed}|}{M_{pl,Rd}} \right] \quad (8.19)$$

jossa

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C \quad \text{on betonin lieriölujuuden mitoitusarvo}$$

$$M_{Ed,1} \quad \text{on itseisarvoltaan suurin ensimmäisen kertaluvun päätymomentti normaalilämpötilassa}$$

Kaava (8.19) on johdettu suoraan normaalilämpötilan yksinkertaistettua yhteisvaikutuskäyrää apuna käyttäen ja se on esitetty esimerkkipoikkileikkaukselle graafisesti alla olevassa kuvassa (*Kuva 8.11*).



**Kuva 8.11** Taivutusrasituksen aiheuttama reduktio esimerkkipilarin (RHS-S355J2H-250×250×6,0 + 4T16; C40/50-1) palotilanteen puristuskapasiteettiin.

Palomitoituksen ”yhteisvaikutusehto” olettaa palotilanteen puristuskapasiteetin pienentyvän lineaarisesti taivutusmomentin funktiona samassa suhteessa kuin sivulla 28 esitetyssä kuvassa (Kuva 2.15) normaalivoimakapasiteetti pienenee pisteiden A ja C välillä. Täydellistä yhteisvaikutusehtoa ei palomitoituksessa enää tarvita, koska normaalilämpötilan mitoituksessa on jo huolehdittu yhteisvaikutusehdon täyttymisestä.

Pilarit voidaan usein palomitoittaa keskisesti kuormitettuina, vaikka pilari-palkkiliitoksesta aiheutuisikin taivutusmomenttia pilariin. Tämä perustellaan sillä, että palotilassa olevan pilarin päätymomentit siirtyvät jäykkyyden menetyksen myötä ylä- ja alapuolisten kerrosten kylmille pilareille. Erikseen on tarkasteltava tilanteita, joissa pilariin jänteellä vaikutta palonaikana poikittainen kuorma. [19, s. 69; 54, s. 27.]



## 9 PÄÄTELMÄT

Eurokoodien käyttöönotossa tilanne liittorakenteiden suunnittelun kannalta on kahdes-  
sakin mielessä erilainen verrattuna teräkseen, betoniin tai puuhun. Suurin ero on se, että  
rakentamismääräyskokoelma ei ole sisältänyt liittorakenteita käsittelevää osaa. Lisäksi  
by:n ohjeilla, joihin perustuen mitoitus on tähän asti suoritettu, on sama tausta kuin täs-  
sä työssä käsitellyllä standardilla EN 1994-1-1. Palomitoituksen osalta tällaista yhden-  
mukaisuutta ei ole havaittavissa ainakaan samassa laajuudessa. Kansallisen normitason  
ohjeistuksen puuttuminen on kuitenkin merkinnyt sitä, että Suomessa on kautta histori-  
an ollut periaatteessa mahdollista mitoittaa liittorakenteita millä tahansa soveltuvaksi  
osoitetulla menetelmällä, kunhan samalla on noudatettu liittyviltä osin myös rakenta-  
mismääräyskokoelman osien B4 ja B7 ohjeita. Kaiken tämän yhdessä voisi olettaa ma-  
daltavan kynnystä EC4:n käyttöönotolle.

Eurokoodi 4:n käyttöönotto parantaa mielestäni aiemmin vallinnutta tilannetta, jossa  
ohjeet by26 ja by36 sisälsivät osittain päällekkäistä ja ristiriitaistakin tietoa. Toisaalta  
käännösongelmat vaivaavat jonkin verran suomenkielistä standardia ja EC4:stä huokuu  
muiden eurokoodien tapaan osakokonaisuuksista kootun pykäläkokoelman sekavuus.  
Siihen on siitä huolimatta onnistuttu kokoamaan erittäin kattava paketti tietoa jokseen-  
kin loogiseksi kokonaisuudeksi. Suurin ongelma on lopulta mielestäni se, että lähes jo-  
kaiseen kaavaan liittyy suuri joukko rajoituksia ja tarkistuksia, eikä laskentamenetelmi-  
en soveltuvuudesta voi olla varma ennen kuin on käynyt jokaisen huomautuksen läpi.  
Näen tämän osoituksena puutteellisesta tutkimustiedosta eurokoodien takana. Eurokoo-  
deihin on ehkä liian innokkaasti yritetty koota viimeisin tutkimustieto kustakin osako-  
konaisuudesta unohtaen normien perimmäinen tehtävä: pitkän kokemuksen mukanaan  
tuoman suunnittelutiedon siirtäminen ja säilyttäminen. Monien EC4:n laskentamenetel-  
mien taustalla ei selvästikään ole käytännön suunnittelukohteista saatua tietoa tai edes  
riittävän laajaa tieteellisesti osoitettua soveltuvuutta. Mielestäni on kohtuutonta, että  
vastuu menetelmien soveltuvuuden varmistamisesta jää suunnittelijan vastuulle, jos  
suunnittelunormin tekijät eivät ole kyenneet osoittamaan tietyn laskentamenetelmän so-  
veltuvuutta tavallisesti esiintyville tapauksille.

Liittorakenteiden mitoitusfilosofiassa tapahtuu varsinkin taivutettujen vaakaraken-  
teiden osalta oleellinen muutos siirryttäessä EC4:n käyttöön. Mitoituksen painopiste  
siirtyy by36:n painottamasta käyttötilan ominaisuuksien turvaamisesta murtorajatilan  
(ULS) tarkasteluun. Uuden ajattelutavan omaksuminen on tässä tilanteessa välttämätön-  
tä, eikä asia ole mielestäni niin selväpiirteinen kuin by36 antaa ymmärtää todetessaan  
muutoksen yksiselitteisen huolestuttavaksi. EC4:n tavoitteena on ollut aivan oikean  
suuntaisesti suunnittelun suoraviivaisuuden lisääminen ja käyttörajatilatarkasteluiden  
sisällyttäminen murtorajatilatarkasteluihin.

## 9.1 Muutokset mitoitusprosessissa ja varmuustasossa

Liittorakenteiden mitoitusfilosofian muuttuessa rakennesuunnittelijalta vaaditaan avarakatseisuutta. Esimerkiksi murtorajatilatarkasteluiden korostumisen ei EC4:n mukaan nähdä tapahtuvan käyttörajatilatarkastelujen kustannuksella, kuten suunnittelija aluksi voisi olettaa. EC4:n murtorajatilakriteerien täyttymisen pitäisi väitetyin mukaan nimittäin taata rakenteen toiminta jossain määrin myös käyttörajatilassa tai ainakin antaa lähötietoja käyttörajatilatarkasteluihin [21, s. 127]. Murtorajatilakeskeisyys näkyy muun muassa aiempaa hoikempien rakenteiden plastisena käsittelynä poikkileikkausluokituksen löyhentyessä.

Eurokoodin mukaisesta mitoitusprosessista on pyritty luomaan tiivis ja kattava paketti antamalla esimerkiksi rakenteen kokonaistarkasteluun liittyviä yksityiskohtaisia ohjeita. Ne on tosin selvästi suunnattu atk-pohjaisten työkalujen kehitykseen ja käyttöön. Liittorakenteiden mitoituksen ydin, taivutettujen vaakarakenteiden analysointi, ei puolestaan teknisiltä periaatteiltaan juuri muutu. Suunnittelun painotuseroja voidaan kuitenkin löytää. Niistä merkittävin on osittaisen leikkausliitoksen käytön lisääntyminen niin palkkien kuin laattojenkin mitoituksessa. EC4 antaakin osittaisen leikkausliitoksen analysointiin aiempaa selkeämmät työkalut. Liittimien kapasiteetit ovat entisestään kasvaneet, joskin liittolaatan ripojen aiheuttama kapasiteetin redusointi on aiempaa merkittävämpi.

**Liittopalkkien mitoituksessa** yksi kapasiteetteihin selvimmän vaikuttavista muutoksista liittyy materiaaliominaisuuksiin. Rakenneteräksen myötölujuuden suunnittelu-arvo nimittäin kasvaa, kun teräksen osavarmuuskerroin alenee arvoon 1,0. Mitoitusmenetelmiä koskeva suurin periaatteellinen muutos koskee kuitenkin irtileikkautumisen estävän raudoituksen määrittystä, joka perustuu Eurokoodissa luonteeltaan täysin by:n ohjeista poikkeavaan teoriaan. EC4:ssä on tältä osin kuitenkin vielä epä johdonmukaisuutta siksi, että siinä näkyy osin liiaksi esistandardin ENV 1994 perintö.

Jatkuvan liittopalkin käsittely ja siihen liittyvät kiepahdustarkastelut saavat EC4:ssä aiempaa enemmän huomiota. Liittorakenteiden jatkuvuuden korostuminen saattaa olla syynä myös siihen, että käyttörajatilatarkastelujen rooli kutistuu suhteessa by36:n ohjeisiin. Plastisoitumisesta on nimittäin enemmän haittaa Suomessa tyypillisesti käytetyille vapaasti tuetuille rakenteille [4]. Tämän takia jännitysten rajoittamista käyttörajatilassa on syytä harkita myös Eurokoodia sovellettaessa. Käyttörajatiloihin liittyen myös taipumien laskennassa tapahtuu periaatteellisia muutoksia. Eurokoodien mukainen malli erilaisten kuormitusyhdistelmien aiheuttamien vaikutusten tarkastelusta eroaa by36:n mukaisesta kuormien jaottelemisesta pitkä- ja lyhytaikaisiin. Suomen kansallisessa liitteessä, jossa taipumien rajoittamista käsitellään, pitäisi antaa selkeät kaavat eri taipumakomponenttien laskemiseksi kulloinkin kyseeseen tulevan kuormitusyhdistelmän tapauksessa. NA:n nykyinen muoto sisältää kuitenkin ristiriitaisuuksia ja tulkinnanvaraisuutta.

Liittopalkin taivutuskapasiteetteja ei ole tässä työssä verrattu analyttisesti EC4:n ja by36:n välillä, koska kuten todettua, muutokset laskentateorioissa eivät ole suuria. Pa-

rametrisia vertailuja on kuitenkin tehty. Kun kuormien määrittämisen erot pyritään eliminoimaan, vertailulaskelmat osoittavat, että suunnilleen samoilla osittaisen leikkausliitoksen taivutuskapasiteeteilla liitinmäärät tyypillisesti pienentyvät. Tämä aiheuttaa paineita käyttörajatilojen tarkempaan analysointiin, sillä yhteistoiminnan asteen aleneminen saattaa kasvattaa taipumia. Tätä ei Eurokoodissa ole kuitenkaan kovinkaan ponnokkaasti painotettu. Syynä saattaa olla alentuneen yhteistoiminnan huomioimisen vaikeus taipuma- ja jännityslaskennassa. Mielestäni sivulla 104 esitetyn Hanswillen yksinkertaisen menetelmän käyttöönotto yhteistoiminnan asteen huomioimiseksi olisi järkevä ratkaisu etenkin, kun EC4:n ennustamat taipumat ovat muutenkin by36:n mukaisia pienempiä. Edellä mainitun lisäksi EC4:n taipumalaskennassa ihmetyttää se, että betonin kutistuman vaikutuksia ei yleensä tarvitse huomioida. Lisätutkimukset todellisissa rakenteissa toteutuneista taipumista olisivatkin perusteltuja, jolloin saataisiin arvokasta tietoa myös betonin vasteesta kuormien pitkäaikaisvaikutuksille.

Taivutettujen ja puristettujen **liittopilarien mitoitus** muuttuu Eurokoodin myötä kenties eniten verrattuna varsinkin suunnitteluohjeeseen by26. Sovellusohjeen by36 yksinkertaistettu menetelmä muistuttaa enemmän EC4:n vastaavaa. Keskisesti puristettujen liittorakenneosien mitoitus on harmonisoitu EC3:n mukaisen teräspilarin mitoituksen kanssa. Tämä on ehdottomasti positiivinen asia uusien laskentamenetelmien omaksumisen kannalta. Lisättäessä pilariin ulkoinen taivutusrasitus muuttuu tarkastelun luonne yhteisvaikutuskäyrän tutkimiseksi. Tässä Eurokoodin menetelmä on mielestäni selkeämpi ja käyttökelpoisempi soveltavuudeltaan rajoittuneempaan by36:n yksinkertaistukseen verrattuna, by26:n menetelmästä puhumattakaan.

Kapasiteettivertailu osoittaa pilarien merkittävää hoikentumista EC4:n mitoitukseen siirryttäessä. Tässä työssä on suoritettu parametrinen vertailu keskisesti kuormitettujen pilarien kapasiteettien osalta. Sen tuloksia on esitetty liitteissä 1 ja 2. Yleistrendinä voidaan todeta raskaasti raudoitettujen pilarien kapasiteettien pienentyminen muutoksen ollessa muutoin kallellaan kapasiteettien kasvuun. Lisättäessä taivutusrasitus pilariin muuttuu vertailu hankalammaksi. Jokainen poikkileikkaus pitäisi tarkistella erikseen nurjahduspituuden funktiona päätymomenteja varioiden. Tässä työssä esitetyn yksittäisen esimerkkivertailun perusteella (katso *Kuva 6.7*) voidaan ennustaa Eurokoodin antavan varsin rohkeita tuloksia kautta linjan.

Vertailujen tuloksiin vaikuttaa merkittävästi se, miten kuormien epäkeskisyydet huomioidaan. EC4:n lähestymistapa on hieman totutusta poikkeava. Nurjahdusmuodon mukainen alkukaarevuus aiheuttaa erilaisen momenttipinnan kuorman epäkeskisyyden aiheuttamaan vakiomomenttiin verrattuna. Mitä tulee kysymykseen totuttujen epäkeskisyyksien ja EC4:n mukaisten alkukäyryyksien yhteensopivuudesta, ei Eurokoodista saa yksiselitteistä vastausta. Kysymyksen vastaamiseksi tarvittaisiin laajempia tutkimuksia, joiden tuloksena voitaisiin esittää esimerkiksi yksinkertaisia vastaavuusmatriiseja. Mielestäni tällä hetkellä ei ole muuta vaihtoehtoa kuin olettaa kaikkien tarvittavien epätarkuuksien sisältyvän EC4:n ilmoittamiin alkukaarevuuksiin.

**Liittolaattojen mitoituksessa** kuormituskokeista saadun informaation merkitys on edelleen suuri. Tämä pätee erityisesti liittolevyn ja betonin välisen liitoksen leikkaus-

kestävyyden määrittämiseen, mutta myös taivutuskapasiteetin laskemiseen. Laatan kuormankantokyvyn laskenta perustuu samoihin murtotyyppeihin kuin ennenkin, mutta taivutuskestävyyden laskennassa plastisuusteorian käyttö on aiempaa selvemmin esillä. Myös osittaisen leikkausliitoksen hyväksikäyttö esitetään Eurokoodissa selkeämmin, vaikka myös by36:n menetelmien taustalla oli samansuuntaisia ajatuksia. Leikkauskestävyyden osoittamiseen tarkoitettu m-k-menetelmä on säilynyt periaatteiltaan muuttumattomana. Pieniä päivityksiä kertoimiin on tosin tehty. Lisäksi Eurokoodin mukainen mitoitus sisältää joitakin uusia yksityiskohtia, kuten pääteankkureiden käytön. Näin ollen liittolaattojen mitoitus ei jää irralliseksi kokonaisuudeksi niitä tukevien palkkien mitoituksesta, vaan myös syntyvää yhteisvaikutusta on oikeasuuntaisesti pyritty huomioimaan.

EN 1994-1-1 liitteessä B on esitetty mitoituksessa tarvittavien kertoimien ja parametrien määrittämiseksi tarvittavat kokeet varsin yksityiskohtaisesti. Kokeiden suorittaminen ei toki ole rakennesuunnittelijan vastuulla, mutta mielestäni suunnittelijankin on hyvä tuntea koekuormitusten periaatteet kyetäkseen hahmottamaan käyttämänsä mitoitusmenetelmän kokonaisvarmuustason. Koekuormitusten ja niistä saatavien tulosten analysoinnin tunteminen auttaa myös mitoitusmenetelmien ymmärtämisessä.

Liittolaattojen kestävyyslaskennassa ei tapahdu merkittäviä muutoksia. Poimulevyn materiaaliolosuhteiden pieneneminen on pääsyytä sekä taivutusmitoituksessa että leikkausliitoksen tarkastelussa tapahtuvaan käyttöasteiden hienoiseen laskuun. Laatan leikkauskestävyydessä ei tapahdu juurikaan muutoksia. Käyttörajatilasuureiden osalta muutos on samansuuntainen liittopalkkien kanssa taipumien maksimiarvojen pienenemisessä. Liittolaatoissa muutos johtuu materiaaliominaisuuksien, kuormitusyhdistelmien ja taivutusjäykkyyslaskennan eroista. Laatan keskiarvojäykkyys on EC4:n mukaan tyypillisesti noin 10 % suurempi kuin by36:n mukaan laskettaessa.

**Palomitoituksen** osalta standardi EN 1994-1-2 esittelee useita uusia laskentamenetelmiä. Kehittyneet laskentamenetelmät mahdollistavat monimutkaisetkin tarkastelut, mutta käsinlaskentaan soveltuvat yksinkertaiset menetelmät tarjoavat helposti ohjelmoitavia kaavoja muun muassa poikkileikkausten eri osien lämpötilojen määrittämiseen. Standardin EN 1994-1-2 ulkoasu ja viimeistely eivät kuitenkaan ole riittävän selkeällä tasolla ja siinä käytetyt merkinnät ovat paikoin ristiriitaisia osan EN 1994-1-1 kanssa. Myös osa palomitoituksen laskentamenetelmistä on saanut arvostelua osakseen ja niitä on luonnehdittu jopa keskeneräisiksi puutteellisen tieteellisen taustatutkimuksen takia. [4.] Standardin EN 1994-1-2 laskentamenetelmien tuloksiin kannattaa siis suhtautua tietyllä varauksella ainakin siihen asti, kunnes polttokokeiden tuloksista voidaan päätellä muuta.

Palosuojaamattoman ja -suojatun liittopalkin palomitoitus on harmonisoitu teräsraakenteiden kriittiseen lämpötilaan perustuvan palomitoitusmenetelmän kanssa, mikä rationalisoi laskentaa. Liittolaattojen ja -pilarien osalta poikkileikkauksen lämpötilakentän tunteminen on tärkeää, minkä vuoksi tässä työssä on esitetty suunnittelua helpottavia, valmiiksi laskettuja arvoja ja parametreja. Liittolaattojen paloraudoitusmäärä ei tavallisilla hyötykuorman arvoilla juuri muutu, koska palotilanteen mitoituskuorma on Euro-

koodin mukaan jopa aiempaa suurempi ja tällöin Eurokoodin ennustaman betoniterästen alhaisemman mitoituslämpötilan vaikutukset kompensoituvat.

Palotilanteen kestävyyksien osalta liittopilari on mielenkiintoinen tarkastelun kohde. Sen kohdalla on kuitenkin muistettava, että polttokokeiden perusteella kalibroivien pienennyskertoimien arvojen puuttuessa ei virallisesti hyväksyttävää betonitäytteen putkipilarin palomitoitusta ole mahdollista suorittaa. Lähteen [54] mukaisia arvoja käyttäen tehdyt vertailulaskelmat kuitenkin osoittavat kapasiteettien kasvavan merkittävästi eurokoodien myötä. Tähän vaikuttaa tietysti myös normaalilämpötilan kapasiteettien kasvu. Eurokoodin mukainen liittopilarin palomitoitus on kaikesta huolimatta periaatteiltaan by36:n palomitoitusta helpokäyttöisempi.

## 9.2 Tavoitteiden saavuttaminen

Tavoitteiden täyttymisen arviointi osoittautui ennakoitua hankalammaksi. Osa tämän diplomityön tavoitteista on lisäksi sellaisia, että niiden toteutumista on mahdollista arvioida vasta työn valmistuttua. Pää tavoite Eurokoodi 4:n käyttöönoton helpottamisesta on ainakin osittain yksi näistä. Mielestäni on kuitenkin perusteltua väittää, että tämän työn avulla on mahdollista helpottaa liittorakenteiden suunnitteluun liittyvien eurokoodien käyttöönottoa ja ennen kaikkea saavuttaa myös lisäosaamista. Siten työ mahdollistaa EC4:n käyttöönoton niidenkin suunnittelijoiden keskuudessa, joille liittorakenteet eivät ole entuudestaan tuttuja. Tietty lähtötaso rakennesuunnittelun ja rakenteiden mekaniikan tuntemisessa on tietysti välttämätön.

Betonin ja teräksen muodostamien liittorakenteiden suunnittelu on perustapauksesakin niin vaativa tehtävä, että uuden suunnittelunormin omaksuminen ei kuitenkaan suju hetkessä. Vielä työlämpi on se prosessi, joka tarvitaan kaikkien keskeisten suunnittelumenetelmien syvälliseen omaksumiseen ilman korkeaa lähtötason osaamista. Tämän takia työhön on koottu runsaasti selventävää tekstiä luotettaviksi arvioituista lähteistä sekä kriittisiä kannanottoja, vertailuja ja myös tunnustusta siitä, mikä on Eurokoodeissa onnistuttu esittämään hyvin. Siksi lukijasta saattaa ajoittain tuntua, että tavoite riittävästä selkeydestä ja yksinkertaisuudesta tämän työn osalta ei ole toteutunut. Päätös asioiden syvällisemmästä esittämisestä oli kuitenkin tietoinen ja vahvistui työn edetessä koska ajattelin, että pelkkä EC4:n määräysten luettelu ei ainakaan olisi tavoitteen mukaista. Eurokoodi 4:n omaksuminen edellyttää siis tämän työn lukijalta suhteellisen suurta panosta ja rakenneosittain esitettyjen kappaleiden huolellista läpikäyntiä teoriaosuuksia unohtamatta.

Työn laajuus kielii paitsi suuresta tietomäärästä myös siitä, että rajausten tai aiheiden priorisointi ovat puutteellisia. Tämä on varmasti osittain totta, mutta ajatus jonkin rakenneosan (liittopalkkien, -laattojen tai -pilareiden) käsittelyn supistamisesta tuntuu jälkeensäkin mahdolliselta ottaen huomioon tavoitteen Eurokoodi 4:n hallitsemisesta nimenomaan kokonaisuutena. Palomitoituksestakaan ei olisi ollut mahdollista karsia yhtään nyt tehtyä enempää. Tarkoituksenmukaista olisi voinut olla jakaa nyt yhdessä työssä käsitelty aihepiiri kahteen tai jopa kolmeen diplomityöhön. Nyt pelkästään mitoi-

tusmenetelmien läpikäyminen vaati niin suuren panoksen, että vertailujen teko jäi aiotua vähäisemmäksi. Myös palomitoitus olisi ansainnut ehkä laajemman katsauksen.

Keinoja varmuustason ylläpitämiseksi ja suunnittelun riskikohtien välttämiseksi löytyi teoreettisten tarkastelujen kautta jonkin verran ja tähän liittyvä tavoite voidaan katsoa täyttyneeksi. Myös tärkeiksi katsomistani aiheista on esitetty varsin informaatiopitoisia vertailuja pääasiassa graafisessa muodossa. Niiden pohjalta on mahdollista tehdä myös jatkotarkasteluja. Koekuormitustuloksiin pohjautuvien vertailujen teko jäi kuitenkin rajalliseksi. Osasyynä tähän voidaan todeta rajallinen lähdemateriaalin määrä. Tampereen teknillisen yliopiston kirjaston sähköisistä kokoelmista löytyi varsin kattava määrä tuoreita tutkimusartikkeleita, mutta 1970- ja 1980-luvuilla tehtyihin perustapauksiin liittyviin tutkimusraportteihin ei ollut sitä kautta pääsyä. Totesin lähdemateriaalin hankinnan muuta kautta liian työlääksi ja taloudellisesti mahdottomaksi. Jälkeenpäin tarkasteltuna vertailujen teko olisi edellyttänyt työmäärän karsimista muualta, mikä perusteltiin jo yllä huonoksi vaihtoehdoksi.

Liitteissä 7–12 esitettyjen laskuesimerkkien laatuun olen tyytyväinen ja uskon niiden auttavan asioiden omaksumisessa siinä määrin kuin tavoiteasettelussa edellytettiin. Mitä tulee tavoitteeseen yleisen suunnitteluosaamisen kehittämisessä, uskon tämän työn potentiaaliin ajatusten herättäjänä tulevaisuudessa, jolloin ilmapiiri on toivottavasti Suomessakin avoin uusille innovaatioille ja laadun parantamiselle asiakkaan tarpeet huomioivassa rakennus- ja rakennesuunnitteluprosessissa.

### 9.3 Jatkokehitystoimenpiteet

Jatkokehitystoimenpiteet ovat välttämättömiä Eurokoodi 4:n käyttöönoton helpottamiseksi Suomessa. Yhdistystason julkaisuja Eurokoodin soveltamisesta, koulutustilaisuuksia ja oppikirjamateriaalia, jossa suomalaiset liittorakenteiden käytön erityispiirteet ja -vaatimukset on otettu huomioon, tarvitaan kipeästi, mikäli liittorakenteiden suunnitteluosaamista ja käyttöä halutaan lisätä.

Liittopalkkien osalta tulisi tarkastella, miten paljon EC4:n murtorajatilakeskeisyydellä on todellisuudessa vaikutusta käyttöominaisuuksien heikentymiseen. Myös kansallisen liitteen taipumien rajoittamista koskevaa taulukkoa tulisi selkeyttää. Tähän liittyen olen ollut yhteydessä Eurokoodi help desk -sivuston kautta tahoihin, jotka vastaavat Eurokoodi 4:n kehitystyöstä Suomessa. Taipumien ja jännitysten laskennassa on lisäksi monia epäilyttäviä kohtia, jotka mielestäni vaativat laajempaa taustaselvitystä. Näitä ovat ainakin yhteistoiminnan asteen, kuormien pitkäaikaisvaikutusten ja betonin kutistuman vaikutukset.

Liittolaattojen mitoituksessa tarvittavien parametrien määrittämisen vastuualueet tulisi selvittää ja esittää lista parametreista, jotka liittolevytoimittajan tulee määrittää ja ilmoittaa suunnittelijoille tuotetiedoissa. Liittopilareihin liittyy samantyyppisiä toimittajakohtaisia ongelmia ainakin palomitoituksen osalta. Jos betonitäyteen pilarin vaippa käytetään terästoimittajan vakioputkea, tulisi jonkin tahon ottaa vastuu polttokokei-

den suorittamisesta pienennyskertoimien  $\varphi_{i,\theta}$  arvojen kalibroimiseksi. Näitä tietoja voidaan toki hyödyntää tai saada myös EU-maiden sisäisen yhteistyön kautta.

Suunnittelutyökalut ovat myös yksi keskeinen kehitysalue. Rakenteiden toiminnan ymmärtämiseksi niitä tulisi mielestäni kehittää open source -periaatteella ottaen yhteistyöhön mukaan kaupallisten toimijoiden lisäksi myös tutkimus- ja opetustahoja. Rahoituksen järjestyminen on tietysti aina ongelmallista tällaisissa hankkeissa. Eurokoodien mahdollistaman kansainvälisen yhteistyön hyötyjä ei tulisi myöskään aliarvioida. Ennen kuin Suomessa aletaan tehdä kalliita mitoitushjelmia, pitäisi tutustua esimerkiksi Saksassa tai Isossa-Britanniassa mahdollisesti jo valmistuneisiin työkaluihin ja niiden käyttömahdollisuuksiin täällä.

## LÄHTEET

- [1] Eurokoodit käyttöön vuonna 2007. 1/2006. Faktaa rakentamisesta, ympäristöministeriön tietoisku. 2 s.
- [2] by26 Liittorakenteet, Suunnitteluohjeet 1988. 1988, Suomen Betoniyhdistys r.y. 59 s.
- [3] by36 Liittorakenteiden sovellusohjeet 1991. Jyväskylä 1991, Suomen Betoniyhdistys r.y., Teräsrakenneyhdistys r.y. 274 s.
- [4] Leskelä, M. TkT, Professori, Oulun yliopisto, Konetekniikan osasto, Teknillisen mekaniikan laboratorio. Haastattelut 25.5.2009.
- [5] SFS-EN 1994-1-1. Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2007, Suomen Standardoimisliitto SFS. 101 s.
- [6] Nethercot, D.A. Fundamentals. In: Nethercot, D.A. (ed.). Composite Construction. London 2003, Taylor & Francis. pp. 1-22.
- [7] Wright, H.D. Composite Beams. In: Nethercot, D.A. (ed.). Composite Construction. London 2003, Taylor & Francis. pp. 23-47.
- [8] Järvinen, V. R31312 Liittorakenteet. Tampere 2001, Tampereen ammattikorkeakoulu. Luentomoniste. 76 s.
- [9] Johnson, R.P. Composite Structures of Steel and Concrete. Third Edition. Oxford 2004, Blackwell Publishing. 230 p.
- [10] Färm, L. Betonirakenteiden suunnittelu Eurokoodien mukaan. Diplomityö. Tampere 2008. Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan koulutusohjelma. 113 s.
- [11] Hassi, L. Teräsrakenteiden suunnittelu Eurokoodien mukaan. Diplomityö. Tampere 2008. Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan koulutusohjelma. 168 s.
- [12] SFS EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2007, Suomen Standardoimisliitto SFS. 221 s.
- [13] NA SFS-EN 1994-1-1. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1994-1-1: Eurokoodi 4: Betoni-teräслиittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2007, Ympäristöministeriö. 5 s.
- [14] Oehlers, D.J., Nguyen, N.T., Ahmed, M. & Bradford, M.A. Partial Interaction in Composite Steel and Concrete Beams with Full Shear Connection. Journal of Constructional Steel Research 41(1997)2-3, pp. 235-248.
- [15] Outinen, H., Salmi, T. Lujuusopin perusteet. 4. painos. Tampere 2004. Pressus Oy. 464 s.
- [16] ESDEP, Eurooppalainen teräsrakenteiden suunnittelun koulutusohjelma. Teräsrakenneyhdistys r.y. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 24.9.2008]. Saatavissa: <http://www.terasrakenneyhdistys.fi/Esdep/>



- [17] Hanswille, G. Serviceability limit state. Brussels 2008, European Commission: DG Enterprise and Industry, Joint Research Centre. Luentokalvot: "Dissemination of information for training" workshop, EN 1994. 68 p.
- [18] NA SFS-EN 1992-1-1. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2007, Ympäristöministeriö. 15 s.
- [19] Wang, Y.C. Composite Columns. In: Nethercot, D.A. (ed.). Composite Construction. London 2003, Taylor & Francis. pp. 48-79.
- [20] Heinisuo, M. RTEK-3320 Teräsrakenteiden jatkokurssi, Luento L4: Teräsrakenteiden lujuusopillisen mitoituksen perusteita. 2007, TTY, Rakennusosasto. Luentomoniste. 71 s.
- [21] Johnson, R.P. & Anderson, D. Designers' Guide to EN 1994-1-1: Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1, General rules and rules for buildings. London 2004, Thomas Telford. 235 p.
- [22] Davison, J.B. Composite Floors. In: Nethercot, D.A. (ed.). Composite Construction. London 2003, Taylor & Francis. pp. 119-158.
- [23] Porter, M.L. & Ekberg, C.E. Design recommendations for steel deck floor slabs. ASCE Journal of the Structural Division, 102(1976)11, pp. 2121-2136.
- [24] Ehlers, P. Eurocode 4 Seminar, Composite structures, Composite Slabs with Profiled Steel Sheeting. Engineering College of Aarhus. Luentomoniste.
- [25] Minnert, J. & Wagenknecht, G. Verbundbau-Praxis. Berechnung und Konstruktion. Berlin 2008. Bauwerk Verlag GmbH. 338 s.
- [26] Marttila, U. Jännitettyjen betonirakenteiden suunnittelu Eurokoodien mukaan. Diplomityö. Tampere 2008. Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan koulutusohjelma. 251 s.
- [27] SFS-EN 1990. Eurocode. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki 2003, Suomen Standardisoimisliitto. 138 s.
- [28] NA SFS-EN 1990. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990 Eurokoodi-Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki 2007, Ympäristöministeriö. 8 s.
- [29] RIL 201-1-2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Eurokoodit EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3 ja EN 1991-1-4. Helsinki 2008, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry. 190 s.
- [30] SFS-EN 1994-1-2. Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Helsinki 2007, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 99 s.
- [31] NA SFS-EN 1994-1-2. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1994-1-2. Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Helsinki 2007, Ympäristöministeriö. 5 s.
- [32] SFS-EN 1991-1-6. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-6: Yleiset kuormat. Toteuttamisen aikaiset kuormat. Helsinki 2007, Suomen Standardisoimisliitto. 51 s.

