



Väylävirasto
Trafikledsverket

Väyläviraston ohjeita
5/2022

Eurokoodin soveltamisohje

Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2



Kannen kuva: Väyläviraston kuva-arkisto

Verkkojulkaisu pdf (www.vayla.fi)



Väylävirasto Trafikledsverket

Ohje

20.1.2022

VÄYLÄ/51/06.04.01/2022

Vastaanottaja
ELY-keskukset L-alue, Väylävirasto

Säädösperusta
Laki Väylävirastosta 2.1 §

Korvaa
Eurokoodin soveltamisohje - Betonirakenteiden
suunnitteluohje - NCCI 2 (Liikenneviraston ohjeita
31/2017)

Kohdistuvuus
ELY-keskukset L-alue, Väylävirasto

Voimassa
20.1.2022 alkaen toistaiseksi

Asiasanat
Sillat, suunnittelu, sillanrakennus, betoni, eurokoodit, ohjeet

Eurokoodin soveltamisohje: Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2

Tätä ohjetta käytetään taitorakenteiden, kuten siltojen, paalulaattojen ja tukimuurien suunnittelussa, ellei hankekohtaisesti ole toisin sovittu. Lisäksi ohjetta käytetään niiden yksityistiesiltojen suunnittelussa, jotka saavat valtion avustusta sillan rakentamiseen. Siltojen kantavuuden määrittämisestä annetaan ohjeet erikseen. Eurokoodeja ja niihin liittyviä Väyläviraston soveltamisohjeita voidaan käyttää myös korjauskohteissa, mikäli se on tarkoituksenmukaista.

Tämä soveltamisohje on tarkoitettu pienten ja keskisuurten tavanomaisten siltojen (sillan kokonaismitta < 200 m) eurokoodin mukaiseen suunnitteluun. Erikoissilloille (esim. köysisillat) ja pidemmille silloille voidaan tätä soveltamisohjetta käyttää Väyläviraston hankekohtaisten lisämääräysten kanssa.

Tämän soveltamisohjeen mukaisesti suunniteltu rakenne edellyttää sen toteuttamista InfraRYL 2006 Osan 3 Sillat ja rakennustekniset osat lukujen 42001, 42020, 42030, 42070, 42111, 42131, 42141, 42142, 42210, 42500, 42017, 42018 ja 42019 mukaisesti.

Osastonjohtaja, tekniikka ja ympäristö	Minna Torkkeli
Tieliikennejohtaja	Jarmo Joutsensaari
Asiantuntija, sillat, betoni	Jussi Vuotari

*Ohje on osa Väyläviraston turvallisuusjohtamisjärjestelmää tienpidon ja/tai rautatietoi-
mien osalta*

Väylävirasto

PL 33, 00521 Helsinki
Opastinsilta 12 A, 00520 Helsinki

Puhelin 0295 34 3000
Faksi 0295 34 3700

etunimi.sukunimi@vayla.fi
kirjaamo@vayla.fi
www.vayla.fi

Esipuhe

Eurokoodit ovat korvanneet aiemmat siltojen kantavien rakenteiden suunnittelussa käytetyt ohjeet 1.6.2010 alkaen. Tämä soveltamisohje antaa ohjeita sillan suunnittelijalle eurokoodien tulkintaan sekä esittää menetelmiä, joilla eurokoodien ja Väyläviraston edellyttämä vaatimustaso täytetään.

Soveltamisohjeesta on tehty tarkoituksellisesti mahdollisimman pelkistetty, eikä kaikkia eurokoodin esittämiä asioita ole käsitelty, joten tätä ohjetta pitää käyttää rinnakkain eurokoodin standardien SFS-EN 1992-1-1 ja SFS-EN 1992-2 sekä niiden siltoja koskevien kansallisten liitteiden kanssa. Siltoja koskevat kansalliset liitteet on julkaistu liikenne- ja viestintäministeriön ohjeina mm. Väyläviraston internet-sivuilla.

Tämä on soveltamisohjeen NCCI 2 viides (19.1.2022) versio. Verrattuna neljänteen versioon (30.6.2017) muutoksia ja tarkistuksia on tehty mm. seuraaviin kohtiin:

- Betoniluokan valinnassa ohjeistetaan käyttöön suositeltujen infrabetonilaadutujen käyttöön (kappaleet 1.1 ja 3.1.2)
- Infrabetonilaadut on huomioitu taulukoissa 4.1, 4.2 ja 4.3 sekä taulukoiden tietoa on jäsennelty uudestaan
- Halkeamaleveysrajojen määrittely (7.3)

Edellä mainittujen lisäksi ohjeeseen on tehty muita pieniä korjauksia ja lisäyksiä.

Tämä soveltamisohje on laadittu Väyläviraston Taitorakenneyksikön tilaamana konsulttityönä TkT Anssi Laaksonen ohjaamana A-Insinöörit Civil Oy:ssä pohjautuen Eurokoodeihin ja niiden kansallisiin liitteisiin.

Helsingissä tammikuussa 2022

Väylävirasto
Taitorakenneyksikkö

Sisältö

1	YLEISTÄ.....	8
1.1	Merkintä suunnitelmiin.....	8
2	SUUNNITTELUPERUSTEET	9
2.1	Rakenteiden vähimmäismittoja	9
2.2	Muita vaatimuksia	9
3	MATERIAALIT	10
3.1	Betoni	10
3.1.1	Yleistä	10
3.1.2	Lujuus	10
3.1.3	Kimmainen muodonmuutos	11
3.1.4	Viruminen ja kutistuminen	11
3.1.6	Puristuslujuuden ja vetolujuuden mitoitusarvot	15
3.1.7	Poikkileikkausmitoitukseen käytettävät jännitys- muodonmuutosyhteydet.....	16
3.2	Betoniteräs	18
3.2.1	Yleistä	18
3.2.2	Ominaisuudet.....	18
3.2.4	Sitkeysominaisuudet	19
3.2.5	Hitsaus	19
3.2.7	Mitoitusotaksumat	19
3.3	Jänneteräs.....	21
3.3.1	Yleistä	21
3.3.2	Ominaisuudet.....	21
3.3.4	Sitkeysominaisuudet	22
3.3.6	Mitoitusotaksumat	22
3.4	Materiaalien osavarmuusluvut	23
4	SÄILYVYYS JA RAUDOITUKSEN BETONIPEITE	24
4.1	Yleistä.....	24
4.2	Ympäristöolosuhteet.....	25
4.3	Säilyvyysvaatimukset.....	29
4.4	Vaatimustenmukaisuuden osoittamismenetelmät	29
4.4.1	Betonipeite	29
5	RAKENNEANALYYSI.....	31
5.1	Yleistä	31
5.2	Mittaepätarkkuudet	31
5.3	Rakenteen mallintaminen.....	31
5.4	Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi.....	33
5.5	Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi momenttien jakautuessa rajallisesti uudelleen	34
5.8	Normaalivoiman kuormittaman rakenneosan lisäepäkeskisyydet	36
5.8.1	Momentin suurennusmenetelmä	38
5.8.2	Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä	38
5.8.3	Vino taivutus.....	39
5.9	Hoikkien palkkien kiepahdus.....	40
5.10	Jännitetyt rakenneosat ja rakenteet	41
5.10.5	Jännityshäviöt	42

5.10.6	Jännevoiman ajasta riippuvat häviöt.....	44
5.10.7	Jännevoiman mitoitusarvo	45
5.10.8	Jännittämistöitä koskevat erikoisohjeet.....	46
5.11	Eräiden rakenneosien analyysi.....	47
5.11.1	Laattapalkkirakenteen reunaulokkeen leikkautuminen pystykuormasta.....	47
5.11.2	Laattarakenteen tukimomentin tasaus	50
6	MURTORAJATILA	51
6.1	Taivutus ja normaalivoima	51
6.2	Leikkaus (RakMK B4 2005).....	52
6.2.1	Lisävetovoima	53
6.2.2	Laipan irtileikkaantumisen rauditus.....	54
6.2.3	Rakenteen rajapintojen leikkauskestävyys	56
6.3	Vääntö (RakMK B4 2005)	57
6.3.1	Yhdistetyt rasitukset	59
6.4	Lävistys (RakMK B4 2005).....	60
6.5	Mitoitus ristikkomenetelmänä (strut and tie model)	61
6.7	Paikallinen puristus.....	62
6.8	Väsyminen.....	63
7	KÄYTTÖRAJATILA	66
7.1	Yleistä.....	66
7.2	Jännitysten rajoittaminen.....	66
7.3	Halkeilun rajoittaminen.....	66
7.3.1	Yleisiä tarkasteluja.....	66
7.3.2	Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa	68
7.4	Taipuman rajoittaminen.....	70
8	RAUDOITUKSEN JA JÄNTEIDEN YKSITYISKOHTIEN SUUNNITTELU	71
8.2	Tankojen väliset etäisyydet	71
8.3	Tankojen taivutustelan sallitut halkaisijat.....	72
8.4	Pääraudoituksen ankkurointi	72
8.5	Hakojen ja leikkausraudoituksen ankkurointi.....	73
8.7	Limijatkokset ja mekaaniset jatkokset	74
8.9	Tankoniput.....	75
8.10	Jänneet.....	76
9	RAKENNEOSIEN YKSITYISKOHTIEN SUUNNITTELU JA ERITYISET SÄÄNNÖT	84
9.1	Yleistä.....	84
9.2	Palkit.....	85
9.2.1	Ripustusraudoitus.....	85
9.3	Laatat	86
9.5	Pilarit	87
9.6	Seinät	88
9.7	Seinämäiset palkit	88
9.8	Perustukset	88
9.8.1	Suurpaalujen vähimmäisraudoitemäärä	89
9.9	Epäjatkuvuusalueet	89
	EUROKODIIN LIITTEET	91

LIITTEET

Liite 1	Kutistuman ja viruman laskenta
Liite 2	Ankkurointi- ja limijatkospituudet
Liite 3	Rakenneosien rasitusluokkia
Liite 4	Reunapalkki
Liite 5	Kontaktitapit
Liite 6	Jännitetty kaareva betonipalkkisilta

1 Yleistä

1.1 Merkintä suunnitelmiin

Sillan betonisista rakenneosista määritellään piirustuksissa seuraavat asiat:

- rakenneosan tunnus (Ro)
- rasitusluokkaryhmä (R)
- lujuusluokka (C)
- P-lukuvaatimus (P)
- betonipeitteen nimellisarvo (c_{nom})
- toteutusluokka
- betonipintojen suojaus
- seuraamusluokka (CC) esitetään yleispiirustuksessa

Esim. Reunapalkki, Ro22, R1, C35/45-3, P50, $c_{nom} = 45$ mm, muottikangas ja impregnointi.

Betoni valmistetaan Väyläviraston kohteissa "Infrabetonien valmistusohjeen" (VO 41/2020) mukaisesti. Tällöin rasitusluokkia ei merkitä suunnitelmiin. Poikkeuksen muodostaa kemiallisen rasituksen alaiset rakenneosat (esimerkiksi sulfaattirasitukset). Tällöin suunnitelmissa on esitettävä rasitusluokkaryhmän lisäksi XA-rasitusluokka.

Kun suunnitellaan taitorakenne eurokoodin mukaisesti, käytetään betoniluokalle eurokoodin mukaista merkintää, esim. C35/45-3. Tätä ohjetta noudattaen suunnitelluissa Väyläviraston kohteiden betonirakenteissa suositellaan suunnitelmiin pääsääntöisesti määritettäväksi taulukon 1.1 mukaisia käyttöön suositeltuja infrabetonilaatuja. Toiminta tapauksessa, jossa tarvitaan korkeampaa lujuusluokkaa tai suurempaa P-lukua, on kuvattu infrabetonien valmistusohjeessa. Suunnitelmissa tulisi yleensä välttää muiden kuin taulukossa 1.1 esitettyjen lujuuden ja P-lukujen yhdistelmien käyttöä.

