



SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU  
SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Joona Haukilehto

---

## Leukapalkin mitoitus

Opinnäytetyö

Kevät 2023

Insinööri (AMK), Rakennustekniikka



SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU

## Opinnäytetyön tiivistelmä

Tutkinto-ohjelma: Insinööri (AMK), Rakennustekniikka

Suuntautumisvaihtoehto: Talonrakennustekniikka

Tekijä: Joonas Haukilehto

Työn nimi: Leukapalkin mitoitus

Ohjaaja: Martti Perälä

Vuosi: 2023

Sivumäärä: 108

Liitteiden lukumäärä: 1

---

Opinnäytetyön tavoitteena oli mitoittaa leukapalkki eurokoodia käyttäen sekä tehdä Excel-pohjainen laskentaohjelma A-Insinöörit Suunnittelu Oy:lle. Työn tarkoituksena oli syventää tietämystä teräsbetonirakenteiden mitoituksesta sekä tuottaa yritykselle työkalu, jolla nopeutetaan suunnittelua.

Opinnäytetyössä käytiin läpi teoriaa palkin mitoituksesta murto- ja käyttörajatiloissa ja viimeisenä tehtiin mallilaskelma, jossa sovellettiin teoriaosiota yksiaukkoisen leukapalkin mitoittamiseksi. Murtorajatilassa tutkittiin palkin uuman taivutus-, leikkaus- ja väännönkestävyys sekä sitä, että pääterästen ankkurointipituus on riittävä palkin tuella. Murtorajatilassa tutkittiin myös, että leukojen leikkaus- ja vetokestävyys uumaan riittävät sekä mitoitettiin ontelolaataston saumateräs, jotta se kestää palkille tulevan vääntörasituksen.

Käyttörajatilassa tehtiin halkeamaleveystarkastelu, määritettiin palkin kokonaistaipuma sekä palkin ja ontelolaataston liittovaikutuksen alkamisajankohdan jälkeinen taipuma, joka on oleellinen ontelolaataston kestävyys kannalta. Mitoituksen lisäksi työssä kerrottiin teräsbetonin mitoitukseen liittyvistä yleisistä ominaisuuksista, leukapalkin yleisistä liitoksista ympäröiviin rakenteisiin sekä leukapalkin asennusaikaisesta tuennasta ja sen vaikutuksesta palkkiin kohdistuviin rasituksiin.

<sup>1</sup> Asiasanat: teräsbetoni, rakennesuunnittelu, murtorajatila, käyttörajatila

SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

## **Thesis abstract**

Degree programme: Construction Engineering

Specialisation: Building Construction

Author: Joonas Haukilehto

Title of thesis: Structural design of an inverted T beam

Supervisor: Martti Perälä

Year: 2023

Number of pages: 108

Number of appendices: 1

---

The goal of the thesis was to perform structural design for an inverted T-beam using Eurocode and to develop an Excel-based calculation program for A-Insinöörit Suunnittelu Oy. The purpose of the thesis was to deepen the knowledge of the structural design of reinforced concrete structures and to provide the company with a tool to expedite the design process.

The thesis covered the theory of beam structural design in the ultimate and serviceability limit states. It includes an example calculation applying the theoretical aspects to structurally design a single-span inverted T-beam. In the ultimate limit state, the bending, shear, and torsional capacity of the beam's web were examined, along with ensuring that the anchorage length of the main reinforcement at the support was sufficient. Additionally, during the examination in the ultimate limit state, the shear and tensile capacity between the flanges and the web were assessed and the reinforcement design for the hollow-core slab joints was performed to ensure its resistance to the torsional load applied to the beam.

In the serviceability limit state, a crack control analysis was conducted to assess crack widths. Additionally, the total deflection of the beam was determined, as well as the deflection after the initiation of the composite interaction between the beam and the hollow-core slab, which was crucial for ensuring the durability of the hollow-core slab.

<sup>1</sup> Keywords: reinforced concrete, structural design, ultimate limit state, serviceability limit state

## SISÄLTÖ

Opinnäytetyön tiivistelmä .....	2
Thesis abstract .....	3
SISÄLTÖ .....	4
Kuvio- ja taulukkoluetelo .....	6
Käytetyt termit ja lyhenteet.....	9
1 JOHDANTO .....	10
2 BETONIRAKENTEIDEN OMINAISUUDET .....	11
2.1 Betonin säilyvyys.....	11
2.1.1 Rasitusluokat .....	11
2.1.2 Betonipeitteen vähimmäisvaatimus.....	12
2.2 Betonin lujuus.....	14
2.2.1 Lujuuden kehittyminen .....	15
2.2.2 Puristuslujuus.....	16
2.2.3 Vetolujuus .....	16
2.2.4 Jännitys-muodonmuutos .....	17
2.3 Betoniteräksiset .....	19
2.3.1 Betoniteräsluokat .....	19
2.3.2 Mekaaniset ominaisuudet .....	21
2.4 Palonkestävyys .....	22
3 LEUKAPALKKI .....	24
3.1 Ontelolaatat palkilta tuettuna .....	25
3.2 Leukapalkin liittyminen runkoon .....	26
3.3 Asennusaikainen tuenta .....	28
4 PALKIN MITOITUS MURTORAJATILASSA .....	30
4.1 Taivutus.....	30
4.2 Leikkaus .....	35
4.3 Vääntö.....	42
4.4 Yhdistetyt rasitukset .....	53

4.5	Leuan mitoitus .....	54
4.6	Ankkurointi .....	55
5	MITOITUS KÄYTTÖRAJATILASSA .....	64
5.1	Halkeamaleveyden rajoittaminen .....	68
5.2	Taipuman rajoittaminen .....	72
6	MALLILASKELMA .....	77
6.1	Lähtötiedot .....	77
6.2	Taivutus .....	78
6.3	Leikkaus .....	81
6.4	Ankkurointi .....	84
6.5	Leuan mitoitus .....	85
6.6	Vääntö .....	90
6.7	Yhdistetyt rasitukset .....	93
6.8	Murtorajatilamitoituksen yhteenveto .....	94
6.9	Halkeilun määrittäminen .....	95
6.10	Halkeamaleveys .....	99
6.11	Taipuma .....	100
6.12	Käyttörajatilan yhteenveto .....	105
7	YHTEENVETO .....	106
	LÄHTEET .....	107
	LIITTEET .....	108

## Kuvio- ja taulukkoluetelo

Kuvio 1. Jännitys-muodonmuutosriippuvuus eri lujuusluokille koetulosten perusteella.....	18
Kuvio 2. Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoitusarvot .....	21
Kuvio 3. leukapalkin mittasuosituksia .....	24
Kuvio 4. Esimerkki saumaraudoituksen ankkuroinnista reunapalkilla .....	26
Kuvio 5. Keskipalkin liitos.....	26
Kuvio 6. Esimerkki pulttiliitoksesta. ....	27
Kuvio 7. AEP piilokonsoliliitos betonielementtirungossa .....	28
Kuvio 8. Taivutetun teräsbetonipalkin venymä ja jännitys jakauma. ....	30
Kuvio 9. Pääjännitykset tasaisesti kuormitetussa palkissa.....	35
Kuvio 10. Leikkausjännitys ja -muodonmuutos .....	36
Kuvio 11. Ristikkomenetelmän mukainen ristikkorakenne palkissa .....	38
Kuvio 12. Ristikkomentelmän mukaiset voimasuureet .....	38
Kuvio 13. Hakojen ja puristussauvan kaltevuuksien vaikutus leikkauskestävyyteen .....	41
Kuvio 14. Vasemmalla ulokepalkissa esiintyvä tasapainottava vääntö, oikealla vaakaleikkaus .....	43
Kuvio 15. Yksiaukkoisen palkin vääntömomenttijakauma pistemäisen ja tasaisesti jakautuneen vääntömomentin osalta .....	44
Kuvio 16. Vääntörasitetun sauvan ristikkomalli .....	45
Kuvio 17. Vääntörasitetun sauvan pääjännitykset ja halkeamat .....	46
Kuvio 18. Mielivaltaisen ja suorakaiteen muotoisten poikkileikkausten teholliset vääntöpoikkileikkaukset .....	47

Kuvio 19. Raudoitus poikkileikkauksessa .....	48
Kuvio 20. Monimuotoisen poikkileikkauksen osien määrittely.....	50
Kuvio 21. Voimapari ontelolaataston ja reunapalkin välillä .....	52
Kuvio 22. Leuan mitoituksen ristikkomallit .....	54
Kuvio 23. Raudoituksen voiman siirtyminen betonille .....	56
Kuvio 24. Suoran tangon ankkuroituminen .....	57
Kuvio 25. Tartuntaolosuhteiden määrittely .....	58
Kuvio 26. Taulukon 8 ankkurointityypin määritelmät.....	61
Kuvio 27. K kertoimen arvot taulukkoon 8.....	61
Kuvio 28. $C_d$ mitan määrittely .....	61
Kuvio 29. Leikkausraudoituksen määrän vaikutus ankkurointipituuteen .....	63
Kuvio 30. Teräsbetonipoikkileikkauksen määrittely halkeamattomassa tilassa.....	65
Kuvio 31. Tehollisen raudoitussuhteen määrittäminen .....	70
Kuvio 32. Riippuvuus raudoituksen halkeamassa vaikuttavan venymän ( $\epsilon_s$ ) ja keskimääräisen venymän ( $\epsilon_{cm}$ ) välillä .....	71
Kuvio 33. Palkin taipuman osat.....	72
Kuvio 34. Leukapalkin poikkileikkaus ja mittatiedot, ei mittakaavassa.....	77
Kuvio 35. Raudoituksen sijoittelu, ei mittakaavassa. ....	95
 Taulukko 1. Standardin EN 206 ja Betoninormien by50 mukaiset rasitusluokat X0, XC ja XD.....	11

Taulukko 2. Standardin EN 206 ja Betoninormien by50 mukaiset rasitusluokat XS, XF ja XA.....	12
Taulukko 3. Betonipeitteen vähimmäisarvot eri rasitusluokissa 50 vuoden käyttöiälle .....	14
Taulukko 4. Betonin lujuusluokat .....	15
Taulukko 5. Vapaasti tuettujen teräsbetonipalkkien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot.....	23
Taulukko 6. Puristusvyöhykkeen määrittelyyn tarvittavat parametrit $\eta$ ja $\lambda$ .....	31
Taulukko 7. Tasapainoraidoituksen mukaiset $\beta_{bd}$ ja $\mu_{bd}$ .....	34
Taulukko 8. Ankkurointipituuden $\alpha$ -kertoimien arvot .....	60
Taulukko 9. Jännitysrajoitukset kansallisen liitteen mukaan, suluissa eurokoodin suositusarvot.....	68
Taulukko 10. Halkeamaleveyden raja-arvot.....	68
Taulukko 11. Laskennassa käytettävät kertoimet .....	70
Taulukko 12. Taipumakertoimen K arvo .....	73



## Käytetyt termit ja lyhenteet

<b>Käyttörajatila</b>	Käyttörajatilassa betonirakenteen tai sen osan normaali toiminta häiriintyy, mutta se ei aiheuta välitöntä vaaraa rakenteen turvallisuudelle. Betonirakenteiden tyypillisiä käyttörajatilanteita ovat palkkien ja laattojen halkeamaleveysraja-tila sekä taipumarajatilat.
<b>Murtorajatilat</b>	Murtorajatilassa rakenteen sortuminen tai sen edeltävä tila aiheuttavat vaaraa ihmisten turvallisuudelle tai omaisuudelle betonirakenteissa. Tyypillisiä murtorajatilajoja betonirakenteille ovat palkkien ja laattojen taivutusmurto, palkkien ja laattojen leikkausmurto sekä pilarien nurjahdusmurto.
<b>Tasapainottava vääntö</b>	Tasapainottava vääntö viittaa kuormitustilanteeseen, jossa rakenne saavuttaa kriittisen vääntökestävyyden murtokestävyyden näkökulmasta, eli rakenne murtuu, mikäli sen vääntökestävyys ei ole riittävä. Teräsbetonirakenteet tulevat tällaisessa tasapainottavan väännön tilanteessa mitoittamaan murtorajatilassa.
<b>Yhteensopivuusvääntö</b>	Yhteensopivuusvääntö viittaa vääntörasitukseen, joka syntyy palkissa, kun se mukautuu liittyvien rakenteiden aiheuttamiin muodonmuutoksiin. Murtorajatilassa yhteensopivuusvääntö häviää osittain tai kokonaan johtuen palkin halkeilusta tai palkin tuella tapahtuvista muodonmuutoksista.

# 1 JOHDANTO

Opinnäytetyön toimeksiantajana on A-Insinöörit Suunnittelu Oy. Työn tavoitteena on syventää osaamista teräsbetonirakenteiden mitoituksessa sekä tehdä yritykselle Excel-mitoituspohja, jolla suunnittelija voi nopeuttaa leukapalkin mitoitusta.

Työssä käydään läpi teräsbetonisen palkin mitoitusta eurokoodeilla murto- ja käyttörajatilassa sekä teräsbetonisen rakenteen mitoitukseen liittyvää teoriaa, palkin liittymistä muihin rakenteisiin, taipuisan tuen vaikutusta ontelolaataston kestävyYTEEN sekä asennusaikaista tuentaa ja sen vaikutusta palkkiin kohdistuviin rasituksiin. Työssä ei käsitellä palkin nostolenkkejä. Työn lopussa käydään mallilaskelman avulla yksiaukkoisen leukapalkin mitoitusprosessi läpi murto- ja käyttörajatilassa soveltaen teoriaosuutta.

Murtorajatilassa leukapalkki mitoitetaan taivutus-, leikkaus- ja vääntörasituksille sekä varmistetaan vetoraudoituksen riittävä ankkurointipituus tuelle. Muita murtorajatilassa tehtäviä tarkasteluja ovat leukojen leikkaus- ja vetokestävyys uumaan sekä leukapalkin uuman ja ontelolaataston saumavalujen välille ankkuroitavan teräksen vaadittava paksuus.

Käyttörajatilassa tutkitaan taipumaa ja halkeilua. Halkeamaleveys rajataan rasitusluokan mukaisella suurimmalla sallitulla halkeamaleveydellä. Taipumatarkastelussa tutkitaan palkin kokonaistaipumaa sekä ontelolaataston ja palkin liittovaikutuksen alkamisen jälkeistä taipumaa, jolla on vaikutusta ontelolaataston kestävyYTEEN.

## 2 BETONIRAKENTEIDEN OMINAISUUDET

### 2.1 Betonin säilyvyys

#### 2.1.1 Rasitusluokat

Rasitusluokat on luokiteltu ympäristön vaikutusten perusteella, jolloin saadaan määriteltyä vaatimukset betonin laadulle ja raudoituksen suojaavalle betonipeitteelle (Leskelä, 2008, s. 50). Taulukoissa 1 ja 2 on esitetty betonin rasitusluokat standardin EN 206 mukaan.

Taulukko 1. Standardin EN 206 ja Betoninormien by50 mukaiset rasitusluokat X0, XC ja XD (Leskelä, 2008, s. 50).

Rasitusluokka	Olosuhteiden kuvaus	Opastavia esimerkkejä rasitusluokan esiintymisestä
1. Ei kemiallista- tai syöpymisrasitusta		
X0	Raudoittamaton tai metalliosia sisältämätön betoni, teräsbetoni täysin kuivissa olosuhteissa	Sisätiloissa, joissa hyvin alhainen ilmankosteus
2. Karbonatisaatiosta aiheutuva korroosio		
XC1	Pysyvästi kuiva tai märkä	Sisätiloissa tai pysyvästi veden alla oleva betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betoni pitkiä aikoja kosketuksissa veteen, esim. perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni rakennuksen sisällä kosteissa olosuhteissa. Sateelta suojattu ulkona oleva betoni
XC4	Kuiva ja märkä vaihtelee	Betoni, joka on kosketuksissa veden kanssa, muttei kuulu rasitusluokkaan XC2
3. Klorideista johtuva korroosio		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betoni, johon kohdistuu ilman kautta leviäviä klorideja
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Klorideja sisältävälle teollisuusvedelle alttiina oleva betoniosa
XD3	Kuiva ja märkä vaihtelee	Klorideja sisältävälle roiskeelle alttiit rakenteet esim. parkkitalojen laatat ja siltojen osat

Taulukko 2. Standardin EN 206 ja Betoninormien by50 mukaiset rasitusluokat XS, XF ja XA (Leskelä, 2008, s. 50).

Rasitusluokka	Olosuhteiden kuvaus	Opastavia esimerkkejä rasitusluokan esiintymisestä
<b>4. Meriveden klorideista johtuva korroosio</b>		
XS1	Ilmaperäinen suolarasitus, ei kosketusta meriveteen	Rakenteet rannikon läheisyydessä
XS2	Pysyvä kosketus meriveteen	Merirakenteiden osat
XS3	Vuorovesien vaikutus, roiskevyöhykeolosuhteet	Merirakenteiden osat
<b>5. Jäätymis-sulamisrasitus</b>		
XF1	Kohtalainen vettyminen ilman jäänpoistosuolan vaikutusta	Pystysuora betonipinta, joka alttiina sateelle ja jäätymiselle
XF2	Kohtalainen vettyminen, altistuu jäänpoistosuolalle	Pystysuora betonipinta, joka alttiina jäätymiselle ja ilman kautta leviävien suolojen rasitukselle tie-rakenteissa
XF3	Runsas vettyminen ilman jäänpoistosuolan vaikutusta	Vaakasuora betonipinta, joka alttiina sateelle ja jäätymiselle
XF4	Runsas vettyminen, altistuu jäänpoistosuolalle	Teiden ja siltojen kannet, jotka alttiina jäänpoistusuoloille. Betonipinta joka alttiina jäänpoistusuoloille ja jäätymiselle
<b>6. Kemiallinen rasitus</b>		
XA1	Kemiallinen ympäristö lievästi aggressiivinen EN 206 taulukon 2 mukaan	Pohjavesi ja maaperä
XA2	Kemiallinen ympäristö kohtalaisen aggressiivinen EN 206 taulukon 2 mukaan	Pohjavesi ja maaperä
XA3	Kemiallinen ympäristö hyvin aggressiivinen EN 206 taulukon 2 mukaan	Pohjavesi ja maaperä

### 2.1.2 Betonipeitteen vähimmäisvaatimus

Kaikkia ruostuvia betoniteräksiä koskee betonipeitevaatimus, ja se määritetään pintaa lähempänä olevaan teräkseen riippumatta siitä, onko kyseessä rakenteellisesti toimiva raudote vai vain asennusteräs (Nykyri, 2020, s. 66).

Säilyvyyden ja tartunnan mukaisen betonipeitevaatimuksen perusteella määritellään kaavalla (1) betonin peitepaksuus (Nykyri, 2020, s. 74). Jos runkoaineen maksimiraekoko on suurempi kuin 32 mm, betonipeitepaksuutta lisätään 5 mm verran tankopaksuuden perusteella määritettyyn arvoon (Nykyri, 2020, s. 61).

$$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min,b} \\ c_{min,dur} \\ 10 \text{ mm} \end{cases} \quad (1)$$

missä

$c_{min,b}$  = tartunnan mukainen vaatimus kaavan (2) mukaan

$c_{min,dur}$  = ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus taulukon 3 mukaan

$$c_{min,b} = \max \begin{cases} \phi_{pääteräs} - \phi_{haka} \\ \phi_{haka} \end{cases} \quad (2)$$

Nimellisarvo betonipeitteelle ( $c_{nom}$ ) saadaan kaavasta (3) lisäämällä vähimmäisarvoon mittapoikkeama ( $\Delta c_{dev}$ ) (Nykyri, 2020, s. 74–75). Mittapoikkeaman arvo määräytyy mittatarkkuuden perusteella. Normaalilla (toleranssiluokan 1) mittatarkkuudella arvo on 10 mm.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3)$$

Raudoituksen sijoittelua suunniteltaessa täytyy huomioida edellä määritetty betonipeite ja palonkestävyyden vaatima keskiöetäisyys (Nykyri, 2020, s. 75). Alhaisilla palonkestoluokilla säilyvyyden ja tartunnan vaatimukset ovat yleensä määrääviä, kun taas korkeammilla palonkestävyysluokilla palonkestävyyden mukainen vaatimus voi olla määräävä. Kappaleen 2.4 taulukossa 5 nähdään palonkeston kannalta vähimmäisvaatimus keskiöetäisyydelle.

Taulukko 3. Betonipeitteen vähimmäisarvot eri rasitusluokissa 50 vuoden käyttöiälle (Nykyri, 2020, s. 66).

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm)							
Kriteeri	Rasitusluokka						
	X0	XC1	XC2	XC3 XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS2
Betoniteräs	10	10	20	25	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	45	50
100 vuoden suunnittelu käyttöikä	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5
<p>Huomautuksia</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– Tartuntajänteille, joiden pitkäaikainen jännitys käyttörajatilassa on korkeintaan <math>400\text{N/mm}^2</math>, sovelletaan betoniteräkselle asetettuja vaatimuksia.</li> <li>– Betonipeitteen vähimmäisarvoa voidaan pienentää 5 mm, mikäli betonin lieriölujuus on vähintään 10 MPa suurempi kuin säilyvyyden kannalta vaadittava vähimmäislieriölujuus.</li> <li>– Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset koskevat myös jänneterästen ankkureita ja valuun asennettavia metalliosia, ellei niitä ole korroosiosuojattu rasitusluokkaa vastaavaksi</li> <li>– Betonin säilyvyyden tulee myös muilta osin täyttää 100 vuoden käyttöikävaatimus, mikäli rakenteen suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta.</li> </ul>							

## 2.2 Betonin lujuus

Tärkein rakennetekninen ominaisuus betonilla on sen kyky kestää suurta puristusrasitusta (Nykyri, 2020, s. 35). Puristuslujuuden perusteella betoni luokitellaan lujuusluokkiin, joista saadaan laskettua muut suunnittelussa käytettävät mekaaniset ominaisuudet.

Standardikokeilla määritetään lujuus, eurokoodin mukaan joko kuutiokokeen tai lieriökokeen avulla (Nykyri, 2020, s. 37). Sivumitta koekuutiolla on 150 mm. Lieriön pituus on 300 mm ja halkaisija 150 mm. Koekappaleilla saatujen tulosten suhde on välillä 0,78–0,85 eli lieriön koetulos on 0,78–0,85 kertaa kuution koetulos. Lujuusluokasta C20/25 selviää ominaislujuudet lieriölle 20 MPa sekä kuutiolle 25 MPa.

Taulukko 4. Betonin lujuusluokat (Nykyri, 2020, s. 37).

<b>Lujuus- luokka</b>	<b>C12/15</b>	<b>C16/20</b>	<b>C20/25</b>	<b>C25/30</b>	<b>C30/37</b>	<b>C35/45</b>	<b>C40/50</b>
<b>f<sub>ck</sub> (MPa)</b>	12	16	20	25	30	35	40
<b>f<sub>ck,cube</sub> (MPa)</b>	15	20	25	30	37	45	50
<b>Lujuus- luokka</b>	<b>C45/55</b>	<b>C50/60</b>	<b>C55/67</b>	<b>C60/75</b>	<b>C70/85</b>	<b>C80/95</b>	<b>C90/105</b>
<b>f<sub>ck</sub> (MPa)</b>	45	50	55	60	70	80	90
<b>f<sub>ck,cube</sub> (MPa)</b>	55	60	67	75	85	95	105

### 2.2.1 Lujuuden kehittyminen

Lujuusluokissa esitetyt lujuusarvot ovat 20°C lämpötilassa ja 28 vuorokauden iässä testatun betonin täysin kehittyneitä lujuuksia (Nykyri, 2020, s. 39). Esimerkiksi muotinpurkuhetkeä määriteltäessä joudutaan arvioimaan tuoreemman betonin lujuutta. Olosuhdekoekappaleita käytetään vaativien tapausten lujuuden kehityksen seurantaan.

Puristus- ja vetolujuuksien kehityksen kaavat ovat (4) ja (5).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (4)$$

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha f_{ctm} \quad (5)$$

missä

t = betonin ikä vuorokausina, kun lämpötila 20°C

$\alpha$  = 1 kun  $t \leq 28d$

$\alpha$  = 2/3 kun  $t \geq 28d$

Kerroin ( $\beta_{cc}$ ) kuvaa betonin iän vaikutusta ja saadaan kaavasta (6).

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} \quad (6)$$

missä kerroin s on sementtityypistä johtuva kerroin:

0,20 sementtityypille R

0,26 sementtityypille N

0,38 sementtityypille S

### 2.2.2 Puristuslujuus

Puristuslujuus rakenteissa ei ole yhtä yksiselitteinen koetilanteihin verrattuna kuormitusalueen muodon ja mittojen vaihdellessa (Nykyri, 2020, s. 37). Kokeellisesti on osoitettu mitoituksen olevan varman puolella, kun rakenteessa käytetään puristuslujuuden arvona lie-riökokeesta saatua lujuutta. Rakenteen kuormitusaikaan verrattuna lujuuskokeet tehdään nopeasti, joten lujuuden ollessa pitkäaikaisessa rasituksessa pienempi, alennetaan rakenteen toimivaa lujuutta kertoimella  $\alpha_{cc}$  (Suomessa 0,85).

Keskiarvo puristuslujuudelle lasketaan kaavalla (7) (Nykyri, 2020, s. 38).

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (7)$$

Puristuslujuuden mitoitusarvon kaava (8) (Nykyri, 2020, 2013, s. 38).

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8)$$

missä

$\gamma_c$  on betonin materiaaliosavarmuusluku

$\alpha_{cc}$  on betonin puristuslujuuskerroin, Suomessa käytetään arvoa 0,85

### 2.2.3 Vetolujuus

Vetolujuus on tyypillisesti noin 5–8 % puristuslujuudesta (Nykyri, 2020, s. 38). Tämä suhde voi kuitenkin vaihdella lujuusluokan mukaan, sillä alhaisemmissa lujuusluokissa suhteellinen vetolujuus on suurempi (8 %) kuin korkeammissa lujuusluokissa (5 %). Vetolujuus lujuusluokan perusteella eurokoodin mukaan lasketaan kaavoilla (9) ja (10).

$$f_{ctm} = 0,30 \text{ MPa} * \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}}, \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (9)$$



$$f_{ctm} = 2,12MPa * \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10MPa}\right), \text{ kun } f_{ck} > 50MPa \quad (10)$$

Lujuuden keskiarvosta voidaan laskea 5 %:n alaraja-arvo ja 95 %:n yläraja-arvo kaavoilla (11) ja (12).

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 * f_{ctm} \quad (11)$$

$$f_{ctk,0,95} = 1,3 * f_{ctm} \quad (12)$$

Mitoitusarvo betonin vetolujuudelle saadaan kaavasta (13).

$$f_{ctd} = a_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (13)$$

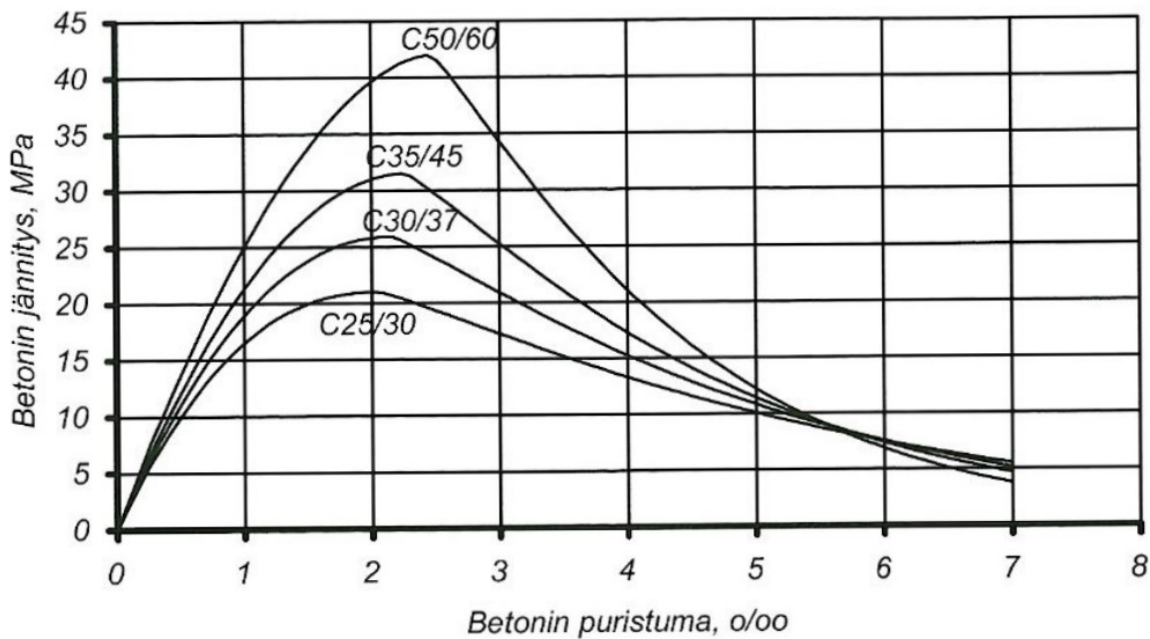
missä

$\gamma_c$  on betonin materiaaliosavarmuusluku

$a_{ct}$  on betonin vetolujuuskerroin, Suomessa käytetään arvoa 1,00

#### 2.2.4 Jännitys-muodonmuutos

Betonin jännitys-puristumaominaisuuksia on kuvattu lukuisilla eri funktioilla, mutta on oleellista muistaa, että lujuus riippuu jännitystilasta, joka voi olla aksiaalinen, tasojännitys- tai tasomuodonmuutostila tai kolmiakselinen jännitystila (Leskelä, 2008, s. 35). Aksiaalinen jännitystila on tavallisimmissa tapauksissa vallitseva. Suunnitteluohjeissa ei yleensä esitetä muita jännitystiloja. Rakenteessa olevan betonin jännitys-puristumakuvaajia on laadittu puristuskokeiden perusteella, esimerkkejä näistä on esitetty kuviossa 1.