- [33] SFS-EN 10025-2. Kuumavalssatut rakenneteräkset. Osa 2: Seostamattomat rakenneteräkset. Tekniset toimitusehdot. Helsinki 2004, Suomen Standardoimisliitto SFS. 65 s.
- [34] SFS-EN 1993-1-1. Eurocode 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2006, Suomen Standardoimisliitto. 99 s.
- [35] 2004 Nelson Stud Welding Stud and Ferrule Catalog [WWW]. [Viitattu 11.3.2009]. Saatavissa: <http://www.nelsonstud.com/Portal/Portals/0/pdf/Catalog/NSW2009.zip>
- [36] Nelson Stud Welding: Standard Stocked Studs [WWW]. [Viitattu 11.3.2009]. Saatavissa: <http://www.nelsonstud.com/Portal/Products/Fasteners/StandardStockedStuds/tabid/59/Default.aspx#S3L>
- [37] SFS-EN 10326. Jatkuvatoimisella kuumaupotusmenetelmällä pinnoitetut ohutlevyrakenneteräkset. Tekniset toimitusehdot. Helsinki 2004, Suomen Standardoimisliitto SFS. 37 s.
- [38] Liittolevy CS48. Tuoteohje 1.1.2008 [WWW]. [Viitattu 11.3.2009]. Saatavissa: [http://www.ruukki.com/www/materials.nsf/materials/F27834E98A7530F0C225746500432B41/\\$File/Liittolevy%20CS48\\_tuoteohje\\_fi.pdf?openElement](http://www.ruukki.com/www/materials.nsf/materials/F27834E98A7530F0C225746500432B41/$File/Liittolevy%20CS48_tuoteohje_fi.pdf?openElement)
- [39] Kuhlmann, U. Structural analysis and ultimate limit state. Brussels 2008, European Commission: DG Enterprise and Industry, Joint Research Centre. Luentokalvot: "Dissemination of information for training" workshop, EN 1994. 125 p.
- [40] Amadio, C., Fedrigo, C., Fragiaco, M. & Macorini, L. Experimental evaluation of effective width in steel-concrete composite beams. *Journal of Constructional Steel Research* 60(2004)2, pp. 199–220.
- [41] Hietanen, T. & Häyrynen, P. Ontelolaataston suunnittelu eurokoodien mukaan. *Betoni*, 78(2008)4, ss. 64–67.
- [42] Nie, J., Fan, J. & Cai, C.S. Experimental study of partially shear-connected composite beams with profiled sheeting. *Engineering Structures*, 30(2008)1, pp. 1–12.
- [43] Bradford, M.A. & Gilbert, R.I. Composite Beams with Partial Interaction under Sustained Loads. *Journal of Structural Engineering*, 118(1992)7, pp. 1871–1883
- [44] SFS-EN 1993-1-5. Eurocode 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-5: Levyrakenteet. Helsinki 2007, Suomen Standardoimisliitto. 57 s.
- [45] SFS-EN 1994-1-1. Kommentti-, virhe- ja ohjelehti (kvo). 31.7.2008. 5 s.
- [46] Johnson, R.P. & Yuan, H. Models and design rules for studs in troughs of profiled sheeting. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 128(1998)3, pp.252–263.
- [47] SFS-ENV 1994-1-1. Eurokoodi 4: Betoni-teräs liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 1995, Suomen Standardoimisliitto SFS. 172 s.

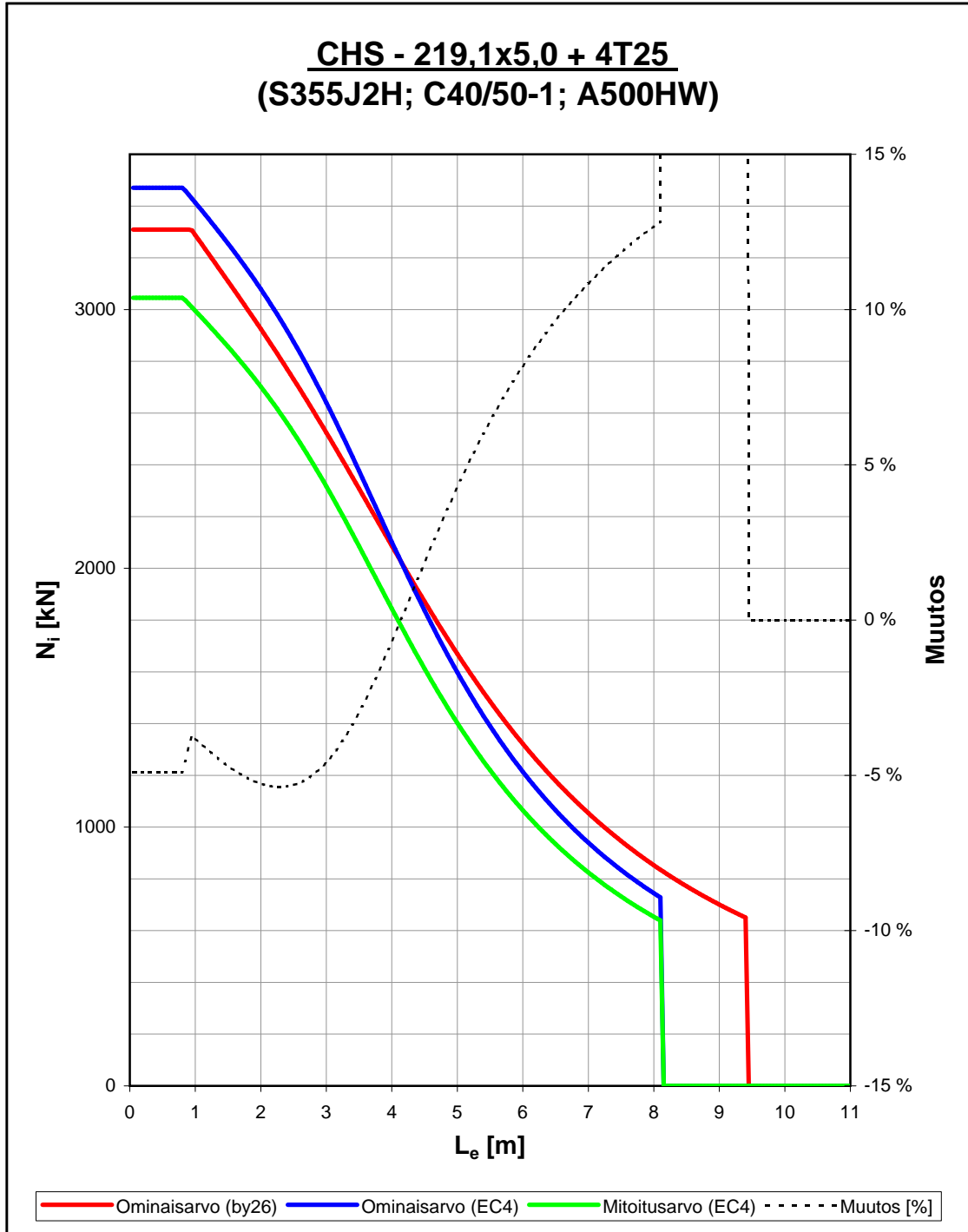
- [48] B4. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Betonirakenteet. ohjeet 2005. Helsinki 2004, Ympäristöministeriö, Asunto- ja rakennusosasto. 83 s.
- [49] NA SFS-EN 1993-1-1. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1993-1-1: Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2007, Ympäristöministeriö. 6 s.
- [50] Hansville, G. Lateral torsional buckling of composite beams comparison of more accurate methods with Eurocode 4. Composite Construction in Steel and Concrete IV, Banff, Alberta, Canada, May 28-June 2, 2000. 2002, American Society of Civil Engineers. pp. 105–116
- [51] Stark, J. W. B. & van Hove, B. W. E. M. The Midspan Deflection of Composite Steel-and-concrete Beams under Static Loading at Serviceability Limit State. Delft 1990, TNO Building and Construction Research, Report BI-90-033.
- [52] Tikanoja, Timo. DI, Asiamies, Rakennusteollisuus RTT ry. Haastattelut 2008.
- [53] Hanswille, G. & Schäfer, M. Zur praktischen Ermittlung der Verformungen von Verbundträgern und Flachdeckensystemen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge. Stahlbau 76(2007)11, pp. 845–854
- [54] Betonitaytteisen teräsluottopilarin suunnitteluohje. Helsinki 2004, Teräsrakenneyhdistys ry. 114 s. + 116 liites.
- [55] Goode, C.D. Composite columns - 1819 tests on concrete-filled steel tube columns compared with Eurocode 4. Structural Engineer 86(2008)16, pp. 33–38
- [56] Yam, L. C. P. Design of Composite Steel-Concrete Structures. London 1981, Surrey University Press. 168 p.
- [57] Tuovinen, Pekka. DI, projektipäällikkö, A-Insinöörit. Tampere. Haastattelu 21.4.2009
- [58] Simola, Antti. RI (SNIL), suunnittelupäällikkö (teräsrakenteet), A-Insinöörit. Tampere. Haastattelu 21.4.2009
- [59] Stark, J. W. B. & Brekelmans, J. W. P. M. Plastic design of continuous composite slabs. Journal of Constructional Steel Research 15(1990)1–2, pp. 23–47.
- [60] Stark, J.W.B. & Brekelmans, J.W.P.M. Plastic design of continuous composite slab. Structural Engineering International, Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering, 6(1996)1, pp. 47-53.
- [61] Car parks in steel. ArcelorMittal. [WWW]. [Viitattu 22.4.2009]. Saatavissa: [http://www.constructalia.com/en\\_EN/common/pop\\_externo.jsp?url2=/en/02102415ENLACE\\_PDF.pdf](http://www.constructalia.com/en_EN/common/pop_externo.jsp?url2=/en/02102415ENLACE_PDF.pdf)
- [62] E1. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakennusten paloturvallisuus. Määräykset ja ohjeet 2002. Helsinki 2002, Ympäristöministeriö, Asunto- ja rakennusosasto. 40 s.

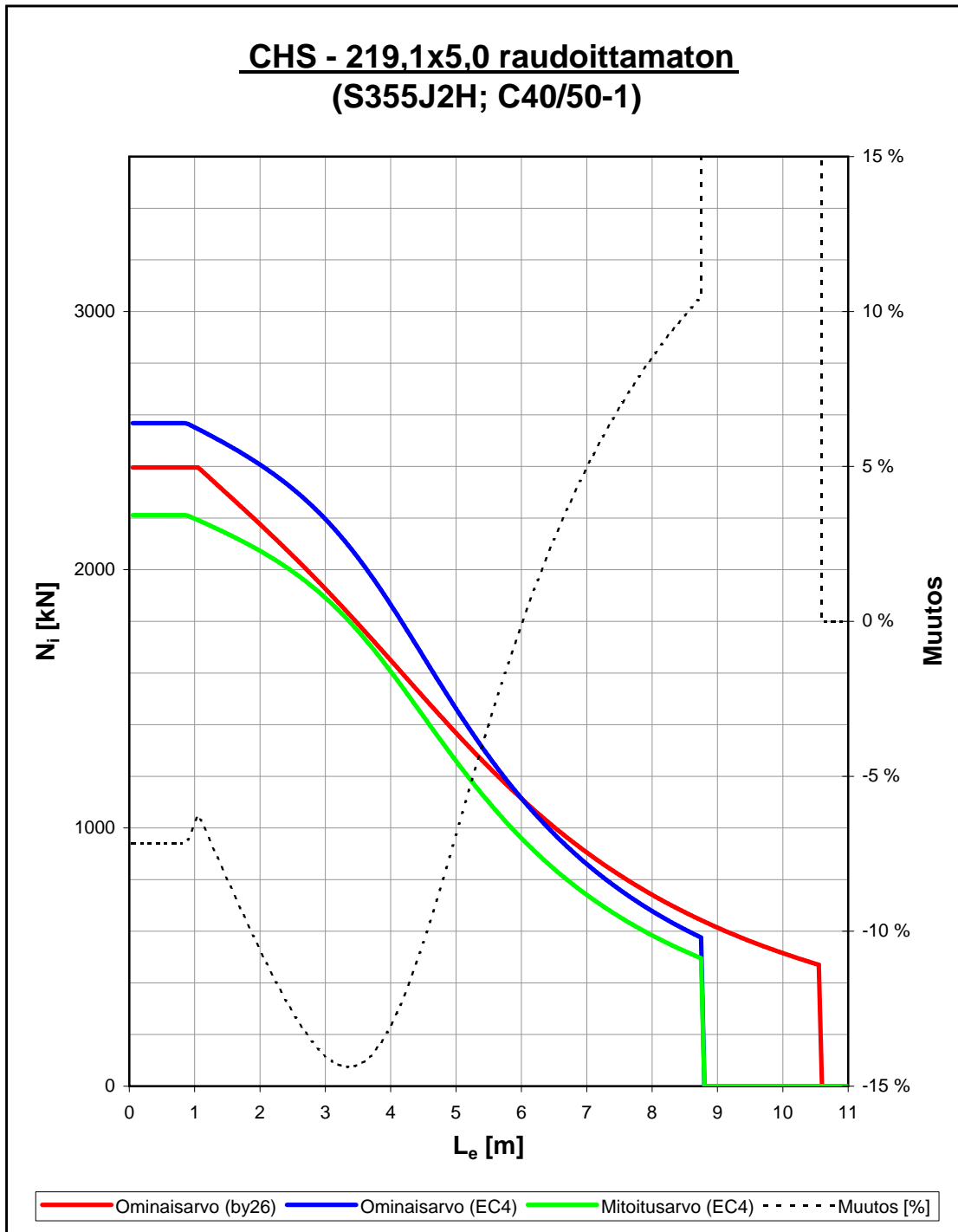
## LIITTEET

1. Keskisesti kuormitetun betonitäytteen teräsputkipilarin (CHS) puristuskestävyyden parametrinen vertailu by26:n ja EC4:n välillä.
2. Keskisesti kuormitetun betonitäytteen teräsputkipilarin (RHS) puristuskestävyyden parametrinen vertailu by26:n ja EC4:n välillä.
3. Kapasiteettikäyrästä: CHS - 219,5x5,0 + 4T25
4. Kapasiteettikäyrästä: CHS - 219,5x5,0 raudoittamaton
5. Kapasiteettikäyrästä: RHS - 250x250x6,0 + 8T20
6. Kapasiteettikäyrästä: RHS - 250x250x6,0 raudoittamaton
7. Laskentaesimerkki: Liittopalkin mitoitus EN 1994 mukaan 19 s.
8. Laskentaesimerkki: Liittopalkin mitoitus by36 mukaan 17 s.
9. Laskentaesimerkki: Liittopilarin mitoitus EN 1994 mukaan 7 s.
10. Laskentaesimerkki: Liittopilarin mitoitus by36 mukaan 8 s.
11. Laskentaesimerkki: Liittolaatan mitoitus EN 1994 mukaan 7 s.
12. Laskentaesimerkki: Liittolaatan mitoitus by36 mukaan 6 s.

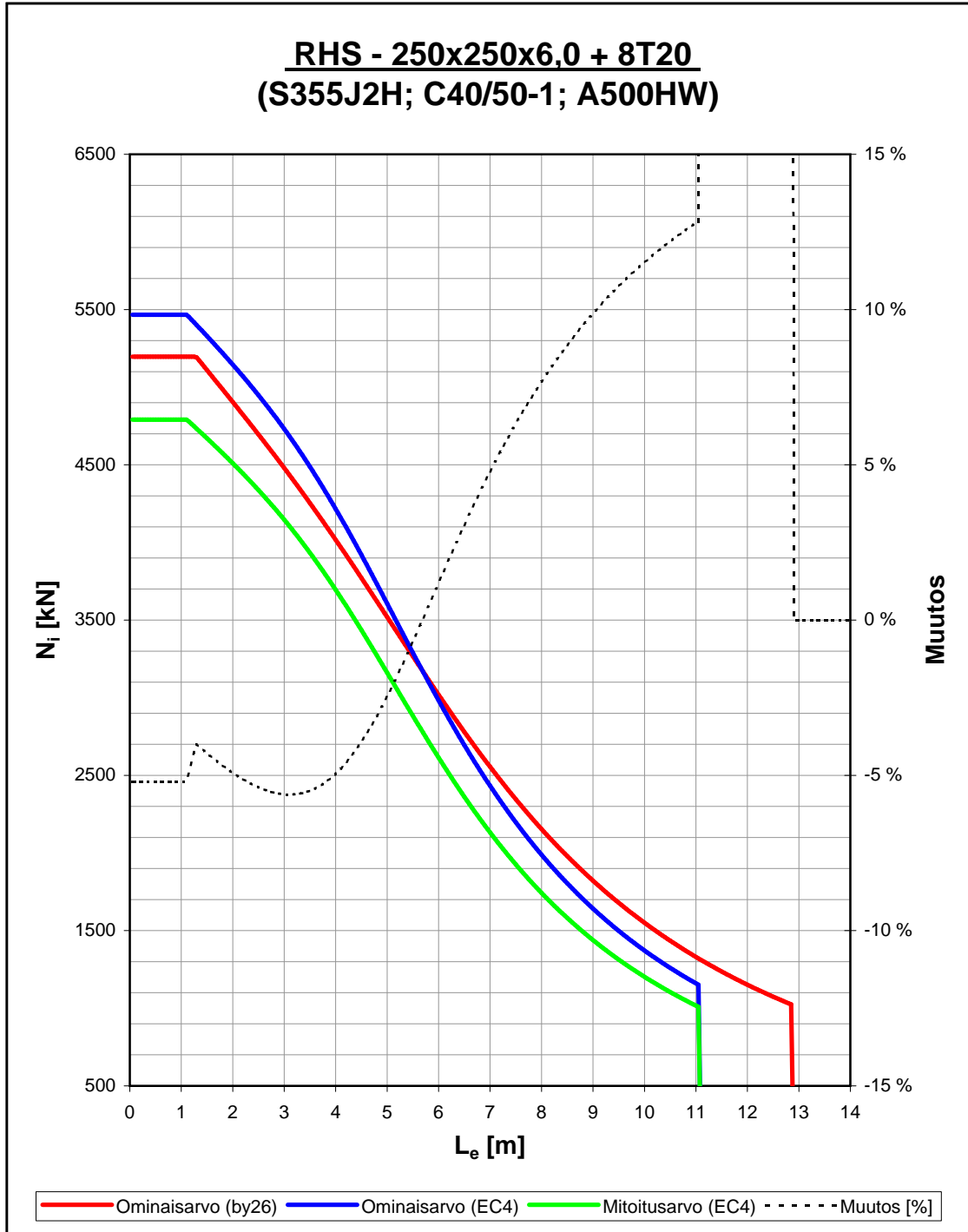


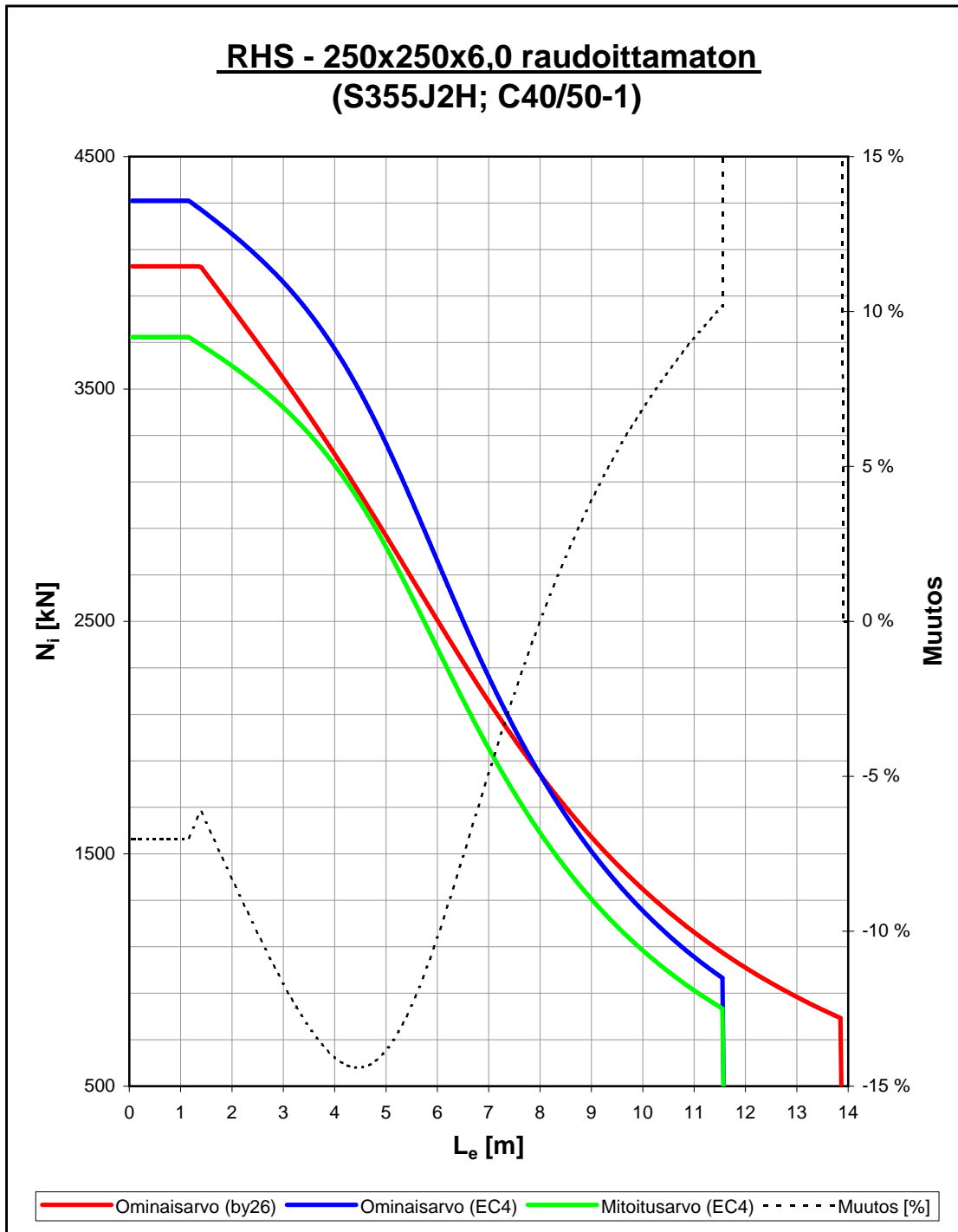








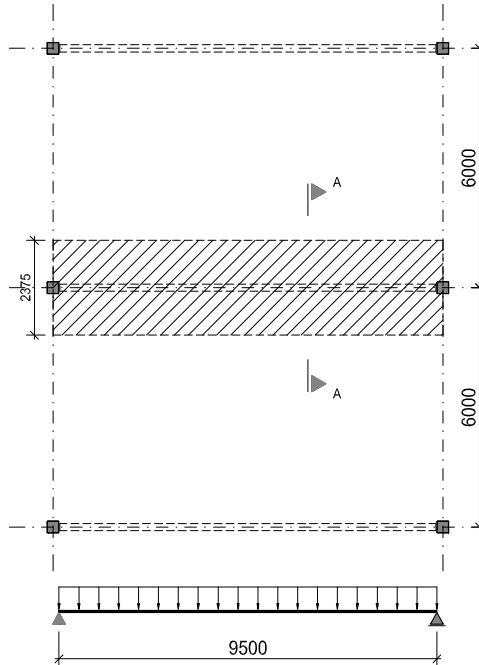




**Perustiedot**

kNm := kN·m    ORIGIN := 1

Mitoitetaan välipohjan yksiaukkoinen liittopalkki standardien EN 1994-1-1 ja EN 1994-1-2 mukaan. Kuormat ovat EN 1991 mukaisia. Oletetaan rakenne ensin tukemattomaksi ja tarkistetaan sen jälkeen, miten paljon hyötyä saavutetaan rakennusaikaisen tuennan käytöllä. Liittopalkin betoniosa muodostuu liittolaatasta, jonka kantosuunta on palkkia vastaan kohtisuora.

Jänneväli:  $L := 9.5\text{m}$ Kannattimien k/k-jako:  $k := 6\text{m}$ Liittolevyn valunaikaisten tukien k/k-jako:  $k_{II} := 2\text{m}$ Liittolaatan kokonaispaksuus:  $h_1 := 160\text{mm}$ 

Liittolevy ja materiaalivahvuus:

CS48; 0.9 mm

 Tapit hitsattu levyn läpi Liittolevyn ominaisuudet
 $t := \text{Omin2(Levy)}_1 = 0.9\text{-mm}$      $b_0 := \text{Omin2(Levy)}_2 = 159.77\text{-mm}$      $h_p := \text{Omin2(Levy)}_3 = 46.5\text{-mm}$ 
Liittolevyn yläpuolisen umpibetonin paksuus:  $h_c := h_1 - h_p = 113.5\text{-mm}$ **Materiaalit**

Betoni C25/30

 $f_{ck} := 25\text{MPa}$  $\gamma_C := 1.5$ 

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 16.667\text{-MPa}$$

 $E_{cm} := 31000\text{MPa}$ 

Betoniteräs A500HW

 $f_{sk} := 500\text{MPa}$  $\gamma_S := 1.15$ 

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_S} = 434.783\text{-MPa}$$

Rakenneteräs S355

 $f_{yk} := 355\text{MPa}$  $\gamma_M := 1.0$ 

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 355\text{-MPa}$$

 $E_a := 210000\text{MPa}$ 

Pulttivaarnat Nelson

 $f_y := 350\text{MPa}$  $f_u := 450\text{MPa}$  $\gamma_V := 1.25$

**Poikkileikkauksen geometria**Valitaan teräsosa: 

▢ Teräsprofiilin ominaisuudet

$$g_a := \text{Omin(Profiili)}_1 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot g = 0.65 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$h_a := \text{Omin(Profiili)}_2 \text{ mm} = 400 \cdot \text{mm}$$

$$b_f := \text{Omin(Profiili)}_3 \text{ mm} = 180 \cdot \text{mm}$$

$$t_w := \text{Omin(Profiili)}_4 \text{ mm} = 8.6 \cdot \text{mm}$$

$$t_f := \text{Omin(Profiili)}_5 \text{ mm} = 13.5 \cdot \text{mm}$$

$$h_w := \text{Omin(Profiili)}_6 \text{ mm} = 373 \cdot \text{mm}$$

$$r := \text{Omin(Profiili)}_7 \text{ mm} = 21 \cdot \text{mm}$$

$$A_a := \text{Omin(Profiili)}_8 \text{ mm}^2 = 8.446 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_a := \text{Omin(Profiili)}_9 \text{ mm}^4 = 2.313 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$W_a := \text{Omin(Profiili)}_{10} \text{ mm}^3 = 1.156 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pl,a} := \text{Omin(Profiili)}_{11} \text{ mm}^3 = 1.307 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

**Poikkileikkauksen luokitus**

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_{yk}}} = 0.814$$

**Puristetut laipat**

$$c := \frac{b_f}{2} - t_w - r = 60.4 \cdot \text{mm}$$

$$\text{laipat} := \frac{c}{t_f} = 4.474$$

$$\text{PLL}_{\text{laipat}} := \begin{cases} 3 & \text{if laipat} \leq 14 \cdot \varepsilon = 1 \\ 2 & \text{if laipat} \leq 10 \cdot \varepsilon \\ 1 & \text{if laipat} \leq 9 \cdot \varepsilon \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases}$$

**Taivutetut uumat**

Oletetaan ensin puhtaasti taivutettu uuma. Neutraaliakseli tuskin laskeutuu lopullisessa tilanteessa tätä alemmas, mutta PLL on tarkistettava, jos näin käy.

$$d := h_w - 2 \cdot r = 331 \cdot \text{mm}$$

$$\text{uumat} := \frac{d}{t_w} = 38.488$$

$$\text{PLL}_{\text{laipat}} := \begin{cases} 3 & \text{if uumat} \leq 124 \cdot \varepsilon = 1 \\ 2 & \text{if uumat} \leq 83 \cdot \varepsilon \\ 1 & \text{if uumat} \leq 72 \cdot \varepsilon \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases}$$

**Kuormat****Liittolaatan omapaino**

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$g_k := h_l \cdot \rho_c = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Hyötykuorma (Luokan C2 hyötykuorma välipohjille + väliseinät)**

$$q_k := (3 + 0.5) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hyötykuorman pinta-alavähennys

$$\psi_0 := 0.7 \quad A := L \cdot k = 57 \text{ m}^2 \quad \alpha_{A.apu} := \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{10 \text{ m}^2}{A}$$

$$\alpha_A := \begin{cases} \max(0.7, \alpha_{A.apu}) & \text{if } \alpha_{A.apu} < 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.7$$

**Kuormien yhdistely**

Murtorajatilassa

$$\gamma_g := 1.35 \quad \gamma_G := 1.15 \quad \gamma_Q := 1.5 \quad K_{FI} := 1.0$$

$$p_d := \max[\gamma_g \cdot (g_k \cdot k + g_a), \gamma_G \cdot (g_k \cdot k + g_a) + \gamma_Q \cdot K_{FI} \cdot \alpha_A \cdot (q_k \cdot k)] = 50.398 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Käyttörajatilassa, tavallinen yhdistelmä

$$\psi_1 := 0.7 \quad p_k := (g_k \cdot k + g_a) + \psi_1 \cdot (q_k \cdot k) = 39.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Käyttörajatilassa, pitkäaikaisyhdistelmä

$$\psi_2 := 0.3 \quad p_{k.pitkä} := (g_k \cdot k + g_a) + \psi_2 \cdot (q_k \cdot k) = 30.95 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Tukematon rakennustapa****Rakennusvaihe****Kuormat**

Betonia valettaessa syntyvän kuorman ominaisarvo EN 1991-1-6 taulukon 4.2 mukaan

$$q_{c1} := 0.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad l_c := 3 \text{ m} \quad (\text{kuorman neliön muotoisen jakaantumisalueen sivun pituus})$$

$$q_{c2} := \begin{cases} \min\left(1.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}, 0.1 \cdot g_k\right) & \text{if } 0.1 \cdot g_k > 0.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \left(0.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) & \text{otherwise} \end{cases} = 0.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Taivutusmomentti**

$$M_{Ed} := \max \left[ \begin{aligned} & \frac{1}{8} \cdot \gamma_g \cdot (k_{II} \cdot g_k + g_a) \cdot L^2, \frac{1}{8} \cdot \gamma_G \cdot (g_k \cdot k_{II} + g_a) \cdot L^2 + \frac{1}{8} \cdot \gamma_Q \cdot (k_{II} \cdot q_{c1}) \cdot L^2 \dots \\ & + \frac{1}{4} \cdot \gamma_Q \cdot [\min(k_{II}, l_c) \cdot (q_{c2} - q_{c1})] \cdot l_c \cdot \left(L - \frac{l_c}{2}\right) \end{aligned} \right] = 137.605 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{pl.a.Rd} := W_{pl.a} \cdot f_{yd}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 463.985 \cdot \text{kNm}$$

**Käyttöaste**

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.a.Rd}} = 29.657 \cdot \%$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_{Ed}}{M_{pl.a.Rd}} \leq 100\% \\ \text{"VIRHE!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

## Pystysuuntainen leikkausvoima

$$V_{Ed} := \max \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma_g \cdot (g_k \cdot k_{II} + g_a) \cdot L, \frac{1}{2} \cdot \gamma_G \cdot (g_k \cdot k_{II} + g_a) \cdot L + \frac{1}{2} \cdot \gamma_Q \cdot (k_{II} \cdot q_{c1}) \cdot L \dots \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \cdot \gamma_Q \cdot [\min(k_{II}, l_c) \cdot (q_{c2} - q_{c1})] \cdot l_c \right] = 57.939 \cdot \text{kN}$$

$$A_v := A_a - 2 \cdot b_f \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 4.269 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} := A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad V_{pl.Rd} = 874.992 \cdot \text{kN}$$

Tarkistetaan, onko leikkauslommahdus huomioitava

$$\text{LeikLom} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \\ \text{"Huomioi LeikLom!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Käyttöaste

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 6.622\%$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} < 50\% \\ \text{"Huomioi Yhteisvaikutus!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

## Taipuma

Betonia valettaessa syntyvää kuormaa ei oteta mukaan taipumalaskelmiin.

$$w_{1.1} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_k \cdot k_{II} + g_a) \cdot L^4}{E_a \cdot I_a} = 18.889 \cdot \text{mm} \quad \frac{L}{w_{1.1}} = 502.947$$

Taipuma on riittävän pieni. EC4:ssä ei tosin ole asetettu mitään vaatimusta rakentamisen aikaisten kuormien aiheuttamille taipumille.

