



# Kylmäsauma tuulivoimaloiden gravitaatioperustuksissa

Emma Kallio

OPINNÄYTETYÖ  
Kesäkuu 2023

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma  
Talonrakennustekniikka

## TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Rakennus ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma  
Talonrakennustekniikka

KALLIO, EMMA  
Kylmäsauma tuulivoimaloiden gravitaatioperustuksissa

Opinnäytetyö 71 sivua, joista liitteitä 28 sivua  
Kesäkuu 2023

---

Opinnäytetyössä keskitytään ensisijaisesti tutkimaan suunnittelemattoman työsauman, joka tunnetaan myös kylmäsaumana, muodostumista ja sen vaikutusta rakenteen leikkauskestävyyteen tuulivoimaloiden gravitaatioperustuksissa. Kylmäsaumojen syntyminen, kun betonointi keskeytyy, jolloin betonirakenteen yhtenäisen kovettumisreaktion jatkuvuus katkeaa. Tällaiset liitokset johtavat usein kapasiteetin heikkenemiseen ja voivat vaarantaa rakenteen yleisen eheyden.

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on tutkia ja arvioida tehokkaita strategioita kylmäsaumojen muodostumisen estämiseksi ja niistä johtuvien muodonmuutosten minimoimiseksi. Tutkimuksessa syvennytään eri tekijöihin, jotka vaikuttavat kylmäsaumojen muodostumiseen erityisesti massiivivaluissa, ja pyritään tunnistamaan ennaltaehkäiseviä toimenpiteitä, joilla riskiä voidaan pienentää. Tutkimuksessa sovelletaan kokonaisvaltaista lähestymistapaa, jossa tarkastellaan toimenpiteitä, jotka voidaan toteuttaa ennen valua, valuprosessin aikana ja jopa valun jälkeisiä korjaustoimenpiteitä.

Opinnäytetyön osana tehdyssä laskennallisessa analyysissä ei saatu lopullista vastausta kylmäsaumoista johtuvan leikkausraudoituksen suuntauksen määrittämiseen. Opinnäytetyössä käsitellään laajasti mahdollisia toimenpiteitä, joilla pyritään lieventämään kylmäsaumoihin liittyviä riskejä ja lisäämään tietoisuutta tästä ongelmasta. Vaikka leikkausraudoituksen suunnan määräytymistä koskeva kysymys on edelleen ratkaisematta, tutkielma tarjoaa arvokkaita näkemyksiä ja suosituksia kylmien saumojen vaikutusten käsittelemiseksi ja minimoimiseksi. Korostamalla ennaltaehkäiseviä toimenpiteitä ja edistämällä syvempää ymmärrystä asiasta opinnäytetyö edistää osaltaan sellaisten käytäntöjen kehittämistä, jotka parantavat yleistä rakenteellista eheyttä.

---

Asiasanat: työsauma, kylmäsauma, betonointi, tuulivoimaperustus

## **ABSTRACT**

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Tampere University of Applied Sciences  
Degree Programme in Construction Engineering  
Building Construction

KALLIO, EMMA  
Cold joint in gravity foundations for wind turbines

Bachelor's thesis 71 pages, appendices 28 pages  
June 2023

---

The thesis focuses primarily on the study of the formation of an unplanned working seam, also known as a cold seam, and its effect on the shear strength of a structure in gravity foundations for wind turbines. Cold seams are formed when the concreting process is interrupted, breaking the continuity of the uniform hardening reaction of the concrete structure. Such joints often lead to a loss of capacity and can compromise the overall integrity of the structure.

The objective of this thesis is to investigate and evaluate effective strategies to prevent the formation of cold joints and minimize the resulting deformations. The study will delve into the various factors that contribute to the formation of cold seams, particularly in solid castings, and will seek to identify preventive measures to reduce the risk. The study takes a holistic approach, looking at measures that can be taken before casting, during the casting process and even post-casting remedial measures.

The computational analysis carried out as part of the thesis did not provide a definitive answer to determine the shear stress orientation due to cold seams. The thesis discusses a wide range of possible measures to mitigate the risks associated with cold seams and to raise awareness of this problem. Although the issue of determining the orientation of shear welds remains unresolved, the thesis provides valuable insights and recommendations for addressing and minimizing the effects of cold seams. By emphasizing preventive measures and promoting a deeper understanding of the issue, the thesis contributes to the development of practices that improve overall structural integrity.

Key words: work joint, cold joint, concreting, wind turbine foundation

## SISÄLLYS

1	JOHDANTO .....	6
2	TUULIVOIMAPERUSTUKSET .....	7
2.1	Betoniset perustustyypit .....	7
2.1.1	Gravitaatioperustus .....	8
2.1.2	Paaluperustus.....	8
2.1.3	Kallioankkuriperustus .....	9
2.1.4	Betonitorni .....	10
2.1.5	Teräs-betonihybridi.....	10
3	Gravitaatioperustuksen valaminen.....	11
3.1	Betonointisuunnitelma .....	11
3.2	Betonoinnin aloituspalaveri .....	13
3.3	Valutyö .....	14
3.4	Jälkihoito .....	18
3.5	Laadunvarmistus.....	19
3.5.1	Betonointipöytäkirja .....	19
3.5.2	Lämmönkehityksen seuranta.....	20
3.5.3	Työmaakoekappaleet .....	21
4	TYÖSAUMA.....	22
4.1	Työsauma .....	22
4.2	Suunnittelematon työsauma eli kylmäsauma .....	23
4.3	Kylmäsauma tuulivoimalan perustuksessa .....	23
5	LASKENNALLINEN LEIKKAUSKESTÄVYYS .....	26
5.1	Leikkauskitkateoria.....	26
5.2	Betoninormi: työsauman leikkauskestävyys ja lujuus.....	27
5.2.1	Terästankojen vaarnavaikutus leikkaantumisessa.....	28
5.3	Suomen rakentamismääräyskokoelma B4 .....	30
5.4	Eurokoodi EN1992-1-1.....	31
5.5	Kaavojen vertailu.....	34
6	TYÖMAAN TOIMENPITEET KYLMÄSAUMAN UHATESSA.....	38
6.1	Toimet kylmäsauman estämiseksi ennen valua .....	38
6.2	Toimet kylmäsauman ehkäisemiseksi valun aikana.....	39
6.3	Kylmäsauman korjaaminen .....	40
7	POHDINTA .....	42
	LÄHTEET.....	44
	LIITTEET .....	46
	Liite 1. Rakennusmääräyskokoelman mukaiset laskelmat.....	47

Liite 2. Eurokoodi EN1992-1-1:n mukaiset laskelmat .....	56
--	----

## 1 JOHDANTO

Suunnittelematon työsauma eli kylmäsauma (eng. cold joint) on termi, jota käytetään, kun valussa tapahtuu syystä tai toisesta ennalta arvaamaton keskeytys ja aikaisemmin valettu betonikerros pääsee sitoutumaan ennen seuraavan kerroksen valamista. Yleisimmin tämä tapahtuu massiivivalussa, jossa betonin jakelussa tapahtuu keskeytys. Kyseessä on siis eräänlainen valuvirhe.

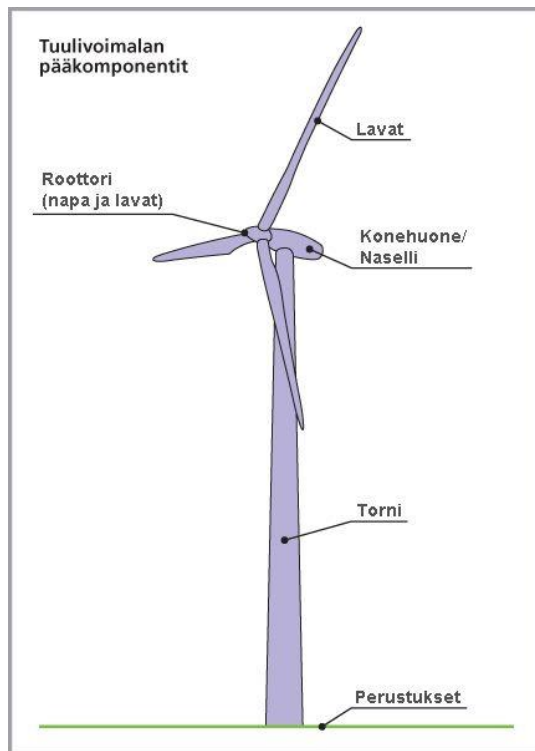
Kylmäsauma termiä ei suomalaisessa rakentamiskirjallisuudessa käytetä vaan asiasta saatetaan käyttää termiä suunnittelematon työsauma, jos aihetta ylipäättään sivutaan ollenkaan. Varsinkin tuulipuisto työmailla termi kylmäsauma on yleisessä käytössä, koska monesti työmaiden virallinen kieli on englanti.

Työssä koitan selvittää kirjallisuuskatsauksena mikä määrittää kylmäsaumasta johtuvan leikkausraudoituksen suunnan Eurokoodi 2 ja kuinka raudoitusta voidaan hyödyntää kylmäsauman syntyessä. Käyn myös yleisesti läpi, miten perustusten teon eri vaiheissa voidaan varautua kylmäsauman ennaltaehkäisyyn ja mitä mahdollisuuksia on korjata jo syntynyt kylmäsauma.

Opinnäytetyöni aiheen sain rakennusliike Suvic Oy:ltä.

## 2 TUULIVOIMAPERUSTUKSET

Tuulivoimala koostuu perustuksesta, tornista, konehuoneesta sekä roottorista (Kuva 1). Roottori koostuu vielä navasta ja lavoista. Napakorkeudeltaan voimalat voivat olla jopa 180 metrisiä. Suomessa tyypillinen napakorkeus on 135–160 metriä. (Suomen Tuulivoimayhdistys ry n.d.)



Kuva 1. Tuulivoimalan rakenne (Motiva 2022).

Tuulivoimaloita voidaan jaotella monella eri tapaa kuten pysty- tai vaaka-akselin, toimintaperiaatteen ja säätötavan mukaan. Rakentamisessa kuitenkin eniten kiinnostaa onko kyseessä maatuulivoimala (onshore) vai merituulivoimala (offshore). Tässä opinnäytetyössä keskitytään onshore-voimaloihin. (Suomen Tuulivoimayhdistys ry n.d.)

### 2.1 Betoniset perustustyypit

Onshore-voimaloiden betonisia perustustyyppejä gravitaatioperustus, paaluperustus ja kallioankkuriperustus. Käytettävä perustustyyppi valitaan

maapohjan ominaisuuksien mukaan. Edellä mainittuja perustuksia voidaan perustuksen rakennusvaiheessa jatkaa betonitornilla tai teräs-betonihybriditornilla esimerkiksi siinä tilanteessa, kun halutaan voimalan konehuone korkeimpaan mahdolliseen rakennusoikeuden sallimaan korkeuteen. (DNVGL-ST-0126 2018, 103.)

### 2.1.1 Gravitaatioperustus

Gravitaatioperus (Kuva 2) on laattaperustus, jota käytetään, kun maaperä on tarpeeksi kantavaa, jotta se pystyy kantamaan tuulivoimalasta aiheutuvat kuormitukset. Gravitaatioperustuksissa voidaan käyttää erilaisia geometrioita kuten pyöreä, neliskulmainen tai monikulmainen. Tuulivoimalan terästorni yleisesti suunnitellaan liitettäväksi perustukseen ankkuripulteilla tai upottamalla terästornin alimmainen elementti perustukseen. Gravitaatioperustukset peitetään yleensä ainakin osittain maa-aineksella. (DNVGL-ST-0126 2018, 103.)



Kuva 2. Raudoitettu gravitaatioperustus.

### 2.1.2 Paaluperustus

Paaluperustusta käytetään, pehmeillä maatyypeillä, jolloin kuormat viedään paalujen avulla syvemmälle kantavaan maapohjaan. Paaluperustuksessa paalut



yhdistyvät anturaan, joka muistuttaa läheisesti gravitaatioperustusta. Erona gravitaatioperustukseen paaluperustuksen anturan reunavahvuus on kuitenkin huomattavasti paksumpi, johon paalut yhdistyvät. Myös paaluperustuksessa voidaan käyttää erilaisia geometrioita kuten pyöreä, neliskulmainen tai monikulmainen. Tuulivoimalan terästorni yhdistetään paaluperustukseen joko ankkuripulttien avulla tai valamalla terästornin alimmainen elementti anturaan. (DNVGL-ST-0126 2018, 104.)

### 2.1.3 Kallioankkuriperustus

Kallioankkuriperustus (Kuva 3) koostuu raudoitetusta betonirakenteesta, joka ankkuroidaan kallioon perustuksien läpi menevien reikien avulla. Kallioon porattuihin reikiin asennetaan perustuksen valun jälkeen ankkurit, jotka voivat olla kallioon injektoitavia terästankoja tai vaijereita. Injektoinnin jälkeen ankkurit jännitetään. Tuulivoimalasta aiheutuvista kuormituksista puristus välittyy kallioon perustuksen läpi ja vetovoimat kallioankkureiden välityksellä syvälle kallioon. Kallioankkuriperustuksia voidaan käyttää silloin, kun kallioperän kestävyys on riittävä. (DNVGL-ST-0126 2018, 104.)



Kuva 3. Raudoitusvaiheessa oleva kallioankkuriperustus.

### 2.1.4 Betonitorni

Betonitornit rakennetaan radioitettuinä elementteinä tai paikallavalu rakenteena. Muodoltaan tornit vaakaleikkauksessa ovat pääsääntöisesti pyöreitä. Betonitornit voidaan jännittää joko etukäteen tai jälkikäteen vaak- tai pystysuunnassa. Konehuone tyypillisesti kiinnitetään torniin teräksisellä adapterilla. (DNVGL-ST-0126 2018, 103.)

### 2.1.5 Teräs-betonihybridi

Hybriditorneissa (Kuva 4) tornin alaosa on raudoitettu paikallavalu korotus tai elementtinä rakennettu torni, jonka päälle liitetään terästorni. Muodoltaan tornit vaakaleikkauksessa ovat pääsääntöisesti pyöreitä. (DNVGL-ST-0126 2018, 103.)



Kuva 4. Paikalla valettu hybridi tornin betoni osa (Norrkniivilä 2022).

### 3 Gravitaatioperustuksen valaminen

Tuulivoimaloiden perustuksien suunnittelutehtävät kuuluvat vaativuusluokaltaan vaativiin betonirakenteisiin. Toteutusluokaltaan rakennesuunnittelijat valitsevat rakenteelle vaativimman toteutusluokan eli toteutusluokan 3. Vaativuusluokan ja toteutusluokan pohjalta määrittäytyy betonityönjohtajalta vaadittava pätevyysluokka. Tuulivoimaperustuksiin betonityönjohtajalta vaaditaan poikkeuksellisen vaativan betonityönjohtajan pätevyys.

