



OPINNÄYTETYÖ - AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO  
TEKNIIKAN JA LIIKENTEEN ALA

# JÄNNEBETONIRAKENTEI- DEN SUUNNITTELUOHJE

TEKIJÄ: Jussi Pylkkönen

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala	
Koulutusohjelma/Tutkinto-ohjelma Rakennustekniikan koulutusohjelma	
Työn tekijä(t) Jussi Pyökkönen	
Työn nimi Jännebetonirakenteiden suunnitteluohje	
Päiväys	26.4.2017
Sivumäärä/Liitteet	60+36
Ohjaaja(t) Rakennetekniikan yliopettaja, TkT, Arto Puurula ja rakennetekniikan lehtori, DI, Matti Mikkonen	
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Insinööritoimisto laaturakenne Oy	
<p>Tiivistelmä</p> <p>Suomessa betonielementeistä rakentamisen suosio kasvaa koko ajan. Samaan aikaan arkkitehtisuunnittelussa pyritään matalampiin rakennepaksuuksiin ja pidempiin jännemittoihin. Näistä asioista seuraa tarve esijännitetyille betonirakenteille, joita tämä ohje käsittelee. Tämän opinnäytetyön päätavoitteena oli tehdä kattava ohje jännebetonirakenteiden suunnittelun avuksi. Ohjeessa oli tarkoitus esittää kaikki jännebetonirakenteiden suunnitteluun tarvittavat kaavat sekä teoria. Opinnäytetyön toisena tavoitteena ohjeen oli tarkoitus selvittää Insinööritoimisto Laaturakenne Oy:n tekemän JBPalkkiEC2-ohjelman laskentaa. Lisäksi opinnäytetyö toimii hyvänä pohjana jännebetonirakenteiden suunnittelun opetusmateriaaliksi. Opinnäytetyöprosessi tarjoaa sen tekijälle hyvät valmiudet työskennellä tulevaisuudessa jännebetonirakenteiden suunnittelijana.</p> <p>Aluksi jännebetonirakenteiden suunnitteluun tarvittavat asiat koottiin yhdessä Insinööritoimisto Laaturakenne Oy:n toimitusjohtajan Ari Korhosen kanssa. Tarvittavat kaavat ja teoria etsittiin betonirakentamisen standardeista, ohjeista ja oppikirjoista, kuten eurokoodi EC2: sta sekä Suomen Betoniyhdistyksen julkaisuista. Osa ohjeessa käsiteltävistä aiheista vaativat kaavojen johtamista mekaniikan ja lujuusopin yleisesti tunnetuista kaavoista. Myös JBPalkkiEC2-ohjelman lähdekoodia hyödynnettiin kaavojen etsinnässä. Lisäksi opinnäytetyössä tehtiin esimerkkilaskelmat käsinlaskuna ja JBPalkkiEC2-ohjelmalla.</p> <p>Opinnäytetyön tuloksena saatiin kattava ohje jännebetonirakenteiden suunnitteluun. Lähes kaikki suunnittelun aihealueet käytiin läpi perusteellisesti, mutta käytettävän ajan rajallisuuden vuoksi muutama asia jouduttiin esittämään pelkällä lähdeviittauksella. Opinnäytetyön laskuesimerkissä suoritettiin käsinlaskenta murtorajatilan asioille ja laskettuja tuloksia verrattiin JBPalkkiEC2-ohjelman raudituslaskelmiin. Lisäksi esimerkkipalkista tehtiin raudituspiirustus.</p>	
Avainsanat betoni, esijännitys, jännitys-venymäyhteys	

Field of Study Technology, Communication and Transport			
Degree Programme Degree Programme in Construction Engineering			
Author(s) Jussi Pylkkönen			
Title of Thesis Design Manual for Prestressed Concrete Structures			
Date	5 May, 2017	Pages/Appendices	60+36
Supervisor(s) Mr. Arto Puurula, PhD, Principal Lecturer and Mr. Matti Mikkonen, MSc, Senior Lecturer			
Client Organisation /Partners Engineering office Laaturakenne Oy			
<p>Abstract</p> <p>Building of concrete elements is gaining popularity in Finland. At the same time architects want to design thinner structures and longer span dimensions. Because of that prestressed concrete structures are required. The main aim of this final project was to create a comprehensive manual to help designing prestressed concrete structures. The purpose of this manual was to present all formulas and theory concerning prestressed concrete structures. Another aim was to clarify how the program JBPalkkiEC2 does calculations of prestressed concrete structures.</p> <p>Formulas and theory were collected in the material <i>Eurocode</i> and publications of <i>Suomen Betoniyhdistys</i>. Some formulas were modified and derived from the basic materials of mechanics and strength calculation. Model calculations were made manually and by using the program JBPalkkiEC2 as well.</p> <p>As a result at this project there was a comprehensive manual of prestressed concrete structures. Almost all topics were presented thoroughly. However, a few topics were presented only showing the sourcecode due to lack of time. The accuracy of manual calculations and JBPalkkiEC2 programs reinforce calculations were compared. This thesis will also serve as a good base for teaching material. An example reinforce drawing of a concrete beam was made.</p>			
Keywords concrete, prestress, tension-strain relation			

## ESIPUHE

Tämä opinnäytetyö on tehty Insinööritoimisto Laaturakenne Oy:lle. Haluan kiittää Insinööritoimisto Laaturakenne Oy:n toimitusjohtajaa RI Ari Korhosta mahdollisuudesta tehdä tämä opinnäytetyö sekä kaikesta ohjauksesta ja avusta opinnäytetyön valmistumisen ja ammatillisen kehittymisen kannalta.

Siilinjärvellä 3.5.2017

## SISÄLLYS

1	JOHDANTO .....	7
2	TYYPILLISET ESIJÄNNITETYT BETONIRAKENTEET .....	8
2.1	JK-palkit .....	8
2.1.1	Suorakaidepalkit .....	8
2.1.2	Leukapalkit .....	9
2.1.3	Ristipalkit .....	10
2.2	Matalapalkit .....	10
2.3	HI- ja I-palkit .....	11
2.4	TT- ja HTT-laatat .....	12
2.5	Ontelolaatat .....	12
2.6	Kuorilaatat .....	13
2.7	Liittopalkit .....	14
2.8	Jännitetyt pilarit .....	15
3	MURTORAJATILAMITOITUS .....	16
3.1	Taivutusmomenttikapasiteetti .....	16
3.1.1	Momenttikapasiteetin määrittäminen jännitys-venymäyhteyden avulla .....	16
3.1.2	Sitkeän murtotavan varmistaminen .....	19
3.1.3	Momenttikapasiteetin määrittäminen "nyrkkikaavoilla" .....	20
3.2	Leikkauskapasiteetti .....	22
3.2.1	Puristavan voiman vaikutus .....	22
3.2.2	Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskapasiteetti .....	23
3.2.3	Minimileikkausraudoitus .....	24
3.2.4	Leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskapasiteetti .....	26
3.2.5	Leikkauskapasiteetin yläraja .....	27
3.2.6	Ontelolaatan leikkauskapasiteetti .....	27
3.3	Pääterästen ankkurointi tuelle .....	28
3.3.1	Punosten ankkurointipituus ja ankkuroitumiskapasiteetti tuelle jännevoiman laukaisun jälkeen .....	28
3.3.2	Punosten ankkurointipituus ja ankkuroitumiskapasiteetti tuelle murtorajatilassa .....	30
3.3.3	Harjaterästankojen ankkuroitumiskapasiteetti ja ankkuroitumispituus murtorajatilassa .....	32
3.3.4	Punosten ankkuroinnin täydentäminen harjateräslenkeillä .....	35

3.4	Halkaisuraudoitus ja palkin pään pystyraudoitus .....	36
3.4.1	Jännevoiman siirron aiheuttamat halkaisuvoimat ja niiden vaatima hakaraudoitus.....	36
3.4.2	Jännevoiman siirron aiheuttamat reunavetovoimat ja niiden vaatima pystyraudoitus palkin päässä .....	38
3.5	Harjapalkin harjan haat .....	39
3.5.1	Nostava voima ja harjan hakaraudoitus HI-palkkien suunnitteluohjeen mukaan .....	40
3.5.2	Nostava voima ja harjan hakaraudoitus RakMK B4 mukaan.....	41
3.5.3	Nostava voima ja harjan hakaraudoitus lujuusopin mukaan .....	42
4	JÄNNITYSHÄVIÖT .....	43
5	PALOMITOITUS.....	43
5.1	Pääraudoituksen palomitoitus .....	43
5.2	Leikkausraudoituksen palomitoitus .....	45
6	KÄYTTÖRAJATILAMITOITUS.....	46
6.1	Reunajännitykset .....	46
6.2	Halkeilukapasiteetin määrittäminen .....	48
6.3	Halkeaman leveyden määrittäminen.....	49
6.4	Palkin yläpinnan halkeilu jännevoiman päästössä ja nostossa.....	50
6.5	Taipuman määrittäminen .....	52
7	LIITTORAKENTEET .....	53
7.1	Liittotoiminnan leveyden määrittäminen .....	53
7.2	Työsauman mitoitus murtorajatilassa .....	54
7.3	Eri aikaan valettujen betonien kutistumat ja virumat .....	56
8	1-AUKKOISEN VAPAASTI TUETUN JK-PALKIN LASKENTAESIMERKKI.....	57
8.1	Mitta- ja kuormatiedot sekä rakennemalli .....	57
8.2	Raudoituslaskelmat JBPalkkiEC2-ohjelmalla .....	58
8.3	Murtorajatilan käsinlasku ja vertailu JBPalkkiEC2-ohjelman raudoituslaskelmiin .....	58
8.4	Raudoituspiirustus esimerkkilaskusta .....	58
9	TULOSTEN POHDINTA.....	59
	LÄHTEET .....	60
	LIITTEET .....	61

## 1 JOHDANTO

Opinnäytetyöni tarkoitus on tehdä kattava ohje jännebetonirakenteiden suunnitteluun. Suomessa ei tällä hetkellä ole vastaavaa ohjetta vaan tieto on hajallaan useassa eri lähteessä. Opinnäytetyössäni pyritään myös selventämään jännebetonirakenteiden suunnittelussa käytettäviä kaavoja ja teoriaa. Lisäksi opinnäytetyöni on tarkoitus auttaa ymmärtämään JBPalkkiEC2-jännebetonirakenteiden mitoitusohjelman laskentaa. Opinnäytetyö tehdään Insinööritoimisto Laaturakenne Oy:lle, joka omistaa oikeudet JBPalkkiEC2-ohjelmaan. Suuri osa opinnäytetyön tekemisessä on teorian ja kaavojen etsimistä eri lähteistä, kuten eurokoodista ja betonirakenteiden suunnittelun kirjoista. Osa laskukaavoista otetaan JBPalkkiEC2-ohjelman lähdekoodista. Lisäksi opinnäytetyöhön tehdään laskentaesimerkki, joka suoritetaan sekä käsinlaskentana että JBPalkkiEC2-ohjelmalla.

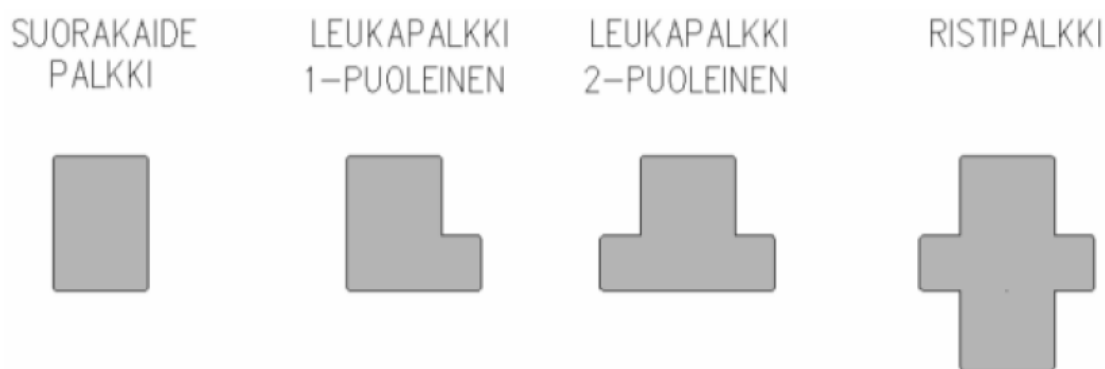
## 2 TYYPILLISET ESIJÄNNITETYT BETONIRAKENTEET

Esijännitetyillä betonirakenteilla tarkoitetaan sellaisia elementtirakenteita, joissa elementin valmistusvaiheessa rakenteen jännepunokset ovat jännitetty vetämällä vaadittuun jännitykseen. Kun rakenteen betoni on saavuttanut riittävän lujuuden, punosten jännitys vapautetaan. Punosten jännitysvoima aiheuttaa rakenteeseen pitkittäissuuntaisen normaalivoiman, jonka seurauksena poikkileikkaus muodostuu puristetuksi. Esijännitettyjen betonirakenteiden betonina käytetään C40-C70 lujuuden omaavia betonilaatuja. Rakenteen esijännityksen ansiosta päästään pidempiin jännemittoihin ja rakenteen halkeamat saadaan pienemmiksi tai kokonaan poistettua. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 38, 50.)

Tyypillisiä esijännitettyjä betonirakenteita ovat JK-, HI-, I- ja matalapalkit, TT-, HTT-, ontelo- ja kuorilaatat, liittopalkit sekä jännitetyt pilarit. Käyttökohteen rakenteiden valintaan vaikuttavia tekijöitä ovat kuormitukset, jännevälit, käyttötarkoitus, arkkitehtuuri ja kustannustehokkuus. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 38.)

### 2.1 JK-palkit

JK-palkit ovat eräs jännebetonipalkkien päätyyppi. Tunnuksella JK-palkit jaotellaan muotonsa perusteella suorakaide-, leuka- ja ristipalkkeihin. Yleisimmät JK-palkkien käyttökohteet ovat asuin-, liike- ja teollisuusrakennusten ala-, väli- ja yläpohjarakenteet. Käyttökohteen asettaman palkin muodon vaatimuksen lisäksi JK-palkin valintaan vaikuttavia asioita ovat jännemitta, kuormitukset, käyttötarkoitus ja kustannustehokkuus. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 38.) Kuvassa 1 on esitetty JK-palkkityyppien jaottelu muotonsa perusteella.



KUVA 1. JK-palkkityypit (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 38)

#### 2.1.1 Suorakaidepalkit

Suorakaidepalkkeja käytetään yleensä rakennusten väli- ja yläpohjissa. Yksinkertaisen muotonsa ansiosta suorakaidepalkin valmistus on kustannustehokasta. Suorakaidepalkin korkeus on yleensä suurempi kuin sen leveys. Suorakaidepalkin suositeltavat koot alkavat korkeuden osalta 280 mm:stä ja

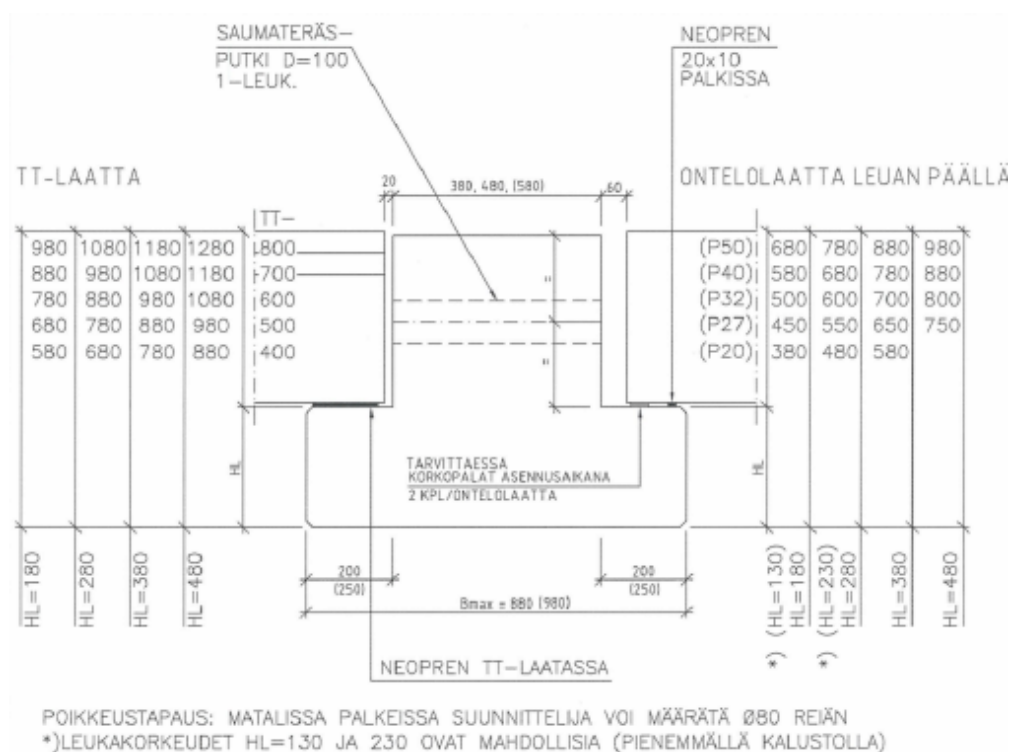


leveyden osalta 180 mm:stä. Näistä mitoista ylöspäin korkeus ja leveys kasvavat 1M:n välein (1M = 100 mm). Betonipalkin näkyvissä kulmissa käytetään 15 mm:n vakioviistettä. Suorakaidepalkkeilla päästään taloudellisesti noin 20 m:n jännemittaan. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 38–39.)

## 2.1.2 Leukapalkit

Leukapalkkeja on kahta eri tyyppiä, 1-puolinen leukapalkki sekä 2-puolinen leukapalkki. Leukapalkit soveltuvat asuin-, teollisuus- ja liikerakennuksien ala-, väli- ja yläpohjiin varsinkin ontelolaattojen yhteydessä. Leukapalkin päämitat suositellaan valittaviksi vastaavalla tavalla kuin suorakaidepalkkeille. Palkin leuan tarkoituksena on madaltaa palkin ja laataston yhteiskorkeutta. Laatasto tukeutuu leuan päälle palkin sivuun eikä palkin yläpuolelle, kuten suorakaidepalkissa. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 40–41.)

Leukapalkin uuman suositeltavat leveydet ovat 380, 480 ja 580 mm. Leuan leveys määräytyy laataston mukaan, mutta yleisesti käytetty leuan leveys on 200 mm. Raskaasti kuormitettujen, esimerkiksi 500 mm korkeiden ontelolaattojen yhteydessä suositellaan käytettäväksi vähintään 280 mm korkea leukaa. Jännitetyillä leukapalkkeilla tulisi käyttää pohjan leveytenä moduulileveyttä jännitysalustojen vuoksi. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 40–41.) Kuvassa 2 on esitetty 2-puolisen leukapalkin mittasuositukset.

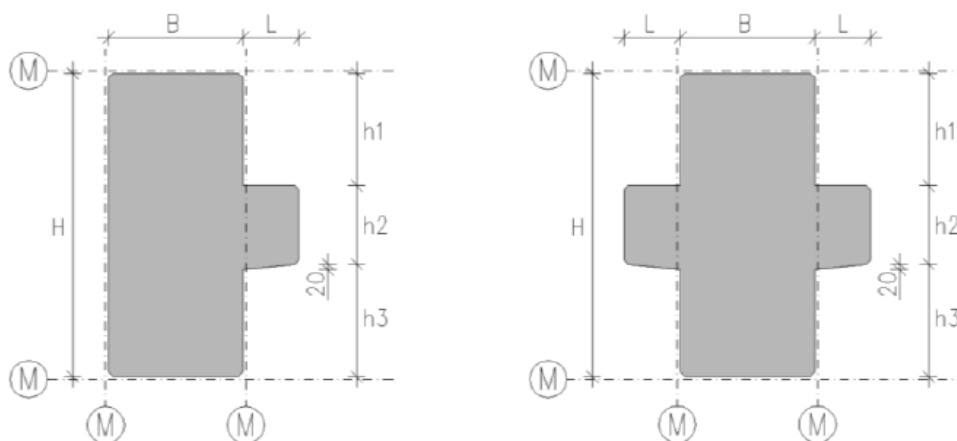


KUVA 2. Leukapalkin mittasuositus (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 41)

### 2.1.3 Ristipalkit

Ristipalkit ovat korkeita palkkeja, joissa on toisella tai molemmilla puolilla leuka, joka kannattaa laatasta. Ristipalkki eroaa leukapalkista sen korkeuden ja leuan sijainnin perusteella. Ristipalkit soveltuvat kohteisiin, joissa vaaditaan suuria jännevälejä ja palkin korkeudelle on asetettu rajoituksia. Tällaisia rakennuskohteita ovat esimerkiksi raskaasti kuormitettujen varastorakennuksien välipohjat. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 41.)

Suosittelavat ristipalkin korkeudet ovat 980, 1180, 1380 ja 1580 mm. Pohjan leveydeksi suositellaan moduulileveyksiä 380 sekä 480 mm. Leuan yleisimmät käytetyt korkeudet ovat 180 ja 280 mm, jotka määräytyvät kuormitusten mukaan. Leuan leveys määräytyy tuettavan laataston perusteella kuten leukapalkillakin. Ristipalkin leuan alareunaan tehdään 20 mm korkea päästö. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 41.) Kuvassa 3 on esitetty ristipalkkien tyyppilliset muodot sekä mittasuhteet.



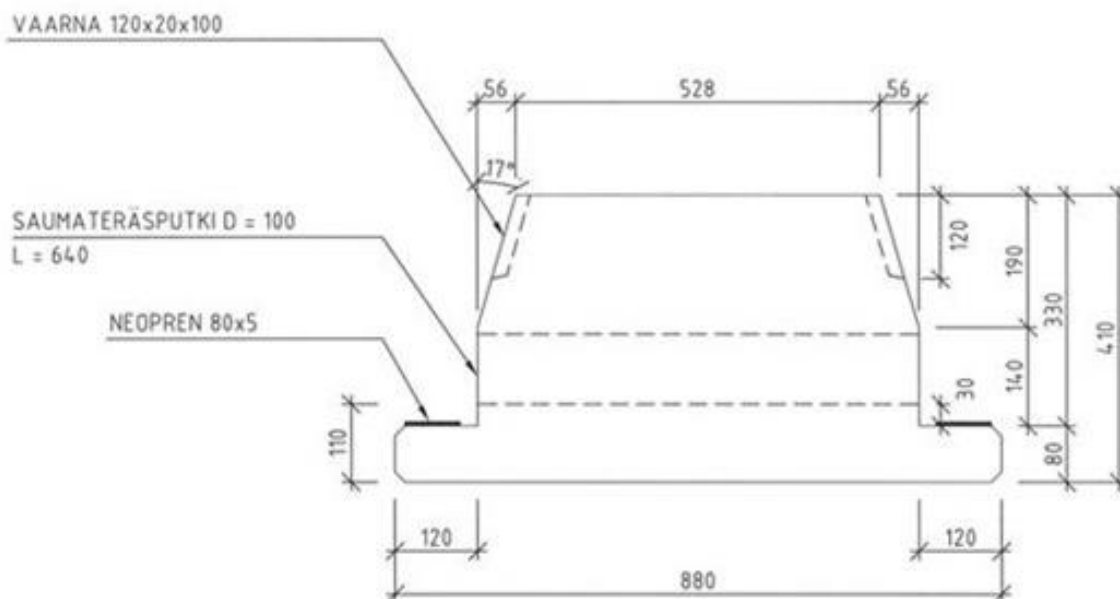
KUVA 3. Ristipalkin mittasuositus (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 42)

### 2.2 Matalapalkit

Matalapalkilla tarkoitetaan sellaista palkkia, joka on upotettu suurelta osalta laataston sisään. Matalapalkkien yleisimmät käyttökohteet ovat toimisto- ja liikerakennusten välipohjat erityisesti ontelolaataston yhteydessä. Matalapalkin tarkoituksena on saada välipohjarakenteista mahdollisimman matalia, jonka seurauksena esimerkiksi putkivedoille jää enemmän tilaa laataston alapuolelle. (Elementtisuunnittelu, Matalapalkit.)

Matalapalkkien ja ontelolaataston suunnittelussa tulee ottaa huomioon rakenteiden liittovaikutus laataston tukeutuessa taipuisalle tuelle. Ontelolaataston ja matalapalkin välillä on aina jonkin asteinen liittovaikutus, vaikka sitä ei erikseen suunnitella. Liittovaikutuksen seurauksena rakenteisiin muodostuu lisärasituksia, jonka seurauksena ontelolaatan leikkauskestävyys pienenee. (Elementtisuunnittelu, Matalapalkit.) Kuvassa 4 on esitetty matalan leukapalkin mittasuositus 320 mm paksulle ontelolaatalle.

## PALKKI SOVELTUU ONTELOLAATALLE P32

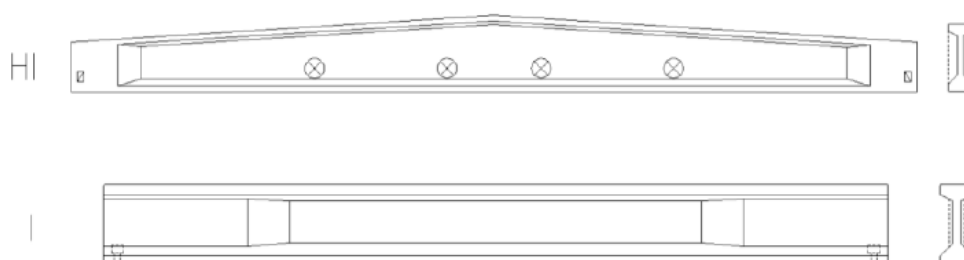


KUVA 4. Matalan leukapalkin mitoitus (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 48)

### 2.3 HI- ja I-palkit

Jännitettyjä HI- ja I-palkkeja käytetään enimmäkseen yläpohjan pääkannattimina. Yleisimmin HI- ja I-palkkien käyttökohteita ovat tuotanto- ja varastorakennukset sekä muut hallimaiset rakennukset. HI- ja I-palkit ovat korkeita jännebetonipalkkeja ja niiden maksimijänneväli on yli 30 metriä. HI- ja I-palkkien ero tulee esille palkin pituussuunnan muodossa. I-palkki on tasakorkea koko jännemitalta, kun taas HI-palkin korkeus kasvaa harjalle päin. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 45–47.)

HI- ja I-palkkien koot ovat vakioituja. Palkkien koot, mittasuhteet ja kantavuusominaisuudet ilmenevät tuotevalmistajien taulukoista. HI- ja I-palkkien suositeltavat leveydet ovat 380 ja 480 mm. Korkeudet vaihtelevat 900–2 700 mm:n välillä. HI-palkin ylälaipan kaltevuus on 1:16. HI- ja I-palkkien sisäosat ovat kavennettuja betonin menekin optimoinnin vuoksi. Tällä saavutetaan kustannussäästöjä ja rakenteista saadaan kevyempiä. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 45–47.) Kuvassa 5 on esitetty HI- ja I-palkkien tyypilliset muodot.

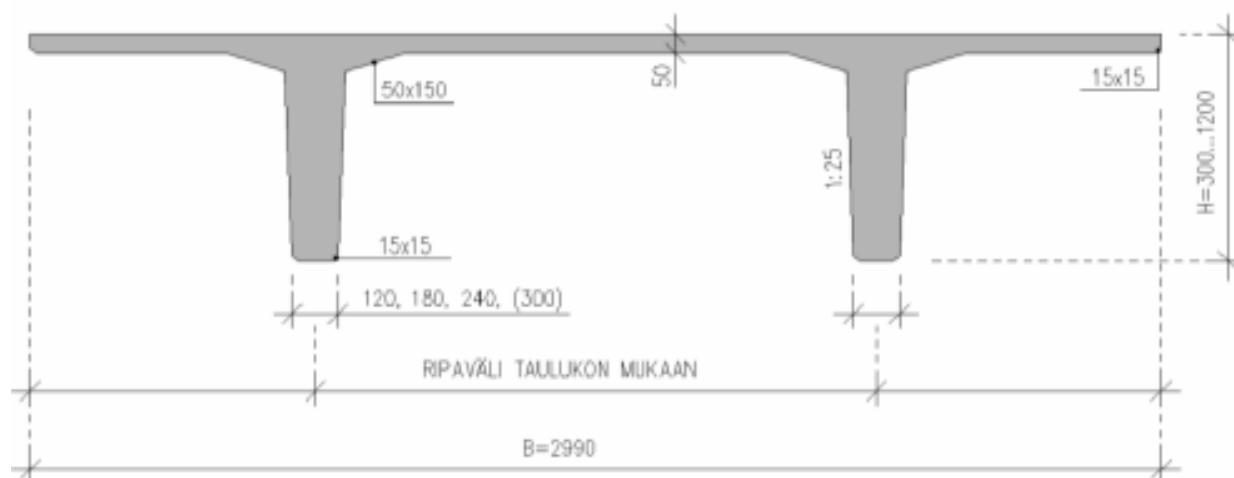


KUVA 5. HI- ja I- palkki (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 46)

## 2.4 TT- ja HTT-laatat

TT- ja HTT-laatat ovat esijännitetyjä teräsbetonielementtejä. TT- ja HTT-laatat koostuvat kahdesta pystysuuntaisesta rivasta ja niiden päällisestä laatasta. Näistä syntyvä muoto pituussuunnassa kuvaa kahta vierekkäistä T-kirjainta. Laatat valmistetaan pitkien jännitysalustojen päällä. TT- ja HTT-laattojen yleisimmät käyttökohteet ovat teollisuus- ja varastorakennusten yläpohjat varsinkin kohteissa, joissa vaaditaan suurta vapaata alituskorkeutta. Muita käyttökohteita ovat myymälärakennusten ja paikoitustalojen ala-, väli- ja yläpohjarakenteet. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 61–65.)

Vesikattorakenteiden kallistus saadaan aikaan käyttämällä HTT-laattoja yläpohjana tai asentamalla TT-laatat HI-palkkien päälle. TT-laattojen maksimijänneväli on noin 25 metriä. TT-laatan vakioleveys on 2 990 mm ja korkeus vaihtelee 300–1 200 mm:n välillä. HTT-laattojen vakioleveys on sama kuin TT-laatoilla, mutta sen korkeus kasvaa harjan kallistuksen seurauksena jännevälistä riippuen 1 600 mm:iin asti. HTT-laattojen harjan yleisin kaltevuus on 1:20. HTT-laatoilla päästään jopa 32 metrin jännemittaan. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 61–65.) Kuvassa 6 on esitetty TT-laattojen vakiopoikkileikkaus ja sen mittasuositukset.