## Liittorakennevaihe

Betonilaatan toimiva leveys

$$b_{eff} := \min \left( 2 \cdot \frac{1}{8} \cdot L, k \right) = 2.375 \cdot \text{m}$$

## Taivutusmomentti

$$M_{Ed} := \max \left[ \frac{1}{8} \cdot \gamma_g \cdot (g_k \cdot k + g_a) \cdot L^2, \frac{1}{8} \cdot \left[ \gamma_G \cdot (g_k \cdot k + g_a) + \gamma_Q \cdot K_{FI} \cdot \alpha_A \cdot (q_k \cdot k) \right] \cdot L^2 \right] = 568.549 \cdot \text{kNm}$$

## Täydellinen leikkausliitos

$$R_c := b_{eff} \cdot h_c \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 3.819 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_a := A_a \cdot f_{yd} = 2.998 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_f := b_f \cdot t_f \cdot f_{yd} = 862.65 \cdot \text{kN} \quad R_w := t_w \cdot h_w \cdot f_{yd} = 1.139 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$e_i := h_l - \frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2} = 303.25 \cdot \text{mm}$$

$$e_{c0.täyd} := \begin{cases} \frac{R_a - R_c}{2 \cdot R_f} \cdot t_f + h_1 & \text{if } R_c > R_a - 2 \cdot R_f \\ \frac{R_a}{R_c} \cdot h_c & \text{if } R_c \geq R_a \\ \frac{R_a - R_c - 2 \cdot R_f}{2 \cdot R_w} \cdot h_w + h_1 + t_f & \text{otherwise} \end{cases} \quad e_{c0.täyd} = 89.114 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd} := \begin{cases} R_a \cdot \left( e_i - h_1 + \frac{h_c}{2} \right) + R_c \cdot \left( h_1 - \frac{h_c}{2} \right) - \frac{(R_a - R_c)^2}{4 \cdot R_f} \cdot t_f & \text{if } R_c > R_a - 2 \cdot R_f \\ R_a \cdot \left( e_i + \frac{h_c}{2} \right) - \frac{R_a^2}{2 \cdot R_c} \cdot h_c & \text{if } R_c \geq R_a \\ R_a \cdot \left( e_i - h_1 - t_f + \frac{h_c}{2} \right) + R_c \cdot \left( h_1 + t_f - \frac{h_c}{2} \right) + R_f \cdot t_f - \frac{(R_a - R_c - 2 \cdot R_f)^2}{4 \cdot R_w} \cdot h_w & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{pl.Rd} = 945.802 \cdot \text{kNm}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 60.113 \cdot \%$$

"OK" if  $\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} \leq 100\%$  = "OK"  
"VIRHE!" otherwise

Liitoksen mitoitus

Ensin tarvitaan vaaran mitoituskestävyys.

Valitaan liittimet Nelson S3L:

19 x 105

Liittimien ominaisuudet

$$d_v := \text{Omin3(Liitin)}_1 = 19 \cdot \text{mm} \quad h_{sc} := \text{Omin3(Liitin)}_2 = 105 \cdot \text{mm} \quad d_k := \text{Omin3(Liitin)}_3 = 31.75 \cdot \text{mm}$$

$$\alpha := \begin{cases} 0.2 \cdot \left( \frac{h_{sc}}{d_v} + 1 \right) & \text{if } \left( \frac{h_{sc}}{d_v} \right) < 4 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Liittimiä yhdessä rivassa:

1

k<sub>t</sub>.max:n määrittely

$$k_t := \begin{cases} \min \left[ \frac{0.7}{\sqrt{N_f}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right), k_{t,max} \right] & \text{if } d_v \leq 20 \text{mm} \vee (d_v > 20 \text{mm} \wedge \text{Hitsaus} = 0) \\ \text{"EI VOI LASKEA!"} & \text{if } h_p > 85 \text{mm} \vee b_0 < h_p \end{cases} = 0.75$$

$$P_{Rd} := k_t \cdot \min \left( \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d_v^2}{4 \cdot \gamma_V}, \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d_v^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} \right)$$

$$P_{Rd} = 55.298 \cdot \text{kN}$$

$$N_{c,f} := \min(R_c, R_a) = 2.998 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$V_{L,Ed} := N_{c,f} \quad \text{Liittimillä hallittava työntövoima.}$$

Jänteen puolikkaan matkalle tarvittavien leikkausliitinten määrä

$$n_{f,tarkka} := \frac{V_{L,Ed}}{P_{Rd}} = 54.222$$

$$n_f := \begin{cases} \text{round}(n_{f,tarkka}) & \text{if } \text{round}(n_{f,tarkka}) \geq n_{f,tarkka} \\ 1 + \text{round}(n_{f,tarkka}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad n_f = 55$$

Liitinjako (liittimiä tulee niin paljon, että on laitettava kaksi vierekkäin)

$$s_{apu} := \begin{cases} \min\left(2 \cdot \frac{L}{2 \cdot n_f}, 6 \cdot h_1, 800\text{mm}\right) & \text{if } 2 \cdot \frac{L}{2 \cdot n_f} > 5 \cdot d_v \wedge \frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} \leq 2.5 = 172.727 \cdot \text{mm} \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_{täyd} := \begin{cases} \text{Round}(s_{apu}, 10\text{mm}) & \text{if } \text{Round}(s_{apu}, 10\text{mm}) < s_{apu} \\ (\text{Round}(s_{apu}, 10\text{mm}) - 10\text{mm}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad s_{täyd} = 170 \cdot \text{mm}$$

### Osittainen leikkausliitos

$$N_c := \frac{M_{Ed} - M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}} \cdot N_{c,f} = 650.7 \cdot \text{kN} \quad \text{Osittaisella leikkausliitoksella hallittava pienin sallittu työntövoima}$$

$$n_{tarkka} := \frac{N_c}{P_{Rd}} = 11.767 \quad \text{Pienimmän sallitun työntövoiman hallitsemiseksi tarvittava liitinmäärä jänteen puolikkaan matkalle.}$$

Varmistetaan, että valittava liitinmäärä täyttää sitkeysvaatimuksen ja vaatimuksen  $\eta > 0,5$ , jonka mukaan taipumien laskennassa ei tarvitse huomioida yhteistoiminnan asteen alenemista.

$$L_e := L = 9.5 \text{ m}$$

$$\eta_{vaad} := \begin{cases} \max\left[1 - \left(\frac{355\text{MPa}}{f_{yk}}\right) \cdot \left(0.75 - 0.03 \cdot \frac{L_e}{\text{m}}\right), 0.5\right] & \text{if } L_e < 25\text{m} = 0.535 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$n := \begin{cases} \text{round}(n_{tarkka}) & \text{if } \frac{n_{tarkka}}{n_{f,tarkka}} \geq \eta_{vaad} \wedge \text{round}(n_{tarkka}) \geq n_{tarkka} \\ 1 + \text{round}(n_{tarkka}) & \text{if } \frac{n_{tarkka}}{n_{f,tarkka}} \geq \eta_{vaad} \wedge \text{round}(n_{tarkka}) < n_{tarkka} \\ \text{round}(\eta_{vaad} \cdot n_{f,tarkka}) & \text{if } \frac{n_{tarkka}}{n_{f,tarkka}} < \eta_{vaad} \wedge \text{round}(\eta_{vaad} \cdot n_{f,tarkka}) \geq \eta_{vaad} \cdot n_{f,tarkka} \\ 1 + \text{round}(\eta_{vaad} \cdot n_{f,tarkka}) & \text{if } \frac{n_{tarkka}}{n_{f,tarkka}} < \eta_{vaad} \wedge \text{round}(\eta_{vaad} \cdot n_{f,tarkka}) < \eta_{vaad} \cdot n_{f,tarkka} \end{cases}$$



$$n = 30 \quad \text{josta seuraa leikkausliitoksen asteeksi:} \quad \eta := \frac{n}{n_{f.tarkka}} = 0.553$$

Liitinjako

$$s_{apu} := \begin{cases} \min\left(\frac{L}{2 \cdot n}, 6 \cdot h_1, 800\text{mm}\right) & \text{if } \frac{L}{2 \cdot n} > 5 \cdot d_v \wedge \frac{M_{pl.Rd}}{M_{pl.a.Rd}} \leq 2.5 = 158.333 \cdot \text{mm} \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_{ositt} := \begin{cases} \text{Round}(s_{apu}, 10\text{mm}) & \text{if } \text{Round}(s_{apu}, 10\text{mm}) < s_{apu} \\ (\text{Round}(s_{apu}, 10\text{mm}) - 10\text{mm}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad s_{ositt} = 150 \cdot \text{mm}$$

Lasketaan taivutuskapasiteetti ensin "tarkasti" jännitysresultantteihin perustuen, jos voidaan.

$$x_c := \begin{cases} \eta \cdot \frac{R_a}{R_c} \cdot h_c & \text{if } e_{c0.täyd} \leq h_1 = 49.306 \cdot \text{mm} \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$e_{c0.ositt} := \frac{(1 - \eta) \cdot R_a}{2 \cdot R_f} \cdot t_f + h_1 \quad e_{c0.ositt} = 170.48 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Rd.tarkka} := \begin{cases} R_a \cdot \left[ e_i + \frac{h_c}{2} - h_1 \cdot (1 - \eta) \right] \dots & \text{if } e_{c0.ositt} \leq (h_1 + t_f) \\ + \frac{R_a^2}{4 \cdot R_f} \cdot t_f \cdot (2 \cdot \eta - \eta^2 - 1) - \frac{(\eta \cdot R_a)^2}{2 \cdot R_c} \cdot h_c & \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{Rd.tarkka} = 817.179 \cdot \text{kNm} \quad \rightarrow \quad \frac{M_{Ed}}{M_{Rd.tarkka}} = 69.575 \cdot \%$$

Tarkistetaan vielä, minkä kapasiteetin lineaarinen yksinkertaistus antaa.

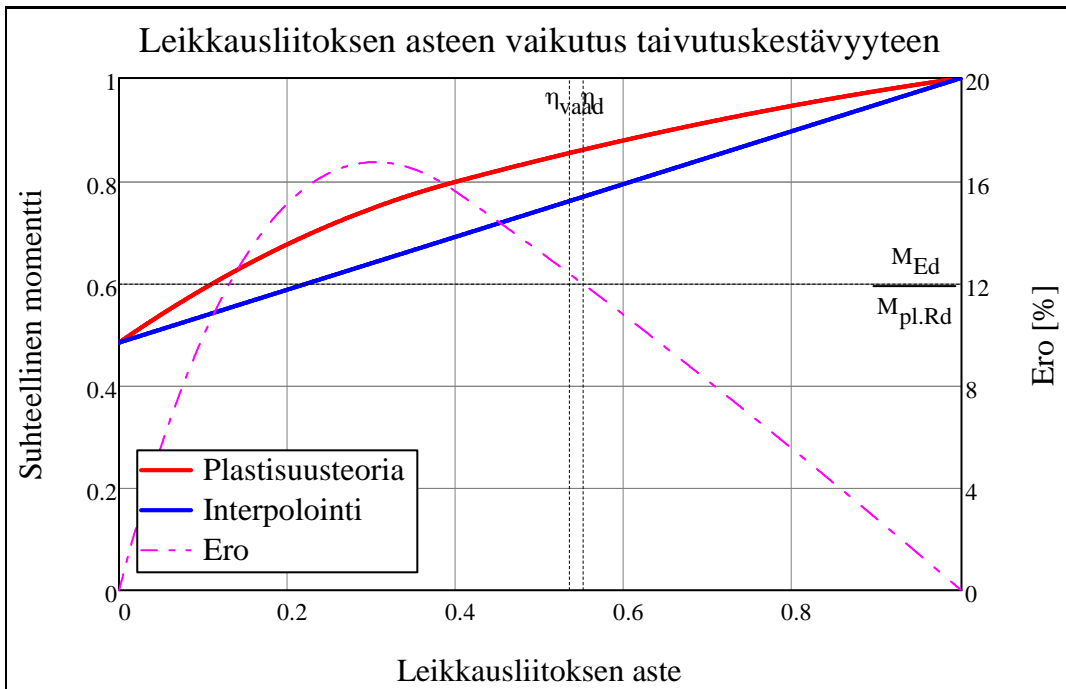
$$M_{Rd.lin} := M_{pl.a.Rd} + (M_{pl.Rd} - M_{pl.a.Rd}) \cdot \eta$$

$$M_{Rd.lin} = 730.567 \cdot \text{kNm} \quad \rightarrow \quad \frac{M_{Ed}}{M_{Rd.lin}} = 77.823 \cdot \%$$

"Tarkalla" menetelmällä saavutettava hyöty:  $\frac{M_{Rd.tarkka} - M_{Rd.lin}}{M_{Rd.lin}} = 11.855 \cdot \%$

Piirretään vielä eri menetelmillä saavutettavat kapasiteetit samaan kuvaan  $\eta$ :n funktiona. Kuvaajien alkupään piirtämiseksi (neutraaliakseli on teräsosan uumassa) teräsprofiilin reunapyöristykset on jätetty huomioimatta.

► Kuvaajien yhtälöt



### Pystysuuntainen leikkausvoima

$$V_{Ed} := \max \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma_g \cdot (g_k \cdot k + g_a) \cdot L, \frac{1}{2} \cdot \left[ \gamma_G \cdot (g_k \cdot k + g_a) + \gamma_Q \cdot K_{FI} \cdot \alpha_A \cdot (q_k \cdot k) \right] \cdot L \right] = 239.389 \cdot \text{kN}$$

Kun betonilaatan leikkauskestävyyttä ei huomioida, on pystysuuntainen leikkauskestävyys sama kuin edellä rakennusvaiheessa

$$V_{pl.Rd} = 874.992 \cdot \text{kN}$$

Leikkauslommahduskestävyyttä ei tarvitse tässäkin tarkastella (ks. rakentamisvaihe)

### Käyttöaste

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 27.359\%$$

"OK" if $\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} < 50\%$ = "OK"
"Huomioi Yhteisvaikutus!" otherwise

### Irtileikkautumisen estävä rauditus

Ei käytetä liittolevyä hyväksi, koska tappeja ei ole hitsattu levyn läpi.

$$v_{L.Ed} := \frac{P_{Rd}}{s_{ositt}} = 368.652 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_v := \begin{pmatrix} 2 \\ 1 \end{pmatrix} \quad h_f := \begin{pmatrix} h_c \\ 2 \cdot h_{sc} + d_k \end{pmatrix}$$

$$v_{Ed} := \begin{pmatrix} \frac{v_{L.Ed}}{N_{v1} \cdot h_{f1}} \\ \frac{v_{L.Ed}}{N_{v2} \cdot h_{f2}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.624 \\ 1.525 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.54$$

$$\theta_{f.apu} := \frac{1}{2} \cdot \text{asin} \left( \frac{2 \cdot v_{Ed}}{\nu \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} \right) = \begin{pmatrix} 12.562 \\ 11.748 \end{pmatrix} \cdot \text{deg}$$

$$\theta_f := \begin{cases} \max(\theta_{f.apu_1}, 26.5 \text{ deg}) & \text{if } \theta_{f.apu_1} \leq 45 \text{ deg} \\ (45 \text{ deg}) & \text{otherwise} \\ \max(\theta_{f.apu_2}, 26.5 \text{ deg}) & \text{if } \theta_{f.apu_2} \leq 45 \text{ deg} \\ (45 \text{ deg}) & \text{otherwise} \end{cases} = \begin{pmatrix} 26.5 \\ 26.5 \end{pmatrix} \cdot \text{deg}$$

$$A_{e.a} := \frac{v_{Ed_1} \cdot h_{f_1} \cdot \tan(\theta_{f_1})}{f_{sd}} = 211.373 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad A_{e.b} := \frac{v_{Ed_2} \cdot h_{f_2} \cdot \tan(\theta_{f_2})}{2 \cdot f_{sd}} = 211.373 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tarkistetaan vielä vähimmäisraudoitusvaatimus

$$\rho_{w.min} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \text{MPa}}}{f_{sk}} = 8 \times 10^{-4} \quad A_{e.min} := h_c \cdot \rho_{w.min} = 90.8 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_e := \max(A_{e.a}, A_{e.b}, A_{e.min}) \quad A_e = 211.373 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Valitaan teräkset:

T8 k200

► Poikittaisraudoituksen ominaisuudet

$$\phi := \text{Omin4(PoikRaud)}_1 = 8 \cdot \text{mm} \quad \text{jako} := \text{Omin4(PoikRaud)}_2 = 200 \cdot \text{mm}$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{\pi \cdot \phi^2}{4 \cdot \text{jako}} \geq A_e \\ \text{"LISÄÄ RAUDOITUSTA!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

## Palomitoitus

Paloluokka: R60 tai pidempi

$$\psi_{fi} := 0.3$$

$$\eta_{fi} := \min \left[ \frac{k \cdot g_k + g_a + \psi_{fi} \cdot k \cdot q_k}{1.15 \cdot (k \cdot g_k + g_a) + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot (\alpha_A \cdot k \cdot q_k)}, \frac{k \cdot g_k + g_a + \psi_{fi} \cdot k \cdot q_k}{1.35 \cdot K_{FI} \cdot (k \cdot g_k + g_a)} \right] = 0.614$$

$$M_{fi.d.t} := \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 349.157 \cdot \text{kNm}$$

Tarkistetaan saatu voimasuureen arvo toisella laskentamenetelmällä.

$$\frac{1}{8} \cdot (k \cdot g_k + g_a + \psi_{fi} \cdot k \cdot q_k) \cdot L^2 = 349.157 \cdot \text{kNm}$$

Huomioidaan käyttölämpötilan kuormitustaso

$$\eta_{fi.t} := \frac{\eta_{fi} \cdot M_{Ed}}{M_{Rd.tarkka}} = 0.427$$

Lasketaan kriittinen lämpötila

► Lämpötilan interpolointi

$$k_{\theta cr} := \begin{cases} 0.9 & \text{if Paloluokka} = 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$f_{ay,\theta_{cr}} := k_{\theta_{cr}} \cdot \eta_{fi,t} \cdot f_{yk} = 151.681 \cdot \text{MPa}$$

$$\theta_a(f_{ay,\theta_{cr}}) = 617.804$$

Paloluokasta riippuen on varmistettava joko palosuojauksella tai muuten, ettei teräksen lämpötila nouse kriittistä lämpötilaa korkeammaksi vaadittuna aikana.

## Käyttörajatila

Huomioidaan virumaluvun laskennassa vain umpibetonin paksuus

▣ Virumaluvun määrittäminen

$$RH := 50 \quad h_0 = 227 \cdot \text{mm} \quad f_{ck} = 25 \cdot \text{MPa} \quad t_0 := 28 \quad t_e := \infty$$

$$n_0 := \frac{E_a}{E_{cm}} = 6.774 \quad \text{Lyhytaikaisten kuormien vaikutukset}$$

$$\varphi_t(RH, h_0, f_{ck}, t_0, t_e) = 2.599 \quad \psi_P := 1.1 \quad \psi_S := 0.55$$

$$n_P := n_0 \cdot (1 + \psi_P \cdot \varphi_t(RH, h_0, f_{ck}, t_0, t_e)) = 26.143 \quad \text{Pitkäaikaisten kuormien vaikutukset}$$

$$n_S := n_0 \cdot (1 + \psi_S \cdot \varphi_t(RH, h_0, f_{ck}, 1, t_e)) = 24.799 \quad \text{Kutistuman vaikutukset (Huom. kuormittumisikä = 1 vrk)}$$

$$A_a := \text{Omin(Profiili)}_8 \text{ mm}^2 = 8.446 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_c := h_c \cdot b_{\text{eff}} = 2.696 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$e_{c0,el}(n) := \begin{cases} \frac{A_a \cdot \left( e_i + \frac{h_c}{2} \right) + \frac{A_c \cdot h_c}{n}}{A_a + \frac{A_c}{n}} & \text{if } A_a \cdot \left( e_i - \frac{h_c}{2} \right) > \frac{A_c \cdot h_c}{n} \\ \frac{A_a \cdot n}{b_{\text{eff}}} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{(h_c + 2 \cdot e_i) \cdot b_{\text{eff}}}{A_a \cdot n}} - 1 \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_1(n) := \begin{cases} I_a + A_a \cdot \left( e_i + \frac{h_c}{2} - e_{c0,el}(n) \right)^2 + \frac{A_c}{n} \cdot \left[ \frac{h_c^2}{12} + \left( e_{c0,el}(n) - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right] & \text{if } A_a \cdot \left( e_i - \frac{h_c}{2} \right) > \frac{A_c \cdot h_c}{n} \\ I_a + A_a \cdot \left( e_i + \frac{h_c}{2} - e_{c0,el}(n) \right)^2 + \frac{b_{\text{eff}} \cdot e_{c0,el}(n)^3}{3 \cdot n} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$EI_0 := E_a \cdot I_1(n_0) = 192.087 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_P := E_a \cdot I_1(n_P) = 140.555 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_S := E_a \cdot I_1(n_S) = 142.807 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Lasketaan erikseen teräspalkkia ja liittorakennetta kuormittava SLS:n ominaisyhdistelmän mukainen taivutusmomentti.

$$M_{EK.1} := \frac{1}{8} \cdot (g_k \cdot k_{II} + g_a) \cdot L^2 = 97.585 \cdot \text{kNm} \quad M_{EK.2} := \frac{1}{8} \cdot [g_k \cdot (k - k_{II}) + k \cdot q_k] \cdot L^2 = 417.406 \cdot \text{kNm}$$

Jännitykset saadaan laskea käyttäen tehollista kimmokerroinsuhdetta kaikille kuormille niiden kestosta riippumatta. Liittorakennevaiheen jännityksiin on kuitenkin lisättävä pelkkään teräsosaan syntyneet jännitykset. Kutistuman vaikutuksia ei huomioida.

$$\sigma_1 := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{M_{EK.1}}{W_a} \\ \frac{M_{EK.1}}{W_a} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 84.416 \\ 84.416 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa} \quad \sigma_2 := \begin{pmatrix} \left| \frac{M_{EK.2}}{2 \cdot n_0 \cdot I_i(2 \cdot n_0)} \cdot e_{c0.eI}(2 \cdot n_0) \right| \\ \left| \frac{M_{EK.2}}{2 \cdot n_0 \cdot I_i(2 \cdot n_0)} \cdot (h_c - e_{c0.eI}(2 \cdot n_0)) \right| \\ \frac{M_{EK.2}}{I_i(2 \cdot n_0)} \cdot (h_1 - e_{c0.eI}(2 \cdot n_0)) \\ \frac{M_{EK.2}}{I_i(2 \cdot n_0)} \cdot (h_a + h_1 - e_{c0.eI}(2 \cdot n_0)) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 5.681 \\ 1.298 \\ 6.739 \\ 215.996 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma := \sigma_1 + \sigma_2 = \begin{pmatrix} 5.681 \\ 1.298 \\ 91.155 \\ 300.412 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{sall} := \begin{pmatrix} 0.6 \cdot f_{ck} \\ 0.6 \cdot f_{ck} \\ f_{yk} \\ f_{yk} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 15 \\ 15 \\ 355 \\ 355 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

"OK" if  $\sigma_1 \leq \sigma_{sall1} \wedge \sigma_4 \leq \sigma_{sall4}$  = "OK"  
"LIIAN SUURET JÄNNITYKSET" otherwise

### Taipumat

Taipuman alkuarvo pysyvistä kuormista:

$$w_{1.1} = 18.889 \cdot \text{mm} \quad w_{1.2} := \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot EI_0} \cdot (k - k_{II}) \cdot g_k = 8.834 \cdot \text{mm}$$

$$w_1 := w_{1.1} + w_{1.2} = 27.723 \cdot \text{mm}$$

Taipuman pitkäaikaisosuus pysyvistä kuormista:

$$w_2 := \frac{5 \cdot L^4}{384} \cdot \left( \frac{1}{EI_P} - \frac{1}{EI_0} \right) \cdot (k - k_{II}) \cdot g_k = 3.239 \cdot \text{mm}$$

Taipuman lisäosuus muuttuvista kuormista:

$$w_3 := \max \left( \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot EI_0} \cdot \psi_1 \cdot k \cdot q_k, \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot EI_P} \cdot \psi_2 \cdot k \cdot q_k \right) = 8.116 \cdot \text{mm}$$

$$w_{\max} := w_1 + w_2 + w_3 = 39.078 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{L}{w_2 + w_3} = 836.637$$

$$\frac{L}{w_{\max}} = 243.106$$

Tarkistetaan taipumaehto mielenkiinnon vuoksi myös käyttäen tehollisen kimmokertoimen arvoa.

$$\frac{L}{w_{1.1} + \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot I_i(2 \cdot n_0)} \cdot [(k - k_{II}) \cdot g_k + \psi_1 \cdot k \cdot q_k]} = 247.909 \quad \text{Arvo on epävarmalla puolella.}$$

Tarkistetaan, tarvitseeko kutistumisen vaikutuksia taipumiin tarkastella.

$$\varepsilon_{cs} := 325 \cdot 10^{-6}$$

$$N_{cs} := \varepsilon_{cs} \cdot \frac{E_a}{n_s} \cdot A_c$$

$$M_{cs} := N_{cs} \cdot \left( e_{c0,el}(n_s) - \frac{h_c}{2} \right) = 98.371 \cdot \text{kNm}$$

$$\delta := \begin{cases} \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{cs} \cdot L^2}{EI_S} & \text{if } \frac{L}{h_a + h_1} > 20 \\ \text{"EI TARVITSE HUOMIOIDA"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"EI TARVITSE HUOMIOIDA"}$$

Lasketaan mielenkiinnon vuoksi, miten paljon kutistuma aiheuttaa käyritysmää.

$$\delta := \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{cs} \cdot L^2}{EI_S} = 7.771 \cdot \text{mm} \quad \text{Arvo on aika suuri, mutta jätetään silti huomioimatta.} \quad \frac{L}{w_{\max} + \delta} = 202.781$$

$$\text{"OK"} \quad \text{if } w_{\max} \leq \frac{L}{250} \wedge w_2 + w_3 < \frac{L}{300} \wedge \frac{L}{h_a + h_1} \leq 20 \quad = \text{"TAIPUMA LIIAN SUURI!"}$$

$$\text{"OK"} \quad \text{if } w_{\max} + \delta \leq \frac{L}{250} \wedge w_2 + w_3 < \frac{L}{300} \wedge \frac{L}{h_a + h_1} > 20$$

$$\text{"TAIPUMA LIIAN SUURI!"} \quad \text{otherwise}$$

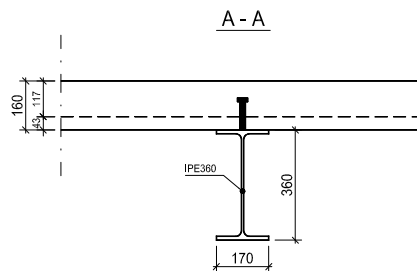
Taipuma on välipohjapalkille ( $w < L/250$ ) hieman liian suuri. Alentunut yhteistoiminnan aste todennäköisesti kuitenkin kasvattaisi sitä. Tässä tilanteessa tulisi teräsprofiilia kasvattaa, käyttää omien painojen vaikutukset kumoavaa esikorotusta tai tukea palkki valunaikaisesti. Usein käytetään valssattua profiilia, eikä tukemista haluta tai voida käyttää, joten palkkikoon kasvattaminen jää ainoaksi vaihtoehdoksi. Tukemattoman rakenteen taipumaehto täyttyy IP450-profiililla, vaikka kutistumankin vaikutukset huomioitaisiin. Tarkastellaan seuraavaksi, miten rakenteen työnaikainen tukeminen vaikuttaa lopputulokseen.

## Tuettu rakennustapa

Nyt ei tarvitse mitoittaa teräspalkkia työnaikaisille kuormille.