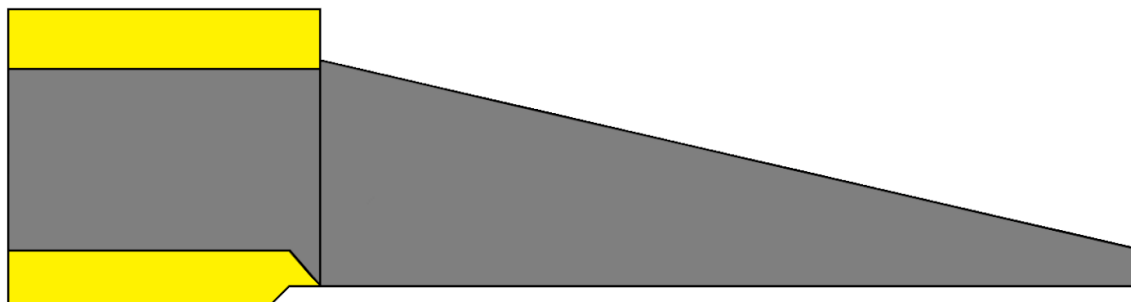
#### 3.1 Betonointisuunnitelma

Ennen valutöiden aloittamista valitaan valuihin betonityönjohtaja, betonintoimittaja ja urakoitsija valutöihin. Betonityönjohtaja joko itse tekee betonointisuunnitelman tai ainakin hyväksyy sen ennen valutöiden aloittamista. Betonointisuunnitelma sisältää tiedot muun muassa työn etenemisestä, betonin ominaisuuksista, kalustosta, työturvallisuudesta, riskien hallinnasta, jälkihoidosta ja laadunvarmistuksesta. Jos valuja toteutetaan myös talviaikaan, tulee betonointisuunnitelmaan lisätä mitä lisätoimia talviolosuhteet tuovat mukanaan tai vaihtoehtoisesti tehdä erillinen betonointisuunnitelma talviolosuhteita varten.

Betonointisuunnitelmassa kerrotaan betonimassan vaatimukset ja missä kohtaa perustusta sitä käytetään. Betonimassan lujuusluokan ja suurimman käytettävä raekoon määrittää rakennesuunnittelija. Lisäksi betonointisuunnitelmassa määritetään betonimassan notkeusluokka, johon vaikuttavat ensisijaisesti raudoituksen tiheys ja betonipumpun käyttö, joka vaatii vähintään S3-luokan notkeuden. Notkeusluokka auttaa määrittämään betonin työstettävyyden ja koostumuksen, jolloin varmistetaan, että betoni voidaan sijoittaa ja tiivistää kunnolla valamisen aikana. (Lehto 2023.)

Perustusten valamisessa on tapana käyttää kahta erilaista massatyyppeä. Vahvempaa lujuusluokkaa käytetään ankkuripulttikehän alaosassa sekä ankkuripulttikehän yläosassa, eli perustuksen kauluksessa. Alempaa lujuusluokkaa käytetään muualla gravitaatioperustuksessa. Kuva 5

havainnollistetaan keltaisella värillä alueet, joilla korkeamman lujuuden betoni, jota kutsutaan pultinkehämassaksi, sijaitsee. Vastaavasti perusmassan valualue on havainnollistettu harmaalla värillä. Vahvemman lujuusluokan käyttö keltaisilla alueilla johtuu siitä, että ankkuripulttikehän ankkurointilevyt aiheuttavat lisääntyntä paikallista puristusta näillä alueilla. On huomattava, että keltaisilla alueilla käytetty lujuusluokka on tyypillisesti kaksi tai kolme lujuusluokkaa korkeampi kuin harmailla perusmassan alueilla.



Kuva 5 Betonimassojen sijoittelu lujuusluokan mukaan

Vikatiloihin varaudutaan käymällä läpi varakaluston sijainti ja määrä. Generaattorit, sauvatäryttimet ja muut pienemmät työkalut ja laitteet eivät yleensä tuota työmaalla ongelmia, sillä niiden rikkoutuminen yleisesti ottaen helposti ratkaistavissa, sillä varakalustoa löytyy työmaalta. Kriittisempänä tekijänä on betonitehtaan tai betonipumpun rikkoutuminen. Betonipumppuja on gravitaatiovalussa pääsääntöisesti kaksi ja yksi varapumppu esimerkiksi betoniasemalla ongelmatilanteita varten. Gravitaatiovalun voidaan toteuttaa yhdellä betonipumpulla, jos perustuksen ja perustusta ympäröivän nostokentän dimensiot sen sallii. Betoniaseman rikkoutuminen on valun kannalta kriittisin ongelmatilanne. Tähän varaudutaan etukäteen laskemalla tuotanto- ja toimitusaikoja kohteelle, jonka perusteella valitaan myös vara-asemia. Valun onnistumisen kannalta vara-asemia tulisi olla ainakin yksi. Vara-asemien valintaa vaikuttaa, jonkin verran myös sopimukset ja betoninennakkotestaukset, joita on tehty etukäteen.

### 3.2 Betonoinnin aloituspalaveri

Betonointisuunnitelma käydään läpi betonitöiden aloituspalaverissa pääurakoitsijan, betonityönjohtajan, betonitoimittajan ja valutyöurakoitsijan kanssa. Riippuen hankkeesta voi aloituspalaverin kokoonpano hieman muuttua. On kuitenkin tärkeää, että kaikki valun parissa työskentelevät tietävät miten valu etenee, mitkä ovat yhteiset pelisäännöt ja miten varaudutaan poikkeustilanteisiin.

Aloituspalaveri aloitetaan varmistamalla yhteyshenkilöt ja heidän vastuualueensa. Yhteyshenkilöiden lisäksi käydään läpi muut resurssit, joita valuun tarvitaan. Aloituspalaverissa käsitellään muun muassa betonityön vaiheet, betonin toimitusnopeus ja jälkihoito. Lisäksi käsitellään betoniautojen ja -pumppujen, sauvatäryttimien ja generaattoreiden määrää.

Aloituspalaverin aikana käydään läpi, käytetäänkö valamisessa sisältä ulospäin menetelmää vai ulkoa sisälle päin menetelmää. Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää molempien menetelmien yhdistelmää, jolloin keskeltä ulospäin menetelmä on tarkoitettu erityisesti sateisiin sääolosuhteisiin. Toinen tärkeä näkökohta, josta keskustellaan, on valualueiden betonointijärjestys. Valaminen toteutetaan perustusta kiertävällä toimintamallilla, jossa perustus valetaan ja tiivistetään kerroksittain. (Lehto 2023.)

Koska gravitaatioperustuksen valussa on kyse massiivivalusta, menee perustuksen valamisessa pääsääntöisesti yli 12 tuntia. Tämä nostetaan ylös myös aloituskokouksessa, sillä urakoitsijalla tulee olla tarpeeksi työntekijöitä, jotta tauotus voidaan suorittaa. Riittävillä resursseilla ei ainoastaan paranneta valunaikaista työturvallisuutta ja pienennetä riskiä, vaan myös edistetään miellyttävämpää työympäristöä työntekijöille. (Lehto 2023.)

Aloituspalaverissa esitellään betonointisuunnitelmassa määritellyt vikamenettelyt. Tämä on erityisen tärkeää, sillä sen avulla varmistetaan, että kaikki valuun osallistuvat ymmärtävät tarvittavat toimenpiteet, jotka on toteutettava, jos betonointiprosessin aikana ilmenee vikoja tai ongelmia. Tehokkaan viestinnän merkityksen korostaminen aloituspalaverissa on keskeinen osa vikatilamenettelyitä. Kaikkien työryhmän jäsenten on ehdottomasti

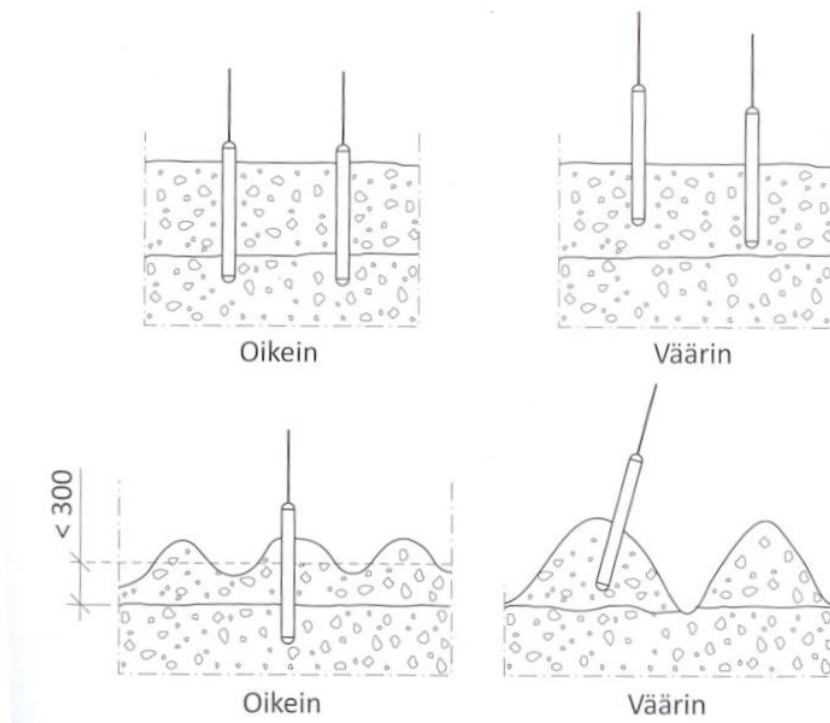
ymmärrettävä, että on tärkeää välittää ongelmatilanteista tiedot nopeasti betonityönjohtajalle. Näin voidaan puuttua nopeasti mahdollisiin ongelmiin, vähentää riskejä ja minimoida mahdolliset viivästykset tai häiriöt valussa.

### 3.3 Valutyö

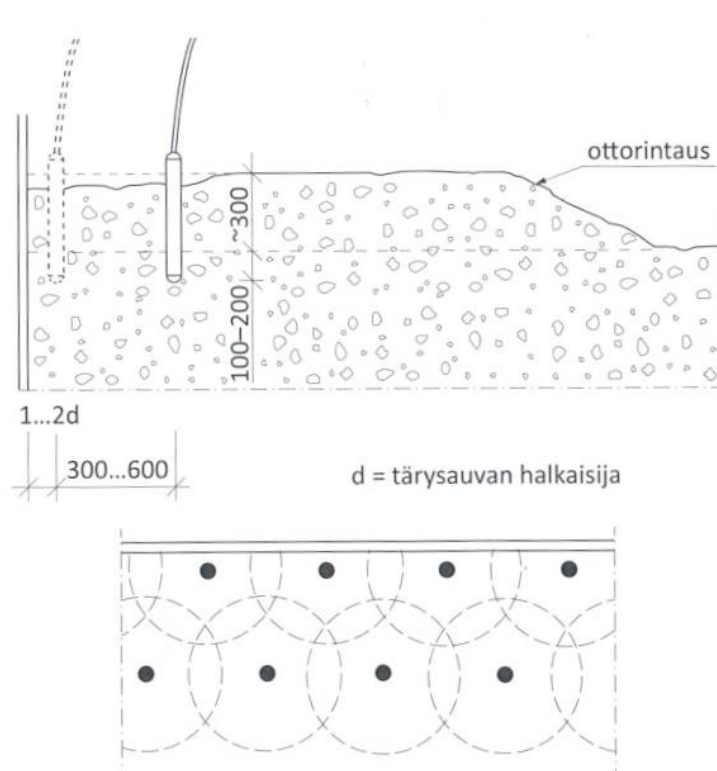
Gravitaatioperustusten on massiivinen betonirakenne, jonka valaminen vaatii huomattavan määrän betonia, joka on keskimäärin 700–1000 m<sup>3</sup> perustuksen mittojen mukaan. Näiden perustusten rakentaminen on aikaa vievää, sillä se kestää noin 10–12 tuntia.

Tärkeää gravitaatiovalussa on huomioida kaluston riittävä määrä, jottei valimiseen tulisi liian pitkiä taukoja. Betonin työstettävyyden kesto on suoraan suhteessa vallitseviin sääolosuhteisiin. Kylmissä olosuhteissa kolmen tunnin viive on aivan maksimi tauon pituus ilman kylmäsauman riskiä. Helteellä ja suorassa auringon paisteessa betonin työstettävyyden aika supistuu. (Erkkilä 2023).

Betonoitaessa uutta massakerrosta vanhaan tulee betoni tiivistää huolellisesti kauttaaltaan. Sauvatäryttimen värähtely saa betonimassan värähdysliikkeeseen, joka vähentää betonin sisäistä kitkaa. Tällöin massa muuttuu juoksevaksi sauvan läheisyydessä ja tiivistyy painovoiman vaikutuksesta. Näin aikaisemmin valettu betonikerros jälkitärytetään ja se liittyy uuteen kerrokseen betonia. Tärysauvan annetaan omalla painollaan upota tuoreen betonikerroksen läpi niin, että se uppoaa 100...200 mm syvyydelle edeltävään kerrokseen (Kuva 6). Tärysauvan pistot jaetaan tasaisesti rakenteelle 200...600 mm etäisyydelle toisistaan (Kuva 7). Kauluksen vaakapintaan tehdään valamista varten valuaukot. Rakenteen mitat, raudoitus, tiivistyksen teho ja betonimassan notkeus ovat määrittäviä tekijöitä tiivistämisessä. (by 201 2018, 335–336). Pääosin gravitaatioperustuksen tiivistämisessä käytetään sauvatärytintä ja diagonaalipinta voidaan täryttää palkkitäryttimellä.



Kuva 6 Periaatekuva tärytyksestä edeltävään kerrokseen (by 201 2018, 335)



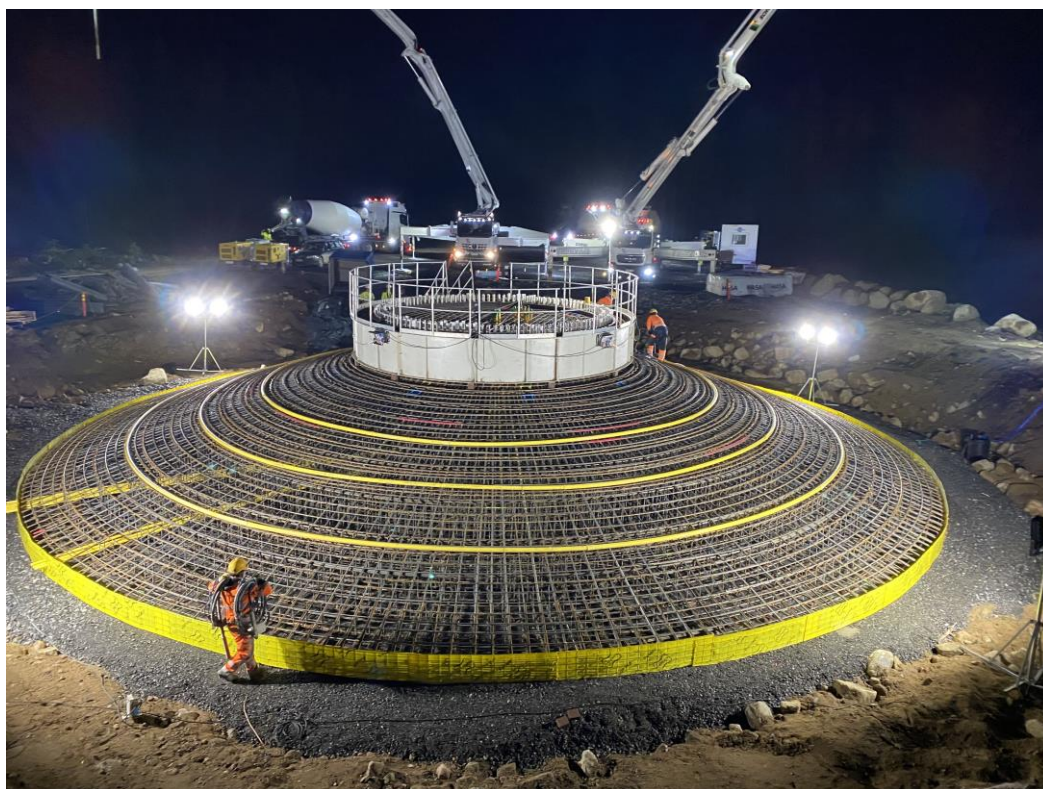
Kuva 7 Periaatekuva tärytyksen tiheydestä (by 201 2018, 336)

Gravitaatioperustuksen reunat ovat vinoja, joten valettaessa suojabetonikerroksen vahvuus voidaan varmistaa asentamalla putkia kierroksina raudoituksen yläpintaan. Kuva 8 näkyy keltaiset valuputket. Putket toimivat



kiskoina, jotka kannattelevat tärypalkkia. Suojaetäisyys on 50 mm, joten putken tulee olla halkaisijaltaan suojaetäisyyttä suurempi. (Hoikkaniemi 2023.)