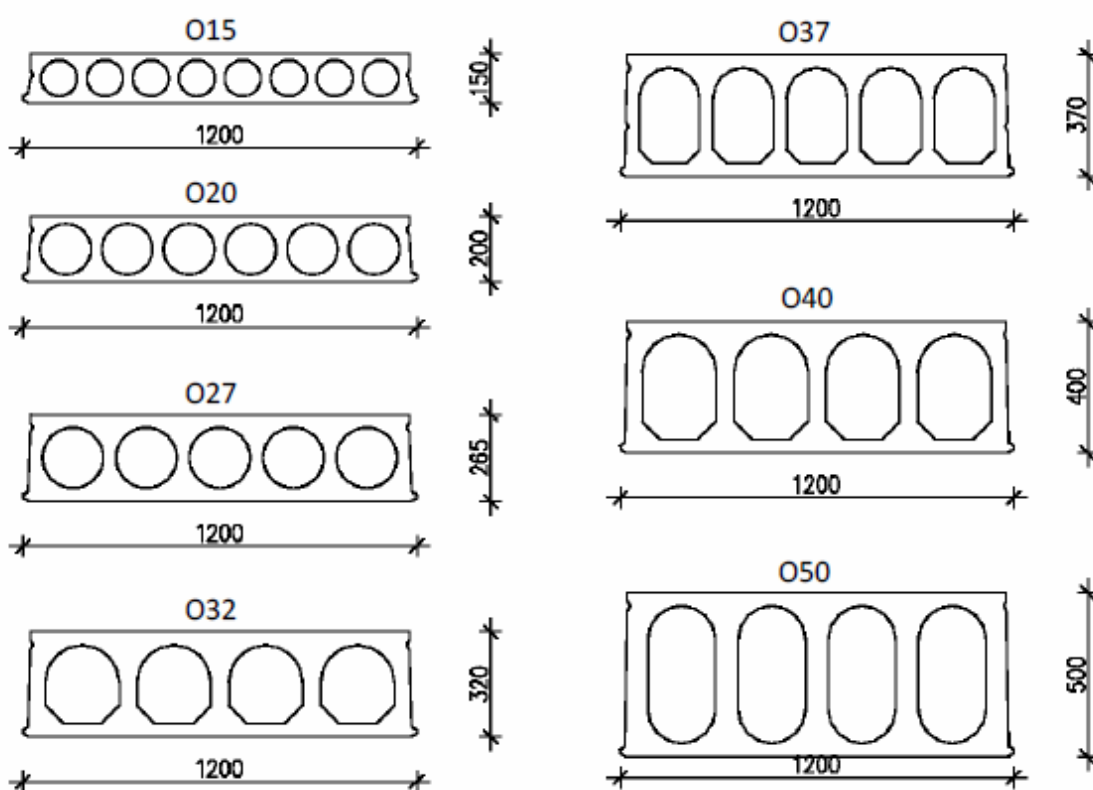


KUVA 6. TT-laattojen vakiopoikkileikkausten mittasuositus (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 63)

## 2.5 Ontelolaatat

Ontelolaatat ovat eniten rakentamisessa käytetty elementtityyppi. Ontelolaattojen yleisimmät käyttökohteet ovat ala-, väli- ja yläpohjat asuin-, liike- ja teollisuusrakennuksissa. Ontelolaatat valmistetaan liukuvalutekniikalla erityisellä valukoneella pitkien teräksisten valupetien päälle. Valussa ei tarvita erillisiä muotteja, sillä käytetty betonimassa on tarpeeksi jäykkää pysyäksään muodossaan valun aikana. Liukuvalussa muodostuvat pituussuunnassa kulkevat ontelot keventävät laattarakennetta. Valun jälkeen ontelolaatan punoksiin toteutetaan vaadittu esijännitys. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 50–56.)

Ontelolaatan vakioleveys on 1 200 mm ja valmistuspaksuudet ovat 150, 200, 265, 320, 370, 400 ja 500 mm. Ontelolaattojen valmistuspaksuuksista yleisimmät ovat 265 (O27) ja 370 mm (O37). O27-ontelolaattoja käytetään enimmäkseen asuinkerrostalojen ja rivitalojen yläpohjissa. Asuinkerrostalojen ala- ja välipohjissa käytetään O37-ontelolaattoja sen palonkeston ja ääneneristävyyden vuoksi. Ontelolaatoilla on mahdollista päästä jopa 20 metrin jännemittaan, mutta asuinrakennuksissa suositeltava maksimijännemitta on noin 14 metriä. Normaalisti ontelolaatat täyttävät REI 60 palonkestovaatimuksen. Poikkeuksena ovat ontelolaattatyyppit O15 ja O20, joilla palonkestävyydet ovat  $O15 \leq R30$  sekä  $O20 \leq R60$ . Ontelolaatat on myös mahdollista suunnitella palonkestoluokkaan REI 120 asti palolaattoina ilman alapuolista lisäeristämistä. Asuinrakennuksien märkätiloihin on kehitetty kallistusvaluja ja putkiasennuksia varten ontelolaatan erikoistyyppi, kylpyhuonelaatta. Kylpyhuonelaatassa osa laatasta on madallettu pituussuunnassa. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 50–56.) Kuvassa 7 on esitetty ontelolaattojen perustyyppit.



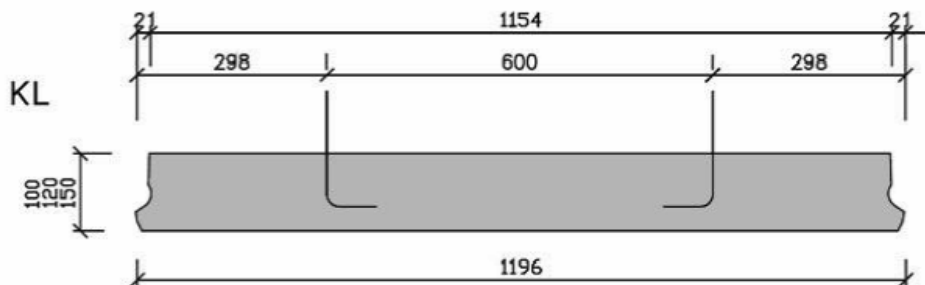
KUVA 7. Ontelolaattojen perustyyppit (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 51)

## 2.6 Kuorilaatat

Kuorilaatta on esijännitetty umpilaattaelementti. Sen tarkoituksena on toimia muottina päälle valetavalle paikallavalubetonikerrokselle. Kuorilaatta ja pintavalu muodostavat yhdessä liittorakenteen, jolle rakenteen kantavuus on mitoitettu. Liittorakenteen toimivuus varmistetaan kuorilaatassa olevilla ansailla. Kuorilaattojen yleisimpiä käyttökohteita ovat teollisuus- ja asuinrakennuksien sekä pysäköintitalojen ala-, väli- ja yläpohjat. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 57–61.)

Kuorilaattojen vakioleveys on 1 200 mm ja vakiopaksuudet ovat 100, 120 ja 150 mm. Pintalaatan paksuus vaihtelee 100...200 mm välillä kuormitusten sekä palo- ja äänitekniisten asioiden mukaan.

Kuorilaattojen maksimijänneväli on noin 10 metriä. Kuorilaatat täyttävät REI 60 palonkestovaatimuksen sellaisenaan. Suurempiin palonkestoluokkiin päästään lisäämällä jännepunosten suojabetonikerroksen paksuutta tai lisäämällä laatan alapintaan paloeriste. (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 57–61.) Kuvassa 8 on esitetty kuorilaatan poikkileikkauksen muoto ja päämitat.

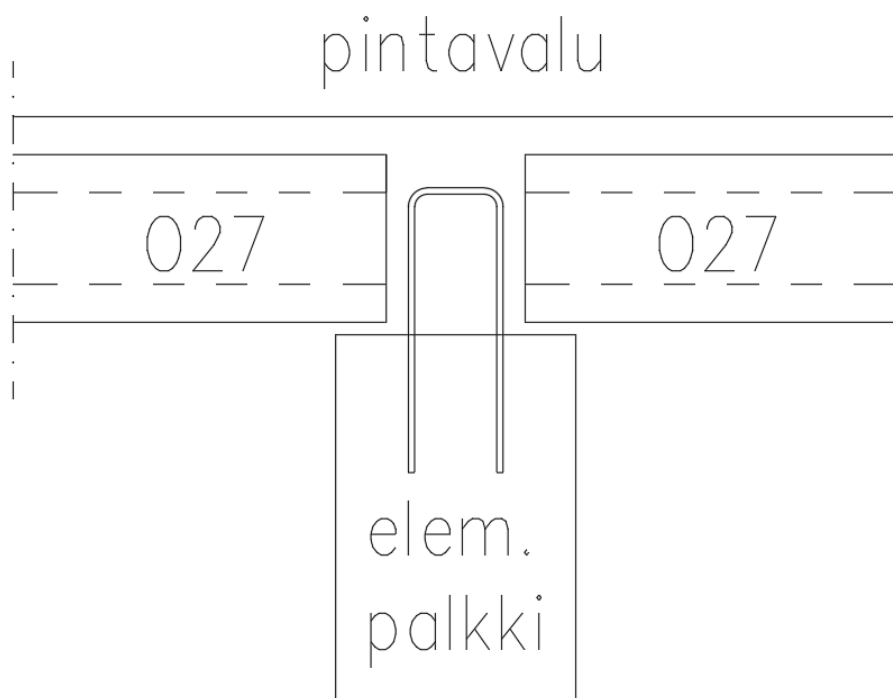


KUVA 8. Kuorilaatan poikkileikkaus (Elementtisuunnittelu, Runkorakenteet 2010-03-10, 58)

## 2.7 Liittopalkit

Liittopalkin rakenne muodostuu elementtipalkista ja siihen tukeutuvista elementtilaatoista ja/ tai paikallavalusta. Liittorakenteen toimivuus saadaan aikaan laattojen ja palkin välisillä tartunnoilla sekä saumavalulla. Palkin ja välipohjarakenteen liittovaikutuksen ansiosta betonipalkin tehollista korkeutta voidaan ottaa huomioon enemmän, jolloin saadaan lisää rakenteen kestävyyttä. Tyypillisiä liittorakenteita ovat suorakaide-, leuka- sekä I-palkkien ja ontelolaattojen tai kuorilaattojen muodostama rakenne. (Elementtisuunnittelu, Liittorakenteet.)

Liittopalkkirakenteiden käyttökohteita ovat pilari-palkki-runkoiset rakennukset sekä piha- ja paikointustasot. Parhaiten liittorakenteen edullisuus tulee esille rakennusten välipohjissa, joissa hyötykuorman osuus kaikista kuormista on suuri ja rakennepaksuus halutaan minimoida. Muita merkittäviä liittopalkkirakenteen etuja ovat materiaalimenekin väheneminen, pienemmät taipumat ja suurempi kantokyky. (Elementtisuunnittelu, Liittorakenteet.) Kuva 9 havainnoillistaa liittopalkin muodostumista, jossa sen muodostavat elementtipalkki, ontelolaatasto sekä pintavalu.



KUVA 9. Elementtipalkin ja ontelolaataston sekä pintavalun muodostama liittorakenne (Pyökkönen 2017)

## 2.8 Jännitetyt pilarit

Jännitetyt pilarit muistuttavat toimintaperiaatteiltaan jännitetyjä palkkeja. Pilarin jännittämisellä pyritään lisäämään normaalivoimaa rakenteen pituussuunnassa, mistä seuraa rakenteen poikkileikkauksen muodostuminen puristetuksi. Kun pilarissa on puristusvoimaa, nurjahduskestävyys lisääntyy. Esimerkiksi mastojäykisteisissä rakenteissa pilarin jännittäminen lisää nurjahduskestävyyttä, minkä seurauksena pilareista voidaan tehdä hoikempia ja korkeampia.

### 3 MURTORAJATILAMITOITUS

Murtorajatilassa tarkasteltavia asioita tässä ohjeessa ovat taivutuskapasiteetti, leikkauskapasiteetti ja pääterästen ankkuroituminen tuelle. Murtorajatilassa rakenteeseen kohdistuvia kuormia lisätään eurokoodin mukaisilla yhdistelmäkerroimilla, jotka ovat omalle painolle 1,15 tai 0,9 ja hyötykuormille 1,5. Myös materiaalien kestävyyksien ominaisarvoja pienennetään osavarmuuskertoimilla. Näillä kahdella toimenpiteellä tavoitellaan kuormien ylittymisen riskin todennäköisyyden pienentämistä eli toisinsanoen rakenteeseen saadaan lisää varmuutta.

#### 3.1 Taivutusmomenttikapasiteetti

Taivutusmomenttikapasiteetilla tarkoitetaan rakenteen kykyä vastustaa ulkoisista rasituksista ja rakenteen omasta painosta aiheutuvaa taivuttavaa voimaa eli taivutusmomenttia. Yksinkertaisin tapa laskea momenttikapasiteetti on käyttää ”nyrkki-kaavoja”. Tämän laskutavan tarkkuus ei kuitenkaan ole riittävä jännebetonirakenteille. Tässä ohjeessa momenttikapasiteetti lasketaan jännitys-venymäyhteyden ja voimaparien avulla. Kyseinen laskumenetelmä on erittäin tarkka ja se ottaa huomioon puristuspuunnan todellisen muodon sekä soveltuu kaikille poikkileikkauksille.

##### 3.1.1 Momenttikapasiteetin määrittäminen jännitys-venymäyhteyden avulla

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015) sivuilta 34–35, jollei muuta ole mainittu.

Momenttikapasiteetin määrittäminen jännitys-venymäyhteyden avulla perustuu pääterästen venymän ja betonin puristuman väliseen yhteyteen. Terästen venymä ja betonin puristuma aiheuttavat rakenteessa veto- ja puristusjäännityksiä. Betonin puristuma ei saa ylittää betonin murtopuristuman arvoa, joka on 3,5 promillea, kun  $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$  ja lisäksi betonin puristusjäännitys rajataan betonin puristuslujuuden mitoitusarvoon  $f_{cd}$ . Myös punosten sitkeä murtuminen on varmistettava.

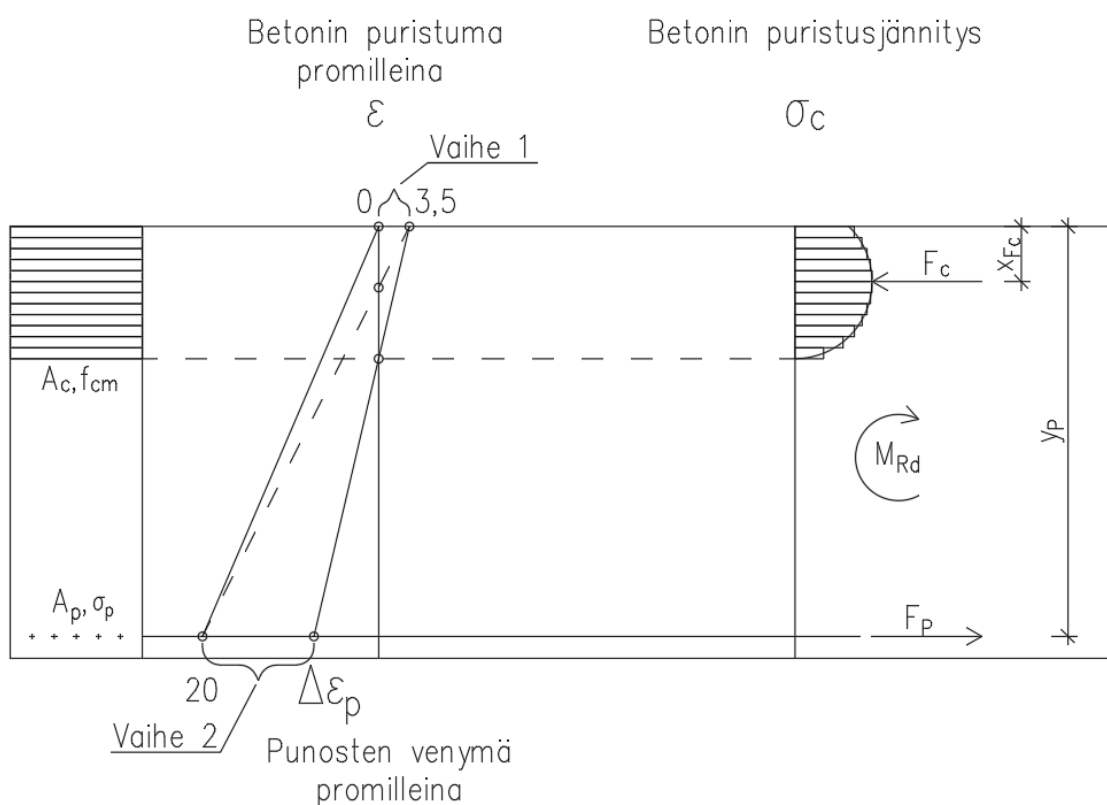
Palkin momenttikapasiteetin määrittämisen lähtökohtana punoksille valitaan jokin venymäarvo, esimerkiksi 20 promillea, ja samaan aikaan palkin yläreunan betonin puristumaksi määrätään nolla promillea. Tämän jälkeen suoritetaan kaksi vaihetta, jossa iteroimalla ja yhdenmuotoisten kolmioiden avulla etsitään venymän ja puristuman arvot tasapainotilalle, jossa punoksissa vaikuttava vetovoima ja betonissa vaikuttava puristusresultantti ovat yhtäsuuret. Punosvoimaan vaikuttaa punosten määrä ja esijännitysvoima. Puristuspuunta on muodoltaan paraabeli ja puristusvoiman resultantti lasketaan ohutkerrosmallin mukaan.

Vaiheessa yksi betonin puristumaa kasvatetaan tarpeen mukaan aina 3,5 promilleen asti. Kun betonille lisätään puristumaa, alkaa rakenteen yläpuolelle muodostumaan puristuspuunta ja puristusvoima. Jos tasapainotila toteutuu ennen kuin betonin puristuma on 3,5 promillea tai yhtä suuri, määräytyy rakenteen momenttikapasiteetti jo ensimmäisessä vaiheessa. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että rakenteessa on suhteellisen pieni punosvoima. Tällöin myös puristuspuunnan korkeus jää matalaksi.



Jos rakenteen tasapainotila ei toteudu vaiheessa yksi, suoritetaan vaihe kaksi, jossa betonin puristuma pysyy 3,5 promilleissa ja punosten venymää pienennetään siihen asti, kunnes rakenteessa on tasapainotila. Kun punosten venymää pienentää, puristusvoiman korkeus sekä puristusvoima kasvavat. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että rakenteessa on suhteellisen suuri punosvoima.

Punoksissa vaikuttavalle vetovoimalle ja puristusvoiman resultantille lasketaan momentit rakenteen ylälaidan suhteen. Näiden kahden momentin summasta muodostuu rakenteelle lopullinen momenttikapasiteetti. Kuvassa 10 on esitetty jännitys-venymäyhteyden käyttämisen periaate momenttikapasiteetin määrittämisessä.



KUVA 10. Jännitys-venymäyhteys (Pylkkönen 2017)

Epälineaarisisessa rakenneanalyysissä käytettävä jännitys-muodonmuutosyhteyttä voidaan havainnollistaa SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kuvan 3.2 avulla.

Betonin puristusjännitys  $\sigma_c$  lasketaan kaavasta

$$\sigma_c = f_{cm} * \frac{k * \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) * \eta} \leq f_{cd}$$

jossa kerroin  $k$  lasketaan kaavasta

$$k = 1,05 * E_{cm} * \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

ja jossa kerroin  $\eta$  lasketaan kaavasta

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

Betonin puristusjännityksen  $\sigma_c$  kaava on voimassa, kun  $0 < \varepsilon_{c1} < \varepsilon_{cu1}$ .

missä

$f_{cm}$  on puristuslujuuden keskiarvo [ $\text{N/mm}^2$ ], joka lasketaan SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin taulukon 3.1 mukaan kaavasta  $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$ , missä  $f_{ck}$  on betonin puristuslujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä yksikkönä  $\text{N/mm}^2$ .

$E_{cm}$  on betonin loppulujuuden kimmokerroin [ $\text{N/mm}^2$ ], joka lasketaan kaavasta

$$E_{cm} = 22 * \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}.$$

$\varepsilon_{c1}$  on muodonmuutos jännityksen huippuarvon kohdalla promilleina, joka lasketaan kaavasta  $\varepsilon_{c1} = 0,7 * f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$ .

$\varepsilon_{cu1}$  on murtopuristuman nimellisarvo promilleina, joka lasketaan kaavasta

$$\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27 * \left[\frac{98-f_{cm}}{100}\right]^4.$$

Lopullinen momenttikapasiteetti  $M_{Rd}$  lasketaan kaavasta

$$M_{Rd} = F_p * y_p + F_c * x_{Fc}$$

missä

$M_{Rd}$  on rakenteen momenttikapasiteetti [ $\text{Nmm}$ ].

$F_p$  on punoksissa vaikuttava vetovoima [ $\text{N}$ ], joka lasketaan kaavasta  $F_p = A_p * \sigma_p * n$  missä  $A_p$  on punoksen pinta-ala [ $\text{mm}^2$ ],  $\sigma_p$  on punoksissa vaikuttava jännitys [ $\text{N/mm}^2$ ] ja  $n$  on punosten kappalemäärä.

$y_p$  on voiman  $F_p$  etäisyys rakenteen yläreunasta [ $\text{mm}$ ].

$F_c$  on puristusvoiman resultantti [ $\text{N}$ ]. Puristusvoiman resultantin määrittäminen on esitetty tämän ohjeen seuraavassa alaotsikossa.

$x_{Fc}$  on puristusvoiman resultantin etäisyys rakenteen yläreunasta [ $\text{mm}$ ].

### 3.1.2 Sitkeän murtotavan varmistaminen

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta jännitettyjen I- ja HI-palkkien suunnitteluohjeet (Elementtisuunnittelu) sivuilta 43–45, jollei muuta ole mainittu.

Sitkeällä murtotavalla halutaan varmistaa, että pääteräkset myötävät ennen puristuspuunnan betonin murtumista. Sitkeä murto voi tulla esille tilanteessa, jossa rakenteeseen kohdistuvat rasitukset ylittävät rakenteen laskennallisen kestävyuden. Esimerkiksi palkkirakenteessa palkin tulee antaa selkeä merkki siitä, että sen kantavuus on loppumassa. Tämän tulisi näkyä silmämääräisesti palkin ylisuurena taipumisena ja suurina halkeamina palkin vedetyssä pinnassa. Tällöin vaara-alueella oleskelevat henkilöt pystyvät havaitsemaan rakenteen epänormaalin käyttäytymisen ja poistumaan paikalta ennen rakenteen romahtamista. Rakenteen sitkeä murto jännebetonipalkissa varmistetaan sillä, että kaikkien kuormien jälkeenkin jännepunoksilla on varaa venyä riittävästi ennen niiden katkeamista.

Rakenteessa tapahtuu sitkeä murto, jos toteutuu seuraava ehto:

$$\varepsilon_{p,kok} \geq \frac{f_{p,02k}}{E_p} + 0,002$$

jossa punoksen kokonaisvenymä  $\varepsilon_{p,kok}$  lasketaan kaavasta

$$\varepsilon_{p,kok} = \frac{\sigma_{0,\infty}}{E_p} + \varepsilon_p$$

jossa punoksen esijännitys kaikkien jännityshäviöiden jälkeen  $\sigma_{0,\infty}$  lasketaan kaavasta

$$\sigma_{0,\infty} = \sigma_0 * \left(1 - \frac{JH_\infty}{100}\right)$$

ja jossa punoksen venymä ulkoisesta rasituksesta ja omasta painosta  $\varepsilon_p$  lasketaan Hooken lain mukaan kaavasta

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

missä

$\varepsilon_{p,kok}$  on punoksen kokonaisvenymä promilleina.

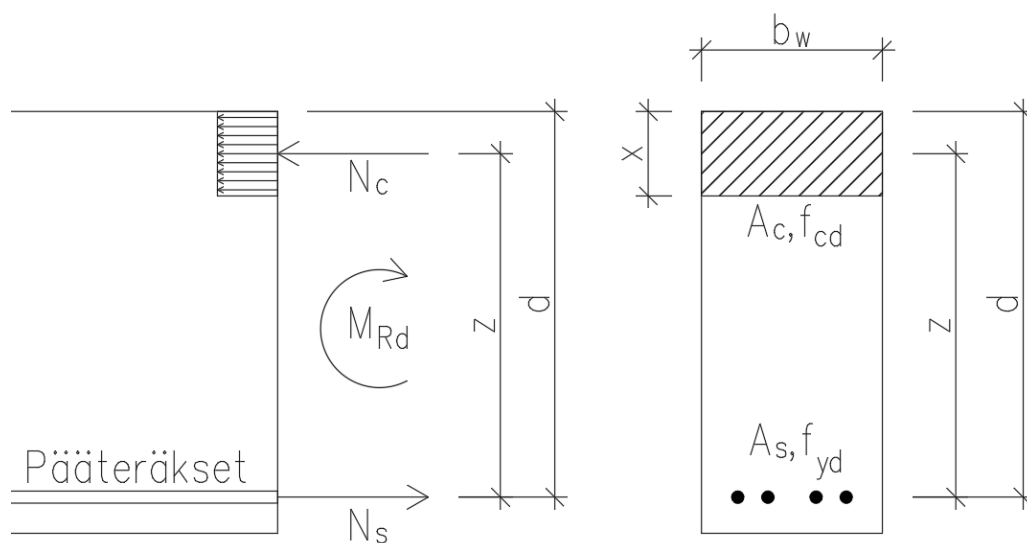
$f_{p,02k}$  on punoksen lujuuden ominaisarvo [N/mm<sup>2</sup>].

$E_p$  on punoksen kimmokerroin [N/mm<sup>2</sup>].

$\sigma_{0,\infty}$	on punoksen esijännitys kaikkien jännityshäviöiden jälkeen [N/mm <sup>2</sup> ].
$\sigma_0$	on punoksen esijännitys (alkujännitys) [N/mm <sup>2</sup> ].
$JH_\infty$	on punoksen lopullinen jännityshäviö prosentteina.
$\varepsilon_p$	on punoksen venymä ulkoisesta rasituksesta ja omasta painosta promilleina.
$\sigma_p$	on punoksissa vaikuttava jännitys kuormituksesta [N/mm <sup>2</sup> ].

### 3.1.3 Momenttikapasiteetin määrittäminen "nyrkkikaavoilla"

Yksinkertaisuudessaan momenttikapasiteetti voidaan määrittää ns. "nyrkkikaavoilla", jossa lähtökoh-  
tana on, että momentti saadaan laskettua sisäisen momenttivarren ja teräksissä vaikuttavan vetovoi-  
man tulona. Terästen vetovoima ei saa kuitenkaan ylittää betonin puristusvoiman resultanttia. Ra-  
kenteesta ei saa myöskään tulla yliauditettu, jolloin puristuspinta kasvaa liian korkeaksi. Betonin  
puristuspinnan muoto on tässä tapauksessa suorakaiteen muotoinen. Kuvassa 11 on esitetty mitoi-  
tuseriaate momenttikapasiteetin määrittämiseen nyrkkikaavoilla.



KUVA 11. Momenttikapasiteetin määrittäminen nyrkkikaavoilla (Pylkkönen 2017)

Momenttikapasiteetti  $M_{Rd}$  lasketaan kaavasta

$$M_{Rd} = z * N_s$$

jossa sisäinen momenttivarsi  $z$  lasketaan kaavasta

$$z = 0,9 * d$$

ja jossa teräksissä vaikuttava vetovoima  $N_s$  lasketaan kaavasta

$$N_s = A_s * f_{yd}$$

missä

$M_{Rd}$  on rakenteen momenttikapasiteetti [Nmm].

$z$  on sisäinen momenttivarsi [mm].

$d$  on poikkileikkauksen tehollinen korkeus [mm].

$N_s$  on teräksissä vaikuttava vetovoima [N].

$A_s$  on terästen yhteenlaskettu pinta-ala [mm<sup>2</sup>].

$f_{yd}$  on terästen mitoituslujuus [N/mm<sup>2</sup>], joka lasketaan kaavasta  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ , jossa  $f_{yk}$  on teräksen ominaislujuus [N/mm<sup>2</sup>] ja  $\gamma_s$  on teräksen osavarmuuskerroin.

Teräksissä vaikuttavan vetovoiman  $N_s$  ja betonin puristusvoiman resultantin  $N_c$  välillä tulee toteutua seuraava ehto:

$$N_c \geq N_s$$

jossa puristusvoiman resultantti  $N_c$  lasketaan kaavasta

$$N_c = f_{cd} * x * b_w$$

missä

$N_c$  on puristusvoiman resultantti [N].

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo 28 vuorokauden ikäisenä yksikkönä N/mm<sup>2</sup>.  
 $f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ , jossa  $\alpha_{cc}$  on betonin puristuslujuuskerroin,  $f_{ck}$  on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä yksikkönä N/mm<sup>2</sup> ja  $\gamma_c$  on betonin osavarmuuskerroin.

$x$  on puristuspinnan korkeus [mm].

$b_w$  on puristetun uuman leveys [mm].

## 3.2 Leikkauskapasiteetti

Leikkauskapasiteetilla tarkoitetaan rakenteen kestävyttä ulkoisesta kuormituksesta ja ulkopuolisesta jännevoimasta aiheutuvaa leikkausvoimaa vastaan. Rakenteen leikkauskapasiteetti tarkistellaan raudoittamattomana tai raudoitettuna poikkileikkauksena. Esijännitetyissä rakenteissa rakenteen pituus-suuntainen normaalivoima aiheuttaa poikkileikkauksessa puristusta, mikä lisää leikkauskapasiteettia. Jos raudoittamattoman rakenteen poikkileikkauksen leikkauskapasiteetti on riittävä, leikkausraudoitukseksi valitaan minimiraudoitus. Jos leikkausvoima on suurempi kuin leikkauskapasiteetti, laskeaan rakenteen poikkileikkaukselle vaadittu leikkausraudoitus. Leikkausvoima ei saa kuitenkaan ylittää leikkauskapasiteetin ylärajaa.

### 3.2.1 Puristavan voiman vaikutus

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015) sivuilta 84–85, jollei muuta ole mainittu.

Esijännitetyissä betonirakenteissa punosten jännitys aiheuttaa rakenteen poikkileikkaukseen pituus-suuntaisen normaalivoiman, minkä seurauksena poikkileikkaus muodostuu puristetuksi. Poikkileikkauksen puristusjäännitys lisää rakenteen leikkauskapasiteettia termin  $V_p$  verran.

Puristusjäännityksestä aiheutuva leikkauskestävyys  $V_p$  lasketaan kaavasta

$$V_p = k_1 * \sigma_{cp} * b_w * d$$

missä

$k_1$  on 0,15. (Kussakin maassa käytettävän kertoimen  $k_1$  arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvo kertoimelle  $k_1$  on 0,15.)

$b_w$  on poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä korkeudella [mm].

$d$  on poikkileikkauksen tehollinen korkeus [mm].

$\sigma_{cp}$  on normaalivoimasta ja mahdollisesta jännevoimasta painopisteakselille aiheutuva betonin puristusjäännitys.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{pd}}{A_{c,ideal}} < 0,2 * f_{cd} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$N_{Pd}$  =  $0,9 * N_{Pk}$  missä  $N_{Pk}$  on esijännitysvoima jännityshäviöiden jälkeen.  
 $N_{Pd}$  on jännevoimasta aiheutuva poikkileikkauksen normaalivoima [N] ( $N_{Pd} > 0$  puristuksessa).

$A_{c,ideal}$  on betonipoikkileikkauksen idealisoitu pinta-ala [mm<sup>2</sup>].

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo 28 vuorokauden ikäisenä yksikkönä N/mm<sup>2</sup>.

Poikkileikkauksen puristusjännitystilän vaikutuksen huomioivan kertoimen  $\alpha_{cw}$  suositeltavat arvot ovat:

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad \text{kun } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 * f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{kun } 0,25 * f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 * f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 2,5 * \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \quad \text{Kun } 0,5 * f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 * f_{cd}$$

(Kussakin maassa käytettävät kertoimen  $\alpha_{cw}$  arvot voidaan esittää kansallisessa liitteessä.)

missä

$\sigma_{cp}$  on betonissa vallitsevan normaalivoiman mitoitusarvon aiheuttama keskimääräinen jännitys, puristus positiivisena. Tämä lasketaan käyttämällä betonipoikkileikkauksen bruttoalan keskiarvoa, rauditus huomioon otettuna. Jännitystä  $\sigma_{cp}$  ei tarvitse laskea leikkauksissa, jotka ovat lähempänä kuin  $0,5 * d * \cot \theta$  tuen reunalta.