Kuvio 1. Jännitys-muodonmuutosriippuvuus eri lujuusluokille koetulosten perusteella (Leskelä, 2008, s. 35).

Eurokoodissa on kolme erilaista mallia jännitys-muodonmuutosriippuvuudelle (Nykyri, 2020, s. 42). Mallissa 2 nouseva osa arvoon  $\varepsilon_{c2}$  on paraabeli ja vakio välillä  $\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{cu2}$ . Kaavoilla (14) ja (15) saadaan laskettua jännitykset mallilla 2.

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (14)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (15)$$

missä lujuusluokkaan C50/60 saakka arvot ovat

$$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$n = 2$$

Eurokoodin (EC2) taulukosta 3.1 löytyy parametrien arvot kaikille lujuusluokille ja laskentamalleille (Nykyri, 2020, s. 42). Kimmokertoimen arvo betonin lujuusluokan perusteella suunnittelua varten saadaan kaavasta (16) (Nykyri, 2020, s. 44).

$$E_{cm} = 22 \text{ GPa} \left( \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0,3} \quad (16)$$

Eurokoodi 2:ssa kimmokertoimen  $E_{cm}$  lauseke ei ota huomioon kiviaineksen lajia, toisin kuin CEB:n mallinormin lausekkeessa (Leskelä, 2008, s. 36). Kuitenkin molemmista lausekkeista saadaan vastaavia arvoja, kun kiviaine on basalttia tai tiheää kalkkikiveä.

Kimmokerrointa käytetään pääsääntöisesti käyttörajatilatarkasteluissa, joissa jännitystaso on alhainen (Nykyri, 2020, s. 44). Lyhytaikaisessa kuormituksessa betonin muodonmuutokset ovat palautuvia eli kimmoisia jännitystasolle  $0,3-0,4f_c$  saakka.

## 2.3 Betoniteräket

Betoniteräsverkoilla tulee olla määritelty liitoslujuus (Leskelä, 2008, s. 57). Eurooppalaisen standardin mukaan betoniteräket luokitellaan kahdeksan ominaisuuden perusteella:

- koot ja toleranssit
- tartuntaominaisuudet
- hitsattavuus
- myötölujuus  $f_{yk}$
- vetolujuuden ja myötölujuuden suhde ( $f_{tk} / f_{yk}$ )
- murtovenymä  $\epsilon_{uk}$
- taivutettavuus
- väsymislujuus.

### 2.3.1 Betoniteräsluokat

Rakennesuunnittelussa valittu betoniteräksen luokka osoitetaan tunnuksella, joka koostuu neljästä osasta (Nykyri, 2020, s. 55).

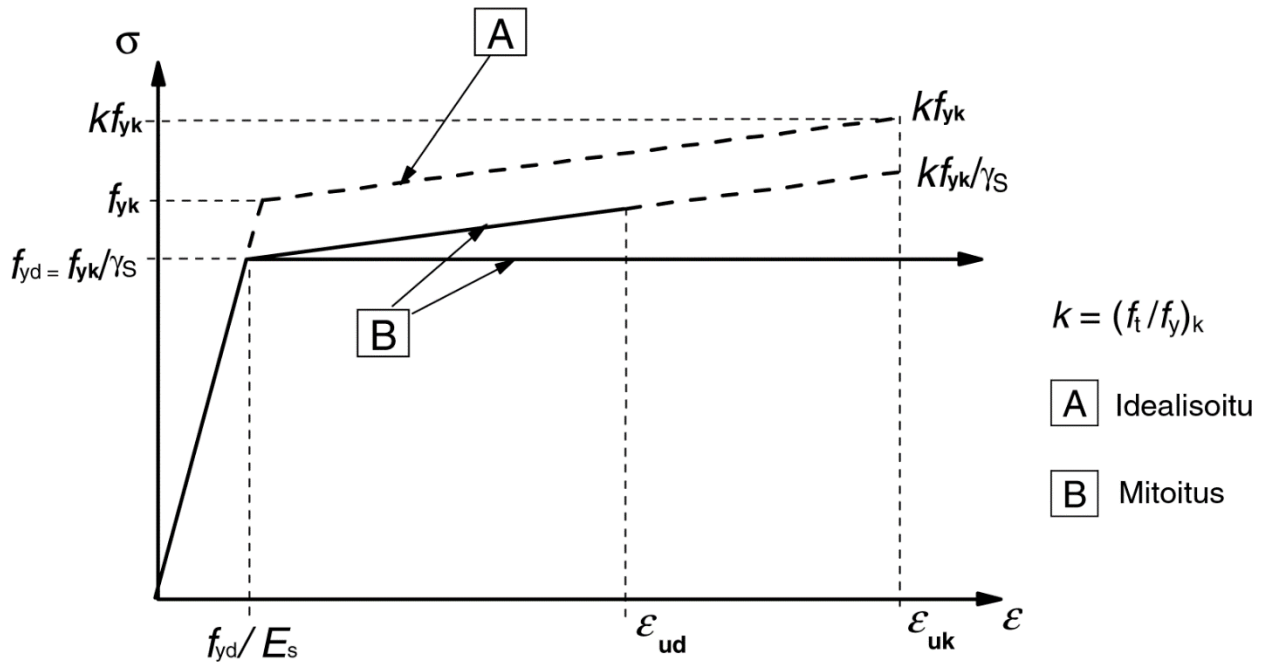
- kirjaintunnus B (Betoniteräs)
- lujuusluokan osoittava myötölujuuden arvo, esimerkiksi 500
- sitkeysluokka A, B tai C
- mahdollinen lisätunnus, joka käytetään silloin, kun tuote poikkeaa luokan perustuotteesta.

Seuraavat betoniterästuotteet ovat näiden sääntöjen mukaisia (Nykyri, 2020, s. 55).

- B500A, kylmämuokattu harjatanko  
myötölujuus 500 MPa  
sitkeysluokka A
- B500B, hitsattava kuumavalssattu harjatanko  
myötölujuus 500 MPa  
sitkeysluokka B
- B500C1, hitsattava kuumavalssattu harjatanko  
myötölujuus 500 MPa  
sitkeysluokka B  
1 = perusvaatimusta suurempi harjapinta-ala
- B700A, hitsattava kuumavalssattu harjatanko  
myötölujuus 700 MPa  
sitkeysluokka A

Teräksen valmistusprosessi vaikuttaa sen ominaisuuksiin ja käyttömahdollisuuksiin (Nykkyri, 2020, s. 55). Tunnuskirjain ei kuitenkaan kerro suoraan, onko teräs kuumavalssattu vai kylmämuokattu. Kylmämuokatut teräkset yleensä kuuluvat sitkeysluokkaan A, kun taas kuumavalssatut teräkset ovat yleensä luokkaa B tai C. On kuitenkin mahdollista, että kuumavalssattu teräs kuuluu myös luokkaan A, kuten esimerkiksi teräksessä B700A.

### 2.3.2 Mekaaniset ominaisuudet



Kuvio 2. Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoitusarvot (SFS, 2015, s. 41).

Betoniteräksen kimmokerroin ( $E_s$ ) on 200 GPa (Nykyri, 2020, s. 52). Myötölujuuden ominisarvoon  $f_{yk}$  asti jännitysvenymäriippuvuus kasvaa suoraviivaisesti betoniteräksen kimmokertoimen määräämässä kaltevuudessa. Tämän jälkeen idealisoitu kuvaaja muuttuu arvoon  $kf_{yk}$ , kun venymä kasvaa arvoon  $\epsilon_{uk}$ . Mitoitusarvo teräkselle saadaan kaavasta (17) jakamalla ominisarvot materiaaliosavarmuusluvulla.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (17)$$

missä

$\gamma_s$  on teräksen materiaaliosavarmuusluku

Mitoituksessa voidaan käyttää myötäämisen jälkeen vaakasuoraa tai kasvavaa jännitysvenymäriippuvuutta (Nykyri, 2020, s. 53). Kasvavan riippuvuuden käyttö on tavanomaisessa mitoituksessa hankala ja hyöty teräksen lujuuden lisääntymisestä on marginaalista. On suositeltavaa käyttää vaakasuoraa riippuvuutta jännitysvenymäriippuvuuden saamiseksi seuraavasta yhtälöstä.

$$\sigma_s = \begin{cases} \varepsilon_s E_s & \text{kun } \varepsilon_s < \varepsilon_{yd} \\ f_{yd} & \text{kun } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd} \end{cases} \quad (18)$$

## 2.4 Palonkestävyys

Tulipalotilanteen korkea lämpötila on haitaksi betonirakenteelle (Nykyri, 2020, s. 67). Raudituksen ja betonin kimmokertoimet ja lujuudet alenevat ja betoniin aiheutuu lohkeamisriski. Palomitoituksella varmistetaan rakenteen kestävyys sille asetetuilla palonkestävyysvaatimuksilla.

Palonkestävyyden vaatimukset ilmaistaan palonkestoluokkina, joissa käytetään kirjaintun-nisteita R, E ja I kuvamaan rakenteen tehtävää palotilanteessa sekä kestoaikaa minuut-teina (Nykyri, 2020, s. 67). Kantaville rakenteille, kuten palkeille ja pilareille, vaaditaan vain luokan R mukainen palonkestävyys. Kesto aika määrittelee rakenteen kyvyn suorittaa vaa-dittu tehtävä standardipalotilanteessa ja se määritellään yleensä 30 minuutin välein, esi-merkiksi 30, 60, 90, 120, 180 ja 240 minuutin kestoajoiksi. Taulukossa 5 esiintyy arvot va-paasti tuetulle yksiaukkoiselle palkille.

Taulukko 5. Vapaasti tuettujen teräsbetonipalkkien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot (Nykyri, 2020, s. 70).

Standardi-palonkestävyys	Keskimääräisen keskiöetäisyyden $a$ ja palkin leveyden $b_{min}$ mahdolliset yhdistelmät, vähimmäismitat (mm)				Uuman paksuus $b_w$
R30	$b_{min}=80$ $a=25$	120 20	160 15	200 15	80
R60	$b_{min}=120$ $a=40$	160 35	200 30	300 25	100
R90	$b_{min}=150$ $a=55$	200 45	300 40	400 35	100
R120	$b_{min}=200$ $a=65$	240 60	300 55	500 50	120
R180	$b_{min}=240$ $a=80$	300 70	400 65	600 60	140
R240	$b_{min}=280$ $a=90$	350 80	500 75	700 70	160
$a_{sd}=a+10$ mm ; $a_{sd}$ on nurkkatankojen keskiöetäisyys palkin sivulta, kun rauditus on yhdessä kerroksessa					

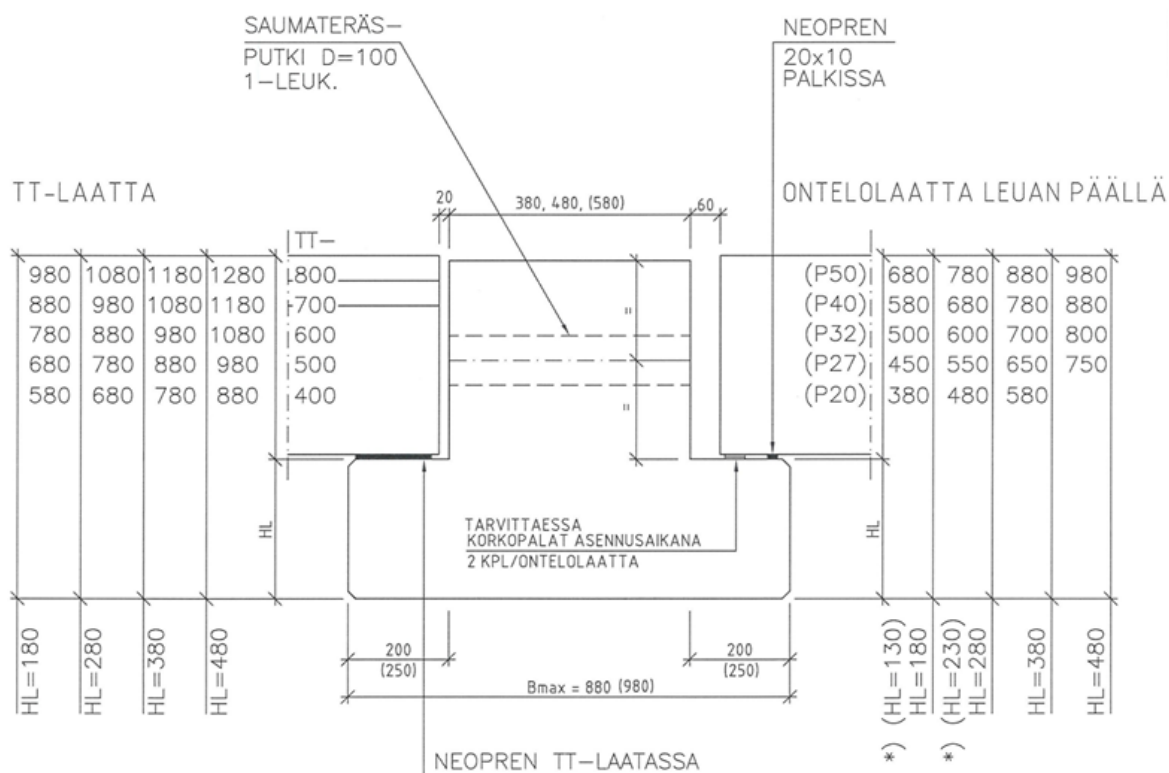
Keskiöetäisyyden vähimmäisarvot ( $a$ ) esitetään taulukossa 5, ja ne esittävää pääraudoituksen keskipisteen etäisyyttä lähimmästä betonipinnasta, joka altistuu palolle (Nykyri, 2020, s. 67). Keskiöetäisyys määritetään kaavalla (19) nimellisten mittojen perusteella ja huomioi betonipeitteen, hakaraudoituksen ja asennusraudoituksen tilan rakenteessa.

$$a = c_{nom} + (\phi_{työteräs}) + \phi_{haka} + \frac{1}{2}\phi_{pääteräs} \quad (19)$$

### 3 LEUKAPALKKI

Leukapalkkeja on olemassa kahta erilaista tyyppiä, 1-puolinen ja 2-puolinen (Elementtisuunnittelu, 2020b). Näitä palkkeja käytetään yleisesti asuin-, teollisuus- ja liikerakennuksien ala-, väli- ja yläpohjissa, erityisesti ontelolaattojen kanssa. Palkin leuka auttaa madaltamaan palkin ja laataston yhteiskorkeutta verrattuna suorakaidepalkkiin. Leukapalkkia suunniteltaessa, suositeltavat betonilujuusluokat ovat C30/37 – C50/60.

Leukapalkin uuman suositellut leveydet ovat 380, 480 ja 580 mm (Elementtisuunnittelu, 2020b). Leuan leveys riippuu käytettävän ontelolaatan mitoista, mutta yleensä käytetään leveyttä 200 mm. Jos ontelolaatta on korkea, esimerkiksi 500 mm, suositellaan käytettävän vähintään 280 mm korkeaa leukaa. Jos leukapalkki on jännitetty eikä teräsbetoninen on tärkeää käyttää moduulileveyttä pohjan leveytenä jännitysalustojen vuoksi. Kuviossa 3 esitetään suositeltavia leukapalkille mittoja eri korkuisille ontelolaatoille.



Kuvio 3. leukapalkin mittasuosituksia (Elementtisuunnittelu, 2020b).



### 3.1 Ontelolaatat palkilta tuettuna

Ontelolaatan tukeminen palkin varaan muodostaa liittorakenteen, jossa palkki ja ontelolaatta siirtävät leikkausvoiman toisilleen (Parma, 2018, s. 36). Lisärasitus ontelolaatalle on suurimmillaan palkin tukien lähellä, missä palkin leikkausvoima on suurimmillaan. Tämän lisärasituksen suuruus riippuu useista tekijöistä, kuten palkin jäykkyydestä, jännevälistä, kuormitustavasta ja tartunnasta palkin ja ontelolaatan välillä. Ontelolaattojen leikkauskestävyys tuella tulee tarkistaa kokeelliseen tutkimukseen perustuvan suunnitteluohjeen mukaisesti. Laskentamenetelmä lisärasitusten määrittämiseksi on esitelty betoninormikortissa N:o 18EC 2012.

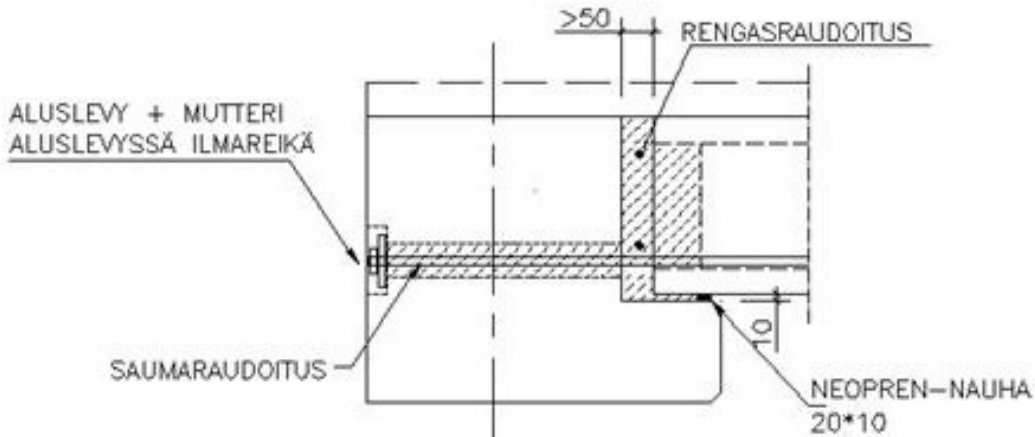
Kun palkki tuetaan asennusaikana päistään, palkin ja laatan välinen liittovaikutus alkaa vaikuttaa ontelolaatan kestävyYTEEN saumavalun kovettumisen jälkeen, joten laattaan kohdistuu rasitusta saumauksen jälkeisistä kuormista (Elementtisuunnittelu, 2023).

Ontelolaattojen tukipituutta tulee kasvattaa vähintään 20 mm normaalista suunnitteluarvosta tuettaessa niitä taipuisalle tuelle (Elementtisuunnittelu, 2012, s. 48).

Ontelolaatan kestävyYTTä voidaan kasvattaa seuraavilla keinoilla (Parma, 2018, s.36):

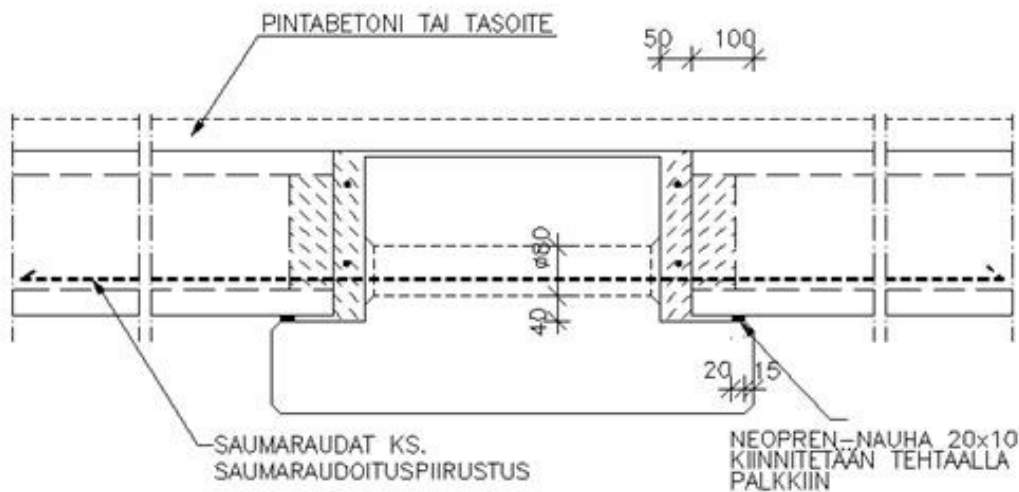
- Käyttämällä jatkuvia palkkeja.
- Käyttämällä jäykempää palkkia.
- Korottamalla ontelolaatassa käytettävän betonin lujuutta.
- Liittorakenteena toimivalla raudoitettulla pintalaatalla.
- Valamalla laattojen päissä ontelot umpeen onteloiden korkeuden matkalta.

Teräsbetonipalkin ja ontelolaataston liitoksessa on huomioitava vääntörasitus asennus- ja lopputilanteessa (Elementtisuunnittelu, 2020d). Palkit tuetaan yleensä asennusaikana vain päistään ja palkki tulee kestää asennusaikainen vääntö. Ontelolaatan yläreuna puristuu palkin yläreunaan ja alareunan ja palkin väliin pyrkii muodostumaan vetohalkeama. Tämän välttämiseksi ontelolaatan alareunaan asennetaan rauditus, joka ottaa palkin ja ontelolaatan alareunassa vaikuttavan vetovoiman.



Kuvio 4. Esimerkki saumaraudoituksen ankkuroinnista reunapalkilla (Elementtisuunnittelu, 2020d).

Reunapalkilla saumateräs voidaan ankkuroida joko koukulla palkin uumaan tehtävään kartioreikään tai kiristetyin mutterin tai ankkurointilevyn avulla (Elementtisuunnittelu, 2020d). Kuviossa 5 esitettävässä kaksileukaisessa palkissa ankkuroinnissa käytetään suoraa terästä. Erityistä huomiota tulee kiinnittää juotosvaluun ja varmistua siitä, että reikä täyttyy juotosmassalla kokonaan.

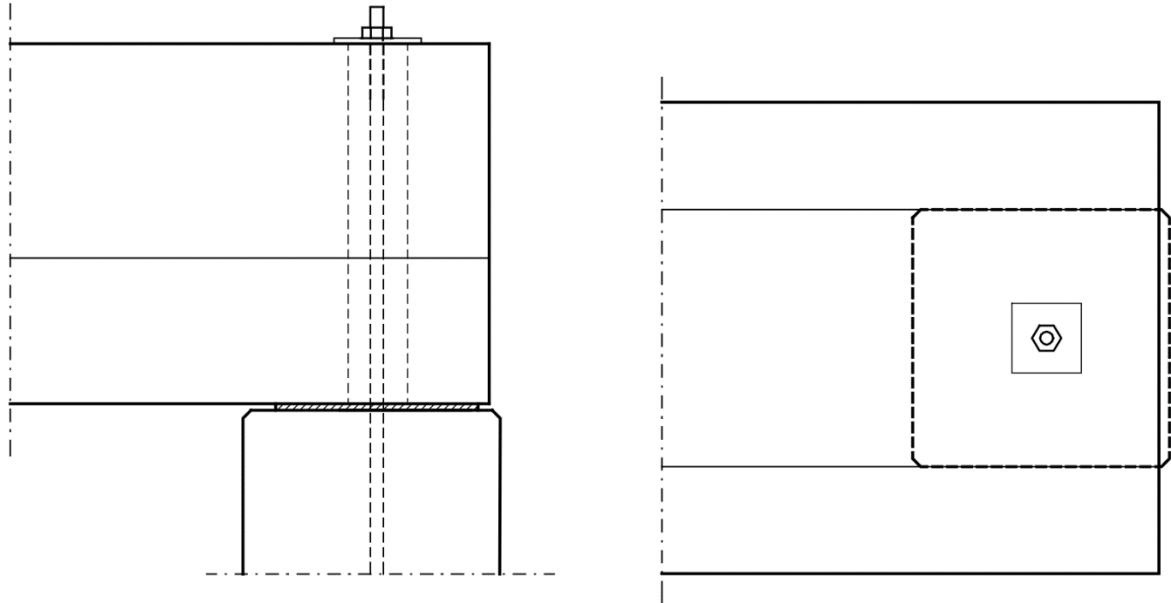


Kuvio 5. Keskipalkin liitos (Elementtisuunnittelu, 2020c).

### 3.2 Leukapalkin liittyminen runkoon

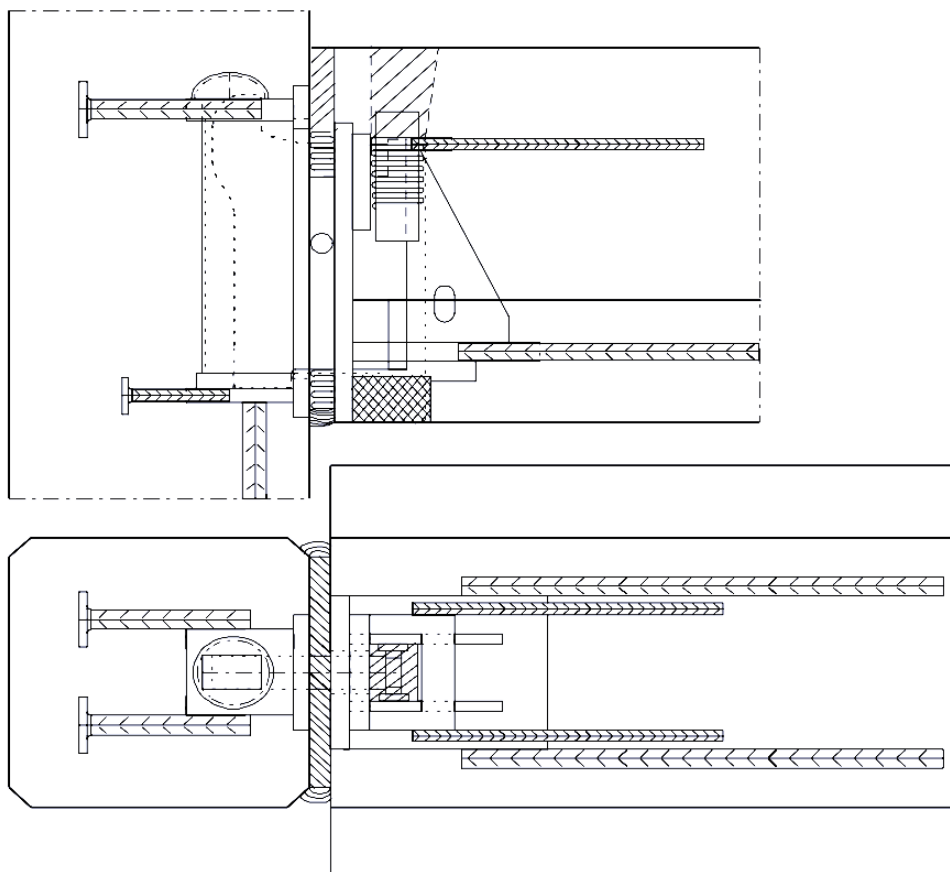
Yleensä palkin liitos pilariin tehdään pulttiliitoksena, ja palkin ja pilarin välissä käytetään 10 mm paksua neopreenia (Elementtisuunnittelu, 2020c). Pultti on yleensä keskeinen palkkiin nähden, mutta reunapalkkeilla voidaan käyttää epäkeskeistä pulttia väännön ottamiseksi.

Pultin koko määräytyy tukiehtojen, sidejärjestelmän vaatimusten ja vääntömomentin perusteella.



Kuvio 6. Esimerkki pulttiliitoksesta.

Elementtipalkin liittäminen elementtipilariin tai betoniseinään on mahdollista myös piilokonsolilla (Anstar, 2021, s. 4). Pilarille siirtyy betonipalkin kuormat sekä asennus- että käyttötilanteessa. Konsoli toimii nivelliitoksena palkin pään taivutukselle ja siirtää palkin vääntömomentin pilarille. Piilokonsoleita löytyy useilta eri valmistajilta erilaisilla ominaisuuksilla, esimerkkinä kuvion 7 mukainen AEP piilokonsoli.



Kuvio 7. AEP piilokonsoliliitos betonielementtirungossa (Anstar, 2021, s. 5).

### 3.3 Asennusaikainen tuenta

Leukapalkkien asennuksessa on tärkeää huomioida palkkien kantokyky sekä mahdolliset toispuoleisen kuormituksen aiheuttamat vääntövoimat (Elementtisuunnittelu, 2020a). Keskipalkkien asennuksessa vääntöä voidaan vähentää asentamalla laatat vuorotellen eri puolille palkkia. Reunapalkeilla vääntöä voidaan hoitaa joko liittämällä palkki pilariin tai käyttämällä asennusaikaista tuentaa.