Jos betonille ei aseteta P-lukuvaatimuksia, on suunnitelmissa betoniluokan yhteydessä esitettävä P-lukuvaatimuksena P0.

Taulukko 1.1. Käyttöön suositellut infrabetonilaadut.

Infrabetonilaatu
C30/37 P0
C30/37 P30
C35/45 P0
C35/45 P30
C35/45 P50
C45/55 P50

Mittapiirustuksissa on esitettävä betonipintojen suojauksien ja eri betonilaatujen ulottumat.

2 Suunnitteluperusteet

2.1 Rakenteiden vähimmäismittoja

Ajoneuvoliikenteen sillan betonisten kansilaattojen paksuuden tulee täyttää seuraavat vähimmäisvaatimukset:

- Vähimmäispaksuus suurimpien taivutusmomenttien kohdalla 250 mm
- Vähimmäispaksuus koko kansilaatan alueella 200 mm

Reunapalkkien mitoissa noudatetaan liitettä 4.

2.2 Muita vaatimuksia

Näkyviin jäävät terävät nurkat ($< 120^\circ$) viistetään 20x20 mm, ellei siltakohtaisesti toisin sovita. Viistämisestä mainitaan piirustuksissa.

Ajoneuvoliikenteen sillan päällysrakenteella tulee olla vääntöjäykkä tuenta sillan päätytuella, jolla estetään väännöstä aiheutuva päällysrakenteen päädyn kiertymä poikkisuunnassa.

Päällysrakenteen kaikki pinnat raudoitetaan. Ellei rakenteellinen mitoitus vaadi suurempaa raudoitemäärää, sijoitetaan pintoihin vähimmäisraudoitus noudattaen kohdassa 9 esitettyjä periaatteita.

Jos kehäsillan jalka valetaan jäykästi anturaan kiinni, betoni suhteutetaan mahdollisimman vähän kutistuvaksi ja käytetään runkoaineelle vähintään 16 mm:n maksimiraekokoa. Betonin laatuvaatimukset kutistuman hallitsemiseksi on esitettävä siltakohtaisissa laatuvaatimuksissa.

3 Materiaalit

3.1 Betoni

3.1.1 Yleistä

Betoni jaetaan lujuusluokkiin standardissa EN 206 esitetyllä tavalla. Lujuusluokka ilmoitetaan 28 vuorokauden ikäisen betonin lieriö- ja kuutiopuristuslujuuden suhteena. Suunnittelussa käytetty toteutusluokka ilmoitetaan lujuusmerkinnän perässä viivalla erotettuna (esim. C35/45-3).

3.1.2 Lujuus

Standardi EN 1992-2 rajoittaa siltojen suunnittelussa käytettävissä olevat betonin lujuusluokat välille C25/30...C70/85. Näitä lujuusluokkia vastaavat ominaislujuudet sekä suunnitteluun tarvittavat lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet on esitetty taulukoissa 3.1 ja 3.2.

Taulukko 3.1. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet, käyttöön suositeltavien infrabetonien lujuusluokat korostettuna harmaalla.

Betonin lujuusluokka									
f_{ck} (MPa)	25	30	35	40	45	50	55	60	70
$f_{ck,cube}$ (MPa)	30	37	45	50	55	60	67	75	85
f_{cm} (MPa)	33	38	43	48	53	58	63	68	78
f_{ctm} (MPa)	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2
E_{cm} (GPa)	31	33	34	35	36	37	38	39	41
ϵ_{c2} (‰)	2,0						2,2	2,3	2,4
ϵ_{cu2} (‰)	3,5						3,1	2,9	2,7
n	2,0						1,75	1,6	1,45
ϵ_{c3} (‰)	1,75						1,8	1,9	2,0
ϵ_{cu3} (‰)	3,5						3,1	2,9	2,7

Taulukko 3.2. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien laskentakaavat sekä viittaukset.

Analyttinen yhteys/viittaus	
f_{cm} (MPa)	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 5% fraktiili
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ 95% fraktiili
E_{cm} (GPa)	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0,3}$ (f_{cm} MPa)
ϵ_{c2} (‰)	ks. kuvaa 3.6 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	ks. kuvaa 3.6 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	ks. kuvaa 3.7 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	ks. kuvaa 3.7 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Standardin EN 1992-1-1 kohdassa 3.1 on käsitelty betonin ominaisuuksien kehittymistä ajan suhteen.

3.1.3 Kimmoinen muodonmuutos

Betonin kimmoiset muodonmuutosominaisuudet riippuvat betonin koostumuksesta (erityisesti kiviaineksesta). Taulukoissa 3.1 ja 3.2 on esitetty kvartsiittipitoisesta kiviaineksesta valmistetun betonin likimääräinen arvo E_{cm} kaavoineen. Suurilla jännityksillä korkealujuusbetonin kimmokertoimen arvo johdetaan jännitysmuodonmuutosyhteydestä (vrt. kuva 3.8).

Betonin Poissonin lukuna voidaan käyttää arvoa 0,2 halkeilemattomalle betonille ja 0 halkeillelle betonille. Betonin ja betonirakenteen lämpölaajenemiskertoimena voidaan käyttää arvoa $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

3.1.4 Viruminen ja kutistuminen

Virumaluvun $\varphi(\infty, t_0)$ ja kokonaiskutistuman laskentakaavat esitetään liitteessä 1.

Betonin viruma $\epsilon_{cc} = (\infty, t_0)$ ajanhetkellä $t = \infty$ (kun puristava vakiojännitys σ_c asetetaan vaikuttamaan betoniin hetkellä t_0) määritellään kaavalla 3.1 ja viruma ajanhetkellä t kaavalla 3.2.

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.2)$$

missä

$E_c = 1,05 E_{cm}$ on betonin tangenttimoduuli

$\varphi(t, t_0)$ on virumaluku liitteen 1 mukaisesti.

Tässä ohjeessa on käsitelty vain lineaarista virumaa. Kun betonin puristusjännitys ylittää arvon $0,45f_{ck}(t_0)$, otetaan viruman epälineaarisuus huomioon EN 1992-1-1 kohdan 3.1.4 (4) mukaisesti.

Kokonaiskutistuma lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.3)$$

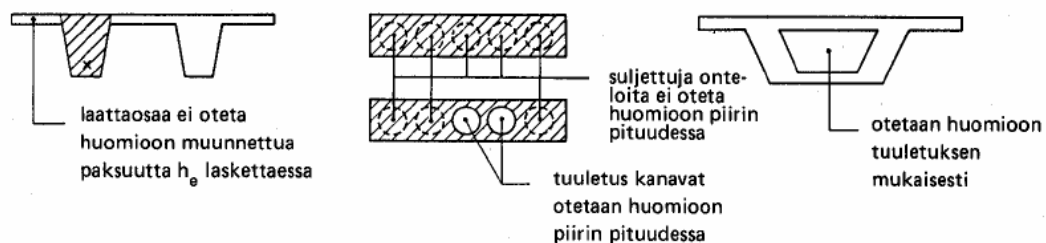
missä

ε_{cd} on kuivumiskutistuma liitteen 1 mukaisesti

ε_{ca} on sisäinen kutistuma, eli autogeeninen kutistuma liitteen 1 mukaisesti.

Viruma ja kutistuma riippuvat ympäristön suhteellisesta kosteudesta RH, poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta h_0 , ajasta t , betonin lujuudesta f_{ck} ja sementtilaadusta. Kuvissa 3.2–3.5 on esitetty eräitä suunnittelussa tarvittavia arvoja kutistumalle ja virumalle.

Suhteellisena kosteutena käytetään ulkoilman ympäröimille rakenteille arvoa 80 %. Muunnettua paksuutta $h_0 = 2A_c/u$ [mm] laskettaessa pinta-alana A_c käytetään sitä osaa poikkileikkauksen pinta-alasta, joka vaikuttaa eniten tutkittavaan tapaukseen.



Kuva 3.1. Muunnettua paksuutta laskettaessa pinta-alaan ja piiriin huomioonotettavia osia.

Kuvan 3.1 mukaisesti rakenteen piiriin u otetaan mukaan vain ne pinnat, joista haihtumista pääsee tapahtumaan. Täten kevennettyjen rakenteiden tiiviisti suljet-

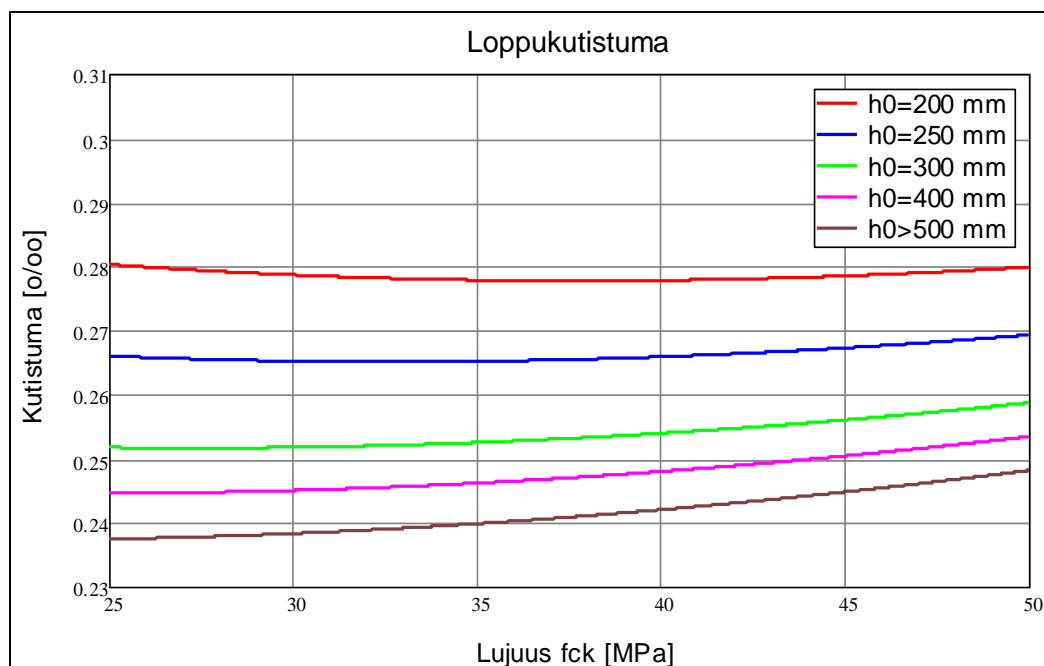
tujen onteloiden ja koteloiden piirejä ei lasketa mukaan rakenteen piiriin. Haihtumista estävän vesieristyksen vaikutus otetaan huomioon, mikäli vaikutus on merkittävä. Poikkileikkauksen pinta-alaan ei lasketa mukaan reikien pinta-ala.

Aikamuuttujia on sekä kutistuman että viruman laskennassa kaksi. Termi t kuvaa molemmissa betonin ikää tarkasteluhetkellä. Virumaan liittyvä termi t_0 kuvaa betonin ikää kuormituksen alkaessa ja kutistumaan liittyvä termi t_s kuvaa betonin ikää kuivumiskutistumisen alkaessa.

Betonin lujuutena käytetään laskennassa lieriölujuuden ominaisarvoa f_{ck} . Suunnitelmissa voidaan otaksua sementin tyyppiä N, jota on käytetty myös kuvissa 3.2–3.5.