### 3.2.2 Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskapasiteetti

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015) sivuilta 84–85, jollei muuta ole mainittu.

Kun betonirakenteen poikkileikkauksen leikkauskestävyys  $V_{Rd,c}$  on suurempi kuin leikkausvoiman mitoitusarvo  $V_{Ed,t}$ , rakenne voidaan mitoittaa raudoittamattomana poikkileikkauksena eli mitoitus ehdon  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + V_P$  tulee olla voimassa. Tällöin rakenteeseen tulee kuitenkin toteuttaa minimileikkausraudoitus  $A_{sw}$ .

Leikkauskestävyyden  $V_{Rd,c}$  mitoitusarvo lasketaan kaavasta

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b_w * d + V_p$$

vähimmäisarvon ollessa

$$V_{Rd,c} = v_{min} * b_w * d + V_p$$

missä

$C_{Rd,c}$  on  $\frac{0,18}{\gamma_c}$ . (Kussakin maassa käytettävän suureen  $C_{Rd,c}$  arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvo suurelle  $C_{Rd,c}$  on  $\frac{0,18}{\gamma_c}$ ).

$k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \leq 2,0$  missä poikkileikkauksen tehollinen korkeus  $d$  on millimetreinä.

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0,02$  on pääraudoituksen raudoitussuhde.

$f_{ck}$  on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä yksikkönä N/mm<sup>2</sup>.

$A_{sl}$  on tarkasteltavasta poikkileikkauksesta momentin itseisarvon pienenemissuuntaan vähintään mitan  $L_{bd} + d$  verran ulottuvan vetoraudoituksen pinta-ala SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kuvan 6.3 mukaan.  $A_{sl}$  määräytyy laskentapisteessä toimivien punosten määrän mukaan.

$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}$  (Kussakin maassa käytettävän suureen  $v_{min}$  arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvo "leikkauslujuudelle"  $v_{min}$  saadaan kaavasta  $v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ .)

### 3.2.3 Minimileikkausraudoitus

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015) sivuilta 154–155, jollei muuta ole mainittu.

Vaikka laskennallisesti rakenne ei tarvitsisi leikkausraudoitusta, tulee rakenteeseen toteuttaa minimileikkausraudoitus. Lisäksi leikkaushaarat helpottavat muun raudoituksen asennusta ja niiden avulla raudoitus pysyy paikoillaan valun aikana.



Minimileikkausraudoitus  $A_{sw}$  lasketaan kaavasta

$$A_{sw} = \rho_w * s * b_w * \sin \alpha$$

jossa leikkausraudoitussuhde  $\rho_w$  lasketaan kaavasta

$$\rho_w = \frac{0,08 * f_{ck}^{\frac{1}{2}}}{f_{yk}}$$

missä

$\rho_w$  on leikkausraudoitussuhde. (Suhteen  $\rho_w$  arvoksi valitaan vähintään  $\rho_{w,min}$ . Kussakin maassa palkeille käytettävän leikkausraudoitussuhteen vähimmäisarvo  $\rho_{w,min}$  voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvo saadaan kaavasta  $\rho_{w,min} = \frac{0,08 * f_{ck}^{\frac{1}{2}}}{f_{yk}}$ .)

$A_{sw}$  on leikkeiden kokonaisala pituudella  $s$  [mm<sup>2</sup>].

$s$  on leikkausraudoituksen jako mitattuna pitkin palkin pituusakselia [mm].

$b_w$  on palkin uuman leveys [mm].

$\alpha$  on leikkausraudoituksen ja pituusakselin välinen kulma asteina.

Leikkausraudoitteiden pituussuuntaisen jakoväli saa olla enintään  $s_{max}$  [mm]. Kussakin maassa käytettävän leikkausterästen pituussuuntaisen jakovälin arvo  $s_{max}$  voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvo saadaan kaavasta

$$s_{max} = 0,75 * d * (1 + \cot \alpha)$$

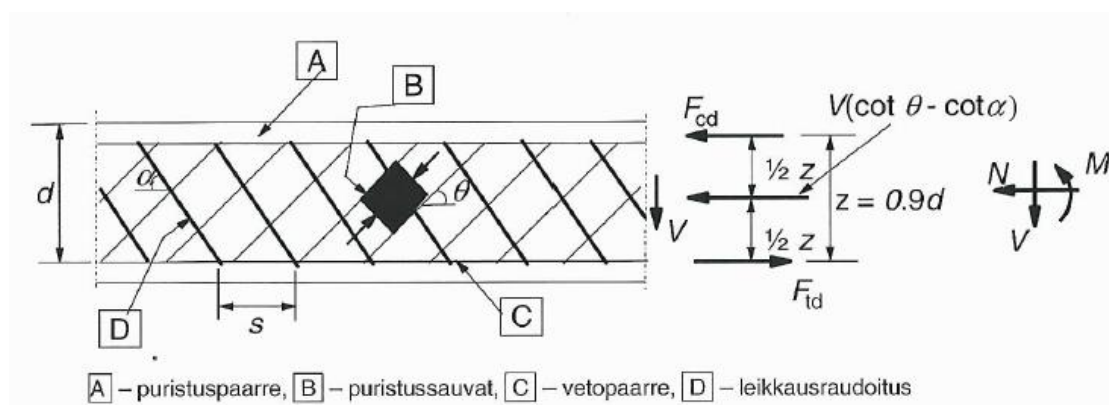
Leikkaushakojen leikkeiden väliset jakovälit saavat olla enintään  $s_{t,max}$  [mm]. Kussakin maassa käytettävän enimmäisjaon  $s_{t,max}$  arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvo saadaan kaavasta

$$s_{t,max} = 0,75 * d \leq 600mm$$

### 3.2.4 Leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskapasiteetti

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015) sivulta 87, jollei muuta ole mainittu.

Kun leikkausvoiman mitoitusarvo on suurempi kuin rakenteen poikkileikkauksen leikkauskapasiteetti eli  $V_{Ed} > V_{Rd,c} + V_{Pr}$ , mitoitetaan rakenne leikkausraudoitettuna. Leikkausraudoitettujen rakenneosien mitoitus perustuu ristikkomalliin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kuvan 6.5 esittämällä tavalla. Leikkausvoima siirtyy puristussauvaa pitkin vetovoimaksi pääteräksille. Lopuksi pääteräksien veto-voima siirtyy pystysuuntaisen leikkausraudoituksen välityksellä rakenteen yläreunaan puristuspariteelle betonin puristukseksi. Kuva 12 esittää ristikkomallin periaatteen.



KUVA 12. Leikkausraudoitettujen rakenneosien ristikkomalli ja merkinnät (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015, 87)

Kun rakenneosassa on vertikaalinen leikkausraudoitus, leikkauskestävyys  $V_{Rd,s}$  lasketaan kaavasta

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot \theta$$

missä

$A_{sw}$  on leikkausraudoituksen poikkileikkausala [mm<sup>2</sup>].

$s$  on hakojen hakaväli [mm].

$f_{ywd}$  on leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo [N/mm<sup>2</sup>].

$z$  on rakenneosan taivutusmomenttia vastaava sisäinen momenttivarsi tasakorkeassa rakenneosassa. Kun rakenneosassa ei ole normaalivoimaa, voidaan yleensä käyttää likiarvoa  $z = 0,9 * d$ .

$\theta$  on betonin puristussauvojen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan akselin välinen kulma. (Kussakin maassa käytettävät suureen  $\cot \theta$  raja- arvot

voidaan esittää kansallisessa liitteessä.) Suositeltavat rajat ovat  $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ , jolloin kulma  $\theta$  saa arvoja 22–45 asteen väliltä.

### 3.2.5 Leikkauskapasiteetin yläraja

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015) sivuilta 87–88, jollei muuta ole mainittu.

Rakenteeseen kohdistuva leikkausvoima  $V_{Ed}$  ei saa ylittää rakenteen poikkileikkauksen leikkauskapasiteetin ylärajaa  $V_{Rd,max}$ . Jos leikkausvoima on suurempi kuin leikkauskapasiteetin yläraja, poikkileikkauksen uumaan voi muodostua vino puristusmurto.

Leikkauskapasiteetin yläraja lasketaan kaavasta

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

missä

$\alpha_{cw}$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon poikkileikkauksen puristusjäännitystilän vaikutus.

$b_w$  on veto- ja puristuspaarteiden välinen pienin etäisyys [mm].

$v_1$  on leikkausvoiman vaikutuksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin. Kussakin maassa käytettävät kertoimen  $v_1$  arvot voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Pienennyskerroimen  $v_1$  suositusarvo on  $v_1 = 0,6 * \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right]$ , jossa  $f_{ck}$  on betonin lieeriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä yksikkönä N/mm<sup>2</sup>.

Jos leikkausraudoituksen mitoitusjäännitys on alle 80 % myötölujuuden ominaisarvosta  $f_{yk}$ , voidaan lujuuden pienennyskerroimelle  $v_1$  käyttää arvoja:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{kun } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$$

$$v_1 = 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5 \quad \text{kun } f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

### 3.2.6 Ontelolaatan leikkauskapasiteetti

Ontelolaatan leikkauskapasiteetin mitoitus suoritetaan SFS-EN 1168+A3 standardin kohtien 4.3.3.2.2.1 (A3> Yleinen todentamismenettely) ja 4.3.3.2.2.2 (Leikkauskestävyys halkeilemattomilla alueilla) mukaisesti.

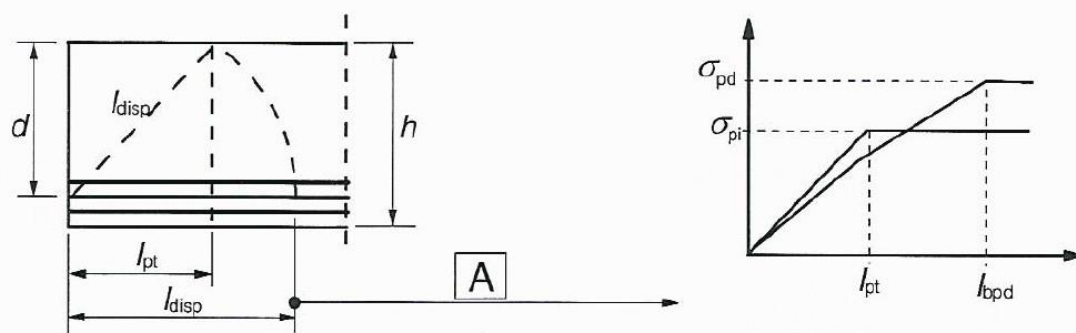
### 3.3 Pääterästen ankkurointi tuelle

Pääterästen ankkuroinnilla tarkoitetaan terästen ja betonin välisen kitkan edullista vaikutusta. Ulkoiset rasitukset ja sisäinen jännevoima aiheuttavat pääteräksille vetorasitusta, mikä pyrkii irrottamaan betonin ja teräkset toisistaan. Jos pääterästen riittävä ankkurointi ei toteudu, rakenteen kantokyky häviää lähes kokonaan.

#### 3.3.1 Punosten ankkurointipituus ja ankkuroitumiskapasiteetti tuelle jännevoiman laukaisun jälkeen

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015) sivuilta 145–146, jollei muuta ole mainittu.

Esijännitetyissä betonirakenteissa välittömästi jännevoiman laukaisun jälkeen jännevoima siirtyy täysin betonille siirtymäpituudella  $l_{pt}$ . Tämän jälkeen betonin jännitykset jakautuvat rakenteeseen jakaantumispituudella  $l_{disp}$  siten, että lopulta poikkileikkauksessa on lineaarinen jännitystilä. Kuva 13 havainnollistaa lineaarisen jännityksen jakaantumista rakenteessa.



**A** – Lineaarinen jännityksen jakautuminen rakenneosan poikkileikkauksessa

KUVA 13. Esijännitysvoiman siirtyminen tartuntajännebetoniin; pituusparametrit (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015, 145)

Jännevoimaa siirrettäessä sen voidaan olettaa siirtyvän betonin puristukseksi vakiosuuruisen tartuntajännityksen  $f_{bpt}$  avulla, joka lasketaan kaavasta

$$f_{bpt} = \eta_{p1} * \eta_1 * f_{ctd}(t)$$

jossa vetolujuuden mitoitusarvo jännevoiman siirtohetkellä  $f_{ctd}(t)$  lasketaan kaavasta

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} * 0,7 * \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c}, \text{ missä } \gamma_c = 1,5$$

ja jossa betonin keskimääräinen vetolujuus laukaisussa  $f_{ctm}(t)$  lasketaan kaavasta

$$f_{ctm}(t) = 0,3 * f_{ck,1vrk}^{\frac{2}{3}}$$

Betonin puristuslujuuden arvo laukaisussa  $f_{1vvrk}$  rajoitetaan arvoon

$$f_{ck,1vvrk} \leq C50/60$$

missä

$f_{bpt}$  on tartuntajännitys [N/mm<sup>2</sup>].

$\eta_{p1}$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon jänneteräksen tyyppi jännityksen siirrossa.  
 $\eta_{p1} = 2,7$  käytettäessä kuviopintaisia lankoja  
 $\eta_{p1} = 3,2$  käytettäessä 3- ja 7-lankaisia punoksia

$\eta_1$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon jänneteräksen tartuntaolosuhteet jännityksen siirrossa.  
 $\eta_1 = 1,0$  hyvissä tartuntaolosuhteissa  
 $\eta_1 = 0,7$  muissa tapauksissa, paitsi jos suurempi arvo on perusteltavissa erityisissä totettuamisolosuhteissa

$f_{cta}(t)$  on betonin vetolujuuden mitoitusarvo jännevoiman siirtohetkellä [N/mm<sup>2</sup>].

$\alpha_{ct}$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta riippuvat epäedulliset tekijät. Kussakin maassa käytettävä kertoimen  $\alpha_{ct}$  arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvo on 1,0.

$f_{ctm}(t)$  on betonin keskimääräinen vetolujuus [N/mm<sup>2</sup>].

$f_{ck,1vvrk}$  on betonin puristuslujuuden arvo laukaisussa [N/mm<sup>2</sup>].

Siirtymäpituuden perusarvo  $l_{pt}$  lasketaan kaavasta

$$l_{pt} = \alpha_1 * \alpha_2 * \phi * \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}}$$

jossa jänneteräksen jännitys juuri jännevoiman siirtymisen jälkeen  $\sigma_{pm0}$  lasketaan kaavasta

$$\sigma_{pm0} = \gamma_{P, fav} * \sigma_0 * \left(1 - \frac{JH_{1vvrk}}{100}\right)$$

missä

$l_{pt}$  on siirtymäpituuden perusarvo [mm].

$\alpha_1$	= 1,0	kun jännevoiman siirto tapahtuu hitaasti
	= 1,25	kun jännevoiman siirto tapahtuu nopeasti
$\alpha_2$	= 0,25	kun jänneteräksen poikkileikkaus on pyöreä
	= 0,19	kun käytetään 3- ja 7-lankaisia punoksia
$\phi$	on jänneteräksen nimellishalkaisija [mm].	
$\sigma_{pm0}$	on jänneteräksen jännitys juuri jännevoiman siirron jälkeen [N/mm <sup>2</sup> ].	
$\gamma_{P, fav}$	on jännevoiman osavarmuuskerroin. Laskettaessa siirtymäpituuden perusarvoa, jännevoiman osavarmuuskerroin on 1,0. (Muissa tapauksissa $\gamma_{P, fav} = 1,2$ .)	
$\sigma_0$	on punosten esijännitys [N/mm <sup>2</sup> ].	
$JH_{1vrk}$	on punosten jännityshäviö laukaisussa prosentteina.	

Siirtymäpituuden nimellisarvona käytetään epäedullisempaa seuraavista kahdesta arvosta mitoitustilanteesta riippuen:

$$l_{pt1} = 0,8 * l_{pt}$$

tai

$$l_{pt2} = 1,2 * l_{pt}$$

Tavallisesti pienempää arvoa käytetään jännevoiman siirtohetkellä syntyvien paikallisten jännitysten tarkistamiseen, suurempaa arvoa murtorajatilatarkasteluissa.

### 3.3.2 Punosten ankkurointipituus ja ankkuroitumiskapasiteetti tuelle murtorajatilassa

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015) sivulta 147, jollei muuta ole mainittu.

Murtorajatilassa tarkastetaan punosten ankkurointipituus ja ankkuroitumiskapasiteetti lopulliselle kuormitukselle. Tällöin betonin lujuus on kehittynyt 28 vuorokauden lujuuteensa ja punoksissa oletetaan vallitsevan punosten ominaislujuus  $\sigma_{p0,1k}$ . Jos punosten tartunnan tarkastelupiste valitaan lähempää tukea kuin kokonaistartuntapituuden täyttymiskohta, toimivien punosten määrää tulee laskeissa vähentää lineaarisesti laskentapisteen ja kokonaistartuntapisteen suhteessa. Esimerkiksi kymmenen punoksen jännebetonipalkissa esijännityksen ollessa  $1350 \text{ N/mm}^2$  ja betonin lujuuden ollessa

C50/60 kokonaistartuntapituudeksi, jolloin kaikki 10 punosta on tarttunut, saadaan 1475mm. Valitaan punoksien ankkuroinnin tarkastelupisteeksi 450mm (etäisyys palkin päästä). Tällöin saadaan tartunnassa toimivaksi punosmääräksi  $\frac{450mm}{1475mm} * 10 = 3,05$  eli palkin kohdassa 450mm tarttuu kolme punosta. Jätteiden ankkurointi tarkistetaan poikkileikkauksissa, joissa betonin vetojännitys ylittää arvon  $f_{ctk0,05}$ .

Ankkuroinnin tartuntalujuus murtorajatilassa  $f_{bpd}$  lasketaan kaavasta

$$f_{bpd} = \eta_{p2} * \eta_1 * f_{ctd}$$

jossa betonin vetolujuuden mitoitusarvo  $f_{ctd}$  lasketaan kaavasta

$$f_{ctd} = 0,7 * \frac{f_{ctm}}{\gamma_C}, \text{ missä } \gamma_C = 1,35$$

missä

$f_{bpd}$  on ankkuroinnin tartuntalujuus murtorajatilassa [N/mm<sup>2</sup>].

$\eta_{p2}$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon jänneteräksen tyyppi ja tartuntaolosuhteet ankkuroinnin kohdalla.

$\eta_{p2} = 1,4$  käytettäessä kuviopintaisia lankoja

$\eta_{p2} = 1,2$  käytettäessä 7-lankaisia punoksia

$\eta_1$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon jänneteräksen tartuntaolosuhteet jännityksen siirrossa.

$\eta_1 = 1,0$  hyvissä tartuntaolosuhteissa

$\eta_1 = 0,7$  muissa tapauksissa, paitsi jos suurempi arvo on perusteltavissa erityisissä totettuamisolosuhteissa

$f_{ctd}$  on betonin vetolujuuden mitoitusarvo murtorajatilassa [N/mm<sup>2</sup>].

$f_{ctm}$  on betonin keskimääräinen vetolujuus murtorajatilassa [N/mm<sup>2</sup>].  $f_{ctm}$  lasketaan SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin taulukon 3.1 kaavojen mukaan.

$f_{ck}$  on betonin puristuslujuuden arvo 28 vuorokauden ikäisenä [N/mm<sup>2</sup>].

Betonin sitkeyden vähentyessä lujuuden myötä rajoitetaan arvoa  $f_{ctk0,05}$  tässä lujuusluokkaa C60/75 vastaavaan arvoon, ellei voida osoittaa, että keskimääräinen tartuntalujuus nousee tämän rajan yli.

Kokonaisankkurointipituus  $l_{bpd}$  ankkuroitaessa jänneterästä, jonka jännitys on  $\sigma_{pd}$ , lasketaan kaavasta

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \frac{\alpha_2 * \phi * (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty})}{f_{bpd}}$$

jossa jänteen jännitys kaikkien jännityshäviöiden jälkeen  $\sigma_{pm\infty}$  lasketaan kaavasta

$$\sigma_{pm\infty} = \sigma_0 * \left(1 - \frac{JH_{\infty}}{100}\right)$$

missä

$l_{bpd}$  on kokonaisankkurointipituus [mm].

$l_{pt2}$  on siirtymäpituuden mitoitusarvo [mm]. Ks. alaotsikon 2.3.1 laskut.

$\alpha_2$  = 0,25 kun jänneteräksen poikkileikkaus on pyöreä  
= 0,19 kun käytetään 3- ja 7-lankaisia punoksia

$\sigma_{pd}$  on punosten laskentalujuus [N/mm<sup>2</sup>], joka lasketaan kaavasta  $\sigma_{pd} = \frac{\sigma_{p0,1k}}{\gamma_P}$ , jossa  $\sigma_{p0,1k}$  on punosten ominaislujuus ja  $\gamma_P$  on punosten osavarmuuskerroin.

$\sigma_{pm\infty}$  on jänteen jännitys kaikkien jännityshäviöiden jälkeen [N/mm<sup>2</sup>].

$JH_{\infty}$  on punosten lopullinen jännityshäviö prosentteina.

### 3.3.3 Harjaterästankojen ankkuroitumiskapasiteetti ja ankkuroitumispituus murtorajatilassa

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015) sivuilta 130–136, jollei muuta ole mainittu.

Tartuntalujuuden tulee murtorajatilassa olla riittävä estämään tartunnan pettämisestä aiheutuva murtuminen. Palkkia mitoitettaessa riittävän tartunnan tulee toteutua tuen pituudella. Tartuntapituuteen tulee ottaa huomioon ylös taivutettujen tankojen pyörityksestä johtuva tartuntapituuden muutos eli niisanottu koukun vaikutus. Terästen ankkurointipituuteen vaikuttaa teräksen tyyppi ja tankojen tartuntaominaisuudet.

Harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvona  $f_{bd}$  murtorajatilassa voidaan käyttää arvoa

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$$



missä

$f_{bd}$  on tartuntalujuuden mitoitusarvo [N/mm<sup>2</sup>].

$\eta_1$  = 1,0 hyvissä tartuntaolosuhteissa.

$\eta_1$  = 0,7 kaikissa muissa tapauksissa ja liukuvaletuissa rakenneosissa oleville tangoille, ellei voida osoittaa, että hyvät tartuntaolosuhteet vallitsevat.

$\eta_2$  riippuu tangon halkaisijasta

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

$$\eta_2 = \frac{132-\phi}{100} \text{ kun } \phi \geq 32\text{mm}$$

Ankkurointipituudelta vaadittava perusarvo  $l_{b,rqd}$  saadaan seuraavasta kaavasta, kun ankkuroidaan tangossa vallitsevaa voimaa  $A_s * \sigma_{sd}$  ja kun tartuntalujuus  $f_{bd}$  oletetaan vakioksi:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

missä

$l_{b,rqd}$  on ankkurointipituuden perusarvo [mm].

$\sigma_{sd}$  on tangon mitoitusjännitys kohdassa, jossa ankkurointipituus mitataan [N/mm<sup>2</sup>].

$\phi$  on tangon halkaisija [mm].

Taivutettujen tankojen vaadittava ankkurointipituuden perusarvo  $l_b$  ja mitoitusarvo  $l_{bd}$  mitataan pitkin tangon keskiviivaa.

Ankkurointipituuden mitoitusarvo  $l_{bd}$  lasketaan kaavasta

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

missä

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$  ovat SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin taulukon 8.2 mukaisia kertoimia.

$l_{b,min}$  on ankkurointipituuden vähimmäisarvo, ellei muu rajoitus tule kyseeseen [mm].

$l_{b,min}$  vetovoimaa ankkuroitaessa on  $l_{b,min} \geq \max\{0,3 * l_{b,rqd}; 10 * \phi; 100\text{mm}\}$

$l_{b,min}$  puristusvoimaa ankkuroitaessa on  $l_{b,min} \geq \max\{0,6 * l_{b,rqd}; 10 * \phi; 100\text{mm}\}$

Betonipeitteen vähimmäisarvosta riippuvaan kertoimeen  $\alpha_2$  vaikuttava mitta  $c_d$  määräytyy SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kuvan 8.3 mukaan.

Hakojen ja leikkausraudoitusten ankkuroinnissa tulee täyttyä SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kuvan 8.5 ehdot.

Tankoa taivutettaessa käytettävän taivutustelan vähimmäishalkaisijan tulee olla sellainen, että vältetään tangon taivutushalkeamilta ja betonin vahingoittumiselta tangon taivutuskohdan sisäpuolella.

Taivutustelan halkaisijaa ei tarvitse tarkistaa betonin vahingoittumisen kannalta, jos seuraavat ehdot pätevät:

- Tangon ankkurointiin riittää mitta  $\leq 5\phi$  taivutuksen päättymiskohdasta tai tankoa, jonka taivutuksen sisäpuolella on poikittaistanko, ei sijoiteta reunalle (taivutustaso ei ole lähellä betonin pintaa).
- Taivutustelan halkaisijan tulee olla vähintään SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin taulukon 8.1N mukainen.

Harjateräksen koukun ankkuroitumiskapasiteetti  $F_{bt}$  lasketaan kaavasta

$$F_{bt} = \frac{\phi_{m,min} * f_{cd}}{\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi}}$$

missä

$F_{bt}$  on koukun ankkuroitumiskapasiteetti [N].

$\phi_{m,min}$  on taivutustelan halkaisijan vähimmäisarvo [mm].

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo 28 vuorokauden ikäisenä yksikkönä N/mm<sup>2</sup>. Puristuslujuuden mitoitusarvo rajoitetaan arvoon  $f_{cd} \leq 55 \text{ N/mm}^2$ . ( $\gamma_c = 1,5$ ).

$a_b$  on puolet tarkasteltavien tankojen tai tankonippujen välisestä keskiöetäisyydestä koh-tisuoraan taivutuksen tasoa vastaan [mm]. Tangoissa tai tankonipuissa, joka sijaitsee reunimmaisena rakenneosan pinnan vieressä, mittana  $a_b$  käytetään betonipeitettä lisättynä  $\frac{\phi}{2}$ .

$\phi$  on tartuntatangon halkaisija [mm].

Harjateräksen suoran osuuden ankkuroitumiskapasiteetti  $F_{b1D}$  lasketaan kaavasta

$$F_{b1D} = \frac{l_{eff}}{l_{bd}} * \sigma_{sd} * A_{sw}$$

missä

$F_{b1D}$  on tartuntatangon suoran osan ankkuroitumiskapasiteetti [N].

$l_{eff}$  on tangon pituus tuen reunalta taivutuskohdan alkamispisteeseen [mm]. Suorilla tan-  
goilla tangon pituus on tuen reunalta palkin päähän vähennettynä suojabetonipeite.

$\sigma_{sd}$  on teräksen laskentajännitys valitussa laskentapisteessä [N/mm<sup>2</sup>].

$A_{sw}$  on tartuntatangon pinta-ala [mm<sup>2</sup>].

Harjateräksen suoran osuuden ankkuroitumiskapasiteetti määritetään SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kohdan 8.4 mukaan.

### 3.3.4 Punosten ankkuroinnin täydentäminen harjateräslenkeillä

Vaikka palkin läpi menee sama määrä punoksia pituussuunnassa koko palkin pituudella, kaikki punokset eivät toimi palkin päässä tukialueella täydellä ankkuroitumiskapasiteetilla punosten kokonaistartuntapituuden ja jännitysten siirtymisen vuoksi. Tästä voi seurata lisääankuroinnin tarve, joka varmistetaan lisäämällä harjateräslenkejä palkin päihin. Vaadittu ankkurointivoima muodostuu leikkausvoiman ja normaalivoiman summasta eli  $F_{Ed} = 0,5 * V_{Ed} * \cot \theta + N_{Ed}$ .

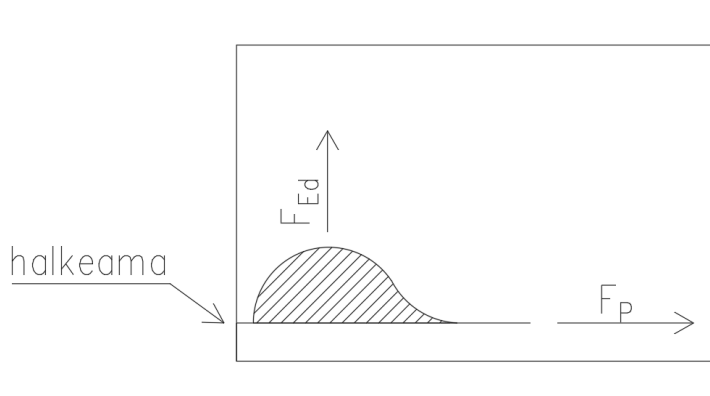
### 3.4 Halkaisuraudoitus ja palkin pään pystyraudoitus

Esijännitetyn rakenteen päihin aiheutuu punosten tartuntajänteistä halkaisuvoima  $F_{Ed}$ , joka pyrkii halkaisemaan palkin pään poikittaissuunnassa punosten korkeudelta. Jos jänteet sijaitsevat rakenteessa epäkeskeisesti, syntyy palkin päähän halkaisuvoimien lisäksi pystysuuntainen reunavetovoima  $F_a$ , joka pyrkii halkaisemaan palkin pään poikittaissuunnassa noin puolesta välistä palkin korkeudelta.

#### 3.4.1 Jännevoiman siirron aiheuttamat halkaisuvoimat ja niiden vaatima hakaraudoitus

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta Jännebetonielementtien erityiskysymyksiä 2014 (Isoherranen 2014), jollei muuta ole mainittu.

Kuvassa 16 esitetään jännevoimasta aiheutuva halkaisuvoima. Punoksissa oleva esijännitysvoima aiheuttaa tartunnan välityksellä palkin päähän jännityksen, jonka resultantti muodostaa halkaisuvoiman  $F_{Ed}$ . Halkaisuvoiman suunta on ylöspäin, jonka seurauksena punoksien tasalle pyrkii muodostumaan halkeama. Tätä halkeamaa pyritään estämään pystysuuntaisella raudoituksella. Kuvassa 14 on esitetty halkaisuvoiman sijainti ja suunta sekä halkeaman muodostumisen kohta.



KUVA 14. Jännevoiman siirron aiheuttama halkaisuvoima palkin päässä (Pylkkönen 2017)

Punosten aiheuttama mitoitushalkaisuvoima  $F_{Ed}$  lasketaan kaavasta

$$F_{Ed} = 0,25 * \gamma_{p, fav} * (F_{Pk} - F_{cm})$$

jossa jännevoiman ominaisarvo laukaisussa  $F_{Pk}$  lasketaan kaavasta

$$F_{Pk} = n_p * A_p * \sigma_0 * (1 - JH_{1vrk})$$

ja jossa jänneryhmän painopisteen alapuolella oleva jännevoiman aiheuttama voima betonissa  $F_{cm}$  lasketaan kaavasta

$$F_{cm} = \sigma_{cm} * A_c$$

missä

$\gamma_{P, fav}$  = 1,2 on murtorajatilan kerroin jännevoimalle lähteestä poiketen (lähteessä  $\gamma = 1,15$ ).

$F_{Pk}$  on jännevoiman ominaisarvo laukaisussa [N].

$F_{cm}$  on jänneryhmän painopisteen alapuolella olevan jännevoiman aiheuttama voima betonissa [N].

$n_p$  on punosten kappalemäärä.

$A_p$  on yhden punoksen pinta-ala [mm<sup>2</sup>].

$\sigma_0$  on punosten esijännitys [N/mm<sup>2</sup>].