### Liittorakennevaihe

Valitaan uusi teräsosa:



▢ Teräsprofiilin ominaisuudet

$$g_a := \text{Omin(Profiili)}_1 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot g = 0.56 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$h_a := \text{Omin(Profiili)}_2 \text{ mm} = 360 \cdot \text{mm}$$

$$b_f := \text{Omin(Profiili)}_3 \text{ mm} = 170 \cdot \text{mm}$$

$$t_w := \text{Omin(Profiili)}_4 \text{ mm} = 8 \cdot \text{mm}$$

$$t_f := \text{Omin(Profiili)}_5 \text{ mm} = 12.7 \cdot \text{mm}$$

$$h_w := \text{Omin(Profiili)}_6 \text{ mm} = 334.6 \cdot \text{mm}$$

$$r := \text{Omin(Profiili)}_7 \text{ mm} = 18 \cdot \text{mm}$$

$$A_a := \text{Omin(Profiili)}_8 \text{ mm}^2 = 7.273 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_a := \text{Omin(Profiili)}_9 \text{ mm}^4 = 1.627 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$W_a := \text{Omin(Profiili)}_{10} \text{ mm}^3 = 9.04 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pl,a} := \text{Omin(Profiili)}_{11} \text{ mm}^3 = 1.019 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{pl,a,Rd} := W_{pl,a} \cdot f_{yd}$$

$$M_{pl,a,Rd} = 361.745 \cdot \text{kNm}$$

## Taivutusmomentti

$$M_{Ed} := \max \left[ \frac{1}{8} \cdot \gamma_g \cdot (g_k \cdot k + g_a) \cdot L^2, \frac{1}{8} \cdot \left[ \gamma_G \cdot (g_k \cdot k + g_a) + \gamma_Q \cdot K_{FI} \cdot \alpha_A \cdot (q_k \cdot k) \right] \cdot L^2 \right] = 567.379 \cdot \text{kNm}$$

## Täydellinen leikkausliitos

$$R_c := b_{eff} \cdot h_c \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 3.819 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_a := A_a \cdot f_{yd} = 2.582 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_f := b_f \cdot t_f \cdot f_{yd} = 766.445 \cdot \text{kN} \quad R_w := t_w \cdot h_w \cdot f_{yd} = 950.264 \cdot \text{kN}$$

$$e_i := h_l - \frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2} = 283.25 \cdot \text{mm}$$

$$e_{c0.täyd} := \begin{cases} \frac{R_a - R_c}{2 \cdot R_f} \cdot t_f + h_l & \text{if } R_c > R_a - 2 \cdot R_f \\ \frac{R_a}{R_c} \cdot h_c & \text{if } R_c \geq R_a \\ \frac{R_a - R_c - 2 \cdot R_f}{2 \cdot R_w} \cdot h_w + h_l + t_f & \text{otherwise} \end{cases} \quad e_{c0.täyd} = 76.738 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd} := \begin{cases} R_a \cdot \left( e_i - h_l + \frac{h_c}{2} \right) + R_c \cdot \left( h_l - \frac{h_c}{2} \right) - \frac{(R_a - R_c)^2}{4 \cdot R_f} \cdot t_f & \text{if } R_c > R_a - 2 \cdot R_f \\ R_a \cdot \left( e_i + \frac{h_c}{2} \right) - \frac{R_a^2}{2 \cdot R_c} \cdot h_c & \text{if } R_c \geq R_a \\ R_a \cdot \left( e_i - h_l - t_f + \frac{h_c}{2} \right) + R_c \cdot \left( h_l + t_f - \frac{h_c}{2} \right) + R_f \cdot t_f - \frac{(R_a - R_c - 2 \cdot R_f)^2}{4 \cdot R_w} \cdot h_w & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{pl.Rd} = 778.786 \cdot \text{kNm}$$

## Käyttöaste

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 72.854\%$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} \leq 100\% = \text{"OK"} \\ \text{"VIRHE!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

## Leikkausliitos

$$N_{c.f} := \min(R_c, R_a) = 2.582 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$V_{L.Ed} := N_{c.f} \quad \text{Liittimillä hallittava työntövoima}$$

Jänteen puolikkaan matkalle tarvittavien leikkausliitinten määrä

$$n_{f.tarkka} := \frac{V_{L.Ed}}{P_{Rd}} = 46.691$$

$$n_f := \begin{cases} \text{round}\left(\frac{V_{L.Ed}}{P_{Rd}}\right) & \text{if } \text{round}\left(\frac{V_{L.Ed}}{P_{Rd}}\right) \geq \frac{V_{L.Ed}}{P_{Rd}} \\ 1 + \text{round}\left(\frac{V_{L.Ed}}{P_{Rd}}\right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad n_f = 47$$

Liitinjako

$$s_{apu} := \begin{cases} \min\left(\frac{L}{2 \cdot n_f}, 6 \cdot h_1, 800\text{mm}\right) & \text{if } \frac{L}{2 \cdot n_f} > 5 \cdot d_v \wedge \frac{M_{pl.Rd}}{M_{pl.a.Rd}} \leq 2.5 = 101.064 \cdot \text{mm} \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_{täyd} := \begin{cases} \text{Round}(s_{apu}, 10\text{mm}) & \text{if } \text{Round}(s_{apu}, 10\text{mm}) < s_{apu} \\ (\text{Round}(s_{apu}, 10\text{mm}) - 10\text{mm}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad s_{täyd} = 100 \cdot \text{mm}$$

## Osittainen leikkausliitos

$$N_c := \frac{M_{Ed} - M_{pl.a.Rd}}{M_{pl.Rd} - M_{pl.a.Rd}} \cdot N_{c.f} = 1.273 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \text{Osittaisella leikkausliitoksella hallittava pienin sallittu työntövoima}$$

$$n_{tarkka} := \frac{N_c}{P_{Rd}} = 23.022 \quad \text{Pienimmän sallitun työntövoiman hallitsemiseksi tarvittava liitinmäärä jänteen puolikkaan matkalle.}$$

Varmistetaan, että valittava liitinmäärä täyttää sitkeysvaatimuksen ja vaatimuksen  $\eta > 0,5$ , jonka mukaan taipumien laskennassa ei tarvitse huomioida yhteistoiminnan asteen alenemista.

$$L_e := L = 9.5 \text{ m}$$

$$\eta_{vaad} := \begin{cases} \max\left[1 - \left(\frac{355\text{MPa}}{f_{yk}}\right) \cdot \left(0.75 - 0.03 \cdot \frac{L_e}{\text{m}}\right), 0.5\right] & \text{if } L_e < 25\text{m} = 0.535 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$n := \begin{cases} \text{round}(n_{tarkka}) & \text{if } \frac{n_{tarkka}}{n_{f.tarkka}} \geq \eta_{vaad} \wedge \text{round}(n_{tarkka}) \geq n_{tarkka} \\ 1 + \text{round}(n_{tarkka}) & \text{if } \frac{n_{tarkka}}{n_{f.tarkka}} \geq \eta_{vaad} \wedge \text{round}(n_{tarkka}) < n_{tarkka} \\ \text{round}(\eta_{vaad} \cdot n_{f.tarkka}) & \text{if } \frac{n_{tarkka}}{n_{f.tarkka}} < \eta_{vaad} \wedge \text{round}(\eta_{vaad} \cdot n_{f.tarkka}) \geq \eta_{vaad} \cdot n_{f.tarkka} \\ 1 + \text{round}(\eta_{vaad} \cdot n_{f.tarkka}) & \text{if } \frac{n_{tarkka}}{n_{f.tarkka}} < \eta_{vaad} \wedge \text{round}(\eta_{vaad} \cdot n_{f.tarkka}) < \eta_{vaad} \cdot n_{f.tarkka} \end{cases}$$

$$n = 25 \quad \text{josta seuraa leikkausliitoksen asteeksi:} \quad \eta := \frac{n}{n_{f.tarkka}} = 0.535$$

Liitinjako

$$s_{apu} := \begin{cases} \min\left(\frac{L}{2 \cdot n}, 6 \cdot h_1, 800\text{mm}\right) & \text{if } \frac{L}{2 \cdot n} > 5 \cdot d_v \wedge \frac{M_{pl.Rd}}{M_{pl.a.Rd}} \leq 2.5 = 190 \cdot \text{mm} \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$



$$s_{\text{ositt}} := \begin{cases} \text{Round}(s_{\text{apu}}, 10\text{mm}) & \text{if } \text{Round}(s_{\text{apu}}, 10\text{mm}) < s_{\text{apu}} \\ (\text{Round}(s_{\text{apu}}, 10\text{mm}) - 10\text{mm}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad s_{\text{ositt}} = 180\text{-mm}$$

Lasketaan taivutuskapasiteetti ensin "tarkasti" jännitysresultantteihin perustuen, jos voidaan.

$$x_c := \begin{cases} \eta \cdot \frac{R_a}{R_c} \cdot h_c & \text{if } e_{c0.\text{täyd}} \leq h_1 \\ \text{"EI VOIDA LASKEA"} & \text{otherwise} \end{cases} = 41.088\text{-mm}$$

$$e_{c0.\text{ositt}} := \frac{(1 - \eta) \cdot R_a}{2 \cdot R_f} \cdot t_f + h_1 \quad e_{c0.\text{ositt}} = 169.938\text{-mm}$$

$$M_{\text{Rd.tarkka}} := \begin{cases} R_a \left[ e_i + \frac{h_c}{2} - h_1 \cdot (1 - \eta) \right] \dots & \text{if } e_{c0.\text{ositt}} \leq (h_1 + t_f) \\ + \frac{R_a^2}{4 \cdot R_f} \cdot t_f \cdot (2 \cdot \eta - \eta^2 - 1) - \frac{(\eta \cdot R_a)^2}{2 \cdot R_c} \cdot h_c & \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{\text{Rd.tarkka}} = 651.575\text{-kNm} \quad \rightarrow \quad \frac{M_{\text{Ed}}}{M_{\text{Rd.tarkka}}} = 87.078\%$$

Tarkistetaan vielä, minkä kapasiteetin lineaarinen yksinkertaistus antaa.

$$M_{\text{Rd.lin}} := M_{\text{pl.a.Rd}} + (M_{\text{pl.Rd}} - M_{\text{pl.a.Rd}}) \cdot \eta$$

$$M_{\text{Rd.lin}} = 585.042\text{-kNm} \quad \rightarrow \quad \frac{M_{\text{Ed}}}{M_{\text{Rd.lin}}} = 96.981\%$$

"Tarkalla" menetelmällä saavutettava hyöty:  $\frac{M_{\text{Rd.tarkka}} - M_{\text{Rd.lin}}}{M_{\text{Rd.lin}}} = 11.372\%$

### Pystysuuntainen leikkausvoima

$$V_{\text{Ed}} := \max \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma_g \cdot (g_k \cdot k + g_a) \cdot L, \frac{1}{2} \cdot [\gamma_G \cdot (g_k \cdot k + g_a) + \gamma_Q \cdot K_{\text{FI}} \cdot \alpha_A \cdot (q_k \cdot k)] \cdot L \right] = 238.896\text{-kN}$$

$$A_v := A_a - 2 \cdot b_f \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 3.514 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{\text{pl.Rd}} := A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad V_{\text{pl.Rd}} = 720.186\text{-kN}$$

Leikkauslommahduskestävyyttä ei tarvitse tässäkin tarkastella

Käyttöaste

$$\frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{pl.Rd}}} = 33.171\% \quad \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{pl.Rd}}} < 50\% \\ \text{"Huomioi Yhteisvaikutus!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

### Irtileikkautumisen estävä raudoitus

Ei käytetä liittolevyä hyväksi, koska tappeja ei ole hitsattu levyn läpi.

$$v_{L.Ed} := \frac{P_{Rd}}{s_{ositt}} = 307.21 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_V := \begin{pmatrix} 2 \\ 1 \end{pmatrix} \quad h_f := \begin{pmatrix} h_c \\ 2 \cdot h_{sc} + d_k \end{pmatrix}$$

$$v_{Ed} := \begin{pmatrix} \frac{v_{L.Ed}}{N_{V1} \cdot h_{f1}} \\ \frac{v_{L.Ed}}{N_{V2} \cdot h_{f2}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.353 \\ 1.271 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.54$$

$$\theta_{f.apu} := \frac{1}{2} \cdot \text{asin} \left( \frac{2 \cdot v_{Ed}}{\nu \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} \right) = \begin{pmatrix} 10.36 \\ 9.702 \end{pmatrix} \cdot \text{deg}$$

$$\theta_f := \begin{bmatrix} \max(\theta_{f.apu1}, 26.5 \text{deg}) & \text{if } \theta_{f.apu1} \leq 45 \text{deg} \\ (45 \text{deg}) & \text{otherwise} \\ \max(\theta_{f.apu2}, 26.5 \text{deg}) & \text{if } \theta_{f.apu2} \leq 45 \text{deg} \\ (45 \text{deg}) & \text{otherwise} \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} 26.5 \\ 26.5 \end{pmatrix} \cdot \text{deg}$$

$$A_{e.a} := \frac{v_{Ed1} \cdot h_{f1} \cdot \tan(\theta_{f1})}{f_{sd}} = 176.144 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{e.b} := \frac{v_{Ed2} \cdot h_{f2} \cdot \tan(\theta_{f2})}{2 \cdot f_{sd}} = 176.144 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tarkistetaan vielä vähimmäisraudoitusvaatimus

$$\rho_{w.min} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \text{MPa}}}{f_{sk}} = 8 \times 10^{-4}$$

$$A_{e.min} := h_c \cdot \rho_{w.min} = 90.8 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_e := \max(A_{e.a}, A_{e.b}, A_{e.min})$$

$$A_e = 176.144 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Valitaan teräkset:

T8 k250

Poikittaisraudoituksen ominaisuudet

$$\phi := \text{Omin4(PoikRaud)}_1 = 8 \cdot \text{mm}$$

$$\text{jako} := \text{Omin4(PoikRaud)}_2 = 250 \cdot \text{mm}$$

$$\text{"OK" if } \frac{\pi \cdot \phi^2}{4 \cdot \text{jako}} \geq A_e = \text{"OK"}$$

"LISÄÄ RAUDOITUSTA!" otherwise

## Palomitoitus

Paloluokka: R60 tai pidempi

$$\psi_{fi} := 0.3$$

$$\eta_{fi} := \min \left[ \frac{k \cdot g_k + g_a + \psi_{fi} \cdot k \cdot q_k}{1.15 \cdot (k \cdot g_k + g_a) + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot (\alpha_A \cdot k \cdot q_k)}, \frac{k \cdot g_k + g_a + \psi_{fi} \cdot k \cdot q_k}{1.35 \cdot K_{FI} \cdot (k \cdot g_k + g_a)} \right] = 0.614$$

$$M_{fi,d,t} := \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 348.139 \cdot \text{kNm}$$

Tarkistetaan saatu voimasuureen arvo toisella laskentamenetelmällä.

$$\frac{1}{8} \cdot (k \cdot g_k + g_a + \psi_{fi} \cdot k \cdot q_k) \cdot L^2 = 348.139 \cdot \text{kNm}$$

Huomioidaan käyttölämpötilan kuormitustaso

$$\eta_{fi,t} := \frac{\eta_{fi} \cdot M_{Ed}}{M_{Rd,tarkka}} = 0.534$$

Lasketaan kriittinen lämpötila

$$k_{\theta cr} := \begin{cases} 0.9 & \text{if Paloluokka} = 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$f_{ay,\theta cr} := k_{\theta cr} \cdot \eta_{fi,t} \cdot f_{yk} = 189.678 \cdot \text{MPa}$$

$$\theta_a(f_{ay,\theta cr}) = 579.257$$

Paloluokasta riippuen on varmistettava joko palosuojauksella tai muuten, ettei teräksen lämpötila nouse kriittistä lämpötilaa korkeammaksi vaadittuna aikana.

### Käyttörajatila

$$A_a := \text{Omin(Profiili)}_g \cdot \text{mm}^2 = 7.273 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_c := h_c \cdot b_{\text{eff}} = 2.696 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$e_{c0,el(n)} := \begin{cases} \frac{A_a \cdot \left( e_i + \frac{h_c}{2} \right) + \frac{A_c}{n} \cdot \frac{h_c}{2}}{A_a + \frac{A_c}{n}} & \text{if } A_a \cdot \left( e_i - \frac{h_c}{2} \right) > \frac{A_c}{n} \cdot \frac{h_c}{2} \\ \frac{A_a \cdot n}{b_{\text{eff}}} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{(h_c + 2 \cdot e_i) \cdot b_{\text{eff}}}{A_a \cdot n}} - 1 \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_i(n) := \begin{cases} I_a + A_a \cdot \left( e_i + \frac{h_c}{2} - e_{c0,el(n)} \right)^2 + \frac{A_c}{n} \cdot \left[ \frac{h_c^2}{12} + \left( e_{c0,el(n)} - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right] & \text{if } A_a \cdot \left( e_i - \frac{h_c}{2} \right) > \frac{A_c}{n} \cdot \frac{h_c}{2} \\ I_a + A_a \cdot \left( e_i + \frac{h_c}{2} - e_{c0,el(n)} \right)^2 + \frac{b_{\text{eff}} \cdot e_{c0,el(n)}^3}{3 \cdot n} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$EI_0 := E_a \cdot I_i(n_0) = 146.674 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_P := E_a \cdot I_i(n_P) = 108.338 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_S := E_a \cdot I_i(n_S) = 110.025 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

### Jännitykset

Lasketaan SLS:n ominaisyhdistelmän mukainen taivutusmomentti.

$$M_{Ek} := \frac{1}{8} \cdot [(g_k \cdot k + g_a) + q_k \cdot k] \cdot L^2 = 513.973 \cdot \text{kNm}$$

Jännitykset saadaan laskea käyttäen tehollista kimmokerroinsuhdetta kaikille kuormille niiden kestoista riippumatta. Kutistuman vaikutuksia ei huomioida.

$$\sigma := \begin{bmatrix} \left| \frac{M_{Ek}}{2 \cdot n_0 \cdot I_1(2 \cdot n_0)} \cdot e_{c0.e1}(2 \cdot n_0) \right| \\ \left| \frac{M_{Ek}}{2 \cdot n_0 \cdot I_1(2 \cdot n_0)} \cdot (h_c - e_{c0.e1}(2 \cdot n_0)) \right| \\ \frac{M_{Ek}}{I_1(2 \cdot n_0)} \cdot (h_1 - e_{c0.e1}(2 \cdot n_0)) \\ \frac{M_{Ek}}{I_1(2 \cdot n_0)} \cdot (h_a + h_1 - e_{c0.e1}(2 \cdot n_0)) \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} 8.227 \\ 1.184 \\ 23.058 \\ 325.725 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{sall} := \begin{pmatrix} 0.6 \cdot f_{ck} \\ 0.6 \cdot f_{ck} \\ f_{yk} \\ f_{yk} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 15 \\ 15 \\ 355 \\ 355 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

"OK" if  $\sigma_1 \leq \sigma_{sall1} \wedge \sigma_4 \leq \sigma_{sall4}$  = "OK"

"LIIAN SUURET JÄNNITYKSET" otherwise

### Taipumat

Taipuman alkuarvo pysyvistä kuormista:  $w_1 := \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot EI_0} \cdot (g_k \cdot k + g_a) = 17.759 \cdot \text{mm}$

Taipuman pitkäaikaisosuus pysyvistä kuormista:  $w_2 := \frac{5 \cdot L^4}{384} \cdot \left( \frac{1}{EI_P} - \frac{1}{EI_0} \right) \cdot (k \cdot g_k + g_a) = 6.284 \cdot \text{mm}$

Taipuman lisäosuus muuttuvista kuormista:  $w_3 := \max \left( \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot EI_0} \cdot \psi_1 \cdot k \cdot q_k, \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot EI_P} \cdot \psi_2 \cdot k \cdot q_k \right) = 10.629 \cdot \text{mm}$

$$w_{\max} := w_1 + w_2 + w_3 = 34.672 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{L}{w_2 + w_3} = 561.693$$

$$\frac{L}{w_{\max}} = 273.999$$

Tarkistetaan taipumaehto mielenkiinnon vuoksi myös käyttäen tehollisen kimmokertoimen arvoa.

$$\frac{L}{\frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot I_1(2 \cdot n_0)} \cdot (k \cdot g_k + \psi_1 \cdot k \cdot q_k)} = 297.151 \quad \text{Arvo on epävarmalla puolella.}$$

Tarkistetaan, tarvitseeko kutistumisen vaikutuksia taipumiin tarkastella.

$$\epsilon_{cs} := 325 \cdot 10^{-6}$$

$$N_{cs} := \epsilon_{cs} \cdot \frac{E_a}{n_S} \cdot A_c$$

$$M_{cs} := N_{cs} \cdot \left( e_{c0.e1}(n_S) - \frac{h_c}{2} \right) = 84.238 \cdot \text{kNm}$$

$$\delta := \begin{cases} \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{cs} \cdot L^2}{EI_S} & \text{if } \frac{L}{h_a + h_1} > 20 \\ \text{"EI TARVITSE HUOMIOIDA"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"EI TARVITSE HUOMIOIDA"} \cdot \text{mm}$$

Lasketaan mielenkiinnon vuoksi, miten paljon kutistuma aiheuttaa käyristymää.

$$\delta := \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{cs} \cdot L^2}{EI_S} = 8.637 \cdot \text{mm} \quad \text{Arvo on aika suuri, mutta jätetään silti huomioimatta.} \quad \frac{L}{w_{\max} + \delta} = 219.355$$

"OK" if  $w_{\max} \leq \frac{L}{250} \wedge w_2 + w_3 < \frac{L}{300} \wedge \frac{L}{h_a + h_1} \leq 20$  = "OK"

"OK" if  $w_{\max} + \delta \leq \frac{L}{250} \wedge w_2 + w_3 < \frac{L}{300} \wedge \frac{L}{h_a + h_1} > 20$

"TAIPUMA LIIAN SUURI!" otherwise

Nyt taipumaehto täyttyy tarkkaan ottaen kahta pykälää pienemmällä profiililla verrattuna tukemattomaan rakennustapaan. Teräsprofiilin kokoa voitiin pienentää, koska siltä ei vaadita niin suurta jäykkyyttä taipumien hallitsemiseksi. Taivutus- ja muut ULS-kriteerit täyttyvät helposti. Jännitystarkastelua EC4 ei vaadi, mutta mielenkiinnon vuoksi tehdystä konservatiivisesta tarkastelusta nähdään, että jännitykset ovat sallituissa rajoissa. Kutistuman huomioiva taipumakriteeri täyttyy IPE400-profiililla.

**Perustiedot**

kNm := kN·m    ORIGIN := 1

Mitoitetaan välipohjan yksiaukkoinen liittopalkki by36:n mukaan. Kuormat ovat RakMk B1 mukaisia lukuunottamatta toteuttamisen aikaisia kuormia, jotka oletetaan EN 1991 mukaisiksi. Oletetaan rakenne ensin tukemattomaksi ja tarkistetaan sen jälkeen, miten paljon hyötyä saavutetaan rakennusaikaisen tuennan käytöllä. Liittopalkin betoniosa muodostuu liittolaatasta, jonka kantosuunta on palkkia vastaan kohtisuora.

L := 9.5m                      Jänneväli  
 k := 6m                        Kannattimien k/k-jako  
 k<sub>II</sub> := 2m                    Liittolevyn valunaikaisten tukien k/k-jako  
 h<sub>l</sub> := 160mm                Liittolaatan kokonaispaksuus

Liittolevy ja materiaalivahvuus:

CS48; 0.9 mm

## ▶ Liittolevyn ominaisuudet

t := Omin2(Levy)<sub>1</sub> = 0.9·mm    b<sub>0</sub> := Omin2(Levy)<sub>2</sub> = 159.77·mm    h<sub>p</sub> := Omin2(Levy)<sub>3</sub> = 46.5·mm  
 h<sub>c</sub> := h<sub>l</sub> - h<sub>p</sub> = 113.5·mm    Liittolevyn yläpuolisen umpibetonin paksuus

**Materiaalit**

Betoni K30                      K := 30

f<sub>ck</sub> := 0.7·K MPa = 21·MPa                      γ<sub>c</sub> := 1.5                      f<sub>cd</sub> :=  $\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14 \cdot \text{MPa}$

$\frac{2}{3}$   
 f<sub>ctk</sub> := 0.2·K<sup>3</sup> MPa = 1.931·MPa                      f<sub>ctd</sub> :=  $\frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.287 \cdot \text{MPa}$

E<sub>c</sub> := 5000·√K MPa = 2.739 × 10<sup>4</sup>·MPa

Betoniteräs A500HW

f<sub>ryk</sub> := 500MPa                      γ<sub>r</sub> := 1.2                      f<sub>ryd</sub> :=  $\frac{f_{ryk}}{\gamma_r} = 416.667 \cdot \text{MPa}$

Rakenneteräs S355

f<sub>yk</sub> := 355MPa                      γ<sub>a</sub> := 1.1                      f<sub>yd</sub> :=  $\frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 322.727 \cdot \text{MPa}$

E<sub>a</sub> := 210000MPa

Pulttivaarnat Nelson

f<sub>y</sub> := 350MPaf<sub>u</sub> := 450MPa**Poikkileikkauksen geometria**

Valitaan teräsosa:

IPE400

## ▶ Teräsprofiilin ominaisuudet

g<sub>a</sub> := Omin(Profiili)<sub>1</sub>  $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$  · g = 0.65 ·  $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$                       h<sub>a</sub> := Omin(Profiili)<sub>2</sub> mm = 400·mm

$$b_f := \text{Omin(Profiili)}_3 \text{ mm} = 180 \cdot \text{mm}$$

$$t_w := \text{Omin(Profiili)}_4 \text{ mm} = 8.6 \cdot \text{mm}$$

$$t_f := \text{Omin(Profiili)}_5 \text{ mm} = 13.5 \cdot \text{mm}$$

$$h_w := \text{Omin(Profiili)}_6 \text{ mm} = 373 \cdot \text{mm}$$

$$r := \text{Omin(Profiili)}_7 \text{ mm} = 21 \cdot \text{mm}$$

$$A_a := \text{Omin(Profiili)}_8 \text{ mm}^2 = 8.446 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_a := \text{Omin(Profiili)}_9 \text{ mm}^4 = 2.313 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$W_a := \text{Omin(Profiili)}_{10} \text{ mm}^3 = 1.156 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pl.a} := \text{Omin(Profiili)}_{11} \text{ mm}^3 = 1.307 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

## Poikkileikkauksen luokitus

Puristetut laipat

$$c := \frac{b_f}{2} - t_w - r = 60.4 \cdot \text{mm} \quad \text{PLL}_{\text{laipat}} := \begin{cases} \text{"jäykkä"} & \text{if } \frac{c}{t_f} \leq 0.25 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{f_{yk}}} \\ \text{"hoikka"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"jäykkä"}$$

$$\frac{c}{t_f} = 4.474$$

Taivutetut uumat

Oletetaan ensin puhtaasti taivutettu uuma. Neutraaliakseli tuskin laskeutuu lopullisessa tilanteessa tätä alemmas, mutta PLL on tarkistettava, jos näin käy.

$$b_{sc} := \frac{h_w - 2 \cdot r}{2} = 165.5 \cdot \text{mm} \quad \text{PLL}_{\text{laipat}} := \begin{cases} \text{"jäykkä"} & \text{if } \frac{b_{sc}}{t_w} \leq 1.15 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{f_{yk}}} \\ \text{"hoikka"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"jäykkä"}$$

$$\frac{b_{sc}}{t_w} = 19.244$$

## Kuormat

Liittolaatan omapaino

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad g_k := h_1 \cdot \rho_c = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hyötykuorma (B1 mukainen kokoontumiskuorma + väliseinät)

$$q_k := (2.5 + 0.5) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## Kuormien yhdistely

Murtorajatilassa

$$p_d := 1.2 \cdot (g_k \cdot k + g_a) + 1.6 \cdot (q_k \cdot k) = 58.38 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Käyttörajatilassa

$$p_k := (g_k \cdot k + g_a) + (q_k \cdot k) = 42.65 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Tukematon rakennustapa

### Rakennusvaihe

Kuormat

Betonia valettaessa syntyvän kuorman ominaisarvo huomioidaan vertailukelpoisuuden vuoksi EN 1991-1-6 taulukon 4.2 mukaan

$$q_{c1} := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad l_c := 3\text{m} \quad (\text{kuorman neliön muotoisen jakaantumisalueen sivun pituus})$$

$$q_{c2} := \begin{cases} \min\left(1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}, 0.1 \cdot g_k\right) & \text{if } 0.1 \cdot g_k > 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \left(0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) & \text{otherwise} \end{cases} = 0.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Taivutusmomentti

$$M_d := \frac{1}{8} \cdot 1.2 \cdot (g_k \cdot k_{II} + g_a) \cdot L^2 + \frac{1}{8} \cdot 1.6 \cdot (k_{II} \cdot q_{c1}) \cdot L^2 + \frac{1}{4} \cdot 1.6 \cdot [\min(k_{II}, l_c) \cdot (q_{c2} - q_{c1})] \cdot l_c \cdot \left(L - \frac{l_c}{2}\right)$$

$$M_d = 144.177 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{us} := \max\left(1.2, \frac{W_{pl,a}}{W_a}\right) \cdot W_a \cdot f_{yd} \quad M_{us} = 447.687 \cdot \text{kNm}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_d}{M_{us}} = 32.205\% \quad \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_d}{M_{us}} \leq 100\% \\ \text{"VIRHE!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

### Pystysuuntainen leikkausvoima

$$V_d := \frac{1}{2} \cdot 1.2 \cdot (g_k \cdot k_{II} + g_a) \cdot L + \frac{1}{2} \cdot 1.6 \cdot (k_{II} \cdot q_{c1}) \cdot L + \frac{1}{2} \cdot 1.6 \cdot [\min(k_{II}, l_c) \cdot (q_{c2} - q_{c1})] \cdot l_c = 60.706 \cdot \text{kN}$$

$$A_{w1} := (h_a - t_f) \cdot t_w = 3.324 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_R := A_{w1} \cdot 0.6 \cdot f_{yd} \quad V_R = 643.628 \cdot \text{kN}$$

Tarkistetaan, onko leikkauslommahdus huomioitava

$$\text{LeikLom} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{h_w}{t_w} \leq 0.4 \cdot \frac{E_a}{f_{yk}} \\ \text{"Huomioi LeikLom!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Käyttöaste

$$\frac{V_d}{V_R} = 9.432\% \quad \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{V_d}{V_R} \leq 100\% \\ \text{"VIRHE!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

### Taipuma

Betonia valettaessa syntyvää kuormaa ei oteta mukaan taipumalaskelmiin.

$$f_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_k \cdot k_{II} + g_a) \cdot L^4}{E_a \cdot I_a} = 18.889 \cdot \text{mm} \quad \frac{L}{f_1} = 502.947$$

Taipuma on riittävän pieni. Yleensä rajana käytetään L/250.