Elementtipalkin ja -pilarin liittäminen piilokonsolilla mahdollistaa palkin leikkausvoiman ja vääntömomentin siirtymisen pilariin asennusaikaisille kuormille (Anstar, 2021, s. 5). Tämä vääntöjäykkä liitos mahdollistaa ontelolaattojen asentamisen ilman erillistä palkin tuentaa. Kuitenkin mitoituksessa tulee huomioida pilarilla olevan liitoksen aiheuttama vääntömomentti, jotta varmistetaan rakenteen toimivuus ja kestävyys.

Asennusaikaiset elementtituet tulee sijoittaa 200–500 mm päähän tuesta ja asentaa leukapalkin alle leuan juureen (Elementtisuunnittelu, 2020a). Kun elementit on kiinnitetty lopullisesti ja suunnittelija on antanut luvan, asennustuet voidaan poistaa. Purkamisajankohta, -järjestys ja mahdollinen jälkituki on suunnittelijan ohjeistettava, ja ohjeet tulee sisällyttää myös elementtien asennussuunnitelmaan.

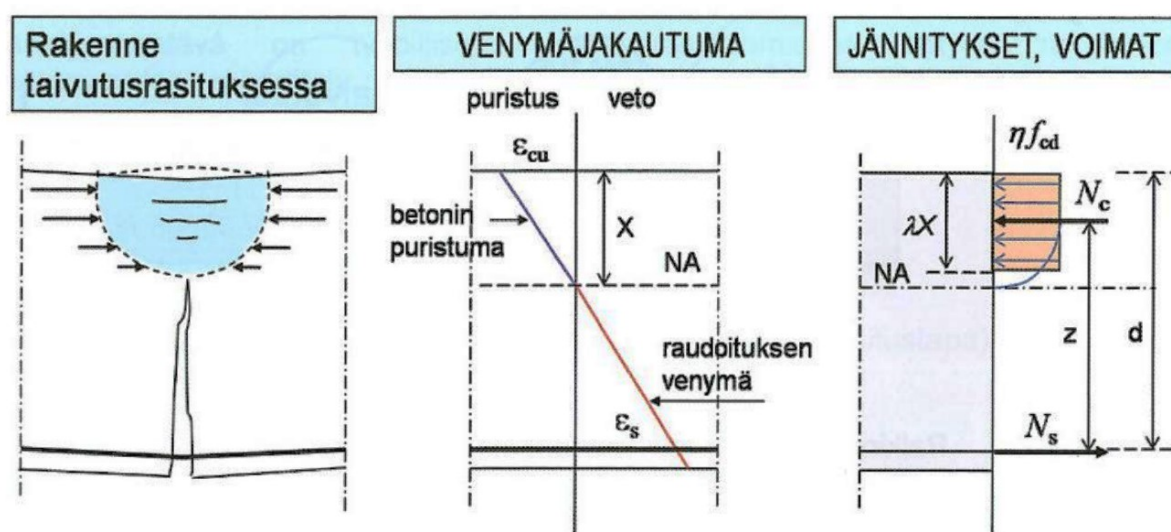
## 4 PALKIN MITOITUS MURTORAJATILASSA

### 4.1 Taivutus

Mitoituksessa tehdään useita oletuksia, kuten tasapainoyhtälön noudattaminen, jossa palkin tukireaktioiden summa on yhtä suuri, mutta vastakkaisuuntainen kuin palkille kohdistuva kuorma (Nykyri, 2020, s. 93). Lisäksi oletetaan, että palkki noudattaa Euler-Bernoullin palkkiteoriaa, jossa palkin poikkileikkaustaso pysyy muodonmuutosten aikana tasana, joka on kohtisuorassa palkin pituusakselia vastaan.

Muut murtorajatilassa tehtävät oletukset (Nykyri, 2020, s. 93):

- Betonin vetojännitystä ei oteta huomioon.
- Puristusrasitetun betonin jännitys-venymä riippuvuus noudattaa edellä läpikäydyn jännitystilan mukainen.
- Puristusvyöhykkeen jännitysjakauma korvataan suorakaiteen muotoisella jakau-  
malla.
- Poikkileikkaus murtuu, kun betonin reunapuristuma saavuttaa arvon  $\epsilon_{cu}$  tai poikki-  
leikkauksen pintakeskiön puristuma arvon  $\epsilon_c$ .
- Rauditus myötää eli jännitys on myötöjännityksen mitoitusarvon suuruinen  $\sigma_s = f_{yd}$ .



Kuvio 8. Taivutetun teräsbetonipalkin venymä ja jännitysjakauma (Nykyri, 2020, s. 94).

Raudoitusmäärä vaikuttaa murtorajatilan venymäjakaumaan. Mitä enemmän raudoitusta, sitä pienempi sen venymä (Nykyri, 2020, s. 94). Raudoitusmäärän täytyy kuitenkin olla rajoitettu, jotta vetopuolen raudoitus myötää alkuoletuksen mukaisesti. Tasapainoraudoitus ( $A_{sb}$ ) on suurin raudoitusmäärä, jolla raudoitus myötää. Sen voi määrittää joko raudoituksen myötölujuuden ominaisarvon tai mitoitusarvon perusteella, mutta laskelmien pitävyyden kannalta ratkaiseva raja on mitoitusarvojen mukainen tasapainoraudoitus.

Suorakaiteen muotoisen jännitys jakauman kertoimet  $\lambda$  ja  $\eta$  riippuvat betonin lujuusluokasta. Normaaaleilla lujuusluokilla ne ovat vakioita, mutta korkealujuusbetoneilla niiden arvot muuttuvat (Nykyri, 2020, s. 95). Taulukossa 6 on esitetty arvot  $\lambda$  ja  $\eta$  normaaleille betoni lujuuksille ja kaavat, joilla ne voidaan määrittää korkealujuusbetoneille.

Taulukko 6. Puristusvyöhykkeen määrittelyyn tarvittavat parametrit  $\eta$  ja  $\lambda$  (Nykyri, 2020, s. 95).

	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$
$\lambda$	0,8	$0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$
$\eta$	1,0	$1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$

Leukapalkin vetopuolen raudoituksen mitoitus voidaan tehdä samalla tavalla kuin suorakaidepalkille. Leuan betonin vaikutus voidaan jättää huomiotta, sillä betoni on haljennut vetopuolella. Betonin puristusvyöhykkeen puristuskestävyys saadaan kaavasta (20) (Nykyri, 2020, s. 96).

$$N_{Rc} = \eta f_{cd} b \lambda X \quad (20)$$

missä

$\eta$  = taulukosta 6 löytyvä kerroin

$f_{cd}$  = puristuslujuuden mitoitusarvo

$b$  = poikkileikkauksen leveys

$\lambda$  = taulukosta 6 löytyvä kerroin

$X$  = puristusvyöhykkeen etäisyys yläreunasta neutraaliakselille

Raudoituksen vetokestävyys saadaan kaavasta (21).

$$N_{Rs} = f_{yd} A_s \quad (21)$$

missä

$f_{yd}$  = raudoituksen myötölujuus

$A_s$  = vetoraidoituksen pinta-ala

Poikkileikkauksen puristusvoimaresultantin ja vetovoimaresultantin täytyy olla yhtä suuria taivutetun palkin poikkileikkausta tarkasteltaessa, kun ulkoista normaalivoimaa ei ole (Nykkyri, 2020, s. 96). Tämän perusteella saadaan ehto (22).

$$N_{Rc} = N_{Rs} \quad (22)$$

Edellä oleva kaava (22) voidaan muuttaa muotoon (23).

$$\frac{\lambda X}{d} = \frac{A_s}{bd} \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}} \quad (23)$$

missä

$d$  = puristusvyöhykkeen reunan ja vetoraidoituksen painopisteen välinen etäisyys

Kaavoilla (24) – (26) määritellään suureet: tehollisen puristuspuunnan korkeus ( $\beta$ ), geometrisen raudoitussuhde ( $\rho$ ) ja mekaaninen raudoitussuhde ( $\omega$ ).

$$\beta = \frac{\lambda X}{d} \quad (24)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (25)$$

$$\omega = \rho \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}} \quad (26)$$

Näiden suureiden avulla voidaan yhtälö (23) soveltaa puristusraudoittamattomaan poikkileikkaukseen, käyttäen laaduttomia muuttujia kaavan (27) mukaisesti (Nykkyri, 2020, s. 97).

$$\beta = \omega \quad (27)$$



Rakenteen taivutuskestävyyden kaavat (28) ja (29) voidaan merkitä puristusvyöhykkeen kestävyiden ja taivutusraudoituksen kestävyiden avulla (Nykyri, 2020, s.97).

$$M_{Rc} = N_{Rc} z = \eta f_{cd} b \lambda X z \quad (28)$$

$$M_{Rs} = N_{Rs} z = f_{yd} A_s z \quad (29)$$

missä

$z$  = poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi seuraavan kaavan (30) mukaan

$$z = d - \frac{\lambda X}{2} = d \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (30)$$

Kaavassa (31) sisäisen momenttivarren lauseke on sijoitettu kaavaan (28) ja kaavassa (32) jaettu lausekkeella ( $\eta f_{cd} b d^2$ ).

$$M_{Rc} = \eta f_{cd} b d^2 \beta \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (31)$$

$$\frac{M_{Rc}}{\eta f_{cd} b d^2} = \beta \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (32)$$

Suhteellinen momentti saadaan laskettua kaavasta (33).

$$\mu = \frac{M_{Rc}}{\eta f_{cd} b d^2} \quad (33)$$

Teräsbetonisen palkin poikkileikkauksen taivutusmitoituksen peruskaavat (34) ja (35).

$$\mu = \beta \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (34)$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (35)$$

Jos raudoitus myötää murtorajatilassa, niin edellä esitetty laskentayhtälöt ovat päteviä, kunhan raudoitusta on enintään tasapainoraudoituksen verran (Nykyri, 2020, s. 98).

Tasapainoraudoituksen määrän laskentaan kuuluu myös puristusvyöhykkeen suhteellisen korkeuden laskeminen kaavasta (36).

$$\frac{X}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} \quad (36)$$

Käytettäessä kaavassa (36) tehollista puristusvyöhykkeen korkeutta ( $\lambda X$ ) puristusvyöhykkeen korkeuden ( $X$ ) sijaan saadaan kaava (37).

$$\beta = \lambda \frac{X}{d} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} \quad (37)$$

Raudoituksen mitoituslujuuden mukaan laskettu tasapainoraudoitusraja saadaan kaavasta (38).

$$\beta_{bd} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} \quad (38)$$

Taulukossa 7 on esitetty raja-arvot  $\beta_{bd}$  ja  $\mu_{bd}$  kolmelle raudoituksen lujuusluokalle ja osavarmuusluvun perusarvolle  $\gamma_s = 1,15$  ja pienennetylle osavarmuusluvulle  $\gamma_s = 1,10$  (Nykyri, 2020, s. 99). Betonin murtopuristuma on vakio  $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$  lujuusluokilla  $\leq 50 \text{ MPa}$ , kun taas raudoituksen myötövenymä  $\varepsilon_{yd}$  riippuu raudoituksen lujuudesta  $f_{yk}$  ja materiaaliosavarmuusluvusta  $\gamma_s$ .

Taulukko 7. Tasapainoraudoituksen mukaiset  $\beta_{bd}$  ja  $\mu_{bd}$  (Nykyri, 2020, s. 99).

Osa-varmuus	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 600 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 700 \text{ MPa}$	
	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$
$\gamma_s = 1,15$	0,493	0,372	0,458	0,353	0,428	0,336
$\gamma_s = 1,10$	0,485	0,367	0,450	0,349	0,419	0,331

Rauditusmäärä tulee rajoittaa tasolle 70 %  $A_{sb}$  mitoitusarvojen mukaan määritettynä, jos halutaan mitoittaa rakenne siten, että murtorajatilaa edeltää selvästi havaittava plastinen muodonmuutos (Nykyri, 2020, s. 99).

$$\beta \leq \beta_{max} = 0,7\beta_{bd} \quad (39)$$

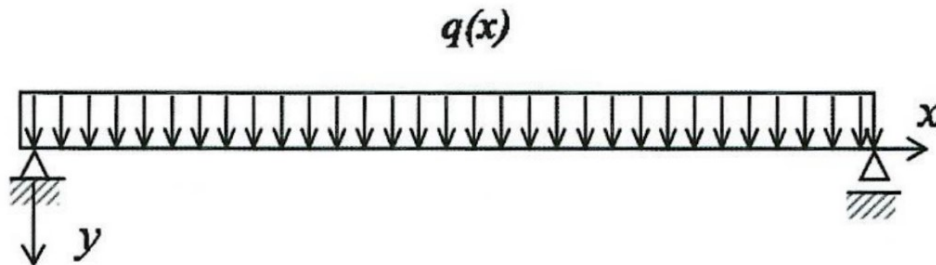
Vähimmäisala uuman pääraudoitukselle saadaan seuraavasta kaavasta (40) (SFS, 2015, s. 150).

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \\ 0,0013bd \end{cases} \quad (40)$$

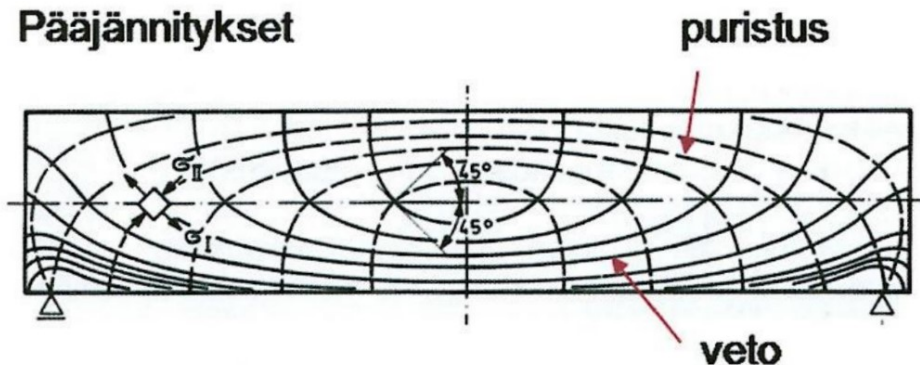
## 4.2 Leikkaus

Leikkausvoima ja taivutusmomentti esiintyvät lähes aina yhdessä. Leikkausrasituksen suurimmat arvot ilmenevät tukien läheisyydessä (Nykyri, 2020, s. 131). Leikkausvoima vaikuttaa merkittävästi teräsbetonin jännitystilaan, erityisesti palkin akselin suuntaisissa pääjännityksissä, jotka ovat taivutusmomentin vaikutusalueella. Leikkausvoiman vaikutusalueella pääjännitykset kaareutuvat siten, että puristusjännitykset kulkevat palkin yläpinnan puristusvyöhykkeeltä kohti tukia, kun taas päävetojännitykset ovat aina kohtisuorassa pääpuristusjännityksiin nähden.

### Kuormitus

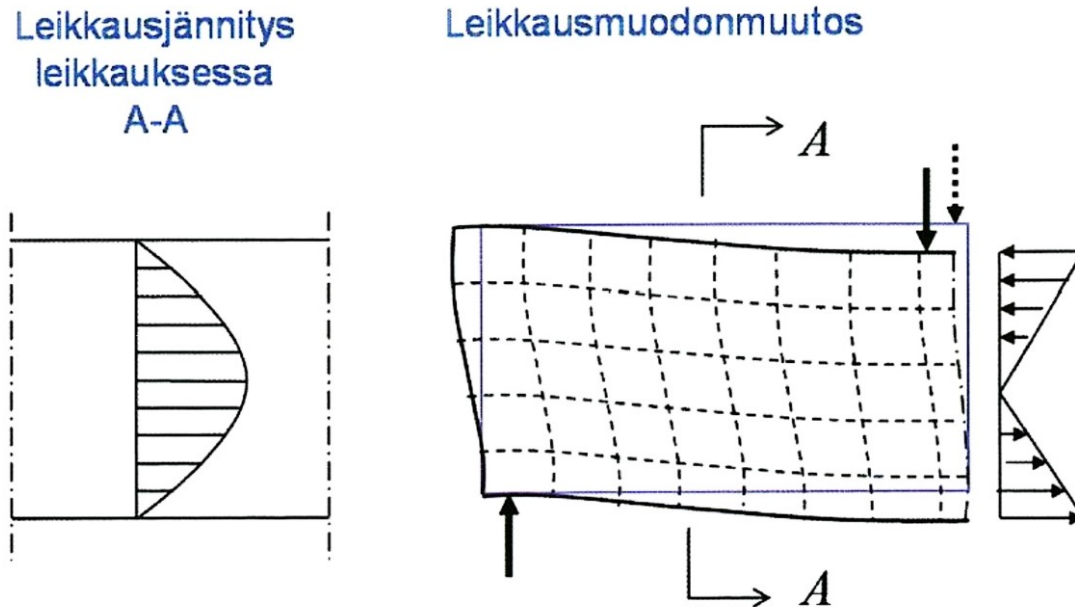


### Pääjännitykset



Kuvio 9. Pääjännitykset tasaisesti kuormitetussa palkissa (Nykyri, 2020, s. 131).

Leikkausvoimat vaikuttavat palkkiin aiheuttaen leikkausmuodonmuutoksia, joiden seurauksena poikkileikkaustasot kaareutuvat ja palkin taipuma kasvaa (Nykyri, 2020, s. 131). Palkin kylkeen piirretty neliö muuttuu kuormituksen vaikutuksesta vinoneliöksi, ja puristusvyöhyke työntää palkin yläreunaa tuen yli, kuten kuviosta 10 voidaan havainnollistaa.



Kuvio 10. Leikkausjännitys ja -muodonmuutos (Nykyri, 2020, s. 132).

Palkki mitoitetaan leikkausraudoittamattomana rakenteena ja leikkausraudoitettuna rakenteena (Nykyri, 2020, s. 134). Leikkausraudoittamattoman rakenteen mitoittamiseen käytetään kokeellista mallia, joka sisältää kolme mitoitusehto:

- Pääraudoituksen kestävyys
- Leikkauskestävyyden vähimmäisarvo
- Puristusmurto

Leikkausraudoitettu rakenne mitoitetaan kahdella mitoitus ehdolla käyttäen ristikkomallinusta. Mitoitusehdot ovat:

- Leikkausraudoituksen myötöehto
- Vinon puristussauvan murtoehto

Teräsbetonirakenteelle, jota ei ole leikkausraudoitettu, yleinen vaurioitumistapa on leikkaustaivutusmurto (Nykyri, 2020, s. 148). Kaavoissa muuttujien vaikutus on määriteltä

kokeellisesti kehitetyissä laskentayhtälöissä. Teräsbetonirakenteille laskenta voidaan esittää seuraavilla kaavoilla (41) – (45).

$$V_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} b_w dk \left( 100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/3} MPa \quad (41)$$

$$V_{Rd,cmin} = 0,035 b_w dk^{3/2} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} MPa \quad (42)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200mm}{d}} \leq 2,0 \quad (43)$$

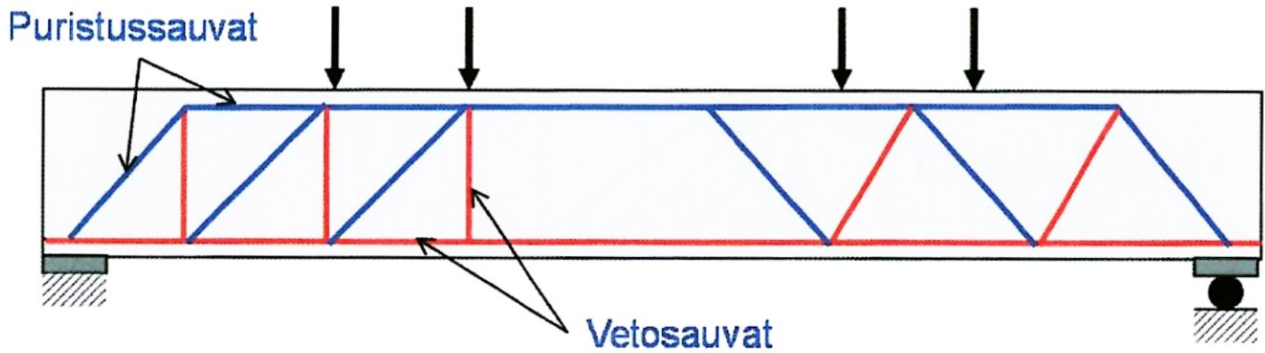
$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (44)$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,c0} \\ V_{Rd,cmin} \end{array} \right\} \quad (45)$$

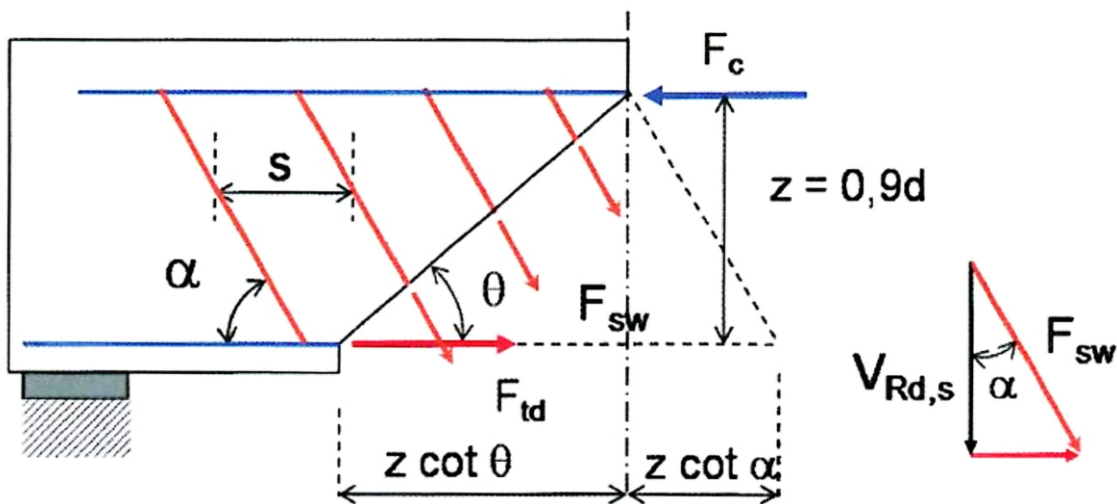
Jos seuraava mitoitusehto (46) ei toteudu rakenteeseen täytyy mitoittaa leikkausraudoitus (Nykyri, 2020, s. 149). Mikäli ehto toteutuu, poikkileikkaus kestää ilman leikkausraudoitusta. Palkkiin täytyy kuitenkin aina asentaa vähimmäisleikkausraudoitus (kappaleessa 4.4, kaava 84).

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \quad (46)$$

Ristikkomenetelmää käytetään teräsbetonirakenteen sisällä, jossa ajatellaan toimivan ristikko (Nykyri, 2020, s. 135). Raudoitus toimii vetosauvoina ja betoni puristussauvoina. Leikkausraudoitus toimii uuman vetosauvoina ja pääraudoitus paarten vetosauvana. Palkin puristusvyöhyke toimii puristuspaarteena ja betoniset puristussauvat toimivat uuman puristussauvoina. Puristussauvojen kaltevuus ( $\theta$ ) riippuu leikkausraudoituksen määrästä. Suunnittelijalla on mahdollisuus valita kaltevuuskulma mitoituksessa, joka vaikuttaa vaadittavan leikkausraudoituksen määrään, uuman puristusmurtokestävyyteen ja pääraudoituksen ankkurointitarpeeseen.



Kuvio 11. Ristikkomenetelmän mukainen ristikkorakenne palkissa (Nykyri, 2020, s. 135).



Kuvio 12. Ristikkomentelmän mukaiset voimasuureet (Nykyri, 2020, s. 135).

Vinossa leikkauksessa leikkausraudoituksen myötöhetkellä kehittyvä kaavan (47) mukainen voima (Nykyri, 2020, s. 135).

$$F_{R,sw} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (47)$$

Kaavassa (48) leikkausraudoituksen suuntaisessa voimassa ( $V_{Rd,s}$ ) pystykomponentin on oltava vähintään yhtä suuri kuin leikkauksessa vaikuttava leikkausvoima ( $V_{Ed}$ ).

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \geq V_{Ed} \quad (48)$$

Käytettäessä pystyhakoja ( $\alpha = 90^\circ$ ) yhtälö (48) voidaan sieventää kaavan (49) mukaiseksi.

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z \cot \theta \geq V_{Ed} \quad (49)$$

Leikkausmitoituksessa sisäinen momenttivarsi lasketaan seuraavalla kaavalla (50).

$$z = 0,9d \quad (50)$$

Suunnittelijalla on mahdollisuus valita kulman  $\theta$  arvo väliltä  $21,8 < \theta < 45$ , joka vastaa kulman kotangenttia välillä  $1 < \cot \theta < 2,5$  (Nykyri, 2020, s. 136). Tämän valinnan merkitys on suuri vaadittavan leikkausraudoitusmäärän kannalta. Kulmalla on myös vaikutus uuman puristusmurtokestävyyteen ja pääraudoituksen ankkurointivoiman tarpeeseen. Tarkasteleissa on käytettävä aina samaa kulman arvoa.

Palkin puristusmurtokestävyys uuman vyöhykkeellä voidaan laskea käyttäen palkin puristussauvaa (Nykyri, 2020, s. 136). Ensin on kaavalla laskettava puristussauvan puristuslujuus, joka pienennetään kaavan (51) mukaisella pienennyskertoimella  $v$  huomioiden betonin halkeilun.

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \quad (51)$$

Puristuskestävyys vinolle puristussauvalle saadaan kaavasta (52).

$$F_{Rd,c} = v f_{cd} b_w z \cos \theta \quad (52)$$

Jonka pystykomponentti on kaavan (53) mukainen palkin uuman puristusmurtokestävyys.

$$V_{Rd,max} = v f_{cd} b_w z \cos \theta \sin \theta \quad (53)$$

kun suoritetaan kaavan (54) mukainen konversio:

$$\cos \theta \sin \theta = \frac{1}{\tan \theta \cot \theta}, \quad (54)$$

voidaan mitoitusyhtälö (53) esittää kaavalla (55), joka on esitetty EC2-standardissa.

$$V_{Rd,max} = \frac{vf_{cd}b_wz}{\tan \theta \cot \theta} \quad (55)$$

Kun käytetään vinoja hakoja, voidaan käyttää kaavaa (56).

$$V_{Rd,max} = vf_{cd}b_wz(\cot \theta + \cot \alpha) \sin^2 \theta \quad (56)$$

kun suoritetaan kaavan (57) mukainen konversio.

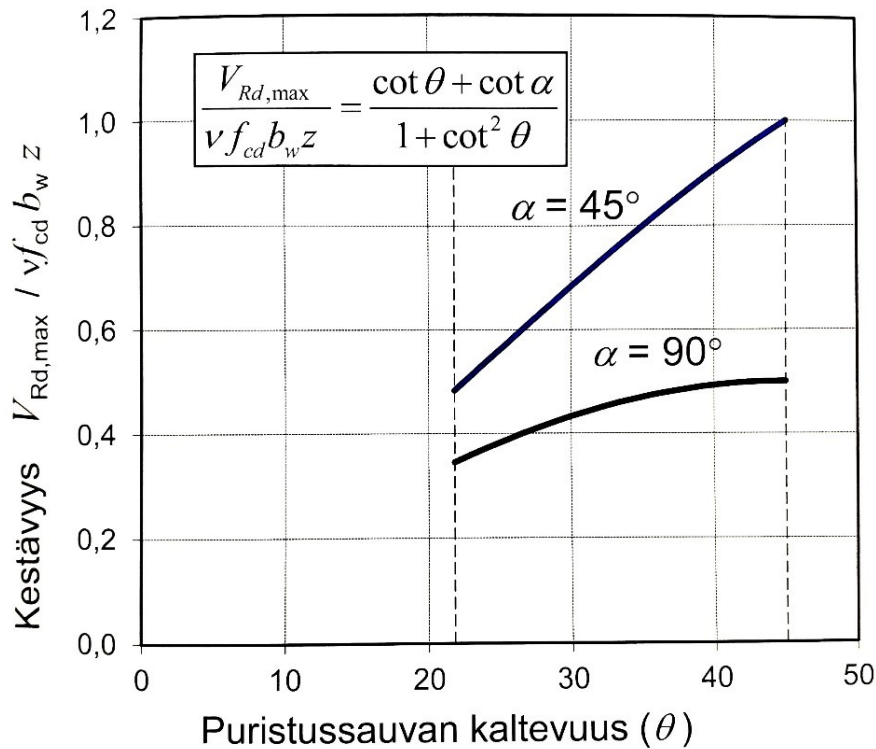
$$\sin^2 \theta = \frac{1}{1+\cot^2 \theta} \quad (57)$$

Voidaan mitoitusyhtälö esittää kaavalla (58), joka on esitetty EC2-standardissa.

$$V_{Rd,max} = vf_{cd}b_wz \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1+\cot^2 \theta} \quad (58)$$

Uuman leveytenä  $b_w$  käytetään pienintä arvoa pääraudoituksen ja puristusvyöhykkeen alareunan välillä (Nykyri, 2020, s. 138). Puristusmurtokestävyyden kaavoihin ei ole sisällytetty jännevoiman vaikutukseen liittyvää kerrointa  $\alpha_{cw}$ , koska teräsbetonipalkeilla se on 1,0. Kuviossa 13 esitetään leikkauskestävyyden maksimiarvon riippuvuus puristussauvan kaltevuuskulmasta  $\theta$  ja hakojen kaltevuudesta  $\alpha$ . Puristussauvan kaltevuus vaikuttaa siis leikkauskestävyyden maksimiarvoon.