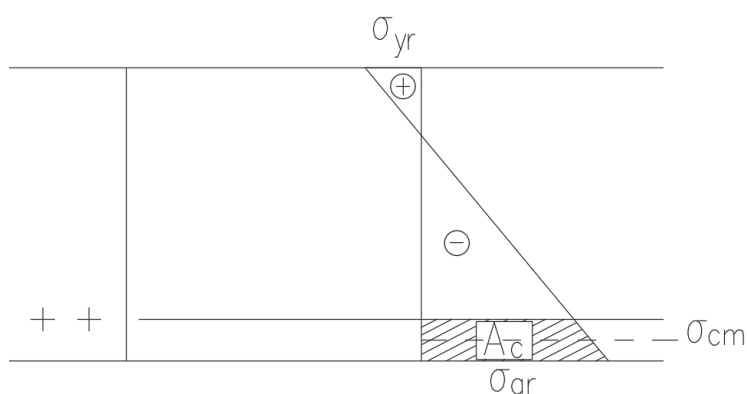
$JH_{1vrk}$  on punosten jännityshäviö laukaisussa  $\left[ \frac{\%}{100\%} \right]$ .

$\sigma_{cm}$  on jänneryhmän painopisteen alapuolella olevan jännevoiman aiheuttama jännitys betonissa [N/mm<sup>2</sup>].

$A_c$  on jänneryhmän painopisteen alapuolella olevan betonin pinta-ala [mm<sup>2</sup>].

Kuvassa 15 on esitetty jänneryhmän painopisteen alapuolella olevan jännevoiman aiheuttama jännitys betonissa sekä jänneryhmän painopisteen alapuolella olevan betonin pinta-ala.

### Reunajännitykset



KUVA 15. Betonin jännitys  $\sigma_{cm}$  ja pinta-ala  $A_c$  (Pylkkönen 2017)

Halkaisuraudoitus  $A_{sh}$  lasketaan kaavasta [mm<sup>2</sup>]

$$A_{sh} = \frac{F_{Ed}}{F_{yd}}$$

missä

$F_{Ed}$  on halkaisuvoima [N].

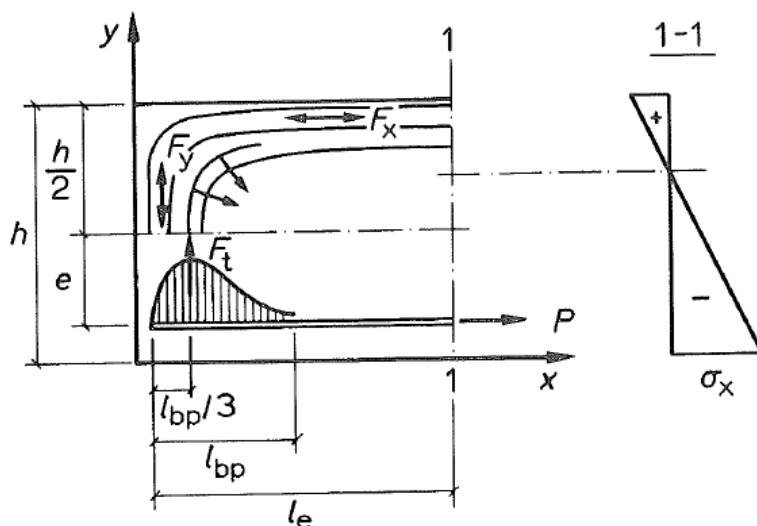
$F_{yd}$  on halkaisuraudoituksen sallittu jännitys [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]. Halkaisuraudoituksen jännityksen arvoa ei pitäisi valita suuremmaksi kuin  $300 \text{ N}/\text{mm}^2$  eli  $f_{yd} \leq 300 \text{ N}/\text{mm}^2$ .

Halkaisuvoiman resultantti sijaitsee noin etäisyydellä  $\frac{l_{bp}}{3}$  jänteen päästä. Sitä varten laitettava rauditus voidaan jakaa tasaisesti matkalle  $(0,5 \dots 0,7) * l_{bp}$ .  $l_{bp}$  on esijännitysvoiman siirtymäpituuden mitoitusarvo laukaisussa.

### 3.4.2 Jännevoiman siirron aiheuttamat reunavetoimet ja niiden vaatima pystyraudoitus palkin päässä

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005 by 210 (Leskelä 2005) sivulta 609, jollei muuta ole mainittu.

Kuvan 16 esittää reunavetoimien aiheutumisen palkin päässä. Reunavetoima  $F_d$  (kuvassa käytetty merkintää  $F_y$ ) muodostuu jännevoiman epäkeskisyyden seurauksena palkin päähän. Reunavetoima vaikuttaa pystysuunnassa ja se pyrkii halkaisemaan palkin pään noin korkeuden puolesta välistä.



KUVA 16. Tartuntajänteiden aiheuttamat halkaisuvoimat ja reunavetoimet (Teräsbetonirakenteet: RIL 125 1986, 94)

Reunavetoima  $F_d$  lasketaan kaavasta

$$F_d = \frac{0,015 * F_{Pd}}{1 - \sqrt{\frac{2 * e_p}{h}}}$$

jossa jännevoiman laskenta-arvo  $F_{Pd}$  lasketaan kaavasta

$$F_{Pd} = \gamma_p * F_{Pk}$$

jossa  $F_{Pk}$  lasketaan kaavasta

$$F_{Pk} = n_p * A_p * \sigma_0 * (1 - H_{1vrrk})$$

missä

$F_{Pd}$  on jännevoiman laskenta-arvo [N].

$e_p$  on jännevoiman epäkeskisyys palkin painopisteakselista [mm]. Lisäksi epäkeskisyydelle on voimassa ehto  $e_p \leq 0,45 * h$ .

$h$  on rakenteen kokonaiskorkeus [mm].

$\gamma_p$  = 1,2 on jännevoiman osavarmuuskerroin.

Palkin pään pystyraudoitus  $A_{sp}$  lasketaan kaavasta [mm<sup>2</sup>]

$$A_{sp} = \frac{F_d}{F_{yd}}$$

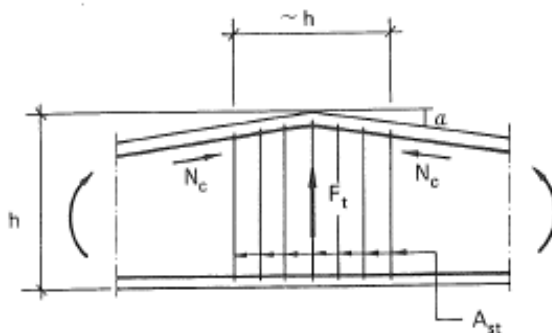
missä

$F_d$  on reunavetovoima [N].

$F_{yd}$  on pystyraudoituksen sallittu jännitys [N/mm<sup>2</sup>]. Pystyraudoituksen jännityksen arvoa ei pitäisi valita suuremmaksi kuin 300 N/mm<sup>2</sup> eli  $f_{yd} \leq 300 \text{ N/mm}^2$ .

### 3.5 Harjapalkin harjan haat

Koska harjapalkin ylälaippa on kalteva, puristusjännityksen resultantti suuntautuu yläviistoon. Tämä puristusvoima vaikuttaa palkin harjan molemmilla puolilla yhtä suurena. Kun puristusvoiman suunta on yläviistoon, muodostuu palkin harjalle nostovoima kuvan 17 mukaan. Tätä nostovoimaa vastaan tulee toteuttaa riittävä pystysuora hakaraudoitus, jolla sidotaan yhteen palkin uuma ja ylälaippa. Nostava voima voidaan laskea kolmella eri tavalla; HI-palkkien suunnitteluohjeen, RakMK B4: n ja lujuusopin mukaan. Virallinen laskentatapa on HI-palkkien suunnitteluohjeen mukainen laskenta.



KUVA 17. Poikittainen vetovoima  $F_t$  ja sen vaatima raudoitus  $A_{st}$  kuperan taitteen alueella (Suomen Betoniyhdistys, 1984, 231)

### 3.5.1 Nostava voima ja harjan hakaraudoitus HI-palkkien suunnitteluohjeen mukaan

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta jännitettyjen I- ja HI-palkkien suunnitteluohjeet (Elementtisuunnittelu) sivulta 30, jollei muuta ole mainittu.

Harjan nostava voima  $F_{vr}$  HI-palkkien suunnitteluohjeen mukaan lasketaan kaavasta

$$F_{vr} = 1,8 * A_p * \frac{f_{p,0,1k}}{\gamma_p} * \sin \alpha$$

missä

$F_{vr}$  on nostava voima harjalla [N].

$A_p$  on punosten pinta-ala [mm<sup>2</sup>].

$f_{p,0,1k}$  on punosten myötölujuus [N/mm<sup>2</sup>].

$\gamma_p$  on punosten osavarmuuskerroin.

$\alpha$  on harjan kaltevuuskulma asteina.

Tarvittava uuman raudoitus harjan kohdalla  $A_{s,vr}$  lasketaan kaavasta

$$A_{s,vr} = \frac{F_{vr} * \gamma_s}{f_{yk,vr}}$$

missä

$A_{s,vr}$  on tarvittavan hakaraudoituksen pinta-ala [mm<sup>2</sup>].



$f_{yk, vr}$  on hakateräksien myötölujuus [N/mm<sup>2</sup>].

$\gamma_s$  on hakateräksien osavarmuuskerroin.

Haat voidaan sijoittaa alueelle  $l_{vr}$ , joka on suurempi arvoista  $\frac{d_{pr}}{2}$  tai 1000 mm, kun  $d_{pr}$  on hyötykorkeus harjan kohdalla.

### 3.5.2 Nostava voima ja harjan hakaraidoitus RakMK B4 mukaan

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta by16 1984 (Suomen Betoniyhdistys 1984) sivulta 231, jollei muuta ole mainittu.

Harjan nostava voima  $F_t$  RakMK B4 mukaan lasketaan kaavasta

$$F_t = 2,5 * M_{Ed} * \frac{\sin \alpha}{h}$$

missä

$F_t$  on nostava voima harjalla [N].

$M_{Ed}$  on laskentamomentti murtorajatilassa [Nmm].

$\alpha$  on harjan kaltevuuskulma asteina.

$h$  on palkin korkeus harjan kohdalla [mm].

Tarvittava uuman raudoitus harjan kohdalla  $A_{s, vt}$  lasketaan kaavasta

$$A_{s, vt} = \frac{F_t * \gamma_s}{f_{yk, vr}}$$

missä

$A_{s, vt}$  on tarvittavan hakaraidoituksen pinta-ala [mm<sup>2</sup>].

$f_{yk, vr}$  on hakateräksien myötölujuus [N/mm<sup>2</sup>].

$\gamma_s$  on hakateräksien osavarmuuskerroin.

Hakateräkset tulisi ulottua noin palkin korkeuden levyiselle alueelle keskeisesti suhteessa palkin harjaan.

## 3.5.3 Nostava voima ja harjan hakaraidoitus lujusopin mukaan

Harjan nostava voima  $F_d$  lujusopin mukaan lasketaan kaavasta

$$F_d = 2 * N_c * \sin \alpha$$

jossa puristus- tai vetoresultantti  $N_c$  lasketaan kaavasta

$$N_c = \frac{f_{p,0,1k}}{\gamma_p} * A_p$$

missä

$F_d$  on nostava voima harjalla [N].

$N_c$  on puristus- tai vetoresultantti [N].

$\alpha$  on harjan kaltevuuskulma asteina.

$f_{p,0,1k}$  on punosten myötölujuus [N/mm<sup>2</sup>].

$\gamma_p$  on punosten osavarmuuskerroin.

$A_p$  on punosten pinta-ala [mm<sup>2</sup>].

Tarvittava uuman raudoitus harjan kohdalla  $A_{s,vt}$  lasketaan kaavasta

$$A_{s,vt} = \frac{F_d * \gamma_s}{f_{yk,vt}}$$

missä

$A_{s,vt}$  on tarvittavan hakaraidoituksen pinta-ala [mm<sup>2</sup>].

$f_{yk,vt}$  on hakateräksien myötölujuus [N/mm<sup>2</sup>].

$\gamma_s$  on hakateräksien osavarmuuskerroin.

## 4 JÄNNITYSHÄVIÖT

Tartuntajännepalkin jänneterästen jännityshäviöt muodostuvat alkuhäviöistä sekä pitkäaikaisista häviöistä. Alkuhäviöt syntyvät rakenteen valmistusvaiheessa ja ne voivat aiheutua

- jänneterästen kiinnityslaitteissa mahdollisesti tapahtuvista liukumista
- jänneterästen relaksaatiosta kiinnityslaitteissa
- betonin kimmoisesta kokoonpuristumisesta jänneterästen laukaisun jälkeen
- sekä jänneterästen lämpötilan noususta, mikäli betonia kovetetaan lämpökäsittelyn avulla.

Pitkäaikaiset jännityshäviöt aiheutuvat betonin virumisesta ja kutistumisesta sekä jänneterästen relaksaatiosta, mikä aiheutuu ulkoisesta kuormituksesta. (Mikkola, Nyman, Paasikallio 1986, 94.)

Jännityshäviöt tarkastellaan eri ajankohdissa. Ensimmäisenä tutkitaan jännityshäviöt heti jännevoiman laukaisun jälkeen. Seuraava tarkasteluajankohta on 28 vuorokautta, joilloin betoni on saavuttanut täyden lujuutensa. Jännityshäviöt lasketaan myös mahdollisen liittovalun ajan hetkellä tai lopullisten kuormitusten alkamisajankohdasta. Lopuksi tutkitaan tilanne, jossa aikaa on kulunut ääretön aika.

## 5 PALOMITOITUS

Rakenteen palomitoituksessa tutkitaan terästen tai punoksien kriittisiä lämpötiloja palotilanteen kuormilla. Kriittisten lämpötilojen mukaan määräytyy terästen keskiöetäisyyden vaatimus betonin pinnasta sekä uuman leveyden vähimmäisarvo. Jännebetonirakenteiden palomitoitus suoritetaan SFS-EN 1992-1-2 standardin mukaan. Palomitoitus suoritetaan sekä pää- että leikkausraudoitukselle.

### 5.1 Pääraudoituksen palomitoitus

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta SFS-EN 1992-1-2 (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2005) sivulta 39, jollei muuta ole mainittu.

Pääraudoituksen palomitoituksessa tarkastellaan pääraudoituksen kriittistä lämpötilaa palotilanteen kuormia vastaavan teräsjännityksen mukaan. Tämä kriittinen lämpötila voi lisätä pääraudoituksen keskiöetäisyyttä betonipintaan sekä uuman leveyttä. Teräsbetoni- ja jännebetonipalkkien palonkestävyys voidaan katsoa riittäväksi, jos noudatetaan SFS-EN 1992-1-2 standardin taulukoiden 5.2...5.7 mukaisia arvoja ja sääntöjä. Uuman paksuuden luokka Suomessa on WC, mikä ilmenee kansallisessa liitteessä (SFS-EN 1992-1-2 2005-05-30, 45).

Teräksen jännitys palotilanteen kuormilla  $\sigma_{s,fi}$  lasketaan kaavasta

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} * \frac{f_{yk}(20^{\circ}C)}{\gamma_s} * \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}$$

missä

$\sigma_{s,fi}$  on pääteräksen jännitys palotilanteen kuormilla [N/mm<sup>2</sup>].

$E_{d,fi}$  on kuormien vaikutusten mitoitusarvo palotilanteessa määritettynä EN 1991-1-2 mukaisesti lämpölaajenemisten ja muodonmuutosten vaikutuksen mukaan lukien [N/mm<sup>2</sup>].

$E_d$  on normaalilämpötilamitoitusta vastaava voiman tai momentin mitoitusarvo kuormien perusyhdistelmälle. (ks. standardi EN 1990)

$f_{yk}(20^{\circ}C)$  on teräksen ominaislujuus tai punoksen murtolujuus [N/mm<sup>2</sup>].

$\gamma_s$  on teräksen tai punoksen osavarmuusluku.

$\frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}$  on raudoituksen käyttöaste.  $A_{s,req}$  on murtorajatilassa tarvittavan raudoituksen ala [mm<sup>2</sup>].  $A_{s,prov}$  on käytettävän raudoituksen ala [mm<sup>2</sup>].

Palotilanteen teräsjännityksen avulla määritetään pääteräksien kriittinen lämpötila  $\theta_{cr}$  SFS-EN 1992-1-2 standardin kuvan 5.1 mukaisesti.

Pääteräksen keskiöetäisyys betonipinnasta  $a_{mod}$  lasketaan kaavasta

$$a_{mod} = a + \Delta a$$

jossa keskiöetäisyyden muutos  $\Delta a$  lasketaan kaavasta

$$\Delta a = 0,1 * (500 - \theta_{cr})$$

missä

$a_{mod}$  on vaadittu pääterästen keskiöetäisyys betonipinnasta [mm].

$a$  on pääterästen keskiöetäisyyden vähimmäisarvo betonipinnasta SFS-EN 1992-1-2 standardin taulukoiden 5.2...5.7 mukaan [mm].

$\Delta a$  on keskiöetäisyyden muutos [mm].

$\theta_{cr}$  on pääterästen kriittinen lämpötila palotilanteen teräsjännityksellä [°C].  
 $350^{\circ}C < \theta_{cr} < 700^{\circ}C$

Vetosauvoille ja palkeille, jotka mitoitetaan alle  $400^{\circ}\text{C}$  kriittisen lämpötilan  $\theta_{cr}$  mukaan, suurennetaan poikkileikkauksen mittoja siten, että vedetyn rakenneosan tai palkin vedetyn alueen vähimmäisleveyttä suurennetaan.

Palkin vedetyn alueen leveys  $b_{mod}$  lasketaan kaavasta

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8 * (400 - \theta_{cr})$$

$b_{mod}$  on vaadittu palkin vedetyn alueen leveys [mm].

$b_{min}$  on vaadittavaan standardipalonkestävyyteen liittyvä vähimmäisleveys SFS-EN 1992-1-2 standardin taulukoiden 5.2...5.7 mukaan [mm].

$\theta_{cr}$  on pääterästen kriittinen lämpötila palotilanteen teräsännityksellä [ $^{\circ}\text{C}$ ].  
 $\theta_{cr} < 400^{\circ}\text{C}$

## 5.2 Leikkausraudoituksen palomitoitus

Leikkausraudoituksen palomitoitus suoritetaan SFS-EN 1992-1-2 2005-05-30 standardin taulukon 5.5 mukaan. Leikkausraudoituksen palomitoituksessa tulee toteutua yllä mainitun standardin taulukon esittämät teräksen vähimmäiskeskietäisyydet betonipintaan eri uuman leveyksillä.

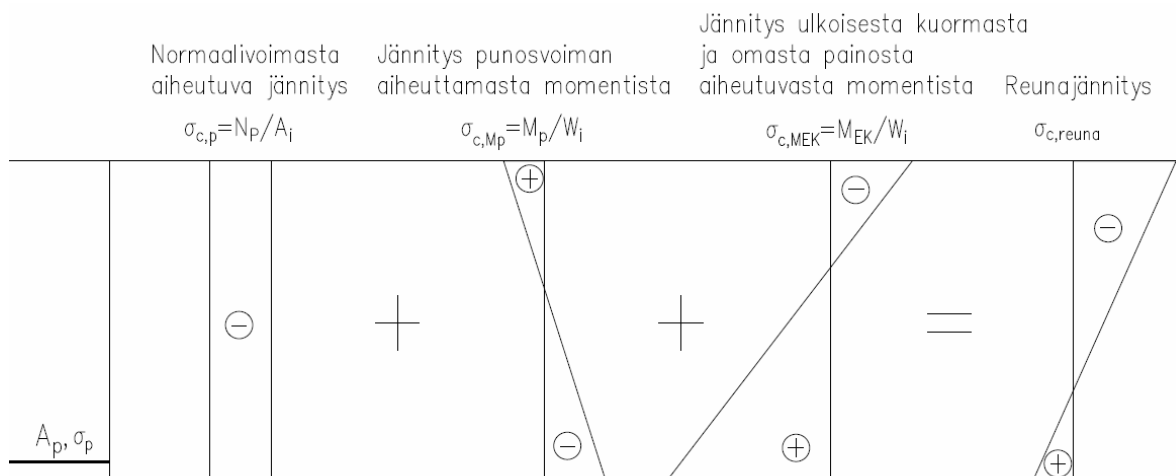
## 6 KÄYTTÖRAJATILAMITOITUS

Esijännitettyjen betonirakenteiden käyttörajatilamitoituksessa tarkastettavia asioita ovat reunajännitykset ja halkeilukapasiteetti, halkeamaleveyden määrittäminen, palkin yläpinnan halkeilu jännevoimasta ja elementin nostosta sekä taipuman määrittäminen. Käyttörajatilassa kuormille tai materiaaleille ei anneta osavarmuuskertoimia eli käyttörajatilamitoitus suoritetaan materiaalien ominaisarvoilla ja valitulla kuormitusyhdistelmällä, kuten pitkäaikaisella, tavanomaisella tai ominaisyhdistelmällä.

### 6.1 Reunajännitykset

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat JBPalkkiEC2-ohjelman lähdekoodista (Korhonen 2013).

Esijännitetyn betonirakenteen reunajännitykset aiheutuvat jännevoimasta, ulkoisesta rasituksesta sekä rakenteen omasta painosta. Reunajännitykset tarkastellaan palkin ylä- ja alareunassa eri ajan hetkillä. Tyypilliset tarkasteluajankohdat ovat laukaisu, 28 vuorokautta, kuormituksen alkaminen, liittovaikutuksen alkaminen sekä viisi vuotta, jolloin kaikkien jännityshäviöiden voidaan katsoa tapahtuneen. Rasitusluokat voivat aiheuttaa vaatimuksia reunajännityksien arvoille. Esimerkiksi rasitusluokassa XC3 pitkäaikaisilla kuormilla palkissa ei saa esiintyä vetojännityksiä. Kuvassa 18 on esitetty reunajännityksiä aiheuttavat tekijät.



KUVA 18. Reunajännitysten muodostuminen (Pylkkönen 2017)

Betonin reunajännitys  $\sigma_{c,reuna}$  lasketaan kaavasta

$$\sigma_{c,reuna} = \sigma_{c,p} + \sigma_{c,Mp} + \sigma_{c,MEK}$$

jossa punosvoimasta aiheutuvan normaalivoiman aiheuttama jännitys  $\sigma_{c,p}$  lasketaan kaavasta

$$\sigma_{c,p} = \frac{N_p}{A_i}$$

ja jossa punosvoimasta aiheutuvan momentin aiheuttama jännitys  $\sigma_{c,Mp}$  lasketaan kaavasta

$$\sigma_{c,Mp} = \frac{M_p}{W_i}$$

ja jossa ulkoisesta kuormasta ja omasta painosta aiheutuvan momentin aiheuttama jännitys  $\sigma_{c,MEK}$  lasketaan kaavasta

$$\sigma_{c,MEK} = \frac{M_{EK}}{W_i}$$

missä

$\sigma_{c,reuna}$  on betonin reunajännitys [N/mm<sup>2</sup>].

$\sigma_{c,p}$  on punosvoimasta aiheutuvan normaalivoiman aiheuttama jännitys [N/mm<sup>2</sup>].

$\sigma_{c,Mp}$  on punosvoimasta aiheutuvan momentin aiheuttama jännitys [N/mm<sup>2</sup>].

$\sigma_{c,MEK}$  on ulkoisesta kuormasta ja omasta painosta aiheutuvan momentin aiheuttama jännitys [N/mm<sup>2</sup>].

$N_p$  on punosvoiman resultantti [N].

$A_i$  on idealisoidun poikkileikkauksen pinta-ala [mm<sup>2</sup>].

$M_p$  on punosvoimasta aiheutuva momentti [Nmm].  $M_p = N_p * e$ , missä  $e$  on punosvoiman resultantin etäisyys poikkileikkauksen painopisteestä [mm].

$W_i$  on idealisoidun poikkileikkauksen taivutusvastus tarkasteltavan reunan suhteen [mm<sup>3</sup>].

$M_{EK}$  on ulkoisesta kuormasta ja omasta painosta aiheutuva momentti [Nmm].

## 6.2 Halkeilukapasiteetin määrittäminen

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat JBPalkkiEC2-ohjelman lähdekoodista (Korhonen 2013), jollei muuta ole mainittu.

Halkeilukapasiteetin määrittämisessä lasketaan rakenteeseen kohdistuva suurin sallittu momentti, jolla betonin taivutusvetolujuus ei ylitä. Halkeilukapasiteetti määritetään eri ajan hetkille, jotka ovat tyypillisesti alaotsikossa 5.1 mainitut ajankohdat. Halkeilukapasiteetin määrittämisessä tulee ottaa huomioon liitтоваikutuksen kehittyminen eri ajan hetkien kuormien ja poikkeileikkausarvojen laskennassa. Liittovalun toteuttamishetkellä rakenteen jäykkyys ei vielä vastaa liittorakenteen lopullista jäykkyyttä. Liittovalun tai liitтоваikutuksen huomioiva halkeilukapasiteetti  $M_{R,lv}$  lasketaan kaavasta

$$M_{R,lv} = \left( \frac{(-N_P)}{A_i} + \frac{(-M_P)}{W_i} + \frac{M_{lv}}{W_i} + \sigma_{c,\Delta vk} - f_{ctm,fl} \right) * (-W_{i,lv}) + M_{lv}$$

jossa betonin keskimääräinen taivutusvetolujuus  $f_{ctm,fl}$  määrityy SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kaavasta 3.23

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left( 1,6 - \frac{h}{1000} \right) * f_{ctm}; f_{ctm} \right\}$$

Halkeilukapasiteetti jännevoiman aiheuttamasta normaalivoimasta ja momentista  $M_R$  lasketaan kaavasta

$$M_R = \left( \frac{(-N_P)}{A_i} + \frac{(-M_P)}{W_i} - f_{ctm,fl} \right) * (-W_i)$$

missä

$M_R$  on halkeilukapasiteetti jännevoiman aiheuttamasta normaalivoimasta ja momentista [Nmm].

$M_{R,lv}$  on liittovalun tai liitтоваikutuksen huomioiva halkeilukapasiteetti [Nmm].

$M_{lv}$  on liittovalun aikaisista kuormista aiheutuva momentti [Nmm].

$\sigma_{c,\Delta vk}$  on eri aikaan valettujen betonien kutistuma- ja virumaeroista aiheutuva jännitys elementin vedetyllä reunalla [N/mm<sup>2</sup>].

$f_{ctm,fl}$  on betonin keskimääräinen taivutusvetolujuus [N/mm<sup>2</sup>].



$f_{ctm}$  on SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin taulukon 3.1 mukainen betonin keskimääräinen vetolujuus [N/mm<sup>2</sup>].

$h$  on rakenneosan kokonaiskorkeus [mm].

### 6.3 Halkeaman leveyden määrittäminen

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015) sivuilta 123–124, jollei muuta ole mainittu.

Rakenteen vedetylle reunalle syntyy halkeama, kun vedetyn reunan jännitys ylittää betonin vetolujuuden. Jos rakenteen vedetty reuna halkeaa, tulee tarkastella halkeamaleveys, joka ei saa ylittää sille asetettuja tapauskohtaisia raja-arvoja.

Halkeamaleveys  $w_k$  lasketaan kaavasta

$$w_k = s_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

jossa suurin halkeamaväli  $s_{r,max}$  lasketaan kaavasta

$$s_{r,max} = k_3 * c + \frac{k_1 * k_2 * k_4 * \phi}{\rho_{p,eff}}$$

ja jossa keskimääräisen raudoituksessa vaikuttavan venymän  $\varepsilon_{sm}$  ja betonin keskimääräisen venymän  $\varepsilon_{cm}$  erotus halkeamien välillä lasketaan kaavasta

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_s}$$

missä

$w_k$  on halkeamaleveys [mm].

$s_{r,max}$  on suurin halkeamaväli [mm].

$\varepsilon_{sm}$  on keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä promilleina. Katso SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin s.123 tarkempi tunnuksen määrittäminen.

$\varepsilon_{cm}$  on keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä promilleina.

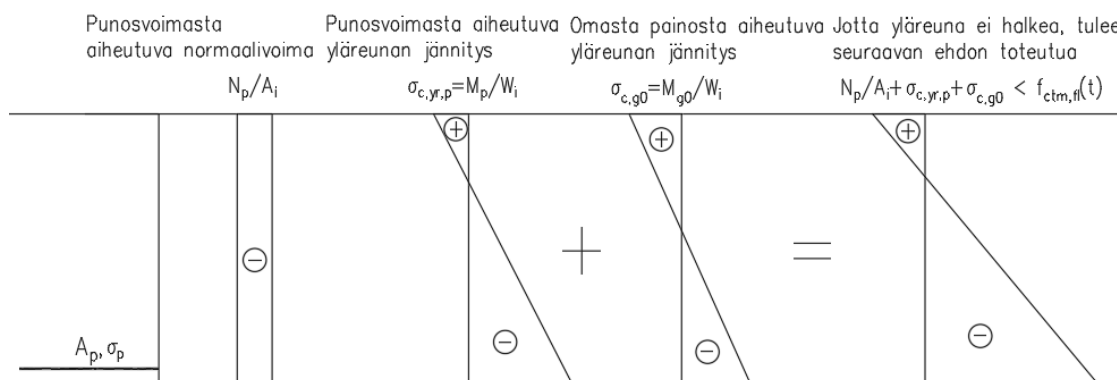
$k_{1,2,3,4}$  kertoimet määräytyvät SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kohdan 7.3.4 mukaan.

$c$	on vetorausoituksen betonipeite [mm].
$\phi$	on tangon halkaisija [mm]. Katso SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin s.124 tarkempi tangon halkaisijan määrittäminen.
$\rho_{p,eff}$	arvo lasketaan SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kaavan 7.10 mukaan.
$\sigma_s$	on vetorausoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen [N/mm <sup>2</sup> ].
$k_t$	on kerroin, joka riippuu kuorman vaikutusajasta.
$f_{ct,eff}$	on betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeaminen voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan [N/mm <sup>2</sup> ]. $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ tai sitä pienempi $f_{ctm}(t)$ , jos halkeilun syntyminen on odotettavissa ennen 28 vuorokauden ikää.
$\alpha_e$	on suhde $\frac{E_s}{E_{cm}}$ .
$E_s$	on vetoteräksen kimmokerroin [N/mm <sup>2</sup> ].
$E_{cm}$	on betonin sekanttimoduuli [N/mm <sup>2</sup> ].

#### 6.4 Palkin yläpinnan halkeilu jännevoiman päästössä ja nostossa

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat JBPalkkiEC2-ohjelman lähdekoodista (Korhonen 2013), jollei muuta ole mainittu.

Palkin laukaisussa punosvoiman epäkeskeisyys neutraaliakseliin nähden aiheuttaa momentin, jonka seurauksena palkin yläreuna muodostuu vedetyksi. Vetojännitystä lisää palkin oma paino, kun elementti nostetaan jännitysalustalta. Nostossa suurin momentti palkin yläpinnassa muodostuu nostokohtiin statiikan sääntöjen mukaan. Punosvoimasta ja nostosta aiheutuvien vetojännityksien summasta muodostuu palkin yläpinnan vetojännitys. Jos tämä vetojännitys ylittää betonin laukaisuhetken vetolujuuden, palkin yläreuna halkeaa ja halkeamaleveys tulee tarkastaa. Lisäksi nostossa tulee tarkastaa ulokkeen kestävyys, ettei uloke "katkea" nostokohdasta. Kuvassa 19 on esitetty reunajännitysten muodostuminen rakenteessa jännevoiman päästössä ja nostossa.