**Liittorakennevaihe**

Betonilaatan toimiva leveys

$$b_{\text{eff}} := \min(2 \cdot 0.15 \cdot L, k) = 2.85 \cdot \text{m}$$

Valitaan kuitenkin samaksi, kuin EC4:ssä:  $b_{\text{eff}} := \min\left(2 \cdot \frac{1}{8} \cdot L, k\right) = 2.375 \text{ m}$

Taivutusmomentti

$$M_d := \frac{1}{8} \cdot [1.2 \cdot (g_k \cdot k + g_a) + 1.6 \cdot (q_k \cdot k)] \cdot L^2 = 658.602 \cdot \text{kNm}$$

Täydellinen leikkausliitos

$$R_c := b_{\text{eff}} \cdot h_c \cdot f_{\text{cd}} = 3.774 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_a := A_a \cdot f_{\text{yd}} = 2.726 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_f := b_f \cdot t_f \cdot f_{\text{yd}} = 784.227 \cdot \text{kN}$$

$$R_w := t_w \cdot h_w \cdot f_{\text{yd}} = 1.035 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$e_i := h_l - \frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2} = 303.25 \cdot \text{mm}$$

$$e_{\text{c0.täyd}} := \begin{cases} \frac{R_a - R_c}{2 \cdot R_f} \cdot t_f + h_l & \text{if } R_c > R_a - 2 \cdot R_f \\ \frac{R_a}{R_c} \cdot h_c & \text{if } R_c \geq R_a \\ \frac{R_a - R_c - 2 \cdot R_f}{2 \cdot R_w} \cdot h_w + h_l + t_f & \text{otherwise} \end{cases} \quad e_{\text{c0.täyd}} = 81.978 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{uf}} := \begin{cases} R_a \cdot \left(e_i - h_l + \frac{h_c}{2}\right) + R_c \cdot \left(h_l - \frac{h_c}{2}\right) - \frac{(R_a - R_c)^2}{4 \cdot R_f} \cdot t_f & \text{if } R_c > R_a - 2 \cdot R_f \\ R_a \cdot \left(e_i + \frac{h_c}{2}\right) - \frac{R_a^2}{2 \cdot R_c} \cdot h_c & \text{if } R_c \geq R_a \\ R_a \cdot \left(e_i - h_l - t_f + \frac{h_c}{2}\right) + R_c \cdot \left(h_l + t_f - \frac{h_c}{2}\right) + R_f \cdot t_f - \frac{(R_a - R_c - 2 \cdot R_f)^2}{4 \cdot R_w} \cdot h_w & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{\text{uf}} = 869.546 \cdot \text{kNm}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_d}{M_{\text{uf}}} = 75.741 \cdot \%$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_d}{M_{\text{uf}}} \leq 100\% = \text{"OK"} \\ \text{"VIRHE!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Leikkausliitos

Ensin tarvitaan vaaran mitoituskestävyys.

Valitaan liittimet Nelson S3L:

19 x 105

$$d_v := \text{Omin3}(\text{Liitin})_1 = 19\text{-mm} \quad h_{sc} := \text{Omin3}(\text{Liitin})_2 = 105\text{-mm} \quad d_k := \text{Omin3}(\text{Liitin})_3 = 31.75\text{-mm}$$

$$l_1 := \text{Omin2}(\text{Levy})_4 = 159.77\text{-mm} \quad l_2 := \text{Omin2}(\text{Levy})_5 = 175.5\text{-mm} \quad l_3 := \text{Omin2}(\text{Levy})_6 = 27.73\text{-mm}$$

$$\beta := \begin{cases} 0.19 \cdot \frac{h_{sc}}{d_v} + 0.2 & \text{if } \frac{h_{sc}}{d_v} \geq 3 \\ 1 & \text{if } \frac{h_{sc}}{d_v} \geq 4.2 \\ \text{"EI VOI LASKEA"} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Liittimiä yhdessä rivassa:

$$w := \begin{cases} l_1 & \text{if } \text{Levy} = 1 \vee \text{Levy} = 2 \vee \text{Levy} = 3 \\ \frac{l_1 + l_2}{2} & \text{otherwise} \end{cases} = 159.77\text{-mm} \quad c := h_p = 46.5\text{-mm}$$

$$h := \min(h_{sc}, c + 75\text{mm}) = 105\text{-mm}$$

$$k_t := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{w}{c} \geq 1.5 \\ \left[ 0.6 \cdot \sqrt{\frac{2}{N_r} \cdot \frac{w}{c} \cdot \left( \frac{h-c}{c} \right)} \right] & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$F_{vu} := k_t \cdot \min \left[ \frac{0.7 \cdot \pi \cdot d_v^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_a}, \frac{34 \cdot \beta \cdot \pi \cdot d_v^2 \cdot \sqrt{K \cdot (K + 10)^{\frac{1}{3}}}}{4 \cdot \gamma_c} \right] \text{ MPa} \quad F_{vu} = 63.15\text{-kN}$$

$$N_{uf} := \min(R_c, R_a) = 2.726 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Jänteen puolikkaan matkalle tarvittavien leikkausliitinten määrä

$$n_{f.tarkka} := \frac{N_{uf}}{F_{vu}} = 43.163$$

$$n_f := \begin{cases} \text{round}(n_{f.tarkka}) & \text{if } \text{round}(n_{f.tarkka}) \geq n_{f.tarkka} \\ 1 + \text{round}(n_{f.tarkka}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad n_f = 44$$

Liitinjako

$$s_{apu} := \begin{cases} \min \left( \frac{L}{2 \cdot n_f}, 4 \cdot h_1, 400\text{mm} \right) & \text{if } \frac{L}{2 \cdot n_f} > 5 \cdot d_v \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases} = 107.955\text{-mm}$$

$$s_{täyd} := \begin{cases} \text{Round}(s_{apu}, 10\text{mm}) & \text{if } \text{Round}(s_{apu}, 10\text{mm}) < s_{apu} \\ (\text{Round}(s_{apu}, 10\text{mm}) - 10\text{mm}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad s_{täyd} = 100\text{-mm}$$

Osittainen leikkausliitos

$$N_c := \frac{M_d - M_{us}}{M_{uf} - M_{us}} \cdot N_{uf} = 1.363 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Osittaisella leikkausliitoksella hallittava pienin sallittu työntövoima

$$n_{\text{tarkka}} := \frac{N_c}{F_{vu}} = 21.58$$

Pienimmän sallitun työntövoiman hallitsemiseksi tarvittava liitinmäärä jänteen puolikkaan matkalle.

Varmistetaan, että valittava liitinmäärä täyttää sitkeysvaatimuksen ja vaatimuksen  $\eta > 0,5$ , jonka mukaan taipumien laskennassa ei tarvitse huomioida yhteistoiminnan asteen alenemista.

$$\eta_{\text{vaad}} := \begin{cases} 0.4 & \text{if } L \leq 5\text{m} \\ 0.25 + 0.03 \cdot \frac{L}{\text{m}} & \text{if } 5\text{m} \leq L \leq 25\text{m} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.535$$

$$n := \begin{cases} \text{round}(n_{\text{tarkka}}) & \text{if } \frac{n_{\text{tarkka}}}{n_{\text{f.tarkka}}} \geq \eta_{\text{vaad}} \wedge \text{round}(n_{\text{tarkka}}) \geq n_{\text{tarkka}} \\ 1 + \text{round}(n_{\text{tarkka}}) & \text{if } \frac{n_{\text{tarkka}}}{n_{\text{f.tarkka}}} \geq \eta_{\text{vaad}} \wedge \text{round}(n_{\text{tarkka}}) < n_{\text{tarkka}} \\ \text{round}(\eta_{\text{vaad}} \cdot n_{\text{f.tarkka}}) & \text{if } \frac{n_{\text{tarkka}}}{n_{\text{f.tarkka}}} < \eta_{\text{vaad}} \wedge \text{round}(\eta_{\text{vaad}} \cdot n_{\text{f.tarkka}}) \geq \eta_{\text{vaad}} \cdot n_{\text{f.tarkka}} \\ 1 + \text{round}(\eta_{\text{vaad}} \cdot n_{\text{f.tarkka}}) & \text{if } \frac{n_{\text{tarkka}}}{n_{\text{f.tarkka}}} < \eta_{\text{vaad}} \wedge \text{round}(\eta_{\text{vaad}} \cdot n_{\text{f.tarkka}}) < \eta_{\text{vaad}} \cdot n_{\text{f.tarkka}} \end{cases}$$

$$n = 24 \quad \text{josta seuraa leikkausliitoksen asteeksi:} \quad \eta := \frac{n}{n_{\text{f.tarkka}}} = 0.556$$

Liitinjako

$$s_{\text{apu}} := \begin{cases} \min\left(\frac{L}{2 \cdot n}, 4 \cdot h_1, 400\text{mm}\right) & \text{if } \frac{L}{2 \cdot n} > 5 \cdot d_v \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases} = 197.917 \cdot \text{mm}$$

$$s_{\text{ositt}} := \begin{cases} \text{Round}(s_{\text{apu}}, 10\text{mm}) & \text{if } \text{Round}(s_{\text{apu}}, 10\text{mm}) < s_{\text{apu}} \\ (\text{Round}(s_{\text{apu}}, 10\text{mm}) - 10\text{mm}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad s_{\text{ositt}} = 190 \cdot \text{mm}$$

Lasketaan taiputuskapasiteetti ensin "tarkasti" jännitysresultantteihin perustuen, jos voidaan.

$$x_c := \begin{cases} \eta \cdot \frac{R_a}{R_c} \cdot h_c & \text{if } e_{c0.\text{täyd}} \leq h_1 \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases} = 45.582 \cdot \text{mm}$$

$$e_{c0.\text{ositt}} := \frac{(1 - \eta) \cdot R_a}{2 \cdot R_f} \cdot t_f + h_1 = 170.416 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd.tarkka}} := \begin{cases} R_a \cdot \left[ e_i + \frac{h_c}{2} - h_1 \cdot (1 - \eta) \right] \dots & \text{if } e_{c0.\text{ositt}} \leq (h_1 + t_f) \\ + \frac{R_a^2}{4 \cdot R_f} \cdot t_f \cdot (2 \cdot \eta - \eta^2 - 1) - \frac{(\eta \cdot R_a)^2}{2 \cdot R_c} \cdot h_c & \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{Rd.tarkka} = 746.801 \cdot \text{kNm} \quad \rightarrow \quad \frac{M_d}{M_{Rd.tarkka}} = 88.19\%$$

Tarkistetaan vielä, minkä kapasiteetin lineaarinen yksinkertaistus antaa.

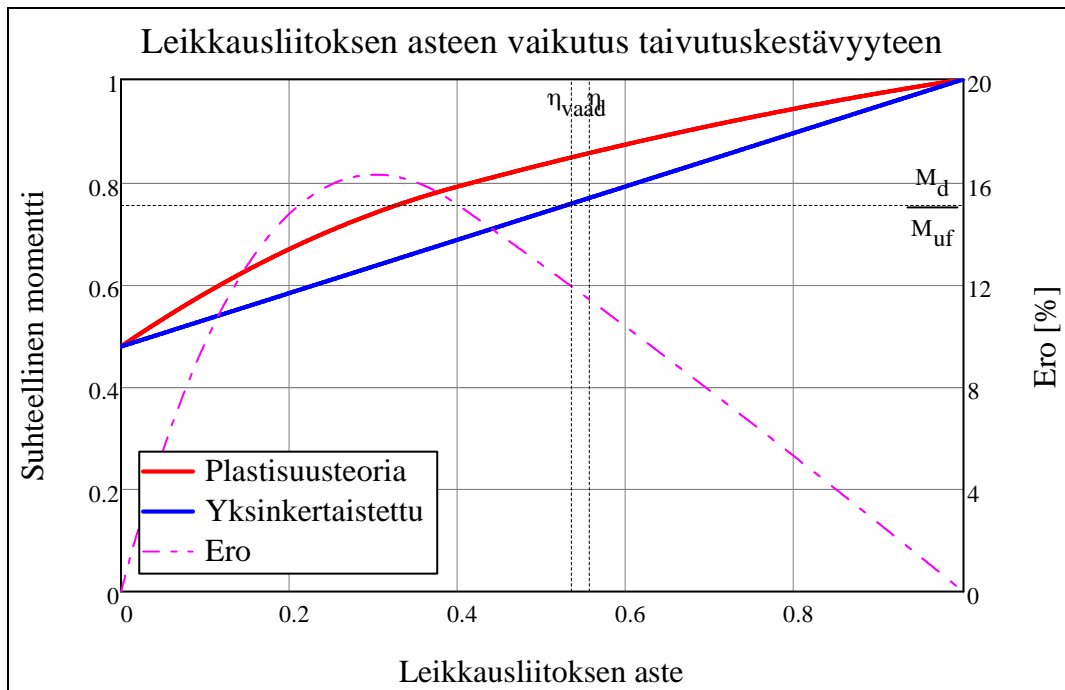
$$M_{Rd.lin} := M_{us} + (M_{uf} - M_{us}) \cdot \eta$$

$$M_{Rd.lin} = 682.252 \cdot \text{kNm} \quad \rightarrow \quad \frac{M_d}{M_{Rd.lin}} = 96.534\%$$

"Tarkalla" menetelmällä saavutettava hyöty:  $\frac{M_{Rd.tarkka} - M_{Rd.lin}}{M_{Rd.lin}} = 9.461\%$

Piirretään vielä eri menetelmillä saavutettavat kapasiteetit samaan kuvaan  $\eta$ :n funktiona. Kuvaajien alkupään piirtämiseksi (neutraaliakseli on teräsosan uumassa) teräsprofiilin reunapyöristykset on jätetty huomioimatta.

▣ Kuvaajien yhtälöt



### Pystysuuntainen leikkausvoima

$$V_d := \frac{1}{2} \cdot [1.2 \cdot (g_k \cdot k + g_a) + 1.6 \cdot (q_k \cdot k)] \cdot L = 277.306 \cdot \text{kN}$$

Kun betonilaatan leikkauskestävyyttä ei huomioida, on pystysuuntainen leikkauskestävyys sama kuin edellä rakennusvaiheessa

$$V_R = 643.628 \cdot \text{kN}$$

Leikkauslommahduskestävyyttä ei tarvitse tässäkin tarkastella (ks. rakentamisvaihe)

Käyttöaste

$$\frac{V_d}{V_R} = 43.085\%$$

## Irtileikkautumisen estävä raudoitus

Ei käytetä liittolevyä hyväksi, koska tappeja ei ole hitsattu levyn läpi.

$$v_{1d} := \frac{F_{vu}}{s_{ositt}} = 332.366 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_s := \left( \frac{2 \cdot h_c}{2 \cdot h_{sc} + d_v} \right) = \left( \frac{227}{229} \right) \cdot \text{mm}$$

$$A_{rv} := \frac{v_{1d} - 0.625 \cdot L_s \cdot f_{ctd}}{2 \cdot f_{ryd}} = \left( \frac{179.673}{177.742} \right) \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tarkistetaan vielä vähimmäisraudoitusvaatimus

$$A_{rv.min} := \frac{1}{2} \cdot \frac{3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot L_s}{4 \cdot f_{ryk}} = \left( \frac{170.25}{171.75} \right) \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_e := \max(A_{rv1}, A_{rv2}, A_{rv.min1}, A_{rv.min2})$$

$$A_e = 179.673 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Valitaan teräkset:

T8 k250

► Poikittisraudoituksen ominaisuudet

$$\phi := \text{Omin4(PoikRaud)}_1 = 8 \cdot \text{mm}$$

$$\text{jako} := \text{Omin4(PoikRaud)}_2 = 250 \cdot \text{mm}$$

$$\text{"OK" if } \frac{\pi \cdot \frac{\phi^2}{4}}{\text{jako}} \geq A_e = \text{"OK"}$$

"LISÄÄ RAUDOITUSTA!" otherwise

Raudoitusta tarvitaan lähes tuplamäärä EC4:n mukaiseen tulokseen verrattuna.

## Palomitoitus

$$q_T := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Palotilanteen hyötykuorma

$$M_{dT} := \frac{1}{8} \cdot (k \cdot g_k + g_a + k \cdot q_T) \cdot L^2 = 328.85 \cdot \text{kNm}$$

$$V_{dT} := \frac{1}{2} \cdot (k \cdot g_k + g_a + k \cdot q_T) \cdot L = 138.463 \cdot \text{kN}$$

$$y_c := 1 \text{ mm} \quad \text{Given} \quad b_{\text{eff}} \cdot y_c \cdot f_{ck} \cdot \left( h_1 + \frac{h_a}{2} - y_c \right) - M_{dT} = 0$$

$$e_{c0.T} := \text{Find}(y_c) = 19.356 \cdot \text{mm}$$

$$f_{yT} := \frac{b_{\text{eff}} \cdot e_{c0.T} \cdot f_{ck}}{A_a} = 119.658 \cdot \text{MPa}$$

$$T_s := 100$$

Given

$$f_{yk} \cdot e^{-1.3 \cdot \left( \frac{T_s - 20}{580} \right)^{2.3}} - f_{yT} = 0$$

$$T_{cr} := \text{Find}(T_s) = 556.689$$

Paloluokasta riippuen on varmistettava joko palosuojauksella tai muuten, ettei teräksen lämpötilä nouse kriittistä lämpötilaa korkeammaksi vaadittuna aikana.

**Käyttörajatila**

Huomioidaan virumaluvun laskennassa vain umpibetonin paksuus

▮ Virumaluvun määrittäminen

$$RH := 50 \quad A_c := h_c \cdot b_{\text{eff}} \quad u := b_{\text{eff}} \quad h_e := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 227 \cdot \text{mm}$$

$$\phi_c(RH, h_e) = 2.2$$

$$\alpha_e := \frac{E_a}{E_c} = 7.668$$

$$\alpha_{eP} := \alpha_e \cdot (1 + 1.1 \cdot \phi_c(RH, h_e)) = 26.18$$

Pitkäaikaisten kuormien vaikutukset

$$\alpha_{eS} := \alpha_e \cdot (1 + 0.5 \cdot \phi_c(RH, h_e)) = 16.083$$

Kutistuman vaikutukset

$$A_a := \text{Omin}(\text{Profiili})_8 \text{ mm}^2 = 8.446 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_c := h_c \cdot b_{\text{eff}} = 2.696 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_a := E_a \cdot I_a = 48.569 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_a := E_a \cdot A_a = 1.774 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$I_c := \frac{b_{\text{eff}} \cdot h_c^3}{12} \quad EI_c(\alpha_e) := \frac{E_a}{\alpha_e} \cdot I_c$$

$$EA_c(\alpha_e) := \frac{E_a}{\alpha_e} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c$$

$$EI_{ni}(\alpha_e) := EI_a + EI_c(\alpha_e)$$

$$EA_i(\alpha_e) := EA_a + EA_c(\alpha_e)$$

$$\alpha_i(\alpha_e) := \sqrt{\frac{n}{n_{f,\text{tarkka}}} \cdot \frac{e_i^2 \cdot EA_a \cdot EA_c(\alpha_e)}{EA_i(\alpha_e) \cdot EI_{ni}(\alpha_e)}}$$

Huom. Osittaisen leikkausliitoksen vaikutus

$$EI_1(\alpha_e) := (1 + \alpha_i(\alpha_e)) \cdot EI_{ni}(\alpha_e)$$

$$e_{c0,eI}(\alpha_e) := \frac{\frac{h_c}{2} \cdot EA_c(\alpha_e) + \left(h_c + \frac{h_a}{2}\right) \cdot EA_a}{EA_i(\alpha_e)}$$

$$I_1(\alpha_e) := \left(1 + \alpha_i(\alpha_e)\right) \cdot \left(I_a + \frac{I_c}{\alpha_e}\right)$$

$$EI_0 := EI_1(\alpha_e) = 154.557 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha_i(\alpha_e) = 1.736$$

$$EI_P := EI_1(\alpha_{eP}) = 117.706 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha_i(\alpha_{eP}) = 1.313$$

$$EI_S := EI_1(\alpha_{eS}) = 133.22 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha_i(\alpha_{eS}) = 1.545$$

Lasketaan erikseen pelkkää teräsprofiilia kuormittavat ja liittorakennetta kuormittavat momentit kuormien keston mukaan jaoteltuina.

$$M_{k,1} := \frac{1}{8} \cdot (g_k \cdot k_{II} + g_a) \cdot L^2 = 97.585 \cdot \text{kNm}$$

Teräsprofiilin yksin kantama momentti

$$M_{k,2} := \frac{1}{8} \cdot (0.7 \cdot k \cdot q_k) \cdot L^2 = 142.144 \cdot \text{kNm}$$

Lyhytaikaisen hyötykuorman momentti

$$M_{k,3} := \frac{1}{8} \cdot [g_k \cdot (k - k_{II}) + 0.3 \cdot k \cdot q_k] \cdot L^2 = 241.419 \cdot \text{kNm}$$

Pitkäaikaisten kuormien momentti

Jännitykset lasketaan kertymäperiaatteella. Kutistuman vaikutuksia ei huomioida.

$$\sigma_1 := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{M_{k,1}}{W_a} \\ \frac{M_{k,1}}{W_a} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 84.416 \\ 84.416 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_2 := \begin{pmatrix} \left| \frac{M_{k,2}}{\alpha_e \cdot I_i(\alpha_e)} \cdot e_{c0.el}(\alpha_e) \right| \\ \left| \frac{M_{k,2}}{\alpha_e \cdot I_i(\alpha_e)} \cdot (h_c - e_{c0.el}(\alpha_e)) \right| \\ \frac{M_{k,2}}{I_i(\alpha_e)} \cdot (h_1 - e_{c0.el}(\alpha_e)) \\ \frac{M_{k,2}}{I_i(\alpha_e)} \cdot (h_a + h_1 - e_{c0.el}(\alpha_e)) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2.682 \\ 0.177 \\ 10.335 \\ 87.589 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_3 := \begin{pmatrix} \left| \frac{M_{k,3}}{\alpha_{eP} \cdot I_i(\alpha_{eP})} \cdot e_{c0.el}(\alpha_{eP}) \right| \\ \left| \frac{M_{k,3}}{\alpha_{eP} \cdot I_i(\alpha_{eP})} \cdot (h_c - e_{c0.el}(\alpha_{eP})) \right| \\ \frac{M_{k,3}}{I_i(\alpha_{eP})} \cdot (h_1 - e_{c0.el}(\alpha_{eP})) \\ \frac{M_{k,3}}{I_i(\alpha_{eP})} \cdot (h_a + h_1 - e_{c0.el}(\alpha_{eP})) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2.837 \\ 0.97 \\ -5.362 \\ 166.924 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma := \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \begin{pmatrix} 5.519 \\ 1.146 \\ 89.389 \\ 338.928 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{sall} := \begin{pmatrix} 0.6 \cdot f_{ck} \\ 0.6 f_{ck} \\ f_{yk} \\ f_{yk} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 12.6 \\ 12.6 \\ 355 \\ 355 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

"OK" if  $\sigma_1 \leq \sigma_{sall_1} \wedge \sigma_4 \leq \sigma_{sall_4}$  = "OK"

"LIIAN SUURET JÄNNITYKSET" otherwise

### Taipumat

$$f_1 = 18.889 \cdot \text{mm}$$

$$f_2 := \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot EI_0} \cdot 0.7 \cdot k \cdot q_k = 8.646 \cdot \text{mm}$$

$$f_{2.2} := \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot EI_P} \cdot 0.3 \cdot k \cdot q_k = 4.865 \cdot \text{mm}$$

$$f_3 := \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot EI_P} \cdot [g_k \cdot (k - k_{II}) + 0.3 \cdot k \cdot q_k] = 19.282 \cdot \text{mm}$$

► Betonin loppukutistuman määrittäminen

$$\epsilon_{cs}(\text{RH}, h_e) = 4.1 \times 10^{-4}$$

$$N_{cs} := \epsilon_{cs}(\text{RH}, h_e) \cdot \frac{E_a}{\alpha_{eS}} \cdot A_c$$

$$M_{cs} := N_{cs} \cdot \left( e_{c0.el}(\alpha_{eS}) - \frac{h_c}{2} \right) = 122.656 \cdot \text{kNm}$$

$$\delta := \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{cs} \cdot L^2}{EI_S} = 10.387 \cdot \text{mm}$$

$$f_{\max} := f_1 + f_2 + f_3 + \delta = 57.203 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{L}{f_{\max}} = 166.075$$

$$\frac{L}{f_2 + f_{2.2}} = 703.106$$

Tarkistetaan taipumaehto vertailun vuoksi myös ilman kutistuman aiheuttamaa lisäystä.

$$\frac{L}{f_{\max} - \delta} = 202.92$$

"OK" if  $f_{\max} \leq \frac{L}{250} \wedge f_2 + f_{2.2} \leq \frac{L}{400}$  = "TAIPUMA LIIAN SUURI!"  
"TAIPUMA LIIAN SUURI!" otherwise

Taipumaehto jää täyttymättä suuremmalla marginaalilla kuin EC4:ssä. Kutistuman huomioivan taipumaehdon täyttämiseksi ilman esikorotusta riittäisi vasta IPE500. EC4:n mukaan IPE450 täytti kaikki mitoitus ehdot myös kun kutistuman vaikutus taipumaan huomioitiin. On tosin muistettava, että EC4:ssä yhteistoiminnan asteen alentumista ei vaadittu huomioitavaksi. EC4: mukaan päädyttiin siis yhtä pykälää pienempään teräsprofiiliin kuin by36:n mukaan. Tarkistetaan seuraavassa, voidaanko rakennusaikaisella tuennalla pienentää teräsprofiilia yhdellä pykälällä.

## Tuettu rakennustapa

Nyt ei tarvitse mitoittaa teräspalkkia työnaikaisille kuormille.

### Liittorakennevaihe

Valitaan uusi teräsosa:

IPE360

Teräsprofiilin ominaisuudet

$$g_a := \text{Omin}(\text{Profiili})_1 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot g = 0.56 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$h_a := \text{Omin}(\text{Profiili})_2 \text{ mm} = 360 \cdot \text{mm}$$

$$b_f := \text{Omin}(\text{Profiili})_3 \text{ mm} = 170 \cdot \text{mm}$$

$$t_w := \text{Omin}(\text{Profiili})_4 \text{ mm} = 8 \cdot \text{mm}$$

$$t_f := \text{Omin}(\text{Profiili})_5 \text{ mm} = 12.7 \cdot \text{mm}$$

$$h_w := \text{Omin}(\text{Profiili})_6 \text{ mm} = 334.6 \cdot \text{mm}$$

$$r := \text{Omin}(\text{Profiili})_7 \text{ mm} = 18 \cdot \text{mm}$$

$$A_a := \text{Omin}(\text{Profiili})_8 \text{ mm}^2 = 7.273 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_a := \text{Omin}(\text{Profiili})_9 \text{ mm}^4 = 1.627 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$W_a := \text{Omin}(\text{Profiili})_{10} \text{ mm}^3 = 9.04 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pl,a} := \text{Omin}(\text{Profiili})_{11} \text{ mm}^3 = 1.019 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{us} := \max\left(1.2, \frac{W_{pl,a}}{W_a}\right) \cdot W_a \cdot f_{yd}$$

$$M_{us} = 350.095 \cdot \text{kNm}$$

### Taivutusmomentti

$$M_d := \frac{1}{8} \cdot [1.2 \cdot (g_k \cdot k + g_a) + 1.6 \cdot (q_k \cdot k)] \cdot L^2 = 657.38 \cdot \text{kNm}$$

### Täydellinen leikkausliitos

$$R_c := b_{\text{eff}} \cdot h_c \cdot f_{cd} = 3.774 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_a := A_a \cdot f_{yd} = 2.347 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_f := b_f \cdot t_f \cdot f_{yd} = 696.768 \cdot \text{kN}$$

$$R_w := t_w \cdot h_w \cdot f_{yd} = 863.876 \cdot \text{kN}$$

$$e_i := h_1 - \frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2} = 283.25 \cdot \text{mm}$$



$$e_{c0.täyd} := \begin{cases} \frac{R_a - R_c}{2 \cdot R_f} \cdot t_f + h_1 & \text{if } R_c > R_a - 2 \cdot R_f \\ \frac{R_a}{R_c} \cdot h_c & \text{if } R_c \geq R_a \\ \frac{R_a - R_c - 2 \cdot R_f}{2 \cdot R_w} \cdot h_w + h_1 + t_f & \text{otherwise} \end{cases} \quad e_{c0.täyd} = 70.592 \cdot \text{mm}$$

$$M_{uf} := \begin{cases} R_a \cdot \left( e_i - h_1 + \frac{h_c}{2} \right) + R_c \cdot \left( h_1 - \frac{h_c}{2} \right) - \frac{(R_a - R_c)^2}{4 \cdot R_f} \cdot t_f & \text{if } R_c > R_a - 2 \cdot R_f \\ R_a \cdot \left( e_i + \frac{h_c}{2} \right) - \frac{R_a^2}{2 \cdot R_c} \cdot h_c & \text{if } R_c \geq R_a \\ R_a \cdot \left( e_i - h_1 - t_f + \frac{h_c}{2} \right) + R_c \cdot \left( h_1 + t_f - \frac{h_c}{2} \right) + R_f \cdot t_f - \frac{(R_a - R_c - 2 \cdot R_f)^2}{4 \cdot R_w} \cdot h_w & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{uf} = 715.199 \cdot \text{kNm}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_d}{M_{uf}} = 91.916 \cdot \%$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_d}{M_{uf}} \leq 100\% = \text{"OK"} \\ \text{"VIRHE!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Leikkausliitos

$$N_{uf} := \min(R_c, R_a) = 2.347 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Jänteen puolikkaan matkalle tarvittavien leikkausliitinten määrä

$$n_{f.tarkka} := \frac{N_{uf}}{F_{vu}} = 37.169$$

$$n_f := \begin{cases} \text{round}(n_{f.tarkka}) & \text{if } \text{round}(n_{f.tarkka}) \geq n_{f.tarkka} \\ 1 + \text{round}(n_{f.tarkka}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad n_f = 38$$

Liitinjako

$$s_{apu} := \begin{cases} \min\left(\frac{L}{2 \cdot n_f}, 4 \cdot h_1, 400 \text{mm}\right) & \text{if } \frac{L}{2 \cdot n_f} > 5 \cdot d_v = 125 \cdot \text{mm} \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_{täyd} := \begin{cases} \text{Round}(s_{apu}, 10 \text{mm}) & \text{if } \text{Round}(s_{apu}, 10 \text{mm}) < s_{apu} \\ (\text{Round}(s_{apu}, 10 \text{mm}) - 10 \text{mm}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad s_{täyd} = 120 \cdot \text{mm}$$

Osittainen leikkausliitos

$$N_c := \frac{M_d - M_{us}}{M_{uf} - M_{us}} \cdot N_{uf} = 1.975 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Osittaisella leikkausliitoksella hallittava pienin sallittu työntövoima

$$n_{\text{tarkka}} := \frac{N_c}{F_{\text{vu}}} = 31.283$$

Pienimmän sallitun työntövoiman hallitsemiseksi tarvittava liitinmäärä jänteen puolikkaan matkalle.