Suojaetäisyys tarve Betoninormin mukaan on rasitusluokkien ja käyttöiän mukaan 25 mm + 10 mm toleranssi. Suunnittelijat käyttävät 50 mm suojabetoni etäisyyttä perustuksen muodon vuoksi sekä rauditus tehdään ennen muottien asentamista. Tämän vuoksi suojabetonietäisyytenä käytetään 50 mm, jotta saadaan isompi toleranssi 25 mm suojabetonietäisyydelle. (Kallio 2021).



Kuva 8 Gravitaatioperustus ennen valua

Betonin kovettumisen alkuvaiheessa, kun betoni alkaa sitoutua ja alun perin pintaan noussut vesi alkaa imeytyä takaisin, betonin pinta voidaan hiertää. Hiertämisellä saadaan betonin pinta tiivistymään, mikä johtaa huokoisuuden vähenemiseen. Tämän seurauksena pinnan lujuus ja kulutuskestävyys paranevat merkittävästi, mikä takaa sen pitkäaikaisen kestävyys ja suorituskyvyn. (by47 2020, 103.)

Perustuksen kauluksella olevat vaakapinnat hierretään käsin. On kuitenkin erittäin tärkeää noudattaa huolellisuutta, jotta vaakatasolla olevaa



vedenpoistoputkea ei valeta umpeen. Gravitaatioperustuksen diagonaalipinnoilla pintamassa tasoitetaan tärypalkin avulla kehä kehältä. Tärypalkin jälkeen pintaa hiotaan edelleen mekaanisesti. Tarvittaessa käytetään myös käsin hierontaa halutun pinnan saavuttamiseksi. (Lehto 2023.)

Kuten aikaisemmin kappaleessa 3.2 on mainittu, gravitaatioperustuksia voidaan valaa kahdella tapaa. Perustuksen valu voidaan aloittaa joko keskipisteestä ulospäin tai ulkoreunoilta keskipistettä kohden. Perustuksen valusuunta päätetään hyvissä ajoin etukäteen betonointisuunnitelmassa. Betonityöjohtajan lisäksi muiden valun parissa työskentelevien tulee tietää betonointisuunnitelman sisältö.

Massiivisten rakenteiden tapauksessa valun nousunopeus on 0,15...0,3 m/h. On kuitenkin tärkeää varmistaa, että nousunopeus ei ylitä muotin suunnittelussa huomioon otettua ennalta määritettyä nopeutta. Erikoisvaluja varten, joihin voidaan soveltaa erilaisia vaatimuksia, korkeampi nousunopeus määritetään ennakkokokeiden avulla. Haluttujen tulosten saavuttamiseksi betonimassa valetaan muottiin yleensä 300...500 mm:n kerroksina. Kerrokset tiivistetään sitten sauvatäryttimillä asianmukaisen tiivistämisen varmistamiseksi. Valettavan betonikerroksen suurin sallittu paksuus riippuu betonimassan erityisominaisuuksista ja vallitsevista olosuhteista. (by201 2018, 308, 340.)

Kun betonointiprosessi etenee ulkokehältä kohti sisäosaa, valutyö alkaa perustuksen reunoilta ja etenee kehä kehältä kohti keskiosaa. Kehä on kooltaan noin 2–3 m leveä ja 300–500 mm korkea. Kehien määrä perustuksessa riippuu perustuksen koosta. Kahden peräkkäisen rintausten jälkeen voidaan valaa edellisten kerrosten päälle uusi kerros betonia. Kun valaminen aloitetaan keskeltä, on olennaista varmistaa, että ulkoreunaan muodostuu sopivan kokoisia rintausta. Nämä rintaukset mahdollistavat betonin nostamisen perustuksen yläpintaan asti. Sisältä ulospäin valaessa pintojen teko aloitetaan erivaiheessa. Ulkoa sisälle valaessa pintoja voidaan alkaa tekemään huomattavasti aikaisemmassa vaiheessa, kun taas sisältä ulospäin valaessa vaakapintoja työstöä joudutaan odottamaan. Keskeltä ulospäin valaessa saadaan sateisella kelillä puskettua vettä ulospäin, jolloin vedenhallinta on helpompaa. (Erkkilä 2023.)

Kylmäsaumojen muodostumiselle kriittisin paikka gravitaatiovalussa on perustuksen reunat. Reunoilla on eniten betonipinta alaa, jonka päälle pitää valaa uutta betonia ennen edeltävän kerroksen kovettumista. Tämä tarkoittaa, että sisältä ulospäin valaessa teoreettinen riski kylmäsaumalle tulee valun loppuvaiheessa, kun taas ulkoa sisälle valaessa voidaan puhua teoreettisen riskin pienemisestä. Pitää kuitenkin huomioida, että kylmäsauma voi muodostua mihin tahansa kohtaa betonirakennetta. (Erkkilä 2023.)

Edullisimmat sääolosuhteet gravitaatioperustuksen valamiselle on kevyt tihkusade tai sumuinen, ja kun lämpötila on pyörinyt +10 asteen paikkeilla parin viikon ajan. Kun ilman lämpötila on pidempään noin 10 astetta, niin kiviaineksen lämpö on noin 10 astetta ja näin olen betonin alkulämpötila, pysyy noin 15°C. Tällöin betonin maksimi lämpötila pysyy pääsääntöisesti alle 60°C. Betonin lähtölämpötilan ja maksimi lämpötilan välillä on suora yhteys. Jos betonin lähtölämpötila on 25°C maksimi lämpötila pääsääntöisesti ylittää 60°C. Viileissä olosuhteissa betoni pysyy työstettävänä pidempään ja kosteat olosuhteet ovat toimivat hieman myös jälkihoitona betonipinnalle. Vesisade tai sumu ei kuitenkaan poista kemiallisen jälkihoidon hyötyä ja tarvetta. Kesän kuivat ja kuumat olosuhteet kuitenkin luovat suurentunutta riskiä kylmäsaumana syntymiselle. Betonin työstöaika lyhenee betonin nopeamman sitoutumisen seurauksena.

### **3.4 Jälkihoito**

Jälkihoidolla on tarkoituksena rajoittaa suuria lämpötilaeroja massiivivalujen rakenteen poikkileikkauksissa ja estää vasta valetun betonipinnan liian nopeaa kuivumista. Jälkihoidon tavoitteena on luoda optimaaliset olosuhteet, jotka helpottavat valetun rakenteen asianmukaista kovettumista ja takaavat siten betonin tavoitellun lopullisen lujuuden ja muiden tavoiteltujen ominaisuuksien saavuttamisen. (by201 2018, 341–342.)

Perustuksen jälkihoidon yhteydessä käytetään jälkihoitotuotteita, pakkasmattoja ja kevyt- tai raskaspeitteitä. Betonipinta suojataan fyysisesti esimerkiksi

pressuilla epäsuotuisilta sääolosuhteilta, kuten sateelta tai liialliselta auringonvalolta, jotka voivat haitata kovettumisprosessia ja heikentää betonin laatua. Peitteiden pitävän sijoittamisen varmistamiseksi puulankut sijoitetaan strategisesti siten, että ne eivät pääse irtomaan tuulisissa olosuhteissa. On kuitenkin tärkeää noudattaa varovaisuutta pressun asennuksen aikana, jotta vältetään tahattomilta vaurioilta valmiille betonipinnalle. Kesällä perustus peitellään, kun betoni on saavuttanut riittävän kovuuden sen päällä kävelyä varten. Talvella tulee peittäminen aloittaa betonivalun aikana. Tällöin pakkasmatot asetetaan betonipinnan päälle lohkoittain. Kun lohko on kovettunut riittävästi mekaanisen hionnan mahdollistamiseksi, peitteet poistetaan väliaikaisesti, kun pintaa työstetään.

### **3.5 Laadunvarmistus**

Betonimassan laatuvaatimusten ylläpitämiseksi sen ominaisuuksia seurataan tarkasti koko kuljetus- ja käsittelyvaiheen ajan. Laadunvarmistustoimenpiteitä toteutetaan betonimassan eri ominaisuuksien, kuten sen koostumuksen, lujuuden, työstettävyyden ja kestävyys, arvioimiseksi. Näitä arviointeja tekemällä voidaan havaita mahdolliset poikkeamat tai epäjohtamukaisuudet ja puuttua niihin välittömästi. (by201 2018, 344.)

#### **3.5.1 Betonointipöytäkirja**

Betonointipöytäkirja on valukohtainen asiakirja, johon kirjataan tarkasti betonointisuunnitelman toteuttaminen ja vallitsevat olosuhteet. Siihen sisältyvät keskeiset yksityiskohdat, kuten työmaan perustiedot, valun tarkat aloitus- ja lopetusajat, betonin lämpötila ja betonointi jaksona aikana valetun betonin määrä. (by201 2018, 345.) Tämä mahdollistaa betonointitoimien perusteellisen dokumentoinnin. Lisäksi betonointipöytäkirjan liitteeksi kerätään huolellisesti kuormakirjat.

Betonin sitoutumisen seuranta on tärkeää koko valuprosessin ajan. Tätä seurantaa tehdään silmämääräisesti sekä tarkastelemalla kuormakirjanpitoa,

jossa on yksityiskohtaiset tiedot kunkin betonikuorman toimitusajasta. Seuraamalla avointen pintojen ikää ja vertaamalla sitä myöhempien kuormien toimitusaikaan voidaan kylmäsauman riskiä hallita tehokkaasti. (Lehto 2023.)

### 3.5.2 Lämmönkehityksen seuranta

Lämpötilamittaukset ovat tärkeä osa laadunvarmistusta tuulivoimaperustuksissa. Massiivivaluissa lämpötilan hallinta on tiedostettu haaste, johon suhtaudutaan ennakoivasti jo suunnittelussa. Lujuuskadon oletetaan tapahtuvan jo  $+60^{\circ}\text{C}$ , johon voidaan varautua nostamalla tavoitelujuutta. Näissä tapauksissa rakennesuunnittelija varmistaa laskennallisesti, miten yli  $60^{\circ}\text{C}$  lämpötila vaikuttaa rakenteeseen. Kuitenkin ylärajana on  $+70^{\circ}\text{C}$  lämpötila kovettumisvaiheessa, sillä tällöin sementin hydrataatioreaktioiden muuntuminen voi johtaa rakenteen vaurioitumiseen myöhemmin. (by68 2017, 43.) Riippuen laadun varmistussuunnitelmasta lämpötila-anturien lukumäärä vaihtelee kuten myös mittauksen kesto. Yleisesti käytetään vähintään 4 mittauspistettä, joista 3 sijaitsee perustuksen keskiosassa ja 1 perustuksen reunalla. Mittausajanjaksona käytetään yleisesti vähintään 14 vuorokautta.

Sääolosuhteista riippuu ovatko perustuksen keskiosasta saatavat lämpötilat reunan lämpötiloja kiinnostavampia. Korkeimmat lämpötilat perustuksissa tulevat keskelle perustusta. Varsinkin kesällä korkeiden ulkolämpötilojen takia perustukset jäähtyminen on hidasta ja riski perustuksen lämpötilan nouseminen liian korkealle on suurempi. Talvisin perustuksen reunalämmön kehittyminen on mielenkiintoinen sillä gravitaatioperustuksessa reunan vahvuus voi olla 300 mm, jolloin on riski, ettei se kehitä tarpeeksi lämpöä.

Massiivivaluissa massan valinnalla voidaan vaikuttaa hydrataatiolämpöön. Sementti tuottaa sitoutuu nopeammin ja tuottaa näin nopealla ajanjaksolla lämpöä, jolloin todennäköisimmin joudutaan kamppailemaan liian korkeiden lämpötilojen kanssa. Tämän takia betonimassassa noin 60 % sideaineesta on korvattu masuunikuonalla. Masuunikuonan lämmöntuotto tapahtuu pidemmällä ajanjaksolla taaten hillitymmän ja tasaisemman lämmön nousun perustuksessa. Masuunikuonalla saavutetaan myös huomattavasti pienempi hiilijalanjälki kuin sementillä. (Kallio 2021.)

Lämmönnousun hallinnassa on kokeiltu jäähdytysputkia, joissa vesi kiertää rakenteessa lämmönnousun kannalta kriittisimmällä sektorilla eli perustuksen keskustassa. Ongelmana tässä on kuitenkin havaittu, että asennettavien pukien määrän tulisi olla huomattava, jotta lämpöä voitaisiin kontrolloida. Myös riittävän vesimäärän saatavuus on haaste. Vettä ei ole yleensä tuulipuisto olosuhteissa käytettävissä riittävästi. (Kallio 2021.) Riskinä on myös epätasainen lämmönjakautuminen. By 65 (2021) mukaan 1 metrin matkalla lämpötilagradientti saa korkeintaan olla  $+20^{\circ}\text{C}$  (by65 2021, 76). Lisäksi putkien asentaminen raudoituksen keskellä on työteknisesti hankalaa.

### 3.5.3 Työmaakoekappaleet

Massiivirakenteissa haasteena on lämmöntuotto kovettumisvaiheessa. Tämä otetaan huomioon käyttämällä betonin arvosteluikäinä 91d, jolloin vähennetään lämmöntuoton ongelmia. (by68 2017, 43.) Työmaalla otetaan betoninäytteitä, joista osalle tehdään puristuskoe 28 vuorokauden iässä ja lopuille näytteille puristuskoe tehdään 91 vuorokauden iässä. Näistä näytteistä 28d koekappaleet ovat suuntaa antavia, mutta lopullinen tulos saadaan 91d näytteistä.

Koekappaleet otetaan työmaalla valun yhteydessä työmaalle tulevista betonikuormista SFS-EN 12390-1 standardin mukaisesti kalibroituhiin lieriöihin. Jokaisesta betonilaadusta otetaan oma sarja näytteitä ja sarjasta vähintään puolien tulee olla 91 vuorokauden koekappaleita, kun arvosteluikäinä käytetään 91d. Sarjan koekappaleiden määrä määritellään betonointityösuunnitelmassa. Näytteet testataan testauslaitoksessa, jolla on akkreditointi standardin SFS-EN 12390-3 mukaisten puristuslujuuskokeiden suorittamiseen.