KUVA 19. Palkin yläreunan jännitys elementin nostossa (Pylkkönen 2017)

Palkin yläreunan halkeamiskapasiteetti  $M_{R,y}$  lasketaan kaavasta

$$M_{R,y} = \left( \frac{-N_p}{A_i} + \frac{M_p}{W_i} + \frac{M_{g0}}{W_i} - f_{ctm,fl}(t) \right) * W_i$$

jossa betonin keskimääräinen taivutusvetolujuus laukaisussa  $f_{ctm,fl}(t)$  määräytyy SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kaavasta 3.23

$$f_{ctm,fl}(t) = \max \left\{ \left( 1,6 - \frac{h}{1000} \right) * f_{ctm}(t); f_{ctm}(t) \right\}$$

missä

$M_{R,y}$  on palkin yläreunan halkeamiskapasiteetti [Nmm].

$M_{g0}$  on omasta painosta aiheutuva momentti [Nmm].

$f_{ctm,fl}(t)$  on betonin keskimääräinen taivutusvetolujuus laukaisussa [N/mm<sup>2</sup>].

$f_{ctm}(t)$  on SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kaavan 3.4 mukainen betonin keskimääräinen vetolujuus laukaisussa [N/mm<sup>2</sup>].

Palkin yläreunan halkeamaleveyden määrittäminen suoritetaan samalla tavalla kuin tämän ohjeen kohdassa 5.3 on esitetty. Kaavoissa on kuitenkin otettava huomioon tarkasteluajankohta poikkileikkauksuureiden sekä materiaaliominaisuuksien laskennassa.

## 6.5 Taipuman määrittäminen

Jännebetonipalkin taipuma vaihtelee sen elinkaaren aikana. Heti laukaisun jälkeen palkki taipuu ylöspäin jännevoimasta aiheutuvasta momentista. Tällöin palkkiin vaikuttaa jännevoiman lisäksi palkin omapaino. Jännebetonipalkin taipuma määritetään eri aikaväleille, joita ovat tyypillisesti 1...3 vuorokautta, 3...28 vuorokautta, 28 vuorokaudesta kuormituksen alkamisajankohtaan sekä kuormituksen alkamisajankohdasta 1825 vuorokauteen. Liittovalun hetkellä rakenteeseen kohdistuu ulkoista rasitusta, joka pyrkii taivuttamaan rakennetta alaspäin. Tällöin rakenne ei kuitenkaan vielä toimi liittorakenteena, joten taipuman suuruus määräytyy alkuperäisen rakenteen poikkileikkauksarvojen mukaan. Kun rakenteessa on toteutunut liittovaikutus, myöhempien ulkoisten kuormien aiheuttamat taipumat määräytyvät liittopoikkileikkauksen mukaan. Lopullinen taipuma muodostuu eri aikavälien taipumien summasta. Jännebetonirakenteilla kokonaistaipuma rakenteelle tulevista kuormista rajoitetaan arvoon  $\frac{L}{200}$  [mm]. Kokonaistaipuma tukilinjasta saa olla enintään  $\frac{L}{250}$  [mm]. Nämä taipumien raja-arvot ovat yleisesti hyväksi katsottuja arvoja, jotka eivät löydy yksiselitteisesti Eurokoodista. JBPalkkiEC2-ohjelmassa taipuman laskenta suoritetaan palkin pituussuuntaisten viipaleiden eli laskentapisteiden käyritysmien summan avulla.

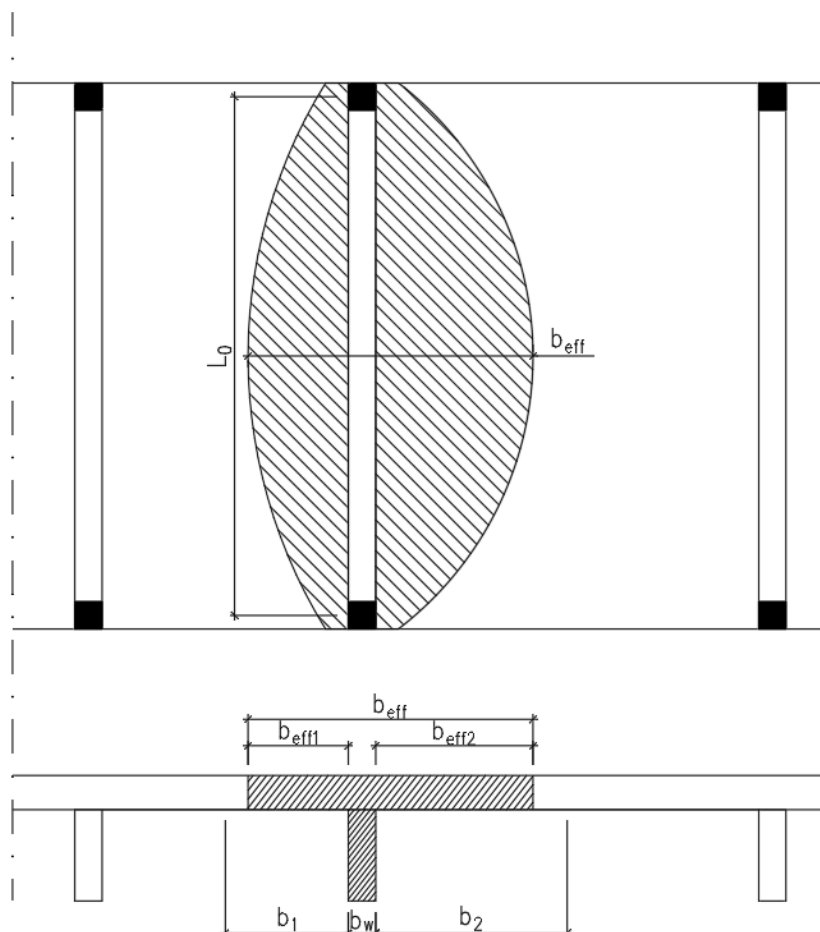
## 7 LIITTORAKENTEET

Liittorakenteella tarkoitetaan sellaista rakennetta, jossa kaksi tai useampi eri jäykkyyden omaava rakenneosaa toimii yhdessä parantaen rakenteen kantokykyä sekä pienentäen taipumia. Tyypillinen liittorakenne on esimerkiksi ontelolaatan ja paikallavalun muodostama laatasto. Liittovaikutus edellyttää rakenneosien välisen hyvän tartunnan, joka voidaan toteuttaa kitkan tai raudoituksen avulla. Liittorakenteen voimasuureiden ja poikkileikkausarvojen laskennassa tulee huomioida eri aikaan valettujen betonien viruma- ja kutistumaerot sekä betonin lujuuden kehitys.

### 7.1 Liittotoiminnan leveyden määrittäminen

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1 2013 by 211 (Suomen betoniyhdistys 2013) sivuilta 115–116, jollei muuta ole mainittu.

Liittotoiminnan leveyden määrittäminen tulee kyseeseen elementtipalkkirakenteen ja pintarakenteiden muodostaman liittorakenteen yhteydessä. Liittotoiminnan leveyteen vaikuttavat palkkien väli sekä taivutusmomentin arvot palkin pituussuunnassa. Suurin liittotoiminnan leveys on momentin maksimikohdassa. Liittotoiminnan leveyttä saa ottaa huomioon vain palkin sellaisilla alueilla, joissa taivutusmomentti on positiivinen eli rakenteen ylälaita on puristettu. (Suomen Betoniyhdistys 2013, 115.) Kuvassa 20 on esitetty liittotoiminnan leveyden jakaantuminen liittorakenteessa.



KUVA 20. Liittotoiminnan tehollinen leveys (Pylkkönen 2017)

Liittotoiminnan tehollinen leveys  $b_{eff}$  lasketaan kaavasta

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w$$

jossa  $b_{eff,i}$  lasketaan palkin molemmille puolille erikseen kaavasta

$$b_{eff,i} = \min \begin{cases} 0,2 * b_i + 0,1 * L_0 \\ 0,2 * L_0 \\ b_i \end{cases}$$

missä

$b_{eff}$  on liittotoiminnan tehollinen kokonaisleveys [mm].

$b_{eff,1}$  on palkin vasemman puolinen liittotoiminnan tehollinen leveys [mm], joka määräytyy  $b_{eff,i}$  mukaan.

$b_{eff,2}$  on palkin oikean puolinen liittotoiminnan tehollinen leveys [mm], joka määräytyy  $b_{eff,i}$  mukaan.

$b_w$  on palkin uuman leveys [mm].

$b_i$  on palkkien välisen keskiöetäisyyden puolikas väennettynä  $\frac{b_w}{2}$  [mm].

$L_0$  on momentin nollakohtien välinen etäisyys palkin pituus suunnassa [mm].

## 7.2 Työsauman mitoitus murtorajatilassa

Tässä luvussa käytetyt kaavat ovat teoksesta SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu 2015) sivuilta 91–92, jollei muuta ole mainittu.

Liittorakenteeseen kohdistuvat ulkoiset rasitukset pyrkivät taivuttamaan kuormitettua rakennetta, minkä seurauksena rakenteessa pyrkii syntymään liukumaa elementtirakenteen ja liittobetonin työsaumassa. Kun tämä liukuma estetään kitkalla tai raudoituksella, työsaumaan muodostuu leikkausjännityksiä. Myös betonin kutistuma- ja virumaerot eri aikaan valetuilla betoneilla aiheuttavat leikkausjännityksiä työsaumassa.

Eri aikaan valettujen betoniosien välisessä rajapinnassa vaikuttavan leikkausjännityksen edellytetään täyttävän seuraavan ehdon:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd}$$

Leikkausjännitys työsaumassa  $\tau_{Ed}$  lasketaan kaavasta

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} * S}{I_i * b}$$

missä

$\tau_{Ed}$  on leikkausjännitys työsaumassa [N/mm<sup>2</sup>],

$V_{Ed}$  on leikkausvoiman mitoitusarvo [N],

$S$  on liittobetonin staattinen momentti [mm<sup>3</sup>], joka lasketaan kaavasta  $S = A_{LV} * y$ , missä  $A_{LV}$  on liittobetonin pinta-ala [mm<sup>2</sup>] ja  $y$  on liittobetonin painopisteen etäisyys liittorakenteen painopisteestä [mm],

$I_i$  on liittorakenteen idealisoidun poikkileikkauksen jäyhyysmomentti [mm<sup>4</sup>] ja

$b$  on sauman leveys rakenteen poikkisuunnassa [mm]. (RTT Rakennusteollisuus ry, Valmisosarakentaminen II, 48.)

Leikkauskestävyyden mitoitusarvo työsaumassa  $\tau_{Rd}$  on

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

jossa  $\rho = \frac{A_s}{A_i}$  ja  $\tau_{Rd} = \tau_{Ed} \leq 0,5 * v * f_{cd}$

Edellä mainittujen kaavojen avulla voidaan ratkaista rajapinnan läpi kulkevan radoituksen vaadittu poikkileikkausala kaavasta

$$A_s = \frac{A_i}{f_{yd} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha)} * (\tau_{Ed} - c * f_{ctd} - \mu * \sigma_n)$$

missä

$\tau_{Rd}$  on leikkausjännityksen mitoitusarvo työsaumassa [N/mm<sup>2</sup>].

$c$  ja  $\mu$  ovat kertoimia, jotka riippuvat rajapinnan karheudesta SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kohdan 6.2.5 mukaan.

$f_{ctd}$  on betonin vetolujuuden mitoitusarvo [N/mm<sup>2</sup>] SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kohdan 3.1.6 mukaan.

$\sigma_n$	on rajapintaan kohdistuva ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys, joka vaikuttaa samaan aikaan rajapinnan leikkausvoiman kanssa [N/mm <sup>2</sup> ]. Normaalijännitys $\sigma_n$ määräytyy SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kohdan 6.2.5 mukaan.
$\rho$	on suhdeluku $\frac{A_s}{A_i}$ , jossa $A_s$ on rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala [mm <sup>2</sup> ] ja $A_i$ on rajapinnan pinta-ala [mm <sup>2</sup> ].
$f_{yd}$	on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ].
$\alpha$	määritellään SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kuvassa 6.9 ja se rajoitetaan välille $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .
$v$	on lujuuden pienennyskerroin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC standardin kohdan 6.2.2 mukaan.
$f_{cd}$	on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo 28 vuorokauden ikäisenä [N/mm <sup>2</sup> ].

### 7.3 Eri aikaan valettujen betonien kutistumat ja virumat

Eri aikaan valettujen betonien kutistuma- ja virumaerojen vaikutus liittorakenteen toimintaan tarkastellaan Valmisosarakentaminen II osa 1, Liittorakenteet kohdan 4.3 mukaan.

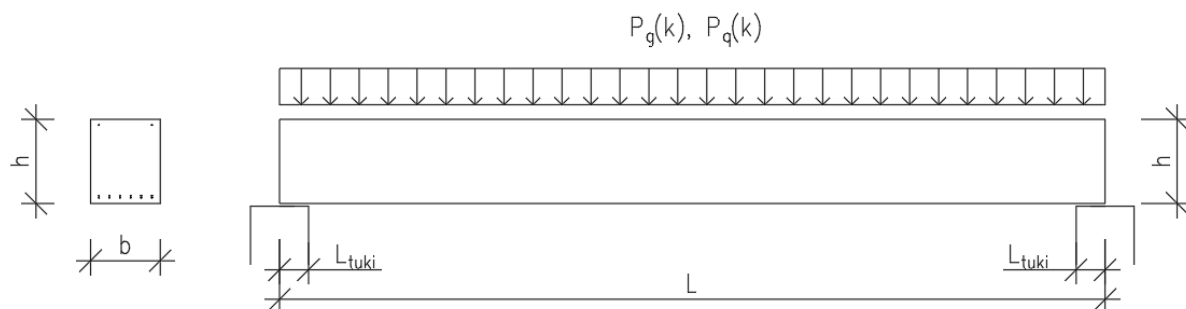


## 8 1-AUKKOISEN VAPAASTI TUETUN JK-PALKIN LASKENTAESIMERKKI

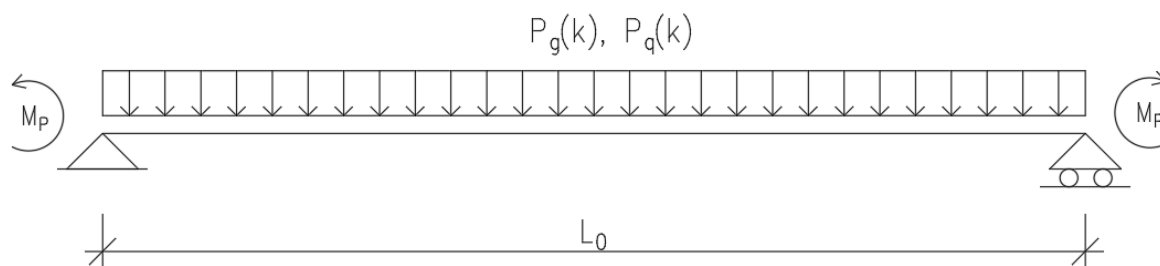
Tässä laskentaesimerkissä lasketaan toimistorakennuksen välipohjapalkki, jonka päällä on O32-ontelolaatasto. Laskentaesimerkki sisältää mitta- ja kuormatiedot sekä rakennemallin, raudoituslaskelmat JBPalkkiEC2-ohjelmalla, murtorajatilan käsinlaskun ja raudoituspiirustuksen mitoitetusta palkista.

## 8.1 Mitta- ja kuormatiedot sekä rakennemalli

mitta- ja kuormatiedot:



rakennemalli:



mittatiedot:

- palkin pituus  $L = 5700\text{mm}$
- palkin leveys  $b = 480\text{mm}$
- palkin korkeus  $h = 580\text{mm}$
- tukipituudet  $L_{tuki} = 200\text{mm}$

kuormatiedot:

- pysyvät kuormat:  $P_g(k) = 86\text{ kN/m}$  (ilman palkin omaa painoa)
- hyötykuormat:  $P_q(k) = 60\text{ kN/m}$ , kuormaluokka B
- Jännevoimasta aiheutuva momentti  $M_p$

betoni:

- C50/60-1, laukaisulujuus C30/37
- maksimi raekoko 16mm

punokset:

- alapunokset 12 kpl J12,5
- yläpunokset 2 kpl J12,5

teräs (haat ja lenkit):

- A500HW

Palkin laskennassa käytettävä pituus tuen keskeltä keskelle  $L_0 = 5700\text{mm} - 200\text{mm} = 5500\text{mm}$ .

## 8.2 Raudoituslaskelmat JBPalkkiEC2-ohjelmalla

Raudoituslaskelmat JBPalkkiEC2-ohjelmalla ovat esitetty liitteessä 2.

## 8.3 Murtorajatilan käsinlasku ja vertailu JBPalkkiEC2-ohjelman raudoituslaskelmiin

Murtorajatilan käsinlasku on esitetty liitteessä 1. Taulukkoon 1 on koottu käsinlaskun ja JBPalkkiEC2 raudoituslaskelman murtorajatilatarkastelun tulokset ja tuloksia on verrattu toisiinsa.

Taulukko 1. Laskujen vertailutaulukko (Pylkkönen 2017)

Laskettu asia	Käsinlasku	JBPalkkiEC2	Ero
Momenttikapasiteetti	785 kNm	786 kNm	0,13 %
leikkauskestävyys $V_p$	117 kN	117 kN	0 %
Leikkauskestävyyden mitoitusarvo $V_{Rd,c}$	131 kN	131 kN	0 %
Minimileikkausraudoitus	543 mm <sup>2</sup>	543 mm <sup>2</sup>	0 %
Leikkausraudoitus pisteessä 550mm	1652 mm <sup>2</sup>	1652 mm <sup>2</sup>	0 %
Leikkauskapasiteetin yläraja	1919 kN	1895 kN	1,3 %

## 8.4 Raudoituspiirustus esimerkkilaskusta

Esimerkkilaskun raudoituspiirustus on esitetty liitteessä 3.

## 9 TULOSTEN POHDINTA

Opinnäytetyön tavoitteena oli tehdä kattava ohje jännebetonirakenteiden suunnitteluun. Ohjeeseen saatiin koottua lähes kaikki jännebetonirakenteiden suunnitteluun tarvittavat teoriat ja kaavat. Kuitenkin muutama käsiteltävistä aiheista jouduttiin korvaamaan pelkällä lähdeviittauksella standardiin käytettävän ajan rajallisuuden vuoksi. Tämä ohje on suunnattu jo ammatissa toimiville rakennesuunnittelijoille tai punossuunnittelijoille. Ohjeen käyttäminen vaatii mekaniikan sekä lujuusopin täydellistä hallitsemista. Lisäksi ohjeen lukijan pitää perehtyä ohjeessa viitattuihin standardeihin ja muihin betonirakentamisen ohjeisiin.

Murtorajatilan käsinlaskennasta voidaan todeta, että se on suoritettu oikein. Käsinlaskennan tulokset vastaavat riittäväällä tarkkuudella JBPalkkiEC2-ohjelman raudoituslaskelmien tuloksiin. Tuloksien erot ovat pääasiassa alle prosentin. Pienet erot tuloksissa voivat johtua väliarvojen pyöristyksistä. Esimerkiksi käsinlaskemalla ja JBPalkkiEC2-ohjelmalla saadut momenttikapasiteetit ovat hyvin lähellä toisiaan. Momenttikapasiteetiksi käsinlaskussa saatiin  $785,2 \text{ kN}$  kun taas ohjelman laskema arvo oli  $786,2 \text{ kN}$ . Eroa kahden tuloksen välillä on noin  $1,3 \text{ ‰}$ , joten voidaan todeta, että käsinlaskenta on suoritettu oikein. Pieni ero momenttikapasiteetissa voi johtua puristuspinnan ohutkerrosten lukumäärästä, joita käsinlaskennassa on 10 ja JBPalkkiEC2-ohjelmassa 50.

Kaikenkaikkiaan opinnäytetyö onnistui hyvin. Ohjeen tekoprosessista on ollut paljon hyötyä omassa ammatillisessa kehityksessäni. Ohje on myös antanut valmiudet työskennellä jännebetonirakenteiden suunnittelijana Insinööritoimisto Laaturakenne Oy:ssä. Tämän ohjeen käsinlaskuesimerkkiä tullaan jatkamaan myöhemmin lopuista ohjeesta esiteltävistä aiheista.

## LÄHTEET

- ELEMENTTISUUNNITTELU. Runkorakenteet [verkkoaineisto].2010[viitattu 2017-01-10]. Saatavissa: [www.elementtisuunnittelu.fi/Download/22592/Runkorakenteet\\_9%20%202010.pdf](http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/22592/Runkorakenteet_9%20%202010.pdf)
- Elementtisuunnittelu.fi [verkkoaineisto]. [viitattu 2017-01-10] Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/palkit/matalapalkit>
- Polku: Elementtisuunnittelu.fi. Runkorakenteet. Palkit. Matalapalkit.
- Elementtisuunnittelu.fi [verkkoaineisto]. [viitattu 2017-01-12] Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/liittorakenteet>
- Polku: Elementtisuunnittelu.fi. Runkorakenteet. Liittorakenteet.
- ELEMENTTISUUNNITTELU. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan osa 8: Taipuma [verkkoaineisto].2010[viitattu 2017-01-15]. Saatavissa: [https://www.google.fi/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0ahU-KEWjOnIPHnL\\_TAhVIApoKHfHhD24QFggqMAA&url=http%3A%2F%2Fwww.elementtisuunnittelu.fi%2FDownload%2F23188%2FLeaflet\\_8\\_Taipuma.pdf&usq=AFQjCNGl9vnaUnogE1umOOPF-zvcFvipzA&cad=rja](https://www.google.fi/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0ahU-KEWjOnIPHnL_TAhVIApoKHfHhD24QFggqMAA&url=http%3A%2F%2Fwww.elementtisuunnittelu.fi%2FDownload%2F23188%2FLeaflet_8_Taipuma.pdf&usq=AFQjCNGl9vnaUnogE1umOOPF-zvcFvipzA&cad=rja)
- ELEMENTTISUUNNITTELU. Jännitettyjen I- ja HI-palkkien suunnitteluohjeet [verkkoaineisto]. [viitattu 2017-03-02]. Saatavissa: [www.elementtisuunnittelu.fi/Download/21936/HI-palkkien%20suunnitteluohjeet.pdf](http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/21936/HI-palkkien%20suunnitteluohjeet.pdf)
- ISOHERRANEN, Harri. Jännebetonielementtien erityiskysymyksiä 2014. Fira.
- KORHONEN, Ari. JBPalkkiEC2 2013 [lähdekoodi]. Kuopio: Insinööritoimisto Laaturakenne Oy.
- LESKELÄ, Matti. 2005. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005 by 210. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys.
- MIKKOLA, Martti. NYMAN, Karl-Gustav. PAASIKALLIO, Kari. 1986. Jännebetonirakenteiden mekaniikka ja mitoitus. 1-luokan betonirakenteiden suunnittelija 1986 by 131. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
- PYLKKÖNEN, Jussi 2017. Havainnekuvat.
- PYLKKÖNEN, Jussi 2017. Laskujen vertailutaulukko.
- RTT RAKENNUSTEOLLISUUS. Valmisosarakentaminen II, Osa 1, Liittorakenteet. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.
- TERÄSBETONIRAKENTEET. RIL 125 1986. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- EUROKOODI 2: BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. 2015. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. SFS-EN 1992-1-1+A1+AC. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto.
- EUROKOODI 2: BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. 2005. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. SFS-EN 1992-1-2. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto.
- SUOMEN BETONIYHDISTYS. 1984. Suunnittelun sovellusohjeet ja Betoninormien RakMK B4 suunnitteluosa, RakMK B1 ja B2 1984-12-05 by 16. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
- SUOMEN BETONIYHDISTYS. 2011. Betoninormit 2012 by 50. Helsinki: BY-Koulutus Oy.
- SUOMEN BETONIYHDISTYS. 2013. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1 2013 by 211. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

## LIITTEET

## Liite 1. Murtorajatilan käsinlaskut

Lähtöarvoja:

Punokset J12.5:

Punoksen esijännitys	$\sigma_0 = 1350 \text{ N/mm}^2$
Punoksen kimmokerroin	$E_p = 195000 \text{ N/mm}^2$
Punoksen halkaisija	$d = 12,5 \text{ mm}$
Punoksen pinta- ala	$A_p = 93 \text{ mm}^2$
Punoksen osavarmuuskerroin	$\gamma_p = 1,1$
(tehtaan laatutarkastuksen perusteella)	
Jänneteräksen 0,1- rajan ominaislujuus	$f_{p0.1k} = 1640 \text{ N/mm}^2$
Jänneteräksen 0,2- rajan ominaislujuus	$f_{p0.2k} = 1860 \text{ N/mm}^2$
Punoksissa vaikuttava jännitys kuormituksesta	

$$\sigma_p = \sigma_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_p} = \frac{1640 \text{ N/mm}^2}{1,1} = 1491 \text{ N/mm}^2$$

Betoni:

Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä	$f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$
Betonin lieriölujuuden keskiarvo	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 = (50 + 8) \text{ N/mm}^2 = 58 \text{ N/mm}^2$
Puristuslujuuden kerroin	$\alpha_{cc} = 0,85$
Betonin osavarmuuskerroin	$\gamma_c = 1,35$

(tehtaan laatutarkastuksen perusteella)

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo 28 vuorokauden ikäisenä

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 * \frac{50 \text{ N/mm}^2}{1,35} = 31,48 \text{ N/mm}^2$$

Betonin C50/60 kimmokerroin

$$E_{cm} = 22 * \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 22 * \left[ \frac{58}{10} \right]^{0,3} = 37,278 \text{ GPa} = 37278 \text{ N/mm}^2$$

## Momenttikapasiteetin määrittäminen

Lasketaan jokaiselle punosriville etäisyys palkin yläreunasta ja punoksissa vaikuttava voima

### Punosrivi $A_r$ :

Etäisyys yläreunasta  $y_{Ar} = h - A_r = 580\text{mm} - 40\text{mm} = 540\text{mm}$

Punosvoima  $F_{P,Ar} = \sigma_p * A_p * n_{Ar} = 1491\text{ N/mm}^2 * 93\text{mm}^2 * 6 = 831927\text{N}$

### Punosrivi $r_1$ :

Etäisyys yläreunasta  $y_{r1} = h - (A_r + r_1) = 580\text{mm} - (40\text{mm} + 13\text{mm}) = 527\text{mm}$

Punosvoima  $F_{P,r1} = \sigma_p * A_p * n_{r1} = 1491\text{ N/mm}^2 * 93\text{mm}^2 * 6 = 831927\text{N}$

### Punosrivi $Y_r$ :

Etäisyys yläreunasta  $y_{Yr} = Y_r = 40\text{mm}$

Koska punosvoima yläpunoksissa on puristusjännityksen nollakohda yläpuolella, yläpunoksien jännitys alenee betonin puristumasta aiheutuvan jännityshäviön ja lopullisten jännityshäviöiden seurauksena. Lopulliset jännityshäviöt voidaan ottaa JBpalkkiEC2- ohjelman tulosteesta sarakkeesta YJHS. Jännityshäviö betonin puristumasta lasketaan yhdenmuotoisten kolmioiden sekä betonin puristuman ja punoksen venymän avulla. Tähän tarvitaan myös puristuspinnan korkeuden arvo  $x$ , joka lasketaan myöhemmin tässä esimerkkilaskussa.

Punoksen puristuma, kun  $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$  ja  $x = 134,9\text{mm}$ :

$$\varepsilon_{p,c} = \frac{\varepsilon_c}{x} * (x - y_{Yr}) = \frac{3,5\text{‰}}{134,9\text{mm}} * (134,9\text{mm} - 40\text{mm}) = 2,46\text{‰}$$

Jännityshäviö betonin puristumasta (Hooken laki):

$$\Delta\sigma_{p,c} = E_p * \varepsilon_{p,c} = 195000\text{ N/mm}^2 * \frac{2,46\text{‰}}{1000} = 480,1\text{ N/mm}^2$$

Lopulliset jännityshäviöt JBpalkkiEC2- ohjelmasta:  $YJHS = 209,9\text{ N/mm}^2$

Yläpunosten jännitys jännityshäviöiden jälkeen:

$$\sigma_{p,y} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{p,c} - YJHS = 1350\text{ N/mm}^2 - 480,1\text{ N/mm}^2 - 209,9\text{ N/mm}^2 = 660,0\text{ N/mm}^2$$

Punosvoima

$$F_{P,Yr} = \sigma_{p,y} * A_p * n_{Yr} = 660,0\text{ N/mm}^2 * 93\text{mm}^2 * 2 = 122760\text{ N/mm}^2$$

Betonin puristuspinna on jaettu kymmeneen ohutkerrokseen tässä esimerkkilaskussa. Osa arvoista on otettu momenttikapasiteetin määrittämisen taulukkolaskentaohjelmasta, joka esitetään myöhemmin.

Puristuspinnan korkeus  $x$  betonin puristuman ja punoksen venymän perusteella

$$x = \frac{\varepsilon_c * y_{Ar}}{\varepsilon_c + \varepsilon_p} = \frac{3,5 \text{ ‰} * 540 \text{ mm}}{3,5 \text{ ‰} + 10,51 \text{ ‰}} = 134,9 \text{ mm}$$

Lasketaan betonin puristusjännitys yhdessä mielivaltaisessa ohutkerroksessa kaavasta

$$\sigma_c = f_{cm} * \frac{k * \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) * \eta}$$

Valitaan kerros 1. ja lasketaan kaavan sisällä olevat arvot

Betonin puristuma 1. kerroksen keskellä  $\varepsilon_{c,i} = \varepsilon_c$

$$\varepsilon_{c,i} = \frac{\varepsilon_{cu1}}{x} * x_{c,i} = \frac{3,5 \text{ ‰}}{134,9 \text{ mm}} * \left( 134,9 \text{ mm} - 0,5 * \frac{134,9 \text{ mm}}{10} \right) = 3,33 \text{ ‰}$$

Betonin loppulujuuden kimmokerroin

$$E_{cm} = 22 * \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22 * \left( \frac{58 \text{ N/mm}^2}{10} \right)^{0,3} = 37,278 \text{ N/mm}^2$$

Betonin murtopuristuma

$$\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27 * \left[ \frac{98 - f_{cm}}{100} \right]^4 = 2,8 + 27 * \left[ \frac{98 - 58}{100} \right]^4 = 3,5 \text{ ‰}$$

Betonin puristuma jännityksen huippuarvon kohdalla

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 * f_{cm}^{0,31} = 0,7 * 58^{0,31} = 2,465 \text{ ‰} \leq 2,8 \text{ ‰}$$

Kerroin  $\eta = \eta_i$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} = \frac{3,33 \text{ ‰}}{2,465 \text{ ‰}} = 1,35$$

Kerroin  $k$

$$k = 1,05 * E_{cm} * \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} = 1,05 * 37,278 \text{ N/mm}^2 * \frac{2,465 \text{ ‰}}{58 \text{ N/mm}^2} = 1,663$$

Nyt voidaan laskea betonin puristusjännitys  $\sigma_{c,i}$  1. kerroksessa

$$\sigma_{c,i} = f_{cm} * \frac{k * \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) * \eta} = 58 \text{ N/mm}^2 * \frac{1,663 * 1,35 - 1,35^2}{1 + (1,663 - 2) * 1,35} = 45 \text{ N/mm}^2$$

Puristusjännitys ei saa kuitenkaan ylittää betonin puristuslujuuden mitoitusarvoa  $f_{cd} = 31,48 \text{ N/mm}^2$

eli  $\sigma_{c,i} \leq f_{cd}$  ( $45 \text{ N/mm}^2 > 31,48 \text{ N/mm}^2$ )

⇒ 1. kerroksen puristusjännitykseksi saadaan  $\sigma_{c,i} = 31,48 \text{ N/mm}^2$

Puristusvoiman resultantti  $F_c$

$$F_c = \sum F_{c,i} = 1793484 \text{ N}$$

ja koska suunta oikealle valitaan positiiviseksi

$$\Rightarrow F_c = -1 * 1793484 \text{ N} = -1793484 \text{ N}$$

Puristusvoiman resultantin  $F_c$  etäisyys palkin yläreunasta  $x_{F_c}$

$$x_{F_c} = \frac{\sum(F_{c,i} * x_{c,i})}{\sum F_{c,i}} = 59,8 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$$

Kokonaispuñosvoima  $F_p$

$$F_p = F_{p,Ar} + F_{p,r1} + F_{p,Yr} = 831927\text{N} + 831927\text{N} + 122760\text{N} = 1786614\text{N}$$

Jotta rakenne on tasapainossa, puristusvoiman resultantin ja kokonaispuñosvoiman summan tulee olla noin 0. Tarkkuus on riittävä, kun arvojen vastakkaisten voimien ero on muutaman prosentin luokkaa.

$$F_c + F_p = -1793484\text{N} + 1786614\text{N} = -6870\text{N}$$

Voimien ero on nyt

$$\frac{|-6870\text{N}|}{1786614\text{N}} * 100\% = 0,4\% \text{ OK!}$$

Momenttien summa palkin yläreunan suhteen

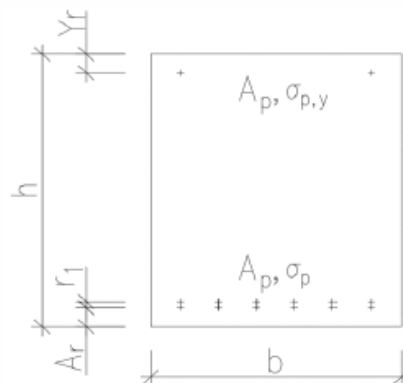
$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{p,Ar} * y_{Ar} + F_{p,r1} * y_{r1} + F_{p,Yr} * y_{Yr} + F_c * x_{F_c} \\ &= 831927\text{N} * 540\text{mm} + 831927\text{N} * 527\text{mm} + 122760\text{N} * 40\text{mm} + (-1793484\text{N} * 59,8\text{mm}) \\ &= 785326165\text{Nmm} \\ &= 785 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Rakenteen momenttikapasiteetti on  $M_{Rd} = 785 \text{ kNm}$



Momenttikapasiteetin määrittäminen jännitys-venymäyhteyden avulla.