Varmistetaan, että valittava liitinmäärä täyttää sitkeysvaatimuksen ja vaatimuksen  $\eta > 0,5$ , jonka mukaan taipumien laskennassa ei tarvitse huomioida yhteistoiminnan asteen alenemista.

$$\eta_{\text{vaad}} := \begin{cases} 0.4 & \text{if } L \leq 5\text{m} \\ 0.25 + 0.03 \cdot \frac{L}{\text{m}} & \text{if } 5\text{m} \leq L \leq 25\text{m} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.535$$

$$n := \begin{cases} \text{round}(n_{\text{tarkka}}) & \text{if } \frac{n_{\text{tarkka}}}{n_{\text{f.tarkka}}} \geq \eta_{\text{vaad}} \wedge \text{round}(n_{\text{tarkka}}) \geq n_{\text{tarkka}} \\ 1 + \text{round}(n_{\text{tarkka}}) & \text{if } \frac{n_{\text{tarkka}}}{n_{\text{f.tarkka}}} \geq \eta_{\text{vaad}} \wedge \text{round}(n_{\text{tarkka}}) < n_{\text{tarkka}} \\ \text{round}(\eta_{\text{vaad}} \cdot n_{\text{f.tarkka}}) & \text{if } \frac{n_{\text{tarkka}}}{n_{\text{f.tarkka}}} < \eta_{\text{vaad}} \wedge \text{round}(\eta_{\text{vaad}} \cdot n_{\text{f.tarkka}}) \geq \eta_{\text{vaad}} \cdot n_{\text{f.tarkka}} \\ 1 + \text{round}(\eta_{\text{vaad}} \cdot n_{\text{f.tarkka}}) & \text{if } \frac{n_{\text{tarkka}}}{n_{\text{f.tarkka}}} < \eta_{\text{vaad}} \wedge \text{round}(\eta_{\text{vaad}} \cdot n_{\text{f.tarkka}}) < \eta_{\text{vaad}} \cdot n_{\text{f.tarkka}} \end{cases}$$

$$n = 32 \quad \text{josta seuraa leikkausliitoksen asteeksi:} \quad \eta := \frac{n}{n_{\text{f.tarkka}}} = 0.861$$

Liitinjako

$$s_{\text{apu}} := \begin{cases} \min\left(\frac{L}{2 \cdot n}, 4 \cdot h_1, 400\text{mm}\right) & \text{if } \frac{L}{2 \cdot n} > 5 \cdot d_v \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases} = 148.438 \cdot \text{mm}$$

$$s_{\text{ositt}} := \begin{cases} \text{Round}(s_{\text{apu}}, 10\text{mm}) & \text{if } \text{Round}(s_{\text{apu}}, 10\text{mm}) < s_{\text{apu}} \\ (\text{Round}(s_{\text{apu}}, 10\text{mm}) - 10\text{mm}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad s_{\text{ositt}} = 140 \cdot \text{mm}$$

Lasketaan taivutuskapasiteetti ensin "tarkasti" jännitysresultantteihin perustuen, jos voidaan.

$$x_c := \begin{cases} \eta \cdot \frac{R_a}{R_c} \cdot h_c & \text{if } e_{c0.täyd} \leq h_1 \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases} = 60.776 \cdot \text{mm}$$

$$e_{c0.ositt} := \frac{(1 - \eta) \cdot R_a}{2 \cdot R_f} \cdot t_f + h_1 = 162.975 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd.tarkka}} := \begin{cases} R_a \cdot \left[ e_1 + \frac{h_c}{2} - h_1 \cdot (1 - \eta) \right] \dots & \text{if } e_{c0.ositt} \leq (h_1 + t_f) \\ + \frac{R_a^2}{4 \cdot R_f} \cdot t_f \cdot (2 \cdot \eta - \eta^2 - 1) - \frac{(\eta \cdot R_a)^2}{2 \cdot R_c} \cdot h_c & \\ \text{"EI VOIDA LASKEA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{Rd.tarkka} = 683.928 \cdot \text{kNm} \quad \rightarrow \quad \frac{M_d}{M_{Rd.tarkka}} = 96.118\%$$

Tarkistetaan vielä, minkä kapasiteetin lineaarinen yksinkertaistus antaa.

$$M_{Rd.lin} := M_{us} + (M_{uf} - M_{us}) \cdot \eta$$

$$M_{Rd.lin} = 664.427 \cdot \text{kNm} \quad \rightarrow \quad \frac{M_d}{M_{Rd.lin}} = 98.939\%$$

"Tarkalla" menetelmällä saavutettava hyöty: 
$$\frac{M_{Rd.tarkka} - M_{Rd.lin}}{M_{Rd.lin}} = 2.935\%$$

### Pystysuuntainen leikkausvoima

$$V_d := \frac{1}{2} \cdot [1.2 \cdot (g_k \cdot k + g_a) + 1.6 \cdot (q_k \cdot k)] \cdot L = 276.792 \cdot \text{kN}$$

$$A_{w1} := (h_a - t_f) \cdot t_w = 2.778 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_R := A_{w1} \cdot 0.6 \cdot f_{yd}$$

$$V_R = 537.999 \cdot \text{kN}$$

Leikkauslommahduskestävyyttä ei tarvitse tässäkin tarkastella

### Käyttöaste

$$\frac{V_d}{V_R} = 51.448\%$$

$\text{"OK" if } \frac{V_d}{V_R} \leq 1 \quad = \text{"OK"}$
$\text{"EI KESTÄ" otherwise}$

### Irtileikkautumisen estävä rauditus

Ei käytetä liittolevyä hyväksi, koska tappeja ei ole hitsattu levyn läpi.

$$v_{ld} := \frac{F_{vu}}{s_{ositt}} = 451.068 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_s := \left( \frac{2 \cdot h_c}{2 \cdot h_{sc} + d_v} \right) = \left( \frac{227}{229} \right) \cdot \text{mm}$$

$$A_{rv} := \frac{v_{ld} - 0.625 \cdot L_s \cdot f_{ctd}}{2 \cdot f_{ryd}} = \left( \frac{322.116}{320.185} \right) \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tarkistetaan vielä vähimmäisraudoitusvaatimus

$$A_{rv.min} := \frac{1}{2} \cdot \frac{3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot L_s}{4 \cdot f_{ryk}} = \left( \frac{170.25}{171.75} \right) \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_e := \max(A_{rv1}, A_{rv2}, A_{rv.min1}, A_{rv.min2})$$

$$A_e = 322.116 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Valitaan teräkset:

T8 k150

Poikittaisraudoituksen ominaisuudet

$$\phi := \text{Omin4(PoikRaud)}_1 = 8 \cdot \text{mm}$$

$$\text{jako} := \text{Omin4(PoikRaud)}_2 = 150 \cdot \text{mm}$$

$$\text{"OK" if } \frac{\pi \cdot \frac{\phi^2}{4}}{\text{jako}} \geq A_e = \text{"OK"}$$

$$\text{"LISÄÄ RAUDOITUSTA!" otherwise}$$

Raudoitusta tarvitaan lähes tuplamäärä EC4:n mukaiseen tulokseen verrattuna.

### Palomitoitus

$$q_T := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Palotilanteen hyötykuorma

$$M_{dT} := \frac{1}{8} \cdot (k \cdot g_k + g_a + k \cdot q_T) \cdot L^2 = 327.833 \cdot \text{kNm}$$

$$V_{dT} := \frac{1}{2} \cdot (k \cdot g_k + g_a + k \cdot q_T) \cdot L = 138.035 \cdot \text{kN}$$

$$y_c := 1 \text{ mm} \quad \text{Given} \quad b_{\text{eff}} \cdot y_c \cdot f_{ck} \cdot \left( h_l + \frac{h_a}{2} - y_c \right) - M_{dT} = 0$$

$$e_{c0.T} := \text{Find}(y_c) = 20.578 \cdot \text{mm}$$

$$f_{yT} := \frac{b_{\text{eff}} \cdot e_{c0.T} \cdot f_{ck}}{A_a} = 141.115 \cdot \text{MPa}$$

$$T_s := 100 \quad \text{Given} \quad f_{yk} \cdot e^{-1.3 \cdot \left( \frac{T_s - 20}{580} \right)^{2.3}} - f_{yT} = 0$$

$$T_{cr} := \text{Find}(T_s) = 519.648$$

Paloluokasta riippuen on varmistettava joko palosuojausella tai muuten, ettei teräksen lämpötila nouse kriittistä lämpötilaa korkeammaksi vaadittuna aikana.

### Käyttörajatila

$$A_a := \text{Omin}(\text{Profiili})_8 \text{ mm}^2 = 7.273 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_c := h_c \cdot b_{\text{eff}} = 2.696 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_a := E_a \cdot I_a = 34.159 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_a := E_a \cdot A_a = 1.527 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$I_c := \frac{b_{\text{eff}} \cdot h_c^3}{12} \quad EI_c(\alpha_e) := \frac{E_a}{\alpha_e} \cdot I_c$$

$$EA_c(\alpha_e) := \frac{E_a}{\alpha_e} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c$$

$$EI_{ni}(\alpha_e) := EI_a + EI_c(\alpha_e)$$

$$EA_i(\alpha_e) := EA_a + EA_c(\alpha_e)$$

$$\alpha_i(\alpha_e) := \sqrt{\frac{n}{n_{f.tarkka}} \cdot \frac{e_i^2 \cdot EA_a \cdot EA_c(\alpha_e)}{EA_i(\alpha_e) \cdot EI_{ni}(\alpha_e)}}$$

Huom. Osittaisen leikkausliitoksen vaikutus

$$EI_i(\alpha_e) := (1 + \alpha_i(\alpha_e)) \cdot EI_{ni}(\alpha_e)$$

$$e_{c0.el}(\alpha_e) := \frac{\frac{h_c}{2} \cdot EA_c(\alpha_e) + \left( h_c + \frac{h_a}{2} \right) \cdot EA_a}{EA_i(\alpha_e)}$$

$$I_i(\alpha_e) := (1 + \alpha_i(\alpha_e)) \cdot \left( I_a + \frac{I_c}{\alpha_e} \right)$$

$$EI_0 := EI_i(\alpha_e) = 136.292 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha_i(\alpha_e) = 2.239$$

$$EI_P := EI_i(\alpha_{eP}) = 103.113 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha_i(\alpha_{eP}) = 1.827$$

$$EI_S := EI_i(\alpha_{eS}) = 117.23 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha_i(\alpha_{eS}) = 2.09$$

Lasketaan liittorakennetta kuormittavat momentit kuormien keston mukaan jaoteltuina.

$$M_{k.1} := 0$$

Teräsprofiilin yksin kantama momentti

$$M_{k.2} := \frac{1}{8} \cdot (0.7 \cdot k \cdot q_k) \cdot L^2 = 142.144 \cdot \text{kNm}$$

Lyhytaikaisen hyötykuorman momentti

$$M_{k.3} := \frac{1}{8} \cdot (k \cdot g_k + 0.3 \cdot k \cdot q_k) \cdot L^2 = 331.669 \cdot \text{kNm}$$

Pitkäaikaisten kuormien momentti

Jännitykset lasketaan kertymäperiaatteella. Kutistuman vaikutuksia ei huomioida.

$$\sigma_1 := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{M_{k.1}}{W_a} \\ \frac{M_{k.1}}{W_a} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_2 := \begin{pmatrix} \left| \frac{M_{k.2}}{\alpha_e \cdot I_i(\alpha_e)} \cdot e_{c0.el}(\alpha_e) \right| \\ \left| \frac{M_{k.2}}{\alpha_e \cdot I_i(\alpha_e)} \cdot (h_c - e_{c0.el}(\alpha_e)) \right| \\ \frac{M_{k.2}}{I_i(\alpha_e)} \cdot (h_1 - e_{c0.el}(\alpha_e)) \\ \frac{M_{k.2}}{I_i(\alpha_e)} \cdot (h_a + h_1 - e_{c0.el}(\alpha_e)) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2.78 \\ 0.462 \\ 13.725 \\ 92.571 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_3 := \begin{pmatrix} \left| \frac{M_{k.3}}{\alpha_{eP} \cdot I_i(\alpha_{eP})} \cdot e_{c0.el}(\alpha_{eP}) \right| \\ \left| \frac{M_{k.3}}{\alpha_{eP} \cdot I_i(\alpha_{eP})} \cdot (h_c - e_{c0.el}(\alpha_{eP})) \right| \\ \frac{M_{k.3}}{I_i(\alpha_{eP})} \cdot (h_1 - e_{c0.el}(\alpha_{eP})) \\ \frac{M_{k.3}}{I_i(\alpha_{eP})} \cdot (h_a + h_1 - e_{c0.el}(\alpha_{eP})) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3.993 \\ 1.064 \\ 3.544 \\ 246.716 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma := \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \begin{pmatrix} 6.773 \\ 1.526 \\ 17.268 \\ 339.286 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{sall}} := \begin{pmatrix} 0.6 \cdot f_{ck} \\ 0.6 f_{ck} \\ f_{yk} \\ f_{yk} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 12.6 \\ 12.6 \\ 355 \\ 355 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

"OK" if  $\sigma_1 \leq \sigma_{\text{sall}1} \wedge \sigma_4 \leq \sigma_{\text{sall}4}$  = "OK"

"LIIAN SUURET JÄNNITYKSET" otherwise

## Taipumat

$$f_1 := 0$$

$$f_2 := \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot EI_0} \cdot 0.7 \cdot k \cdot q_k = 9.805 \cdot \text{mm}$$

$$f_{2,2} := \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot EI_P} \cdot 0.3 \cdot k \cdot q_k = 5.554 \cdot \text{mm}$$

$$f_3 := \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot EI_P} \cdot (k \cdot g_k + 0.3 \cdot k \cdot q_k) = 30.239 \cdot \text{mm}$$

▣ Betonin loppukutistuman määrittäminen

$$\varepsilon_{cs}(RH, h_e) = 4.1 \times 10^{-4}$$

$$N_{cs} := \varepsilon_{cs}(RH, h_e) \cdot \frac{E_a}{\alpha_{eS}} \cdot A_c$$

$$M_{cs} := N_{cs} \cdot \left( e_{c0,el}(\alpha_{eS}) - \frac{h_c}{2} \right) = 102.147 \cdot \text{kNm}$$

$$\delta := \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{cs} \cdot L^2}{EI_S} = 9.83 \cdot \text{mm}$$

$$f_{\max} := f_1 + f_2 + f_3 + \delta = 49.873 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{L}{f_{\max}} = 190.482$$

$$\frac{L}{f_2 + f_{2,2}} = 618.539$$

Tarkistetaan taipumaehto vertailun vuoksi myös ilman kutistuman aiheuttamaa lisäystä.

$$\frac{L}{f_{\max} - \delta} = 237.241$$

"OK" if  $f_{\max} \leq \frac{L}{250} \wedge f_2 + f_{2,2} \leq \frac{L}{400}$  = "TAIPUMA LIIAN SUURI!"

"TAIPUMA LIIAN SUURI!" otherwise

Käyttöaste taipuman suhteen helpottui hieman, mutta taipumaehto ei saatu täytettyä, kun teräsprofiilia pienennettiin ja lisättiin rakentamisen aikainen tuenta. Jos kutistuman ja alentuneen yhteistominnan asteen vaikutuksia ei huomioida, ollaan kuitenkin melko lähellä taipumarajaa  $L/250$ . Virallinen taipumaehto täyttyy IPE450-profiililla, mikä on yhtä pykälää pienempi kuin tukemattoman rakennustavan tapauksessa.

**Perustiedot**

kNm := kN·m      ORIGIN := 1

Mitoitetaan monikerroksisen rakennuksen nivelpäinen sivusiirtymätön pilari. Pilaria kuormittaa pystykuormien (rakenteiden oma paino ja hyötykuorma) lisäksi yläpään momentti, joka aiheutuu epäkeskeisestä palkki-pilariliitoksesta.

$L := 6.5\text{m}$       Pilarin korkeus  
 $L_{cr} := 1 \cdot L = 6.5\text{m}$       Pilarin nurjahduspituus

**Materiaalit**

Betoni C40/50

$f_{ck} := 40\text{MPa}$        $\gamma_C := 1.35$        $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 29.63 \cdot \text{MPa}$

$E_{cm} := 35000\text{MPa}$

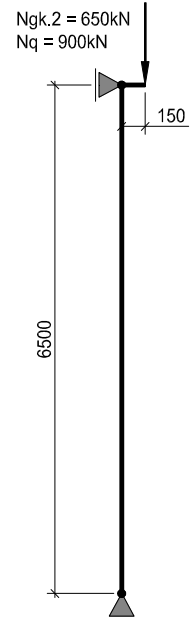
Betoniteräs A500HW

$f_{sk} := 500\text{MPa}$        $\gamma_S := 1.1$        $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_S} = 454.545 \cdot \text{MPa}$

Rakenneteräs S355

$f_{yk} := 355\text{MPa}$        $\gamma_M := 1.0$        $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 355 \cdot \text{MPa}$

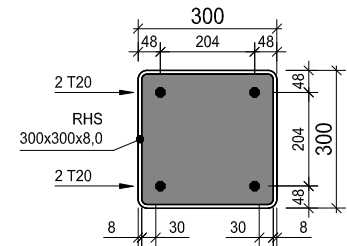
$E_a := 210000\text{MPa}$



**Poikkileikkauksen ominaisuudet**

Valitaan poikkileikkauksen ulkomitat:

Valitaan poikkileikkauksen seinämävahvuus:



► Teräsprofiilin ominaisuudet

$b := \text{Omin(Profiili, Seinämä)}_1 \text{ mm} = 300 \cdot \text{mm}$        $t := \text{Omin(Profiili, Seinämä)}_2 \text{ mm} = 8 \cdot \text{mm}$   
 $r_{ulko} := \text{Omin(Profiili, Seinämä)}_3 \text{ mm} = 20 \cdot \text{mm}$        $r := \text{Omin(Profiili, Seinämä)}_4 \text{ mm} = 12 \cdot \text{mm}$   
 $A_a := \text{Omin(Profiili, Seinämä)}_5 \text{ mm}^2 = 9.124 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$

Tarkistetaan lommahdusvaara

Lommahdus :=  $\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{b}{t} \leq 90 \cdot \frac{235\text{MPa}}{f_{yk}} \wedge \text{Profiili} \geq 10 \\ \text{"OK"} & \text{if } \frac{b}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235\text{MPa}}{f_{yk}}} \wedge \text{Profiili} \leq 9 \\ \text{"LOMMAHDUS TARKISTETTAVA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$       Lommahdus = "OK"

Valitaan betoniterästen määrä:

Valitaan betoniterästen halkaisija:

Valitaan suojabetonipeite:   
(teräsvaipan sisäpinnasta betoniteräksen pintaan)

► Betonin ja raudoituksen ominaisuudet

$$A_s := \text{Omin2}(\text{Teräs\_kpl}, \text{Teräs\_halk}, \text{Profiili})_1 \text{ mm}^2 = 1.257 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_s := \text{Omin2}(\text{Teräs\_kpl}, \text{Teräs\_halk}, \text{Profiili})_2 \text{ mm}^4 = 1.311 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$A_c := \text{Omin2}(\text{Teräs\_kpl}, \text{Teräs\_halk}, \text{Profiili})_3 \text{ mm}^2 = 7.928 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_c := \text{Omin2}(\text{Teräs\_kpl}, \text{Teräs\_halk}, \text{Profiili})_4 \text{ mm}^4 = 5.266 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_a := \text{Omin2}(\text{Teräs\_kpl}, \text{Teräs\_halk}, \text{Profiili})_5 \text{ mm}^4 = 1.28 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

### Plastinen puristuskestävyys

$$N_{\text{pl.Rk}} := A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk} \quad N_{\text{pl.Rk}} = 7.038 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_{\text{pl.Rd}} := A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad N_{\text{pl.Rd}} = 6.159 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Teräsosakerroin

$$\delta := \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{\text{pl.Rd}}} \quad \delta = 0.526$$

Raudoitusuhde

$$\rho_s := \frac{A_s}{A_c} \quad \rho_s = 1.585 \cdot \%$$

### Kuormat

Pilarin omapaino

$$N_{\text{gk.1}} := \left[ (A_a + A_s) \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g + A_c \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] = 2.702 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad N_{\text{Gk.1}} := N_{\text{gk.1}} \cdot L = 17.561 \cdot \text{kN}$$

Muiden rakenteiden omien painojen ominaisarvo

$$N_{\text{gk.2}} := 650 \text{ kN}$$

Omien painojen ominaisarvo yhteensä

$$N_{\text{gk}} := N_{\text{Gk.1}} + N_{\text{gk.2}} = 667.561 \cdot \text{kN}$$

Hyötykuormien ominaisarvo

$$N_{\text{qk}} := 900 \text{ kN}$$

Pystykuormien epäkeskisyyss pilarin yläpäässä

$$e_2 := \frac{b}{2} = 150 \cdot \text{mm}$$

### Kuormien yhdistely

Murtorajatilassa

$$\gamma_g := 1.35 \quad \gamma_G := 1.15 \quad \gamma_Q := 1.5 \quad K_{\text{FI}} := 1.0$$

$$N_{\text{Ed}} := \max(\gamma_g \cdot N_{\text{gk}}, \gamma_G \cdot N_{\text{gk}} + \gamma_Q \cdot K_{\text{FI}} \cdot N_{\text{qk}}) = 2.118 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_{\text{G.Ed}} := \gamma_G \cdot N_{\text{gk}} = 767.696 \cdot \text{kN}$$



Epäkeskisyyshmomentti:

$$M_{1.Ed} := N_{Ed} \cdot e_2 = 317.654 \cdot \text{kNm}$$

Momenttipinta on lineaarinen:

$$M_{2.Ed} := 0$$

## Rakenneanalyysi

▢ Virumaluvun määrittäminen

RH := 50       $h_0 = 1.586 \times 10^{11} \cdot \text{mm}$       Muunnettu paksuus on periaatteessa ääretön, koska putken sisään suljetulla betonilla ei ole kuivumis-pinta-alaa

$$f_{ck} = 40 \cdot \text{MPa} \quad t_0 := 28 \quad t_e := \infty$$

$$\varphi_t(RH, h_0, f_{ck}, t_0, t_e) = 1.113$$

Otetaan pitkäaikaisvaikutukset huomioon redusoidulla betonin kimmokerrointa

$$E_{c,eff} := E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \varphi_t(RH, h_0, f_{ck}, t_0, t_e)} = 2.494 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$EI_{eff} := E_a \cdot I_a + E_a \cdot I_s + 0.6 \cdot E_{c,eff} \cdot I_c = 37.514 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{eff,II} := 0.9 \cdot (E_a \cdot I_a + E_a \cdot I_s + 0.5 \cdot E_{c,eff} \cdot I_c) = 32.58 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{L_{cr}^2} = 8.763 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_{cr,eff} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff,II}}{L^2} = 7.611 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

## Suhteellinen hoikkuus

$$\lambda_{suht} := \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = 0.896$$

Tarkistetaan, täyttääkö suhteellisen hoikkuuden arvo yksinkertaisen laskentamenetelmän vaatimuksen.

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \lambda_{suht} \leq 2 & = \text{"OK"} \\ \text{"LASKE YLEISELLÄ MENETELMÄLLÄ"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

## 2. kertaluvun vaikutukset

Tarkistetaan, täytyykö 2. kertaluvun vaikutukset huomioida

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } N_{cr,eff} \geq 10 \cdot N_{Ed} & = \text{"HUOMIOI 2. KL:N VAIUKTUKSET"} \\ \text{"HUOMIOI 2. KL:N VAIUKTUKSET"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

1. kertaluvun epätarkkuusmomentti jänteen keskellä

$$e_0 := \begin{cases} \frac{L}{300} & \text{if } \rho_s \leq 3\% \\ \frac{L}{200} & \text{otherwise} \end{cases} \quad e_0 = 21.667 \cdot \text{mm}$$

$$M_{imp,Ed} := N_{Ed} \cdot e_0 = 45.883 \cdot \text{kNm}$$

Lasketaan 2. kertaluvun mukainen mitoitusmomentti

$$r_M := \frac{M_{2.Ed}}{M_{1.Ed}} = 0$$

$$\beta_{end} := \max(0.66 + 0.44 \cdot r_M, 0.44) = 0.66$$

$$\beta_{imp} := 1$$

$$k_{end} := \frac{\beta_{end}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} = 0.914$$

$$k_{imp} := \frac{\beta_{imp}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} = 1.386$$

$$M_{Ed} := \max(k_{end} \cdot M_{1.Ed} + k_{imp} \cdot M_{imp.Ed}, M_{1.Ed})$$

$$M_{Ed} = 354.05 \cdot \text{kNm}$$

### Yhteisvaikutuskäyrä

Lasketaan yksinkertaistetun yhteisvaikutuskäyrän taitepisteet ja piirretään käyrä.

Piste A ( $0, N_{pl,Rd}$ )

on jo tiedossa:

$$N_{pl,Rd} = 6.159 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Piste D ( $M_{max,Rd}, 0.5N_{pm,Rd}$ )

Lasketaan ensin  $N_{pm,Rd}$ :

$$N_{pm,Rd} := A_c \cdot f_{cd} = 2.349 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Ja sitten  $M_{max,Rd}$ :

$$e_z := \frac{b}{2} - t - u \cdot \text{mm} - \frac{\text{Teräs\_halk} \cdot \text{mm}}{2} = 102 \cdot \text{mm}$$

Betoniterästen keskiöetäisyys  
poikkileikkauksen painopisteaksellilta

$$W_{ps} := A_s \cdot e_z = 1.282 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pc} := \begin{cases} \frac{(b-2 \cdot t)^3}{4} - \frac{2}{3} \cdot r^3 - r^2 \cdot (4 - \pi) \cdot \left(\frac{b}{2} - t - r\right) - W_{ps} & \text{if Profiili} \leq 9 \\ \text{otherwise} \\ \left| \begin{array}{l} r \leftarrow \frac{b}{2} - t \\ \frac{(b-2 \cdot t)^3}{4} - \frac{2}{3} \cdot r^3 - r^2 \cdot (4 - \pi) \cdot \left(\frac{b}{2} - t - r\right) - W_{ps} \end{array} \right. & \end{cases} = 5.581 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pa} := \begin{cases} \frac{b^3}{4} - \frac{2}{3} \cdot (r+t)^3 - (r+t)^2 \cdot (4 - \pi) \cdot (0.5 \cdot b - t - r) - W_{pc} - W_{ps} & \text{if Profiili} \leq 9 \\ \text{otherwise} \\ \left| \begin{array}{l} r \leftarrow \frac{b}{2} - t \\ \frac{b^3}{4} - \frac{2}{3} \cdot (r+t)^3 - (r+t)^2 \cdot (4 - \pi) \cdot (0.5 \cdot b - t - r) - W_{pc} - W_{ps} \end{array} \right. & \end{cases}$$

$$W_{pa} = 9.907 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{\max.Rd} := W_{pa} \cdot f_{yd} + W_{ps} \cdot f_{sd} + \frac{W_{pc} \cdot f_{cd}}{2}$$

$$M_{\max.Rd} = 492.636 \cdot \text{kNm}$$

Piste C ( $M_{pl,Rd}$ ,  $N_{pm,Rd}$ )

Nyt tarvitaan enää  $M_{pl,Rd}$

$$A_{sn} := 0 \quad \text{Veikataan tämä}$$

$$h_n := \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - f_{cd})}{2 \cdot b \cdot f_{cd} + 4 \cdot t \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})} = 59.391 \cdot \text{mm}$$

Tarkistetaan osuiko veikkaus oikeaan

$$\text{Tarkistus} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } h_n < \frac{b}{2} - t - u \cdot \text{mm} - \text{Teräs\_halk} \cdot \text{mm} \\ \text{"VIRHE!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Tarkistus} = \text{"OK!"}$$

$$W_{ps.n} := 0$$

$$W_{pc.n} := (b - 2 \cdot t) \cdot h_n^2 - W_{ps.n} = 1.002 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pa.n} := b \cdot h_n^2 - W_{pc.n} - W_{ps.n} = 5.644 \times 10^4 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{pl,Rd} := M_{\max.Rd} - \left( W_{pa.n} \cdot f_{yd} + W_{ps.n} \cdot f_{sd} + \frac{W_{pc.n} \cdot f_{cd}}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd} = 457.76 \cdot \text{kNm}$$

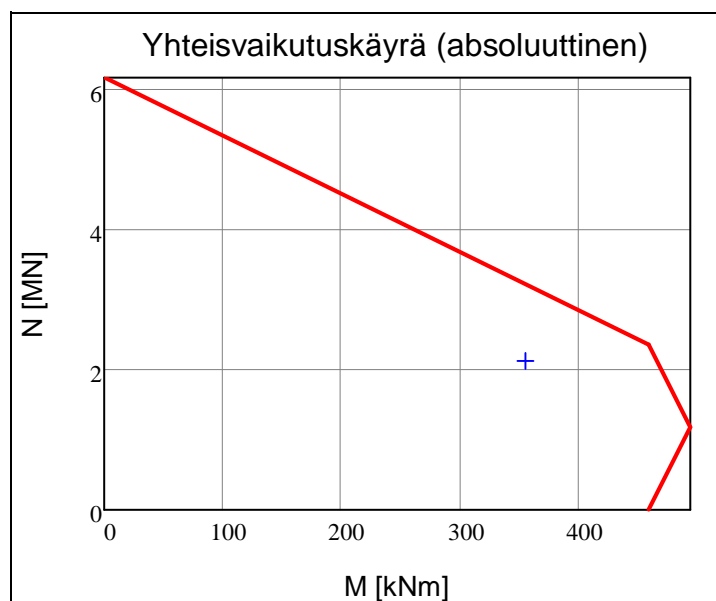
Piste B ( $M_{pl,Rd}$ , 0)

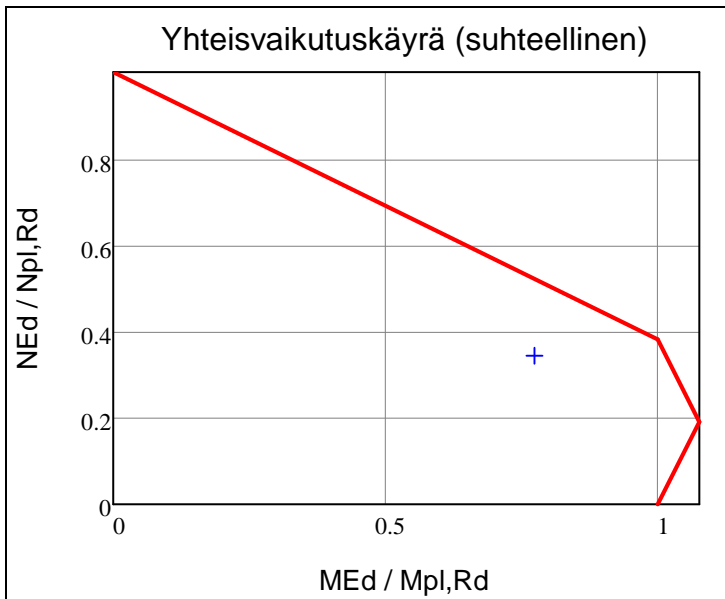
on jo tiedossa:

$$M_{pl,Rd} = 457.76 \cdot \text{kNm}$$

Kootaan pisteiden koordinaatit vektoreiksi ja piirretään pisteet sekä absoluuttiseen, että suhteelliseen koordinaatistoon.

$$x_{\text{koord}} := (0 \quad M_{pl,Rd} \quad M_{\max.Rd} \quad M_{pl,Rd})^T \quad y_{\text{koord}} := (N_{pl,Rd} \quad N_{pm,Rd} \quad 0.5 \cdot N_{pm,Rd} \quad 0)^T$$





Ei hyödynnetä lainkaan yhteisvaikutuskäyrän aluetta, jossa  $M_{pl,N,Rd} > M_{pl,Rd}$ , ellei ole pakko

$$M_{pl,N,Rd} := \begin{cases} \text{interp} \left[ \begin{pmatrix} 0 \\ 0.5 \cdot N_{pm,Rd} \\ N_{pm,Rd} \\ N_{pl,Rd} \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} M_{pl,Rd} \\ M_{max,Rd} \\ M_{pl,Rd} \\ 0 \end{pmatrix}, N_{Ed} \right] & \text{if } N_{Ed} > N_{pm,Rd} = 457.76 \cdot \text{kNm} \\ M_{pl,Rd} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\alpha_M := \begin{cases} 0.9 & \text{if } f_{yk} \leq 355 \text{MPa} = 0.9 \\ 0.8 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = 0.773$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} \leq \alpha_M = \text{"OK"} \\ \text{"EI KESTÄ!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Käyttöaste (momentin suhteen)

$$\frac{M_{Ed}}{\alpha_M \cdot M_{pl,N,Rd}} = 85.938\%$$

## Palomitoitus

Paloluokka:

$l_{\theta} := 0.5 \cdot L = 3.25 \text{ m}$  Pilarin palotilanteen nurjahduspituus (välipilari)

$\psi_{fi} := 0.4$  Lumi- ja tuulikuormalle

$$\eta_{fi,N} := \min \left( \frac{N_{gk} + \psi_{fi} \cdot N_{qk}}{1.15 \cdot N_{gk} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot N_{qk}}, \frac{N_{gk} + \psi_{fi} \cdot N_{qk}}{1.35 \cdot K_{FI} \cdot N_{gk}} \right) = 0.485$$

$$N_{fi,d,t} := \eta_{fi,N} \cdot N_{Ed} = 1.028 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Tarkistetaan saadut voimasuureiden arvot toisella laskentamenetelmällä.

$$N_{gk} + \psi_{fi} \cdot N_{qk} = 1.028 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Luetaan poikkileikkauksen eri osien lämpötilat lähteen [54] taulukoista

► Materiaaliominaisuuksien ja lämpötila-arvojen interpolointi

$$\theta_a := \theta_a(\text{Paloluokka, Profiili, Seinämä}) = 903 \quad \theta_s := 421 \quad (\text{Tämä on määritettävä käsin})$$

$$\theta_c := \theta_c(\text{Paloluokka, Profiili, Seinämä}) = 415$$

Poikkileikkauksen purituskestävyyden palomitoitusarvo

$$N_{fi,pl.R} := A_a \cdot f_{ay,\theta}(\theta_a) + A_s \cdot f_{sy,\theta}(\theta_s) + A_c \cdot f_{c,\theta}(\theta_c) = 3.099 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_{fi,pl.Rd} := N_{fi,pl.R}$$

$$N_{fi,pl.R} = 3.099 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasketaan tehollisen taivutusjäykkyyden arvo palotilanteessa

Käytetään paremman tiedon puuttuessa lähteen [54] mukaisia "virheellisiä" pienennyskertoimia:

$$\varphi_{a,\theta} := 0.9 \quad \varphi_{s,\theta} := 0.9 \quad \varphi_{c,\theta} := 0.8$$

$$EI_{fi,eff} := \varphi_{a,\theta} \cdot E_{a,\theta}(\theta_a) \cdot I_a + \varphi_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta}(\theta_s) \cdot I_s + \varphi_{c,\theta} \cdot E_{c,sec,\theta}(f_{ck}, \theta_c) \cdot I_c$$

$$EI_{fi,eff} = 4.439 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$N_{fi,cr} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{fi,eff}}{l_\theta^2} = 4.148 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_{\theta,suht} := \sqrt{\frac{N_{fi,pl.R}}{N_{fi,cr}}} = 0.864$$

Ratkaistaan akseliaalikuormitetun pilarin puristuskestävyyden mitoitusarvo palotilanteessa

$$\Phi := 0.5 \cdot \left[ 1 + 0.49 \cdot (\lambda_{\theta,suht} - 0.2) + \lambda_{\theta,suht}^2 \right] = 1.036$$

$$\chi := \min \left( 1, \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_{\theta,suht}^2}} \right) = 0.622$$

$$N_{fi,Rd} := \chi \cdot N_{fi,pl.Rd}$$

$$N_{fi,Rd} = 1.927 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Tarkistetaan pilarin todellinen, taivutusrasituksen pienentämä kestävyys

$$N_{fi,Rd,\delta} := N_{fi,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{N_{pm,Rd}}{N_{pl,Rd}} \right) \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{pl,Rd}} \right] = 1.1 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Käyttöaste (normaalivoiman suhteen)

$$\frac{N_{fi,d,t}}{N_{fi,Rd,\delta}} = 93.434 \cdot \%$$

$$\begin{aligned} & \text{"OK"} \quad \text{if} \quad \frac{N_{fi,d,t}}{N_{fi,Rd,\delta}} \leq 100\% \quad = \text{"OK"} \\ & \text{"EI KESTÄ!"} \quad \text{otherwise} \end{aligned}$$

**Perustiedot**

kNm := kN·m    ORIGIN := 1

Mitoitetaan monikerroksisen rakennuksen nivelpäinen sivusiirtymätön pilari. Pilaria kuormittaa pystykuormien (rakenteiden oma paino ja hyötykuorma) lisäksi yläpäähän momentti, joka aiheutuu epäkeskeisestä palkki-pilariiliitoksesta.

L := 6.5m                      Pilarin korkeus

 $L_c := 1 \cdot L = 6.5\text{m}$                       Pilarin nurjahduspituus**Materiaalit**

Betoni K50                      K := 50

 $f_{ck} := 0.7 \cdot K \text{ MPa} = 35 \cdot \text{MPa}$                        $\gamma_C := 1.35$                        $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 25.926 \cdot \text{MPa}$  $E_{cd} := 500 \cdot K \text{ MPa} = 2.5 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$ 

Betoniteräs A500HW

 $f_{ryk} := 500 \text{MPa}$                        $\gamma_r := 1.1$                        $f_{ryd} := \frac{f_{ryk}}{\gamma_r} = 454.545 \cdot \text{MPa}$ 

Rakenneteräs S355

 $f_{yk} := 355 \text{MPa}$                        $\gamma_a := 1.1$                        $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 322.727 \cdot \text{MPa}$  $E_s := 210000 \text{MPa}$ **Poikkileikkauksen ominaisuudet**

Valitaan poikkileikkauksen ulkomitat:

RHS 300x300

Valitaan poikkileikkauksen seinämävahvuus:

8.0 mm

## ▢ Teräsprofiilin ominaisuudet

b := Omin(Profiili, Seinämä)<sub>1</sub> mm = 300·mmt := Omin(Profiili, Seinämä)<sub>2</sub> mm = 8·mmr<sub>ulko</sub> := Omin(Profiili, Seinämä)<sub>3</sub> mm = 20·mmr := Omin(Profiili, Seinämä)<sub>4</sub> mm = 12·mm $A_s := \text{Omin(Profiili, Seinämä)}_5 \text{ mm}^2 = 9.124 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$ 

Tarkistetaan lommahdusvaara

Lommahdus := "OK" if  $\frac{b}{t} \leq 90 \cdot \frac{235 \text{MPa}}{f_{yk}} \wedge \text{Profiili} \geq 10$   
 "OK" if  $\frac{b}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235 \text{MPa}}{f_{yk}}} \wedge \text{Profiili} \leq 9$   
 "TARKISTETTAVA!" otherwise

Lommahdus = "OK"

Valitaan betoniterästen määrä:

4 kpl

Valitaan betoniterästen halkaisija:

T20

Valitaan suojabetonipeite:

(teräsvaipan sisäpinnasta betoniteräksen pintaan)

30 mm

## ▢ Betonin ja raudoituksen ominaisuudet

$$A_T := \text{Omin2}(\text{Teräs\_kpl}, \text{Teräs\_halk}, \text{Profiili})_1 \text{ mm}^2 = 1.257 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_T := \text{Omin2}(\text{Teräs\_kpl}, \text{Teräs\_halk}, \text{Profiili})_2 \text{ mm}^4 = 1.311 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$A_C := \text{Omin2}(\text{Teräs\_kpl}, \text{Teräs\_halk}, \text{Profiili})_3 \text{ mm}^2 = 7.928 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_C := \text{Omin2}(\text{Teräs\_kpl}, \text{Teräs\_halk}, \text{Profiili})_4 \text{ mm}^4 = 5.266 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_S := \text{Omin2}(\text{Teräs\_kpl}, \text{Teräs\_halk}, \text{Profiili})_5 \text{ mm}^4 = 1.28 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

### Plastinen puristuskestävyys

$$N_{pk} := A_S \cdot f_{yk} + A_C \cdot f_{ck} + A_T \cdot f_{Tyk} \quad N_{pk} = 6.642 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_p := A_S \cdot f_{yd} + A_C \cdot f_{cd} + A_T \cdot f_{Tyd} \quad N_p = 5.571 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

### Betoniosakerroin

$$\alpha_c := \frac{A_C \cdot f_{cd}}{N_p} \quad \alpha_c = 0.369$$

"OK" if  $0.1 \leq \alpha_c \leq 0.8$  = "OK"

"VIRHE!" otherwise

### Kuormat

#### Pilarin omapaino

$$N_{gk.1} := \left[ (A_S + A_T) \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g + A_C \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] = 2.702 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{Gk.1} := N_{gk.1} \cdot L = 17.561 \cdot \text{kN}$$

#### Muiden rakenteiden omien painojen ominaisarvo

$$N_{gk.2} := 650 \text{ kN}$$

#### Omien painojen ominaisarvo yhteensä

$$N_{gk} := N_{Gk.1} + N_{gk.2} = 667.561 \cdot \text{kN}$$

#### Hyötykuormien ominaisarvo

$$N_{qk} := 900 \text{ kN}$$

#### Pystykuormien epäkeskisyys pilarin yläpäässä

$$e_2 := \frac{b}{2} = 150 \cdot \text{mm}$$

### Kuormien yhdistely

#### Murtorajatilassa

$$N_d := 1.2 \cdot N_{gk} + 1.6 \cdot N_{qk} = 2.241 \times 10^3 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{Gd} := 1.2 \cdot N_{gk} = 801.074 \cdot \text{kN}$$

#### Epäkeskisyysmomentti:

$$M_{1,d} := N_d \cdot e_2 = 336.161 \cdot \text{kNm}$$

#### Momenttipinta on lineaarinen:

$$M_{2,d} := 0$$

**Rakenneanalyysi**

Otetaan pitkäaikaiskuormat ja viruma huomioon redusoimalla betonin sekanttikimmokerrointa

$$E_{cd,inf} := E_{cd} \cdot \left( 1 - 0.5 \cdot \frac{N_{Gd}}{N_d} \right) = 2.053 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$EI := E_s \cdot I_s + E_s \cdot I_r + E_{cd,inf} \cdot I_c = 40.446 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$N_E := \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_c^2} = 9.448 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Suhteellinen hoikkuus**

$$\lambda_{mod} := \sqrt{\frac{N_p}{N_E}} = 0.768$$

Tarkistetaan, täyttääkö suhteellisen hoikkuuden arvo yksinkertaisen laskentamenetelmän vaatimuksen.

"OK" if  $\lambda_{mod} \leq 2$  = "OK"  
"VIRHE" otherwise

**Kuormien epäkeskisyydet**

Jätetään vertailukelpoisuuden vuoksi asennus- ja perusepäkeskisyydet huomioimatta. Pilarin alkukaarevuus tulee huomioiduksi nurjahduskertoimen  $k_1$  määrittämisessä.

$$e_a := 0 \quad e_p := 0 \quad e_d := e_a + e_p = 0 \cdot \text{mm}$$

$$M_{imp,d} := N_d \cdot e_d = 0 \cdot \text{kNm}$$

**Mitoitusmomentti**

$$M_d := M_{1,d} + M_{imp,d} \quad M_d = 336.161 \cdot \text{kNm}$$

**Yhteisvaikutuskäyrä**

Lasketaan yksinkertaistetun yhteisvaikutuskäyrän taitepisteet ja piirretään käyrä.

**Piste A ( $0, N_p$ )**

on jo tiedossa:  $N_p = 5.571 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

**Piste C ( $M_u, \alpha_c N_p$ )**

Lasketaan ensin joukko apusuureita...

$$p := 0.5 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04$$

$$d_c := b - 2 \cdot t = 284 \cdot \text{mm} \quad d_r := b - 2 \cdot t - 2 \cdot u \cdot \text{mm} - \text{Teräs\_halk} \cdot \text{mm} = 204 \cdot \text{mm}$$

$$\kappa_1 := \frac{\pi \cdot \left( A_s + A_r \cdot \frac{f_{ryd}}{f_{yd}} \right)}{A_s + \frac{d_r}{b} \cdot \frac{f_{ryd}}{f_{yd}} \cdot A_r + \frac{\pi \cdot p \cdot d_c^2}{4}} = 2.659$$



$$\kappa_2 := \frac{p \cdot d_c^2}{4 \cdot \left( A_s + A_r \cdot \frac{f_{ryd}}{f_{yd}} \right)} = 0.074$$

$$\theta := \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \sin(\kappa_1) + \frac{\kappa_1}{2} = 81.427 \cdot \text{deg}$$

$$e_s := \frac{\sin(\theta)}{3 \cdot \theta} \cdot \frac{b^3 - d_c^3}{b^2 - d_c^2} = 101.609 \cdot \text{mm}$$

$$e_c := \frac{2 \cdot d_c \cdot \sin(\theta)^3}{3 \cdot (2 \cdot \theta - \sin(\theta))} = 98.762 \cdot \text{mm}$$

...joiden avulla ratkaistaan laskentamomenttivarsi

$$e_n := \begin{cases} \frac{1}{2 \cdot A_s} \cdot \left[ A_s \cdot b + 2 \cdot b \cdot t^2 - \frac{(A_s - 2 \cdot b \cdot t)^2}{p \cdot b + 4 \cdot t} + A_r \cdot d_r \cdot \frac{f_{ryd}}{f_{yd}} \right] & \text{if Profiili} \leq 9 \\ e_c + \frac{2\theta}{\pi} \cdot (e_s - e_c) + \frac{1.2 \cdot A_r}{\text{Teräs\_kpl} \cdot A_s} \cdot \frac{f_{ryd}}{f_{yd}} \cdot d_r & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$e_n = 148.628 \cdot \text{mm}$$

Lopulta saadaan pilarin puhdas taivutuskestävyys

$$N_{ps} := A_s \cdot f_{yd} = 2.945 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_u := N_{ps} \cdot e_n = 437.657 \cdot \text{kNm}$$

Lasketaan toinen koordinaatti

$$\alpha_c \cdot N_p = 2.055 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Piste D ( $M_u, 0$ )

on jo tiedossa:  $M_u = 437.657 \cdot \text{kNm}$

Piste B ( $S_k M_u, k_1 N_p$ )

Ratkaistaan ensin nurjahduskerroin  $k_1$

$$\beta := \frac{1 + 0.49 \cdot (\lambda_{\text{mod}} - 0.2) + \lambda_{\text{mod}}^2}{2 \cdot \lambda_{\text{mod}}^2} = 1.584$$

$$k_1 := \beta - \sqrt{\beta^2 - \frac{1}{\lambda_{\text{mod}}^2}}$$

$$k_1 = 0.682$$

$$k_1 \cdot N_p = 3.801 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasketaan toinen koordinaatti

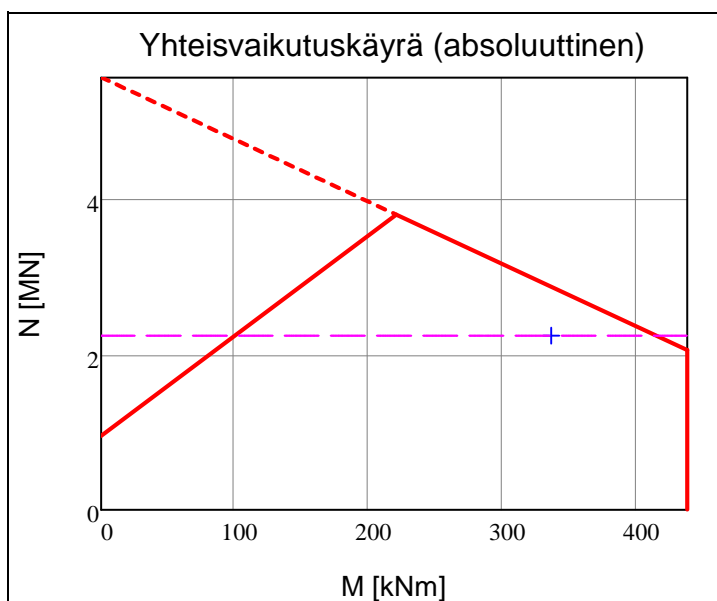
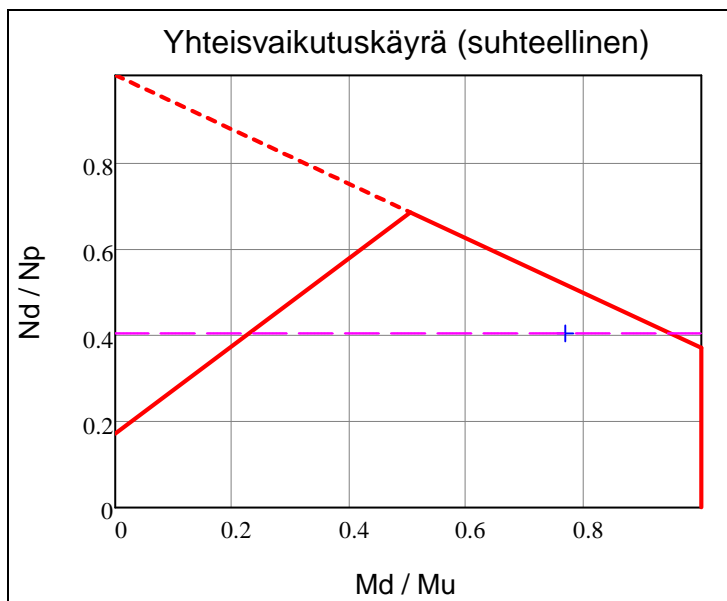
$$\mu := \frac{M_{2,d}}{M_{1,d}} = 0 \quad k_n := \frac{k_1 \cdot (1 - \mu)}{4} = 0.171$$

$$S_k := \frac{1 - k_1}{1 - \alpha_c} = 0.503$$

$$S_k \cdot M_u = 220.311 \cdot \text{kNm}$$

Kootaan pisteiden koordinaatit vektoreiksi ja piirretään pisteet sekä suhteelliseen että absoluuttiseen koordinaatistoon.

$$x_{\text{koord}} := (0 \quad S_k \quad 1 \quad 1)^T \quad y_{\text{koord}} := (k_n \quad k_1 \quad \alpha_c \quad 0)^T$$



Tarkistetaan by36:n yhteisvaikutusehto (3.15b)

$$S_d := \begin{cases} 1 - \frac{N_d}{N_p} & \text{if } \frac{N_d}{N_p} > \alpha_c = 0.947 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad S := S_d - S_k \cdot \frac{\frac{N_d}{N_p} - k_n}{k_1 - k_n} = 0.719 \quad 0.9 \cdot S = 0.647$$

$$\frac{M_d}{M_u} = 0.768$$

"OK" if  $\frac{M_d}{M_u} \leq 0.9S$  = "EI KESTÄ!"  
"EI KESTÄ!" otherwise

Käyttöaste (momentin suhteen)

$$\frac{M_d}{0.9 \cdot S \cdot M_u} = 118.655\%$$

### Palomitoitus

Paloluokka:

R60

Poikkileikkauksen redusointi

Poikkileikkauksen redusointi:  $a := a(b - 2 \cdot t, \text{Paloluokka}) = 30 \cdot \text{mm}$

$$h_{ef} := b - 2 \cdot t - a = 254 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Hoikkuus: } \lambda_T := \frac{\sqrt{12} \cdot 0.5 \cdot L_c}{h_{ef}} = 44.324$$

Normaalivoima palotilanteessa

$$N_T := N_{gk} + 0.5N_{qk} = 1.118 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Taivutusmomentti palotilanteessa

$$M_{1,T} := N_T \cdot e_2 = 167.634 \cdot \text{kNm}$$

Palotilanteen epäkeskisyydet

$$e_{aT} := \frac{h_{ef}}{20} + \frac{L_c}{500}$$

$$e_{2T} := \begin{cases} \left( \frac{\lambda_T}{145} \right)^2 \cdot h_{ef} & \text{if } \lambda_T \geq 25 = 23.734 \cdot \text{mm} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$e_{dT} := e_{aT} + e_{2T} = 49.434 \cdot \text{mm}$$

$$M_T := M_{1,T} + N_T \cdot e_{dT} = 222.88 \cdot \text{kNm}$$

Arvioidaan betoniterästen lämpötilat käytetyille raudoitukselle. Käytetään nurkkateräkselle samaa arvoa kuin EC4:n mukaisessa laskennassa ja arvioidaan keskiterästen lämpötilat ComColin kuvaajasta.

$$T_1 := 421$$

$$T_2 := 200$$

▣ Teräksen lämpötilan ja materiaaliominaisuuksien väliset yhteydet

$$f_{ryT.1} := f_{ryk} \cdot \text{suhde}(T_1) = 379 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ryT.2} := f_{ryk} \cdot \text{suhde}(T_2) = 466.667 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{ryT.1} := E_s \cdot \text{suhde}_E(T_1) = 1.272 \times 10^5 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{ryT.2} := E_s \cdot \text{suhde}_E(T_2) = 1.947 \times 10^5 \cdot \text{MPa}$$

### Haetaan kokeilemalla tasapainoa

Valitaan neutraaliakselin etäisyys alarivin terästen keskiölinjalta

$$\varepsilon_{r.y}(l_0) := 0.35\% - \frac{u \cdot \text{mm} + \frac{\text{Teräs\_halk} \cdot \text{mm}}{2} - \frac{a}{2}}{h_{ef} - l_0} \cdot 0.35\%$$

$$\sigma_{r.y.1}(l_0) := \min(E_{ryT.1} \cdot \varepsilon_{r.y}(l_0), f_{ryT.1})$$

$$A_{r.y.1} := 2 \cdot \frac{\pi \cdot (\text{Teräs\_halk} \cdot \text{mm})^2}{4}$$

$$\sigma_{r.y.2}(l_0) := \min(E_{ryT.2} \cdot \varepsilon_{r.y}(l_0), f_{ryT.2})$$

$$A_{r.y.2} := \begin{cases} \frac{\pi \cdot (\text{Teräs\_halk} \cdot \text{mm})^2}{4} & \text{if Teräs\_kpl} = 8 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{r.k}(l_0) := 0.35\% - \frac{0.5 \cdot h_{ef}}{h_{ef} - l_0} \cdot 0.35\%$$

$$\sigma_{r.k}(l_0) := \min(E_{ryT.2} \cdot \varepsilon_{r.k}(l_0), f_{ryT.2})$$

$$A_{r.k} := \begin{cases} 2 \cdot \frac{\pi \cdot (\text{Teräs\_halk} \cdot \text{mm})^2}{4} & \text{if Teräs\_kpl} = 8 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{r.a}(l_0) := \frac{u \cdot \text{mm} + \frac{\text{Teräs\_halk} \cdot \text{mm}}{2} - \frac{a}{2} - l_0}{h_{ef}} \cdot 0.35\%$$

$$\sigma_{r.a.1}(l_0) := \min(E_{ryT.1} \cdot \varepsilon_{r.a}(l_0), f_{ryT.1})$$

$$A_{r.a.1} := 2 \cdot \frac{\pi \cdot (\text{Teräs\_halk} \cdot \text{mm})^2}{4}$$

$$\sigma_{r.a.2}(l_0) := \min(E_{ryT.2} \cdot \varepsilon_{r.a}(l_0), f_{ryT.2})$$

$$A_{r.a.2} := \begin{cases} \frac{\pi \cdot (\text{Teräs\_halk} \cdot \text{mm})^2}{4} & \text{if Teräs\_kpl} = 8 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Lasketaan palotilanteen normaalivoimakestävyys

$$N_{euT}(l_0) := 0.8 \cdot (h_{ef} - l_0)^2 \cdot f_{ck} + \sigma_{r.y.1}(l_0) \cdot A_{r.y.1} + \sigma_{r.y.2}(l_0) \cdot A_{r.y.2} \dots \\ + \sigma_{r.k}(l_0) \cdot A_{r.k} + \sigma_{r.a.1}(l_0) \cdot A_{r.a.1} + \sigma_{r.a.2}(l_0) \cdot A_{r.a.2}$$

Ratkaistaan optimaalinen neutraaliakselin sijainti

$$l_0 := 1 \text{ mm}$$

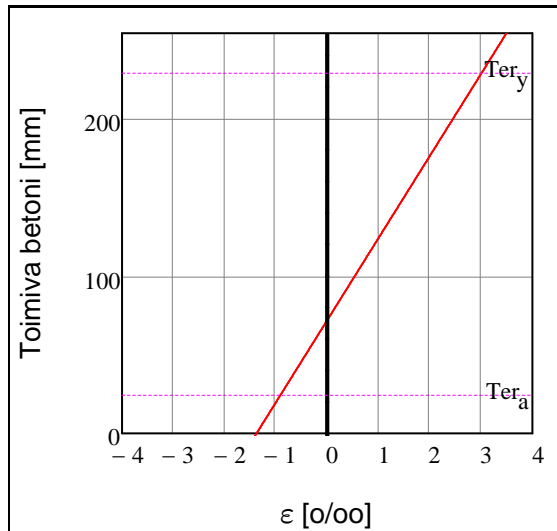
$$\text{Given} \quad N_{euT}(l_0) - N_T = 0$$

$$l_{opt} := \text{Find}(l_0) = 71.67 \text{ mm}$$

$$N_{euT}(l_{opt}) = 1.118 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Piirretään venymäkuvio

► Apusuureen laskenta



Lasketaan palotilanteen momenttiketävyys

$$M_{\epsilon T} := 0.8 \cdot h_{ef}^2 \cdot f_{ck} \cdot 0.2 \cdot (h_{ef} - l_{opt}) \dots$$

$$+ \left( A_{r.y.1} \cdot \sigma_{r.y.1}(l_{opt}) + A_{r.y.2} \cdot \sigma_{r.y.2}(l_{opt}) \dots \right) \cdot \frac{b - 2 \cdot u \cdot \text{mm} - 2 \cdot t - \text{Teräs\_halk\_mm}}{2}$$

$$+ \left( -A_{r.a.1} \cdot \sigma_{r.a.1}(l_{opt}) - A_{r.a.2} \cdot \sigma_{r.a.2}(l_{opt}) \right)$$

$$M_{\epsilon T} = 95.407 \cdot \text{kNm}$$

Tarkistetaan ylittyykö momenttikestävyys

$$\frac{M_T}{M_{\epsilon T}} = 233.61\%$$

Lisäksi tarkistetaan, että palotilanteen kuormitus on pienempi kuin normaalivoimakestävyys

$$\frac{N_T}{N_{\epsilon u T}(l_{opt})} = 100\%$$

$$\text{"OK" if } \frac{N_T}{N_{\epsilon u T}(l_0)} \leq 1 \wedge \frac{M_T}{M_{\epsilon T}} \leq 1 = \text{"EI KESTÄ!"}$$

$$\text{"EI KESTÄ!" otherwise}$$

## Yhteenveto

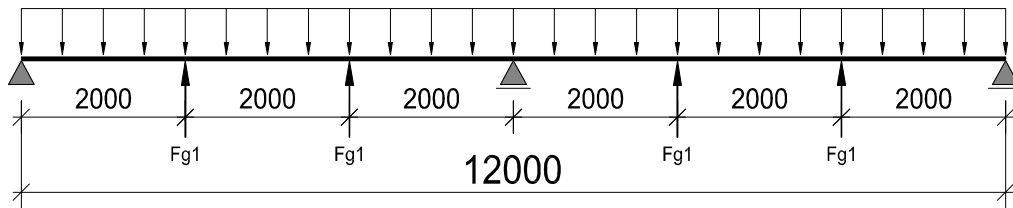
Momenttikestävyys ylittyy niin selvästi, että pelkällä terästen lisäämisellä ei saavuteta hyväksyttävää ratkaisua. Yksinkertaisessa mitoituksessa joudutaan kasvattamaan teräsprofiilia. Ero EC4:n mukaiseen mitoitukseseen on joka tapauksessa huomattava. Tämä näkyy erityisen selvästi palomitoituksessa, mutta myös normaalilämpötilan kapasiteeteissa. Mitä tulee laskennan käytännön suoritukseen, ainakin EC4:n palomitoitus on mielestäni huomattavasti suoraviivaisempi ja helpokäyttöisempi.

**Perustiedot**

kNm := kN·m    ORIGIN := 1

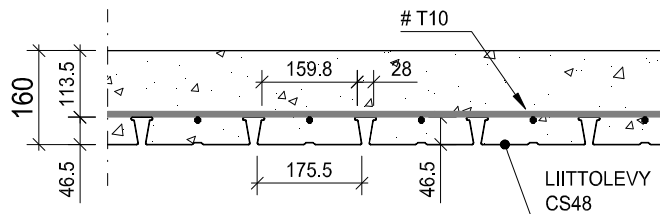
Mitoitetaan liittolaattaväli pohja standardin EN 1994-1-1 ja EN 1994-1-2 mukaan, kun laattaa tukee liitteessä 1 mitoitettu palkisto. Myös kuormat ovat identtiset liitteen 1 esimerkin kanssa. Mitoitetaan liittolaatta jonona yksiaukkoisia laattoja ja asennetaan tuelle vain halkeilua rajoittava minimirauδοitus. Tässä esimerkissä tarkastellaan vain liittorakennetta ja oletetaan, että käytetty valunaikainen tuenta on riittävä työnaikaisille kuormituksille (taipuma tuoreen betonin kuormittamana  $< L/180$ ).

L := 6m                      Jänneväli  
 $k_{II}$  := 2m                 Liittolevyn valunaikaisten tukien k/k-jako  
h := 160mm                 Liittolaatan kokonaispaksuus  
b := 1m                      Liittolaatan tarkasteluleveys

**Poikkileikkauksen geometria**

Valitaan liittolevy ja materiaalivahvuus:

CS48; 0.9 mm



## ▢ Liittolevyn ominaisuudet

$$t_p := \text{Omin}(\text{Levy})_1 \cdot \text{mm} = 0.86 \cdot \text{mm} \qquad b_0 := \text{Omin}(\text{Levy})_2 \cdot \text{mm} = 159.77 \cdot \text{mm}$$

$$h_p := \text{Omin}(\text{Levy})_3 \cdot \text{mm} = 46.5 \cdot \text{mm} \qquad l_1 := \text{Omin}(\text{Levy})_4 \cdot \text{mm} = 159.77 \cdot \text{mm}$$

$$l_2 := \text{Omin}(\text{Levy})_5 \cdot \text{mm} = 175.5 \cdot \text{mm} \qquad l_3 := \text{Omin}(\text{Levy})_6 \cdot \text{mm} = 27.73 \cdot \text{mm}$$

$$\tau_{u,Rk} := \text{Omin}(\text{Levy})_7 \text{ MPa} = 0.844 \cdot \text{MPa} \qquad A_p := \text{Omin}(\text{Levy})_8 \text{ mm}^2 = 1.41 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$M_{pa} := \text{Omin}(\text{Levy})_9 \text{ kNm} = 4.41 \cdot \text{kNm} \qquad I_p := \text{Omin}(\text{Levy})_{10} \text{ cm}^4 = 3.22 \times 10^5 \cdot \text{mm}^4$$

$$b_r := l_3 = 27.73 \cdot \text{mm} \qquad b_s := l_1 + l_3 = 187.5 \cdot \text{mm}$$

$$h_c := h - h_p = 113.5 \cdot \text{mm} \quad \text{Liittolevyn yläpuolisen umpibetonin paksuus}$$

Liittolevyn neutraaliakselin etäisyys levyn alapinnasta

$$e := 14 \text{ mm} \qquad \text{Painopisteakseli}$$

$$e_p := 12 \text{ mm} \qquad \text{Plastinen neutraaliakseli. Arvataan tämä, koska arvoa ei löydy tuotetiedoista.}$$

$$d_p := h - e = 146 \cdot \text{mm}$$

**Materiaalit**

Betoni C25/30

$$f_{ck} := 25 \text{ MPa} \qquad \gamma_C := 1.5 \qquad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 16.667 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cm} := 31000 \text{ MPa}$$

Betoniteräs A500HW

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_S := 1.15$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_S} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

Liittolevy S350

$$f_{yp,k} := 350 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M := 1.0$$

$$f_{yp,d} := \frac{f_{yp,k}}{\gamma_M} = 350 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{u,Rk} = 0.844 \cdot \text{MPa}$$

$$\gamma_{VS} := 1.25$$

$$\tau_{u,Rd} := \frac{\tau_{u,Rk}}{\gamma_{VS}} = 0.675 \cdot \text{MPa}$$

$$E_a := 210000 \text{ MPa}$$

## Kuormat

Liittolaatan omapaino

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$g_k := h \cdot \rho_c = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hyötykuorma (Luokan C2 hyötykuorma välipohjille + väliseinät)

$$q_k := (3 + 0.5) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ei oteta kyötykuorman pinta-alavähennystä huomioon.