3.1.4.1 Kutistuma ja aikariippuvuus

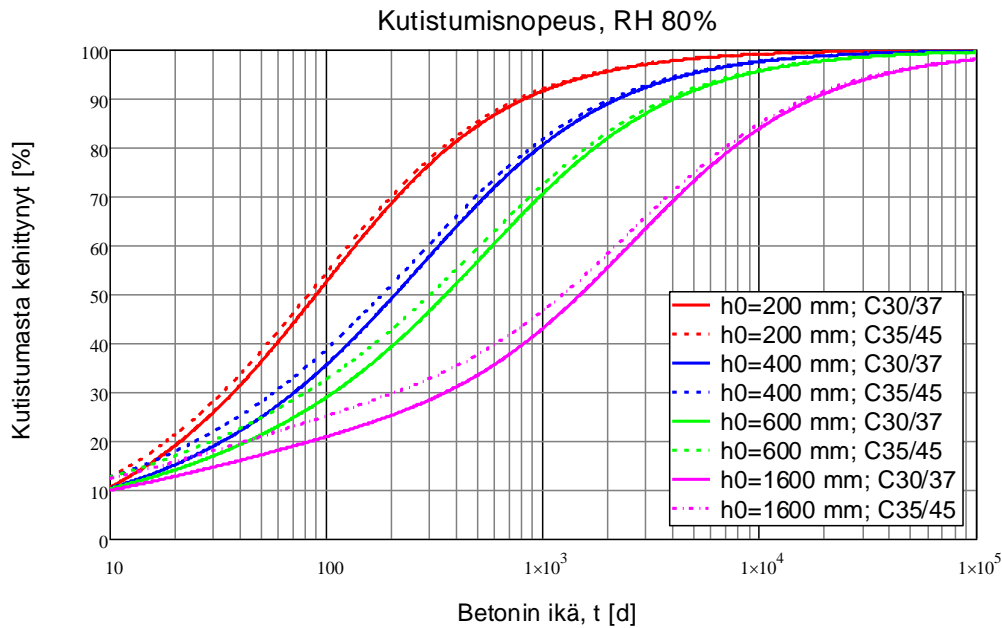
Kokonaiskutistuma ajanhetkellä $t = \infty$ voidaan lukea kuvasta 3.2 betonin lujuuden funktiona ja muunnetun paksuuden h_0 vaihdellessa. Loppukutistuman lujuusriippuvuus ei muutu muunnetun paksuuden ylittäessä 500 mm.



Kuva 3.2. Kokonaiskutistuma muunnetun paksuuden arvoilla h_0 [mm], $t = \infty$, $RH = 80 \%$, sementtityyppi N.

Kuivumiskutistuma pienenee lujuuden kasvaessa, mutta toisaalta sisäisen kutistuman merkittävyys kasvaa suurilla lujuuksilla. Tällöin kokonaiskutistuma tyypillisesti kasvaa (paksuilla rakenteilla) lähestyttäessä korkeita betonilujuuksia.

Kuvassa 3.3 on havainnollistettu betonin kutistumisen kehittymistä muunnetun paksuuden ja betonin lujuuden vaihdellessa. Kutakin muunnettua paksuutta vastaava käyrä on esitetty betonilujuuksilla C30/37 ja C35/45. Betonin ikä kuivumiskutistumisen alkaessa (t_s , käytännössä jälkihoitoaika) on kuvassa 7 vuorokautta.

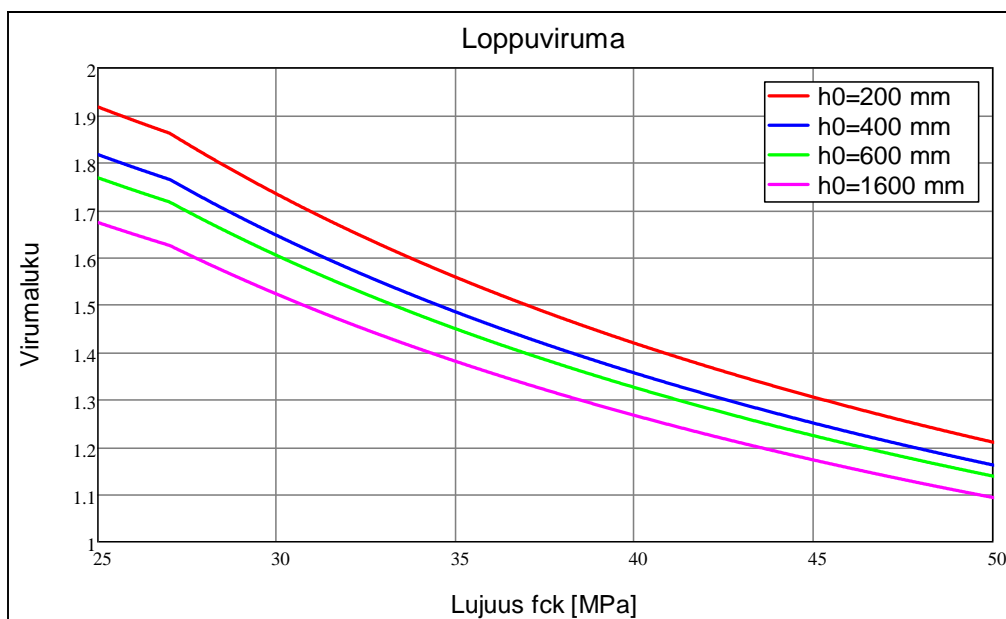


Kuva 3.3. Betonin kutistumisen kehittyminen, RH = 80 %, sementtityyppi N.

Jälkihoidolla voidaan vaikuttaa lyhyen aikavälin ($t < 100\text{d}$) kutistumiin, vaikka parametrin t_s arvolla ei ole merkitystä lopputilanteen kokonaiskutistumaan. t_s :n vaikutusta on havainnollistettu liitteen 1 kuvassa 1. Lyhyen aikavälin kutistumalla on merkitystä esimerkiksi tilanteissa, joissa betonia valetaan kovettunutta betonia vasten.

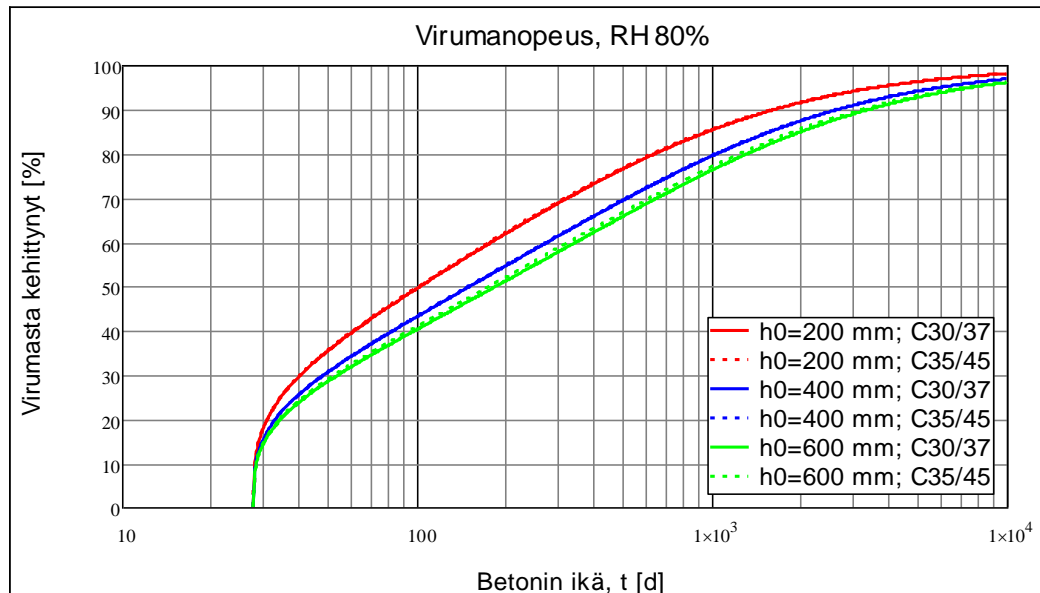
3.1.4.2 Viruma ja aikariippuvuus

Virumaluku ajanhetkellä $t = \infty$ saadaan kuvasta 3.4 lujuuden funktiona eri muunnetuille paksuuksille. Kuvassa betonin ikä kuormituksen alkaessa on $t_0 = 28\text{ d}$.



Kuva 3.4. Virumaluku muunnetun paksuuden arvoilla 200–1600 mm, $t = \infty$, RH = 80 %, sementtityyppi N.

Kuvassa 3.5 on esitetty betonin virumisen kehittyminen muunnetun paksuuden ja betonin lujuuden vaihdellessa. Kuvassa betonin ikä kuormituksen alkaessa on $t_0 = 28$ d. Liitteen 1, kuvassa 2 on esitetty, miten kuormittamisen alkuaikajankohdan muuttaminen vaikuttaa virumaluvun loppuarvoon.



Kuva 3.5. Betonin virumisen kehittyminen, RH = 80 %, sementtityyppi N.

Liitteessä 1 on esitetty, kuinka lämpötilan vaikutus virumiseen otetaan huomioon käyttämällä betonin kuormitusajankohdan ikänä lämpötilakorjattua arvoa.

3.1.4.3 Laskentaotaksumien toteutuminen

Kuormitusajankohta vaikuttaa viruman ja jälkihoitoaika kutistuman kehittymiseen. Varhaisin sallittu kuormittamisajankohta ja jälkihoitoaika on esitettävä työselityksessä ja laatuvaatimuksissa.

3.1.6 Puristuslujuuden ja vetolujuuden mitoitusarvot

Materiaalin osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 3.6. Betonin ominaislujuudet saadaan taulukosta 3.1.

Puristuslujuuden mitoitusarvo f_{cd} määritellään kaavalla 3.4

$$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.4)$$

missä

f_{ck} on betonin lieriölujuus
 γ_c on betonin osavarmuusluku.

Vetolujuuden mitoitusarvo f_{ctd} määritellään kaavalla 3.5

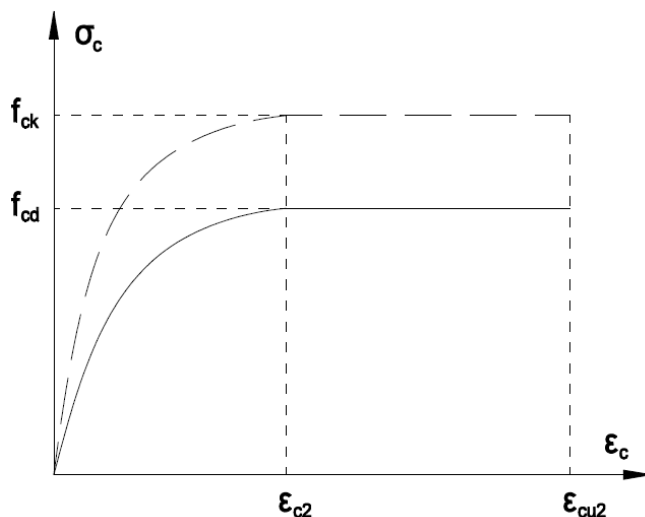
$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (3.5)$$

missä

$f_{ctk,0,05}$ on betonin vetolujuus (5 % fraktiili)
 γ_c on betonin osavarmuusluku.

3.1.7 Poikkileikkausmitoitukseen käytettävät jännitys-muodonmuutosyhteydet

Betonin jännitys-muodonmuutoksuvion voidaan otaksua olevan poikkileikkauksia mitoitettaessa kuvan 3.6 mukainen.



Kuva 3.6. Puristetun betonin paraabeli-suorakaide-kuvio.