## 4 TYÖSAUMA

### 4.1 Työsauma

Massiivisia paikallavalurakenteita tehtäessä, joissa ei rakenteellisesta tai toteutusteknisistä syistä voida valaa yhdessä osassa loppuun asti, käytetään hyödyksi työsaumoja. Työsaumoja tulee käyttää aina, kun valussa pidetään suunniteltu tauko, jonka aikana betoni ehtii sitoutua enne seuraavan betonikerroksen valua. (by 201, 257).

Nykyään pyritään kehittämään yhtenäisiä ratkaisuja, jolloin vältetään työsaumojen käytöltä ja niiden ongelmilta. Työsaumat tuottavat betoniin epäjatkuvuuskohdan, joka on muuta rakennetta heikompi. Tämän takia sauma tulisi sijoittaa paikkoihin, joissa rasitukset ovat vähäisimmät. Työsauman heikkoudesta esimerkkinä voidaan käyttää levyä vasten valettua työsaumaa, johon syntyy pystysuora laasti vyöhyke, joka estää kivien limittäin menemisen. Tämä heikentää sauman leikkauslujuutta ja vetolujuus kohtisuoraa saumaa vasten on homogeenisen betonin arvosta arviolta noin 20 %. (by 201, 258). Valmiissa pinnassa työsaumat erottuvat ympäröivästä betonista. Tästä syystä työsaumojen suunnittelussa tulisi huomioida rakennesuunnittelun ja työmaatekniikan lisäksi arkkitehtoninen puoli.

Pysty- ja vaakarakenteen esimerkiksi pilarin ja palkin välinen työsauma on tyypiltään sellainen, ettei sen tekeminen ja mitoittaminen aiheuta ongelmia. Saumaan ei kohdistu isoja vaakavoimia sekä sauma on puristettu, jolloin saumaan muodostuu voimakas kitkavoima.

Työsaumat jaetaan kolmeen luokkaan pintaominaisuuksiensa perusteella. Saumasta voidaan poistaa sementtiliima 2...5 mm syvyydestä pesemällä tai vastaavalla työmenetelmällä. Tätä kutsutaan pestyksi työsaumaksi. Karhennetussa työsaumassa karheuden tulee olla 2...5 mm syvä. Jos työsauma ei täytä pestyn tai kannetun työsauman ominaisuuksia, pidetään työsaumaa sileänä. (by 201, 258). Pestyllä työsaumalla on kahteen muuhun nähden etuja, koska pestytyösauman kohta muistuttaa homogeenista betonia. Etuihin luetaan

merkittävästi paremmat säilyvyys- ja lujuusominaisuudet sekä pestyn työsauman tiiveys. Pestyn työsauman tiiveyden ansiosta sitä voidaan käyttää myös rasi-luokissa XS3, XD2, XD3, XF2 ja XF4, kunhan saumassa esiintyy kohtisuoraa vetoa sitä vastaan. Muissa työsaumaluokissa tulee käyttää saumanauhaa tai tiiveydestä varmistutaan muulla tavalla, jos rakenteelle on asetettu tiiveysvaatimuksia. Karhennetut ja sileät työsaumat ovat heikomman tiiveytensä takia myös alttiimpia korroosiolle. Pestyä työsaumaa tulisi suosia aina vaativissa ympäristöolosuhteissa. (by 65, 54.)

#### **4.2 Suunnittelematon työsauma eli kylmäsauma**

Massiivivaluissa on riskinä, että betonin toimitus syystä tai toisesta viivästyy ja edellinen valettu betonikerros ehtii kovettua siten, että betonikerrokset eivät sekoitu enää keskenään. Tämä voi aiheuttaa heikon siteen kerroksien välille ja luoda epäjatkuvuuskohdan rakenteeseen. Kylmäsauman muodostuminen on todennäköisempää lämpimissä ja kuivissa sääolosuhteissa betonin nopean asettumisen johdosta. Kylmäsauma (suunnittelematon työsauma) on aina valuvirhe. (Illangakoon, Asamoto, Nanayakkara & Nguyen Trong 2019, 406).

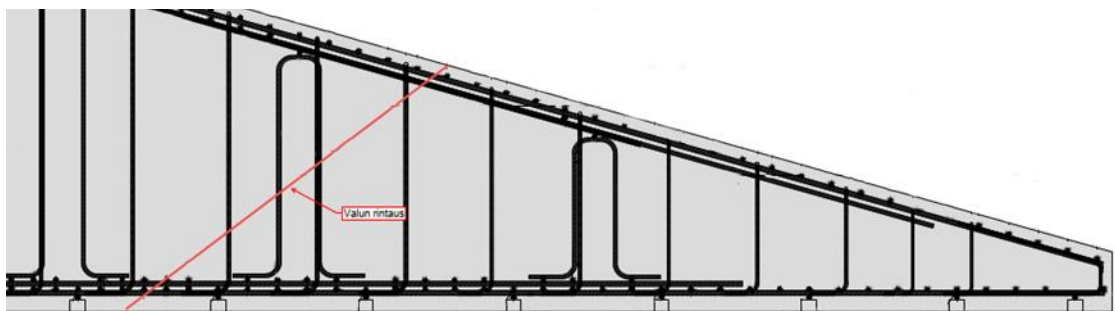
Betonirakenteeseen syntyvällä kylmäsaumalla voi olla merkittävä vaikutus rakenteen toimivuuteen suunnittelemattoman epäjatkuvuuskohdan takia. Kylmäsauma voi johtaa raudoituksen heikkenemiseen, lujuuden vähenemiseen ja betonipinnan esteettisyyteen. (Illangakoon ym. 2019, 406). Edellä mainituista tärkeimmät rakenteen toimivuuden kannalta ovat leikkauskestävyyden aleneminen ja todennäköisempi korroosion lisääntyminen. Teräsbetoni rakenteessa teräksessä alkanutta korroosiota pidetään yhtenä kriittisimmistä ongelmista. Kun korroosio alkaa, tartuntalujuus betonin kanssa heikkenee. (Yoo & Kwon 2016, 247–248.)

#### **4.3 Kylmäsauma tuulivoimalan perustuksessa**

Kylmäsauman muodostuessa massiivirakenteeseen siten, että leikkausraudoitus menee kohtisuorassa kylmäsauman läpi ei usein ole ongelmallinen. Tämä johtuu

siitä, että Eurokoodissa leikkausraudoituksen mitoituksessa koko leikkausvoima siirretään raudoituksella. Tämä tarkoittaa sitä, että kylmäsauman muodostuminen kallioankkuriperustuksessa ei ole yleensä ongelma, koska valu tapahtuu alhaalta ylöspäin, perustuksen geometriassa ei ole vinoja pintoja sekä kallioankkurit esijännitettyinä aiheuttavat perustukseen puristuksen. (Kallio 2021.)

Tuulivoimalan gravitaatioperus voidaan valaa perustuksen keskipisteestä ulospäin tai ulkoreunasta keskipisteen suuntaan. Valusuunnasta riippumatta valurintausten ja leikkausraudoituksen välinen kulma on yleensä pienempi kuin 90 astetta (Kuva 9). Tällöin kylmäsauman leikkauskestävyyden laskennassa leikkausraudoituksen kapasiteetti voidaan ottaa mukaan vain siinä tapauksessa, kun leikkausjännitys aiheuttaa raudoitukseen vetoa. Tuulivoimalan perustuksessa jännitykset vaihtavat suuntaa, koska tuulensuunnat vaihtelevat ja näin myös rasitusten merkki. (Kallio 2021.) Aihetta on käsitelty lisää kappaleessa 4.



Kuva 9. Punaisella merkitty valurintausta valettaessa ulkoa sisälle päin gravitaatio valussa.

Tuulivoimaperustuksissa syntynyt useampia kylmäsaumojen, joiden syyt ovat olleet erilaisia kuten myös korjaustavat. Esimerkiksi betonin rikkoutuminen kesken kuljetuksen aiheutti useamman tunnin keskeytyksen betonointiin. Kyseisessä tapauksessa tutkimusten ja laskelmien jälkeen todettiin, ettei perustus kestä sille aiheutuvia kuormituksia eikä luotettavaa korjausvaihtoehtoa löydetty. Kyseisessä tapauksessa perustus päätettiin purkaa. Perustuksen purkaminen on äärimäinen toimenpide, jota pyritään välttämään kaikin luotettavin keinoin johtuen perustuksen suuresta massasta. (Kallio 2021.)



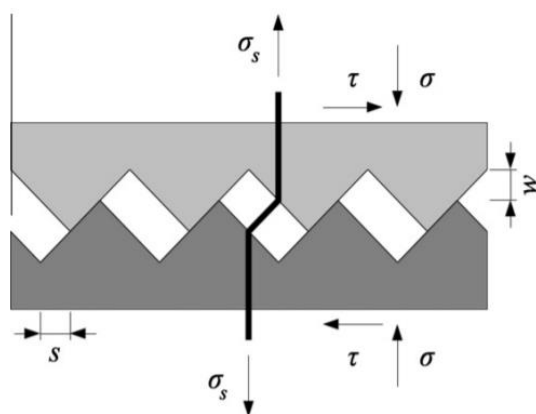


## 5 LASKENNALLINEN LEIKKAUSKESTÄVYYS

### 5.1 Leikkauskitkateoria

Alun perin vuonna 1966 ehdotettu leikkauskitkateoria (eng. shear-friction theory) on otettu käyttöön kaikissa suunnittelusäännöissä kahden betonipinnan välisen rajapintojen analysoimiseksi. Parannuksia teoriaan on ehdotettu viime vuosikymmeninä muiden kapasiteettiin vaikuttavien tekijöiden huomioon ottamiseksi, tarkkuuden lisäämiseksi sekä sovellusalueen laajentamiseksi. Betonin lujuuden ja tiheyden sisällyttäminen ja vaarna toiminnan huomioiminen ovat esimerkkejä ehdotetuista parannuksista. (Santos & Júlio 2012, 435)

Leikkauskitkateoriassa oletetaan, että saumassa vaikuttavat leikkaus- ja puristusvoimat siirtyvät vain kitkan vaikutuksesta. Yleisesti käytetään yksinkertaista sahamasmallia (Kuva 10) esimerkkinä tämän teorian toimintaperiaatteista. Sekä rajapinnan ylittävän raudoituksen että leikkaustasoon nähden normaalisti vaikuttavien ulkoisten voimien vaikutus otetaan huomioon. (Santos & Júlio 2012, 436–437).



Kuva 10. Sahahammasmalli (Santos & Júlio 2012)

Leikkauslujuutta sauman rajapinnassa voidaan kuvata kolmen erilaisen kuormitusta välittävän mekanismin yhdistelmällä: koheesio, betoniosien välinen leikkauskitka; ja rajapinnan ylittävän leikkausraudoituksen aiheuttama vaarnavaikutus. (Santos & Júlio 2012, 436–437).

Tutkiessa betonipintojen välistä leikkauskestävyyttä voidaan harkita kahta eri tilannetta. Kahden betonin rajapinnan leikkauslujuus ilman adheesion menetystä ja rajapinnan leikkauslujuus suhteellisella liukumalla molempien betoniosien välillä. Leikkauskitkateoria koskee vain jälkimmäistä tapausta, jossa rajapinnan käyttäytymistä oletetaan koheesion, kitkan ja tapin toiminnan ohjaavan. (Santos & Júlio 2012, 436)

## 5.2 Betoninormi: työsauman leikkauskestävyys ja lujuus

Betonin vetolujuus työsaumassa on pieni ja siksi se vastaa halkeilutta liitosta. Jotta leikkauskitkateoriaa voidaan käyttää kitkakerroin  $\mu_v$  tulee valita oikein. (Leskelä 2008, 280).

Työsaumojen tutkittaessa on todettu, että lujuuteen vaikuttavat useat tekijät:

1. Työsauma, joka on riittävästi raudoitettu, pystyy kehittämään suuremman leikkauskestävyyden mikä on taivutetun rakenteen leikkauskestävyys, kun betoni pystyy tarttumaan työsaumaan kunnolla
2. Alkuliukuma on noin kaksinkertainen kahden betonipinnan välillä, jotka eivät ole tarttuneet toisiinsa kuin betonipintojen välillä, jossa tartunta on olemassa ennen kuin leikkausvoima välitetään
3. Hierretyt liittymäpinnat, joiden karheus on pieni aiheuttavat tartuntamurtumisen halkeaman ilmestyttyä.
4. Oikein suunnitellussa sekä toteutetussa työsaumassa murtumisen leikkautumistaso jää todennäköisesti työsauman alapuolella olevaan betonikerrokseen. Tämä johtuu vanhan betonin yläpinnan lajittumisesta ja sen lujuus on pienempi kuin uudessa betonissa. (Leskelä 2008, 280).

Leikkauslujuus  $\tau_{Rdi.cr}$  työsaumalle lasketaan kaavoista 1–3

$$\begin{aligned}\tau_{Rdi.cr} &= \beta_1 \frac{A_s}{b_s} f_{sd} + \beta_2 f_{ctd} + \mu_v \sigma_n \\ &= \beta_1 \rho f_{sd} + \beta_2 f_{ctd} + \mu_v \sigma_n\end{aligned}\quad (1)$$

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{b_s} \quad (2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_s} \quad (3)$$

Työsaumatyyppien kertoimet  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  ja  $\mu_v$  saadaan Taulukko 1. Pitää huomioida, että työsaumojen vaatimukset tulee täyttyä luvun 4.1 mukaan.

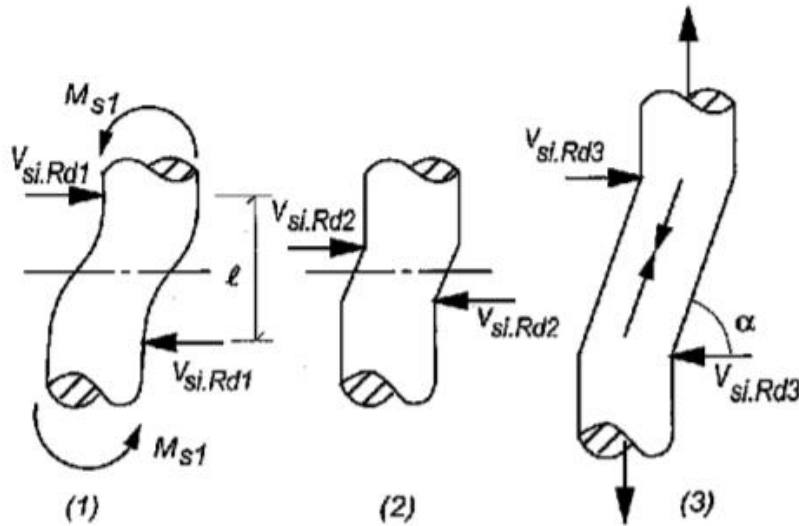
Taulukko 1. Työsaumatyyppien kertoimet  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  ja  $\mu_v$  (Leskelä 2008, 281).