Kuvio 13. Hakojen ja puristussauvan kaltevuuksien vaikutus leikkauskestävyyteen (Nykyri, 2020, s. 139).

Kun tiedetään leikkausvoima  $V_{ed}$  saadaan ratkaistua puristussauvan kaltevuus  $\theta$  kaavalla (59) (Nykyri, 2020, s. 139).

$$\theta = \arccot \left[ \frac{1}{2A} (1 - \sqrt{1 + 4A(\cot \alpha - A)}) \right] \quad (59)$$

missä

$$A = \frac{V_{Ed}}{v f_{cd} b_w z} \quad (60)$$

Seuraavalla kaavalla (61) voidaan laskea raja-arvo, jolloin leikkausraudoitusten lisääminen ei enää lisää poikkileikkauksen leikkauskestävyyttä (Nykyri, 2020, s. 139). Arvo lasketaan puristussauvan kulmalla  $\theta = 45^\circ$ .

$$\frac{A_{sw}}{s b_w} = \frac{1}{2 \sin \alpha} \frac{v f_{cd}}{f_{ywd}} \quad (61)$$

Tunnettaessa poikkileikkaus voidaan muodostaa yhtälö, jossa asetetaan poikkileikkauksen leikkausraudoituksen kestävyys ja puristusmurtokestävyys yhtä suuriksi (Nykyri, 2020, s.140). Tällöin yhtälö (62) saadaan muotoon, jossa voidaan ratkaista puristussauvan kulma  $\theta$ .

$$\theta = \arccot \left( \sqrt{\frac{vf_{cd}}{f_{ywd}} \frac{sb_w}{A_{sw} \sin \alpha} - 1} \right) \quad (62)$$

Kaavasta saadun arvon ollessa alle alarajan  $21,8^\circ$  on alarajan arvo määräävä. Arvon ollessa yli ylärajan  $45^\circ$  on ylärajan arvo määräävä.

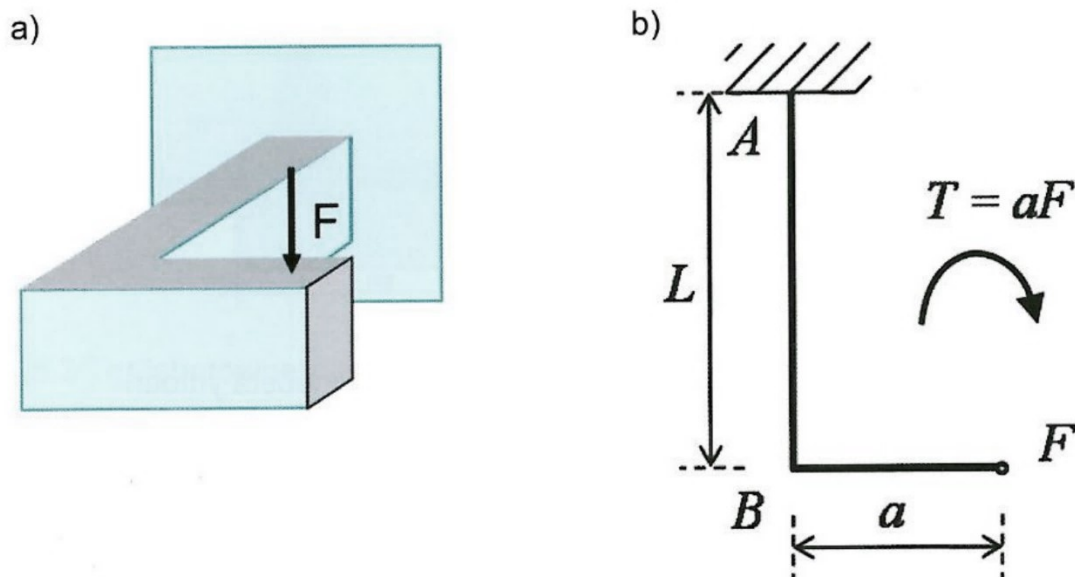
### 4.3 Vääntö

Jos palkkiin kohdistuvien kuormien tai tukivoimien resultantit eivät kulje palkin poikkileikkauksen vääntökeskiön kautta, palkeissa esiintyy vääntörasituksia (Nykyri, 2020, s. 167). Tällainen tilanne on tavallinen esimerkiksi laataston leukapalkeissa.

Vääntökeskiö on piste, jonka ympäri poikkileikkaus kiertyy vääntörasituksen vaikutuksesta (Nykyri, 2020, s. 167). Epäsymmetrisissä poikkileikkauksissa vääntökeskiö määritetään lujuusopin sääntöjen mukaan, kun taas symmetrisissä poikkileikkauksissa vääntökeskiö sijaitsee yleensä symmetria-akselilla tai kaksoissymmetrisissä akseleiden leikkauspisteissä. Teräsbetonirakenteiden vääntömitoituksessa monimutkaisemmat poikkileikkaukset voidaan usein jakaa suorakaiteen muotoisiin osiin ja mitoittaa jokainen osa erikseen vääntölle. Suorakaidepoikkileikkauksilla vääntökeskiö sijaitsee puolestaan poikkileikkauksen pintakeskiössä.

Vääntörasituksessa rakenteen poikkileikkaustasot eivät pysy tasoina (Nykyri, 2020, s. 167). Ainoastaan symmetria-akselit pysyvät väännössä suorina ja kohtisuorassa pituusakseliin nähden. Poikkileikkauksen osat symmetria-akseleiden ulkopuolella siirtyvät palkin akselin suunnassa, mikä aiheuttaa poikkileikkaustason käyristymisen. Tätä ilmiötä kutsutaan poikkipainumaksi. Ympyräpoikkileikkauksen tapauksessa poikkileikkaustaso pysyy kuitenkin tasoina ja kohtisuorassa pituusakseliin nähden.

Vääntöjännitykset (=leikkausjännitykset), syntyvät vääntörasituksen seurauksena poikkileikkauksen alueella (Nykyri, 2020, s. 167). Nämä jännitykset ovat nollatasolla vääntökeskiössä ja kasvavat sitä mukaa kun etäisyys vääntökeskiöstä kasvaa. Ympyrän muotoisella poikkileikkauksella jännitys on yhtä suuri koko kehän pituudella. Toisaalta suorakaiteen muotoisella poikkileikkauksella suurin jännitys esiintyy pitempien sivujen keskikohdalla, kun taas nurkissa jännitys on nolla.

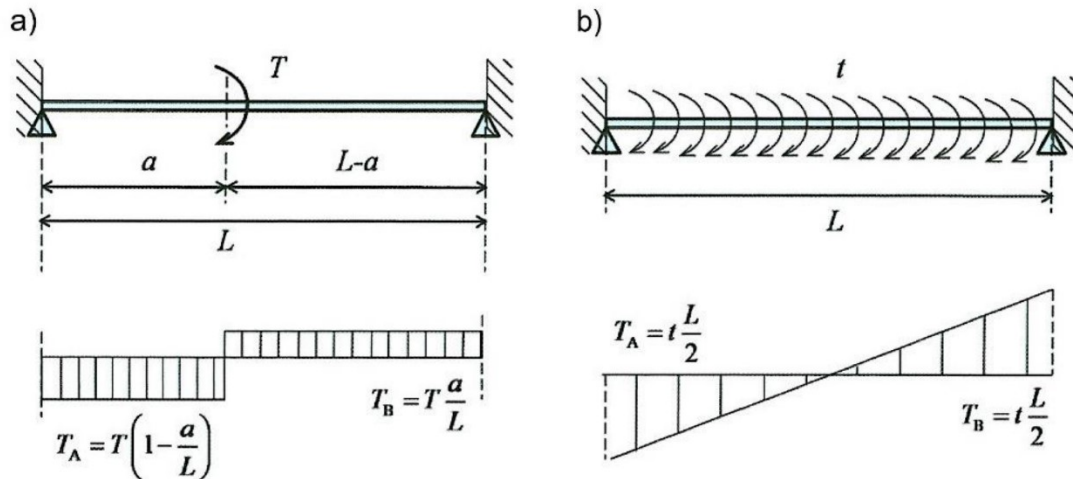


Kuvio 14. Vasemmalla ulokepalkissa esiintyvä tasapainottava vääntö, oikealla vaakaleikkaus (Nykyri, 2020, s.169).

Elementtirakentamisessa laataston reunapalkki on tyypillinen vääntörasitustapaus, jossa ilmenee sekä tasapainottavaa että yhteensopivuusvääntöä (Nykyri, 2020, s. 169–170). Rakentamisen aikana, ennen saumavaluja, reunapalkkiin kohdistuu tasapainottavaa vääntöä. Ontelolaattojen saumoihin asennetaan rauditus rakentamisen aikana, ja se ankkuroituu toisesta päästä palkin reikiin. Saumavalujen kovettumisen jälkeen palkki ja laatasto toimivat yhtenäisenä rakenteena, jolloin palkissa esiintyvä vääntö on yhteensopivuusvääntöä. Valmiina rakenteena palkilta ja sen tukirakenteelta ei edellytetä vääntökestävyyttä murto-rajatilassa.

Yhteensopivuusvääntö viittaa vääntörasitukseen, joka syntyy palkissa, kun se mukautuu liittyvien rakenteiden aiheuttamiin muodonmuutoksiin (Nykyri, 2020, s. 169). Esimerkkinä on laattarakenteen reunapalkki, johon laatan reunan kiertyminen aiheuttaa vääntörasitusta, mikäli palkki ei voi vapaasti kiertää tuennan estäessä sen. Murtorajatilassa

yhteensopivuusvääntö häviää johtuen palkin halkeilusta tai palkin tuella tapahtuvista muodonmuutoksista. Riittävä muodonmuutoskyky rakenteessa taataan käyttämällä vähimmäisraudoitusta.



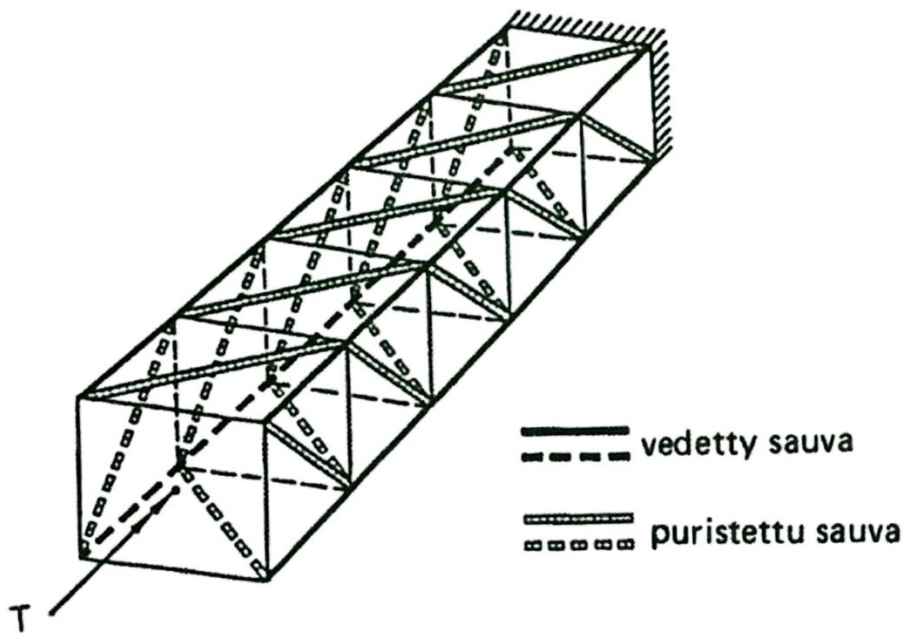
Kuvio 15. Yksiaukkoisen palkin vääntömomenttijakauma pistemäisen ja tasaisesti jakautuneen vääntömomentin osalta (Nykyri, 2020, s. 171).

Edellä olevassa kuviossa yksiaukkoisen vääntörasitetun palkin staattinen malli on staattisesti määräämätön, mutta usein mallia voidaan yksinkertaistaa olettamalla palkin vääntöjäykkyys vakiona ja tukien kiinnityksen täysin jäykkänä tai olemattomana (Nykyri, 2020, s. 170). Tällaisilla oletuksilla, poikkileikkauksen vääntömomentti jakautuu samalla tavalla kuin leikkausvoima kuormitetussa palkissa leikkausvoiman suhteen.

Teräsbetonipalkissa, joka on halkeilemattomassa tilassa ja johon kohdistuu puhdas vääntörasitus, spiraalimaisesti nousevia jännityskenttiä syntyy reunoille  $45^\circ$ :n kulmassa (Nykyri, 202, s. 171). Mikäli näiden pääjännitys ylittää betonin vetolujuuden, rakenne halkeaa kohtisuoraan pääjännitystä vasten. Kun rakenteessa esiintyy yhteensopivuusvääntöä, vääntörasitus purkautuu. Sen sijaan, jos rakenteessa vaikuttaa tasapainottava vääntö, se johtaa rakenteen murtumiseen.

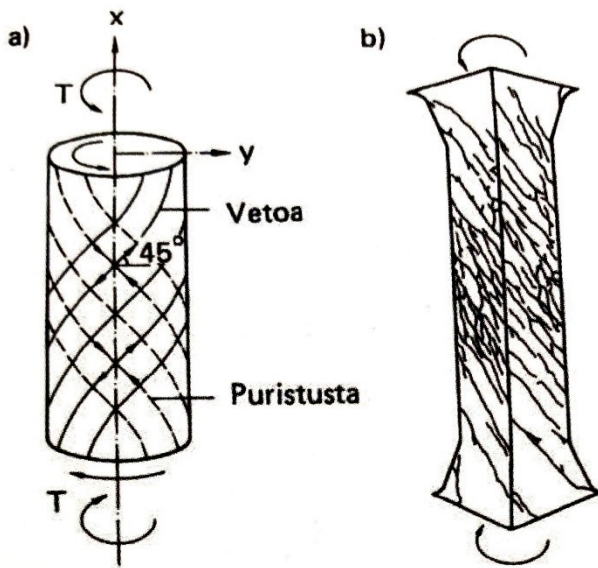
Vääntöraudoituksen mitoitus tapahtuu ristikkomenetelmällä, aivan kuten leikkausraudoituksen mitoitus (Nykyri, 2020, s. 174). Erona leikkausraudoitusmitoituksen ristikkomenetelmään on, että vääntöraudoituksen mitoituksessa käytetään kolmiulotteista ristikkomalli. Seuraavassa kuviossa on esitetty teräsbetonipalkin kolmiulotteinen ristikkomalli. Palkin ylä- ja alakulmissa sijaitsevat terästangot toimivat vetopaarteina ristikoissa, palkin haat toimivat

poikittaisina vetosauvoina, ja vinot betonisauvat kotelossa toimivat ristikon puristussauvoina.



Kuvio 16. Vääntörasitetun sauvan ristikkomalli (Nykyri, 2020, s. 175).

Eurocode 2:n mukaisesti puristussauvan kaltevuus vääntöraudoituksen mitoituksessa on sama kuin leikkausraudoituksen mitoituksessa (Nykyri, 2020, s. 174). Vääntöraudoituksen mitoituksessa tulee ottaa huomioon, että sekä pituus- että poikittaissuuntaiset raudotteet toimivat yhtäaikaaisesti. Niiden oletetaan myötävän samanaikaisesti, ja tämä voidaan varmistaa rajoittamalla puristussauvan kulma välille  $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ .



Kuvio 17. Vääntörasitetun sauvan pääjännitykset ja halkeamat (Nykyri, 2020, s. 171).

Ristikkomenetelmää käytetään vääntömitoituksessa leikkausmitoituksen tavoin, jos rakenne on haljennut (Nykyri, 2020, s. 172). Kimmoteorian avulla määritellään halkeilutila. Poikkileikkauksen pidemmän sivun ulkoreunalla sijaitsee suurin vääntöjännitys, minkä vuoksi poikkileikkauksen ulkokuori vastustaa tehokkaimmin vääntörasitusta. Kotelopoikkileikkaus tulee luoda poikkileikkauksesta, jotta voidaan määrittää vääntöhalkeilutila ja vääntökestävyyden maksimiarvo. Seinämän paksuus voidaan laskea seuraavan kaavan (63) avulla.

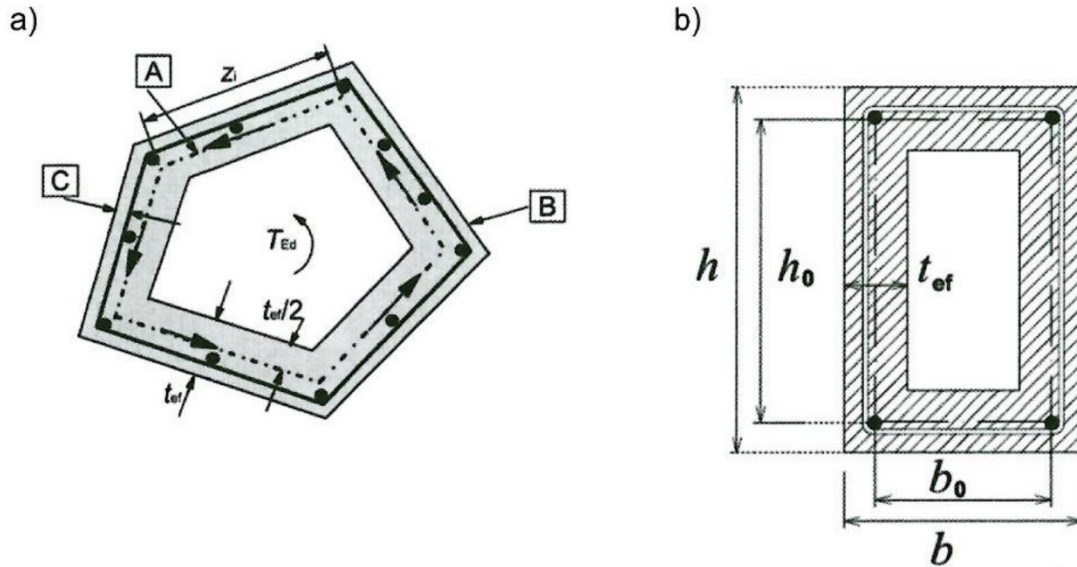
$$t_{ef} = \frac{A}{u} \quad (63)$$

missä

$A$  = poikkileikkauksen ulkopinnan rajaama pinta-ala

$u$  = poikkileikkauksen piiri

Kotelopoikkileikkauksen seinämäpaksuuden rajaehto on  $t_{ef} \geq 2d_s$ , jossa  $d_s$  viittaa etäisyyteen betonin ulkopinnasta pituussuuntaisten terästen keskelle. Todellisessa kotelopoikkileikkauksessa seinämän paksuus ei voi olla suurempi kuin todellinen seinämän paksuus. Mielivaltaiselle ja suorakaidepoikkileikkaukselle on esitetty vääntöpoikkileikkaukset kuviossa 18.



Kuvio 18. Mielivaltaisen ja suorakaiteen muotoisten poikkileikkausten teholliset vääntöpoikkileikkaukset (Nykyri, 2020, s. 173).

Kotelon keskilinan rajoittaman poikkileikkauksen mitat lasketaan suorakaidepoikkileikkaukselle kaavojen (64) ja (65) avulla (Nykyri, 2020, s. 173). Kaavoissa  $h_0$  ja  $b_0$  edustavat kotelon keskilinan rajoittaman poikkileikkauksen sivumittoja.

$$h_0 = h - t_{ef} \quad (64)$$

$$b_0 = b - t_{ef} \quad (65)$$

Seuraavilla kaavoilla (66) ja (67) voidaan laskea pinta-ala, joka on rajoitettu kotelon keskilinjalla, sekä piiri, joka vastaa pinta-alaa (Nykyri, 2020, s. 173).

$$A_k = h_0 b_0 \quad (66)$$

$$u_k = 2(h_0 + b_0) \quad (67)$$

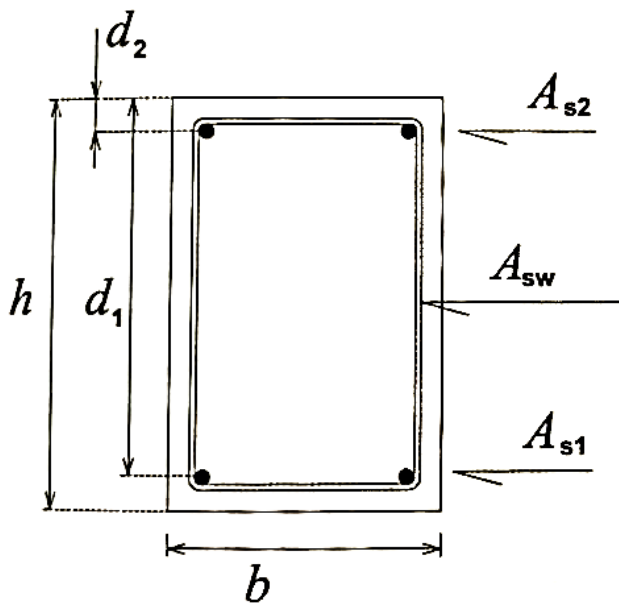
Leikkausjännitys, joka aiheutuu poikkileikkauksessa vaikuttavasta vääntömomentista, voidaan laskea käyttämällä seuraavaa kaavaa (68) (Nykyri, 2020, s. 174).

$$\tau_t t_{ef} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (68)$$

Halkeilukestävyyden kaava (69) saadaan merkitsemällä  $T_{Rd,c}$  halkeilukestävyydeksi, joka on yhtä suuri tai suurempi kuin mitoittava vääntömomentti  $T_{Ed}$ , ja merkitsemällä betonin vetolujuudella  $f_{ctd}$  leikkausjännitystä  $\tau_t$ .

$$T_{Rd,c} = 2A_k t_{ef} f_{ctd} \quad (69)$$

On otettava huomioon, että teräsbetonipalkkiin tulee aina asettaa vähimmäisraudoitus väännölle, vaikka mitoitusehto täytyisikin (Nykyri, 2020, s.174). Lisäksi palkkiin kohdistuu harvoin pelkkää vääntörasitusta. Yleensä palkkiin kohdistuu vääntörasituksen lisäksi leikkausrasitusta, yhteisvaikutusta käsitellään kappaleessa 4.4.



Kuvio 19. Raudoitus poikkileikkauksessa (Nykyri, 2020, s.175).

Jos mitoittettava vääntömomentti ylittää vääntöhalkeilukestävyyden ( $T_{Rd,c} < T_{Ed}$ ), tarvitaan erillinen vääntöraudoitus (Nykyri, 2020, s. 177). Puristussauvan kaltevuus  $\theta$  määritetään ensin poikkileikkauksessa. Vääntöraudoitus koostuu pituussuuntaisista ja poikittaissuuntaisista raudoituksista. Pituussuuntaisen vääntöraudoituksen määrä voidaan laskea käyttäen seuraavaa kaavaa (70).

$$A_{sL} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{yLd}} \frac{u_k}{\tan \theta} \quad (70)$$



Raudoitusmäärä jaetaan tasaisesti poikkileikkaukseen niin, että jokaisessa kulmassa on vähintään yksi raudoitustanko ja tankojen välinen etäisyys on korkeintaan 350 mm (Nykyri, 2020, s. 177).

Umpihakaraudoitus muodostetaan poikittaisista haoista, jotka asetetaan kohtisuoraan palkin pituusakselia vasten (Nykyri, 2020, s. 177). Hakatangon minimipoikkipinta-ala voidaan laskea seuraavasta kaavasta (71), joka antaa hakatangon paksuuden, kun hakaväli on  $s$ . Yleensä on käytännöllisempää valita tankopaksuus ensin ja laskea sen perusteella hakavälin maksimiarvo  $s$  kaavasta (72).

$$A_{sw} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{ywd} \cot \theta} s \quad (71)$$

$$s = 2A_k \frac{A_{sw} f_{ywd}}{T_{Ed}} \cot \theta \quad (72)$$

Jos lasketaan tunnetun poikkileikkauksen vääntökestävyys, se voidaan laskea seuraavalla kaavalla (73) (Nykyri, 2020, s.175).

$$T_{Rd,s} = 2A_k \sqrt{\frac{A_{sw} f_{ywd}}{s} \frac{A_{sL} f_{yLd}}{u_k}} \quad (73)$$

missä

$A_k$  = tehollisen kotelon keskilinjän rajoittama pinta-ala

$u_k$  = pinta-alaa  $A_k$  vastaava piiri

$A_{sw}$  = hakaraudoituksen yhden leikkeen poikkipinta-ala

$A_{sL}$  = pituussuuntaisen raudoituksen poikkipinta-alan summa ( $A_{s1} + A_{s2}$ )

$s$  = hakaväli

$f_{ywd}$  = mitoitusarvo hakaraudoituksen myötölujuudelle

$f_{yLd}$  = mitoitusarvo pituussuuntaisen raudoituksen myötölujuudelle

Tunnetun poikkileikkauksen kaltevuus  $\theta$  voidaan laskea kaavasta (74) (Nykyri, 2020, s. 176).

$$\theta = \arccot \sqrt{\frac{A_{sL} f_{yLd} s}{A_{sw} f_{ywd} u_k}} \quad (74)$$

Vääntökestävyys betonisessa puristussauvassa voidaan laskea kaavalla (75) (Nykyri, 2020, s. 176).

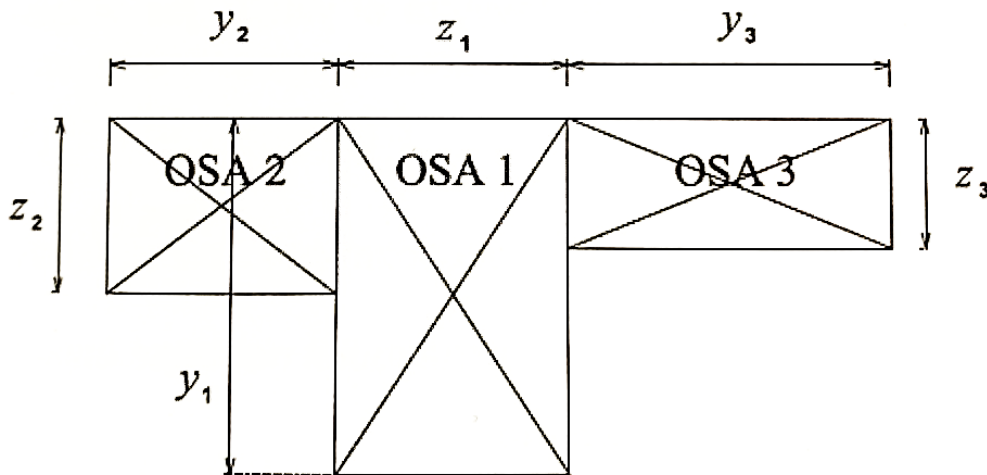
$$T_{Rd,max} = 2v f_{cd} A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta \quad (75)$$

missä

$v$  = aiemmin kaavassa (51) laskettu pienennyskerroin

Vääntökestävyys on pienempi raudituksen ja betonin puristuskestävyydestä kaavan (76) mukaisesti (Nykyri, 2020, s. 176).

$$T_{Rd} = \min\{T_{Rd,s}, T_{Rd,max}\} \quad (76)$$



Kuvio 20. Monimuotoisen poikkileikkauksen osien määrittäminen (Nykyri, 2020, s. 179).

Jokaiselle poikkileikkausmuodolle ei ole olemassa tarkkoja mitoitusperiaatteita, mutta suorakaidepoikkileikkauksen mitoitusperiaatteita voidaan soveltaa likimääräisenä ratkaisuna (Nykyri, 2020, s. 179). Mitoituksessa poikkileikkaus jaetaan suorakaiteen muotoisiin osiin, ja vääntömomentti jaetaan osille niiden halkeamattoman tilan vääntöjäykkyyksien suhteissa. Lopuksi jokainen osa mitoitetaan siihen kohdistuvan vääntömomentin perusteella.