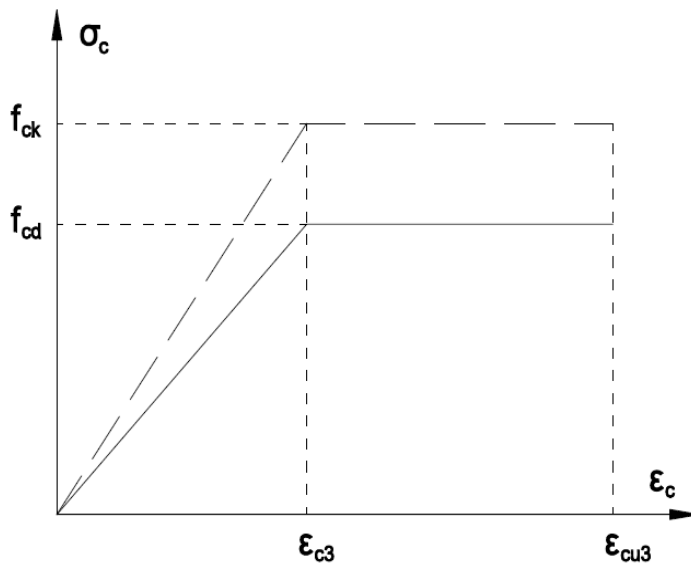
$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \text{ kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3.6)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \text{ kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

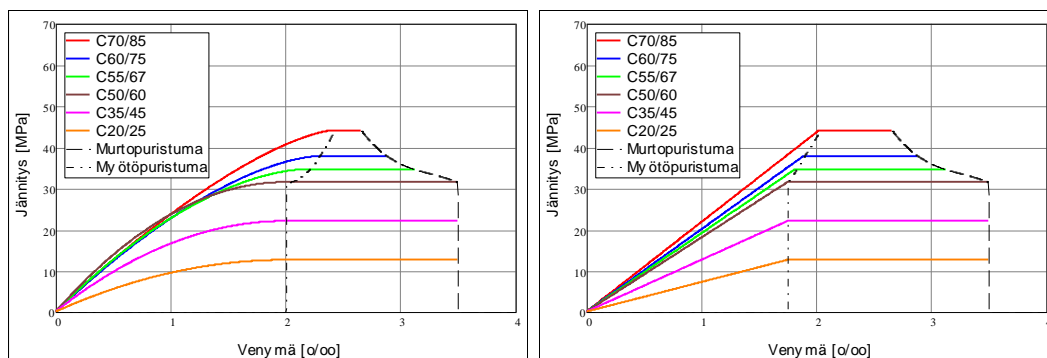
missä

n on taulukon 3.1 mukainen eksponentti
 ε_{c2} on taulukon 3.1 mukainen muodonmuutos maksimilujuuden saavuttamiskohdassa
 ε_{cu2} on taulukon 3.1 mukainen murtopuristuma.

Kuvassa 3.7 esitettyä bilineaarista mallia voidaan käyttää suunnittelussa (puristuman arvot ε_{c3} ja ε_{cu3} saadaan taulukosta 3.1).



Kuva 3.7. Bilineaarinen jännitys-muodonmuutosyhteys.



Kuva 3.8. Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys (myötö- ja murtopuristuman ($\epsilon_c, \epsilon_{cu}$) on esitetty taulukoissa 3.1 ja 3.2.)

Kuvassa 3.8 on edellä esitettyjen kahden materiaalimallin mukaiset jännitys-muodonmuutosyhteydet betonin lujuuden vaihdellessa.

Murtorajatilan jännitysresultanttia laskettaessa betonin puristusjännitysten jakautumiskuvio voidaan korvata kuvan 3.9 mukaisella suorakaiteella. Tehollisen korkeuden määrittävä kerroin λ ja tehollisen lujuuden määrittävä kerroin η saadaan kaavoista:

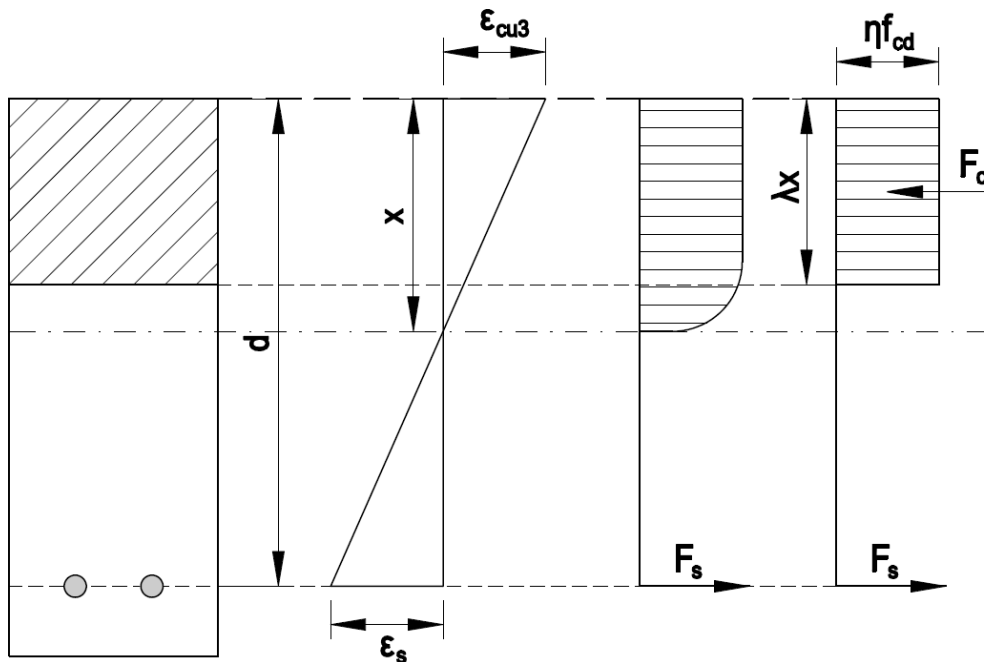
$$\lambda = 0,8, \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.7)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}, \text{ kun } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

ja

$$\eta = 1,0, \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.8)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}, \text{ kun } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$



Kuva 3.9. Suorakaiteen muotoinen jännitysjaakauma.

3.2 Betoniteräs

3.2.1 Yleistä

Betonirakenteiden raudoituksena käytetään yleensä standardin EN 10080 mukaisia teräksiä. Kun käytetään muita kuin standardin EN 10080 mukaisia teräksiä, ominaisuudet tulee osoittaa standardin EN 1992-1-1 kohtien 3.2.2...3.2.6 ja liitteen C vaatimukset täyttäväksi. Raudotteiden väsymislujuus tulee olla testattu standardin SFS 1300 mukaisin menetelmin.

3.2.2 Ominaisuudet

Standardissa EN 1992-1-1 ja tässä ohjeessa olevat mitoitus- ja yksityiskohtien suunnittelua koskevat soveltamissäännöt ovat voimassa betoniteräksille joiden myötölujuus on $f_{yk} = 400 \dots 700 \text{ MPa}$. Myötölujuuden arvona käytetään standardien mukaista ylempää myötörajavaatimusta tai 0,2-rajaa vastaavaa jännitystä.

Sillansuunnittelussa voidaan käyttää seuraavia betoniteräksiä (on kuitenkin otettava huomioon mahdolliset sitkeysluokan B käytölle asetetut vaatimukset):

- SFS 1215 A500HW (Sitkeysluokka B)
- SFS 1268 B500B (Sitkeysluokka B)
- SFS 1269 B500C1 (Sitkeysluokka C)

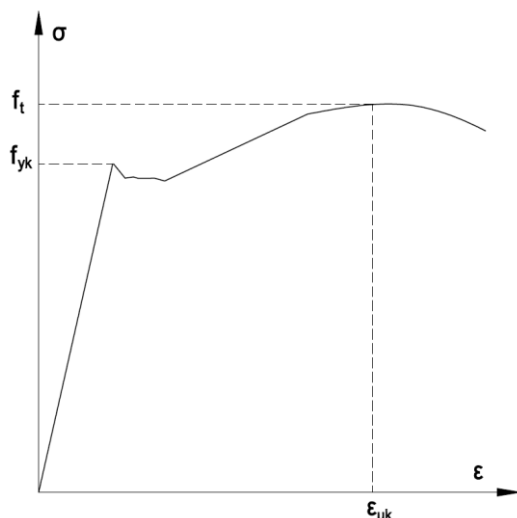
3.2.4 Sitkeysominaisuudet

Betoniteräksellä tulee olla riittävä sitkeys, joka määritetään vetolujuuden ja myötörajan välisen suhteen $(f_t/f_y)_k$ sekä murtovenymän ϵ_{uk} arvoina (ks. kuva 3.10). Betoniteräkset jaotellaan standardissa EN 1992-1-1 kolmeen sitkeysluokkaan A, B ja C, joista sitkein on luokka C. Silloissa käytettävien betoniterästen tulee kuulua joko sitkeysluokkaan B tai C. Taulukossa 3.3 on esitetty sitkeysluokkiin liittyvät vaatimukset.

Taulukko 3.3. Betoniterästen sitkeysluokkiin liittyvät vaatimukset.

Sitkeysluokka	A	B	C
Myötölujuuden ominaisarvo f_{yk} (MPa)	400...700		
Suhteen $k = (f_t/f_y)_k$ vähimmäisarvo	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$
Suhteen $k = (f_t/f_y)_k$ enimmäisarvo			$< 1,35$
Suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo ϵ_{uk} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Kuva 3.10 esittää kuumavalssatun teräksen jännitys-venymäkuvaajaa.



Kuva 3.10. Kuumavalssatun betoniteräksen jännitys-venymäkuvaaja.

3.2.5 Hitsaus

Hitsausliitokset tulee toteuttaa standardin EN ISO 17660 vaatimukset täyttävästi.

Väsytkuormitetun hitsiliitoksen raudoituksen väsytykestävyys on osoitettava. Väsytkuormitetuissa rakenteissa olevissa vedetyissä raudoituksissa ei sallita raudoituksen jatkamista hitsaamalla.

3.2.7 Mitoitusotaksumat

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävät betoniteräksen mitoitusarvot saadaan teräksen ominaislujuuksien sekä taulukossa 3.6 esitettyjen osavarmuuslukujen avulla.

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo f_{yd} määritellään kaavalla 3.9.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.9)$$

missä

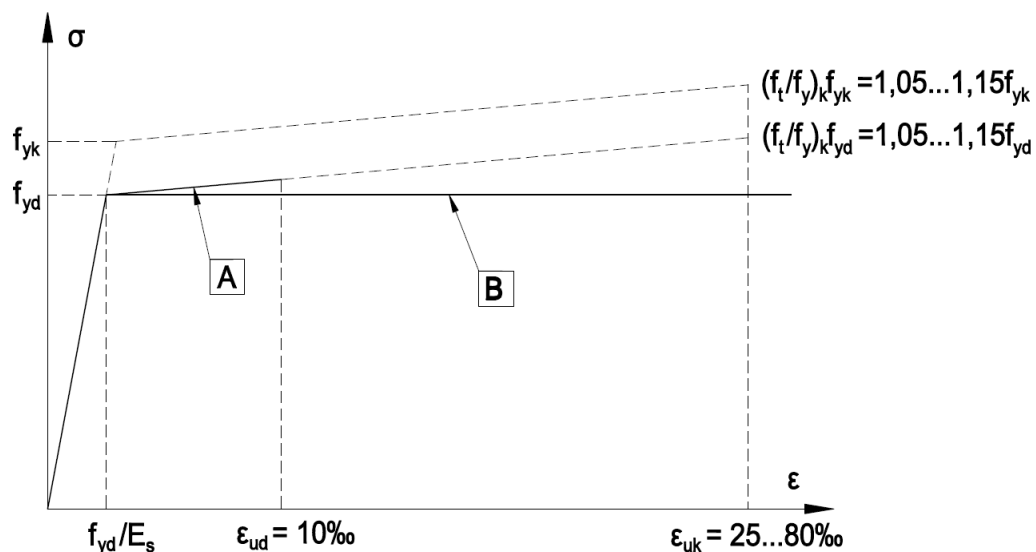
f_{yk} on betoniteräksen myötölujuus
 γ_s on betoniteräksen osavarmuusluku.

Betoniteräksen jännitys-muodonmuutoskuvion mallina voidaan käyttää jompaa-kumpaa seuraavista vaihtoehdoista:

Nouseva jännitys muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan $\epsilon_{ud} = 10 \text{ ‰}$ saakka.

Myötörajan saavuttamisen jälkeen jännitys pysyy vakiona, jolloin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa.

Sillanrakennuksessa suositellaan käytettäväksi vaihtoehtoa B, siten että muodonmuutos rajoitetaan arvoon $\epsilon_{ud} = 10 \text{ ‰}$.