Työsauma	$\rho=A_s/b_s$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\mu_v$
Pesty	$\leq 0,15 \%$	0,8	0,6	$\leq 0,8$
	$\geq 0,5 \%$	0,9	0,6	$\leq 0,8$
Karhea	$\leq 0,15 \%$	0,6	0,3	$\leq 0,8$
	$\geq 0,5 \%$	0,9	0,3	$\leq 0,8$
Sileä	$\leq 0,15 \%$	0,4	0,2	$\leq 0,6$
	$\geq 0,5 \%$	0,4	0,2	$\leq 0,6$

Työsauman läpi kulkevaan raudoitukseen  $A_s$  lasketaan mukaan vain teräkset, jotka ovat ankkuroitu sauman molemmin puolin mitoituslujuutta  $f_{sd}$  vastaavalle vetovoimalle. Näitä teräksiä ei käytetä samanaikaisesti hyväksi muita kestävyyslaskentaessa. Saumaa vastaan kohtisuoran jännityksen saa ottaa huomioon vain, kun jännitys on puristusta. Saumassa vaikuttavan vetojännityksien tapauksessa käytetään  $\mu_v=0$  arvoa. (Leskelä 2008, 281).

### 5.2.1 Terästankojen vaarnavaikutus leikkaantumisessa

Vaarnavaikutus leikkautumistason suhteet muodostuvat kolmesta komponentista: taivutus, puhdas leikkaus ja niveltyminen (Kuva 11). (Leskelä 2008, 282).



Kuva 11. Raudoitustangon vaarnavaikutuksen komponentit (Leskelä 2008, 282.)

Pelkkä taivutusvaikutus Kuva 11 (1) mukaisessa tilanteessa merkitsee terästangon leikkauskestävyyttä. Tämä lasketaan kaavasta 4. (Leskelä 2008, 282).

$$V_{si.Rd1} = \frac{2M_{s1}}{l} = \frac{4\phi}{3\pi} \frac{A_{s1}f_{sd}}{l} \quad (4)$$

missä  $\phi$  on tangon halkaisija ja  $l$  on plastisoituva pituus.

Puhdas leikkaus (Kuva 11 (2)) vastaa kestävyyttä kaavasta 5. (Leskelä 2008, 282.)

$$V_{si.Rd2} = \frac{A_{s1}f_{sd}}{\sqrt{3}} \quad (5)$$

Kun teräs kehittää tietyllä etäisyydellä olevat plastiset nivelet, on kyseessä niveltyminen (Kuva 11(3)). Plastisten nivelten syntyessä nivelten väli pääsee siirtymään alkuasemastaan vinoon kulmaan  $\alpha$  ja tangon vetovoima nivelten välissä on suurimmillaan plastinen voima  $A_{s1}f_{sd}$ . Tämän voiman vaakakomponentti on niveltymisesä leikkauskestävyys. (Leskelä 2008, 282).

$$V_{si.Rd3} = A_{s1}f_{sd} \cos \alpha \quad (6)$$

### 5.3 Suomen rakentamismääräyskokoelma B4

Siirtyminen Suomen rakentamismääräyskokoelmasta eurokoodiin alkoi vuonna 2007, mutta virallisesti Suomen rakentamismääräyskokoelma kumottiin syyskuussa 2014 (Rakennustuoteteollisuus RTT ry n.d.). Suomen rakentamismääräyskokoelma B4:n mukaan lasketaan työsauman leikkauskapasiteetti pinta-alayksikköä kohden kaavasta 7. (B4 2005, 20)

$$v_u = \beta_1 \frac{A_{sv}}{s b} f_{yd} + \beta_2 f_{ctd} \geq \frac{V_d}{b d} \quad (7)$$

missä

- $A_{sv}$  on työsauman leikkausraudoituksen poikkileikkausala
- $\beta_1, \beta_2$  ovat karhennuskertoimet, jotka valitaan taulukosta 2
- $s$  on työsauman leikkausraudoituksen leikkeiden keskinäinen väli. (B4 2005, 20)

Poikkileikkausalaan  $A_{sv}$  lasketaan vain ne teräkset, jotka ovat ankkuroitu sauman molemmin puolin saumaan kohdistuvaa vetovoimaa ja joita ei käytetä hyväksi samanaikaisesti muiden kapasiteettien laskennassa. Rakenteen leikkauskapasiteetin vaatiman raudoituksen saa työsauman kohdalla laskea hyödyksi mitoittaessa työsaumaa, kun ne ovat ankkuroitu sauman molemmille puolille. (B4 2005, 20)

Taulukko 2 karhennuskertoimien väliarvot voidaan lineaarisesti interpoloida (B4 2005, 20). RakMK B4 luokittelee työsaumat kolmeen luokkaan pintaominaisuuksiensa perusteella. Pestyiksi työsaumoiksi luokitellaan saumat, joiden pinnasta laasti on poistettu joko pesemällä tai vastaavalla menetelmällä 2...5 mm syvyydeltä. Karheissa työsaumoissa karheuden tulee olla 2...5 mm syvä. Karhennus vaakasuoraan työsaumaan voidaan tehdä esimerkiksi harjaamalla betonin pinta ennen sen kovettumista. Pystysuoran työsauman karhennus voidaan toteuttaa käyttämällä työsaumaverkkoa. Työsaumat, jotka

eivät täytä pestyn tai karheen työsauman ehtoja luokitellaan sileiksi työsaumoiksi. (B4 2005, 45)

Taulukko 2. RakMK mukaiset karhennuskertoimet (B4, Betonirakenteet. 2005. 20).

Työsauma	$A_{sv}/s_b$	$\beta_1$	$\beta_2$
pesty	$\leq 0,15 \%$	0,8	0,6
	$\geq 0,5 \%$	0,9	0,6
karhea	$\leq 0,15 \%$	0,6	0,3
	$\geq 0,5 \%$	0,9	0,3
sileä	$\leq 0,15 \%$	0,4	0,2
	$\geq 0,5 \%$	0,4	0,2

Poikittaisen puristuksen vaikuttaessa työsaumassa voidaan leikkausvoimaa siirtää kitkalla kertomalla puristavan voiman laskenta-arvo korkeintaan kitkakertoimella 0,6 sileän ja 0,8 karheen sekä pestyn työsauman tapauksessa. (B4 2005, 20)

#### 5.4 Eurokoodi EN1992-1-1

Eri aikaan valettujen betonipintojen laskennallinen leikkauskestävyys betonipintojen rajapinnassa voidaan määrittää Eurokoodin osan 1992-1-1 kohdan 6.2.5 mukaisesti. Eurokoodin kaava pohjautuu leikkauskitka menetelmään.

Eriaikaan valettujen betonipintojen rajapinnassa vaikuttavan leikkausjännityksen tulee täyttää seuraava ehto (kaava 8):

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (8)$$

Rajapinnassa vaikuttavan leikkausvoiman mitoitusarvo lasketaan kaavasta 9.

$$V_{Edi} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{z \times b_i} \quad (9)$$

missä

- $\beta$  on uuta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde joko puristus- tai vetoalueella, molemmat laskettuina samassa kohdassa
- $V_{Ed}$  on rakenneosan leikkausvoima
- $z$  on koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
- $b_i$  on rajapinnan leveys

Eri aikaan valettujen betonipintojen rajapinna leikkauskestävyyden kapasiteetti lasketaan kaavasta 10.

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (10)$$

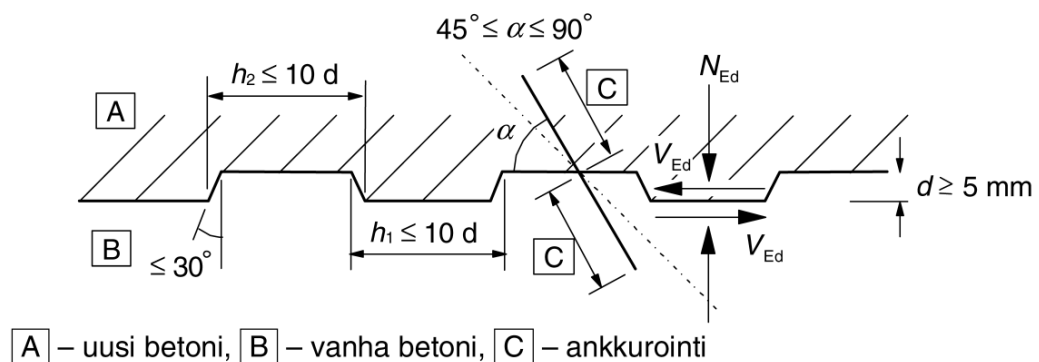
missä,

- $V_{Rdi}$  on rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo [N/mm<sup>2</sup>]
- $c$  ja  $\mu$  ovat kertoimia, jotka riippuvat rajapinnan karheudesta
- $f_{ctd}$  on betonin vetolujuuden mitoitusarvo [N/mm<sup>2</sup>]
- $\sigma_n$  on rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesti ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys [N/mm<sup>2</sup>]
- $\rho$  on rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala jaettuna rajapinnan pinta-alalla
- $f_{yd}$  on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo [N/mm<sup>2</sup>]
- $\alpha$  on rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen ja rajapinnan välinen kulma [°], joka Eurokoodin osassa 1992-1-1 rajoitetaan välille  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
- $v$  on lujuuden pienennyskerroin
- $f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo [N/mm<sup>2</sup>]

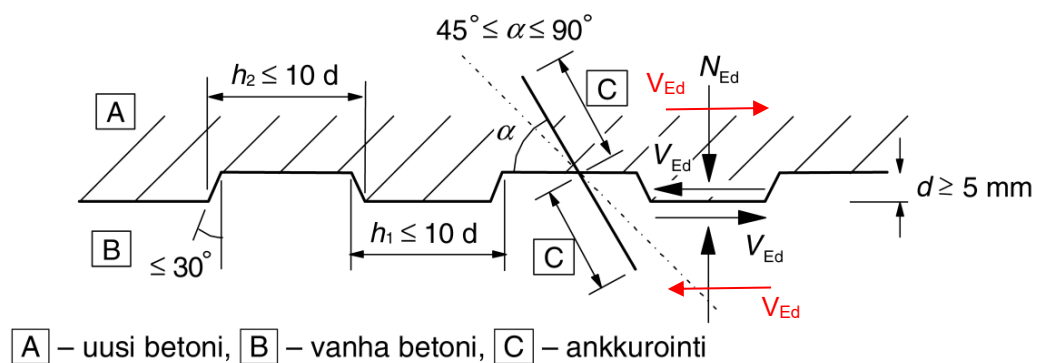
Kahden betonin rajapinnan leikkauskestävyyttä arvioitaessa käytetään neljää eri muuttujaa. Nämä muuttujat ovat heikoimman käytetyn betonin lujuus, rajapintaa vastaan kohtisuora jännitys, rajapinnan läpi kulkeva leikkausraudoitus sekä rajapinnan karheus. (SFS-EN 1992-1-1 2004, 91–92.)



Eurokoodin osan 1992-1-1 kohdan 6.2.5 rajausta ankkuroinnin kaltevuudelle suhteessa betonipintojen rajaan näkyy Kuva 12. Gravitaatioperustuksissa valusuunta ei ole suoraan ylöspäin vaan valusuunta on sisältä ulospäin tai ulkoa sisäänpäin, joten valuun on mahdollista syntyä kaltevia rintoja, kuten esitetty kappaleessa 4.3 Kuva 9. Tämän takia mahdollinen kylmäsauma ei todennäköisesti synny EN1992-1-1 esitettyyn sallittuun kulmaan. Tämän lisäksi tuulivoimalan perustukseen aiheutuvat kuormitukset eivät ole staattisia vaan dynaamisia ja leikkausvoima vaihtaa suuntaa tuulen mukaan (Kuva 13). Toki myös staattisessa rakenteessa leikkausraudan suunta voi olla toisenlainen kuten Kuva 14. Eurokoodin tulkinta on epäselvä, mikäli kylmäsauma syntyy Kuva 14 mukaisesti. Eurokoodin epäselvän tulkinnan vuoksi on usein päädytty tilanteeseen, jossa Kuva 13 ja Kuva 14 mukaisissa tapauksissa sauman kapasiteetissa ei voida ottaa huomioon raudoitusta. Tällöin alfa kulma on suurempi  $90^\circ$ . (Norrkniivilä 2022 ja Kallio 2021)

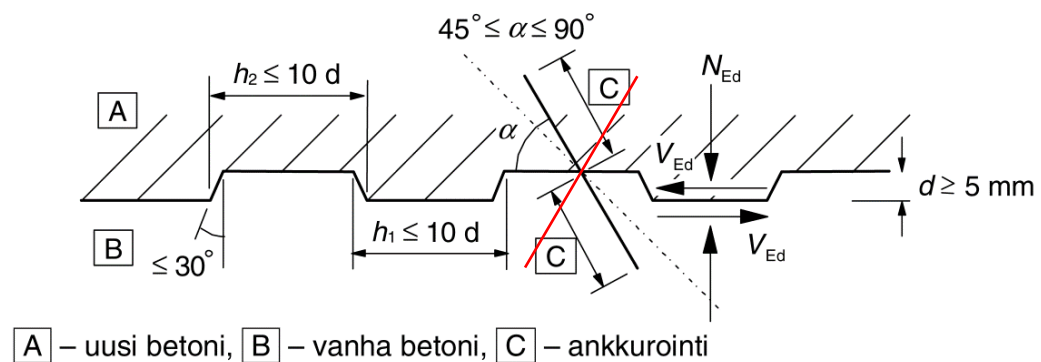


Kuva 12. Vaarnattu työsauma



Kuva 13. Vaarnattu työsauma punaisella merkitty vaihtunut leikkaussuunta

Kirjallisuus selvityksessä ei löytynyt esitystä, miksi teräsvaarnojen suunta on määritelty Kuva 12 mukaisesti. Yksi skenaario on, kun leikkausvoima Kuva 13 musta  $V_{Ed}$  aiheuttaa teräkseen vedon, joka pitää liitoksen puistettuna ja saumassa on kitkavoima. Kun leikkausraudoitus on vinossa vastakkaiseen suuntaan (Kuva 14 esitetty punainen viiva), muodostuu leikkausraudoitukseen puristusta, jolloin raudoitus taipuu ja pyrkii irrottamaan pinnat toisistaan. Tällöin leikkaus kitka heikkenee.



Kuva 14. Vaarnattu työsauma punaisella merkitty vaarnan suunnan vaihdos.

## 5.5 Kaavojen vertailu

Esimerkkilaskelmissa käytetään rakennusluokkaa 2 ja betonin lujuusluokkana C25/30 (K30). Rakenne on 300 mm korkea ja 1000 mm leveä. Siinä kulkee yläpinnassa 5 kpl ja alapinnassa 5 kpl 6 mm harjaterästä. Omasta painosta syntyvä leikkausjännitys on  $0,04 \text{ N/mm}^2$  ja hyötykuormasta syntyvä leikkausjännitys  $0,12 \text{ N/mm}^2$ .

Taulukko 3 on laskettu Rak.Mk. B4 mukaisesti (kaava 7). Alla olevasta taulukosta voidaan todeta, että sileällä saumalla on suurin käyttöaste ja täten matalin leikkauskapasiteetti, kun taas pestyllä saumalla on pienin käyttöaste ja suurin leikkauskapasiteetti.