Seuraavalla kaavalla (77) voidaan mitoittaa suorakaidepoikkileikkauksen vääntöjäykkyys halkeamattomassa tilassa.

$$G_c I_v = G_c \alpha z^3 y \quad (77)$$

missä

$G_c$  = betonin liukumoduuli

$I_v$  = vääntöneliömomentti

$z$  = poikkileikkauksen pienempi mitta

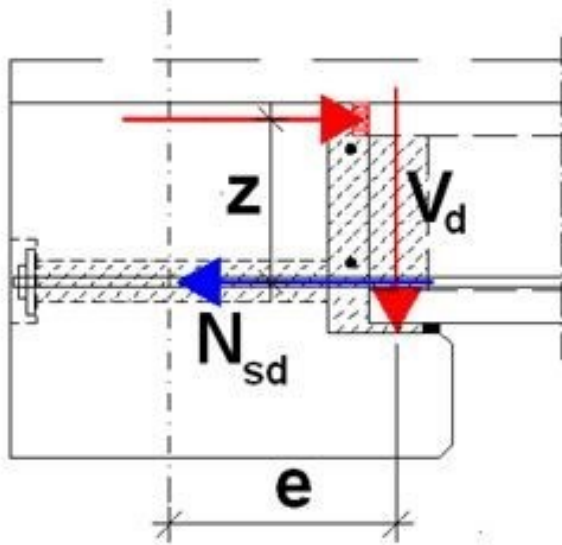
$y$  = poikkileikkauksen suurempi sivumitta

$\alpha$  = sivumittojen suhteesta riippuva kerroin

Kun monimuotoisen poikkileikkauksen vääntövoimaa jaetaan likimääräisesti osille, kertoimen  $\alpha$  vaikutusta ei tarvitse huomioida (Nykyri, 2020, s. 179). Tällöin poikkileikkauksen osille kohdistuva vääntövoima voidaan laskea seuraavalla kaavalla (78).

$$T_{Ed,i} = T_{Ed} \frac{z_i^3 y_i}{\sum_i z_i^3 y_i} \quad (78)$$

Aiemmillä kaavoilla pystytään mitoittamaan vääntöraudoitus asennustilanteessa, kun kuormitus on tasapainottavaa vääntöä (Elementtisuunnittelu, 2020d). Lopullisessa tilanteessa vääntömomentti, vastaanotetaan voimaparilla (Kuvio 21), joka koostuu saumateräksissä vaikuttavasta vetovoimasta ja palkin kiertyessä laatastoon päin saumavalun kautta yläkanakseen kohdistuvasta puristusvoimasta. Tämä voimapari kumoaa laatan epäkeskeisestä tukireaktiosta aiheutuvan vääntömomentin. Saumateräksset on ankkuroiduttava palkkiin ja ontelolaattojen väliseen saumaan.



Kuvio 21. Voimapari ontelolaataston ja reunapalkin välillä (Elementtisuunnittelu, 2020d).

Edellä olevan kuvan merkintöjä käyttäen voidaan määrittää saumarautaan kohdistuva voima kaavalla (79) (Elementtisuunnittelu, 2020d).

$$N_{sd} = V_d \frac{e}{z} \quad (79)$$

missä

$V_d$  = tukireaktio laatan leveydeltä (kN/1,2 m)

$e$  = uuman keskilinjän ja todellisen tukipisteen välinen etäisyys

$z$  = yläkannaksen keskilinjän ja saumateräksen välinen etäisyys

Saumarautaan kohdistuvan voiman avulla saadaan ontelolaatan leveydelle vaadittu raudoitusmäärä kaavasta (80).

$$A_s = \frac{N_{sd}}{f_{yd}} \quad (80)$$

missä

$A_s$  = pinta-ala saumateräkselle (mm<sup>2</sup>/1,2 m)

Minimimäärä saumateräkselle saadaan seuraavasta kaavasta (81), jossa huomioidaan euronormin mukainen sideraudoitus onnettomuuskuormien varalta (Elementtisuunnittelu, 2020d):

$$A_{s,min}/1,2m = \frac{1,2*20kN/m}{f_{yk}} \quad (81)$$

#### 4.4 Yhdistetyt rasitukset

Vääntö ei yleensä esiinny yksin käytännön rakenteissa, vaan se ilmenee yhdessä muiden rasitusten kanssa (Nykyri, 2020, s. 180). Leikkausrasituksen ja vääntörasituksen maksimi-  
arvot kohdistuvat usein samaan rakenteen osaan. Taivutusrasituksen maksimi-  
arvot esiintyä yhdessä vääntömomentin kanssa esimerkiksi ulokkeiden tuilla ja jatkuvilla  
tuilla. Yhdistetyt rasitukset, jotka kohdistuvat raudoitukseen, voidaan huomioida yksinker-  
taisesti määrittämällä erillinen raudoitus jokaiselle rasitukselle ja sijoittamalla ne kaikki ra-  
kenteeseen.

Jos samanaikaiset leikkaus- ja vääntörasitukset vaikuttavat betoniin, on tehtävä erillinen  
tarkastelu betonin puristuskestävyyden suhteen (Nykyri, 2020, s. 180). Kestävyyttä ei yli-  
tetä, jos seuraava yhteisvaikutusehto on voimassa puristussauvojen osalta.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (82)$$

missä

$T_{Ed}$  = vääntörasituksen mitoitusarvo

$T_{Rd,max}$  = vääntökestävyyden mitoitusarvon yläraja

$V_{Ed}$  = leikkausrasituksen mitoitusarvo

$V_{Rd,max}$  = leikkauskestävyyden mitoitusarvon yläraja

Jos halutaan käyttää vain vähimmäisraudoitusta suorakaiteen muotoisissa umpipoikkileik-  
kauksissa, tulee seuraavan halkeiluehdon (83) yhdistetyille rasituksille olla voimassa (Ny-  
kyri, 2020, s. 180).

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1 \quad (83)$$

missä

$T_{Rd,c}$  = vääntöhalkeilukestävyys

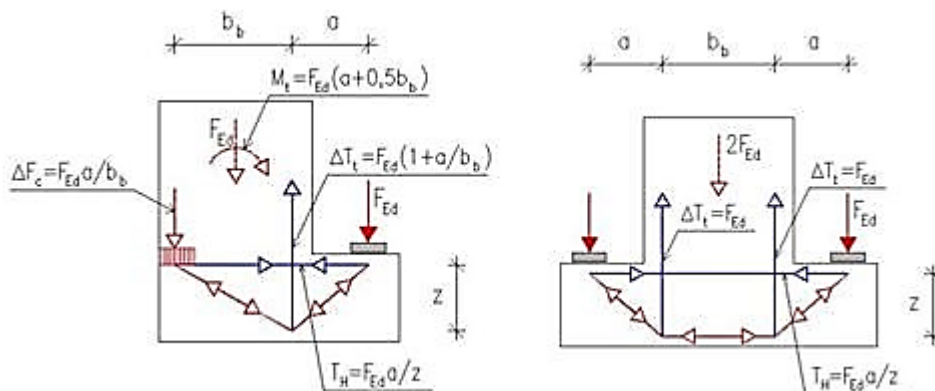
$V_{Rd,c}$  = leikkausraudoittomien rakenteiden leikkauskestävyys

Leikkaushakojen vähimmäisarvoa vastaava hakaväli saadaan seuraavasta kaavasta (84) (Nykyri, 2020, s. 141).

$$s_{min} \leq \frac{A_{sw}}{0,08b_w \sin \alpha} \frac{\frac{f_{yk}}{MPa}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}} \quad (84)$$

#### 4.5 Leuan mitoitus

Leuan mitoitus leukapalkissa voidaan suorittaa Eurokoodi 2:n (EC 2) osion 6.5, ristikkomenetelmän mukaisesti (Elementtisuunnittelu, 2020d). Ristikkomalli, jota käytetään yksi- ja kaksipuolisten leukojen mitoitukseen, on esitetty kuviossa 22.



Kuvio 22. Leuan mitoituksen ristikkomallit (Elementtisuunnittelu, 2020d).

Leukojen ja uuman väliset mitoitukset vaativat teräsbetonipalkin taipuma ja leikkausmitoitusten soveltamista. Leuan ja uuman välisen taipuman voidaan kuvitella olevan kuin palkissa, jolloin leuan yläpinta on vedossa ja alapinta puristuksessa. Leuan korkeutta käytetään selvittäessä tehollista korkeutta ja leveytenä käytetään metriä.

Leuan ja uuman välille ei tarvita leikkausraudoitusta, koska leikkausraudoituksen vähimmäismäärä voidaan jättää pois sellaisista laattamaisista rakenteista, joissa kuormien poikittainen uudelleenjakautuminen on mahdollista (SFS, 2015, s. 84). Uuman ja leuan

välisen betonin leikkauskestävyys voidaan laskea samoilla kaavoilla kuin palkin betonin leikkauskestävyys kappaleessa 4.2 kaavoilla (41) – (45).

Leuasta aiheutuvan ripustusvoiman vaatima raudoitusmäärä voidaan laskea seuraavasta kaavasta (85), kun tiedetään ripustuskuorma metrille ja raudoituksen mitoitusmyötölujuus.

$$\frac{F_{Ed,oik}}{f_{yd}} = A_{sw,rip}/m \quad (85)$$

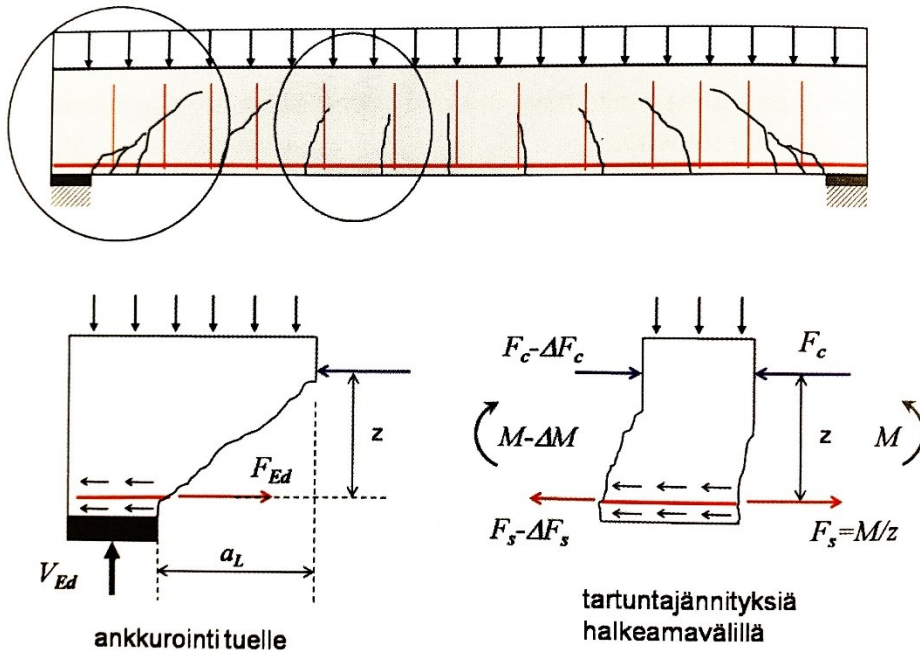
Leukojen pituussuuntaiset teräkset määritetään palkin vähimmäisraudoituksen mukaisiksi kappaleen 4.1 kaavalla (40).

#### 4.6 Ankkurointi

Raudoitukseen kohdistuva voima on suurimmillaan maksimimomentin kohdalla, ja pienenee mentäessä tukialueelle, jossa ankkurointimitoitus yleensä tehdään (Nykyri, 2020, s. 154). Voima pienenee tukea päin mentäessä, kun momentti pienenee ja raudoituksen sekä betonin välinen tartunta vaikuttaa. Halkeaman kaltevuus vaikuttaa raudoituksen voimaan tuen reunalla, ja mitä vinompi halkeama on, sitä suurempi voima raudoituksella on. Halkeaman vinous puolestaan riippuu puristussauvan kulmasta ja leikkausraudoituksen määrästä ja sen kulmasta.

Raudoitus voidaan ankkuroida suorilla tangoilla tartunnan avulla tai erillisillä ankkurointieli-millä, kuten koukuilla tai hitsatuilla poikittaistangoilla (Nykyri, 2020, s. 155). Raudoituksen tulee ankkuroitua tuelle niin, että se kestää vähintään raudoitukseen kohdistuvan voiman  $F_{Ed}$ , joka lasketaan seuraavalla kaavalla (86).

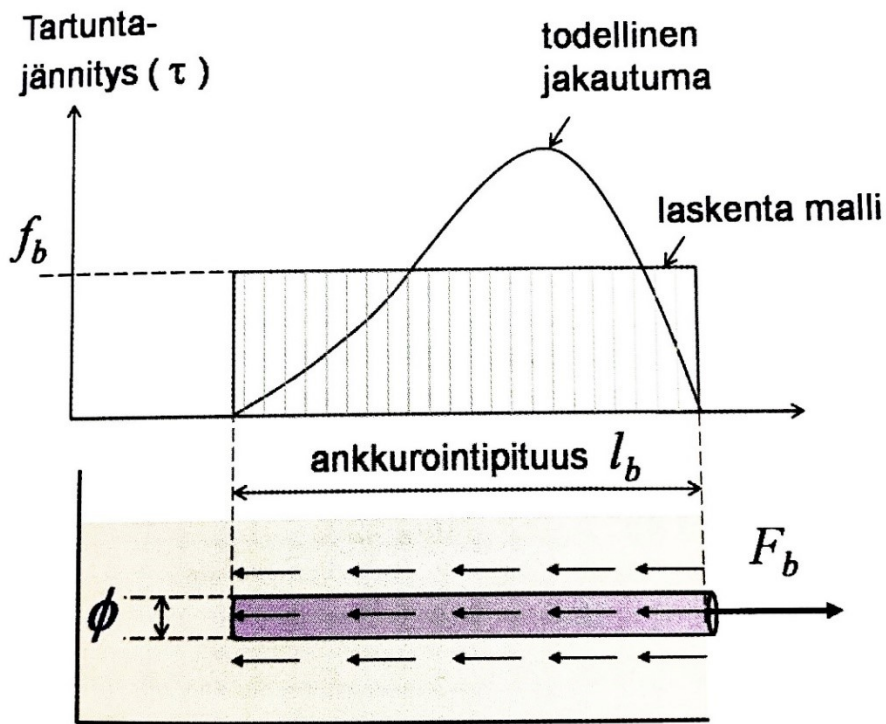
$$F_{Ed} = V_{Ed} \frac{a_L}{z} = 0,5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha) \quad (86)$$



Kuvio 23. Raudoituksen voiman siirtyminen betonille (Nykyri, 2020, s. 154).

Mitoituksessa suoran tangon ankkurointi perustuu tartuntajännitykseen  $\tau_b$ , joka on leikkajännitys tangon ja betonin välillä (Nykyri, 2020, s.155). Vaikka todellisuudessa tartuntajännitys ei jakaudu tasaisesti koko ankkurointimatkalta, mitoituksessa oletetaan sen jakautuvan tasaisesti tangon vaippapinnalle, kuten kuviossa 24 näkyy.





Kuvio 24. Suoran tangon ankkuroituminen (Nykyri, 2020, s.155).

Ankkuroitava voima saadaan seuraavasta kaavasta (87).

$$F_b = u_s l_b f_b \quad (87)$$

missä

$u_s$  = tangon ympärysmitta,  $u_s = \pi\phi$

Mitoitusarvo harjatangon tartuntalujuudelle lasketaan kaavasta (88)

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (88)$$

missä

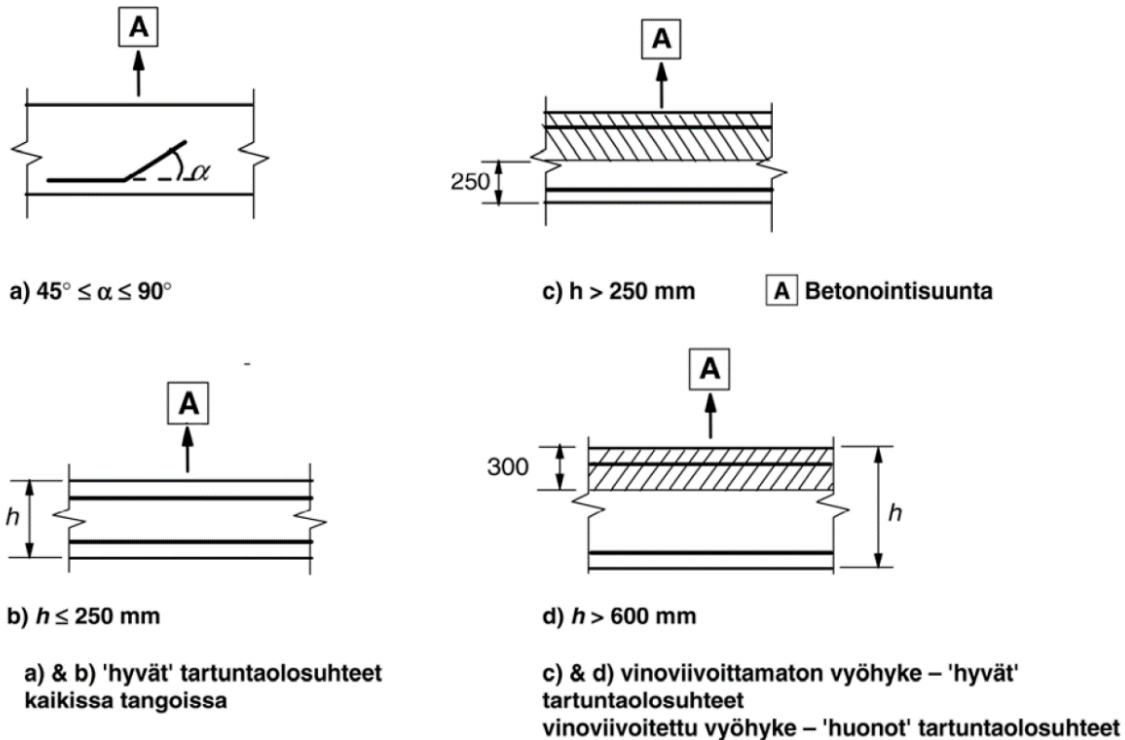
$\eta_1 = 1,0$ ; kun hyvät tartuntaolosuhteet,  $=0,7$ ; muissa olosuhteissa (kuvio 24)

$\eta_2$  = tankopaksuudesta riippuva kerroin (kaava 89)

$f_{ctd}$  = betonin vetolujuuden mitoitusarvo, enintään luokan C60/75 lujuus

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0, & \text{kun } \phi \leq 32 \text{ mm} \\ \frac{132-\phi}{100}, & \text{kun } \phi > 32 \text{ mm} \end{cases} \quad (89)$$

Hyvät tartuntaolosuhteet ovat alueilla, joissa betoni tiivistyy hyvin tangon ympärille (Nykyri, 2020, s. 156). Tällaiset alueet on merkitty seuraavassa kuviossa ilman viivoitusta. Betonointisuunta on tärkeä huomioida tartuntaolosuhteita määriteltäessä.



Kuvio 25. Tartuntaolosuhteiden määrittely (Nykyri, 2020, s. 156).

Ankkurointimitoituksessa todennetaan kaavalla (90), että ankkurointialueella pystyy kehittämään ankkurointivoima ( $F_{bd}$ ), joka on vähintään yhtä suuri kuin aiemmin laskettu ankkuroiva voima ( $F_{Ed}$ ) (Nykyri, 2020, s. 157).

$$F_{bd} \geq F_{Ed} \quad (90)$$

Aiempien yhtälöiden perusteella ankkurointipituuden mitoitusehto (91).

$$l_b \geq \frac{F_{Ed}}{u_s f_{bd}} \quad (91)$$

Mitoitusehdon (91) oikea puoli esitetään eurokoodissa kaavan (92) mukaan ankkurointipituuden perusarvona  $l_{b,rqd}$ .

$$l_{b,rqd} = \frac{F_{Ed}}{u_s f_{bd}} = \frac{\sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (92)$$

missä

tangossa vaikuttava normaalijännitys  $\sigma_{sd}$  saadaan kaavasta (93)

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s} \quad (93)$$

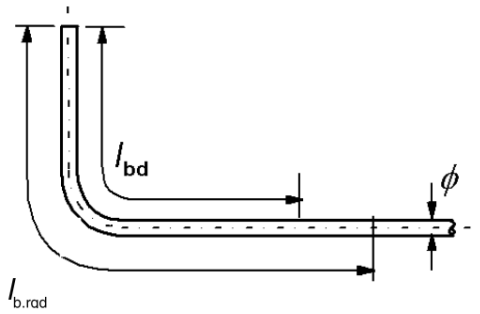
Lopullinen mitoitusarvo  $l_{bd}$  saadaan seuraavasta yhtälöstä (94), ankkurointipituuden perusarvoa voi vielä pienentää  $\alpha$ -kertoimella edullisten vaikutusten ansiosta (Nykyri, 2020, s. 157).

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \quad (94)$$

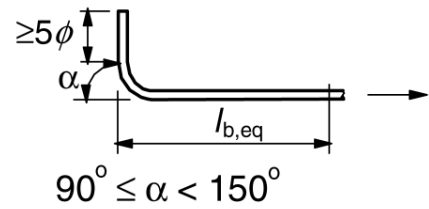
Arvot kertoimille sijoittuvat välille 0,7–1,0, ja niiden määritelmät löytyvät seuraavasta taulukosta (Nykyri, 2020, s. 157). Ankkurointipituuden vähentämiseen käytetään kertoimia  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  ja  $\alpha_5$  suorille tangoille. Koukkujen ja silmukoiden vaikutus otetaan huomioon kertoimella  $\alpha_1$ , kun taas hitsatun poikittaistangon vaikutus huomioidaan kertoimella  $\alpha_4$ . Vasta silloin, kun ankkurointipituus ei ole riittävä ilman niitä, on tarpeen soveltaa pienennyskertoimia.

Taulukko 8. Ankkurointipituuden  $\alpha$ -kertoimien arvot (SFS, 2015, s. 135).

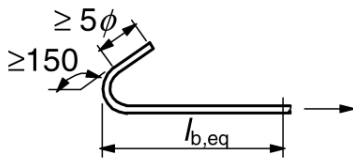
Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1=1,0$	$\alpha_1=1,0$
	Muu kuin suora (kuvio 26; b, c ja d)	$\alpha_1=0,7$ jos $c_d > 3\emptyset$ muuten $\alpha_1=1,0$ ( $c_d$ arvot seuraavassa kuviossa)	$\alpha_1=1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \emptyset) / \emptyset$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	$\alpha_2=1,0$
	Muu kuin suora (kuvio 26; b, c ja d)	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\emptyset) / \emptyset$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	$\alpha_2=1,0$
Poikittainen laajenemisen estoraudoitus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K \lambda$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$	$\alpha_3=1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estoraudoitus*	Kaikki tyypit (kuvio 26; e)	$\alpha_4=0,7$	$\alpha_4=0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04 p$ $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	-
missä $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$ $\Sigma A_{st}$ = poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta $l_{bd}$ $\Sigma A_{st,min}$ = poikittaisraudoituksen poikkileikkausalan vähimmäisarvo = $0,25 A_s$ palkeilla ja 0 laatoilla $A_s$ = yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala $K$ = arvot kuviosta 27 $p$ = poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta $l_{bd}$ .			
* Ks. myös eurokoodin kohtaa 8.6: Välittömällä tuilla ankkurointipituuden mitoitusarvona $l_{bd}$ voidaan käyttää pienempää arvoa kuin $l_{b,min}$ mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaislanka. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalta.			



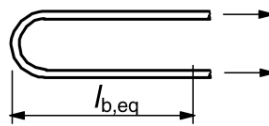
a) Muodosta riippumaton vetovoiman ankkuroinnin peruspituus  $l_{b,rad}$  mitattuna keskiviivaa pitkin



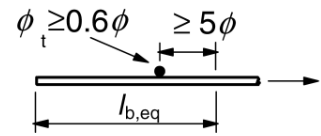
b) Vakiotaivutuksen ekvivalentti ankkurointipituus



c) Vakiokoukun ekvivalentti ankkurointipituus

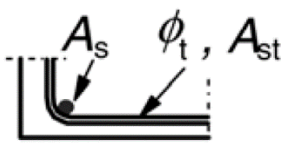


d) Vakiolenkin ekvivalentti ankkurointipituus

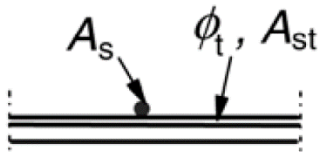


e) Hitsatun poikittaistangon ekvivalentti ankkurointipituus

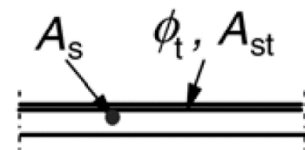
Kuvio 26. Taulukon 8 ankkurointityypin määritelmät (SFS, 2015, s. 132).



$K = 0,1$

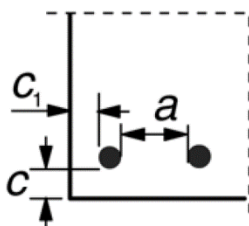


$K = 0,05$



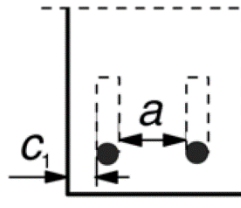
$K = 0$

Kuvio 27. K kertoimen arvot taulukkoon 8 (SFS, 2015, s. 135).



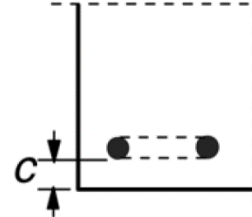
a) Suorat tangot

$$c_d = \min (a/2, c_1, c)$$



b) Taivutetut tai koukkupäiset tangot

$$c_d = \min (a/2, c_1)$$



c) Lenkipäiset tangot

$$c_d = c$$

Kuvio 28.  $c_d$  mitan määrittely (SFS, 2015, s. 134).

Vetorausituksen ankkurointipituuden vähimmäisarvo saadaan kaavasta (95).

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} \\ 10\emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (95)$$

Puristusraudoituksen ankkurointipituuden vähimmäisarvo määritellään kaavalla (96).

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,6l_{b,rqd} \\ 10\emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (96)$$

Ankkurointipituuden toteutumisen varmistamiseksi suoritetaan mitoitusehto (97), jossa raudoituksen rasiusten perusteella lasketun ankkurointipituuden mitoitussarvon  $l_{bd}$  tulee olla pienempi kuin toteutuvan ankkurointipituuden  $l_b$  (Nykyri, 2020, s. 159).

$$l_b \geq l_{bd} \quad (97)$$

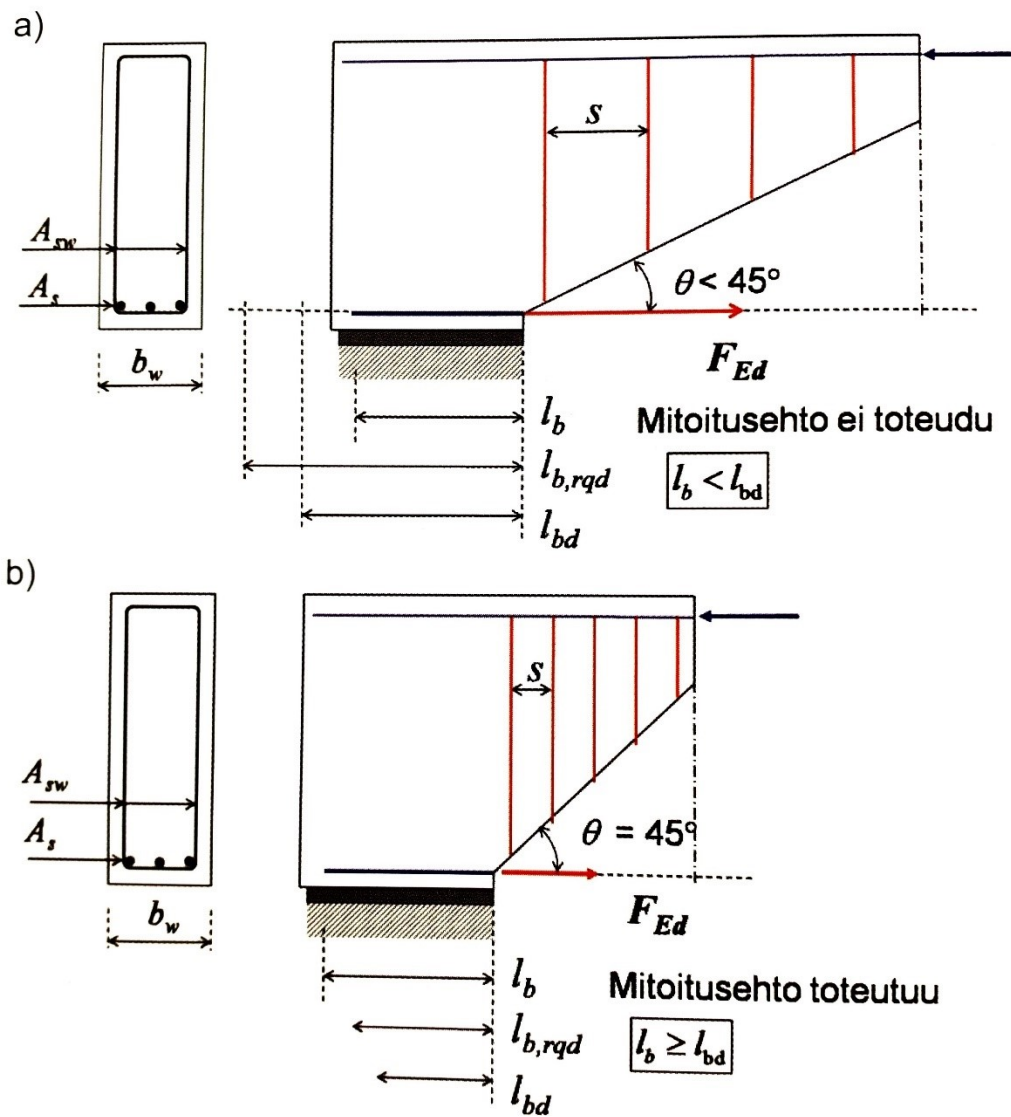
Mikäli mitoitusehto ei toteudu, vaadittua ankkurointipituutta voidaan pienentää seuraavasti (kuvio 29) (Nykyri, 2020, s. 159).