Kuva 3.11. Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat yleisesti.

Betoniteräksen keskimääräiseksi tiheydeksi otaksutaan $7\,850 \text{ kg/m}^3$ ja kimmomo-
duuliksi $E_s = 200 \text{ GPa}$.

3.3 Jänneteräs

3.3.1 Yleistä

Betonirakenteiden rauditus voidaan muodostaa käyttämällä standardin prEN 10138, ETA-hyväksynnän tai varmennustodistuksen (ent. varmennettu käyttöse-
lost) mukaisia jänneteräksiä. Betonirakenteissa jänneteräksinä voidaan käyttää
lankoja, tankoja ja punoksia. Sekundäärisissä rakenteissa voidaan tartunnattomien
janteiden käyttö sallia hankekohtaisesti asianomaisen viranomaisen hyväksynnällä.

3.3.2 Ominaisuudet

Jänneteräksille esitetään vetolujuus f_{pk} ja 0,1-raja $f_{p0,1}$. Sillanrakennuksessa tavan-
omaisten jänneteräspunosten ominaisuuksia on esitetty taulukossa 3.4. Suunnit-
telussa voidaan otaksua jänneteräksille taulukon mukaiset ominaisuudet, ellei ETA-
hyväksynnän tai varmennustodistuksen mukaisia tietoja ole saatavilla.

Taulukko 3.4. Jänneteräspunosten nimellishalkaisijat (D_n), nimellispoikkipinta-alat (A_p), lujuusluokat ($f_{p0,1k}/f_{pk}$) ja kimmomoduuli (E_p) joillekin prEN10138 mukaisille punostyypeille.

Punostyyppi	D_n mm	A_p mm ²	Lujuusluokka $f_{p0,1k}/f_{pk}$ N/mm ²	E_p N/mm ²
Y1860S7 tai Y1770S7	15,7	150	1600/1860 tai 1520/1770	195 000
	15,3	140		

Jänneteräkset luokitellaan kolmeen relaksaatioluokkaan. Taulukossa 3.5 on esi-
tetty kunkin relaksaatioluokan kuvaus sekä jänneteräksen relaksaatiohäviöiden mi-
toituslaskelmien perustana käytetty arvo p_{1000} , joka osoittaa jännittämisen jälkeen
1000 tunnin aikana tapahtuvaa relaksaatiohäviötä (%) lämpötilan ollessa 20 °C.
Suunnittelussa voidaan otaksua käytettävien lankojen ja punosten kuuluvat relak-
saatioluokkaan 2, ellei muuta tietoa ole saatavilla.

Taulukko 3.5. Jänneterästen relaksaatioluokat.

Relaksaatioluokka	Kuvaus	p_{1000}
Luokka 1	lanka tai punos – tavanomainen relaksaatio	8 %
Luokka 2	lanka tai punos – pieni relaksaatio	2,5 %
Luokka 3	kuumavalssatut tai muokatut tangot	4 %

Suunnittelussa käytettävän relaksaatiohäviön voidaan otaksua olevan $3 \cdot p_{1000}$, mi-
käli tarkempaa tietoa ei ole saatavilla. Relaksaatiohäviö voidaan esittää myös val-
mistajien koetodistuksessa.

3.3.4 Sitkeysominaisuudet

Jänneteräksillä tulee olla riittävä sitkeys standardin prEN 10138 mukaan. Jänneteräksillä voidaan katsoa olevan riittävä vetositkeys, jos $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq 1,1$

3.3.6 Mitoitusotaksumat

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävät jänneteräksen mitoitusarvot saadaan jänneteräksen 0,1-rajan sekä taulukossa 3.6 esitettyjen jänneteräksen osavarmuuslukujen avulla.

Jänneteräksen jännityksen mitoitusarvo f_{pd} määritellään kaavalla 3.10.

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (3.10)$$

missä

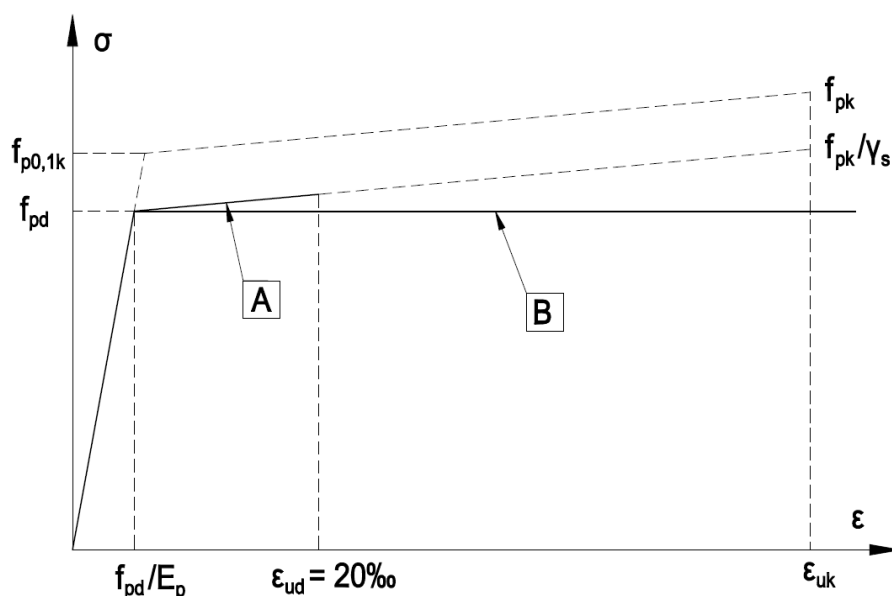
$f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1-raja
 γ_s on jänneteräksen osavarmuusluku ks. taulukko 3.6.

Jänneteräksen jännitys-muodonmuutoskuvion mallina voidaan käyttää jompaa-kumpaa seuraavista vaihtoehdoista:

Nouseva jännitys muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan $\epsilon_{ud} = 20 \text{ ‰}$ saakka

Myötörajan saavuttamisen jälkeen jännitys pysyy vakiona, jolloin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa.

Sillanrakennuksessa suositellaan käytettäväksi vaihtoehtoa B, siten että muodonmuutos rajoitetaan arvoon $\epsilon_{ud} = 20 \text{ ‰}$.



Kuva 3.12. Jänneteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat.

Jänneteräksen keskimääräiseksi tiheydeksi otaksutaan $7\,850\text{ kg/m}^3$. Ellei käytöselosteessa ole toisin määritetty, voidaan lankojen ja tankojen kimmomoduulin arvoksi otaksua $E_p = 205\text{ GPa}$ ja punosten kimmomoduulin arvoksi $E_p = 195\text{ GPa}$.

3.4 Materiaalien osavarmuusluvut

Siltojen päällyys- ja tukirakenteet kuuluvat toteutusluokkaan 3. Näissä rakenteissa ja rakennusosissa yhdessä InfraRYLin vaatimusten kanssa voidaan käyttää pienennettyjä osavarmuuslukuja standardin SFS-1992-1-1 Liitteen A mukaisesti.

Siltojen peruslaatat ja muut väyläympäristön rakenteet (esim. paalulaatat) kuuluvat toteutusluokkaan 2. Näissä rakenteissa ja rakennusosissa yhdessä InfraRYLin vaatimusten kanssa käytetään normaaleja osavarmuuslukuja standardin SFS-1992-1-1 Liitteen A mukaisesti.

Vedenalaisen valun yhteydessä peruslaatat ovat toteutusluokan 3 rakenteita.

Materiaalien osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 3.6.

Taulukko 3.6. Materiaalien osavarmuusluvut.

Osavarmuusluvut	Betoni	Betoniteräs	Jänneteräs
Normaalit	1,5	1,15	1,15
Pienennetyt	1,35	1,1	1,1
Onnettomuus- ja palotilanne	1,0	1,0	1,0
Väsymismitoitus	1,5	1,15	1,15

Putki- ja kaivinpaalujen suunnittelussa käytetään normaaleja tai pienennettyjä osavarmuuslukuja riippuen käytetystä betonista ja betonointitavasta sekä laadunvarmistuksesta. Kaivinpaaluille tehdään aina ultraäänitarkastus (valuun jätettävät putket).

Taulukko 3.7. Paalujen materiaalien osavarmuusluvut, ITB = itsestään tiivistyvä betoni.

Osavarmuusluvut	Betoni	Betoniteräs
Putkipaalu, ITB	1,35	1,1
Putkipaalu	1,5	1,15
Kaivinpaalu		

4 Säilyvyys ja raudoituksen betonipeite

4.1 Yleistä

Betonirakenteiden rasitusluokkaryhmä, lujuusluokka, P-lukuvaatimus ja betonipeitteen nimellisarvo määritetään taulukoiden 4.1, 4.2 ja 4.3 vähimmäisvaatimusten mukaan. Taulukoissa on asetettu vaatimuksia myös betonipintojen suojaustarpeelle. Suojaukset tehdään ko. suojauksen laatuvaatimusten mukaan.

Betonipeitevaatimukset koskevat myös työraudoitusta.

Betonipeitteen nimellisarvo (c_{nom}) vedenalaisessa valussa on 150 mm. Teräsputken sisävalussa voidaan käyttää 50 mm:ä betonipeitteen nimellisarvona, kun vaaditaan huuhtoutumisen estävän lisäaineen käyttöä betonin suhteutuksessa.

Suunniteltaessa vedenalaisella valulla toteutettavaa betonirakennetta ominaispuristuslujuutena mitoituksessa käytetään 5 MPa betonin lujuusluokan mukaista puristuslujuutta pienempää arvoa.

Kemiallisesti rasitettua (esim. sulfaattirasitus) betonia käytetään tarvittaessa standardin EN 206 kansallisen soveltamisohjeiden mukaisesti. Kemiallisen rasituksen alaisille rakenneosille on suunnitelmissa esitettävä rasitusluokkaryhmän lisäksi XA-rasitusluokka. Muita rasitusluokkia ei tämän ohjeen mukaisesti suunnitelluilla betonirakenteilla esitetä suunnitelmissa (ks. kappale 1).

Betonin sideaineiden laatua tai määrää ei ole tarvetta määritellä suunnitelmissa. Betonin valmistuksessa noudatetaan ohjetta "Infrabetonien valmistusohje" (VO 41/2020).

Ruostumattomat betoniterästagot ja betonipeitepaksuudet niiden yhteydessä ovat julkaisujen "Siltojen reunapalkkien kuoret, TIEH 2000016-v-05" ja "Siltapilariden kuoret, TIEH 2000007-v-03" mukaisia.

Siltojen vähimmäisvaatimuksia sovelletaan sellaisenaan myös kaukalerakenteisiin. Seinämärakenteet ja kehän jalat ovat rinnastettavissa maa- ja välitukirakenteisiin. Tunnelirakenteiden vähimmäisvaatimukset määritetään ohjeen "Tietunnelin rakennetekniset ohjeet" (LO 14/2016) mukaisesti. Pienen peittosyvyyden omaavat peruslaatat (peruslaatan yläpuolisen täyttökerroksen paksuus < 0,7 m) rinnastetaan rengaskehän peruslaattoihin.

Muille tieympäristön betonirakenteille vähimmäisvaatimukset ovat taulukon 4.3 mukaisia.

4.2 Ympäristöolosuhteet

Samassa kohteessa ja samassa rakenneosassa tulee välttää tarpeettoman monen betonilaadun käyttämistä. Kullekin rakenneosalle määritettävä rasitusluokkaryhmä R valitaan tiukemmaksi eri pinnoista saatavien rasitusluokkaryhmien mukaan.

Taulukoissa 4.1, 4.2 ja 4.3 käytetyillä rasitusluokkaryhmillä tarkoitetaan:

Rasitusluokkaryhmä R1: Päälysrakenteen kansirakenne, maatuet, reunapalkit, siivet ja siirtymälaatat silloissa, jotka sijaitsevat valta- tai kantatiellä tai muulla tiellä, jonka talvihoidossa käytetään suolaa säännöllisesti ($KVL > 1\,500$, esim. kaupunkien sisääntulotiet, talvihoitoluokka Is tai I) sekä betonirakenteet silloissa, joiden alitse kulkee jokin edellä mainituista teistä ja jotka sijaitsevat kuutta metriä lähempänä tien reunaa.