Taulukko 3. Rakennusmääräyskokoelman mukaiset laskelmat työsaumanleikkauskapasiteetille

	Leikkauskapasiteetti ( $v_{ud}$ )	Leikkausjännitys ( $\tau_d$ )	Käyttöaste
Sileä	0,28 N/mm <sup>2</sup>	0,24 N/mm <sup>2</sup>	85,6 %
Karhea	0,42 N/mm <sup>2</sup>	0,24 N/mm <sup>2</sup>	57,1 %
Pesty	0,84 N/mm <sup>2</sup>	0,24 N/mm <sup>2</sup>	28,5 %

Taulukko 4 on laskettu EN 1992-1-1 mukaisesti ja siinä tarkastellaan eri kulmissa sauman lävistäviä raudoituksia (kaava 10). Taulukko 4 voidaan todeta kaksi leikkauskapasiteettiin vaikuttavaa elementtiä. Ensinnäkin voidaan todeta yhtäläisesti Rak.Mk. mukaan myös Eurokoodissa mitä sileämpi pinta sitä pienempi leikkauskapasiteetti. Rak.Mk. B4:stä poikkeavasti Eurokoodissa on sileät pinnat jaettu kahteen sileään ja hyvin sileään. Hyvin sileä sauma on valettu esimerkiksi teräsmuottia vasten. Eurokoodissa ei myöskään mainita pestyä saumaa vaan tilalla on vaarnattu, jolloin saumassa on hammastus Kuva 12 tavoin. (SFS-EN 1992-1-1 2004, 92). Lisäksi taulukosta huomataan leikkauskapasiteetin olevan pienempi sauman ja teräksen välisen kulman ollessa pienempi.

Erikoistapauksena Taulukko 4 on tarkasteltu tilannetta, jossa kulma on Eurokoodissa annetun  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  rajan ulkopuolella, jolloin raudoitusta ei oteta laskennassa huomioon. Tällöin kaavassa 10 otetaan huomioon vain rajapinnan karheuden kerroin ( $c$ ) ja betonin vetolujuuden mitoitusarvo ( $f_{ctd}$ ). Tämä tarkoittaa, että liitteessä 2 olevien laskelmien kulman  $110^\circ$  voi muuttaa miksi tahansa arvoon  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  ulkopuolella ilman, että leikkauskapasiteetti tapauskohtaisesti muuttuu.

Taulukko 4. Eurokoodin mukaiset laskelmat työsaumalle

	Kulma (°)	Leikkauskapasiteetti ( $V_{ud}$ )	Leikkausjännitys ( $\tau_d$ )	Käyttöaste
Hyvin sileä	90	0,32 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	69,6 %
Hyvin sileä	45	0,48 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	40,7 %
Hyvin sileä	67,5	0,32 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	47,5 %
Hyvin sileä	110	0,12 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	188,3 %
Sileä	90	0,49 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	46,5 %
Sileä	45	0,70 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	32,1 %
Sileä	67,5	0,62 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	36,2 %
Sileä	110	0,24 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	94,2 %
Karhea	90	0,77 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	29,5 %
Karhea	45	0,97 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	23,2 %
Karhea	67,5	0,90 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	25,1 %
Karhea	110	0,48 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	47,1 %
Vaarnattu	90	0,97 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	23,3 %
Vaarnattu	45	1,15 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	19,6 %
Vaarnattu	67,5	1,10 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	20,6 %
Vaarnattu	110	0,6 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	37,7 %

Vertailtaessa laskujen tuloksia Taulukko 5 vertailuun valitaan Taulukko 3 sileän ja karhean sauman tulokset sekä Taulukko 4 valitaan sileän ja karhean sauman 90 asteen tulokset. Taulukko 5 todeta, että eurokoodi antaa paremman käyttöasteen mitä Rak. Mk. B4.

Taulukko 5. Rakennusmääräyskokoelman ja Eurokoodin mukainen työsaumojen vertailu

	Leikkauskapasiteetti ( $V_{ud}$ )	Leikkausjännitys ( $\tau_d$ )	Käyttöaste
Rak. Mk. sileä	0,28 N/mm <sup>2</sup>	0,24 N/mm <sup>2</sup>	85,6 %
Eurokoodi sileä 90°	0,49 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	46,5 %
Rak. Mk. karhea	0,42 N/mm <sup>2</sup>	0,24 N/mm <sup>2</sup>	57,1 %
Eurokoodi karhea 90°	0,77 N/mm <sup>2</sup>	0,23 N/mm <sup>2</sup>	29,5 %

## 6 TYÖMAAN TOIMENPITEET KYLMÄSAUMAN UHATESSA

Kylmäsauma on aina valuvirhe, joka on korostuneesti esillä massiivivaluissa. Kylmäsaumat voidaan kuitenkin ehkäistä riskien kartoittamisella ja niiden hallinnalla. Tässä kappaleessa käydään läpi, miten kylmäsaumaan voidaan varautua ennen valua, mitä on tehtävissä valun aikana ja kuinka kylmäsauma korjataan.

### 6.1 Toimet kylmäsauman estämiseksi ennen valua

Massiivivaluissa, kun valetaan suurta aukotonta ja saumatonta ”monoliittia”, on valmistelut valutapahtumaa varten aloitettava tarpeeksi ajoissa. Valuvalmistelut alkavat valusuunnitelman tekemisellä, jonka tekee betonityönjohtaja. Tuulivoimalan perustukset ovat poikkeuksellisen vaativan luokan rakenteita, jolloin myös betonityönjohtajalta vaaditaan poikkeuksellisen vaativan-luokan pätevyys. Pitkissä valuissa kylmäsauman ehkäisemisen kannalta tärkeintä valusuunnitelmassa on varmistaa betonin katkeamaton saaminen myös betoniaseman rikkoutumisen varalta. Tästä huolehditaan nimeämällä valuun vara-asema, joka on valun ajan hälytysvalmiudessa. (RIL.1979,430)

Tuulipuistoissa, jossa tiestö on joko kokonaan uusi tai osittain rakennettu metsätieverkoston varaan, tulee huomioida teiden kunto ennen valua. Maanrakentajan kanssa on hyvä sopia varsinkin kelirikko aikaan, että teiden mahdollisiin paikka korjauksiin on varattu kalustoa lähelle ongelmatilanteiden varalle. Työmaan muu toiminta valuaikaan tulisi johtaa siten, että betonin toimitusreitillä ei ole muuta toimintaa valuaikana.

Betoni on yleensä tuulivoimalaperustuksissa masuunikuonabetonia. Masuunikuonabetonissa käytettävä masuunikuonajauhe vähentää merkittävästi betonin hydrataatiolämpöä (by 201 2018, 57). Teoriassa vähentynyt hydrataatiolämpö hidastaa betonin sitoutumista, joka johtaa betonin pidempään työstettävyyteen ja sitä kautta pidentää aikaa ennen kylmäsauman syntymistä. Käytännössä tätä ei huomioida kylmäsauman estämismenetelmänä vaan

masuunikuonamassa valitaan massiivivaluissa, jottei betonin lämpötilat nouse yli 70 °C asteeseen lujuuden kehityksen aikana. Hydrataatiolämmön noustessa yli 70 °C asteeseen on riski, että betonissa alkaa tapahtua haitallisia muutoksia (by 47 2020, 105). Tämä nousu johtaa betonin lujuuden tutkimiseen, joka suoritetaan ottamalla valetusta perustuksesta poralieriönäytteet ja testaamalla niiden puristuskestävyys.

## **6.2 Toimet kylmäsauman ehkäisemiseksi valun aikana**

Kun valun aikana huomataan mahdollisuus betonin toimituksen keskeytykselle, oli kyseessä sitten betoniaseman hajoaminen, betonin toimitusreitintukkeutuminen tai muu syy betonitoimituksen viivästymiselle, tulee betonityönjohtajan saada siitä tieto välittömästi ja ryhtyä korjaustoimenpiteisiin. Edellä mainittuihin tilanteisiin korjaustoimenpiteet voivat olla vara-asemaan siirtyminen aseman häiriötilanteessa ja betonin toimitusreitintukkeutuessa voidaan vaihtaa reittiä, korjaustoimenpiteet riippuvat kustakin häiriötilanteesta ja ovat tapauskohtaisia.

Häiriötilanteen esiintyessä aletaan betonia pitämään ”elossa” kentällä olevien purkamattomien betonautojen avulla. Tämä tarkoittaa, että betonikuormien purkamista hidastetaan taktisesti. Purkamattomaan betoniin voidaan lisätä myös hidastinta, jolla siirretään betonin sitoutumista myöhäisemmäksi. Myös hidastavilla notkistimilla voidaan hidastaa sitoutumista. (by 201 2018, 64). Jälkihoitoaine estää veden haihtumisen tuoreesta betonista, joten sitä voidaan käyttää tuoreimman betonikerroksen päällä. Pitää kuitenkin varmistaa, että se soveltuu kyseiseen käyttöön, sillä esimerkiksi parafiinit jälkihoitoaineessa estävät betonin tarttumisen raudoitukseen kunnolla.

Tilanteeseen voidaan varautua myös kylmäsaumaraudoituksella. Tällöin kylmäsauman uhatessa tuoreeseen betoniin laitetaan lisäraudoitus kylmäsaumalueelle. Lisäraudoituksella tarkoituksena on tehdä tartuntaraudoitusseuraavaan kohtaan, jolloin valaminen jälkikäteen on mahdollista. Nämä lisäraudoitukseen tarvittavat raidat voidaan tehdä jo etukäteen, jolloin ne ovat hätätilanteessa jo odottamassa tai ne voidaan myös hädän tullen tehdä valupaikalla.

Kylmäsaumaraudoitus asennetaan kohtisuorassa muodostuvaan kylmäsauman pintaan nähden.

Jos kylmäsauman muodostuminen on selviö valun yhteydessä, voidaan valu keskeyttää. Keskeytys kohta voidaan betonin kovetuttua muotoilla esim. vesipiikkauksella suunnittelijan haluamaan muotoon.

### **6.3 Kylmäsauman korjaaminen**

Kun valun aikana epäillään, että kylmäsauma on muodostunut, merkataan sauman sijainti muistiin myöhempiä tutkimuksia varten. Yleensä kylmäsauman syntyminen varmistetaan timanttiporauksella poramaalla kylmäsauman läpi, tarvittaessa yli 4 metrin syvyyteen. Merkatulta kylmäsauma-alueelta otetaan useampia näytteitä alueen laajuuden selvittämiseksi. Jo porattaessa lieriö voi hajota kahteen osaan oletetun kylmäsauman kohdalta, jolloin päätelmä on, että kohdassa on kylmäsauma. Jos lieriö pysyy ehjänä oletetun kylmäsauman yli, voidaan vetokokeella varmistaa, onko betonissa sauma. Vaihtoehtoisesti betonia voidaan tutkia myös ultraäänitomografilla. Koska kylmäsauma on tiivis, ultraääni ei välttämättä heijastu kylmäsaumasta, joten sen käyttö ei ole luotettava tutkimustapa kylmäsauman selvittämisessä. (Kallio 2021.)

Kun kylmäsauma on todettu yleensä poranäytteiden perusteella, voidaan laskennalla toteamaan kestäkö perustus siihen kohdistuvat kuormitukset. Korjaustavat ovat tapauskohtaisia, mutta seuraavilla tavoilla niitä on korjattu. Pinnalla, noin 100 mm syvyydessä, olevaa pinnan suuntaista kylmäsaumaa on korjattu valamalla pintaan noin 150 mm paksu raudoitettu laatta. Kyseinen laatta oli ankkuroitu kylmäsauman alapuoliseen betoniin harjaterästartunnoin. Korjauksessa voidaan käyttää vesipiikkausta, jos kylmäsauma lähellä pintaa, pieni alainen ja raudoitus on harvaa. Tällöin voidaan vesipiikkauksella muotoilla korjattava kohta halutun muotoiseksi. Kuitenkin perustuksen keskialueella perustuksen paksuus on pääsääntöisesti yli 3 m ja raudoitus on tiheää ei käytännössä yli 0,5 metrin syvyydessä olevaa kylmäsaumaa pystytä vesipiikkaamaan kohtuullisin kustannuksin. Joissain tapauksissa



korjausmahdollisuudet ovat olleet niin epävarmoja, että perustus on purettu ja tehty uudestaan. (Kallio 2021.)

## 7 POHDINTA

Gravitaatioperustuksen valutyö on kestoaltaan pitkä ja yhtäjaksoinen, joten tässä korostuu hyvä suunnittelu, kommunikaatio ja varautuminen. Onnistuneessakin valussa ollaan loppupeleissä sääolosuhteiden armoilla, jolloin varsinkin kuumat kelit voivat johtaa ongelmiin. Gravitaatioperustuksien valua tulisikin mahdollisuuksien mukaan siirtää hellejaksoilta viileämmille ajankohdille. Kylmäsaumat muodostuvat lämpimällä nopeammin ja hydrataatiolämmöt voivat nousta korkealle. Lisätutkimuksien paikka on betonin lähtölämpötilan alhaalla pitämiseen helleaikaan etenkin kiviaineksen jäähdyttämiseen. Kiviaines kun on massaltaan suurin betonin koostumuksesta.

Työssä käy kuitenkin ilmi, että kylmäsauman ehkäiseminen on mahdollista tehokkaalla suunnittelulla ja varautumisella mahdollisiin vikoihin. Tällaisissa olosuhteissa korostetaan sisäisiä menettelyjä ja avointa viestintää kaikkien osapuolten välillä. Ennakoiviin toimenpiteisiin ryhtyminen ja puuttuminen kylmäsauman alkuvaiheessa on huomattavasti yksinkertaisempaa ja mutkattomampaa kuin tilanteen korjaaminen sen jälkeen, kun se on jo tapahtunut. Tämä korostaa ennakoivien lähestymistapojen merkitystä ja ennaltaehkäisevien toimien arvoa mahdollisten ongelmien lieventämiseksi.

Työssä ei saatu lopullista vastausta alkuperäiseen kysymykseen, mikä määrittää leikkausraudoituksen laskennallisen suunnan Eurokoodi EN1992-1-1:ssä. Kulmalle ei anneta muussa kirjallisuudessa kulmia vaan leikkausraudoitus on muualla oletetussa 90 asteen kulmassa. Eurokoodi EN1992-1-1:ssä annetun kulman määrittämisen perusteita ei myöskään saatu selville, joten jäi avoimeksi kysymys siitä, voidaanko raudoitus ottaa huomioon laskennassa, kun kulma poikkeaa säädetystä  $45 \leq \alpha \leq 90$  asteen alueesta.

Staattisissa rakenteissa, joissa voimasuureiden suunnat pysyvät vakiona ja suunnittelussa käytetään työsaumoja Eurokoodi EN1992-1-1:n hyödyntämisessä ei ole ongelmaa. Ongelmia syntyy kuitenkin tuulivoimaperustusten yhteydessä, kun tuulen voimasuureiden suunnat vaihtelevat ja työsaumoja ei oteta huomioon perustusten suunnittelussa. Tilanteissa, joissa tuulivoimaperustukseen on

syntynyt kylmäsauma, Eurokoodi EN1992-1-1:n työsauman laskukaavan soveltaminen ei yleensä ole mahdollista. Näin ollen raudoitusta ei voida ottaa huomioon laskennassa.

## LÄHTEET

DNVGL-ST-0126. 2018. Support structures for wind turbines. DNV. Pdf-dokumentti. Viitattu 15.5.2022. Vaatii käyttöoikeuden.