Lisäämällä leikkausraudoitusta:

- Puristussauvan kaltevuuskulma  $\theta$  kasvaa, jos  $\theta < 45$
- Ankkuroitava voima  $F_{Ed}$  pienenee

Lisäämällä tuelle tuotavaa suoraa raudoitusta:

- $\sigma_{sd}$  pienenee



Kuvio 29. Leikkausraudoituksen määrän vaikutus ankkurointipituuteen (Nykyri, 2020, s. 160).

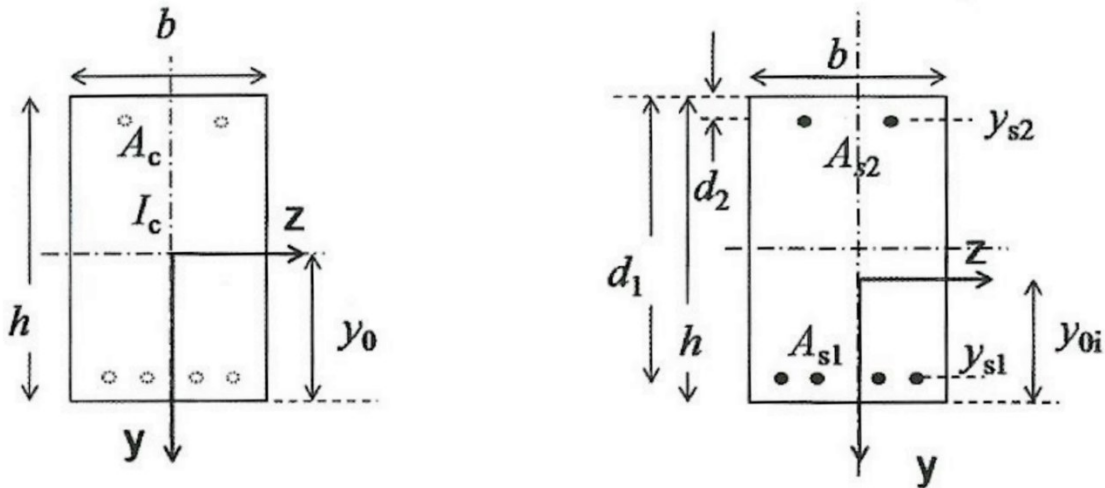
## 5 MITOITUS KÄYTTÖRAJATILASSA

Käyttörajatilassa asetetaan rajat betonin ja raudoituksen jännityksille sekä palkin halkeamaleveydelle ja taipumalle (Nykyri, 2020, s. 205). Mekaaninen käyttäytyminen teräsbetonirakenteissa eroaa käyttörajatilassa ja murtorajatilassa. Käyttörajatilassa raudoituksen jännitys on myötölujuutta pienempi ja toimii lineaarisella kimmoisalla alueella, kun taas betonin puristusjännitys on murtolujuutta pienempi. Kuormitusaika vaikuttaa betonin käyttäytymiseen, minkä vuoksi viruma tulee ottaa huomioon muodonmuutoksia lisäävänä tekijänä.

Teräsbetonirakenteen tarkastelu jakautuu kahteen osaan: halkeamattoman ja haljenneen tilan tarkasteluun, joissa kummassakin käytetään omia laskentakaavoja (Nykyri, 2020, s. 205). Halkeamattoman tilan suureita merkitään alaindeksillä (I) ja haljenneen tilan suureita alaindeksillä (II). Jos betonin vetojännitys ei ylitä vetolujuutta kuormitushistorian aikana, rakennetta pidetään halkeilemattomana.

Halkeamattomassa tilassa palkki käsitellään lineaarisen kimmoteorian mukaan (Nykyri, 2020, s. 205). Poikkileikkaussuureet voidaan määrittää brutto-, netto- tai muunnetun poikkileikkauksen mukaan. Bruttopoikkileikkauksessa raudoitusta ei oteta huomioon, ja raudoituksen viemä tila käsitellään betonina. Nettopoikkileikkauksessa raudoituksen viemä tila vähennetään betonipoikkileikkauksesta. Muunnetussa poikkileikkauksessa nettopoikkileikkaukseen lisätään raudoituksen ala, joka on kerrottuna kimmokertoimien suhteella. Perinteisesti teräsbetonirakenteet käsitellään bruttopoikkileikkaussuureilla ja jännebetonirakenteet muunnetuilla poikkileikkaussuureilla.





Kuvio 30. Teräsbetonipoikkileikkauksen määrittely halkeamattomassa tilassa (Nykyri, 2020, s. 206).

Kimmokertoimien suhde, joka tarvitaan muunnetun poikkileikkauksen laskennassa, voidaan laskea käyttämällä seuraavaa kaavaa (98) (Nykyri, 2020, s. 206). Kuormitusajan kohta voidaan ottaa mitoituksessa huomioon käyttämällä tehollista kimmokertoimen arvoa ( $E_{c,eff}$ ). Tehollinen kimmokerroin huomioi betonin viruman.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (98)$$

Muunnettu poikkileikkauspinta-ala lasketaan seuraavalla kaavalla (99)

$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2}) \quad (99)$$

Pintakeskiön etäisyys palkin vedetystä reunasta, joka on yksiaukkoisessa palkissa alareuna, lasketaan seuraavalla kaavalla (100) (Nykyri, 2020, s. 206).

$$y_{0i} = \frac{y_0 A_c + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(h - d_1) + A_{s2}(h - d_2)]}{A_i} \quad (100)$$

Jäyhyysmomentti ja puristusvyöhykkeen korkeus voidaan laskea kaavoista (101) ja (102) (Nykyri, 2020, s. 206):

$$I_i = I_c + A_c(y_{0i} - y_0)^2 + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(y_{0i} - h + d_1)^2 + A_{s2}(y_{0i} - h + d_2)^2] \quad (101)$$

$$X_I = h - y_{0i} \quad (102)$$

Betonin ja terästen jännitykset voidaan laskea kaavoilla (103) ja (104) (Nykyri, 2020, s. 207). Jos lopputulos on positiivinen, esiintyy siinä poikkileikkauksen kohdassa vetoa ja jos lopputulos on negatiivinen, esiintyy siinä poikkileikkauksen kohdassa puristusta.

$$\sigma_c(y) = \frac{M_{Ed}}{I_i} y \quad (103)$$

$$\sigma_{s1,2} = \alpha_e \frac{M_{Ed}}{I_i} (y_{0i} - h + d_{1,2}) \quad (104)$$

Haljenneessa tilassa jännityksiä ja muodonmuutoksia tarkastellaan halkeaman kohdalla (Nykyri, 2020, s. 207). Puristusvyöhykkeen korkeus halkeaman kohdalla lasketaan seuraavalla kaavalla (105).

$$X_{II} = \frac{1}{b} \{ [(\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2})^2 + 2b(\alpha_e d_1 A_{s1} + (\alpha_e - 1) d_1 A_{s2})]^{0,5} - (\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2}) \} \quad (105)$$

Jos puristuspuolen raudoitusta ei oteta huomioon, puristusvyöhykkeen korkeus saadaan sievennetystä kaavasta (106) (Nykyri, 2020, s. 207).

$$X_{II} = \alpha_e d_1 \rho_1 \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \rho_1}} \right) \quad (106)$$

Jäyhyysmomentti haljenneessa tilassa lasketaan kaavasta (107).

$$I_{II} = \frac{b X_{II}^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d_1 - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - X_{II})^2 \quad (107)$$

Betonin puristetun reunan jännitys (puristus positiivista) saadaan kaavasta (108).

$$\sigma_c = M_{Ed} \frac{X_{II}}{I_{II}} \quad (108)$$

Raudoituksen jännitys sekä haljenneessa että puristetussa alueessa voidaan laskea seuraavasta kaavasta (109) (Nykyri, 2020, s. 208). Kaavan avulla saadaan puristusvyöhykkeen raudoitukselle negatiivinen arvo ja vetoraudoitukselle positiivinen arvo jännityksille.

$$\sigma_{s1,2} = \alpha_e \frac{M_{Ed}}{I_{II}} (d_{1,2} - X_{II}) \quad (109)$$

Haljenneessa osassa olevan raudoituksen vetojännitys voidaan vaihtoehtoisesti laskea käyttämällä kaavaa (110). Sisäisen momenttivarren arvo saadaan kaavasta (111).

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_s z_{II}} \quad (110)$$

$$z_{II} = d - \frac{X_{II}}{3} \quad (111)$$

Rakenteen halkeilutila vaikuttaa oleellisesti käyttörajatilojen käsittelyyn (Nykyri, 2020, s. 209). Koska halkeilu on palautumatonta, haljennut betoni ei palaa ehjäksi, vaikka kuormitus vähenisi tai poistuisi. Siksi on tärkeää määrittää halkeilutila pahimman kuormitustilanteen mukaan, joka on esiintynyt rakenteen olemassaolon aikana. Mitä enemmän rasitus ylittää halkeilukestävyyden, sitä pidemmälle halkeilu etenee. Tyypillisessä mitoitustilanteessa halkeiluaste määritetään ominaiskuormien yhdistelmän perusteella.

Eurokoodi asettaa betonin puristusjännitykselle rajat sekä ominaiskuormien yhdistelmän että pitkäaikaskuormien yhdistelmän osalta (Nykyri, 2020, s. 210). Ominaiskuormien yhdistelmässä betonin puristusjännityksen rajoitus on tarkoitettu kuorman suuntaisen halkeilun hillitsemiseksi. Tämä koskee XD, XF ja XS rasitusluokkia, joissa halkeilu voi heikentää rakenteen kestävyyttä. Puristusjännityksen yläraja on  $0,6f_{ck}$ .

Pitkäaikaskuormien yhdistelmässä puristusjännityksiä rajoitetaan viruman hillitsemiseksi. Viruman muodonmuutos on lineaarinen, kunhan betonin jännitys pysyy korkeintaan  $0,45f_{ck}$  arvossa (Nykyri, 2020, s. 210). Jos tämä raja ylittyy, viruma kasvaa huomattavasti, ja tämä on otettava huomioon laskelmissa.

Raudoituksen vetojännityksen rajoittaminen on tarpeen liiallisen halkeilun ja taipuman estämiseksi, jotka johtuvat epälineaarisista venymistä (Nykyri, 2020, s. 210).

Ominaiskuormien yhdistelmässä raudoituksen jännitys rajataan arvoon  $0,6f_{yk}$ . Pakkomuodonmuutosten ja -siirtymien aiheuttama raudoituksen jännitys rajoitetaan arvoon  $0,8f_{yk}$ . Nämä arvot ovat kansallisen liitteen mukaisia.

Taulukko 9. Jännitysrajatilat kansallisen liitteen mukaan, suluissa eurokoodin suositusarvot (Nykyri, 2020, s. 210).

Suure	Kuorma		
	Ominaiskuormat	Pitkäaikaiset kuormat	Pakkomuodonmuutokset
Betonin puristusjännitys	$0,6f_{ck}$	$0,45f_{ck}$	-
Raudoituksen vetojännitys	$0,6f_{yk}$ ( $0,8f_{yk}$ )	-	$0,8f_{yk}$ ( $1,0f_{yk}$ )

## 5.1 Halkeamaleveyden rajoittaminen

Halkeilu kuormituksen seurauksena esiintyy yleensä joko heti muottien purkamisen jälkeen, jolloin kuormana on rakenteen oma paino, tai rakenteen varsinaisena käyttöaikana, jolloin kuormana on sekä oman painon että hyötykuorman yhdistelmä (Nykyri, 2020 s. 210–211). Kuormituksen aiheuttamaa halkeilua voidaan arvioida laskennallisesti, ja laskelmien avulla halkeilua voidaan rajoittaa hyväksyttävälle tasolle.

Rakenteen säilyvyyden ja ulkonäön takia halkeamaleveyttä on rajoitettava (Nykyri, 2020, s. 211). Halkeaman leveys tulisi rajoittaa niin, etteivät ne ole ulkonäön kannalta selvästi havaittavissa ja säilyvyyden kannalta halkeamaleveys vaihtelee rasitusluokan mukaan. Yleisesti hyväksyttävänä rajana pidetään halkeamaleveyttä 0,4 mm. Taulukossa 10 on esitetty kansallisen liitteen mukaiset rajat, suluissa eurokoodin suositusarvo.

Taulukko 10. Halkeamaleveyden raja-arvot (Nykyri, 2020, s. 211).

Rasitusluokka	Halkemaleveys $w_{\max}$ (mm) pitkäaikainen kuormituayhdistelmä
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2 (0,3)

Halkeamaleveysrajan korotus on sallittu, mikäli toteutuva betonipeite ( $c$ ) on suurempi kuin säilyvyyden vaatima betonipeite (Nykyri, 2020, s. 211). Korotus saa olla enintään 1,4-

kertainen ja voidaan laskea seuraavalla kaavalla (112). Kaavan (112) arvo  $w_{max}^*$  on edellisen taulukon 10 mukainen halkeamaleveys.

$$w_{max} = w_{max}^* \min \left\{ \frac{c - \Delta c_{dev}}{c_{min,dur}}, 1,4 \right\} \quad (112)$$

Raudoituksen jännityshuippu syntyy halkeamien kohdalla ja pienenee betonin ja raudoituksen välisen tartunnan ansiosta halkeamavälillä (Nykyri, 2020, s. 212). Raudoitus liukuu halkeamaan halkeaman molemmilta puolilta betonin ja raudoituksen venymäeron vuoksi. Halkeaman leveys ( $w$ ) on halkeamavälin ja venymäeron tulon suuruinen. Käyttämällä kaavassa (113) halkeamavälin maksimiarvoa  $S_{r,max}$ , saadaan halkeamaleveydelle yläraja.

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (113)$$

missä

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (114)$$

missä

$\rho_{p,eff}$  = tehollinen raudoitussuhde

$\emptyset$  = tankopaksuus

$c$  = betonipeite pääteräksen pintaan

$k_1$  = raudoituksen tartuntaominaisuudet huomioon ottava kerroin

$k_2$  = poikkileikkauksen jännitys jakauman kerroin

$k_3, k_4$  = valittuja kertoimia seuraavasta taulukosta



$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \quad (117)$$

missä

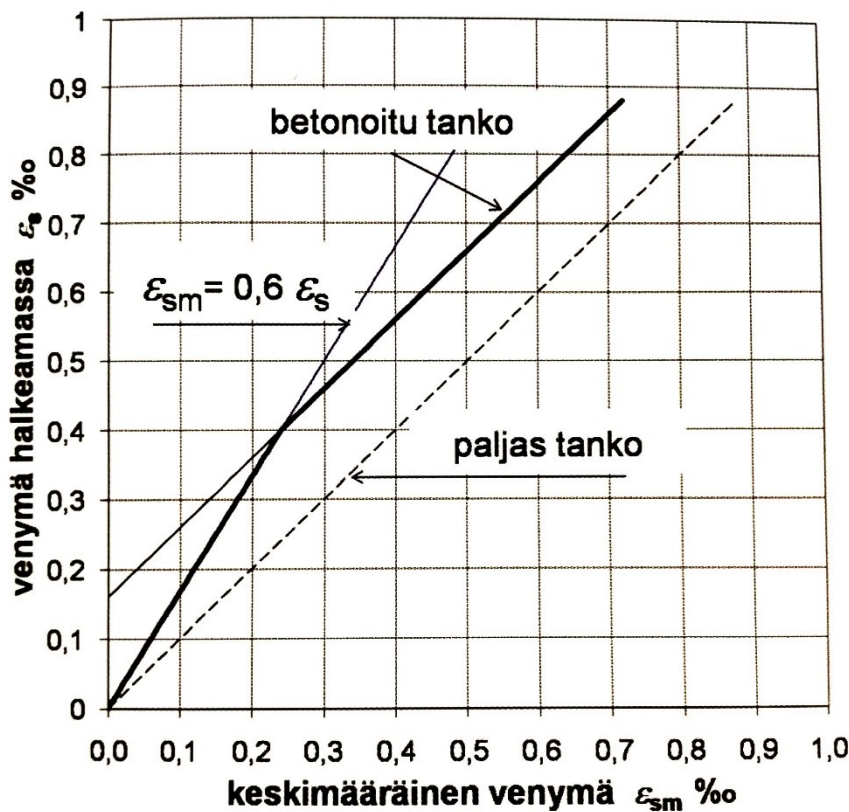
$k_t = 0,6$  lyhytaikaiselle kuormalle,  $0,4$  pitkäaikaiselle kuormalle

$\rho_{p,eff}$  = halkeaman muodostumishetken mukaan määritetty tehollinen raudoitussuhde

$\alpha_e$  = kimmokertoimien suhde  $E_s/E_{cm}$

$\sigma_s$  = halkeamassa oleva jännitys raudoitukselle  $\sigma_s = \sigma_{s,LT}$

Venymäeron alarajaksi on asetettava vähintään arvo  $0,6\varepsilon_s$ , ja seuraavassa kuviossa esitellään raudoituksen keskimääräisen venymän ja halkeamassa vaikuttavan venymän väliset riippuvuudet (Nykyri, 2020, s. 214).



Kuvio 32. Riippuvuus raudoituksen halkeamassa vaikuttavan venymän ( $\varepsilon_s$ ) ja keskimääräisen venymän ( $\varepsilon_{cm}$ ) välillä (Nykyri, 2020 s. 215).

## 5.2 Taipuman rajoittaminen

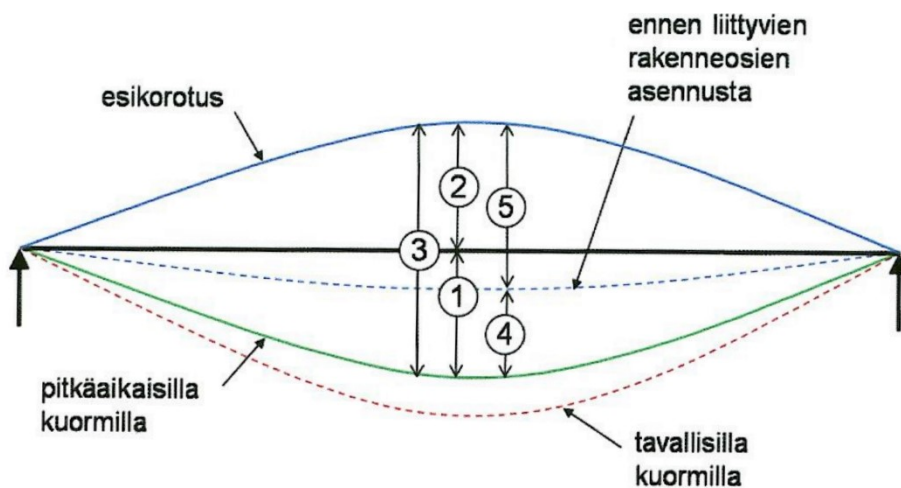
Rakenteen tarkoituksenmukaisen toiminnan ja ulkonäön ei tulisi kärsiä rakenneosan taipumasta (Nykyri, 2020, s. 225). Liiallinen taipuma voi aiheuttaa vaurioita pinnoitteissa, ikkunoiden tai ovien käyttöongelmia tai taloteknisten laitteiden toimintahäiriöitä. Eurokoodissa ei aseteta ehdottomia taipuman ylärajoja, mutta pitkäaikaisilla kuormilla suositellaan kuitenkin käytettäväksi taipumarajana kaavan (118) mukaista arvoa  $a_{max}$ .

$$a_{max} = \frac{L}{250} \quad (118)$$

missä

$L$  = palkin jännemitta

Taipumaraja viittaa taipumaan suhteessa tukien yhdyslinjaan (Nykyri, 2020, s. 225). Rakenteeseen voidaan toteuttaa esikorotus, jonka enimmäismäärä voi olla  $L/250$ . Jos taipumaan liittyvät rakenneosat ovat herkkiä, on rakentamisen jälkeen suositeltavaa rajoittaa taipumaa tiukemmin. Pitkäaikaiskuormien aiheuttamalle taipumalle pidetään sopivana rajana arvoa  $L/500$ .



Kuvio 33. Palkin taipuman osat (Nykyri, 2020, s. 226).

$$a = K L^2 \frac{1}{r} \quad (119)$$

missä

$K$  = taipumakerroin taulukosta 12


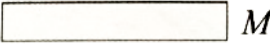


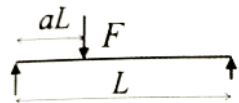
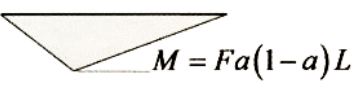
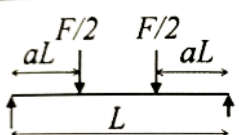
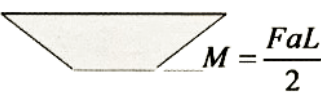
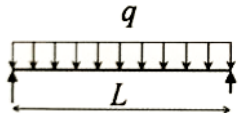
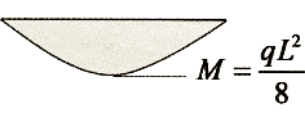
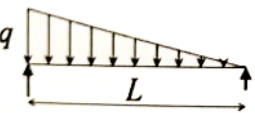
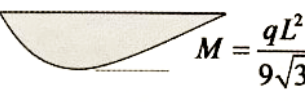

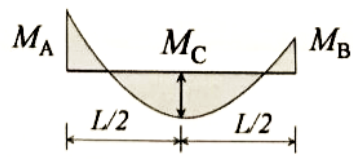


$L$  = jännemitta

$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI}$  = palkin kaarevuus suurimman momentin kohdalla

$EI$  = taivutusjäykkyys

Taulukko 12. Taipumakertoimen  $K$  arvo (Nykyri, 2020, s. 229).

Kuormitus	Taivutusmomentti	Kerroin $K$
		$\frac{1}{8} = 0,125$
		$\frac{1}{9\sqrt{3}} = 0,0642$
		$\frac{1}{3}(a - a^2)$
		$0,125 - \frac{a^2}{6}$
		$\frac{5}{48} = 0,104$
		0,102
		$\frac{5}{48} \left( 1 + \frac{M_A + M_B}{10 \cdot M_C} \right)$ Momentit sijoitetaan merkkisääntöjen mukaan (+ tai -)

Kuormitushistorian eri aikoina palkin taipumaan vaikuttava kuorma voidaan laskea käyttämällä taivutusmomenttia, halkeilumomenttia tai raudoituksen jännityksiä (Nykyri, 2020, s. 230). Halkeiluasteen laskemiseksi kuormitushistorian aikana käytetään seuraavia kaavoja:

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (120)$$

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M_{Ek,max}} \right)^2 \quad (121)$$

missä

$\beta = 0,5$  pitkäaikaisille tai toistuvilla kuormituksilla;  $=1,0$  yksittäiselle lyhytaikaiselle kuormitukselle

$\sigma_{sr}$  = ensimmäisen halkeaman muodostumishetkellä oleva vetoraudoituksen jännitys

$\sigma_s$  = jännitys vetoraudoituksessa suurimman kuorman aikana kuormitushistoriassa

$M_{cr}$  = halkeilumomentti

$M_{Ek,max}$  = kuormitushistorian suurin momentti, joka yleensä lasketaan ominaiskuormien yhdistelmällä, on olemassa jos rakenne on halkeilematon  $\zeta = 0$ .

Seuraavan kaavan (122) avulla huomioidaan halkeiluasteen vaikutus palkin kaarevuuteen interpoloimalla halkeilemattoman ja halkeilleen tilan kaarevuuksien väliltä (Nykyri, 2020, s. 230).

$$\frac{1}{r} = \zeta \frac{1}{r_{II}} + (1 - \zeta) \frac{1}{r_I} \quad (122)$$

Taivutusmomentille ( $M_E$ ) halkeamattoman tilan ja täysin haljenneen tilan kaarevuudet lasketaan käyttämällä seuraavia yhtälöitä (123) ja (124) (Nykyri, 2020, s. 231).

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_E}{E_{c,eff} I_I} \quad (123)$$

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_E}{E_{c,eff} I_{II}} \quad (124)$$

missä

$M_E$  = taivutusmomentti, jonka perusteella taipuma arvioidaan

$E_{c,eff}$  = tehollinen kimmokerroin

$I_I$  = halkeamattoman poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$I_{II}$  = haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

Epäsymmetrinen palkin raudoitus rajoittaa betonin kutistumista, mikä johtaa palkin taipumaan (Nykyri, 2020, s. 233). Kutistuminen aiheuttaa kaavan (125) mukaisen kaarevuuden:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (125)$$

missä

$\varepsilon_{cs}$  = vapaata kutistumaa vastaava muodonmuutos

$\alpha_e$  = tehollinen kimmokerroinsuhde

$S$  = raudoituksen staattinen momentti

$I$  = poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

Halkeamattoman ja halkeilleen tilan yhdistelmä esitetään kaavassa (126) staattisen momentin ( $S$ ) ja jäyhysmomentin ( $I$ ) suhteena (Nykyri, 2020, s. 233).

$$\frac{S}{I} = \zeta \frac{S_{II}}{I_{II}} + (1 - \zeta) \frac{S_I}{I_I} \quad (126)$$

Raudoituksen staattisten momenttien laskemiseksi haljenneessa ja halkeamattomassa tilassa lasketaan seuraavilla kaavoilla (127) ja (128) (Nykyri, 2020, s. 233).

$$S_I = A_{s1}(d_1 - X_I) + A_{s2}(d_2 - X_I) \quad (127)$$

$$S_{II} = A_{s1}(d_1 - X_{II}) + A_{s2}(d_2 - X_{II}) \quad (128)$$

missä

$A_{s1}$  = vetoraudoituksen pinta-ala

$A_{s2}$  = puristusraudoituksen pinta-ala

$d_1, d_2$  = teholliset korkeudet edellisille raudoille

Kutistumasta johtuva taipuma lasketaan seuraavalla kaavalla (129) (Nykyri, 2020, s. 233).

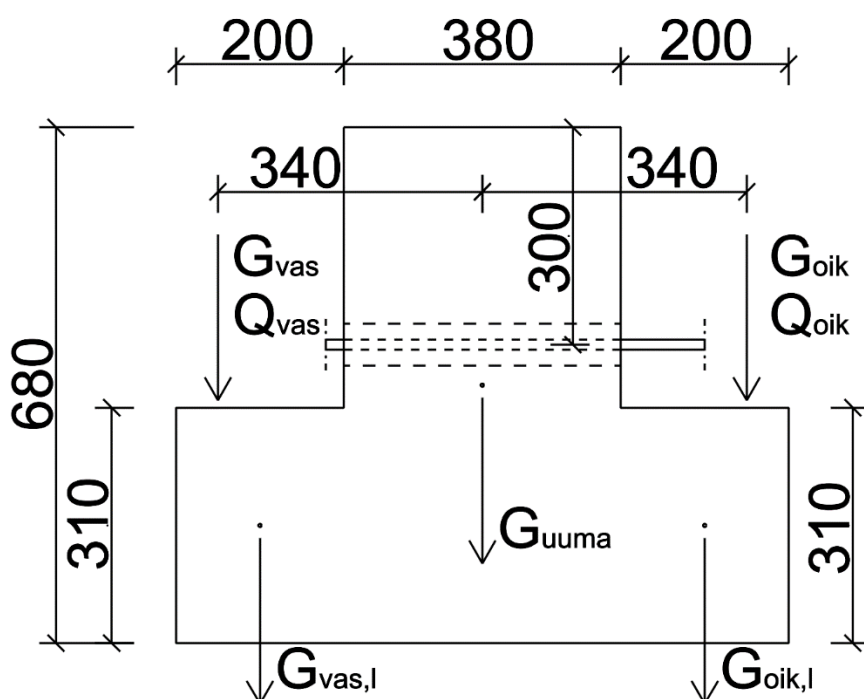
$$a_{cs} = K_{cs} L^2 \frac{1}{r_{cs}} \quad (129)$$

Edellisessä kaavassa arvo kutistuman momenttijakaumakertoimelle ( $K_{cs}$ ) on 0,125 (Nykyri, 2020, s. 233). Silloin, kun vetorausoitusta on paljon, kutistuman aiheuttama taipuma saattaa olla merkittävä. Taipumaa voidaan tehokkaasti pienentää käyttämällä puristusraudoitusta.

## 6 MALLILASKELMA

### 6.1 Lähtötiedot

Esimerkkitapauksena laskelmassa on toimiston keskipalkki, jonka jänneväli on 8,4 m. Vasemmalla leualla olevat ontelolaatat ovat 4 m pitkiä ja oikealla leualla olevat ontelolaatat ovat puolestaan 8 m pitkiä. Palkki asennetaan pilarin päälle, kuten kappaleen 3.1 kuviossa 6. Tukipituus on tässä tapauksessa 380 mm. Palkin poikkileikkauksen mitat sekä vääntörasituksen kannalta olennaiset tukipisteiden sijainnit leuoilla selviävät kuviosta 34.