Rasitusluokkaryhmä R2: Päälysrakenteen kansirakenne, maatuet, reunapalkit, siivet ja siirtymälaatat silloissa, jotka sijaitsevat tiellä, jonka talvihoidossa käytetään suolaa ($KVL > 350$, talvihoitoluokka Ib tai TIb) sekä betonirakenteet silloissa, joiden alitse kulkee jokin edellä mainituista teistä ja jotka sijaitsevat kuutta metriä lähempänä tien reunaa.

Rasitusluokkaryhmä R3: Siltarakenteet meren rannalla.

Rasitusluokkaryhmä R4: Siltarakenne ei kuulu mihinkään muuhun ryhmään.

Suolasumurasituksen otaksutaan vaikuttavan kuuden metrin etäisyydelle sillan alittavan suolattavan ajoradan reunasta. Päälysrakenteen palkeilla ja kansilaatalla suolasumun otaksutaan vaikuttavan liikenteen tulosuunnan puoleisilla ulkokyljen pysty- ja vinopinnoilla (kaltevuus $> 1:3$). Meren suolasumurasitus vaikuttaa kaikkiin ulkoilman kanssa kosketuksissa oleviin pintoihin.

Esijännitettyjen betonielementtien jänneterästen betonipeitteen nimellisarvo saadaan lisäämällä 10 mm taulukoissa 4.1, 4.2 ja 4.3 esitettyyn tavanomaisen raudoitteen betonipeitteen nimellisarvoon. Sementti-injektoiduissa suojaputkissa olevien jänneterästen vähimmäisetäisyys rakenteen pinnasta määritetään kappaleen 8.10 mukaisesti.

Taulukko 4.1. Betonirakenteiden vähimmäisvaatimukset: päällysrakenne ja reunapalkit.

Suunnitelmissa esitettävät asiat							
Sillan osa	Sillan osan tunnus	Rasitusluokkaryhmä	Vaatimukset			Suunnittelukäyttöikä	Rasitusluokat
			Lujuusluokka	P-lukuvaatimus	Raudituksen betoni- peitteen nimellisarvo, c _{nom} [mm]		
Päällysrakenteen palkkien ja kansilaattojen vedeneristeen alla olevat pinnat sekä muut ei suolasumurasitetut pinnat	Ro20	R1 R2 R4	C30/37	P30	40	100	XC3, XC4, XF2
Päällysrakenteen palkkien ja kansilaattojen suolasumurasitetut pinnat	Ro21	R1	C30/37	P30	45	100 (1)	XC3, XC4, XF2, XD1
		R2			40		XC3, XC4, XS1, XD1, XF2
		R3					
Päällysrakenteen ja maatumien reunapalkit	Ro22	R1 R2	C35/45	P50	45	50 (2)	XC4, XD3, XF4
		R3		P30			XC4, XS1, XD3, XF2
		R4	C30/37			50	XC4, XF2
Siirtymälaatat	Ro23	R1 R2	C35/45	P50	40 (3)	50	XC2, XD1, XF4
		R3	C30/37	P30			XC2, XD1, XF2
		R4					XC2, XF2

- 1) Suunnittelukäyttöikä edellyttää kloridirasitettujen pintojen suojausta. Betonin lujuusluokan ollessa vähintään C55/67 ja P-luvun ollessa vähintään P50 ei rakennetta tarvitse suojata.
- 2) Suunnittelukäyttöikä edellyttää kloridirasitettujen pintojen suojausta. Julkaisun Siltojen reunapalkkien kuoret [12] mukaisien reunapalkkien pintoja ei tarvitse suojata. Tällöin sisäosalle käytetään Ro20 rasitusluokkaryhmän R4 mukaisia arvoja. Kuorirakenteen rasitusluokat Ro22 mukaan.
- 3) Mikäli sillan siirtymälaatta valetaan maata vasten, on betonipeitteen nimellisarvon (c_{nom}) oltava vähintään 50 mm.

Taulukko 4.2. Betonirakenteiden vähimmäisvaatimukset: alusrakenne.

Suunnitelmissa esitettävät asiat							
Sillan osa	Sillan osan tunnus	Rasitusluokkaryhmä	Vaatimukset			Suunnittelukäyttöikä	Rasitusluokat
			Lujuusluokka	P-lukuvaatimus	Raudituksen betoni- peitteen nimellisarvo, c_{nom} [mm] (vähim- mäisarvo)		
Teräsputken tai muun tiiviin kiinnivaletun kuoren sisävalu tasolta maanpinta – 1 m alas	Ro01	R4	C30/37	P0	40	100	XC2
Teräsputken tai muun tiiviin kiinnivaletun kuoren sisävalu tasolta maanpinta – 1 m ylös	Ro02	R4	C30/37	P30	40	100	XC2, XF2
Peruslaatta yleensä	Ro03	R4	C30/37	P0	50/100 (25)	100	XC2
Peruslaatta vedessä	Ro04				(6)		
Peruslaatta meressä	Ro05				60/100 (40)		XC2, XS2
Rengaskehän peruslaatta	Ro06	R1	C35/45	P50	50/100 (35)	100	XC2, XD1, XF4
		R2	C30/37	P30	(6)		
		R4			50/100 (25)		XC2, XF2
Peruslaatta ajokaistojen välillä ja suolasumurasituksen ulottuma-alueella (peittosyvyys < 0,7 m)	Ro07	R1	C35/45	P50	50/100 (35)	100	XC2, XD1, XF4
		R2	C30/37	P30	(6)		XC2, XD1, XF2
Peruslaatta (peittosyvyys 0,7 – 1,5 m) suorasumurasituksen ulottuma-alueella tai kloridipitoisten hulevesien vaikutusalueella	Ro08	R1 R2	C30/37	P0	50/100 (35)	100	XC2, XD1
Maa- ja välituet yleensä	Ro10	R1	C30/37	P30	45	100	XC3, XC4, XF2
		R2 R4			40		
Suolasumurasitetut ja kloridipitoisten hulevesien vaikutusalueella olevat maa- ja välituet	Ro11	R1	C35/45	P50	45	100	XC3, XC4, XD3, XF4
		R2	C30/37	P30	40	(4)	XC3, XC4, XD1, XF2
		R3				100	XC3, XC4, XS1, XF2
Maatukien ja päällysrakenteen siipimuurit ja siirtymälaattojen yläpuoliset osat (ulkopinta maatukien mukaan)	Ro12	R1	C30/37	P30	45	100	XC3, XC4, XD2, XF2
		R2			40	(5)	XC3, XC4, XD1, XF2
Tukirakenteet vedessä tasolta NW - 1 m alaspäin	Ro13	R4	C30/37	P0	50	100	XC2
Tukirakenteet vedessä tasolta NW - 1 m ylöspäin	Ro14		C35/45	P50	100	100	XC3, XC4, XF4
Tukirakenteet meressä tasolta NW - 1 m alaspäin	Ro15		C30/37	P0	60	(7)	XC2, XS2
Tukirakenteet meressä NW - 1 m ylöspäin	Ro16		C45/55	P50	110	100	XC4, XS3, XF4

- 4) Suunnittelukäyttöikä edellyttää kloridirasitettujen pintojen suojausta. Suojauksena voidaan käyttää myös julkaisun Siltapilareiden kuoret [13] mukaisia kuorirakenteita. Betonisen kuorirakenteen rasitusluokat Ro11 mukaan.
- 5) Suunnittelukäyttöikä edellyttää maata vasten olevien kloridirasitettujen pintojen suojausta.
- 6) Muottia vastaan valettu tai laatan yläpinta/maata tai kalliota vastaan valettu. Suluissa on halkeamalakennassa käytettävä betonipeitteen vähimmäisarvo ($c_{min,dur}$) tavanomaiselle raudoitteelle.
- 7) Pienemmän nimellisen suojabetonipeitteen (c_{nom} kuitenkin vähintään 60 mm) käyttö edellyttää julkaisun Siltapilareiden kuoret [13] mukaisen tai muun vastaavan suojaverhouksen käyttöä vähintään tasolle HW + 1 m ja meressä tasolle HW + 2 m, jotta esitetty suunnittelukäyttöikä saavutetaan. Avo-merirakenteissa ulottuma arvioitava tapauskohtaisesti. Betonisen kuorirakenteen P-lukuvaatimus on P70. Rasitusluokat Ro14/16 mukaan.

Taulukko 4.3. Väyläympäristön betonirakenteiden vähimmäisvaatimukset eri rasisluokkaryhmissä. Taulukko ei sisällä valaisinpylväiden, opastustaulujen ja liikennemerkkien jalustojen laatuvaatimuksia. Tieympäristön varusteilla tarkoitetaan melusteita, kaiteita, tukimuureja, aitoja yms.

Suunnitelmissa esitettävät asiat							
Rakenneosia	Rakenneosan tunnus	Rasisluokkaryhmä	Vaatimukset			Suunnittelukäyttöikä	Rasisluokat
			Lujuusluokka	P-lukuvaatimus	Raudoitteen betonipeitteen nimellisarvo, c_{nom} [mm] (vähimmäisarvo)		
Paaluhatut, paalulaatat ja niihin liittyvät siirtymälaatat yleensä (9)	Ro30	R4	C30/37	P0	50/100 (25) (8)	100	XC2
Suolaveden rasittamat paaluhatut, paalulaatat ja niihin liittyvät siirtymälaatat (9)	Ro31	R1 R2	C30/37	P0	50/100 (35) (8)	100	XC2, XD1
Suolaveden rasittama paalulaatan yläpinta, johon ei tehdä vedenpoistoa (vaakasuora) (9)	Ro32	R1 R2	C35/45	P0	60 (40)	100	XC2, XD3
Tieympäristön varusteet yleensä	Ro40	R4	C30/37	P30	35 (10)	50	XC3, XC4, XF2
Suolasumurasitetut tieympäristön varusteet	Ro41	R1	C35/45	P50	50 (10)	50	XC3, XC4, XD3, XF4
		R2	C30/37	P30	45 (10)	50	XC3, XC4, XD2, XF2
		R3			40 (10)	50	XC3, XC4, XS1, XF2
Tieympäristön varusteiden peruslaatat yleensä	Ro50	R4	C30/37	P0	30/80 (20) (8)	50	XC2
Tieympäristön varusteiden peruslaatta ajokaistojen välillä ja suolasumurasituksen ulottuma-alueella	Ro51	R1	C35/45	P30	40/90 (30) (8)	50	XC2, XD1, XF4
		R2	C30/37			50	XC2, XD1, XF2
Tieympäristön varusteiden sokkelit ja pilariperustukset yleensä	Ro52	R4	C30/37	P30	35 (10)	50	XC3, XC4, XF2
Suolasumurasitetut tieympäristön varusteiden sokkelit ja pilariperustukset	Ro53	R1	C35/45	P50	50 (10)	50	XC3, XC4, XD3, XF4
		R2	C30/37	P30	40 (10)	50	XC3, XC4, XD1, XF2
		R3					XC3, XC4, XS1, XF2

- 8) Muottia vastaan paikalla valettu tai laatan yläpinta / maata tai kalliota vastaan valettu. Suluissa on halkeamalaskennassa käytettävä betonipeitteen vähimmäisarvo ($c_{min,dur}$) tavanomaiselle raudoitteelle. Mikäli maata vasten käytetään muovia tai suodatinkangasta, voidaan käyttää nimellisenä betonipeitteenä (c_{nom}) muottia vasten olevaa arvoa lisättynä 10 mm:llä. Tällöin valualustan tasaisuuteen on kiinnitettävä erityistä huomiota.
- 9) Annettuja arvoja voidaan käyttää, kun rakenteen päällä olevan penkereen korkeus on vähintään 1,4 m. Sitä pienemmillä pengerkorkeuden arvoilla on rakenteet suunniteltava siltarakenteena.
- 10) Nimellisarvo vaatimusta (c_{nom}) voidaan pienentää 5 mm, mikäli betonipeitteen sallittu mittapoikkeaman arvo (Δc_{dev}), joka on tällöin myös esitettävä suunnitelmassa, on 5 mm.