Lähtötiedot		on itse täytettävä kohta	sisältää kaavan
<b>Palkin tiedot</b>			
h	580 mm		
b	480 mm		
<b>Betoni</b>			
$f_{ck}$	50 N/mm <sup>2</sup>		
$f_{cm}$	58 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$	
$\alpha_{cc}$	0,85		
$\gamma_c$	1,35	tehtaan laatutarkastus!!!	
$f_{cd}$	31,48	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	
<b>Punokset: J12.5</b>			
$E_p$	195000 N/mm <sup>2</sup>		
d	12,5 mm		
$A_p$	93 mm <sup>2</sup>		
$\sigma_0$	1350 N/mm <sup>2</sup>		
$f_{p0.1k}$	1640 N/mm <sup>2</sup>		
$\gamma_p$	1,1	Tehtaan laatutarkastus!!!	
$\sigma_p$	1491 N/mm <sup>2</sup>		$\sigma_p = f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_p}$
$A_r$	40 mm	$n_{Ar}$	6
$r_1$	13 mm	$n_{r1}$	6
<b>Yläpunokset</b>			
$Y_r$	40 mm	$n_{Yr}$	2
<b>Alimman punosrivin <math>A_r</math> etäisyys palkin yläreunasta</b>			
$Y_{Ar}$	540 mm		
	0,5400 m		
<b>Punosrivin <math>r_1</math> etäisyys palkin yläreunasta</b>			
$Y_{r1}$	527 mm		
	0,5270 m		
<b>Yläpunosten etäisyys palkin yläreunasta</b>			
$Y_{Yr}$	40 mm		
	0,0400 m		
<b>Punosvoima alimmalla punosrivillä</b>			
$F_{p,Ar}$	831927 N		
	831,9 kN		
<b>Punosvoima rivillä <math>r_1</math></b>			
$F_{p,r1}$	831927 N		
	831,9 kN		
<b>Yläpunosten jännitys betonin puristuman ja jännityshäviöiden seurauksena</b>			
$Y_{JHS}$	209,9 N/mm <sup>2</sup>	Lopulliset jännityshäviöt JBpalkkiEC2 ohjelmasta	
$\Delta\sigma_{p,c}$	480,1 N/mm <sup>2</sup>	Jännityshäviö betonin puristumasta	
$\sigma_{p,y}$	660,0 N/mm <sup>2</sup>	Yläpunosten jännitys	
<b>Yläpunosten punosvoima</b>			
$F_{p,Yr}$	122754 N		
	122,8 kN		



Aluksi kokeillaan punosvenymän arvoksi 15 promillea. Tällöin huomataan, että betonin puristusresultantti jää liian pieneksi punosvoiman resultanttiin verrattuna. Tämän seurauksena punosvenymäksi pitää kokeilla pienempää arvoa.

$\varepsilon_p$	$\varepsilon_c$	x
15	3,5	102,2

$\varepsilon_p$ ja $\varepsilon_c$ arvoja muutetaan, kunnes vetovoiman ja puristusvoiman resultanttien summa on noin 0.									
kerros	x	$\varepsilon_{c,i}$	$x_i$	$x_{c,i}$	$\eta_i$	$\sigma_{c,i}$	$A_{c,i}$	$F_{c,i}$	$F_{c,i}$
1.	102,2	3,33	10,2	5,11	1,349	31,48	4904	154378	-154378
2.	102,2	2,98	10,2	15,32	1,207	31,48	4904	154378	-154378
3.	102,2	2,63	10,2	25,54	1,065	31,48	4904	154378	-154378
4.	102,2	2,28	10,2	35,76	0,923	31,48	4904	154378	-154378
5.	102,2	1,93	10,2	45,97	0,781	31,48	4904	154378	-154378
6.	102,2	1,58	10,2	56,19	0,639	31,48	4904	154378	-154378
7.	102,2	1,23	10,2	66,41	0,497	31,48	4904	154378	-154378
8.	102,2	0,88	10,2	76,62	0,355	30,60	4904	150037	-150037
9.	102,2	0,53	10,2	86,84	0,213	19,30	4904	94653	-94653,4
10.	102,2	0,18	10,2	97,05	0,071	6,72	4904	32944	-32944
	mm	promillea	mm	mm		N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	N	N

+ ->

x on puristuspinna korkeus  
 $x_i$  on yhden ohutkerroksen korkeus  
 $A_{c,i}$  on laskettavan ohutkerroksen pinta-ala  
 $x_{c,i}$  on kunkin ohutkerroksen painopisteen etäisyys yläreunasta  
 $\sigma_{c,i}$  on betonin puristusjännitys laskettavan ohutkerroksen keskellä  
 $\varepsilon_{c,i}$  on betonin puristuma laskettavan ohutkerroksen keskellä  
 $\eta_i$  on kerroin  $\eta$  jokaisen ohutkerroksen painopisteen kohdalla  
 $F_{c,i}$  on yhden ohutkerroksen puristusresultantti

**Puristusvoiman resultantin määrittäminen**

Puristusvoiman resultantti lasketaan ohutkerroksien puristusvoimien summasta momenttien avulla yläreunan suhteen

Puristusvoiman resultantin  $F_c$  etäisyys yläreunasta

$$x_{Fc} = \frac{\sum(F_{c,i} * x_{c,i})}{\sum F_{c,i}}$$

$x_{Fc}$  45,32 mm  
0,045 m

Puristusvoiman resultantti  $F_c$

$$F_c = \sum F_{c,i}$$

$$F_p = F_{p,Ar} + F_{p,r1} + F_{p,yr}$$

$F_c$  -1358 kN  
 $F_p$  1799 kN  
 SUMMAN TULEE OLLA NOIN 0  
 440 kN

Nyt voidaan laskea rakenteen momenttikapasiteetti punosvoimien ja puristusresultantin momenttien summasta palkin yläreunan suhteen

$$M_{Rd} = F_{p,Ar} * y_{Ar} + F_{p,r1} * y_{r1} + F_{p,yr} * y_{yr} + F_c * x_{Fc}$$

$M_{Rd}$  831,5 kNm

Seuraavaksi kokeillaan punosvenymän arvoksi 8 promillea. Nyt huomataan, että puristusvoiman resultantti muodostuu liian suureksi punosvoiman resultanttiin verrattuna. Oikea punosvenymän arvo on siis jossain 8:n ja 15:a promillen välissä.

$\varepsilon_p$	$\varepsilon_c$	x
8	3,5	164,3

$\varepsilon_p$ ja $\varepsilon_c$ arvoja muutetaan, kunnes vetovoiman ja puristusvoiman resultanttien summa on noin 0.									
kerros	x	$\varepsilon_{c,i}$	$x_i$	$x_{c,i}$	$\eta_i$	$\sigma_{c,i}$	$A_{c,i}$	$F_{c,i}$	$F_{c,i}$
1.	164,3	3,33	16,4	8,22	1,349	31,48	7889	248348	-248348
2.	164,3	2,98	16,4	24,65	1,207	31,48	7889	248348	-248348
3.	164,3	2,63	16,4	41,09	1,065	31,48	7889	248348	-248348
4.	164,3	2,28	16,4	57,52	0,923	31,48	7889	248348	-248348
5.	164,3	1,93	16,4	73,96	0,781	31,48	7889	248348	-248348
6.	164,3	1,58	16,4	90,39	0,639	31,48	7889	248348	-248348
7.	164,3	1,23	16,4	106,83	0,497	31,48	7889	248348	-248348
8.	164,3	0,88	16,4	123,26	0,355	30,60	7889	241363	-241363
9.	164,3	0,53	16,4	139,70	0,213	19,30	7889	152268	-152268
10.	164,3	0,18	16,4	156,13	0,071	6,72	7889	52996	-52996
	mm	promillea	mm	mm		N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	N	N

x on puristuspinnan korkeus  
 $x_i$  on yhden ohutkerroksen korkeus  
 $A_{c,i}$  on laskettavan ohutkerroksen pinta-ala  
 $x_{c,i}$  on kunkin ohutkerroksen painopisteen etäisyys yläreunasta  
 $\sigma_{c,i}$  on betonin puristusjännitys laskettavan ohutkerroksen keskellä  
 $\varepsilon_{c,i}$  on betonin puristuma laskettavan ohutkerroksen keskellä  
 $\eta_i$  on kerroin  $\eta$  jokaisen ohutkerroksen painopisteen kohdalla  
 $F_{c,i}$  on yhden ohutkerroksen puristusresultantti

**Puristusvoiman resultantin määrittäminen**

Puristusvoiman resultantti lasketaan ohutkerroksien puristusvoimien summasta momenttien avulla yläreunan suhteen

Puristusvoiman resultantin  $F_c$  etäisyys yläreunasta

$$x_{Fc} = \frac{\sum(F_{c,i} * x_{c,i})}{\sum F_{c,i}}$$

$x_{Fc}$  72,90 mm  
0,073 m

Puristusvoiman resultantti  $F_c$

$$F_c = \sum F_{c,i}$$

$F_c$  -2185 kN  
 $F_p$  1780 kN  
 -405 kN

SUMMAN TULEE OLLA NOIN 0

Nyt voidaan laskea rakenteen momenttikapasiteetti punosvoimien ja puristusresultantin momenttien summasta palkin yläreunan suhteen

$$M_{Rd} = F_{p,Ar} * y_{Ar} + F_{p,r1} * y_{r1} + F_{p,yr} * y_{yr} + F_c * x_{Fc}$$

$M_{Rd}$  733,0 kNm

Lopulta punosvenymän arvo arvataan 10,51 promillea, jolloin huomataan, että puristusresultantti ja punosvoiman resultantti muodostuvat itseisarvoiltaan hyvin lähelle samoiksi eli niiden summa on lähellä nollaa. Nyt voidaan laskea rakenteen lopullinen momenttikapasiteetti yläreunan suhteen punosvoiman resultantin ja puristusresultantin momenttien summasta.

$\varepsilon_p$	$\varepsilon_c$	x
10,51	3,5	134,9

$\varepsilon_p$ ja $\varepsilon_c$ arvoja muutetaan, kunnes vetovoiman ja puristusvoiman resultanttien summa on noin 0.									
kerros	x	$\varepsilon_{c,i}$	$x_i$	$x_{c,i}$	$\eta_i$	$\sigma_{c,i}$	$A_{c,i}$	$F_{c,i}$	$F_{c,i}$
1.	134,9	3,33	13,5	6,75	1,349	31,48	6475	203854	-203854
2.	134,9	2,98	13,5	20,24	1,207	31,48	6475	203854	-203854
3.	134,9	2,63	13,5	33,73	1,065	31,48	6475	203854	-203854
4.	134,9	2,28	13,5	47,22	0,923	31,48	6475	203854	-203854
5.	134,9	1,93	13,5	60,71	0,781	31,48	6475	203854	-203854
6.	134,9	1,58	13,5	74,20	0,639	31,48	6475	203854	-203854
7.	134,9	1,23	13,5	87,69	0,497	31,48	6475	203854	-203854
8.	134,9	0,88	13,5	101,18	0,355	30,60	6475	198121	-198121
9.	134,9	0,53	13,5	114,67	0,213	19,30	6475	124988	-124988
10.	134,9	0,18	13,5	128,16	0,071	6,72	6475	43502	-43502
	mm	promillea	mm	mm		N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	N	N

+ ->

x on puristuspinnan korkeus  
 $x_i$  on yhden ohutkerroksen korkeus  
 $A_{c,i}$  on laskettavan ohutkerroksen pinta-ala  
 $x_{c,i}$  on kunkin ohutkerroksen painopisteen etäisyys yläreunasta  
 $\sigma_{c,i}$  on betonin puristusjännitys laskettavan ohutkerroksen keskellä  
 $\varepsilon_{c,i}$  on betonin puristuma laskettavan ohutkerroksen keskellä  
 $\eta_i$  on kerroin  $\eta$  jokaisen ohutkerroksen painopisteen kohdalla  
 $F_{c,i}$  on yhden ohutkerroksen puristusresultantti

**Puristusvoiman resultantin määrittäminen**

Puristusvoiman resultantti lasketaan ohutkerroksien puristusvoimien summasta momenttien avulla yläreunan suhteen

Puristusvoiman resultantin  $F_c$  etäisyys yläreunasta

$$x_{Fc} = \frac{\sum(F_{c,i} * x_{c,i})}{\sum F_{c,i}}$$

$x_{Fc}$  59,84 mm  
0,060 m

Puristusvoiman resultantti  $F_c$

$$F_c = \sum F_{c,i}$$

$$F_p = F_{p,Ar} + F_{p,r1} + F_{p,yr}$$

$F_c$  -1794 kN  
 $F_p$  1787 kN  
 -7 kN

SUMMAN TULEE OLLA NOIN 0

Nyt voidaan laskea rakenteen momenttikapasiteetti punosvoimien ja puristusresultantin momenttien summasta palkin yläreunan suhteen

$$M_{Rd} = F_{p,Ar} * y_{Ar} + F_{p,r1} * y_{r1} + F_{p,yr} * y_{yr} + F_c * x_{Fc}$$

$M_{Rd}$  785,2 kNm

### Sitkeän murtotavan varmistaminen

Rakenteessa tapahtuu sitkeä murto, jos seuraava ehto toteutuu

$$\varepsilon_{p,kok} \geq \frac{f_{p,02k}}{E_p} + 0,002$$

Punoksen esijännitys kaikkien jännityshäviöiden jälkeen  $\sigma_{0,\infty}$

- lopulliset jännityshäviöt alapunoksissa voidaan ottaa JBpalkkiEC2- ohjelmasta sarakkeesta *AJHS*.

$$\sigma_{0,\infty} = \sigma_0 - AJHS = 1350N/mm^2 - 286,3N/mm^2 = 1063,7N/mm^2$$

Punoksen venymä ulkoisesta rasituksesta ja omasta painosta  $\varepsilon_p$

$$\varepsilon_p = 10,51\text{‰}$$

Punoksen kokonaisvenymä  $\varepsilon_{p,kok}$

$$\varepsilon_{p,kok} = \frac{\sigma_{0,\infty}}{E_p} + \varepsilon_p = \frac{1063,7N/mm^2}{195000N/mm^2} + 10,51\text{‰} = 15,97\text{‰}$$

Ehdon oikeanpuoleinen termi

$$\frac{f_{p,02k}}{E_p} + 0,002 = \frac{1860N/mm^2}{195000N/mm^2} + 2\text{‰} = 11,54\text{‰}$$

Sitkeän murron ehto

$$\varepsilon_{p,kok} \geq \frac{f_{p,02k}}{E_p} + 0,002$$

$$15,97\text{‰} > 11,54\text{‰}$$

⇒ Ehto toteutuu eli rakenteessa on riittävästi puristus pintaa.

## Momenttikapasiteetin määrittäminen nyrkkikaavoilla

Momenttikapasiteetti  $M_{Rd}$

$$M_{Rd} = z * N_s$$

Sisäinen momenttivarsi  $z$  (punosvoiman painopisteestä)

$$z = 0,9 * d = 0,9 * \left( h - \frac{A_r + A_r + r_1}{2} \right) = 0,9 * \left( 580\text{mm} - \frac{40\text{mm} + 40\text{mm} + 13\text{mm}}{2} \right) = 480\text{mm}$$

Teräksissä vaikuttava vetovoima  $N_s$ , kun punoksia on 12 kpl

$$N_s = F_p = A_p * \sigma_p * n = 93\text{mm}^2 * 1491\text{N/mm}^2 * 12 = 1663956 \text{ N}$$

jossa puristusvoiman resultantti  $N_c$  lasketaan kaavasta

$$N_c = f_{cd} * x * b_w = 31,48 \text{ N/mm}^2 * 134,9\text{mm} * 480\text{mm} = 2038393 \text{ N}$$

Teräksissä vaikuttavan vetovoiman  $N_s$  ja betonin puristusvoiman resultantin  $N_c$  välillä tulee toteutua seuraava ehto

$$N_c \geq N_s$$

$$2038393 \text{ N} \geq 1663956 \text{ N}$$

⇒ Ehto toteutuu ja momenttikapasiteetti voidaan laskea.

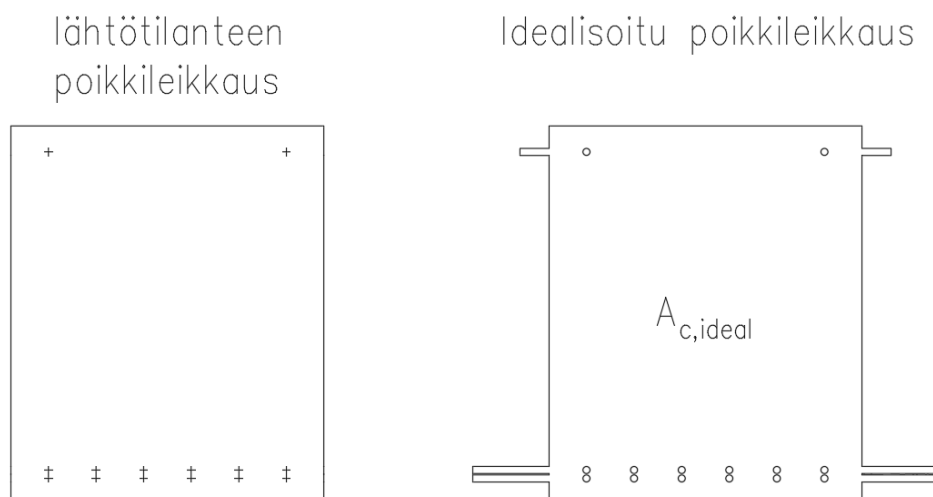
Momenttikapasiteetti  $M_{Rd}$

$$M_{Rd} = z * N_s = 480\text{mm} * 1663956 \text{ N} = 798698880 \text{ Nmm} \approx 799 \text{ kNm}$$

Verrataan nyrkkikaavoilla laskettua momenttikapasiteettia jännitys-venymä yhteyden tarkempaan tulokseen:

$$\frac{799 \text{ kNm} - 785 \text{ kNm}}{785 \text{ kNm}} * 100\% = 1,78\% \approx 2\%$$

### Rakenteen idealisoitu betonipoikkileikkaus, kun kaikki punokset toimivat



Idealisoitu betonipoikkileikkaus saadaan muodostettua, kun punoksien vaikutus rakenteen jäykkyyteen otetaan huomioon muuttamalla punokset betoniksi kimmokertoimien suhteessa. Tämän seurauksena betonin pinta-ala poikkileikkauksessa kasvaa. Uudesta betonipinta-alasta pitää kuitenkin vähentää yhden kerran jokaisen punoksen pinta-ala, koska punoksen kohdalla ei ole betonia.

Materiaalien kimmokertoimien suhde  $\alpha$

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195000 \text{ N/mm}^2}{37278 \text{ N/mm}^2} = 5,23$$

Punoksista aiheutuva betonin lisäpinta-ala  $A_{c,\alpha}$

$$A_{c,\alpha} = A_p \cdot \alpha \cdot n = 93 \text{ mm}^2 \cdot 5,23 \cdot 14 = 6809 \text{ mm}^2$$

Betonin lisäpinta-ala punoksien jättämät "kolot" huomioon otettuna  $A_{c,lisä}$

$$A_{c,lisä} = A_{c,\alpha} - n \cdot A_p = 6809 \text{ mm}^2 - 14 \cdot 93 \text{ mm}^2 = 5507 \text{ mm}^2$$

Idealisoidun betonipoikkileikkauksen pinta-ala  $A_{c,ideal}$

$$A_{c,ideal} = b \cdot h - A_{c,lisä} = 480 \text{ mm} \cdot 580 \text{ mm} + 5507 \text{ mm}^2 = 283907 \text{ mm}^2$$

Huom! Myöhemmissä laskuissa idealisoidun poikkileikkauksen tunnuksena käytetään merkintää  $A_{c,i}$ .

### Rakenteen idealisoitu poikkileikkaus laskentapisteessä $L = 550\text{mm}$

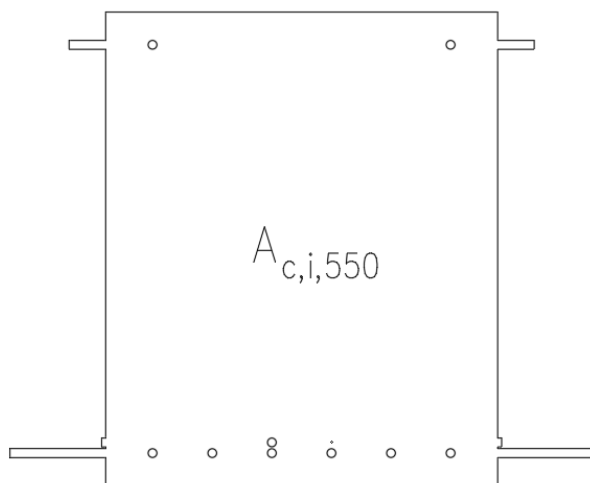
Tutkitaan alapunoksien esijännitysvoiman kehittyminen laskentapisteessä, josta saadaan puristusjännityksessä toimiva punosmäärä. (siirtymäpituuden nimellisarvo  $l_{pt2}$  lasketaan myöhemmin tässä esimerkissä.)

$$n_{eff} = \frac{550\text{mm} + l_{tuki}}{l_{pt2}} * n_{ala} = \frac{550\text{mm} + 100\text{mm}}{1090\text{mm}} * 12 = 7,16$$

Täydellä jännityksellä toimivia alapunoksia kohdassa  $L = 550\text{ mm}$  on 7,16 kpl. Oletetaan, että yläpunokset toimivat kaikki täydellä jännityksellä laskentapisteessä.

Toimivien alapunosten oletetaan vaikuttavan siten, että ensin täyttyy alin punosrivi ja tarvittaessa toimivia punoksia lisätään toiselle riville.

Idealisoitu poikkileikkaus  
laskentapisteessä  $L=550\text{mm}$



Punoksista aiheutuva betonin lisäpinta- ala  $A_{c,\alpha}$

$$A_{c,\alpha} = A_p * \alpha * n = 93\text{mm}^2 * 5,23 * 9,16 = 4455,3\text{mm}^2$$

Betonin lisäpinta- ala punoksien jättämät "kolot" huomioon otettuna  $A_{c,lisä}$

$$A_{c,lisä} = A_{c,\alpha} - n * A_p = 4455,3\text{mm}^2 - 9,16 * 93\text{mm}^2 = 3603,5\text{mm}^2$$

Idealisoidun betonipoikkileikkauksen pinta- ala  $A_{c,i,550}$

$$A_{c,i,550} = b * h - A_{c,lisä} = 480\text{mm} * 580\text{mm} + 3603,5\text{mm}^2 = 282004\text{mm}^2$$



## Leikkauskapasiteetti

Leikkauskapasiteetin laskenta suoritetaan laskentapisteessä  $L = 550\text{mm}$

Puristusjännityksestä aiheutuva leikkauskestävyys  $V_p$  lasketaan kaavasta

$$V_p = k_1 * \sigma_{cp} * b_w * d$$

Jännevoimasta aiheutuvasta normaalivoimasta painopisteakselille aiheutuva betonin puristusjännitys  $\sigma_{cp}$  lasketaan kaavasta

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{pd}}{A_c} < 0,2 * f_{cd}$$

Alapunosten esijännitys jännityshäviöiden jälkeen  $\sigma_{0,ala}$

(Alapunosten jännityshäviö voidaan ottaa JBpalkkiEC2-ohjelman sarakkeesta AJHS)

$$\sigma_{0,ala} = \sigma_0 - AJHS = 1350 \text{ N/mm}^2 - 256,9 \text{ N/mm}^2 = 1093,1 \text{ N/mm}^2$$

Alapunosten esijännitysvoima  $N_{Pk,ala}$

Tutkitaan alapunoksien esijännitysvoiman kehittyminen laskentapisteessä, josta saadaan puristusjännityksessä toimiva punosmäärä. (siirtymäpituuden nimellisarvo  $l_{pt2}$  lasketaan myöhemmin tässä esimerkissä.)

$$n_{eff} = \frac{550\text{mm} + l_{tuki}}{l_{pt2}} * n_{ala} = \frac{550\text{mm} + 100\text{mm}}{1090\text{mm}} * 12 = 7,16$$

$$N_{Pk,ala} = \sigma_{0,ala} * A_p * n_{eff} = 1093,1 \text{ N/mm}^2 * 93\text{mm}^2 * 7,16 = 727873 \text{ N}$$

Yläpunosten esijännitys jännityshäviöiden jälkeen  $\sigma_{0,ylä}$

(Yläpunosten jännityshäviö voidaan ottaa JBpalkkiEC2- ohjelman sarakkeesta YJHS)

$$\sigma_{0,ylä} = \sigma_0 - YJHS = 1350 \text{ N/mm}^2 - 183,8 \text{ N/mm}^2 = 1166,2 \text{ N/mm}^2$$

Yläpunosten esijännitysvoima  $N_{Pk,ylä}$

Oletetaan, että yläpunokset toimivat laskentapisteessä täydellä jännityksellä.

$$N_{Pk,ylä} = \sigma_{0,ylä} * A_p * n = 1166,2 \text{ N/mm}^2 * 93\text{mm}^2 * 2 = 216913,2 \text{ N}$$

Jännevoimasta aiheutuva normaalivoima

$$N_{Pd} = 0,9 * N_{Pk} = 0,9 * (N_{Pk,ala} + N_{Pk,ylä}) = 0,9 * (727873 \text{ N} + 216913,2 \text{ N}) = 850308 \text{ N}$$

Betonin puristusjännitys jännevoiman aiheuttamasta normaalivoimasta

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Pd}}{A_{c,i,550}} = \frac{850308 \text{ N}}{282004 \text{ mm}^2} = 3,015 \text{ N/mm}^2 < 0,2 * 31,48 \text{ N/mm}^2 = 6,3 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \sigma_{cp} = 3,015 \text{ N/mm}^2$$

leikkauskestävyys  $V_p$

$$\begin{aligned} V_p &= k_1 * \sigma_{cp} * b_w * d = k_1 * \sigma_{cp} * b_w * \left( h - \frac{6*Ar+1,16*(Ar+r1)}{7,16} \right) \\ &= 0,15 * 3,015 \text{ N/mm}^2 * 480 \text{ mm} * \left( 580 \text{ mm} - \frac{6*40 \text{ mm} + 1,16*(40 \text{ mm} + 13 \text{ mm})}{7,16} \right) \\ &= 116766 \text{ N} \\ &\approx 117 \text{ kN} \end{aligned}$$

Puristusjännityksestä aiheutuva leikkauskestävyys pisteessä 550 mm  $V_p = 117 \text{ kN}$

### Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskapasiteetti laskentapisteessä 550mm

Koska valittu laskentapiste on lähempänä palkin päätä kuin punoksen siirtymäpituuden nimellisarvo  $l_{pt2}$ , puristavan voiman vaikutusta  $V_p$  ei oteta ollenkaan huomioon leikkauskapasiteetissa. Tällöin rakenteen leikkauskapasiteetti muodostuu pelkästään betonin leikkauskestävyydestä  $V_{Rd,c}$ . Jos tämä ei riitä ottamaan kaikkea leikkausvoimaa, otetaan kaikki leikkausvoima leikkausraudoituksella. Laskentapisteessä, missä kaikki punokset toimivat, rakenteen leikkauskapasiteetti on  $V_{Rd,c} + V_p$ .