Kuvio 34. Leukapalkin poikkileikkaus ja mittatiedot, ei mittakaavassa.

Jotta saadaan teräksille etäisyydet betonin pinnasta, arvioidaan vetoteräksille paksuudeksi 32 mm, yläpään pitkittäisteräksille 16 mm ja uuman ja leukojen haoille 10 mm sekä määritellään rasitusluokaksi XC1, josta saadaan betonipeitteen vähimmäisarvo 20 mm. Laskennan alussa määritellään myös betonin lujuusluokaksi C30/37 ja toteutusluokaksi 2, jolla saadaan materiaaliosavarmuusluvut  $\gamma_c = 1,5$  ja  $\gamma_s = 1,15$ . Kun tiedetään betonin lujuusluokka sekä materiaaliosavarmuusluvut ja valitaan betoniteräksen ominaismyötölujuudeksi 500 MPa, saadaan määriteltä materiaaleille seuraavat mitoitusarvot:  $f_{cd} = 17$  MPa,  $f_{ctd} = 1,35$  MPa,  $f_{ctm} = 2,9$  MPa,  $f_{cm} = 38$  MPa sekä  $f_{yd} = 434,78$  MPa.

### Ominaiskuormat

- Palkin omasta painosta johtuva pysyvä kuorma 9,56 kN/m.
- Pysyvä kuorma vasemmalle leualle (ontelolaatasto valettuna O37 5,1kN/m<sup>2</sup> + pintalaatta 1kN/m<sup>2</sup>) 12,2 kN/m.
- Pysyvä kuorma oikealle leualle (ontelolaatasto valettuna O37 5,1kN/m<sup>2</sup> + pintalaatta 1kN/m<sup>2</sup>) 24,4 kN/m.
- Muuttuva kuorma vasen leuka (toimisto 4 kN/m<sup>2</sup>) 8 kN/m.
- Muuttuva kuorma oikea leuka (toimisto 4 kN/m<sup>2</sup>) 16 kN/m.
- Pysyvä kuorma vasemmalle leualle asennusaikana (ontelolaatasto valettuna O37 5,1kN/m<sup>2</sup>) 10,2 kN/m.
- Pysyvä kuorma oikealle leualle asennusaikana (ontelolaatasto valettuna O37 5,1kN/m<sup>2</sup>) 20,4 kN/m.
- Muuttuva kuorma vasen leuka asennusaikana (työntekijät ja mahd. laitteet 1,0kN/m<sup>2</sup>) 2 kN/m.
- Muuttuva kuorma oikea leuka asennusaikana (työntekijät ja mahd. laitteet 1,0kN/m<sup>2</sup>) 4 kN/m.

Murtorajatilän kuormitusyhdistelmä saadaan kertomalla pysyvät kuormat osavarmuusluvulla  $\gamma_g = 1,15$  ja muuttuvat kuormat osavarmuusluvulla  $\gamma_q = 1,5$ . Käyttörajatilamitoitusta varten lasketaan ominaiskuormien summa sekä pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä, jossa muuttuvat kuormat kerrotaan kertoimella  $\Psi_2 = 0,3$ .

Kun käytetään edellä olevia kuormia ja kertoimia on kokonaismitoituskuorma murtorajatilassa  $q_{Ed} = 89,08$  kN/m ja asennusaikainen kuorma  $q_{Ed,as} = 55,18$  kN/m. Käyttörajatilamitoituksen ominaiskuormayhdistelmä on  $q_{Ek} = 70,16$  kN/m ja pitkäaikaiskuormayhdistelmä  $q_{Eqp} = 53,36$  kN/m sekä saumavalun aikainen ominaiskuormayhdistelmä  $q_{Ek,s} = 46,16$  kN/m.

## 6.2 Taivutus

Vetoraudoituksen vaaditun määrän laskemiseksi selvitetään kuormittava mitoitus- tai vutusmomentti tasaisesta kuormasta kaavalla (130).

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed}L^2}{8} = 785,69 \text{ kNm} \quad (130)$$

Kaavalla (131) saadaan laskettua suhteellinen momentti.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} = 0,30507 \quad (131)$$

missä

$\eta = 1,0$  (kappale 4.1, taulukko 6)

$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$

$d$  = tehollinen korkeus, lasketaan kaavalla (132) kun tiedetään palkin korkeus ( $h$ ), vaadittava betonipeite ( $C_{nom}$ ), sekä arvioidaan leikkaushakojen, mahdollisten työterästen sekä pääterästen tankopaksuudet (Nykyri, 2020, s. 102–103). Kertoimella 1,1 otetaan huomioon harjatankojen harjojen vaikutus, jottei yliarvioida  $d$ -mittaa.

$$d = h - \left( C_{nom} + 1,1 * \emptyset_{haka} (+1,1 * \emptyset_{työ}) + 1,1 * \frac{\emptyset_{pt}}{2} \right) = 631,4 \text{ mm} \quad (132)$$

Jos yhtälö (133) pätee, voidaan todeta suhteellisen momentin olevan tasapainoraudoituksen mukainen (Nykyri, 2020, s. 100). Suhteellinen korkeus teholliselle puristusvyöhykkeelle, saadaan kaavasta (134):

$$\mu \leq \mu_{bd} = 0,372 \quad (133)$$

missä

$\mu_{bd}$  = Tasapainoraudoituksen mukainen suhteellinen momentti (kappale 4.1, taulukko 7)

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,37562 \quad (134)$$

Lasketaan tarvittava raudoituspinta-ala kaavasta (135).

$$A_s = \omega b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} = 3523,85 \text{ mm}^2 \quad (135)$$

missä mekaaninen raudoitussuhde  $\omega$  saadaan kaavasta (136).

$$\omega = \beta = 0,37562 \quad (136)$$

Selvitetään vaadittava vähimmäisraudoitus kaavalla (137).

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \\ 0,0013bd \end{array} \right. = 361,82 \text{ mm}^2 \quad (137)$$

Kaavasta (138) lasketaan vaadittava raudoituspinta-ala.

$$A_{s,vaad} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_s \\ A_{s,min} \end{array} \right. = 3523,85 \text{ mm}^2 \quad (138)$$

Lasketaan kaavalla (139) montako pääterästä tarvitaan:

$$\frac{A_{s,vaad}}{\frac{\emptyset_{pt}^2 \pi}{4}} = n = 4,38 \approx 5 \text{ kpl} \quad (139)$$

missä

$n$  = tankomäärä kpl

Toteutunut raudoitusmäärä saadaan kertomalla tangon poikkipinta-ala tankojen määrällä:

$$A_{s,tot} = n \frac{\emptyset_{pt}^2 \pi}{4} = 4021,23 \text{ mm}^2 \quad (140)$$

Tankojen vähimmäisetäisyydet täyttävät eurokoodin kappaleen 8.2 vaatimuksen.

Kun halutaan selvittää käyttöaste, selvitetään palkin taivutuskestävyys  $M_{Rd}$  (Nykyri, 2020, s. 104). Taivutuskestävyys lasketaan yhtälöstä (141):

$$M_{Rd} = \mu b d^2 \eta f_{cd} = 867,3 \text{ kNm} \quad (141)$$



missä

$\mu$  = suhteellinen momentti, joka saadaan yhtälöstä (145), johon vaadittavat arvot saadaan seuraavasti.

Mekaaninen raudoitussuhde lasketaan kaavasta (142).

$$\omega = \frac{A_{s,tot}}{b d} \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}} = 0,42863 \quad (142)$$

Yhtälöstä (143) saadaan suhteellinen korkeus puristusvyöhykkeelle.

$$\beta = \omega = 0,42863 \quad (143)$$

Jos yhtälö (144) pätee, raudoitus myötää, tasapainoraidoituksen mukainen  $\beta_{bd}$  saadaan kappaleen 4.1 taulukosta 7.

$$\beta \leq \beta_{bd} = 0,493 \quad (144)$$

$$\mu = \beta \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) = 0,33677 \quad (145)$$

Käyttöaste voidaan laskea tunnetun rasituksen  $M_{Ed}$  avulla kaavasta:

$$Käyttöaste = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} * 100\% = 91\% \quad (146)$$

Uuman pitkittäisraudat tulee määrittää myös asennusaikaisella kuormalla taivutukselle.

Asennusaikana uumaan kohdistuu vääntöä, kun yhdistetään asennusaikaisen rasituksen taivutusraudoitus ja vääntöraudoitus, voidaan valita näistä määräävä raudoitus. Asennusaikainen taivutusmomentti  $M_{Ed} = 486,72 \text{ kNm}$ , jolla saadaan kaavoja (131)-(138) käyttäen vaadittavaksi raudoitusmääräksi  $1982,46 \text{ mm}^2$ .

### 6.3 Leikkaus

Mitoitusleikkausvoima lasketaan seuraavasta kaavasta (147).

$$V_{Ed} = q_{Ed} \frac{L}{2} = 374,1 \text{ kN} \quad (147)$$

Leikkausraudoituksen mitoituksen alussa valitaan hakojen kaltevuus  $\alpha = 90^\circ$ , puristussauvan kaltevuus  $\theta = 35^\circ$ , hakatankojen paksuus 10 mm ja hakojen leikkeisyys  $n_h = 2$  (Nykyri, 2020, s. 143). Tehollinen korkeus laskettuna edellä kaavassa (132).

Leikkausmitoituksessa sisäinen momenttivarsi lasketaan kaavalla (148):

$$z = 0,9d = 568,26 \text{ mm} \quad (148)$$

Hakojen poikkipinta-ala saadaan kaavasta (149).

$$A_{sw} = n_h A_{s,haka} = 157,1 \text{ mm}^2 \quad (149)$$

Kaavalla (150) lasketaan kuormituksen mukainen hakaväli.

$$s \leq \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha = 148,1 \text{ mm} \quad (150)$$

Pienin sallittu hakaväli lasketaan kaavalla (151)

$$s_{min} \leq \frac{A_{sw}}{0,08b_w \sin \alpha} \frac{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}} = 471,75 \text{ mm} \quad (151)$$

Kaavasta (152) saadaan suurin sallittu hakaväli

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 473,55 \text{ mm} \quad (152)$$

Leikkausraudoituksen määrä metrin matkalle voidaan laskea seuraavalla kaavalla (153), kun käytetään pienintä hakaväliä, mikä on aiemmin saatu kaavoista (150)-(152). Tuloksena saatu raudoitusmäärä voidaan yhdistää muiden rasiusten vaatimiin raudoitusmääriin ja saadulla summalla määrittää tarvittavat haat.

$$\frac{1000\text{mm}}{s} A_{sw} = A_{sw,leik}/m = 1060,7 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (153)$$

Puristusmurtokestävyys lasketaan kaavasta (154) valitulla kulmalla  $\theta$ :

$$V_{Rd,max} = v f_{cd} b z \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} = 910,96 \text{ kN} \quad (154)$$

missä pienennyskerroin  $v$  lasketaan kaavalla (155) (Nykyri, 2020, s. 136):

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0,528 \quad (155)$$

Leikkausraudoituksen kestävyys saadaan kaavasta (156).

$$V_{Rd,s} = f_{yd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha = 424 \text{ kN} \quad (156)$$

missä

$s$  = kaavan (157) jälkeen määritetty leikkausraudoituksen jako

Ettei yliarvioida raudoituksen leikkauskestävyyttä voidaan laskea ripustusraudoituksen määrä kappaleen 6.5 kaavoilla (192) - (195) ja todeta uuman haoille raudoitevaatimuksen ( $A_{s,vaad}$ ) olevan  $1429,5 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Kaavalla (157) saadaan laskettua uuman haoille vaadittava jako kun on otettu huomioon ripustusvoima ja leikkausvoima.

$$s = \frac{1000 \text{ mm}}{A_{sw,vaad}} A_{sw} = 109,8 \text{ mm} \quad (157)$$

Kun tiedetään suurin mahdollinen jako haoille, voidaan valita sitä pienempi arvo, eli tässä tapauksessa  $100 \text{ mm}$ . Kun käytetään kaavaa (153), on toteutunut raudoitusmäärä valitulla jaolla  $1570,8 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

Jotta saadaan leikkauskestävyyteen vaikuttava raudoitus, vähennetään ripustusvoiman vaatima raudoitus toteutuneesta raudoitemäärästä. Leikkausraudoitukseksi jää  $1201,7 \text{ mm}^2/\text{m}$ , jolla lasketaan jako kaavaa (157) käyttäen, minkä jälkeen jakoa käytetään kaavassa (156) ja saadaan leikkausraudoituksen mukainen kestävyys.

Palkin leikkauskestävyys saadaan valitsemalla pienempi arvo leikkausraudoituksen ja puristusmurron kestävyyksistä.

$$V_{Rd} = \begin{cases} V_{Rd,s} \\ V_{Rd,max} \end{cases} = 424 \text{ kN} \quad (158)$$

Käyttöaste leikkauskestävyydelle saadaan seuraavalla kaavalla (159)

$$\text{Käyttöaste} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} * 100\% = 88,2 \% \quad (159)$$

Uuman hakaraidoituksen määrä asennustilanteessa lasketaan kaavoilla (150) ja (153) asennusaikaisella leikkausvoimalla  $V_{Ed,as} = 231,8 \text{ kN}$ , jolla saadaan kaksileikkeisellä haalla vaadittu raidoitusmäärä metrille  $656,9 \text{ mm}^2$ . Saatu leikkausraidoitusmäärä yhdistetään myöhemmin asennusaikaiseen vääntö- ja ripustusraidoitukseen. Asennusaikana saatua raidoitusmäärää verrataan lopullisen tilanteen raidoitukseen ja valitaan määräävä raidoitus.

#### 6.4 Ankkurointi

Tuelle ankkuroitava voima voidaan laskea kaavalla (160).

$$F_{Ed} = 0,5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha) = 267,2 \text{ kN} \quad (160)$$

Raidoituksen jännitys saadaan kaavasta (161).

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s} = 66,4 \text{ N/mm}^2 \quad (161)$$

Mitoitusarvo harjatangon tartuntalujuudelle lasketaan kaavasta (162).

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} = 3,038 \text{ N/mm}^2 \quad (162)$$

missä

$\eta_1 = 1,0$ , hyvät tartuntaolosuhteet (kappale 4.6, kuvio 25)

$\eta_2 = 1,0$ , tankopaksuus  $\leq 32 \text{ mm}$

Ankkurointipituuden perusarvo lasketaan kaavasta (163)

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = 174,8 \text{ mm} \quad (163)$$

Jos ankkurointipituus ei riitä, voi ankkurointipituuden perusarvoa vielä pienentää  $\alpha$ -kertoimilla, jotka voidaan määrittää kappaleen 4.6 taulukosta 8 (Nykyri, 2020, s. 157).

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \quad (164)$$

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo saadaan seuraavasta kaavasta (165).

$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3 l_{b,rqd} \\ 10\emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{cases} = 320 \text{ mm} \quad (165)$$

Kaavalla (166) voidaan laskea toteutuva ankkurointipituus.

$$L_b = L_T - C_{nom} = 360 \text{ mm} \quad (166)$$

Vaadittu ankkurointipituus ( $l_{b,min}$ ) on pienempi kuin toteutuva ankkurointipituus ( $L_b$ ), joten ankkurointi onnistuu.

## 6.5 Leuan mitoitus

Oikeaa leukaa rasittaa suurempi kuormitus ja leuat ovat symmetriset, joten mitoitetaan tässä oikeanpuoleisen leuan raudoitus. Mitoitettaessa leuan yläreunan ja uuman välistä vetoa ollaan momentti ( $M_{Ed,oik}$ ) ontelolaatoilta ja leuan omasta painosta laskettu uuman ja leuan rajapintaan. Leuan yläpinta on vedolla ja pääraudoituksena toimivat hakojen ylemmät leikkeet. Mitoitettaessa leukaa lasketaan leuan kestävyys ja sen vaatima raudoitemäärä metriä kohden ( $b = 1 \text{ m}$ ). Seuraavalla kaavalla (167) saadaan laskettua tehollinen korkeus,  $pt$  kaavassa viittaa pääteräkseen, tässä tapauksessa haan ylempään leikkeeseen.

$$d = h - \left( C_{nom} + 1,1 * \frac{\emptyset_{pt}}{2} \right) = 284,5 \text{ mm} \quad (167)$$

Leuan ja uuman välinen momentti saadaan kaavasta (168).

$$M_{Ed,oik} = (G_{d,oik} + Q_{d,oik}) \left( a_{oik} - \frac{b}{2} \right) + G_{d,oik,l} \frac{b_{oik}}{2} = 7,99 \text{ kNm/m} \quad (168)$$

Lasketaan suhteellinen momentti kaavasta (169), tässä tulee huomioida leveys  $b = 1 \text{ m}$ .

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} = 0,00581 \quad (169)$$

Todetaan suhteellisen momentin olevan tasapainoraudoituksen mukainen yhtälöllä (170).

$$\mu \leq \mu_{bd} = 0,372 \quad (170)$$

Lasketaan puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus kaavalla (171).

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,00582 \quad (171)$$

Mekaaninen raudoitussuhde saadaan kaavasta (172).

$$\omega = \beta = 0,00582 \quad (172)$$

Kaavasta (173) voidaan laskea kuorman vaatima rauditusala metrille ( $b = 1 \text{ m}$ ).

$$A_s = \omega b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} = 64,7 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (173)$$

Selvitetään vaadittava vähimmäisraudoitus yhtälöstä (174).

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d \\ 0,0013 b d \end{cases} = 429,1 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (174)$$

Vaadittava raudituspinta-ala on suurempi rauditusmäärä kaavoista (173) ja (174).

$$A_{s,vaad} = \max \left\{ A_s \right\}_{A_{s,min}} = 429,1 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (175)$$

Seuraavalla kaavalla (176) voidaan määrittää suurin sallittu hakaväli leukojen haoille.

$$s_{max} = \frac{A_{sw}1000mm}{A_{s,vaad}} = 183 \text{ mm} \quad (176)$$

missä

$$A_{sw} = \text{haan leikkeen pinta-ala, } 78,53 \text{ mm}^2$$

Kun valitaan  $s \leq s_{max}$  voidaan laskea toteutunut rauditusmäärä leuan hakojen yläleik-  
keelle seuraavasta kaavasta (177). Kaavassa  $A_{s,pt}$  viittaa leuan haan ylemmän leikkeen  
poikkipinta-alaan. Valitaan  $s = 150 \text{ mm}$ .

$$A_{s,tot} = \frac{A_{s,pt}1000mm}{s} = 523,5 \text{ mm}^2 \quad (177)$$

Kun halutaan selvittää käyttöaste, lasketaan leuan ja uuman välinen momenttikestävyys  
( $M_{Rd,oik}$ ) kaavasta (178).

$$M_{Rd,oik} = \mu b d^2 \eta f_{cd} = 63,2 \text{ kNm/m} \quad (178)$$

missä suhteellinen momentti  $\mu$  saadaan seuraavilla yhtälöillä (179)-(182).

Mekaaninen rauditussuhde lasketaan kaavasta (179).

$$\omega = \frac{A_{s,tot}}{bd} \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}} = 0,04706 \quad (179)$$

Kaavasta (180) saadaan laskettua suhteellinen korkeus puristusvyöhykkeelle.

$$\beta = \omega = 0,04706 \quad (180)$$

Tarkistetaan myötääkö rauditus yhtälöstä (181),  $\beta_{bd}$  saadaan taulukosta 7:

$$\beta \leq \beta_{bd} = 0,493 \quad (181)$$

$$\mu = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 0,04595 \quad (182)$$

Käyttöaste voidaan laskea tunnetun rasituksen  $M_{Ed,oik}$  avulla kaavasta (183):

$$Käyttöaste = \frac{M_{Ed,oik}}{M_{Rd,oik}} * 100\% = 12,6\% \quad (183)$$

Leuan ja uuman välille ei tarvita leikkausraudoitusta, koska leikkausraudoituksen vähimmäismäärä voidaan jättää pois sellaisista laattamaisista rakenteista, joissa kuormien poikittainen uudelleenjakautuminen on mahdollista (SFS, 2015, s. 84). Seuraavalla mitoitusyhtälöllä (184) todetaan kuitenkin betonin leikkauskestävyys.

$$V_{Rd,c,oik} \geq V_{Ed,oik} \quad (184)$$

Leuan ja uuman välinen leikkausrasitus metrille lasketaan kaavalla (185).

$$V_{Ed,oik} = \frac{G_{d,oik,l} + G_{d,oik} + Q_{d,oik}}{1 \text{ m}} = 53,84 \text{ kN/m} \quad (185)$$

Leikkauskestävyyden perus- ja vähimmäisarvot lasketaan kaavoilla (186) ja (187).

$$V_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} bdk \left( 100\rho_L \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{1/3} \text{ MPa} = 110,92 \text{ kN/m} \quad (186)$$

$$V_{Rd,cmin} = 0,035 bdk^{3/2} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \text{ MPa} = 135,95 \text{ kN/m} \quad (187)$$

missä

Korkeustekijä  $k$  saadaan kaavasta (188)

Raudoitussuhde  $\rho_L$  saadaan kaavasta (189)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1,83844 \leq 2,0 \quad (188)$$

$$\rho_L = \frac{A_s}{bd} = 0,00184 \leq 0,02 \quad (189)$$

missä

$A_s$  = leuan hakojen vetoterästen poikkipinta-ala,  $523,5 \text{ mm}^2$

Leikkauskestävyys saadaan seuraavasta kaavasta (190)



$$V_{Rd,c,oik} = \max \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,c0} \\ V_{Rd,cmin} \end{array} \right\} = 135,95 \text{ kN/m} \quad (190)$$

Viimeisenä lasketaan leuan leikkaukselle käyttöaste kaavasta (191)

$$\text{käyttöaste} = \frac{V_{Ed,oik}}{V_{Rd,oik}} * 100\% = 39,6\% \quad (191)$$

Ripustusvoima uuman haan oikeanpuoleiselle leikkeelle saadaan kaavalla (192) laske-  
malla momentti uuman vasemmalle sivulle ja jakajaksi määritetään kaavalla (193) oikean-  
puoleisen leikkeen keskipisteen ja vasemmanpuoleisen sivun etäisyys, eli vaakapoikkileik-  
kauksen tehollinen korkeus.

$$N_{Ed,oik} = \frac{(G_{d,oik} + Q_{d,oik}) \left( a_{oik} + \frac{b}{2} \right) + G_{d,oik,l} \left( b + \frac{b_{oik}}{2} \right)}{d_u} = 80,13 \text{ kN/m} \quad (192)$$

missä

$$d_u = b - c_{nom} - \frac{\emptyset_{haka}}{2} = 355 \text{ mm} \quad (193)$$

Ripustusraudoituksen määrä voidaan laskea seuraavasta kaavasta (194), kun tiedetään  
ripustuskuorma metrille ja raudoituksen mitoitusmyötölujuus.

$$\frac{N_{Ed,oik}}{f_{yd}} = A_{sw,rip,1}/m = 184,3 \text{ mm}^2/m \quad (194)$$

Saatu raudoitusala on haan oikeanpuoleisen leikkeen vaadittu raudoitusala metrin mat-  
kalle, joten kun halutaan yhdistää leikkausraudoituksen mitoituksesta saatu raudoitus-  
määrä ripustusraudoituksen kanssa, kerrotaan saatu tulos leikkeiden määrällä. Käytettä-  
essä kaksileikkeistä haka meillä on ripustusraudoitus molemmiin puolin uumaa määrää-  
vän leuan mukaan.

$$A_{sw,rip,1} n_h = A_{sw,rip}/m = 368,6 \text{ mm}^2/m \quad (195)$$

Asennusaikainen ripustusraudoitus voidaan laskea asennusaikaisella mitoituskuormalla  $N_{Ed,as} = 46,5 \text{ kN/m}$  ja sillä saadaan asennusaikaiselle ripustusraudoitukselle vaadittu raudoitusmäärä kahdelle leikkeelle  $213,7 \text{ mm}^2$ .

Leuan pitkittäissuuntaisille teräksille ei tule varsinaista rasitusta, mutta määritetään leuan kuitenkin vähimmäisraudoitus kaavalla (137), käyttäen palkin mittojen sijasta leuan mittoja ja tehollisen korkeuden laskentaan arvioidaan teräksen halkaisijaksi 12 mm. Leuan alareunan vähimmäisraudoitukseksi saadaan  $82,2 \text{ mm}^2$ . Jotta vaatimus täyttyy ja kun käytetään symmetristä raudoitusta, asennetaan leuan ylä- ja alakulmaan 12 mm:n teräkset.

## 6.6 Vääntö

Lähdettäessä selvittämään uuman vääntökestävyyttä, selvitetään pituussuuntaisen vääntöraudoituksen keskiöetäisyys  $d_s$ , poikkipinta-ala  $A$  ja poikkileikkauksen piiri  $u$  kaavoista (196) – (199).

$$d_s = d_2 = 39,8 \text{ mm} \quad (196)$$

$$d_2 = C_{nom} + 1,1 * \emptyset_{haka} + 1,1 * \frac{\emptyset_{pt2}}{2} = 39,8 \text{ mm} \quad (197)$$

$$A = bh = 258400 \text{ mm}^2 \quad (198)$$

$$u = 2(b + h) = 2120 \text{ mm} \quad (199)$$

Teholliselle kotelolle seinämäpaksuus saadaan kaavasta (200):

$$t_{ef} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2d_s \\ \frac{A}{u} \end{array} \right. = 121,9 \text{ mm} \quad (200)$$

Teholliselle poikkileikkaukselle lasketaan mitat kaavoilla (201)-(204):

$$b_0 = b - t_{ef} = 258,1 \text{ mm} \quad (201)$$

$$h_0 = h - t_{ef} = 558,1 \text{ mm} \quad (202)$$

$$A_k = b_0 h_0 = 144045,6 \text{ mm}^2 \quad (203)$$

$$u_k = 2(b_0 + h_0) = 1632,4 \text{ mm} \quad (204)$$

Palkkiin kohdistuva vääntörasitus lasketaan kaavalla (205). Ontelolaataston saumaraudoitteelle kohdistuva voima lasketaan lopullisilla kuormituksilla ja kun selvitetään asennusaikaista vääntörasitusta, muutetaan kuormat asennusaikaisiksi.

$$T_{Ed} = a_{oik}(G_{d,oik} + Q_{d,oik}) + \left(\frac{b+b_{oik}}{2}\right) G_{d,oik,l} - a_{vas}(G_{d,vas} + Q_{d,vas}) - \left(\frac{b+b_{vas}}{2}\right) G_{d,vas,l} = 8,85 \text{ kNm/m} \quad (205)$$

Asennusaikainen vääntörasitus metrille on 5,01 kNm/m ja suurin vääntörasitus asennusaikana lasketaan kaavalla (206).

$$T_{Ed,max,as} = T_{Ed,as} \frac{L}{2} = 21 \text{ kNm} \quad (206)$$

Kaavalla (207) lasketaan vaadittava pitkittäissuuntainen rauditus

$$A_{sL} = \frac{T_{Ed,max,as}}{2A_k f_{yd}} \frac{u_k}{\tan \theta} = 391,5 \text{ mm}^2 \quad (207)$$

Väännön pitkittäisraudoitus jaetaan palkin kehälle tasaisesti niin, että terästen välit ei ole suuremmat kuin 350 mm. Palkin ollessa korkea, vääntöteräksset jaetaan kolmeen kerrokseen. Näin ollen jokaisen kerroksen pitkittäissuuntaisen vääntöraudoituksen määrä on 130,5 mm<sup>2</sup>. Alapäässä rauditusmäärä yhdistetään vetöraudoituksen kanssa ja palkin yläpähän tulee vähintään vähimmäisraudoitus, joka lasketaan kaavalla (208). Tehollinen korkeus d, lasketaan kuten kaavassa (132), ainoana erona on pääraudoituksen halkaisija, joka yläpäässä 16 mm.

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \\ 0,0013bd \end{cases} = 366,86 \text{ mm}^2 \quad (208)$$

Kun lasketaan käytettävän haan yhden leikkeen poikkipinta-ala, saadaan kaavalla (209) vaadittava hakaväli ja kaavasta (210) saadaan laskettua suurin sallittu hakaväli.

$$s \leq 2 \frac{A_{sw}}{T_{Ed,max,as}} A_k f_{yd} \cot \theta = 668 \text{ mm} \quad (209)$$

$$s_{max} = \frac{u}{8} = 265 \text{ mm} \quad (210)$$

Vaadittu teräsmäärä kahdelle leikkeelle saadaan kaavasta (211), kun käytetään haan  $A_{sw}$  arvona kahden leikkeen pinta-alaa. Teräsmäärän laskennassa käytetään kaavassa (209) laskettua momentin vaatimaa jakoa ja varmistetaan lopuksi, että kaavan (210) mukainen enimmäisjako ei ylitä.

$$\frac{1000 \text{ mm}}{s} A_{sw} = 235,1 \text{ mm}^2 / \text{m} \quad (211)$$

Vääntökestävyyden yläraja saadaan seuraavasta kaavasta (212).

$$T_{Rd,max} = 2 v f_{cd} A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta = 148,1 \text{ kNm} \quad (212)$$

missä

$$v = 0,528$$

Ontelolaataston saumaraudoitus ankkuroidaan palkin uumaan, jolloin vääntö muuttuu yhteensopivuusväännöksi (Nykyri, 2020, s. 169). Seuraavilla kaavoilla saadaan laskettua saumaraudalle ankkuroitava voima ja teräksen tarvittava poikkipinta-ala.