Suojabetonin ja betonipäällysteen rasisluokat ovat taulukon 4.1 reunapalkkien (Ro22) mukaisia. Niiden lujuusluokka- ja pakkasenkestävyysvaatimukset ovat julkaisun InfraRYL kohtien 42320.1.2 ja 42332 mukaisia. Lisäksi laatuvaatimuksissa on edellytettävä, että betoni täyttää Väyläviraston ohjeen "Infrabetonien valmistusohje" (VO 41/2020) sideainemäärän vähimmäisarvoa ja vesimäärän enimmäisarvoa koskevat vaatimukset.

4.3 Säilyvyysvaatimukset

Betonipintojen suojaus suunnittelukäyttöään saavuttamiseksi kloridirasitusta vastaan voidaan tehdä joillakin seuraavista tavoista:

- Maanvastaisten kloridirasitettujen pintojen kosteuseristyksellä InfraRYL kohdan 42131 mukaisesti.
- Käyttäen muottikangasta InfraRYL seuraavien kohtien mukaisesti:
 - 42020.1.10
 - 42020.3.2.2
 - 42020.3.4.6
- Kloridirasitettujen pintojen suoja-ainekäsittelyllä InfraRYL kohtien sekä niissä viitattujen SILKO-ohjeiden mukaisesti:
 - 42600
 - 42020.3.4.6

Rautatiesillan matalan kaukalopalkin ylä- ja sivupinnat pinnoitetaan Väyläviraston hyväksymällä vettähylykivellä geelimäisellä impregnointiaineella, jonka uusimisväli on vähintään 10 vuotta tai vaihtoehtoisesti suojataan rakenteellisesti (esim. teräslevy). Korkea kaukalopalkki (raiteen tukemistilanteet eivät aiheuta mekaanista rasitusta) suojataan pinnoitteilla, jotka perustuvat halkeamien silloituskykyyn. Ks. InfraRYL 42600.

Betonipinnoilta vaaditut laatuluokat määritellään InfraRYLin soveltuvan kohdan mukaisesti. Luokitukset on esitetty ohjeessa by 40.

Betonin vähimmäislujuusluokat aggressiivisissa kemiallisissa ympäristöissä ovat:

- Rasitusluokka XA1: C30/37
- Rasitusluokka XA2: C35/45
- Rasitusluokka XA3: C40/50

Lisätietoa XA-rasitusluokista ja niiden käytöstä on esitetty ohjeessa by 68.

4.4 Vaatimustenmukaisuuden osoittamismenetelmät

4.4.1 Betonipeite

4.4.1.1 Yleistä

Betonipeitteille ja toleransseille käytetään seuraavia nimityksiä:

$C_{min,dur}$	= ympäristöolosuhteiden ja käyttöään vaatima vähimmäisarvo
ΔC_{dev}	= betonipeitteen sallittu mittapoikkeama, ks. kohta 4.4.1.3
C_{nom}	= $C_{min,dur} + \Delta C_{dev}$ = betonipeitteen nimellisarvo, ks. taulukot 4.1, 4.2 ja 4.3
C_{true}	= lähinnä betonipintaa olevan halkeilua rajoittavan jännittämättömän raudoituksen todellinen betonipeite

$c = \min(c_{\text{true}}, 1,4 \cdot c_{\text{min,dur}}, 50 \text{ mm}) = \text{halkeamaleveyslaskennassa kaavassa 7.2 käytettävä betonipeite.}$

Esim. pääkannattimen alapinta Ro20, R1 [mm]:

$\Delta c_{\text{dev}} = 5$, $c_{\text{nom}} = 40$, $c_{\text{min,dur}} = 40 - 5 = 35$, $c_{\text{true}} = 40 + 12$, jossa 12 on työteräksen halkaisija

$c = \min(52, 1,4 \cdot 35, 50) = \min(52, 49, 50) = 49$, jolloin sallittua halkeamaleveyttä voidaan korottaa kertoimella $c/c_{\text{min,dur}} = 1,4$

Esim. anturan alapinta Ro07, R1 [mm]:

$\Delta c_{\text{dev}} = 25$, $c_{\text{nom}} = 100$, $c_{\text{min,dur}} = 35$ (taulukko 4.2, viite 3), $c_{\text{true}} = 100$

$c = \min(100, 1,4 \cdot 35, 50) = \min(100, 49, 50) = 49$, jolloin sallittua halkeamaleveyttä voidaan korottaa kertoimella $c/c_{\text{min,dur}} = 1,4$

Esim. maatukiRo10, R1 [mm]:

$\Delta c_{\text{dev}} = 5$, $c_{\text{nom}} = 45$, $c_{\text{min,dur}} = 45 - 5 = 40$, $c_{\text{true}} = 45$ (ei työterästä)

$c = \min(45, 1,4 \cdot 40, 50) = \min(45, 56, 50) = 45$, jolloin sallittua halkeamaleveyttä voidaan korottaa kertoimella $c/c_{\text{min,dur}} = 1,125$

4.4.1.3 Suunnittelussa huomioon otettava raudoitteen mittapoikkeama

Betonipeitteen sallitun mittapoikkeaman Δc_{dev} arvo silloille ja tunnelirakenteille on 5 mm.

Paikalla valetuille peruslaatoille, paaluhatuille, paalulaatoille, tieympäristön rakenteiden peruslaatoille sekä muille niihin rinnastettaville rakenteille käytetään seuraavia arvoja

- 10 mm, muottia vasten valetut pinnat ja laatan yläpinta
- 25 mm, maata tai kalliota vasten betonoitava pinta

5 Rakenneanalyysi

5.1 Yleistä

5.2 Mittaepätarkkuudet

5.3 Rakenteen mallintaminen

Rakenteen toimintaa kuvattaessa ei käytetä plastisuusteoriaa.

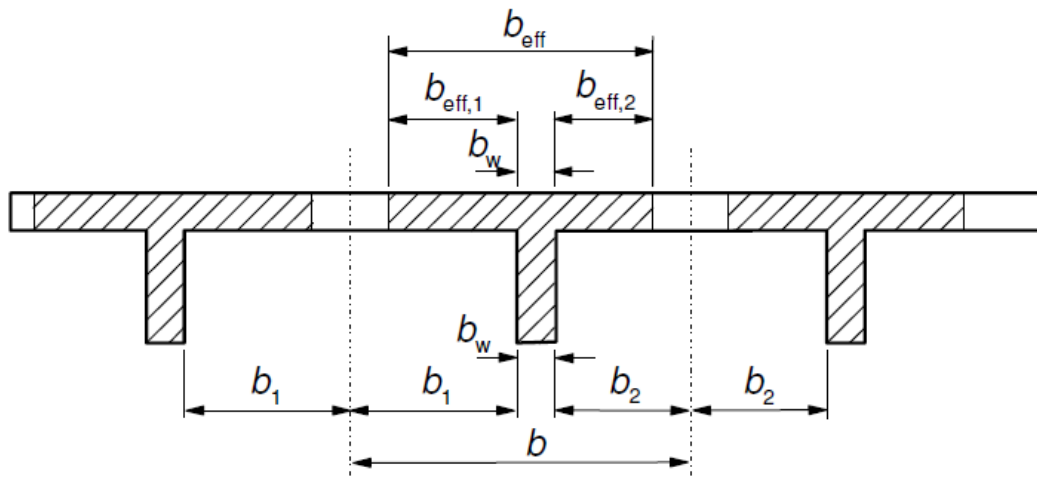
Toimiva leveys saadaan kaavalla:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (5.1)$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \leq b_i$$

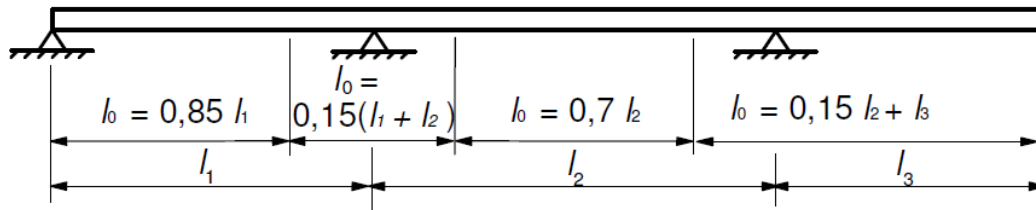
missä

b_w on palkin uuman leveys laipan alapinnan korkeudella
 b_i on laipan todellinen leveys
 $b_{eff,i}$ on laipan toimiva leveys.



Kuva 5.1. Laipan toimivan leveyden merkinnät.

Toimiva leveys on riippuvainen momentin nollakohtien välisestä mitasta l_0 , jolle voidaan käyttää kuvan 5.2 mukaisia arvioita.



Kuva 5.2. Momentin nollakohtien väli toimivan leveyden määrittämisessä.

Käytettäessä kuvan 5.2 mukaisia arvoja ulokkeen pituuden l_3 tulee olla korkeintaan puolet viereisen jänteen mitasta ja vierekkäisten jännemittojen suhteen on oltava välillä $2/3 \dots 1,5$.

Tukimomentin pyöristyksen suuruus on korkeintaan

$$\Delta M = \frac{Ft}{8} \quad (5.2)$$

missä

F on tukireaktion suuruus kyseisellä kuormitustapauksella
t on tukipinnan leveys tarkasteltavassa suunnassa.

Jos tukipinta on pyöreä, tukimomentin pyöristyksen suuruus on korkeintaan

$$\Delta M = \frac{FD}{3\pi} \quad (5.3)$$

missä

D on tukipinnan halkaisija.

Tukipintana käytetään rakenteen pinnassa olevaa tukialuetta (esim. laakerilevyn koko).

Tukimomentin pyöristys on sallittua, kun seuraavat ehdot toteutuvat

- Tarkasteltava rakenne on jatkuva kyseisen tuen yli
- Rakenneanalyysissä käytetään pistemäisiä tukia ja rakennemallin jänne-
mitat ovat tuen keskeltä keskelle
- Tuki ei estä kiertymää tarkasteltavassa suunnassa (nivel)

Katso tukimomentin pyöristämisen osalta myös luku 5.11.2.

5.4 Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi

Pääkannattimen voimasuureita laskettaessa voidaan pääsysteemi otaksua halkeilemattomaksi.

Pääkannattimen halkeilemattoman rakenneosan vääntöjäykkyys on

$$GI_v = \frac{0,3E_{cm}}{1 + \varphi_{ef}} I_v \quad (5.4)$$

Kun rakenneosa on taivutushalkeillut, on vääntöjäykkyys

$$GI_v = \frac{0,1E_{cm}}{1 + 0,3\varphi_{ef}} I_v \quad (5.5)$$

Kun rakenneosa on vääntö- ja taivutushalkeillut, on vääntöjäykkyys

$$GI_v = \frac{0,05E_{cm}}{1 + 0,3\varphi_{ef}} I_v \quad (5.6)$$

Laattapalkkisillan arinamallin muodostamisessa noudatetaan seuraavia periaatteita:

- Pääkannattimen voimasuureita laskettaessa käytetään pääsysteemillä halkeilemattoman rakenteen vääntöjäykkyyden arvoja. Kansilaatan kiinnityssastetta ja voimasuureita laskettaessa otaksutaan pääkannattimien vääntöjäykkyydeksi kuitenkin vain puolet halkeilemattoman rakenteen vääntöjäykkyydestä.
- Poikittaisten laattakaistojen pituudeksi otaksutaan pääkannattimien keskiöväli. Laattakaistan jäykkyysarvoja laskettaessa otetaan huomioon jäykkyyden muutos koko tällä välillä.
- Jos laatta on poikkisuunnassa teräsbetonirakenne, otaksutaan se halkeileeksi ja sen jäykkyydeksi 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä. Laatan voimasuureita määritettäessä otaksutaan laatta kuitenkin halkeamattomaksi.
- Jos laatta on poikkisuuntaan jännitetty, käytetään laskennassa halkeilemattoman poikkileikkauksen arvoja.