## Kuormien yhdistely

Murtorajatilassa

$$\gamma_g := 1.35$$

$$\gamma_G := 1.15$$

$$\gamma_Q := 1.5$$

$$K_{FI} := 1.0$$

$$p_d := \max[\gamma_g \cdot g_k \cdot b, \gamma_G \cdot g_k \cdot b + \gamma_Q \cdot K_{FI} \cdot (q_k \cdot b)] = 9.85 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Käyttörajatilassa, tavallinen yhdistelmä

$$\psi_1 := 0.7$$

$$p_k := g_k \cdot b + \psi_1 \cdot (q_k \cdot b) = 6.45 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Voimasuureet

Taivutusmomentti

$$M_{Ed} := \frac{1}{8} \cdot p_d \cdot L^2 = 44.325 \cdot \text{kNm}$$

Leikkausvoima

$$V_{Ed} := \frac{1}{2} \cdot p_d \cdot L = 29.55 \cdot \text{kN}$$

## Taivutusmitoitus

Täydellinen leikkausliitos

$$N_{c,f} := A_p \cdot f_{yp,d} = 493.5 \cdot \text{kN}$$

Ratkaistaan puristetun betonin korkeus

$$x_{pl} := \frac{A_p \cdot f_{yp,d}}{b \cdot (0.85 \cdot f_{cd})} = 34.835 \cdot \text{mm}$$

Lasketaan taivutuskapasiteetti täydellisen leikkausliitoksen alueilla

$$M_{pl.Rd} := N_{c.f} \cdot \left( h - e - \frac{x_{pl}}{2} \right)$$

$$M_{pl.Rd} = 63.455 \cdot \text{kNm}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 69.852\%$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} \leq 1 & = \text{"OK"} \\ \text{"EI KESTÄ!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

## Leikkausliitos

Tarkistetaan pitkittäisen leikkauskestävyyden riittävyys osittaisen leikkausliitoksen menetelmällä.

Määritetään ensin täydellisen leikkausliitoksen saavuttamiseksi tarvittava leikkausjänne

$$L_{sf} := \frac{N_{c.f}}{\tau_{u.Rd} \cdot b}$$

$$L_{sf} = 0.731 \text{ m}$$

Jännitysresultantti

$$N_c(x) := \tau_{u.Rd} \cdot b \cdot x$$

Momenttivarsi

$$z(x) := h - \frac{x_{pl}}{2} - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_c(x)}{A_p \cdot f_{yp.d}}$$

Momenttikestävyyden apusuure

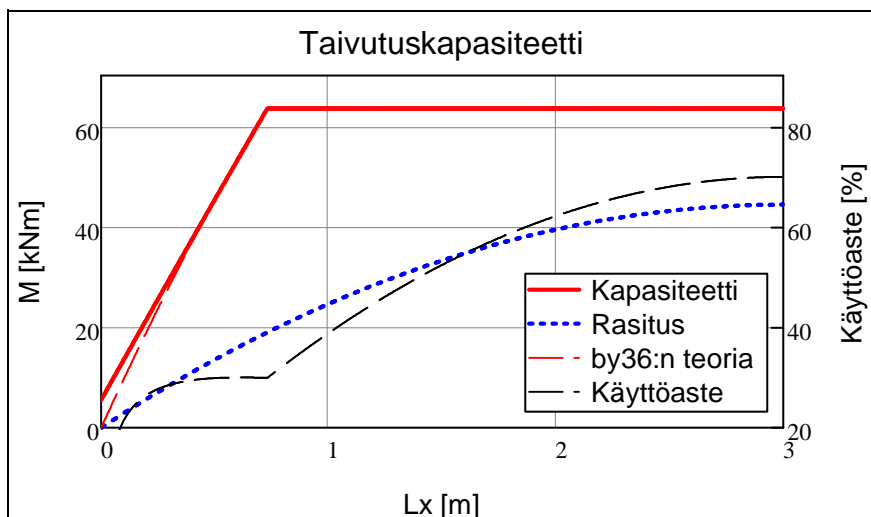
$$M_{pr}(x) := 1.25 \cdot M_{pa} \cdot \left( 1 - \frac{N_c(x)}{A_p \cdot f_{yp.d}} \right)$$

Momenttikestävyys

$$M_{Rd}(x) := \begin{cases} N_c(x) \cdot z(x) + M_{pr}(x) & \text{if } x < L_{sf} \\ M_{pl.Rd} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Tarkastellaan rakenteen hyväksyttävyyttä puolikkaan jänteen matkalla graafisesti piirtämällä momenttikapasiteetin kehitys samaan kuvaan taivutusrasituksen kanssa.

▣ Yksinkertainen (by36:n) teoria





Kuvasta nähdään, että kapasiteetikäyrä on kaikkialla taivutusmomenttikäyrän yläpuolella, joten leikkausliitos on riittävä. Ruukin CS48-liittolevyllä saavutettava leikkauskestävyys  $T_{u,Rd}$  on varsin hyvä, mikä näkyy kapasiteetikäyrän suurena kulmakertoimena. Lisäksi nähdään, että matalilla levyprofiileilla EC4:n tarkempi laskenta ei tuo merkittävää lisähyötyä by36:n teoriaan.

### Leikkausmitoitus

Tarkistetaan, riittääkö kapasiteetti leikkausraudoittamattomana rakenteena

$$d := \max(d_p, 200\text{mm}) = 200\text{mm} \quad b_w := \frac{b_0}{b_s} = 0.852$$

$$\nu_{\min} := 0.035 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 0.495 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \nu_{\min} \cdot b_w \cdot d \quad V_{Rd,c} = 84.354 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Käyttöaste

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c} \cdot 1\text{m}} = 35.031\%$$

$$\begin{array}{l} \text{"OK" if } \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c} \cdot 1\text{m}} < 1 = \text{"OK"} \\ \text{"EI KESTÄ!" otherwise} \end{array}$$

### Palomitoitus

$$\psi_{fi} := 0.3$$

$$\eta_{fi} := \min\left(\frac{b \cdot g_k + \psi_{fi} \cdot b \cdot q_k}{1.15 \cdot b \cdot g_k + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot b \cdot q_k}, \frac{b \cdot g_k + \psi_{fi} \cdot b \cdot q_k}{1.35 \cdot K_{FI} \cdot b \cdot g_k}\right) = 0.513$$

$$M_{fi,d,t} := \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 22.725 \cdot \text{kNm}$$

Tarkistetaan saatu voimasuureen arvo toisella laskentamenetelmällä.

$$\frac{1}{8} \cdot (b \cdot g_k + \psi_{fi} \cdot b \cdot q_k) \cdot L^2 = 22.725 \cdot \text{kNm}$$

Oletetaan, että on saatavilla raudoiteverkko, jonka silmäkoko vastaa liittolevyn poimujen jakoa. Tällöin jää tehtäväksi määrittää ainoastaan verkkoraudoitteen langan tarvittava halkaisija.

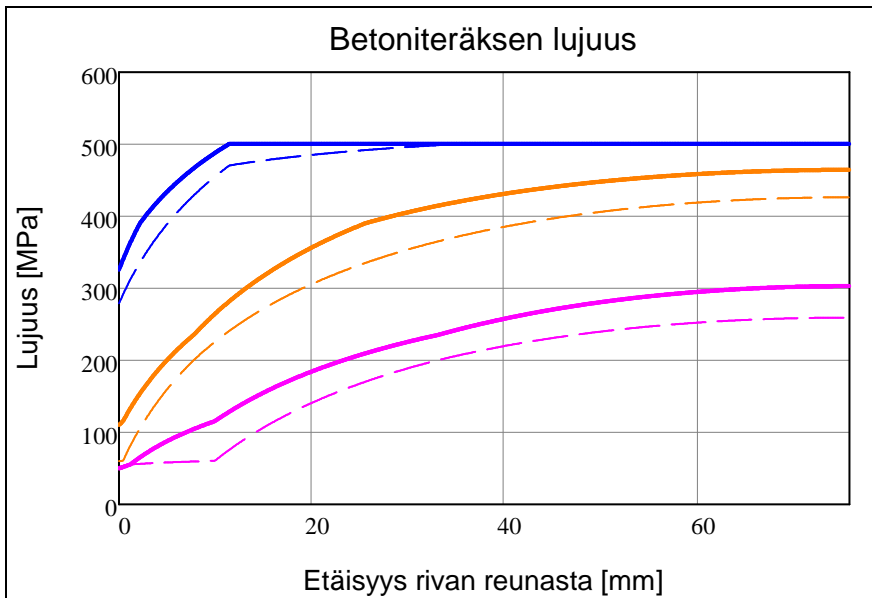
Valitaan paloluokka:

Valitaan teräslaatu:

Valitaan teräskoko:

Määritetään kuvaajaa apuna käyttäen betoniraudituksen lämpötila

Kuvaajan yhtälöt



$$f_{sd,\theta} := f_{sd,\theta}(\text{Teräslaatu, Paloluokka}) = 500 \cdot \text{MPa}$$

Lasketaan tarvittava raudoitemäärä 1 m levyiselle kaistalle

$$A_{s,fi} := \frac{M_{fi,d,t}}{f_{sd,\theta} \left( h - h_p + \frac{\phi}{2} \right)} \quad A_{s,fi} = 383.544 \cdot \text{mm}^2$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{\pi \cdot \phi^2}{4 \cdot (l_1 + l_3)} \geq \frac{A_{s,fi}}{1\text{m}} = \text{"OK"} \\ \text{"EI KESTÄ!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

## Käyttörajatila

### Betonin halkeilun rajoittaminen

Halkeilun rajoittamiseksi liittolaatan tuille on asennettava yläpintaan vähintään minimiraudoitus. Se on tukemaatoman rakennustavan yhteydessä 0.4 % poimujen yläpuolisen betonin poikkileikkauksalasta

$$A_{\min} := 0.4\% \cdot b \cdot h_c = 454 \cdot \text{mm}^2$$

Tukiraudoitusta valittaessa tulee huomioida myös muut rakenteelliset ohjeet, kuten irtileikkautumisen estävä raudoitus liittolaatan toimiessa liittopalkin laippana. Raudoitemääriä ei tarvitse kuitenkaan laskea yhteen, vaan täysin hyödynnetyn laatan tukiraudoituksen saa huomioida kokonaisuudessaan myös palkin poikittaisteräksinä. Nyt  $A_{\min}$  määrää yläpinnan teräsmäärän.

### Kimmoeroinsuhteet

Taipumalaskennassa saadaan käyttää pitkäaikaisten ja lyhytaikaisten vaikutusten kimmokerroinsuhteen keskiarvoa. Huomioidaan virumaluvun laskennassa vain umpibetonin paksuus.

▣ Virumaluvun määrittäminen

$$RH := 50 \quad h_0 = 227 \cdot \text{mm} \quad f_{ck} = 25 \cdot \text{MPa} \quad t_0 := 28 \quad t_e := \infty$$

$$n_0 := \frac{E_a}{E_{cm}} = 6.774 \quad \text{Lyhytaikaisten kuormien vaikutukset}$$

$$\varphi_t(RH, h_0, f_{ck}, t_0, t_e) = 2.599$$

$$\psi_p := 1.1$$

$$n_p := n_0 \cdot (1 + \psi_p \cdot \varphi_t(RH, h_0, f_{ck}, t_0, t_e)) = 26.143$$

Pitkäaikaisten kuomien vaikutukset

Keskiarvo

$$n := \frac{n_0 + n_p}{2} = 16.459$$

## Taipumat

Tarkistetaan, tarvitseeko taipumat laskea

$$\begin{aligned} \text{"TAIPUMAT OK"} & \quad \text{if } \frac{L}{d_p} \leq 16 & = \text{"LASKE TAIPUMAT!"} \\ \text{"LASKE TAIPUMAT!"} & \quad \text{otherwise} \end{aligned}$$

Taipumalaskennassa voidaan käyttää neliömomenttina halkeilleen ja halkeilemattoman poikkileikkauksen keskiarvoa, kun oletetaan, että kuormituskokein on osoitettu levyn pään liukuman huomiointi tarpeettomaksi.

Halkeillut poikkileikkaus

$$x_c(n) := \frac{A_p \cdot n}{b} \cdot \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_p}{A_p \cdot n}} - 1 \right)$$

$$I_{bc}(n) := I_p + A_p \cdot (d_p - x_c(n))^2 + \frac{b \cdot x_c(n)^3}{3 \cdot n}$$

$$I_{bc}(n) = 1.51 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

Halkeilemätön poikkileikkaus

$$b_{tr} := b_w \cdot 1 \text{ m} = 0.852 \text{ m}$$

$$x_u(n) := \frac{b \cdot \frac{h_c^2}{2} + b_{tr} \cdot h_p \cdot \left( h - \frac{h_p}{2} \right) + n \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_c + b_{tr} \cdot h_p + n \cdot A_p}$$

$$\begin{aligned} I_{bu}(n) := I_p + A_p \cdot (d_p - x_u(n))^2 + & \left[ \frac{b \cdot h_c^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot h_c}{n} \cdot \left( x_u(n) - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right] \dots \\ & + \left[ \frac{b_{tr} \cdot h_p^3}{12 \cdot n} + \frac{b_{tr} \cdot h_p}{n} \cdot \left( h - x_u(n) - \frac{h_p}{2} \right)^2 \right] \end{aligned}$$

$$I_{bu}(n) = 2.533 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

Neliömomenttein keskiarvo

$$I_b(n) := \frac{I_{bc}(n) + I_{bu}(n)}{2}$$

$$I_b := I_b(n) = 2.022 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

Tukien poiston aiheuttama taipuma

$$F_{g1} := g_k \cdot b \cdot \frac{L}{3} = 8 \cdot \text{kN}$$

Tuen poiston aiheuttama viivakuorma 1 m leveydelle

$$f_{g1} := \frac{23 \cdot F_{g1} \cdot L^3}{648 \cdot E_a \cdot I_b} = 14.448 \cdot \text{mm}$$

Hyötykuorman tavallisen kuormitusyhdistelmän aiheuttama taipuma

$$f_q := \frac{5}{384} \cdot \frac{\psi_1 \cdot q_k \cdot b \cdot L^4}{E_a \cdot I_b} = 9.739 \cdot \text{mm}$$

Taipuma yhteensä

$$f_{\max} := f_{g1} + f_q = 24.187 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{L}{f_{\max}} = 248.068$$

$$\frac{L}{f_q} = 616.077$$

"OK" if  $f_{\max} \leq \frac{L}{250} \wedge f_q \leq \frac{L}{300}$  = "TAIPUMA LIIAN SUURI!"  
"TAIPUMA LIIAN SUURI!" otherwise

Taipuma ei aivan täytä vaatimusta, mutta hyväksytään se silti, koska betonin omassa painossa ei ole huomioitu liittolaatan ripojen pienentävää vaikutusta. Lisäksi tukien poiston aiheuttama taipuma voidaan eliminoida esikorotuksella. Välipohjarakenteen kokonaistaipumaan on kuitenkin huomioitava myös liittolaattaa tukevien liittopalkkien taipuma ja tällöin esimerkkirakenne ei ole hyväksyttävä. Käytännössä palkkien k/k-jaon pienentäminen olisi ensimmäinen korjauskeino.

**Perustiedot**

kNm := kN·m    ORIGIN := 1

Mitoitetaan liittolaattavälipohja standardin EN 1994-1-1 ja EN 1994-1-2 mukaan, kun laattaa tukee liitteessä 1 mitoitettu palkisto. Kuormat ovat myös identtiset liitteen 1 esimerkin kanssa. Mitoitetaan liittolaatta jonona yksiaukkoisia laattoja ja asennetaan tuelle vain halkeilua rajoittava minimiraudoitus. Tässä esimerkissä tarkastellaan vain liittorakennetta ja oletetaan, että käytetty valunaikainen tuenta on riittävä työnaikaisille kuormituksille (taipuma tuoreen betonin kuormittamana  $< L/180$ ).

L := 6m	Jänneväli
$k_{II}$ := 2m	Liittolevyn valunaikaisten tukien k/k-jako
h := 160mm	Liittolaatan kokonaispaksuus
b := 1m	Liittolaatan tarkasteluleveys

**Poikkileikkauksen geometria**

Valitaan liittolevy ja materiaalivahvuus:

CS48; 0.9 mm

## ▶ Liittolevyn ominaisuudet

$t_p := \text{Omin(Levy)}_1 \cdot \text{mm} = 0.86 \cdot \text{mm}$	$b_0 := \text{Omin(Levy)}_2 \cdot \text{mm} = 159.77 \cdot \text{mm}$
$h_p := \text{Omin(Levy)}_3 \cdot \text{mm} = 46.5 \cdot \text{mm}$	$l_1 := \text{Omin(Levy)}_4 \cdot \text{mm} = 159.77 \cdot \text{mm}$
$l_2 := \text{Omin(Levy)}_5 \cdot \text{mm} = 175.5 \cdot \text{mm}$	$l_3 := \text{Omin(Levy)}_6 \cdot \text{mm} = 27.73 \cdot \text{mm}$
$\tau_{uk} := \text{Omin(Levy)}_7 \text{ MPa} = 0.844 \cdot \text{MPa}$	$A_s := \text{Omin(Levy)}_8 \text{ mm}^2 = 1.41 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$
$b_r := l_3 = 27.73 \cdot \text{mm}$	$b_s := l_1 + l_3 = 187.5 \cdot \text{mm}$

Liittolevyn yläpuolisen umpibetonin paksuus

$$h_c := h - h_p = 113.5 \cdot \text{mm}$$

Liittolevyn neutraaliakselin etäisyys levyn alapinnasta

$$e := 14 \cdot \text{mm} \quad \text{Painopisteakseli}$$

$$d := h - e = 146 \cdot \text{mm} \quad \text{Laatan tehollinen paksuus}$$

**Materiaalit**

Betoni K30    K := 30

$$f_{ck} := 0.7 \cdot K \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5$$

$$f_{ctk} := 0.2 \cdot K^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} = 1.931 \cdot \text{MPa}$$

$$E_c := 5000 \cdot \sqrt{K} \cdot \text{MPa} = 2.739 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

Betoniteräs A500HW

$$f_{ryk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_r := 1.2$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.287 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cd} := 583 \cdot K \cdot \text{MPa} = 1.749 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ryd} := \frac{f_{ryk}}{\gamma_r} = 416.667 \cdot \text{MPa}$$

Liittolevy S350

$$f_y := 350 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.1 \quad f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_s} = 318.182 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{uk} = 0.844 \cdot \text{MPa} \quad \gamma_{VS} := 1.25 \quad \tau_{ud} := \frac{\tau_{uk}}{\gamma_{VS}} = 0.675 \cdot \text{MPa}$$

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

**Kuormat**

Liittolaatan omapaino

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad g_k := h \cdot \rho_c = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hyötykuorma (B1 mukainen kokoontumiskuorma + väliseinät)

$$q_k := (2.5 + 0.5) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Kuormien yhdistely**

Murtorajatilassa

$$p_d := 1.2 \cdot g_k \cdot b + 1.6 \cdot (q_k \cdot b) = 9.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Käyttöraajatilassa

$$p_k := g_k \cdot b + (q_k \cdot b) = 7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Voimasuureet**

Taivutusmomentti

$$M_d := \frac{1}{8} \cdot p_d \cdot L^2 = 43.2 \cdot \text{kNm}$$

Leikkausvoima

$$V_d := \frac{1}{2} \cdot p_d \cdot L = 28.8 \cdot \text{kN}$$

**Taivutusmitoitus**

Täydellinen leikkausliitos

$$A_c := b \cdot d = 1.46 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\omega := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.219$$

$$M_u := \omega \cdot \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \quad M_u = 58.313 \cdot \text{kNm}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_d}{M_u} = 74.084 \cdot \%$$

$$\begin{array}{l} \text{"OK"} \quad \text{if} \quad \frac{M_d}{M_u} \leq 1 \quad = \text{"OK"} \\ \text{"EI KESTÄ!"} \quad \text{otherwise} \end{array}$$

### Leikkausliitos

Koska tarvittavia parametreja m-k-menetelmän käyttämiseksi ei ole saatavilla, käytetään leikkausliitoksen tarkistamiseksi yksinkertaistettua osittaisen leikkausliitoksen menetelmää.

Määritetään ensin täydellisen leikkausliitoksen saavuttamiseksi tarvittava leikkausjänne

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} \quad a_{b2min} := \frac{\rho \cdot d \cdot f_{yd}}{\tau_{ud}} \quad a_{b2min} = 0.664 \text{ m}$$

Puristetun betonin korkeus

$$x_1(x) := \frac{\frac{x}{a_{b2min}} \cdot A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}}$$

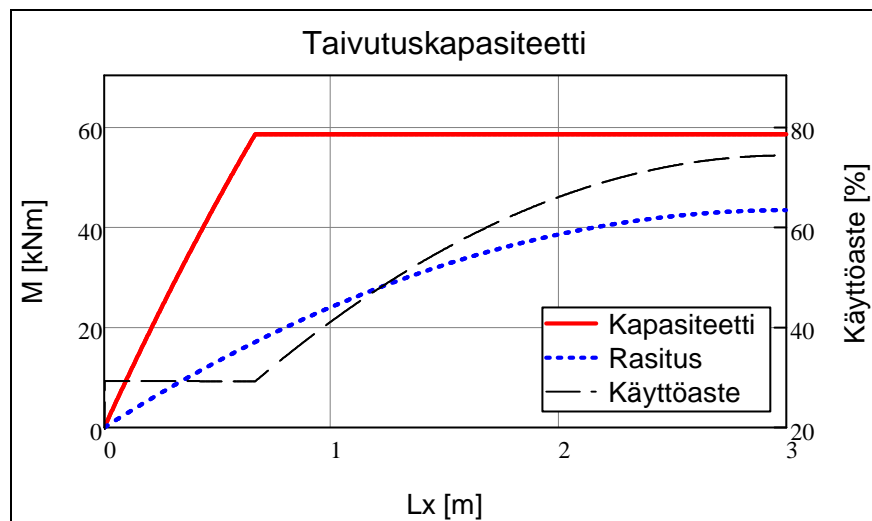
Momenttivarsi

$$z_1(x) := d - 0.5 \cdot x_1(x)$$

Momenttikestävyys

$$M_{sd,i}(x) := \begin{cases} z_1(x) \cdot \left( \frac{x}{a_{b2min}} \cdot A_s \cdot f_{yd} \right) & \text{if } x \leq a_{b2min} \\ z_1(a_{b2min}) \cdot A_s \cdot f_{yd} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Tarkastellaan rakenteen hyväksyttävyyttä puolikkaan jänteen matkalla graafisesti piirtämällä momenttikapasiteetin kehitys samaan kuvaan taivutusrasituksen kanssa.



Kuvasta nähdään, että kapasiteettikäyrä on kaikkialla taivutusmomenttikäyrän yläpuolella, joten leikkausliitos on riittävä. Käyttöasteet ovat hieman korkeammat kuin EC4:n mukaan laskettaessa.

### Leikkausmitoitus

Tarkistetaan, riittääkö kapasiteetti leikkausraudoittamattomana rakenteena. Ei siis huomioida liittolevyä.

$$k := \max\left(1.6 - \frac{d}{m}, 1\right) = 1.454 \quad \rho := 0$$

$$V_{cu} := 0.3 \cdot k \cdot (1 + 50\rho) \cdot b \cdot d \cdot f_{ctd} \quad V_{cu} = 81.983 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Käyttöaste

$$\frac{V_d}{V_{cu}} = 35.129\%$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{V_d}{V_{cu}} < 1 & = \text{"OK"} \\ \text{"EI KESTÄ!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

**Palomitoitus**

$$q_T := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Palotilanteen hyötykuorma}$$

$$M_{dT} := \frac{1}{8} \cdot (g_k \cdot b + q_T \cdot b) \cdot L^2 = 21.375 \cdot \text{kNm}$$

$$V_{dT} := \frac{1}{2} \cdot (g_k \cdot b + q_T \cdot b) \cdot L = 14.25 \cdot \text{kN}$$

Oletetaan, että on saatavilla raudoiteverkko, jonka silmäkoko vastaa liittolevyn poimujen jakoa. Tällöin jää tehtäväksi määrittää ainoastaan verkkoraudoitteen langan tarvittava halkaisija.

Valitaan paloluokka:

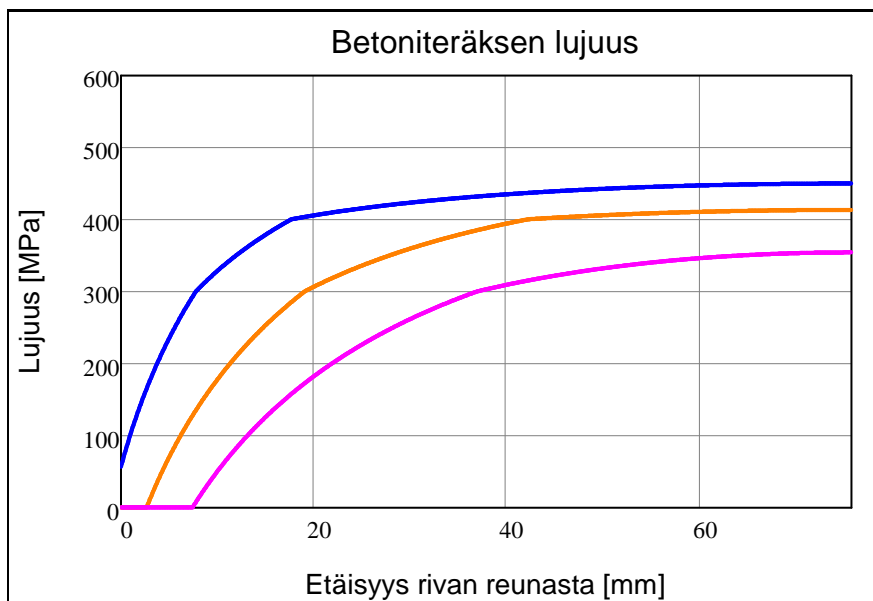
R60

Valitaan teräskoko:

T10

Määritetään kuvaajaa apuna käyttäen betoniraudituksen lämpötila

▣ Kuvaajan yhtälöt



$$f_{ryT} := f_{ryT} \left( \frac{l_1 - \phi}{2}, \text{Paloluokka} \right) = 449.668 \cdot \text{MPa}$$

Lasketaan tarvittava raudoitemäärä 1 m levyiselle kaistalle

$$A_{rT} := \frac{M_{dT}}{f_{ryT} \left( h - h_p + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$A_{rT} = 401.14 \cdot \text{mm}^2$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{\pi \cdot \phi^2}{4 \cdot (l_1 + l_3)} \geq \frac{A_{rT}}{1\text{m}} & = \text{"OK"} \\ \text{"EI KESTÄ!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

"EI KESTÄ!" otherwise



**Käyttörajatila****Betonin halkeilun rajoittaminen**

Halkeilun rajoittamiseksi liittolaatan tuille on asennettava yläpintaan vähintään minimirauδοitus.

$$A_T := 0.25 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{ryk}} \cdot A_c = 140.961 \cdot \text{mm}^2$$

Tämä on vähemmän kuin palkin poikkaisraudoituksen vaatima teräsmäärä. Halkeilua rajoittava teräsmäärä on lisäksi huomattavasti pienempi kuin EC4:n vaatima määrä (468 mm<sup>2</sup>/m).

**Taipumat**

Arvioidaan taipumia yksiaukkoisena rakenteena vastaavasti, kuten meneteltiin EC4:n mukaaan. Taipumalaskennassa voidaan käyttää neliömomenttina halkeilleen ja halkeilemattoman poikkileikkauksen keskiarvoa

Kimmokerroinsuhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cd}} = 12.007$$

Halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 9.658 \times 10^{-3}$$

$$k_x := \sqrt{(\alpha_e \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \alpha_e \cdot \rho} - \alpha_e \cdot \rho = 0.379$$

$$EI_T := \left(1 - \frac{k_x}{3}\right) \cdot (1 - k_x) \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 \quad EI_T = 3.422 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

$$EI_c := \frac{E_{cd} \cdot b \cdot h_c^3}{12} = 2.131 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha_i := \frac{0.25 \cdot h^2 \cdot E_s \cdot A_s}{EI_c} = 0.889$$

$$EI_i := (1 + \alpha_i) \cdot EI_c \quad EI_i = 4.026 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Keskiarvojäykkyys

$$EI_{im} := \frac{EI_T + EI_i}{2} \quad EI_{im} = 3.724 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Tukien poiston aiheuttama taipuma

$$F_{g1} := g_k \cdot b \cdot \frac{L}{3} = 8 \cdot \text{kN} \quad \text{Tuen poiston aiheuttama viivakuorma 1 m leveydelle}$$

$$f_{g1} := \frac{23 \cdot F_{g1} \cdot L^3}{648 \cdot EI_{im}} = 16.47 \cdot \text{mm}$$

Hyötykuorman aiheuttama taipuma

$$f_q := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot b \cdot L^4}{EI_{im}} = 13.594 \cdot \text{mm}$$

Taipuma yhteensä

$$f_{\max} := f_{g1} + f_q = 30.064 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{L}{f_{\max}} = 199.571$$

$$\frac{L}{f_q} = 441.356$$

```
"OK" if  $f_{\max} \leq \frac{L}{250} \wedge f_q \leq \frac{L}{300}$  = "TAIPUMA LIIAN SUURI!"  
"TAIPUMA LIIAN SUURI!" otherwise
```

Taipuma on yli 20 % suurempi kuin EC4:n mukaan laskettu. Tämä johtuu yhtäältä taivutusjäykkyyksien arvoista ja toisaalta käyttötilan kuormien suuruudesta. Molemmat tekijät ovat EC4:ssä epävarmalla puolella by36:een verrattuna, joten tuloksen saattoi ennakoida.