Erkkilä, E. Vastaava työnjohtaja. 2023. Haastateltu 5.4.2023. Haastattelija Kallio, E. Tampere.

Hoikkaniemi, K. Työnjohtaja. 2023. Haastateltu 6.6.2023. Haastattelija Kallio, E. Lappfjärd.

Illangakoon, G., Asamoto, S., Nanayakkara, A. & Nguyen Trong, L. 2019. Concrete cold joint formation in hot weather conditions. 0 10.06.2019. 406–415

Kallio, J. Yksikön päällikkö. 2021. Haastateltu 15.1.2021. Haastattelija Kallio, E. Pori.

Lehto, V. Vastaava työnjohtaja. 2023. Haastateltu 7.6.2023. Haastattelija Kallio, E. Ii.

Leskelä, M. 2008. by210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. 2. korj. p. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Motiva. 2022. Tuulivoimateknologia. Verkkosivu. Viitattu 24.5.2022.  
[https://www.motiva.fi/ratkaisut/uusiutuva\\_energia/tuulivoima/tuulivoima\\_suomesa/tuulivoimateknologia](https://www.motiva.fi/ratkaisut/uusiutuva_energia/tuulivoima/tuulivoima_suomesa/tuulivoimateknologia)

Rakennustuoteteollisuus RTT ry. Historiaa. n.d. Verkkosivu. Viitattu 18.4.2021.  
<https://www.eurocodes.fi/historiaa/>

RIL. 1979. RIL 119-1979: Betonitekniikka. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto.

Santos, P. M. & Júlio, E. N. 2012. A state-of-the-art review on shear-friction. Engineering structures, 45, pp. 435–448. doi: 10.1016/j.engstruct.2012.06.036

SFS-EN 1992-1-1. 2007. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden Suunnittelu. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

Suomen Betoniyhdistys. 2021. by 65, Betoninormit 2021. 5. p. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Suomen Betoniyhdistys. 2020. by 47, Betonirakentamisen laatuohjeet 2019. 2. p. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Suomen Betoniyhdistys. 2009. by 50, Betoninormit 2004. 3. uud. p. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Suomen Betoniyhdistys. 2017. by 68, Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu – opas suunnittelijoille 2016. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Suomen Betoniyhdistys. 2018. by 201 Betonitekniikan oppikirja 2018. 6. uud. p. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Suomen rakentamismääräyskokoelma B4, Betonirakenteet. 2005. PDF-dokumentti. Viitattu 4.1.2022. [https://www.finlex.fi/data/normit/34500-B4\\_muutokset\\_2009\\_asetus\\_lopullinen.pdf](https://www.finlex.fi/data/normit/34500-B4_muutokset_2009_asetus_lopullinen.pdf)

Suomen Tuulivoimayhdistys ry. n.d. Tuulivoimatekniikka. Verkkosivu. Viitattu 18.4.2022. <https://tuulivoimayhdistys.fi/tietoa-tuulivoimasta-2/tietoa-tuulivoimasta/tuulivoimatekniikka/tuulivoimatekniikka-2>

Yang, H., Lee, H., Yang, K., Ismail, M. & Kwon, S. 2018. Time and cold joint effect on chloride diffusion in concrete containing GGBFS under various loading conditions. Construction & building materials. Vol. 167. 10.04.2018. 739–748

Yoo, S.-W. & Kwon, S.-J. (2016) Effects of cold joint and loading conditions on chloride diffusion in concrete containing GGBFS. Construction & building materials. [Online] 115247–255.

**LIITTEET**

## Liite 1. Rakennusmääräyskokoelman mukaiset laskelmat

1 (9)

## Lähtötiedot

omapainosta tuleva leikkausjännitys ( $\tau_{gk}$ )0,04 N/mm<sup>2</sup>hyötykuorma tuleva leikkausjännitys ( $\tau_{qk}$ )0,12 N/mm<sup>2</sup>

## dimensiot

leveys (b) 1000 mm

korkeus (d) 300 mm

Rakenneluokka 2

## Betoni

Betoniin lujuusluok K30

## Teräksen ominaisuudet

Teräsluokka A500HW/B500B

Terästankojen määrä

alapinnassa 5 kpl

yläpinnassa 5 kpl

raudan halkaisija

Ø 6 mm

2 (9)

Rakennusmääräyskokoelman mukaisesti laskettu sileä pintainen työsauma

Kuormitusyhdistelmä

Rakennusmääräyskokoelma B1 kohta 2.2.6 sovelettuna

$\tau_d$	$1,2\tau_{gk}+1,6\tau_{qk}$	$0,24 \text{ N/mm}^2$
	$0,9\tau_{gk}+1,6\tau_{qk}$	$0,228 \text{ N/mm}^2$

Valitaan

$\tau_d$	$1,2\tau_{gk}+1,6\tau_{qk}$	$0,24 \text{ N/mm}^2$
----------	-----------------------------	-----------------------

Materiaalien ominaislujuudet

Rak.Mk. B4 kaava 2.5 puristuslujuuden ominaisarvo

$f_{ck}$	$0,7K$	$2,1 \text{ N/mm}^2$
----------	--------	----------------------

Rak.Mk. B4 kohta 2.2.2.

Teräksen ominaislujuutta ei saa laskelmissa olettaa suuremmaksi kuin  $f_{yk} 500\text{N/mm}^2$  harjatangoilla

$f_{yk}$	$500 \text{ N/mm}^2$
----------	----------------------



3 (9)

Materiaalien laskentalujuudet

Rak.Mk. B4 kohta 2.1.2

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävä materiaalien lasketalujuudet saadaan jakamalla kohtie 2.1.5 ja 2.1.6 mutkaiset materiaalien ominaisluujet taulukossa 2.1 annetuilla osavarmuuskertoimilla.

Rak.Mk. B4 taulukko 2.1

Betoin osavarmuuskerron

$$\gamma_c \quad 1,5$$

Teräksen osavarmuuskerron

$$\gamma_s \quad 1,2$$

Betonin laskentalujuus

$$f_{ctd} \quad f_{ck}/\gamma_c \quad 1,4 \text{ N/mm}^2$$

Teräksen laskentalujuus

$$f_{yd} \quad f_{yk}/\gamma_s \quad 416,67 \text{ N/mm}^2$$

Rak.Mk. B4 kohta 2.2.2.8 Työsauman

leikkauskapasiteetti

Leikkauskapasiteetti pinta-alayksikköä kohden saadaan

Rak.Mk. B4 kaava 2.40

$$v_u \quad \beta_1(A_{sv}/sb) + \beta_2 f_{ctd} \geq V_d/bd$$

Työsauman leikkausraudoituksen poikkileikkausala ( $A_{sv}$ )

$$A_{sv} \quad r^2 \cdot \pi \cdot kpl \quad 282,743 \text{ mm}^2$$

4 (9)

Sauma betonien välissä sileä

Rak.Mk. B4 taulukko 2.8

Karhennuskertoimet

$$\beta_1 \quad 0,4$$

$$\beta_2 \quad 0,2$$

$$A_{sv}/sb \quad 0,0009 \quad \rightarrow \quad 0,0942 \%$$

$$v_u \quad \beta_1(A_{sv}/sb) + \beta_2 f_{ctd} \quad 0,28038$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d/v_u \quad 0,856 \quad 85,6 \%$$

Rakennusmääräyskokoelman mukaisesti laskettu karhea  
pintainen työsauma

Kuormitusyhdistelmä

Rakennusmääräyskokoelma B1 kohta 2.2.6

$$\tau_d \quad 1,2\tau_{gk} + 1,6\tau_{qk} \quad 0,24 \text{ N/mm}^2$$

$$0,9\tau_{gk} + 1,6\tau_{qk} \quad 0,228 \text{ N/mm}^2$$

Valitaan

$$F_{yd} \quad 1,2\tau_{gk} + 1,6\tau_{qk} \quad 0,24 \text{ N/mm}^2$$

5 (9)

Materiaalien ominaislujuudet

Rak.Mk. B4 kaava 2.5 puristuslujuuden ominaisarvo

$$f_{ck} \quad 0,7K \quad 2,1 \text{ N/mm}^2$$

Rak.Mk. B4 kohta 2.2.2.

Teräksen ominaislujuutta ei saa laskelmissa olettaa suuremmaksi kuin  $f_{yk} 500 \text{ N/mm}^2$  harjatangoilla

$$f_{yk} \quad 500 \text{ N/mm}^2$$

Materiaalien laskentalujuudet

Rak.Mk. B4 kohta 2.1.2

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävä materiaalien lasketalujuudet saadaan jakamalla kohtie 2.1.5 ja 2.1.6 mutkaiset materiaalien ominaisluujet taulukossa 2.1 annetuilla osavarmuuskertoimilla.

Rak.Mk. B4 taulukko 2.1

Betoin osavarmuuskerroin

$$\gamma_c \quad 1,5$$

Teräksen osavarmuuskerroin

$$\gamma_s \quad 1,2$$

Betonin laskentalujuus

$$f_{ctd} \quad f_{ck}/\gamma_c \quad 1,4 \text{ N/mm}^2$$

6 (9)

Teräksen laskentalujuus

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 416,67 \text{ N/mm}^2$$

Rak.Mk. B4 kohta 2.2.2.8 Työsauman  
leikkauskapasiteetti

Leikkauskapasiteetti pinta-alayksikköä kohden saadaan  
Rak.Mk. B4 kaava 2.40

$$v_u = \beta_1(A_{sv}/sb) + \beta_2 f_{ctd} \geq V_d/bd$$

Työsauman leikkausraudoituksen poikkileikkausala ( $A_{sv}$ )

$$A_{sv} = r^2 \cdot \pi \cdot kpl = 282,743 \text{ mm}^2$$

Sauma betonien välissä karhea

Rak.Mk. B4 taulukko 2.8

Karhennuskertoimet

$$\beta_1 = 0,6$$

$$\beta_2 = 0,3$$

$$A_{sv}/sb = 9E-04 \rightarrow 0,0942 \%$$

$$v_u = \beta_1(A_{sv}/sb) + \beta_2 f_{ctd} = 0,42057$$

7 (9)

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d/v_u \quad 0,571 \quad 57,1 \%$$

Rakennusmääräyskokoelman mukaisesti laskettu  
karhennettu työsauma

Kuormitusyhdistelmä

Rakennusmääräyskokoelma B1 kohta 2.2.6

$$\begin{array}{lll} F_{yd} & 1,2\tau_{gk}+1,6\tau_{qk} & 0,24 \text{ N/mm}^2 \\ & 0,9\tau_{gk}+1,6\tau_{qk} & 0,228 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Valitaan

$$F_{yd} \quad 1,2\tau_{gk}+1,6\tau_{qk} \quad 0,24 \text{ N/mm}^2$$

Materiaalien ominaislujuudet

Rak.Mk. B4 kaava 2.5 puristuslujuuden ominaisarvo

$$f_{ck} \quad 0,7K \quad 2,1 \text{ N/mm}^2$$

Rak.Mk. B4 kohta 2.2.2.

Teräksen ominaislujuutta ei saa laskelmissa olettaa  
suuremmaksi kuin  $f_{yk} 500 \text{ N/mm}^2$  harjatangoilla

$$f_{yk} \quad 500 \text{ N/mm}^2$$

## Materiaalien laskentalujuudet

### Rak.Mk. B4 kohta 2.1.2

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävä materiaalien laskentalujuudet saadaan jakamalla kohtie 2.1.5 ja 2.1.6 mutkaiset materiaalien ominaisuudet taulukossa 2.1 annetuilla osavarmuuskertoimilla.

### Rak.Mk. B4 taulukko 2.1

#### Betoin osavarmuuskertoim

$$\gamma_c \quad 1,5$$

#### Teräksen osavarmuuskertoim

$$\gamma_s \quad 1,2$$

#### Betonin laskentalujuus

$$f_{ctd} \quad f_{ck}/\gamma_c \quad 1,4 \text{ N/mm}^2$$

#### Teräksen laskentalujuus

$$f_{yd} \quad f_{yk}/\gamma_s \quad 416,67 \text{ N/mm}^2$$

### Rak.Mk. B4 kohta 2.2.2.8 Työsauman

#### leikkauskapasiteetti

Leikkauskapasiteetti pinta-alayksikköä kohden saadaan

### Rak.Mk. B4 kaava 2.40

$$v_u \quad \beta_1(A_{sv}/sb) + \beta_2 f_{ctd} \geq V_d/bd$$

#### Työsauman leikkausraudoituksen poikkileikkausala ( $A_{sv}$ )

$$A_{sv} \quad r^2 * \pi * kpl \quad 282,743 \text{ mm}^2$$

9 (9)

Sauma betonien välissä pesty

Rak.Mk. B4 taulukko 2.8

Karhennuskertoimet

$$\beta_1 \quad 0,8$$

$$\beta_2 \quad 0,6$$

$$A_{sv}/sb \quad 9E-04 \rightarrow \quad 0,0942 \%$$

$$v_u \quad \beta_1(A_{sv}/sb) + \beta_2 f_{ctd} \quad 0,84075$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d/v_u \quad 0,285 \quad 28,5 \%$$

## Liite 2. Eurokoodi EN1992-1-1:n mukaiset laskelmat

1 (19)

## Lähtötiedot

omapainosta tuleva leikkausjännitys ( $\tau_{gk}$ ) 0,04 N/mm<sup>2</sup>hyötykuorma tuleva leikkausjännitys ( $\tau_{qk}$ ) 0,12 N/mm<sup>2</sup>

## dimensiot

leveys (b) 1000 mm

korkeus (d) 300 mm

Rakenneluokka 2

## Betoni

Betoniin lujuusluokka C25/30

## Teräksen ominaisuudet

Teräsluokka A500HW/B500B

## Terästankojen määrä

alapinnassa 5 kpl

yläpinnassa 5 kpl

raudan halkaisija

Ø 6 mm



2 (19)

Eurokoodi EN1992-1-1:n mukaisesti laskettu hyvin sileä pintainen työsauma

Kuormitusyhdistelmä

Sovellettu kansallisesta liitteestä SFS-EN1990

taulukko 3 yhtälöt 6.10a ja 6.10b

$$\begin{aligned} \tau_d &= 1,35\tau_{gk,sup} + 0,9\tau_{gk,inf} \\ &= 0,05 \text{ N/mm}^2 \quad 6.10a \\ \tau_d &= 1,15\tau_{gk,sup} + 0,9\tau_{gk,inf} + 1,5\tau_{qk1} + 1,5\tau_{qi} \\ &= 0,23 \text{ N/mm}^2 \quad 6.10b \end{aligned}$$

Valitaan

$$\begin{aligned} \tau_d &= 1,15K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,15K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI}\psi_{0,i}Q_{k,i} \\ &= 0,23 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

SFS-EN1992-1-1 taulukko 3.1

$$\begin{aligned} f_{ctk,0,05} &= 1,8 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ck} &= 25 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

SFS-EN1992-1-1 kappale 3.2.2 kohta (3)P

$f_{yk} = 400 \dots 600 \text{ N/mm}^2$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

3 (19)