Tukireaktio laatan leveydelle voidaan laskea momentista kaavalla (213)

$$V_d = \frac{T_{Ed*1,2}}{a_{oik}} = 31,3 \text{ kN}/1,2 \text{ m} \quad (213)$$

Saumateräkselle kohdistuva voima voidaan laskea kaavasta (214)

$$N_{sd} = V_d \frac{a_{oik}}{z} = 39,1 \text{ kN}/1,2 \text{ m} \quad (214)$$

missä

$z$  = yläkannaksen keskilinan ja saumateräksen välinen etäisyys

O37 ontelolaatan yläkannaksen paksuus 55 mm (Parma, 2018, s. 12). Saumaraudan etäisyys yläreunasta 300 mm. Yläkannaksen keskilinan ja saumateräksen välinen etäisyys  $z = 272,5$  mm.

Pinta-ala saumateräkselle ( $\text{mm}^2/1,2$  m) lasketaan kaavasta (215):

$$A_s = \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 89,9 \text{ mm}^2/1,2 \text{ m} \quad (215)$$

Minimimäärä saumateräkselle saadaan seuraavasta kaavasta (216), jossa huomioidaan eurokoodin mukainen sideraudoitus onnettomuuskuormien varalta (Elementtisuunnittelu, 2020d):

$$A_{s,min}/1,2\text{m} = \frac{1,2 \cdot 20 \text{ kN/m}}{f_{yk}} = 48 \text{ mm}^2/1,2 \text{ m} \quad (216)$$

Käyttöaste saumaraudalle saadaan kaavasta (217), kun käytetään määräävää raudoitusta määrää kaavoista (215) ja (216) sekä 12 mm harjaterästä jonka  $A_{s,tot} = 113,1 \text{ mm}^2$ .

$$\text{Käyttöaste} = \frac{A_{s,vaad}}{A_{s,tot}} * 100\% = 79,3 \% \quad (217)$$

## 6.7 Yhdistetyt rasitukset

Asennustilanteessa uumaan kohdistuu vääntö- ja leikkausrasitusta. Palkki kestää asennustilanteessa, jos seuraava yhtälö (218) pätee. Käyttöaste asennusaikaiselle rasitukselle saadaan kertomalla kaavasta saatu arvo sadalla.

$$\frac{T_{Ed,max,as}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed,as}}{V_{Rd,max}} = 0,40 \leq 1 \quad (218)$$

Asennusaikaisen rasituksen huomioiminen on tärkeää, koska silloin rakenteeseen kohdistuu tasapainottavaa vääntöä, joka täytyy ottaa murtorajatilamitoituksessa huomioon

(Nykyri, 2020, s. 169–170). Kun ontelolaataston saumaraudat on sidottu palkkiin, ontelolaataston saumavalujen kovettuessa laatasto ja palkki toimivat yhtenäisenä rakenteena ja vääntö muuttuu yhteensopivuusväännöksi, jolloin siltä ei vaadita vääntökestävyyttä murto-rajatilassa.

## 6.8 Murtorajatilamitoituksen yhteenveto

Uuman pitkittäisraudoituksille määräävät raudoitusvaatimukset ovat alapään vetoraudoitukselle ( $A_{s1}$ )  $3523,9 \text{ mm}^2$ . Yläpäässä määräävä raudoitusmäärä ( $A_{s2}$ ) on vähimmäisraudoitus  $366,9 \text{ mm}^2$  ja palkin keskellä sijaitseva raudoitus ( $A_{s3}$ )  $130,5 \text{ mm}^2$ . Alapään raudoituksena toimii aiemmin lasketut 5 kappaletta 32 mm teräksiä, yläpäähän riittää 2 kappaletta 16 mm teräksiä ja keskelle riittää 2 kappaletta 10 mm teräksiä.

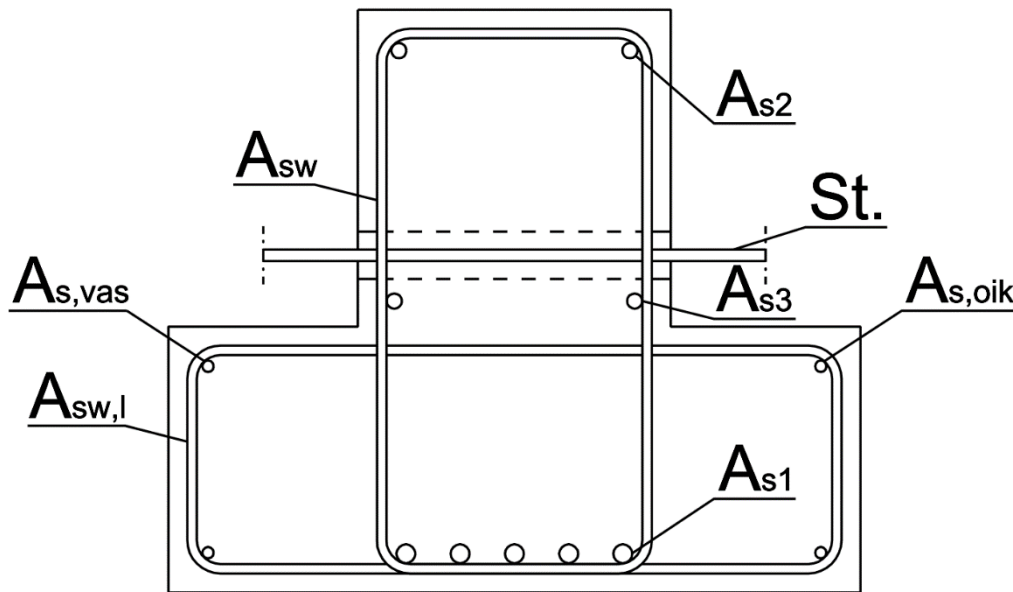
Uuman haoille ( $A_{sw}$ ) lopullisessa rasiustilanteessa vaadittava raudoitusmäärä metrille on  $1429,5 \text{ mm}^2/\text{m}$ , kun taas asennusaikaisella rasituksella  $1105,7 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Näin ollen aiemmin laskemamme jako haoille (100 mm) on riittävä.

Leuan haalle ( $A_{sw,l}$ ) valittiin laskennan jälkeen jaoksi 150 mm ja leuan ulkonurkkiin ( $A_{s,vas}$  ja  $A_{s,oik}$ ) tulee 12 mm teräkset.

Saumateräkselle (St.) vaadittu raudoitusmäärä ontelolaatan leveydelle on  $89,6 \text{ mm}^2$ , joten joka sauman kohdalle riittää 12 mm harjateräs.

### Käyttöasteet

- Uuman taivutuskestävyys 91 %
- Uuman leikkauskestävyys 88,2 %
- Ankkurointipituus 89 %
- Uuman leikkaus- ja vääntökestävyys asennusaikana 39,7 %
- Leuan yläreunan ja uuman välinen vetokestävyys 12,6 %
- Leuan ja uuman välinen leikkauskestävyys 39,6 %
- Saumaraudan käyttöaste 79,3 %



Kuvio 35. Raudoituksen sijoittelu, ei mittakaavassa.

## 6.9 Halkeilun määrittäminen

Betonin ollessa halkeamaton, palkki käsitellään lineaarisen kimmoteorian mukaan (Nykyri, 2020, s. 205). Kuormitusajan vaikutus huomioidaan betonin tehollista kimmokerrointa ( $E_{c,eff}$ ) käyttämällä. Tehollisen kimmokertoimen laskemiseksi tarvitaan virumaluku, jonka määrittäminen onnistuu eurokoodin kuvasta 3.1.

Kun selvitetään halkeamattoman tilan suuria, saadaan betonin pintakeskiön etäisyys kaavasta (219) ja jäyhyysmomentti kaavasta (220).  $A$  viittaa suorakulmaisen osion pinta-alaan.

$$y_0 = \frac{A_{vas} \frac{h_{vas}}{2} + A_{oik} \frac{h_{oik}}{2} + A_c \frac{h}{2}}{A_c} = 280,0105 \text{ mm} \quad (219)$$

$$I_c = \sum \frac{b_i h_i^3}{12} + \sum A_i \left( y_0 - \frac{h_i}{2} \right)^2 = 13817786624,9 \text{ mm}^4 \quad (220)$$

Lyhytaikaisessa tilassa saadaan pintakeskiön etäisyys ( $y_{oi}$ ) palkin vedetystä reunasta selville seuraavilla kaavoilla (221) – (224). Rauditusmäärä  $A_s$  kuvaa vetoraudituksen pinta-alaa.

$$E_{cm} = 22GPa \left( \frac{f_{cm}}{10MPa} \right)^{0,3} = 32836,57 N/mm^2 \quad (221)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6,09077 \quad (222)$$

$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)A_s = 6523701,3 mm^2 \quad (223)$$

$$y_{0i} = \frac{y_0 A_c + (\alpha_e - 1)A_s(h-d)}{A_i} = 268,3 mm \quad (224)$$

Lyhytaikaisessa tilassa puristusvyöhykkeen korkeus ja jäyhyysmomentti voidaan laskea kaavoilla (225) ja (226)

$$X_{I,ST} = h - y_{0i} = 411,7 mm \quad (225)$$

$$I_{I,ST} = I_c + A_c(y_{0i} - y_0)^2 + (\alpha_e - 1)A_s(y_{0i} - h + d)^2 = 14858323637,8 mm^4 \quad (226)$$

Pitkäaikaisessa tilassa lasketaan pintakeskiön sijainti kaavoilla (229)-(231). Aika otetaan huomioon tehollisella kimmokertoimella, jonka arvo saadaan kaavasta (227).

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t,t_0)} = 10945,5 N/mm^2 \quad (227)$$

missä

$\varphi(t,t_0) \approx 2,0$ ; eurokoodin luvusta 3.1.4, kuvasta 3.1 arvioitu virumaluku, johon muunnettu paksuus  $h_0$  lasketaan kaavasta (228)

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 261,9 mm \quad (228)$$

missä

$u = 2920 mm$ ; leukapalkin poikkileikkauksen piiri

$$\alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 18,27 \quad (229)$$

$$A_i = A_c + (\alpha_{e,eff} - 1)A_s = 451846,1 mm^2 \quad (230)$$



$$y_{0i} = \frac{y_0 A_c + (\alpha_{e,eff} - 1) A_s (h - d)}{A_i} = 244,4 \text{ mm} \quad (231)$$

Kaavoilla (232) ja (233) saadaan laskettua pitkäaikaisen tilan tehollinen korkeus ja jäyhyysmomentti.

$$X_{I,LT} = h - y_{0i} = 435,6 \quad (232)$$

$$I_{I,LT} = I_c + A_c (y_{0i} - y_0)^2 + (\alpha_{e,eff} - 1) A_s (y_{0i} - h + d)^2 = 16965111514,6 \text{ mm}^4 \quad (233)$$

Halkeilukestävyys saadaan laskettua kaavalla (234).

$$M_{R,cr} = f_{ctm} \frac{I_{I,ST}}{h - X_{I,ST}} = 160,6 \text{ kNm} \quad (234)$$

Ominaiskuormista aiheutuva momentti  $M_{Ek}$  lasketaan kaavalla (130) käyttämällä ominaiskuormista aiheutuvaa rasitusta  $q_{Ek}$ . Momentti on suuruudeltaan 618,8 kNm ja ylittää halkeilukestävyyden, joten palkki halkeaa. Halkeilleessa tilassa selvitetään puristusvyöhykkeiden korkeus sekä sisäinen momenttivarsi lyhyt- sekä pitkäaikaisessa tilassa. Lisäksi selvitetään myös jäyhyysmomentti taipumatarkastelua varten. Halkeilleen tilan suureet saadaan laskettua seuraavasti.

Suhteellinen raudoitusala saadaan kaavasta (235) vetoraudoituksen pinta-alan, uuman leveyden ja tehollisen korkeuden avulla.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,01676 \quad (235)$$

Lyhytaikaisen tilan suureet lasketaan kaavoilla (236) – (238).

$$X_{II,ST} = \alpha_e d \rho \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \rho}} \right) = 228 \text{ mm} \quad (236)$$

$$z_{II,ST} = d - \frac{X_{II,ST}}{3} = 555,4 \text{ mm} \quad (237)$$

$$I_{II,ST} = \frac{bX_{II,ST}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - X_{II,ST})^2 = 5486952445,8 \text{ mm}^4 \quad (238)$$

Kaavoilla (239) – (241) saadaan lasketua pitkäaikaisen tilan suureet.

$$X_{II,LT} = \alpha_{e,eff} d \rho \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_{e,eff} \rho}} \right) = 337,2 \text{ mm} \quad (239)$$

$$z_{II,LT} = d - \frac{X_{II,LT}}{3} = 519 \text{ mm} \quad (240)$$

$$I_{II,LT} = \frac{bX_{II,LT}^3}{3} + \alpha_{e,eff} A_s (d - X_{II,LT})^2 = 11215382727,3 \text{ mm}^4 \quad (241)$$

Kun lasketaan kaavalla (130) momentti pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä  $q_{Eqp}$ , saadaan momentiksi  $M_{Eqp}$  470,6 kNm jolla saadaan raudoituksen jännitykset lyhyt- ja pitkäaikaisissa tapauksissa kaavoilla (242) ja (243).

$$\sigma_{s,ST} = \frac{M_{Eqp}}{A_s z_{II,ST}} = 210,7 \text{ N/mm}^2 \quad (242)$$

$$\sigma_{s,LT} = \frac{M_{Eqp}}{A_s z_{II,LT}} = 225,5 \text{ N/mm}^2 \quad (243)$$

Halkeamaleveyden rajoittamiseen vaadittava vähimmäisraudoitusmäärä voidaan laskea kaavalla (244).

$$A_{s,min} = \frac{f_{ctm}}{\sigma_{s,ST}} k_c k A_{ct} = 913,1 \text{ mm}^2 \quad (244)$$

missä

$k_c = 0,4$  (taivutus)

$k$ , lasketaan kaavalla (245)

$A_{ct}$ , saadaan kaavalla (246)

$$k = \left( 1,0 - 0,35 \frac{h - 300 \text{ mm}}{500 \text{ mm}} \right) = 0,734 \quad (245)$$

$$A_{ct} = A_c - bX_{I,ST} = 225954 \text{ mm}^2 \quad (246)$$

## 6.10 Halkeamaleveys

Halkeamaleveyden laskenta aloitetaan selvittämällä tehollinen korkeus, tehollinen pinta-ala ja suhteellinen raudoitussala kaavoilla (247) – (249).

$$h_{c,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h - d) \\ \frac{h - X_{I,ST}}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right. = 121,5 \text{ mm} \quad (247)$$

$$A_{c,eff} = bh_{c,ef} = 46170 \text{ mm}^2 \quad (248)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0,08709 \quad (249)$$

Lasketaan raudoituksen venymäero kaavasta (250).

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s,LT} - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = 0,001026 \geq 0,6 \frac{\sigma_{s,LT}}{E_s} = 0,000677 \quad (250)$$

missä

$k_t = 0,4$ ; pitkäaikainen kuorma

Halkeamaleveys saadaan laskettua seuraavalla kaavalla (251).

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\sigma}{\rho_{p,eff}} = 167,9 \text{ mm} \quad (251)$$

missä

$c = 30 \text{ mm}$ ; betonipeite pääteräksen pintaan

$k_1 = 0,8$  (hyvä tartunta; kappale 5.1, taulukko 11)

$k_2 = 0,5$  (taivutus; kappale 5.1, taulukko 11)

$k_3 = 3,4$  (kansallisesti valittava kerroin)

$k_4 = 0,425$  (kansallisesi valittava kerroin)

Palkin halkeamaleveys lasketaan kaavalla (252).

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,172 \text{ mm} \quad (252)$$

Kappaleen 5.1 taulukosta 10 saadaan rasitusluokalle XC1 suurimmaksi sallituksi halkeamaleveydeksi 0,4 mm. Seuraava yhtälö pätee, joten halkeamaleveys on sallittu.

$$w_k = 0,172 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,4 \text{ mm} \quad (253)$$

### 6.11 Taipuma

Halkeiluaste ( $\zeta$ ) saadaan laskettua halkeilumomentin ja kuormitushistorian suurimman kuorman mukaisen momentin  $M_{Ek,max}$  (= 618,8kNm) avulla kaavalla (254) kertoimen  $\beta$  pitkäaikaisen tilan arvolla 0,5 ja kaavalla (255) lyhytaikaisen tilan arvolla 1,0. Seuraavissa kaavoissa LT viittaa pitkäaikaiseen kuormitukseen, jolla lasketaan lopullinen taipuma ja ST taas viittaa lyhytaikaiseen kuormitukseen, jolla selvitetään palkin taipuma rakennusaikana.

$$\zeta_{LT} = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M_{Ek,max}} \right)^2 = 0,966 \quad (254)$$

$$\zeta_{ST} = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M_{Ek,max}} \right)^2 = 0,933 \quad (255)$$

missä

$\beta = 0,5$ , pitkäaikaisille kuormille;  $1,0$ , lyhytaikaisille kuormille

Halkeamattoman palkin kaarevuus lasketaan kaavalla (256).

$$\frac{1}{r_{I,LT}} = \frac{M_{Eqp}}{E_{c,eff} I_{I,LT}} = 0,002534 \frac{1}{m} \quad (256)$$

missä

$M_{Eqp} = 470,6 \text{ kNm}$ ; pitkäaikaisen kuormitusyhdistelmän mukainen momentti

Lasketaan halkeilleen palkin kaarevuus kaavalla (257)

$$\frac{1}{r_{II,LT}} = \frac{M_{Eqp}}{E_{c,eff} I_{II,LT}} = 0,003834 \frac{1}{m} \quad (257)$$

Halkeiluasteen avulla voidaan laskea taipuma täysin haljenneen ja halkeamattoman tilan väliltä kaavalla (258) (Nykyri, 2020, s. 230).

$$\frac{1}{r_{LT}} = \zeta_{LT} \frac{1}{r_{II,LT}} + (1 - \zeta_{LT}) \frac{1}{r_{I,LT}} = 0,003789 \frac{1}{m} \quad (258)$$

Kaavalla (259) saadaan laskettua kuormituksesta aiheutuva taipuma.

$$a_{M,LT} = KL^2 \frac{1}{r_{LT}} = 27,8 \text{ mm} \quad (259)$$

missä

$K = 0,104$ ; tasainen kuorma (kappale 5.2, taulukko 12)

Epäsymmetrinen raudoitus palkissa vaikuttaa betonin kutistumiseen, jonka takia palkki taipuu (Nykyri, 2020, s. 233). Kutistumasta johtuva taipuma saadaan laskettua seuraavilla kaavoilla. Raudoituksen staattiset momentit lasketaan kaavoilla (260) ja (261) halkeamattomassa ja haljenneessa tilassa.

$$S_{I,LT} = A_s(d - X_{I,LT}) = 787351 \text{ mm}^3 \quad (260)$$

$$S_{II,LT} = A_s(d - X_{II,LT}) = 1183037 \text{ mm}^3 \quad (261)$$

Kutistumasta johtuva kaarevuus lasketaan seuraavalla kaavalla (262).

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_{e,eff} \left( \zeta_{LT} \frac{S_{II,LT}}{I_{II,LT}} + (1 - \zeta_{LT}) \frac{S_{I,LT}}{I_{I,LT}} \right) = 0,000756 \frac{1}{m} \quad (262)$$

missä

$\varepsilon_{cs} \approx 0,0004$ ; eurokoodin luvusta 3.1.4, arvioitu kutistuma, johon muunnettu paksuus  $h_0 (=261,9 \text{ mm})$  laskettu kaavassa (228)

Kutistumasta johtuva taipuma saadaan laskettua kaavalla (263).

$$a_{cs,LT} = K_{cs} L^2 \frac{1}{r_{cs}} = 6,67 \text{ mm} \quad (263)$$

missä

$K_{cs} = 0,125$ ; momenttijakaumakerroin kutistumalle (kappale 5.2, taulukko 12)

Kokonaistaipuma saadaan laskettua kaavalla (264) yhdistämällä momentista ja kutistumasta johtuvat taipumat, kokonaistaipumaa voidaan verrata sallittuun taipumaan kaavalla (265).

$$a_{LT} = a_{M,LT} + a_{cs,LT} = 34,47 \text{ mm} \quad (264)$$

$$a_{LT} \leq a_{LT,max} \quad (265)$$

missä

$a_{LT,max}$  = Suositeltu kokonaistaipuma palkille, saadaan seuraavasta kaavasta (266).

$$a_{LT,max} = \frac{L}{250} = 33,6 \text{ mm} \quad (266)$$

Koska yhtälö (265) ei päde, palkki taipuu enemmän, kun on sallittu. Helpoin tapa vähentää taipumaa on käyttää korkeamman lujuusluokan betonia, tässä tilanteessa lujuusluokan C45/55 betonilla taipuma olisi sallituissa rajoissa.

Palkin ja laatan välinen liitтоваikutus alkaa vaikuttaa ontelolaatan kestävyYTEEN saumavalun kovettumisen jälkeen, joten laattaan kohdistuu rasiTusta saumauksen jälkeisistä kuormista (Elementtisuunnittelu, 2023).

Taipuma saumavalun jälkeiselle kuormitukselle rajataan arvoon  $L/500$ , joka on raja-arvo palkkiin liittyvän rakenteen ollessa herkkä taipumalle (Nykyri, 2020, s. 225). Saumavalun jälkeinen taipuma saadaan selville, kun lasketaan palkille taipuma saumavalun aikaisella kuormituksella ja vähennetään se kokonaistaipumasta.

Lyhytaikainen taipuma saadaan laskettua saumavalun aikaisella ominaiskuormien aiheuttamalla momentilla  $M_{Ek,s}$  ( $= 407,1 \text{ kNm}$ ) ja ottamalla huomioon betonin ominaisuudet lyhytaikaisessa tilassa.

Halkeamattoman palkin kaarevuus lasketaan seuraavasta kaavasta (267).

$$\frac{1}{r_{I,ST}} = \frac{M_{Ek,s}}{E_{cm}I_{I,ST}} = 0,0008344 \frac{1}{m} \quad (267)$$

Kaavasta (268) lasketaan halkeilleen palkin kaarevuus

$$\frac{1}{r_{II,ST}} = \frac{M_{Ek,s}}{E_{cm}I_{II,ST}} = 0,0022595 \frac{1}{m} \quad (268)$$

Halkeiluasteen avulla voidaan kaavalla (269) laskea kaarevuus täysin haljenneen ja halkeamattoman tilan väliltä.

$$\frac{1}{r_{ST}} = \zeta_{ST} \frac{1}{r_{II,ST}} + (1 - \zeta_{ST}) \frac{1}{r_{I,ST}} = 0,002164 \frac{1}{m} \quad (269)$$

Kuormituksesta aiheutuva taipuma saadaan laskettua seuraavalla kaavalla (270)

$$a_{M,ST} = KL^2 \frac{1}{r_{ST}} = 15,88 \text{ mm} \quad (270)$$

missä

$$K = 0,104; \text{ tasainen kuorma (kappale 5.2, taulukko 12)}$$

Raudoituksen staattiset momentit saadaan kaavoista (271) ja (272).

$$S_I = A_s(d - X_{I,ST}) = 883457,6 \text{ mm}^3 \quad (271)$$

$$S_{II} = A_s(d - X_{II,ST}) = 1622152,1 \text{ mm}^3 \quad (272)$$

Kutistumasta johtuva kaarevuus lasketaan seuraavalla kaavalla (273).

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \left( \zeta_{ST} \frac{S_{II,ST}}{I_{II,ST}} + (1 - \zeta_{ST}) \frac{S_{I,ST}}{I_{I,ST}} \right) = 0,00068171 \frac{1}{m} \quad (273)$$

missä

$\varepsilon_{cs} \approx 0,0004$ ; eurokoodin luvusta 3.1.4, arvioitu kutistuma, johon muunnettu paksuus  $h_0$  (=261,9 mm) laskettu kaavassa (228)

Kutistumasta johtuva taipuma saadaan laskettua kaavalla (274)

$$a_{cs} = K_{cs} L^2 \frac{1}{r_{cs}} = 6,01 \text{ mm} \quad (274)$$

missä

$K_{cs} = 0,125$ , momenttijakaumakerroin kutistumalle

Kokonaistaipuma saadaan laskettua kaavalla (275) yhdistämällä momentista ja kutistumasta johtuvat taipumat.

$$a_{ST} = a_{M,ST} + a_{cs,ST} = 21,89 \text{ mm} \quad (275)$$

Kun on selvitetty saumavalun aikainen taipuma, voidaan se vähentää kokonaistaipumasta kaavalla (276) ja lopputuloksena saadaan palkin taipuma liittovaikutuksen alkamisajankohdasta eteenpäin.

$$a_{LT} - a_{ST} = a = 12,58 \text{ mm} \quad (276)$$

Yhtälöllä (277) todetaan taipuman olevan sallituissa rajoissa.

$$a \leq a_{max} \quad (277)$$

missä

$a_{max}$  = suositeltu taipuma saadaan seuraavalla kaavalla (278).

$$a_{max} = \frac{L}{500} = 16,8 \text{ mm} \quad (278)$$



## 6.12 Käyttörajatilan yhteenveto

Murtorajatilassa määritetty vetorautoitus ylittää halkeamaleveyden rajoittamiseen vaadittava vähimmäisraudoituksen.

Halkeamaleveys on 0,172 mm, joka on pienempi kuin suurin sallittu halkeamaleveys 0,4 mm.

Palkin kokonaistaipuma (=34,47 mm) ylittää sallitun rajan (=33,6 mm), ratkaisuna on betonin lujuusluokan suurentaminen. Ontelolaataston saumavalun kovettumisen jälkeen, kun liittovaikutus alkaa taipuma pysyy alle sallitun arvon ( $12,58 \text{ mm} < 16,8 \text{ mm}$ ).

## 7 YHTEENVETO

Opinnäytetyön aikana syvennyttiin leukapalkin mitoituksen eri vaiheisiin. Työssä käsiteltiin materiaalien ominaisuudet, kuormitukset ja niiden vaikutukset palkin mitoitukseen. Mitoitustandardina käytetty eurokoodi antoi mahdollisuuden ymmärtää paremmin eurooppalaisia rakennusstandardeja ja niiden soveltamista mitoituksessa. Työ oli myös erinomainen mahdollisuus kerrata ja syventää aiempaa osaamista rakenteiden mitoituksesta ja eurokoodin soveltamisesta.

Opinnäytetyössä tehdyllä laskentapohjalla pystytään nopeasti määrittämään leukapalkin kestävyys murtorajatilassa sekä tarkistamaan käyttörajatilassa halkeilu- ja taipumavaatimukset.

Opinnäytetyön tekeminen ei ainoastaan lisännyt tietoa leukapalkin mitoituksesta, vaan myös mahdollisti aiemmin opitun tiedon kertaamisen ja syventämisen. Koko prosessi on vahvistanut tietoa rakenteiden mitoituksesta, mikä tulee olemaan hyödyllistä tulevaisuudessa.

## LÄHTEET

- Anstar. (2021). *AEP-piilokonsoli: käyttöohje* [https://www.anstar.fi/wp-content/uploads/2021/08/AEP\\_Kayttoohje\\_2021-8.pdf](https://www.anstar.fi/wp-content/uploads/2021/08/AEP_Kayttoohje_2021-8.pdf)
- Elementtisuunnittelu (2020a). *Asennusaikainen stabiliteetti*. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/asennus/asennusohjeet/asennusaikainen-stabiliteetti>
- Elementtisuunnittelu (2020b). *Leukapalkit*. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/palkit/leukapalkit>
- Elementtisuunnittelu (2020c). *Liitostyyppit*. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/liitokset/liitosten-toiminta/liitostyyppit>
- Elementtisuunnittelu (2020d). *Vääntörasitukset*. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/liitokset/liitosten-toiminta/vaantorasitukset>
- Elementtisuunnittelu (2023). *Matalapalkit*. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/palkit/matalapalkit>
- Elementtisuunnittelu (2012). *Ontelolaatastojen suunnitteluohje* <https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23859/Ontelolaatastojen%20suunnitteluohje.pdf>
- Leskelä, M. (2008). *By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008*. Suomen Rakennusmedia.
- Nykyri, P. (2020). *By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013*. (4. p.) Suomen Betoniyhdistys.
- Parma. (2018). *Parman ontelolaatastot suunnitteluohje* [https://parma.fi/userassets/uploads/2018/12/parma\\_ontelolaatastot\\_suunnitteluohje\\_2018-1.pdf](https://parma.fi/userassets/uploads/2018/12/parma_ontelolaatastot_suunnitteluohje_2018-1.pdf)
- Suomen Standardisoimisliitto (SFS). (2015). Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu: Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt (2. p.); Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1).

## LIITTEET

Liite 1. Excel – Leukapalkin mitoitus [vain yrityksen sisäisessä käytössä]