Leikkauskestävyyden mitoitusarvo  $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b_w * d$$

vähimmäisarvon ollessa

$$V_{Rd,c} = v_{min} * b_w * d$$

Lasketaan ensin kaavojen sisällä olevat suureet

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,35} = 0,133$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} = 1 + \left(\frac{200}{537,9}\right)^{\frac{1}{2}} = 1,61 < 2,0$$

$$d = h - \frac{6 * Ar + 1,16 * (Ar + r1)}{7,16} = 580mm - \frac{6 * 40mm + 1,16 * (40mm + 13mm)}{7,16} = 537,9mm$$

Vetorausituksen pinta- ala laskentapisteessä 550 mm

$$A_{sl} = n_{eff} * A_p = 7,16 * 93mm^2 = 665,9mm^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{665,9mm^2}{480mm * 537,9mm} = 0,00258 < 0,02$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 * 1,61^{\frac{3}{2}} * 50^{\frac{1}{2}} = 0,5056$$

Leikkauskestävyyden mitoitusarvo  $V_{Rd,c}$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b_w * d \\ &= 0,133 * 1,61 * (100 * 0,00258 * 50 \text{ N/mm}^2)^{\frac{1}{3}} * 480\text{mm} * 537,9\text{mm} \\ &= 129663 \text{ N} \\ &= 130 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= v_{min} * b_w * d \\ &= 0,5056 * 480\text{mm} * 537,9\text{mm} \\ &= 130537 \text{ N} \\ &= 131 \text{ kN} \end{aligned}$$

Leikkauskestävyyden mitoitusarvo on  $V_{Rd,c} = 131 \text{ kN}$

## Minimileikkausraudoitus

Minimileikkausraudoitus  $A_{sw}$

$$A_{sw} = \rho_w * s * b_w * \sin \alpha$$

leikkausraudoitussuhde  $\rho_w$

$$\rho_w = \frac{0,08 * f_{ck}^{\frac{1}{2}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 * (50 \text{ N/mm}^2)^{\frac{1}{2}}}{500 \text{ N/mm}^2} = 0,00113$$

Minimileikkausraudoitus per metri

$$A_{sw} = \rho_w * s * b_w * \sin 90^\circ = 0,00113 * 1000 \text{ mm} * 480 \text{ mm} * 1 = 543 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Leikkausraudoitteiden pituussuuntaisen jakoväli saa olla enintään  $s_{max}$  [mm]. Ks. kansallinen liite.

$$s_{max} = 0,75 * d * (1 + \cot 89,999^\circ) = 0,75 * 533,5 \text{ mm} * (1 + 0) \approx 400 \text{ mm}$$

Leikkaushakojen leikkeiden väliset jakovälit saavat olla enintään  $s_{t,max}$  [mm]. Ks. kansallinen liite.

$$s_{t,max} = 0,75 * d = 0,75 * 533,5 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm} < 600 \text{ mm} \Rightarrow s_{t,max} = 400 \text{ mm}$$

## Leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskapasiteetti laskentapisteessä 550mm

Kun rakenneosassa on vertikaalinen leikkausraudoitus, leikkauskestävyys  $V_{Rd,s}$  on

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot \theta$$

$$\text{missä } f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,1} = 454,55 \text{ N/mm}^2$$

Sijoitetaan leikkauskestävyyden  $V_{Rd,s}$  paikalle laskentapisteen 550 mm leikkausrasitus  $V_{Ed} = 433,2 \text{ kN}$  (Voidaan katsoa JBPalkkiEC2-ohjelman raudoitustietokannasta). Nyt voidaan laskea tarvittavan leikkausraudoituksen pinta-ala  $A_{sw}$  yhden metrin matkalle.

$$A_{sw} = \frac{V_{Rd,s} * s}{z * f_{ywd} * \cot 40^\circ} = \frac{433200 * 1000 \text{ mm}}{0,9 * 537,9 \text{ mm} * 454,55 \text{ N/mm}^2 * 1,192} = 1651,6 \text{ mm}^2$$

⇒ Tarvittava leikkausraudoitus pisteessä 550 mm on siis  $A_{sw} = 1652 \text{ mm}^2$

## Leikkauskapasiteetin yläraja laskentapisteessä 550mm

Leikkauskapasiteetin yläraja  $V_{Rd,max}$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

Kaavan sisällä olevat arvot:

$$v_1 = 0,6 * \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 * \left[ 1 - \frac{50}{250} \right] = 0,48$$

$$z = 0,9 * d = 0,9 * 537,9 \text{ mm} = 484,1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= \frac{N_{P,kok}}{A_{c,i,550}} = \frac{(N_{P,ala} + N_{P,ylä})}{A_{c,i,550}} = \frac{[(\sigma_0 - AJHS) * n_{eff} + (\sigma_0 - YJHS) * n_{ylä}] * A_P}{A_{c,i,550}} \\ &= \frac{[(1350 \text{ N/mm}^2 - 256,9 \text{ N/mm}^2) * 7,16 + (1350 \text{ N/mm}^2 - 183,8 \text{ N/mm}^2) * 2] * 93 \text{ mm}^2}{282004 \text{ mm}^2} \\ &= 3,35 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{3,35 \text{ N/mm}^2}{31,48 \text{ N/mm}^2} = 1,11$$

Leikkauskapasiteetin yläraja  $V_{Rd,max}$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * \frac{f_{cd}}{\cot 40^\circ + \tan 40^\circ} = 1,11 * 480 \text{ mm} * 484,1 \text{ mm} * 0,48 * \frac{31,48 \text{ N/mm}^2}{1,192 + 0,839} \\ &= 1919096 \text{ N} \\ &\approx 1919 \text{ kN} \end{aligned}$$

Leikkauskapasiteetin yläraja on  $V_{Rd,max} = 1919 \text{ kN}$

## Punosten ankkurointipituus ja ankkuroitumiskapasiteetti tuelle jännevoiman laukaisun jälkeen

Tartuntajännitys  $f_{bpt}$

$$f_{bpt} = \eta_{p1} * \eta_1 * f_{ctd}(t) = 3,2 * 1,0 * 1,352 \text{ N/mm}^2 = 4,326 \text{ N/mm}^2$$

Vetolujuuden mitoitusarvo jännevoiman siirtohetkellä  $f_{ctd}(t)$

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} * 0,7 * \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c} = 1,0 * 0,7 * \frac{2,897 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 1,352 \text{ N/mm}^2$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus laukaisussa  $f_{ctm}(t)$

$$f_{ctm}(t) = 0,3 * f_{ck,1vrk}^{\frac{2}{3}} = 0,3 * (30 \text{ N/mm}^2)^{\frac{2}{3}} = 2,897 \text{ N/mm}^2$$

Siirtymäpituuden perusarvo  $l_{pt}$

$$l_{pt} = \alpha_1 * \alpha_2 * \phi * \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} = 1,25 * 0,19 * 12,5 \text{ mm} * \frac{1323 \text{ N/mm}^2}{4,326 \text{ N/mm}^2} = 907,9 \text{ mm}$$

Jänneteräksen jännitys juuri jännevoiman siirtymisen jälkeen  $\sigma_{pm0}$

$$\sigma_{pm0} = \gamma_{P, fav} * \sigma_0 * \left(1 - \frac{JH_{1vrk}}{100}\right) = 1,0 * 1350 \text{ N/mm}^2 * \left(1 - \frac{2}{100}\right) = 1323 \text{ N/mm}^2$$

Siirtymäpituuden nimellisarvo  $l_{pt2}$

$$l_{pt2} = 1,2 * l_{pt} = 1,2 * 907,9 \text{ mm} = 1089,5 \text{ mm} \approx 1090 \text{ mm}$$

## Punosten ankkurointipituus ja ankkuroitumiskapasiteetti tuelle murtorajatilassa

Ankkuroinnin tartuntalujuus murtorajatilassa  $f_{bpd}$  lasketaan kaavasta

$$f_{bpd} = \eta_{p2} * \eta_1 * f_{ctd} = 1,2 * 1,0 * 2,11 \text{ N/mm}^2 = 2,53 \text{ N/mm}^2$$

jossa betonin vetolujuuden mitoitusarvo  $f_{ctd}$  lasketaan kaavasta

$$f_{ctd} = 0,7 * \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,7 * \frac{4,072 \text{ N/mm}^2}{1,35} = 2,11 \text{ N/mm}^2$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus laukaisussa  $f_{ctm}(t)$

$$f_{ctm}(t) = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 * (50 \text{ N/mm}^2)^{\frac{2}{3}} = 4,072 \text{ N/mm}^2$$

Kokonaisankkurointipituus  $l_{bpd}$

$$\begin{aligned} l_{bpd} &= l_{pt2} + \frac{\alpha_2 * \phi * (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty})}{f_{bpd}} = 1089,5 \text{ mm} + \frac{0,19 * 12,5 \text{ mm} * (1491 \text{ N/mm}^2 - 1080 \text{ N/mm}^2)}{2,53 \text{ N/mm}^2} \\ &= 1475 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jänteen jännitys kaikkien jännityshäviöiden jälkeen  $\sigma_{pm\infty}$

$$\sigma_{pm\infty} = \sigma_0 * \left(1 - \frac{JH_{\infty}}{100}\right) = 1350 \text{ N/mm}^2 * \left(1 - \frac{20}{100}\right) = 1080 \text{ N/mm}^2$$



## Harjaterästankojen ankkuroitumiskapasiteetti ja ankkuroitumispituus murtorajatilassa

Harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvo  $f_{bd}$  murtorajatilassa

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 * 1,0 * 1,0 * 1,9 \text{ N/mm}^2 = 4,275 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = 0,7 * \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,7 * \frac{4,072 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 1,9 \text{ N/mm}^2$$

Ankkurointipituudelta vaadittava perusarvo  $l_{b,rqd}$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{16\text{mm}}{4} * \frac{454,54 \text{ N/mm}^2}{4,275 \text{ N/mm}^2} = 425,3\text{mm} \approx 425\text{mm}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,1} = 454,54 \text{ N/mm}^2$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo  $l_{bd}$

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min} = \max\{0,3 * l_{b,rqd}; 10 * \phi; 100\text{mm}\}$$

$$= 1,0 * 1,0 * 1,0 * 1,0 * 0,774 * 425,3\text{mm} = 329,2\text{mm} > 160\text{mm}$$

Harjateräksen koukun ankkuroitumiskapasiteetti  $F_{bt}$  T16 harjateräkselle

$$F_{bt} = \frac{\phi_{m,min} * f_{cd}}{\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi}} = \frac{5 * 16\text{mm} * 28,33 \text{ N/mm}^2}{\frac{1}{37,5\text{mm}} + \frac{1}{2 * 16\text{mm}}} = 39090 \text{ N} \approx 39 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 * \frac{50 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 28,33 \text{ N/mm}^2$$

Harjateräksen suoran osuuden ankkuroitumiskapasiteetti  $F_{b1D}$

$$F_{b1D} = \frac{l_{eff}}{l_{bd}} * \sigma_{sd} * A_{sw} = \frac{124\text{mm}}{329,2\text{mm}} * 454,54 \text{ N/mm}^2 * 201\text{mm}^2 = 34415,5 \text{ N} \approx 34 \text{ kN}$$

$$l_{eff} = l_{tuki} - c - \phi_{T16} - \frac{\phi_{m,min}}{2} = 200\text{mm} - 20\text{mm} - 16\text{mm} - \frac{5 * 16\text{mm}}{2} = 124\text{mm}$$

Yhden harjaterästangon ottama ankkurointivoima  $F_{bt+b1D}$

$$F_{bt+b1D} = F_{bt} + F_{b1D} = 39090 \text{ N} + 34415,5 \text{ N} = 73505,5 \text{ N} \approx 74 \text{ kN}$$

## Jännevoiman siirron aiheuttamat halkaisuvoimat ja niiden vaatima hakarautoitus

Punosten aiheuttama mitoitusvoima  $F_{Ed}$

$$F_{Ed} = 0,25 * \gamma_{P, fav} * (F_{Pk} - F_{cm}) = 0,25 * 1,2 * (1476468 \text{ N} - 349042,7 \text{ N}) = 338227,6 \text{ N}$$

Jännevoiman ominaisarvo laukaisussa  $F_{Pk}$

Oletetaan jännityshäviöksi laukaisussa 2%

$$F_{Pk} = n_p * A_p * \sigma_0 * (1 - JH_{1vrk}) = 12 * 93 \text{ mm}^2 * 1350 \text{ N/mm}^2 * \left(1 - \frac{2}{100}\right) = 1476468 \text{ N}$$

Jänneryhmän painopisteen alapuolella oleva jännevoiman aiheuttama voima betonissa  $F_{cm}$

$$F_{cm} = \sigma_{cm} * A_c = 15,64 \text{ N/mm}^2 * 22320 \text{ mm}^2 = 349042,7 \text{ N}$$

Jänneryhmän painopisteen alapuolella oleva jännevoiman aiheuttama jännitys betonissa  $\sigma_{cm}$

Betonin jännitys saadaan laskettua, kun tiedetään reunajännitykset heti laukaisun jälkeen ja puristuspinnan korkeus. Kaikkien punoksien oletetaan toimivan, joten reunajännityksien arvot otetaan pisteestä 5225mm. Reunajännitykset voidaan ottaa JBPalkkiEC2-ohjelman tulosten kohdasta reunajännitykset EL Lauk. Betonin jännitys alareunassa on  $EA = -16,5 \text{ N/mm}^2$  ja yläreunassa  $EY = 4,4 \text{ N/mm}^2$ . Nyt voidaan laskea yhdenmuotoisten kolmioiden avulla betonin jännitys jännevoiman painopisteen kohdalla.

$$\begin{aligned} \sigma_{cm} &= \frac{|-16,5 \text{ N/mm}^2|}{h - x} * \left(d + \frac{P_P}{2} - x\right) = \frac{|-16,5 \text{ N/mm}^2|}{580 \text{ mm} - 134,9 \text{ mm}} * \left(533,5 \text{ mm} + \frac{46,5 \text{ mm}}{2} - 134,9 \text{ mm}\right) \\ &= 15,64 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Jänneryhmän painopisteen alapuolella olevan betonin pinta-ala  $A_c$

$$A_c = (h - d) * b = (580 \text{ mm} - 533,5 \text{ mm}) * 480 \text{ mm} = 22320 \text{ mm}^2$$

Palkin pään halkaisuraudoitus  $A_{sh}$

Halkaisuraudoituksen sallittu jännitys  $F_{yd}$  rajataan arvoon  $f_{yd} \leq 300 \text{ N/mm}^2$

$$A_{sh} = \frac{F_{Ed}}{F_{yd}} = \frac{338227,6 \text{ N}}{300 \text{ N/mm}^2} = 1127,4 \text{ mm}^2$$

Vaadittu halkaisuraudoitus on  $A_{sh} = 1127 \text{ mm}^2$

## Jännevoiman siirron aiheuttamat reunavetovoimat ja niiden vaatima pystyraudoitus palkin päässä

Reunavetovoima  $F_d$  (Rakenteen painopiste on otettu JBPalkkiEC2-ohjelman tulosteesta poikkileikkausarvoista.)

$$F_d = \frac{0,015 * F_{Pd,ala}}{1 - \sqrt{\frac{2 * e_{p,ala}}{h}}} + \frac{0,015 * F_{Pd,ylä}}{1 - \sqrt{\frac{2 * e_{p,ylä}}{h}}} = \frac{0,015 * 1771762 N}{1 - \sqrt{\frac{2 * (287mm - 46,5mm)}{580mm}}} + \frac{0,015 * 221470 N}{1 - \sqrt{\frac{2 * (580mm - 287mm - 40mm)}{580mm}}} = 347849 N$$

Jännevoiman laskenta-arvo alapunoksissa  $F_{Pd,ala}$

$$F_{Pd,ala} = \gamma_p * F_{Pk,ala} = 1,2 * 1476468 N = 1771762 N$$

$$F_{Pk,ala} = n_{p,ala} * A_p * \sigma_0 * (1 - JH_{1vrk}) = 12 * 93mm^2 * 1350 N/mm^2 * \left(1 - \frac{2}{100}\right) = 1476468 N$$

Jännevoiman laskenta-arvo yläpunoksissa  $F_{Pd,ylä}$

$$F_{Pd,ylä} = \gamma_p * F_{Pk,ylä} = 1,2 * 246078 N = 221470 N$$

$$F_{Pk,ylä} = n_{p,ylä} * A_p * \sigma_0 * (1 - JH_{1vrk}) = 2 * 93mm^2 * 1350 N/mm^2 * \left(1 - \frac{2}{100}\right) = 246078 N$$

Palkin pään pystyraudoitus  $A_{sp}$

Pystyraudoituksen sallittu jännitys  $F_{yd}$  rajataan arvoon  $f_{yd} \leq 300 N/mm^2$

$$A_{sp} = \frac{F_d}{F_{yd}} = \frac{347849 N}{300 N/mm^2} = 1160mm^2$$

Vaadittu pystyraudoitus on  $A_{sp} = 1160 mm^2$

Valitaan pystyraudoitukseksi 4T16+2T12 lenkit, jolloin toteutunut pystyraudoitus  $A_{sp,tot}$  on

$$A_{sp,tot} = \left[ 4 * \left(\frac{16mm}{2}\right)^2 + 2 * \left(\frac{12mm}{2}\right)^2 \right] * \pi = 1030 mm^2$$

## Palkin hakaraidoituksen määräytyminen

### Haat 0...800mm:

Palkin päästä etäisyydelle 800mm sijoitetaan halkaisuraidoituksen vaatima pystyraudoitus sekä mitoittavan pisteen vaatima leikkausraudoitus. Lisäksi hakaraidoitusta voi lisätä reunavetovoiman vaatiman raudoituksen ja toteutetun raudoituksen erotus. Välin 0...800mm hakaraidoituksen pinta-ala määräytyy näiden kolmen asian summasta.

Leikkausraidoituksen mitoittava piste sijaitsee  $z * \cot \theta$  etäisyydellä tuen reunasta.

Mitoittava piste on siis

$$l_{mit} = l_{tuki} + z * \cot 40^\circ = 200mm + 0,9 * 533,5mm * 1,192 = 772mm$$

Leikkausvoima  $V_d$  mitoittavassa pisteessä voidaan nyt laskea suhteella JBPalkkuEC2-ohjelman leikkaus ja poikkileikkaustiedot osioiden avulla. Leikkausvoiman arvo on nolla palkin keskikohdassa  $\frac{l_0}{2}$ .

$$V_d = V_{d,max} - \left( \frac{V_{d,max}}{\frac{l_0}{2}} * l_{mit} \right) = 541500 N - \left( \frac{541500 N}{\frac{5500mm}{2}} * 772mm \right) = 389486 N$$

Leikkausvoiman vaatima leikkausraudoitus voidaan nyt laskea lineaarisesti jonkin mielivaltaisen laskentapisteen avulla leikkausrasituksen  $V_d$  ja leikkauskestävyyden  $V_{Rd,s}$  suhteessa. Valitaan pisteeksi 4125mm, jossa vaaditun leikkausraidoituksen ala on  $A_{sw} = 543 \text{ mm}^2/m$ . Pisteeseen  $V_{Rd,s}$  otetaan JBPalkkiEC2-ohjelmasta.

$$A_{sw} = \frac{V_d}{V_{Rd,s}} * A_{sw} = \frac{389486 N}{141200 N} * 543 \text{ mm}^2/m = 1498 \text{ mm}^2/m$$

Kun lasketaan 800mm pituista väliä, leikkausraidoitukseksi saadaan

$$A_{sw} = 1498 \text{ mm}^2/m * 0,8m = 1198 \text{ mm}^2$$

Vaadittu halkaisuraudoitus on  $A_{sh} = 1127 \text{ mm}^2$ . Halkaisuraudoitus toteutetaan kokonaisuudessaan 800mm matkalle:

$$A_{sh} = \frac{1127 \text{ mm}^2}{0,8} = 1409 \text{ mm}^2$$

Vaaditun pystyraudoituksen  $A_{sp}$  ja toteutuneen pystyraudoituksen  $A_{sp,tot}$  erotus

$$\Delta A_{sp} = A_{sp} - A_{sp,tot} = 1160 \text{ mm}^2 - 1030 \text{ mm}^2 = 130 \text{ mm}^2$$

Nyt voidaan laskea vaadittu hakaraudoitus  $A_s$  palkin päähän välille 0...800mm

$$A_s = A_{sw} + A_{sh} + \Delta A_{sp} = 1198 \text{ mm}^2 + 1409 \text{ mm}^2 + 130 \text{ mm}^2 = 2737 \text{ mm}^2$$

Tarvittava hakamäärä, kun käytetään T10 hakoja ja haat ovat 2-leikkeisiä

$$n_H = \frac{A_s}{A_{T10}} = \frac{2737 \text{ mm}^2}{2 * \left(\frac{10\text{mm}}{2}\right)^2 * \pi} = 17,4 \text{ kpl}$$

Hakateräksien jakoväli  $s$

$$s = \frac{800 \text{ mm}}{17,4} = 45,9 \text{ mm} \approx 45 \text{ mm}$$

Valitaan hakaraudoitukseksi välille 0...800mm 18 T10 k45.

### **Haat 800...1475:**

Välin 800...1475 päättymiskohta määräytyy leikkausrasituksen ja leikkauskestävyyden mukaan. Kun leikkauskestävyys ylittää leikkausrasituksen, leikkaushaات määräytyvät minimirauoituksen mukaan. JBPalkkiEC2-ohjelmasta huomataan, että pisteessä 1100mm  $V_{Rd,s} > V_{Rd,c+P}$  ja pisteessä 1375mm  $V_{Rd,s} < V_{Rd,c+P}$ . Tästä seuraa, että hakavälin loppupisteeksi valitaan

$$1375\text{mm} + \frac{l_{tuiki}}{2} = 1375\text{mm} + \frac{200\text{mm}}{2} = 1475 \text{ mm}.$$

Seuraava hakateräksien laskentapiste  $l_{mit}$  sijaitsee  $800\text{mm} + z * \cot \theta$  eli

$$l_{mit} = 800\text{mm} + z * \cot \theta = 800\text{mm} + 0,9 * 533,5\text{mm} * 1,192 = 1172\text{mm}$$

Leikkausvoima  $V_d$  mitoittavassa pisteessä voidaan nyt laskea suhteella JBPalkkuEC2-ohjelman leikkaus ja poikkileikkaustiedot osioiden avulla. Leikkausvoiman arvo on nolla palkin keskikohdassa  $\frac{l_0}{2}$ .

$$V_d = V_{d,max} - \left( \frac{V_{d,max}}{\frac{l_0}{2}} * l_{mit} \right) = 541500 \text{ N} - \left( \frac{541500 \text{ N}}{\frac{5500\text{mm}}{2}} * 1172\text{mm} \right) = 310723 \text{ N}$$

Leikkausvoiman vaatima leikkausraudoitus voidaan nyt laskea lineaarisesti pisteen 4125mm avulla.

$$A_{sw} = \frac{V_d}{V_{Rd,s}} * A_{sw} = \frac{310723 N}{141200 N} * 543 \text{ mm}^2/m = 1195 \text{ mm}^2/m$$

Kun lasketaan  $1475\text{mm} - 800\text{mm} = 675\text{mm}$  pituista väliä, leikkausraudoitukseksi saadaan

$$A_{sw} = 1195 \text{ mm}^2/m * 0,675\text{m} = 807 \text{ mm}^2$$

Tarvittava hakamäärä, kun käytetään T10 hakoja ja haat ovat 2-leikkeisiä

$$n_H = \frac{A_{sw}}{A_{T10}} = \frac{807 \text{ mm}^2}{2 * \left(\frac{10\text{mm}}{2}\right)^2 * \pi} = 5,14 \text{ kpl}$$

Hakateräksien jakoväli  $s$

$$s = \frac{675 \text{ mm}}{5,14} = 131,4 \text{ mm} \approx 130 \text{ mm}$$

Valitaan hakaraudoitukseksi välille 800...1475mm 6 T10 k130.

## Liite 2. Raudoituslaskelmat JBPalkkiEC2-ohjelmalla.

## Raudoituslaskelmat taivutukselle

JÄNNEBETONIRAKENTEIDEN MITOITUSOHJELMA VERSIO 2.2 (EC2 15.11.2013)

21.04.2017 9:58:12

Kohde: JK580x480 L5500  
Suunnittelija: Jussi Pylkkönen

## POIKKILEIKKAUSTIEDOT

B1	B2	B3	B4	B5	H1	H2	H3	H4
480	480	480	480	480	116	116	116	116

H

580

## BETONITIEDOT

Fck	Lauk	Rc	Fii0	Ecs0	Vrk/LV	Piiri	FctkfKer	RH	FiiKerr.	EcsKerr.
50	30	1.35	0.00	0.00	60	0	0.00	50	1.00	1.00

## ALAPINNAN PUNOSTIEDOT

Fp0,1k	Fpuk	Ap	Rp	Sigma0	Ar	r1	r2	r3	r4	r5	r6
1640	1860	93	1.10	1350	40	6	6	4	4	4	4
Epunos	k1p	Rel				rv1	rv2	rv3	rv4	rv5	
195000	1.600	2.50				13	50	13	50	13	

## YLÄPINNAN PUNOSTIEDOT

Fp0,1k	Fpuk	Ap	Sigma0	Yr	kpl
1640	1860	93	1350	40	2

## ALAPINNAN TERÄSTIEDOT

Fyk	Rs	Asala	Halk	Ea	Eteräs	k1s	Asylä	Ey
500	1.10	0	0	45	200000	0.800	0	45

## YLÄPINNAN TERÄSTIEDOT

Betonin tilavuuspaino=25.0kN/m3 Oman painon osavarmuuskerroin=1.15

Palkin pituus L=5500mm

Elementin paino=38.3kN

## RAKENTEEN VASEN PÄÄ:

Halkaisuraudoitus ja pystyraudoitus laskettu 12x93mm2 punosmäärälle.

Halkaisuraudoitus Ash1 = 1256mm2, fyd=300N/mm2

Pystyraudoitus palkin päässä AshPysty1 = 502mm2, fyd=500N/mm2

Ankkurointiraudoitustarve murtorajatilassa As1 = 710mm2, fyd=455N/mm2, teetta = 40 astetta

## RAKENTEEN OIKEA PÄÄ:

Halkaisuraudoitus ja pystyraudoitus laskettu 12x93mm2 punosmäärälle.

Halkaisuraudoitus Ash2 = 1256mm2, fyd=300N/mm2

Pystyraudoitus palkin päässä AshPysty2 = 502mm2, fyd=500N/mm2

Ankkurointiraudoitustarve murtorajatilassa As2 = 710mm2, fyd=455N/mm2, teetta = 40 astetta

## KUORMATIEDOT

## Tasaiset kuormat

Kuorma (kN/m), osavarmuuskerroin, psii0, psii1, psii2

86.0	1.15	1.0	1.0	1.0
60.0	1.50	1.0	0.5	0.3

Piste	Me	MLV	M1kok	Mg0	Mq0	M2pit	Md	Vg0	Vq0	Vd
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	255.6	165.0	541.5
275	5.0	5.0	88.3	66.8	43.1	79.7	141.5	230.1	148.5	487.3
550	9.5	9.5	167.4	126.5	81.7	151.0	268.0	204.5	132.0	433.2
825	13.4	13.4	237.1	179.3	115.7	214.0	379.7	178.9	115.5	379.0
1100	16.8	16.8	297.6	225.0	145.2	268.5	476.5	153.4	99.0	324.9
1375	19.7	19.7	348.7	263.6	170.2	314.7	558.4	127.8	82.5	270.7
1650	22.1	22.1	390.6	295.3	190.6	352.4	625.4	102.3	66.0	216.6
1925	23.9	23.9	423.1	319.9	206.5	381.8	677.5	76.7	49.5	162.4
2200	25.3	25.3	446.3	337.4	217.8	402.8	714.8	51.1	33.0	108.3
2475	26.1	26.1	460.3	348.0	224.6	415.4	737.1	25.6	16.5	54.1
2750	26.3	26.3	464.9	351.5	226.9	419.6	744.5	0.0	0.0	0.0
3025	26.1	26.1	460.3	348.0	224.6	415.4	737.1	-25.6	-16.5	-54.1
3300	25.3	25.3	446.3	337.4	217.8	402.8	714.8	-51.1	-33.0	-108.3
3575	23.9	23.9	423.1	319.9	206.5	381.8	677.5	-76.7	-49.5	-162.4
3850	22.1	22.1	390.6	295.3	190.6	352.4	625.4	-102.3	-66.0	-216.6
4125	19.7	19.7	348.7	263.6	170.2	314.7	558.4	-127.8	-82.5	-270.7
4400	16.8	16.8	297.6	225.0	145.2	268.5	476.5	-153.4	-99.0	-324.9
4675	13.4	13.4	237.1	179.3	115.7	214.0	379.7	-178.9	-115.5	-379.0
4950	9.5	9.5	167.4	126.5	81.7	151.0	268.0	-204.5	-132.0	-433.2
5225	5.0	5.0	88.3	66.8	43.1	79.7	141.5	-230.1	-148.5	-487.3
5500	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-255.6	-165.0	-541.5

## TAIVUTUS

Piste mm	As ap kpl	Md kNm	Mkap kNm	X mm	Ec 10 <sup>-3</sup>	Es 10 <sup>-3</sup>	Nc kN	NcLvY kN	NcLvA kN	Yhteensä kN
275	2	141.5	180.8	46.6	1.89	20.00	543.1	0.0	0.0	543.1
550	4	268.0	320.4	63.2	2.65	20.00	799.3	0.0	0.0	799.3
825	7	379.7	468.2	81.6	3.50	19.66	1080.8	0.0	0.0	1080.8
1100	9	476.5	607.0	104.0	3.50	14.67	1377.5	0.0	0.0	1377.5
1375	11	558.4	739.5	126.9	3.50	11.39	1680.8	0.0	0.0	1680.8
1650	12	625.4	786.0	135.1	3.50	10.49	1789.5	0.0	0.0	1789.5
1925	12	677.5	786.1	135.0	3.50	10.50	1788.1	0.0	0.0	1788.1
2200	12	714.8	786.0	135.0	3.50	10.50	1788.1	0.0	0.0	1788.1
2475	12	737.1	786.2	134.9	3.50	10.51	1786.8	0.0	0.0	1786.8
2750	12	744.5	786.2	134.9	3.50	10.51	1786.8	0.0	0.0	1786.8
3025	12	737.1	786.2	134.9	3.50	10.51	1786.8	0.0	0.0	1786.8
3300	12	714.8	786.0	135.0	3.50	10.50	1788.1	0.0	0.0	1788.1
3575	12	677.5	786.1	135.0	3.50	10.50	1788.1	0.0	0.0	1788.1
3850	12	625.4	786.0	135.1	3.50	10.49	1789.5	0.0	0.0	1789.5
4125	12	558.4	785.8	135.2	3.50	10.48	1790.8	0.0	0.0	1790.8
4400	12	476.5	785.8	135.3	3.50	10.47	1792.1	0.0	0.0	1792.1
4675	12	379.7	785.5	135.5	3.50	10.45	1794.8	0.0	0.0	1794.8
4950	12	268.0	785.4	135.6	3.50	10.44	1796.1	0.0	0.0	1796.1
5225	12	141.5	785.2	135.8	3.50	10.42	1798.7	0.0	0.0	1798.7

## LEIKKAUS

Piste mm	Vd kN	VRdmax		Vp kN	VRdc+p kN	VRds kN	Asw mm <sup>2</sup> /m	bw mm	Haat 2-leik.	Teetta astetta
		VRdc kN	Vp kN							
275	487.3	1820.4	130.9	59.7	190.6	487.3	1851	480	T8 k54	40
550	433.2	1857.2	130.9	85.6	216.5	433.2	1645	480	T8 k61	40
825	379.0	1890.8	130.6	112.4	243.0	379.0	1443	480	T8 k70	40
1100	324.9	1916.7	139.7	137.3	277.0	324.9	1244	480	T8 k81	40
1375	270.7	1944.5	150.3	160.9	311.1	141.4	543	480	T8 k185	40
1650	216.6	1955.0	153.8	169.3	323.0	141.2	543	480	T8 k185	40
1925	162.4	1955.8	153.8	169.9	323.6	141.2	543	480	T8 k185	40
2200	108.3	1956.4	153.8	170.3	324.1	141.2	543	480	T8 k185	40
2475	54.1	1956.5	153.8	170.4	324.1	141.2	543	480	T8 k185	40
2750	0.0	1956.5	153.8	170.4	324.2	141.2	543	480	T8 k185	40
3025	-54.1	1956.5	153.8	170.4	324.1	141.2	543	480	T8 k185	40
3300	-108.3	1956.4	153.8	170.3	324.1	141.2	543	480	T8 k185	40
3575	-162.4	1955.8	153.8	169.9	323.6	141.2	543	480	T8 k185	40
3850	-216.6	1955.0	153.8	169.3	323.0	141.2	543	480	T8 k185	40
4125	-270.7	1954.1	153.8	168.6	322.4	141.2	543	480	T8 k185	40
4400	-324.9	1952.7	153.8	167.7	321.5	324.9	1249	480	T8 k80	40
4675	-379.0	1951.1	153.8	166.6	320.4	379.0	1457	480	T8 k69	40
4950	-433.2	1949.3	153.8	165.3	319.1	433.2	1665	480	T8 k60	40
5225	-487.3	1947.2	153.8	163.8	317.6	487.3	1874	480	T8 k54	40