SFS-EN 1992-1-1 kerroin, jonka avulla otetaan huomioon vetolujuuteen vaikuttavat

$$\alpha_{ct} \quad 1$$

$$\alpha_{cc} \quad 0,85$$

Materiaalien laskentalujuudet

SFS-EN1992-1-1 taulukko 2.1

Betoin osavarmuuskerroin

$$\gamma_c \quad 1,5$$

Teräksen osavarmuuskerroin

$$\gamma_s \quad 1,15$$

SFS-EN 1992-1-1 vetolujuus mitoitusarvo

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo kaava 3.16

$$f_{ctd} \quad f_{ctk,0,05} \alpha_{ct} / \gamma_c \quad 1,2 \text{ N/mm}^2$$

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo kaava 3.15

$$f_{cd} \quad f_{ck} \alpha_{cc} / \gamma_c \quad 14,167 \text{ N/mm}^2$$

Teräksen laskentalujuus kuva 3.8

$$f_{yd} \quad f_{yk} / \gamma_s \quad 434,78 \text{ N/mm}^2$$

Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo ( $V_{Rdi}$ )

SFS-EN1992-1-1 kaava 6.25

$$V_{Rdi} \quad c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

4 (19)

leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden  
 pienennyskerroin ( $v$ )

SFS-EN1992-1-1 kaava 6.6N

$$v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = A_s/A_i = 0,0009$$

Rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala  $A_s$

$$A_s = r^2 \cdot \pi \cdot k_{pl} = 282,74 \text{ mm}^2$$

Rajapinnan pinta-ala  $A_i$

$$A_i = bd = 300000 \text{ mm}^2$$

Sauma betonien välissä hyvin sileä

SFS-EN1992-1-1 kappale 6.2.5 kohta (2)

Karhennuskertoimet

$$c = 0,1$$

$$\mu = 0,5$$

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin  
 pinnan välissä

$$\alpha = 90$$

$$v_{Rdi} = \frac{cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha)}{\leq 0,5v_{fd}} = \frac{0,32 \text{ N/mm}^2}{3,825 \text{ N/mm}^2}$$

5 (19)

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d/v_{Rdi} \quad 0,7 \quad 69,6 \%$$

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

$$\alpha \quad 45$$

$$v_{Rdi} \quad \begin{array}{l} c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + c) \quad 0,55 \text{ N/mm}^2 \\ \leq 0,5 v f_{cd} \quad 3,825 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d/v_{Rdi} \quad 0,41 \quad 40,7 \%$$

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

$$\alpha \quad 65,7$$

$$v_{Rdi} \quad \begin{array}{l} c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad 0,48 \text{ N/mm}^2 \\ \leq 0,5 v f_{cd} \quad 3,825 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d/v_{Rdi} \quad 0,48 \quad 47,5 \%$$

6 (19)

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

$$\alpha \quad 110$$

Kun kulma betonipintojen läpikulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä on yli 90 astetta ei oteta huomioon teräksen lujuusominaisuuksia

$$v_{Rdi} \quad c f_{ctd} + \mu \sigma_n \quad 0,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 0,5 v_{fd} \quad 3,825 \text{ N/mm}^2$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d / v_{Rdi} \quad 1,88 \quad 188,3 \%$$

Eurokoodi EN1992-1-1:n mukaisesti laskettu sileä pintainen työsauma

Kuormitusyhdistelmä

Sovellettu kansallisesta liitteestä SFS-EN1990 taulukko 3 yhtälöt 6.10a ja 6.10b

$$\tau_d \quad 1,35 \tau_{gk,sup} + 0,9 \tau_{gk,inf} \quad 0,05 \text{ N/mm}^2 \quad 6.10a$$

$$1,15 \tau_{gk,sup} + 0,9 \tau_{gk,inf} + 1,5 \tau_{qk1} + 1,5 \tau_{qi} \quad 0,23 \text{ N/mm}^2 \quad 6.10b$$

7 (19)

Valitaan

$$\tau_d = 1,15K_{Fl}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,15K_{Fl}Q_{k,1} + 1,5K_{Fl}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

$$0,23 \text{ N/mm}^2$$

SFS-EN1992-1-1 taulukko 3.1

$$f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

SFS-EN1992-1-1 kappale 3.2.2 kohta (3)P

$$f_{yk} = 400 \dots 600 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

SFS-EN 1992-1-1 kerroin, jonka avulla otetaan huomioon vetolujuuteen vaikuttavat

$$\alpha_{ct} = 1$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

Materiaalien laskentalujuudet

SFS-EN1992-1-1 taulukko 2.1

Betonin osavarmuuskerroin

$$\gamma_c = 1,5$$

Teräksen osavarmuuskerroin

$$\gamma_s = 1,15$$

SFS-EN 1992-1-1 vetolujuus mitoitusarvo

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo kaava 3.16

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} \alpha_{ct} / \gamma_c = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

8 (19)

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo kaava 3.15

$$f_{cd} = f_{ck} \alpha_{cc} / \gamma_c = 14,167 \text{ N/mm}^2$$

Teräksen laskentalujuus kuva 3.8

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo ( $V_{Rdi}$ )

SFS-EN1992-1-1 kaava 6.25

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden

pienennyskerroin ( $v$ )

SFS-EN1992-1-1 kaava 6.6N

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = A_s / A_i = 0,0009$$

Rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala  $A_s$

$$A_s = r^2 * \pi * k_{pl} = 282,74 \text{ mm}^2$$

Rajapinnan pinta-ala  $A_i$

$$A_i = b d = 300000 \text{ mm}^2$$

9 (19)

Sauma betonien välissä sileä

SFS-EN1992-1-1 kappale 6.2.5 kohta (2)

Karhennuskertoimet

$c$  0,2

$\mu$  0,6

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

$\alpha$  90

$V_{Rdi}$   $cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha)$  0,49 N/mm<sup>2</sup>  
 $\leq 0,5v_f$  3,83 N/mm<sup>2</sup>

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$\tau_d/V_{Rdi}$  0,47 46,5 %

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

$\alpha$  45

$V_{Rdi}$   $cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha)$  0,70 N/mm<sup>2</sup>  
 $\leq 0,5v_f$  3,83 N/mm<sup>2</sup>

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$\tau_d/V_{Rdi}$  0,32 32,1 %



10 (19)

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

$$\alpha \quad 67,5$$

$$v_{Rdi} \quad \begin{array}{ll} cf_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) & 0,62 \text{ N/mm}^2 \\ \leq 0,5 v_{fd} & 3,825 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d / v_{Rdi} \quad 0,36 \quad 36,2 \%$$

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

$$\alpha \quad 110$$

Kun kulma betonipintojen läpikulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä on yli 90 astetta ei oteta huomioon teräksen lujuusominaisuuksia

$$v_{Rdi} \quad \begin{array}{ll} cf_{ctd} + \mu \sigma_n & 0,24 \text{ N/mm}^2 \\ \leq 0,5 v_{fd} & 3,825 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d / v_{Rdi} \quad 0,94 \quad 94,2 \%$$

11 (19)

Eurokoodi EN1992-1-1:n mukaisesti laskettu karhea pintainen työsauma

Kuormitusyhdistelmä

Sovellettu kansallisesta liitteestä SFS-EN1990 taulukko 3  
yhtälöt 6.10a ja 6.10b

$$\begin{aligned} \tau_d &= 1,35\tau_{gk,sup} + 0,9\tau_{gk,inf} \\ &= 0,05 \text{ N/mm}^2 \quad 6.10a \\ &= 1,15\tau_{gk,sup} + 0,9\tau_{gk,inf} + 1,5\tau_{qk1} + 1,5\tau_{qi} \\ &= 0,23 \text{ N/mm}^2 \quad 6.10b \end{aligned}$$

Valitaan

$$\begin{aligned} \tau_d &= 1,15K_{Fl}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,15K_{Fl}Q_{k,1} + 1,5K_{Fl\psi 0,i}Q_{k,i} \\ &= 0,23 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

SFS-EN1992-1-1 taulukko 3.1

$$\begin{aligned} f_{ctk,0,05} &= 1,8 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ck} &= 25 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

SFS-EN1992-1-1 kappale 3.2.2 kohta (3)P

$f_{yk} = 400 \dots 600 \text{ N/mm}^2$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

12 (19)

SFS-EN 1992-1-1 kerroin, jonka avulla otetaan huomioon vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman

$$\alpha_{ct} \quad 1$$

$$\alpha_{cc} \quad 0,85$$

Materiaalien laskentalujuudet

SFS-EN1992-1-1 taulukko 2.1

Betoin osavarmuuskerroin

$$\gamma_c \quad 1,5$$

Teräksen osavarmuuskerroin

$$\gamma_s \quad 1,15$$

SFS-EN 1992-1-1 vetolujuus mitoitusarvo

Betoin vetolujuuden mitoitusarvo kaava 3.16

$$f_{ctd} \quad f_{ctk,0,05} \alpha_{ct} / \gamma_c \quad 1,2 \text{ N/mm}^2$$

Betoin puristuslujuuden mitoitusarvo kaava 3.15

$$f_{cd} \quad f_{ck} \alpha_{cc} / \gamma_c \quad 14,167 \text{ N/mm}^2$$

Teräksen laskentalujuus kuva 3.8

$$f_{yd} \quad f_{yk} / \gamma_s \quad 434,78 \text{ N/mm}^2$$

Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo ( $V_{Rdi}$ )

SFS-EN1992-1-1 kaava 6.25

$$V_{Rdi} \quad cf_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

13 (19)

leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden  
 pienennyskerroin ( $v$ )

SFS-EN1992-1-1 kaava 6.6N

$$v = 0,6(1-f_{ck}/250) = 0,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = A_s/A_i = 0,0009$$

Rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala  $A_s$

$$A_s = r^2 \cdot \pi \cdot kpl = 282,74 \text{ mm}^2$$

Rajapinnan pinta-ala  $A_i$

$$A_i = bd = 300000 \text{ mm}^2$$

Sauma betonien välissä karhea

SFS-EN1992-1-1 kappale 6.2.5 kohta (2)

Karhennuskertoimet

$$c = 0,4$$

$$\mu = 0,7$$

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin  
 pinnan välissä

$$\alpha = 90$$

$$v_{Rdi} = \frac{cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha)}{\leq 0,5v_{fd}} = \frac{0,77 \text{ N/mm}^2}{3,825 \text{ N/mm}^2}$$

14 (19)

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d/v_{Rdi} \quad 0,29 \quad 29,5 \%$$

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

$$\alpha \quad 45$$

$$v_{Rdi} \quad \begin{array}{ll} cf_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) & 0,97 \text{ N/mm}^2 \\ \leq 0,5 v_{fcd} & 3,825 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d/v_{Rdi} \quad 0,23 \quad 23,2 \%$$

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

$$\alpha \quad 67,5$$

$$v_{Rdi} \quad \begin{array}{ll} cf_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) & 0,9 \text{ N/mm}^2 \\ \leq 0,5 v_{fcd} & 3,825 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d/v_{Rdi} \quad 0,25 \quad 25,1 \%$$

15 (19)

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

$\alpha$  110

Kun kulma betonipintojen läpikulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä on yli 90 astetta ei oteta huomioon teräksen lujuusominaisuuksia

$V_{Rdi}$	$cf_{ctd} + \mu \sigma_n$	0,48 N/mm <sup>2</sup>
	$\leq 0,5v_{fd}$	3,825 N/mm <sup>2</sup>

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$\tau_d / V_{Rdi}$	0,47	47,1 %
--------------------	------	--------

Eurokoodi EN1992-1-1:n mukaisesti laskettu vaarnattu työsauma

Kuormitusyhdistelmä

Sovellettu kansallisesta liitteestä SFS-EN1990 taulukko 3 yhtälöt 6.10a ja 6.10b

$\tau_d$	$1,35\tau_{gk,sup} + 0,9\tau_{gk,inf}$	
	0,05 N/mm <sup>2</sup>	6.10a
	$1,15\tau_{gk,sup} + 0,9\tau_{gk,inf} + 1,5\tau_{qk1} + 1,5\tau_{qi}$	
	0,23 N/mm <sup>2</sup>	6.10b

16 (19)

Valitaan

$$\tau_d = 1,15K_{Fl}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,15K_{Fl}Q_{k,1} + 1,5K_{Fl\psi 0,i}Q_{k,i}$$

$$0,23 \text{ N/mm}^2$$

SFS-EN1992-1-1 taulukko 3.1

$$f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

SFS-EN1992-1-1 kappale 3.2.2 kohta (3)P

$$f_{yk} = 400 \dots 600 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

SFS-EN 1992-1-1 kerroin, jonka avulla otetaan huomioon vetolujuuteen vaikuttavat

$$\alpha_{ct} = 1$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

Materiaalien laskentalujuudet

SFS-EN1992-1-1 taulukko 2.1

Betonin osavarmuuskerroin

$$\gamma_c = 1,5$$

Teräksen osavarmuuskerroin

$$\gamma_s = 1,15$$

SFS-EN 1992-1-1 vetolujuus mitoitusarvo

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo kaava 3.16

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} \alpha_{ct} / \gamma_c = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

17 (19)

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo kaava 3.15

$$f_{cd} = f_{ck} \alpha_{cc} / \gamma_c = 14,167 \text{ N/mm}^2$$

Teräksen laskentalujuus kuva 3.8

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo ( $V_{Rdi}$ )

SFS-EN1992-1-1 kaava 6.25

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden

pienennyskerroin ( $v$ )

SFS-EN1992-1-1 kaava 6.6N

$$v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = A_s / A_i = 0,0009$$

Rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala  $A_s$

$$A_s = r^2 * \pi * k_{pl} = 282,74 \text{ mm}^2$$

Rajapinnan pinta-ala  $A_i$

$$A_i = b d = 300000 \text{ mm}^2$$



18 (19)

Sauma betonien välissä vaarnattu

SFS-EN1992-1-1 kappale 6.2.5 kohta (2)

Karhennuskertoimet

c 0,5

 $\mu$  0,9

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

 $\alpha$  90

$$V_{Rdi} \quad c f_{ctd} + \mu \sigma_n + p f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad 0,97 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 0,5 v f_{cd} \quad 3,825 \text{ N/mm}^2$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d / V_{Rdi} \quad 0,23 \quad 23,3 \%$$

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

 $\alpha$  45

$$V_{Rdi} \quad c f_{ctd} + \mu \sigma_n + p f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad 1,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 0,5 v f_{cd} \quad 3,825 \text{ N/mm}^2$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d / V_{Rdi} \quad 0,2 \quad 19,6 \%$$

19 (19)

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

$$\alpha \quad 67,5$$

$$v_{Rdi} \quad \begin{array}{l} c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad 1,1 \text{ N/mm}^2 \\ \leq 0,5 v_{fd} \quad 3,825 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d / v_{Rdi} \quad 0,21 \quad 20,6 \%$$

Kulma betonipintojen läpi kulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä

$$\alpha \quad 110$$

Kun kulma betonipintojen läpikulkevan teräksen ja betonin pinnan välissä on yli 90

$$v_{Rdi} \quad \begin{array}{l} c f_{ctd} + \mu \sigma_n \quad 0,60 \text{ N/mm}^2 \\ \leq 0,5 v_{fd} \quad 3,825 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Leikkauskapasiteetin ja leikkausjännityksen vertailu

$$\tau_d / v_{Rdi} \quad 0,38 \quad 37,7 \%$$