## TAIVUTUSMOMENTIN JA LEIKKAUSVOIMAN YHTEISVAIKUTUS

Piste mm	As ap kpl,eff	Md kNm	Mkap kNm	As ap kpl,vaad	Vd kN	As ap kpl,vaad	As ap yhteensä	As ap käyttöaste
275	2	141.5	180.8	1.9	487.3	2.1	4.0	164 %
550	4	268.0	320.4	3.7	433.2	1.9	5.6	125 %
825	7	379.7	468.2	5.4	379.0	1.6	7.1	105 %
1100	9	476.5	607.0	7.0	324.9	1.4	8.4	94 %
1375	11	558.4	739.5	8.5	270.7	1.2	9.6	86 %
1650	12	625.4	786.0	9.5	216.6	0.9	10.5	87 %
1925	12	677.5	786.1	10.3	162.4	0.7	11.0	92 %
2200	12	714.8	786.0	10.9	108.3	0.5	11.4	95 %
2475	12	737.1	786.2	11.3	54.1	0.2	11.5	96 %
2750	12	744.5	786.2	11.4	0.0	0.0	11.4	95 %
3025	12	737.1	786.2	11.3	-54.1	0.2	11.5	96 %
3300	12	714.8	786.0	10.9	-108.3	0.5	11.4	95 %
3575	12	677.5	786.1	10.3	-162.4	0.7	11.0	92 %
3850	12	625.4	786.0	9.5	-216.6	0.9	10.5	87 %
4125	12	558.4	785.8	8.5	-270.7	1.2	9.7	81 %
4400	12	476.5	785.8	7.3	-324.9	1.4	8.7	72 %
4675	12	379.7	785.5	5.8	-379.0	1.6	7.4	62 %
4950	12	268.0	785.4	4.1	-433.2	1.9	6.0	50 %
5225	12	141.5	785.2	2.2	-487.3	2.1	4.3	35 %



## POIKKILEIKKAUSSUUREET

Piste mm	Ai m <sup>2</sup>	Pp m	H m	Ii m <sup>4</sup>	Itkok m <sup>4</sup>	Itpit m <sup>4</sup>	Fii	Ecs 10 <sup>-3</sup>
275	0.2801	0.290	0.580	0.007914	0.007914	0.008075	1.20	0.45
550	0.2809	0.289	0.580	0.007963	0.007963	0.008198	1.20	0.45
825	0.2818	0.288	0.580	0.008016	0.008016	0.008327	1.20	0.45
1100	0.2827	0.288	0.580	0.008065	0.008065	0.008445	1.20	0.45
1375	0.2836	0.287	0.580	0.008113	0.008113	0.008561	1.20	0.45
1650	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
1925	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
2200	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
2475	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
2750	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
3025	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
3300	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
3575	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
3850	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
4125	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
4400	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
4675	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
4950	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
5225	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45

## KÄYTTÖRAJATILA KOKONAISKUORMILLA

Piste mm	M1kok kNm	Mr kNm	SigmaR N/mm <sup>2</sup>	SigmaP N/mm <sup>2</sup>	SigmaS N/mm <sup>2</sup>	Wk mm	Wkt mm	SigmaC N/mm <sup>2</sup>	x mm
275	88.3	172.6	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
550	167.4	246.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
825	237.1	322.4	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1100	297.6	393.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1375	348.7	460.1	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1650	390.6	484.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1925	423.1	486.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2200	446.3	488.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2475	460.3	488.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2750	464.9	489.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3025	460.3	488.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3300	446.3	488.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3575	423.1	486.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3850	390.6	484.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4125	348.7	482.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4400	297.6	478.8	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4675	237.1	474.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4950	167.4	470.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5225	88.3	464.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

## KÄYTTÖRAJATILA PITKÄAIKAISKUORMILLA

Piste mm	M2pit kNm	Mr kNm	SigmaR N/mm <sup>2</sup>	SigmaP N/mm <sup>2</sup>	SigmaS N/mm <sup>2</sup>	Wk mm	Wkt mm	SigmaC N/mm <sup>2</sup>	x mm
275	79.7	172.6	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
550	151.0	246.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
825	214.0	322.4	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1100	268.5	393.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1375	314.7	460.1	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1650	352.4	484.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1925	381.8	486.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2200	402.8	488.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2475	415.4	488.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2750	419.6	489.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3025	415.4	488.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3300	402.8	488.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3575	381.8	486.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3850	352.4	484.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4125	314.7	482.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4400	268.5	478.8	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4675	214.0	474.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4950	151.0	470.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5225	79.7	464.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

## TAIPUMA

Piste	fe	feLV	flv	fpit	flyh	Kokonaistaipuma	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	L/?
275	-1.0	-1.1	-1.1	0.1	0.1	1.2	4435.5
550	-1.9	-2.2	-2.2	0.1	0.3	2.4	2247.6
825	-2.9	-3.2	-3.2	0.2	0.4	3.6	1540.3
1100	-3.7	-4.1	-4.1	0.2	0.4	4.6	1197.8
1375	-4.5	-5.0	-5.0	0.2	0.5	5.5	1001.0
1650	-5.1	-5.7	-5.7	0.2	0.6	6.3	877.7
1925	-5.6	-6.2	-6.2	0.2	0.6	6.9	798.4
2200	-6.0	-6.7	-6.7	0.2	0.7	7.3	749.2
2475	-6.2	-6.9	-6.9	0.2	0.7	7.6	723.1
2750	-6.3	-7.0	-7.0	0.2	0.6	7.7	716.5
3025	-6.3	-7.0	-7.0	0.1	0.6	7.5	728.9
3300	-6.1	-6.8	-6.8	0.0	0.4	7.2	761.8
3575	-5.8	-6.5	-6.5	-0.2	0.2	6.7	820.0
3850	-5.4	-6.0	-6.0	-0.4	0.0	6.0	912.9
4125	-4.8	-5.4	-5.4	-0.5	-0.2	5.2	1059.0
4400	-4.1	-4.6	-4.6	-0.6	-0.4	4.2	1296.4
4675	-3.3	-3.7	-3.7	-0.7	-0.5	3.2	1714.9
4950	-2.3	-2.6	-2.6	-0.6	-0.4	2.1	2583.8
5225	-1.2	-1.3	-1.3	-0.3	-0.3	1.1	5215.9

## JÄNNITYSHÄVIÖT

Piste	AJH1	AJH2	AJH3	AJH4	AJHS	YJH1	YJH2	YJH3	YJH4	YJHS
mm	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
275	24.3	46.6	8.5	105.4	184.8	22.4	43.6	6.9	129.6	202.5
550	32.0	58.8	16.0	103.5	210.3	19.6	39.4	4.3	138.3	201.6
825	39.9	70.9	23.5	104.1	238.5	16.7	35.1	1.8	145.5	199.1
1100	47.4	81.8	30.2	105.3	264.7	14.0	31.3	-0.4	151.8	196.7
1375	54.8	91.9	36.4	107.0	290.0	11.3	27.6	-2.5	156.5	192.9
1650	59.0	95.3	38.3	103.8	296.5	10.5	26.6	-3.1	162.5	196.6
1925	58.8	95.3	38.2	98.8	291.1	10.5	26.7	-2.9	167.8	202.1
2200	58.7	95.2	38.1	95.1	287.1	10.7	27.0	-2.8	171.9	206.7
2475	58.5	95.0	38.1	94.8	286.3	10.7	27.0	-2.7	174.2	209.1
2750	58.4	94.9	38.0	94.8	286.1	10.7	27.0	-2.7	174.9	209.9
3025	58.5	95.0	38.1	94.8	286.3	10.7	27.0	-2.7	174.2	209.1
3300	58.7	95.2	38.1	95.1	287.1	10.7	27.0	-2.8	171.9	206.7
3575	58.8	95.3	38.2	98.8	291.1	10.5	26.7	-2.9	167.8	202.1
3850	59.0	95.3	38.3	103.8	296.5	10.5	26.6	-3.1	162.5	196.6
4125	59.1	95.2	38.5	109.8	302.5	10.3	26.4	-3.3	155.4	188.8
4400	59.3	95.3	38.6	117.6	310.8	10.3	26.2	-3.5	147.1	180.1
4675	59.7	95.4	38.9	126.8	320.8	10.2	26.1	-3.7	137.3	169.8
4950	60.0	95.6	39.1	137.5	332.2	10.1	25.9	-4.0	126.0	158.0
5225	60.5	95.8	39.4	149.6	345.2	10.0	25.7	-4.3	113.2	144.6

## REUNAJÄNNITYKSET

Piste	EL Lauk		EL 28Vrk		EL/ennen LV		LV:n jälkeen		2Pit		1Kok	
	EA	EY	EA	EY	EA	EY	EA	EY	EA	EY	EA	EY
mm	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
275	-2.3	-1.7	-2.2	-1.6	-2.2	-1.6	-2.2	-1.6	0.8	-4.2	1.1	-4.5
550	-5.3	-0.4	-4.9	-0.5	-4.8	-0.5	-4.8	-0.5	0.7	-5.6	1.3	-6.2
825	-8.6	0.9	-7.8	0.6	-7.6	0.6	-7.6	0.6	0.3	-6.7	1.1	-7.6
1100	-11.8	2.1	-10.5	1.7	-10.2	1.5	-10.2	1.5	-0.3	-7.7	0.7	-8.7
1375	-14.9	3.4	-13.1	2.7	-12.6	2.5	-12.6	2.5	-1.0	-8.4	0.2	-9.6
1650	-15.9	3.8	-13.9	3.0	-13.4	2.7	-13.4	2.7	-0.5	-9.4	0.8	-10.8
1925	-15.9	3.7	-13.8	2.9	-13.3	2.7	-13.3	2.7	0.4	-10.4	1.9	-11.9
2200	-15.8	3.7	-13.8	2.9	-13.3	2.6	-13.3	2.6	1.1	-11.1	2.7	-12.7
2475	-15.8	3.6	-13.8	2.8	-13.3	2.6	-13.3	2.6	1.6	-11.6	3.1	-13.2
2750	-15.8	3.6	-13.8	2.8	-13.3	2.6	-13.3	2.6	1.7	-11.7	3.3	-13.4
3025	-15.8	3.6	-13.8	2.8	-13.3	2.6	-13.3	2.6	1.6	-11.6	3.1	-13.2
3300	-15.8	3.7	-13.8	2.9	-13.3	2.6	-13.3	2.6	1.1	-11.1	2.7	-12.7
3575	-15.9	3.7	-13.8	2.9	-13.3	2.7	-13.3	2.7	0.4	-10.4	1.9	-11.9
3850	-15.9	3.8	-13.9	3.0	-13.4	2.7	-13.4	2.7	-0.5	-9.4	0.8	-10.8
4125	-16.0	3.9	-14.0	3.1	-13.5	2.8	-13.5	2.8	-1.8	-8.1	-0.6	-9.3
4400	-16.1	4.0	-14.1	3.2	-13.6	2.9	-13.6	2.9	-3.3	-6.5	-2.2	-7.5
4675	-16.2	4.1	-14.2	3.3	-13.7	3.0	-13.7	3.0	-5.0	-4.6	-4.2	-5.4
4950	-16.4	4.2	-14.3	3.4	-13.8	3.2	-13.8	3.2	-7.1	-2.4	-6.5	-3.0
5225	-16.5	4.4	-14.5	3.6	-13.9	3.3	-13.9	3.3	-9.4	0.1	-9.1	-0.3

## Raudoituslaskelmat leikkaukselle

JÄNNEBETONIRAKENTEIDEN MITOITUSOHJELMA VERSIO 2.2 (EC2 15.11.2013)

04.05.2017 11:37:30

Kohde: JK580x480 L5500\_Leikkaustarkastelu  
Suunnittelija: Jussi Pylkkönen

## POIKKILEIKKAUSTIEDOT

B1	B2	B3	B4	B5	H1	H2	H3	H4
480	480	480	480	480	116	116	116	116

H  
580

## BETONITIEDOT

Fck	Lauk	Re	Fii0	Ecs0	Vrk/LV	Piiri	FctkfKer	RH	FiiKerr.	EcsKerr.
50	30	1.35	0.00	0.00	60	0	0.00	50	1.00	1.00

## ALAPINNAN PUNOSTIEDOT

Fp0,1k	Fpuk	Ap	Rp	Sigma0	Ar	r1	r2	r3	r4	r5	r6
1640	1860	93	1.10	1350	40	6	6	4	4	4	4
Epunos	k1p	Rel				rv1	rv2	rv3	rv4	rv5	
195000	1.600	2.50				13	50	13	50	13	

## YLÄPINNAN PUNOSTIEDOT

Fp0,1k	Fpuk	Ap	Sigma0	Yr	kpl
1640	1860	93	1350	40	2

## ALAPINNAN TERÄSTIEDOT

Fyk	Rs	Asala	Halk	Ea	Eteräs	k1s
500	1.10	0	0	45	200000	0.800

## YLÄPINNAN TERÄSTIEDOT

Asylä	Ey
0	45

Betonin tilavuuspaino=25.0kN/m3

Oman painon osavarmuuskerroin=1.15

Palkin pituus L=5500mm

Elementin paino=38.3kN

## RAKENTEEN VASEN PÄÄ:

Halkaisuraudoitus ja pystyraudoitus laskettu 12x93mm2 punosmäärälle.

Halkaisuraudoitus Ash1 = 1256mm2, fyd=300N/mm2

Pystyraudoitus palkin päässä AshPysty1 = 502mm2, fyd=500N/mm2

Ankkurointiraidoitustarve murtorajatilassa As1 = 710mm2, fyd=455N/mm2, teetta = 40 astetta

## RAKENTEEN OIKEA PÄÄ:

Halkaisuraudoitus ja pystyraudoitus laskettu 12x93mm2 punosmäärälle.

Halkaisuraudoitus Ash2 = 1256mm2, fyd=300N/mm2

Pystyraudoitus palkin päässä AshPysty2 = 502mm2, fyd=500N/mm2

Ankkurointiraidoitustarve murtorajatilassa As2 = 710mm2, fyd=455N/mm2, teetta = 40 astetta

## KUORMATIEDOT

## Tasaiset kuormat

Kuorma (kN/m), osavarmuuskerroin, psii0, psii1, psii2

86.0	1.15	1.0	1.0	1.0
60.0	1.50	1.0	0.5	0.3

Piste	Me	MLV	M1kok	Mg0	Mq0	M2pit	Md	Vg0	Vq0	Vd
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	255.6	165.0	541.5
275	5.0	5.0	88.3	66.8	43.1	79.7	141.5	230.1	148.5	487.3
550	9.5	9.5	167.4	126.5	81.7	151.0	268.0	204.5	132.0	433.2
825	13.4	13.4	237.1	179.3	115.7	214.0	379.7	178.9	115.5	379.0
1100	16.8	16.8	297.6	225.0	145.2	268.5	476.5	153.4	99.0	324.9
1375	19.7	19.7	348.7	263.6	170.2	314.7	558.4	127.8	82.5	270.7
1650	22.1	22.1	390.6	295.3	190.6	352.4	625.4	102.3	66.0	216.6
1925	23.9	23.9	423.1	319.9	206.5	381.8	677.5	76.7	49.5	162.4
2200	25.3	25.3	446.3	337.4	217.8	402.8	714.8	51.1	33.0	108.3
2475	26.1	26.1	460.3	348.0	224.6	415.4	737.1	25.6	16.5	54.1
2750	26.3	26.3	464.9	351.5	226.9	419.6	744.5	0.0	0.0	0.0
3025	26.1	26.1	460.3	348.0	224.6	415.4	737.1	-25.6	-16.5	-54.1
3300	25.3	25.3	446.3	337.4	217.8	402.8	714.8	-51.1	-33.0	-108.3
3575	23.9	23.9	423.1	319.9	206.5	381.8	677.5	-76.7	-49.5	-162.4
3850	22.1	22.1	390.6	295.3	190.6	352.4	625.4	-102.3	-66.0	-216.6
4125	19.7	19.7	348.7	263.6	170.2	314.7	558.4	-127.8	-82.5	-270.7
4400	16.8	16.8	297.6	225.0	145.2	268.5	476.5	-153.4	-99.0	-324.9
4675	13.4	13.4	237.1	179.3	115.7	214.0	379.7	-178.9	-115.5	-379.0
4950	9.5	9.5	167.4	126.5	81.7	151.0	268.0	-204.5	-132.0	-433.2
5225	5.0	5.0	88.3	66.8	43.1	79.7	141.5	-230.1	-148.5	-487.3
5500	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-255.6	-165.0	-541.5

## TAIVUTUS

Piste	As ap	Md	Mkap	X	Ec	Es	Nc	NcLvY	NcLvA	Yhteensä
mm	kpl	kNm	kNm	mm	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-3</sup>	kN	kN	kN	kN
275	4	141.5	297.3	60.5	2.52	20.00	757.7	0.0	0.0	757.7
550	7	268.0	496.5	86.2	3.50	18.43	1141.8	0.0	0.0	1141.8
825	10	379.7	680.3	116.8	3.50	12.68	1547.1	0.0	0.0	1547.1
1100	12	476.5	785.8	135.3	3.50	10.47	1792.1	0.0	0.0	1792.1
1375	12	558.4	785.8	135.2	3.50	10.48	1790.8	0.0	0.0	1790.8
1650	12	625.4	786.0	135.1	3.50	10.49	1789.5	0.0	0.0	1789.5
1925	12	677.5	786.1	135.0	3.50	10.50	1788.1	0.0	0.0	1788.1
2200	12	714.8	786.0	135.0	3.50	10.50	1788.1	0.0	0.0	1788.1
2475	12	737.1	786.2	134.9	3.50	10.51	1786.8	0.0	0.0	1786.8
2750	12	744.5	786.2	134.9	3.50	10.51	1786.8	0.0	0.0	1786.8
3025	12	737.1	786.2	134.9	3.50	10.51	1786.8	0.0	0.0	1786.8
3300	12	714.8	786.0	135.0	3.50	10.50	1788.1	0.0	0.0	1788.1
3575	12	677.5	786.1	135.0	3.50	10.50	1788.1	0.0	0.0	1788.1
3850	12	625.4	786.0	135.1	3.50	10.49	1789.5	0.0	0.0	1789.5
4125	12	558.4	785.8	135.2	3.50	10.48	1790.8	0.0	0.0	1790.8
4400	12	476.5	785.8	135.3	3.50	10.47	1792.1	0.0	0.0	1792.1
4675	12	379.7	785.5	135.5	3.50	10.45	1794.8	0.0	0.0	1794.8
4950	12	268.0	785.4	135.6	3.50	10.44	1796.1	0.0	0.0	1796.1
5225	12	141.5	785.2	135.8	3.50	10.42	1798.7	0.0	0.0	1798.7

## LEIKKAUS

Piste	Vd	VRdmax		Vp	VRdc+p	VRds	Asw	bw	Haat	Teetta
		kN	kN							
mm	kN	kN	kN	kN	kN	kN	mm <sup>2</sup> /m	mm	2-leik.	astetta
275	487.3	1850.8	130.9	81.1	212.0	487.3	1851	480	T8 k54	40
550	433.2	1894.6	130.5	116.8	247.3	433.2	1652	480	T8 k61	40
825	379.0	1930.1	145.7	149.1	294.8	379.0	1454	480	T8 k69	40
1100	324.9	1952.7	153.8	167.7	321.5	324.9	1249	480	T8 k80	40
1375	270.7	1954.1	153.8	168.6	322.4	141.2	543	480	T8 k185	40
1650	216.6	1955.0	153.8	169.3	323.0	141.2	543	480	T8 k185	40
1925	162.4	1955.8	153.8	169.9	323.6	141.2	543	480	T8 k185	40
2200	108.3	1956.4	153.8	170.3	324.1	141.2	543	480	T8 k185	40
2475	54.1	1956.5	153.8	170.4	324.1	141.2	543	480	T8 k185	40
2750	0.0	1956.5	153.8	170.4	324.2	141.2	543	480	T8 k185	40
3025	-54.1	1956.5	153.8	170.4	324.1	141.2	543	480	T8 k185	40
3300	-108.3	1956.4	153.8	170.3	324.1	141.2	543	480	T8 k185	40
3575	-162.4	1955.8	153.8	169.9	323.6	141.2	543	480	T8 k185	40
3850	-216.6	1955.0	153.8	169.3	323.0	141.2	543	480	T8 k185	40
4125	-270.7	1954.1	153.8	168.6	322.4	141.2	543	480	T8 k185	40
4400	-324.9	1952.7	153.8	167.7	321.5	324.9	1249	480	T8 k80	40
4675	-379.0	1951.1	153.8	166.6	320.4	379.0	1457	480	T8 k69	40
4950	-433.2	1949.3	153.8	165.3	319.1	433.2	1665	480	T8 k60	40
5225	-487.3	1947.2	153.8	163.8	317.6	487.3	1874	480	T8 k54	40

## TAIVUTUSMOMENTIN JA LEIKKAUSVOIMAN YHTEISVAIKUTUS

Piste	As ap	Md	Mkap	As ap	Vd	As ap	As ap	As ap
mm	kpl,eff	kNm	kNm	kpl,vaad	kN	kpl,vaad	yhteensä	käyttöaste
275	4	141.5	297.3	2.0	487.3	2.1	4.1	98 %
550	7	268.0	496.5	3.9	433.2	1.9	5.7	80 %
825	10	379.7	680.3	5.7	379.0	1.6	7.3	72 %
1100	12	476.5	785.8	7.3	324.9	1.4	8.7	72 %
1375	12	558.4	785.8	8.5	270.7	1.2	9.7	81 %
1650	12	625.4	786.0	9.5	216.6	0.9	10.5	87 %
1925	12	677.5	786.1	10.3	162.4	0.7	11.0	92 %
2200	12	714.8	786.0	10.9	108.3	0.5	11.4	95 %
2475	12	737.1	786.2	11.3	54.1	0.2	11.5	96 %
2750	12	744.5	786.2	11.4	0.0	0.0	11.4	95 %
3025	12	737.1	786.2	11.3	-54.1	0.2	11.5	96 %
3300	12	714.8	786.0	10.9	-108.3	0.5	11.4	95 %
3575	12	677.5	786.1	10.3	-162.4	0.7	11.0	92 %
3850	12	625.4	786.0	9.5	-216.6	0.9	10.5	87 %
4125	12	558.4	785.8	8.5	-270.7	1.2	9.7	81 %
4400	12	476.5	785.8	7.3	-324.9	1.4	8.7	72 %
4675	12	379.7	785.5	5.8	-379.0	1.6	7.4	62 %
4950	12	268.0	785.4	4.1	-433.2	1.9	6.0	50 %
5225	12	141.5	785.2	2.2	-487.3	2.1	4.3	35 %

## POIKKILEIKKAUSSUUREET

Piste mm	Ai m <sup>2</sup>	Pp m	H m	Ii m <sup>4</sup>	Itkok m <sup>4</sup>	Itpit m <sup>4</sup>	Fii	Ecs 10 <sup>-3</sup>
275	0.2808	0.289	0.580	0.007955	0.007955	0.008178	1.20	0.45
550	0.2820	0.288	0.580	0.008026	0.008026	0.008351	1.20	0.45
825	0.2832	0.287	0.580	0.008091	0.008091	0.008509	1.20	0.45
1100	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
1375	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
1650	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
1925	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
2200	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
2475	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
2750	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
3025	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
3300	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
3575	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
3850	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
4125	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
4400	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
4675	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
4950	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45
5225	0.2839	0.287	0.580	0.008130	0.008130	0.008602	1.20	0.45

## KÄYTTÖRAJATILA KOKONAISKUORMILLA

Piste mm	Mikok kNm	Mr kNm	SigmaR N/mm <sup>2</sup>	SigmaP N/mm <sup>2</sup>	SigmaS N/mm <sup>2</sup>	Wk mm	Wkt mm	SigmaC x N/mm <sup>2</sup>	x mm
275	88.3	232.4	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
550	167.4	333.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
825	237.1	425.3	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1100	297.6	478.8	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1375	348.7	482.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1650	390.6	484.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1925	423.1	486.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2200	446.3	488.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2475	460.3	488.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2750	464.9	489.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3025	460.3	488.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3300	446.3	488.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3575	423.1	486.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3850	390.6	484.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4125	348.7	482.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4400	297.6	478.8	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4675	237.1	474.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4950	167.4	470.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5225	88.3	464.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

## KÄYTTÖRAJATILA PITKÄAIKAISKUORMILLA

Piste mm	M2pit kNm	Mr kNm	SigmaR N/mm <sup>2</sup>	SigmaP N/mm <sup>2</sup>	SigmaS N/mm <sup>2</sup>	Wk mm	Wkt mm	SigmaC x N/mm <sup>2</sup>	x mm
275	79.7	232.4	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
550	151.0	333.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
825	214.0	425.3	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1100	268.5	478.8	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1375	314.7	482.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1650	352.4	484.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1925	381.8	486.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2200	402.8	488.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2475	415.4	488.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2750	419.6	489.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3025	415.4	488.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3300	402.8	488.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3575	381.8	486.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3850	352.4	484.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4125	314.7	482.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4400	268.5	478.8	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4675	214.0	474.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4950	151.0	470.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5225	79.7	464.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

## TAIPUMA

Piste	fe	feLV	flv	fpit	flyh	Kokonaistaipuma	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	L/?
275	-1.1	-1.3	-1.3	-0.2	-0.1	1.1	4911.3
550	-2.2	-2.5	-2.5	-0.4	-0.2	2.2	2466.4
825	-3.2	-3.6	-3.6	-0.5	-0.3	3.3	1670.7
1100	-4.1	-4.5	-4.5	-0.5	-0.3	4.3	1282.1
1375	-4.8	-5.4	-5.4	-0.5	-0.2	5.2	1057.7
1650	-5.4	-6.1	-6.1	-0.4	-0.1	6.0	918.2
1925	-5.9	-6.6	-6.6	-0.4	0.0	6.6	829.3
2200	-6.3	-7.0	-7.0	-0.3	0.1	7.1	774.2
2475	-6.5	-7.2	-7.2	-0.3	0.2	7.4	744.3
2750	-6.5	-7.3	-7.3	-0.3	0.2	7.5	735.4
3025	-6.5	-7.2	-7.2	-0.3	0.1	7.4	746.4
3300	-6.3	-7.0	-7.0	-0.4	0.0	7.1	778.8
3575	-6.0	-6.7	-6.7	-0.5	-0.1	6.6	837.2
3850	-5.5	-6.2	-6.2	-0.6	-0.3	5.9	931.2
4125	-4.9	-5.5	-5.5	-0.7	-0.4	5.1	1079.5
4400	-4.2	-4.7	-4.7	-0.8	-0.5	4.2	1320.9
4675	-3.4	-3.7	-3.7	-0.8	-0.6	3.1	1747.1
4950	-2.4	-2.6	-2.6	-0.7	-0.5	2.1	2632.6
5225	-1.2	-1.4	-1.4	-0.4	-0.3	1.0	5315.4

## JÄNNITYSHÄVIÖT

Piste	AJH1	AJH2	AJH3	AJH4	AJHS	YJH1	YJH2	YJH3	YJH4	YJHS
mm	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
275	30.7	56.9	15.0	114.0	216.7	19.9	39.7	4.4	125.7	189.7
550	41.5	73.2	25.2	117.1	256.9	16.0	33.9	0.9	133.0	183.8
825	51.5	87.5	33.9	119.7	292.6	12.4	29.0	-2.0	139.8	179.1
1100	59.3	95.3	38.6	117.6	310.8	10.3	26.2	-3.5	147.1	180.1
1375	59.1	95.2	38.5	109.8	302.5	10.3	26.4	-3.3	155.4	188.8
1650	59.0	95.3	38.3	103.8	296.5	10.5	26.6	-3.1	162.5	196.6
1925	58.8	95.3	38.2	98.8	291.1	10.5	26.7	-2.9	167.8	202.1
2200	58.7	95.2	38.1	95.1	287.1	10.7	27.0	-2.8	171.9	206.7
2475	58.5	95.0	38.1	94.8	286.3	10.7	27.0	-2.7	174.2	209.1
2750	58.4	94.9	38.0	94.8	286.1	10.7	27.0	-2.7	174.9	209.9
3025	58.5	95.0	38.1	94.8	286.3	10.7	27.0	-2.7	174.2	209.1
3300	58.7	95.2	38.1	95.1	287.1	10.7	27.0	-2.8	171.9	206.7
3575	58.8	95.3	38.2	98.8	291.1	10.5	26.7	-2.9	167.8	202.1
3850	59.0	95.3	38.3	103.8	296.5	10.5	26.6	-3.1	162.5	196.6
4125	59.1	95.2	38.5	109.8	302.5	10.3	26.4	-3.3	155.4	188.8
4400	59.3	95.3	38.6	117.6	310.8	10.3	26.2	-3.5	147.1	180.1
4675	59.7	95.4	38.9	126.8	320.8	10.2	26.1	-3.7	137.3	169.8
4950	60.0	95.6	39.1	137.5	332.2	10.1	25.9	-4.0	126.0	158.0
5225	60.5	95.8	39.4	149.6	345.2	10.0	25.7	-4.3	113.2	144.6

## REUNAJÄNNITYKSET

Piste	EL Lauk		EL 28Vrk		EL/ennen LV		LV:n jälkeen		2Pit		1Kok	
	EA	EY	EA	EY	EA	EY	EA	EY	EA	EY	EA	EY
mm	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
275	-5.0	-0.5	-4.6	-0.5	-4.5	-0.6	-4.5	-0.6	-1.4	-3.2	-1.1	-3.6
550	-9.4	1.3	-8.5	1.0	-8.3	0.9	-8.3	0.9	-2.4	-4.3	-1.8	-4.9
825	-13.6	3.0	-12.1	2.4	-11.7	2.2	-11.7	2.2	-3.3	-5.3	-2.5	-6.1
1100	-16.1	4.0	-14.1	3.2	-13.6	2.9	-13.6	2.9	-3.3	-6.5	-2.2	-7.5
1375	-16.0	3.9	-14.0	3.1	-13.5	2.8	-13.5	2.8	-1.8	-8.1	-0.6	-9.3
1650	-15.9	3.8	-13.9	3.0	-13.4	2.7	-13.4	2.7	-0.5	-9.4	0.8	-10.8
1925	-15.9	3.7	-13.8	2.9	-13.3	2.7	-13.3	2.7	0.4	-10.4	1.9	-11.9
2200	-15.8	3.7	-13.8	2.9	-13.3	2.6	-13.3	2.6	1.1	-11.1	2.7	-12.7
2475	-15.8	3.6	-13.8	2.8	-13.3	2.6	-13.3	2.6	1.6	-11.6	3.1	-13.2
2750	-15.8	3.6	-13.8	2.8	-13.3	2.6	-13.3	2.6	1.7	-11.7	3.3	-13.4
3025	-15.8	3.6	-13.8	2.8	-13.3	2.6	-13.3	2.6	1.6	-11.6	3.1	-13.2
3300	-15.8	3.7	-13.8	2.9	-13.3	2.6	-13.3	2.6	1.1	-11.1	2.7	-12.7
3575	-15.9	3.7	-13.8	2.9	-13.3	2.7	-13.3	2.7	0.4	-10.4	1.9	-11.9
3850	-15.9	3.8	-13.9	3.0	-13.4	2.7	-13.4	2.7	-0.5	-9.4	0.8	-10.8
4125	-16.0	3.9	-14.0	3.1	-13.5	2.8	-13.5	2.8	-1.8	-8.1	-0.6	-9.3
4400	-16.1	4.0	-14.1	3.2	-13.6	2.9	-13.6	2.9	-3.3	-6.5	-2.2	-7.5
4675	-16.2	4.1	-14.2	3.3	-13.7	3.0	-13.7	3.0	-5.0	-4.6	-4.2	-5.4
4950	-16.4	4.2	-14.3	3.4	-13.8	3.2	-13.8	3.2	-7.1	-2.4	-6.5	-3.0
5225	-16.5	4.4	-14.5	3.6	-13.9	3.3	-13.9	3.3	-9.4	0.1	-9.1	-0.3