Taulukko 5.1. Arinamallin jäykkyyskertoimet.

	Pääpalkkien voimasuureiden laskenta	Laattakaistojen voimasuureiden laskenta
Pääpalkkien taivutusjäykkyys	1	1
Pääpalkkien vääntöjäykkyys	1 ¹⁾	0,5 ¹⁾
Laatan taivutusjäykkyys	0,5 ²⁾	1

1) tarkoitetaan kaavan (5,4) mukaista jäykkyyttä

2) kerroin on 1, jos laatta on poikittaisessa suunnassa jännitetty

Reunapalkit eivät ole mukana laattapalkkisillan poikkileikkaussuureissa. Kannen reunaulokkeen laskennassa niiden reunaa jäykistävä vaikutus voidaan kuitenkin ottaa huomioon.

5.5 Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi momenttien jakautuessa rajallisesti uudelleen

Suurin sallittu poikkeama kimmoteorian mukaisista taivutusmomenteista on

$$(0,56 - 1,25x/d) \cdot 100\% \leq 15\% \quad , f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.7)$$

$$(0,46 - (0,75 + 0,00175 / \varepsilon_{cu2})x/d) \cdot 100\% \leq 15\% \quad , f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

Tämä momentin siirto on sallittua, kun seuraavat ehdot toteutuvat:

- Vierekkäisten jännemittojen suhde on välillä 0,5...2
- Rakenteeseen kohdistuu ensisijaisesti taivutuskuormitus
- Silta ei ole merkittävästi kaareva, eikä vino

Käytettäessä momenttien uudelleen jakautumista tulee sen vaikutus ottaa huomioon kaikissa mitoittamiseen liittyvissä seikoissa.

Momentin siirtoa ei sallita käyttörajatilatarkasteluissa eikä väsymismitoituksessa.

Jännitetyssä rakenteessa jännevoiman aiheuttamat pakkovoimat otetaan huomioon pysyvänä kuormana kuormitusyhdistelmien mukaan. Jännitetyssä rakenteessa pakkovoimat jännevoimasta sekä muodonmuutoskuormista, kuten tukien siirtymistä ja lämpötilakuormista, otetaan huomioon myös murtorajatilatarkasteluissa.

Teräsbetonilaatoissa ja -palkeissa voidaan yleensä otaksua olevan riittävästi muodonmuutuskapasiteettia ja pakkovoimat voidaan jättää huomiotta murtorajatilatarkasteluissa. Poikkeuksena ovat liikuntasaumattomat eli maata vasten liikkuvat sillat, jolloin murtorajatilassa tulee huomioida rakenteen ja maan vuorovaikutusvoimat. Pilarirakenteissa pakkovoimat otetaan huomioon murtorajatilatarkasteluissa.

Betoni viruu pitkäkestoisten kuormien vaikutuksesta ja tämä alentaa joissain tapauksissa kimmoteorian mukaisia rasituksia. Taulukossa 5.2 esitettyjen tapausten vaikutuksia laskettaessa voidaan betonin virumisen vaikutus ottaa huomioon käyttämällä betonin kimmomoduulille alennettuja arvoja. Rakenteella on kuitenkin oltava riittävästi muodonmuutuskapasiteettia eikä rakenteen sallitut halkeamaleveydet ja betonin jännitykset saa ylittyä käyttörajatilassa. Taulukon käytön edellytyksenä on, että rakennemallissa voimasuureet on laskettu halkeamattomilla ja lineaarisesti kimmoisilla poikkileikkauksilla.

Taulukko 5.2. Lineaarisen rakennemallin rasituksille käytettävät redusointikertoimet. Kaavoissa ϕ on päällysrakenteen virumaluku.

		Palkit ja laatat		Pilarit
		SLS	ULS	SLS ³ ja ULS
Kutistuma	JB	$E_{cm} / (1+0,5\cdot\phi)$	$E_{cm} / (1+0,5\cdot\phi)$	$E_{cm} / (1+0,5\cdot\phi)$
	TB		(1)	
Tukien siirtymä	JB	$E_{cm} / (1+\phi)$	$E_{cm} / (1+\phi)$	(2)
	TB			
Lämpötilan muutos ⁵ ja pintalämpötilaero	JB	(2)	(2)	$E_{cm} / (1+0,5\cdot\phi)$
	TB		(1, (4	
Jännevoima ml. pakkomomentti	JB	(2)		(2)

- 1) Vaikutukset voidaan vapauttaa mitoituskuormista
- 2) Vaikutukset täysimääräisinä
- 3) Ks. Kohta 9.5
- 4) Poikkeuksena ovat liikuntasaumattomat eli maata vasten liikkuvat sillat, jolloin murtorajatilassa tulee huomioida rakenteen ja maan vuorovaikutusvoimat.
- 5) Laskettuna keskilämpötilan muutoksena, $\Delta T_{N,exp}$, $\Delta T_{N,con}$ ks. ohje alla

Paikalla valetun sillan tai paikalla valetun sillan osan keskilämpötilan muutosten tarkastelussa alkulämpötilaksi T_0 voidaan otaksua 10 °C.

Alkulämpötila voidaan määrittää myös tarkastelemalla sitoutumislämpötilan jälkeistä jäähtymistä. Jäähtyminen sitoutumislämpötilasta sillan keskilämpötilan vaihteluvälin keskelle voidaan otaksua pitkäaikaiseksi, joten sitä voidaan redusoida viruman vaikutuksella.

Sitoutumislämpötilan jälkeinen jäähtyminen voidaan normaalisti ottaa huomioon sillan tai sen osan kutistuman kanssa samansuuntaisesti vaikuttavana jäähtymiskutistuman arvona:

- 30 °C kun rakennepaksaus $\geq 1,0$ m
- 20 °C kun rakennepaksaus = 0,5 m
- 15 °C kun rakennepaksaus $\leq 0,2$ m.

Väliarvot saadaan lineaarisesti interpoloimalla.

Tarkastelussa voidaan ottaa huomioon betonin nuori ikä kuormituksen alkaessa ja siitä seurannut voimakkaampi viruminen.

Esimerkiksi otaksumilla $T_{e,min} = -32$ °C, $T_{e,max} = 30$ °C, $\phi = 2,5$ ja jäähtymiskutistuman arvo -28 °C saadaan:

- Sillan lämpötilavaihteluvälin keskikohta: $(30-32)/2 = -1$ °C
- Lämpötilan lasku sitoutumislämpötilasta sillan lämpötilavaihteluvälin keskelle: 29 °C
- Kimmoisen ja virumattoman rakennemallin tarkasteluissa,
 - Alkulämpötila: $T_0 = -1$ °C + $29/(1+\phi) = 7$ °C
 - Lämpötilan lasku: $\Delta T_{N,con} = -32-7 = -39$ °C
 - Lämpötilan nousu: $\Delta T_{N,exp} = 30-7 = 23$ °C

missä

T_0	Alkulämpötila rakenneosan tai sen asennuksen valmistuessa
$T_{e,max}$	Sillan korkein keskilämpötila
$T_{e,min}$	Sillan matalin keskilämpötila
$\Delta T_{N,exp}$	Sillan suurinta laajenemista vastaava keskilämpötilan muutoksen osuus
$\Delta T_{N,con}$	Sillan suurinta kutistumista vastaava keskilämpötilan muutoksen osuus
ϕ	Päällysrakenteen virumaluku.

5.8 Normaaliveon kuormittaman rakenneosan lisäepäkeskisyydet

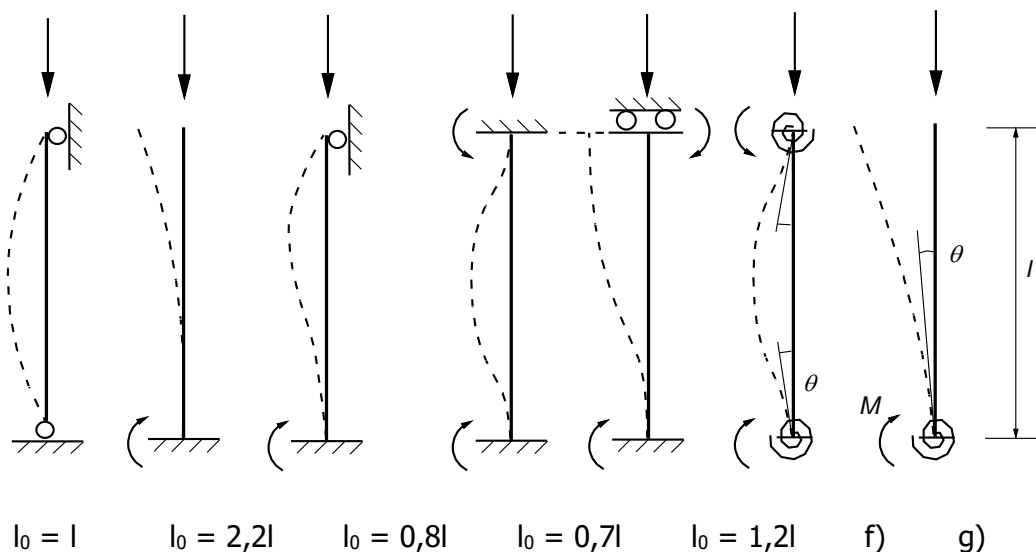
Murtorajatilassa mittaepätarkkuuksista johtuva perusepäkeskisyyden on

$$e_i = \alpha_h \frac{l_0}{400} + \frac{h}{30} \quad (5.8)$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

missä

h	on poikkileikkauksen korkeus, termille $h/30$ käytetään vähintään arvoa 20 mm
l	on rakenneosan pituus
l_0	on rakenneosan nurjahduspituus, joka saadaan alla olevasta kuvasta 5.3.



Kuva 5.3. Nurjahduspituudet.

Kuvan 5.3 arvot soveltuvat yleisimpiin tapauksiin ja olosuhteisiin. Tapauksien f) ja g) nurjahduspituudet on esitetty EN 1992-1-1 kohdassa 5.8.3.2.

Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomiotta jos

$$\lambda \leq \lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}}} \quad (5.9)$$

missä

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\phi_{ef}} \quad (\text{voidaan käyttää arvoa } 0,7)$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \quad (\text{voidaan käyttää arvoa } 1,1)$$

$$C = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad (\text{voidaan käyttää arvoa } 0,7)$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_c}{A_c}}}$$

$$\phi_{ef} = \phi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

joissa

M_{01}, M_{02} ovat ensimmäisen kertaluvun päätemomentit $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

$\phi(\infty, t_0)$ on virumaluvun loppuarvo

M_{0Eqp} on lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti käyttörajatilassa kuormien pitkäaikaisyhdistelmän vaikuttaessa (ml. mittaepätarkkuuksien vaikutus)

M_{0Ed} on lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti murtorajatilassa kuormien mitoitusarvojen vaikuttaessa yhdistelmänä (ml. mittaepätarkkuuksien vaikutus).

Toisen kertaluvun vaikutusten laskentaan on olemassa useita eri menetelmiä. Yleisesti suositellaan käytettävän nimelliseen kaarevuuteen perustuvaa menetelmää tai momentin suurennusmenetelmää.

5.8.1 Momentin suurennusmenetelmä

Ensimmäisen kertaluvun momentista saadaan toisen kertaluvun momentin sisältävä kokonaismomentti mitoittavimmassa poikkileikkauksessa kaavalla

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_B} \right)} \quad (5.10)$$

missä

N_B on nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma (SFS-EN 1992-1-1 kohta 5.8.7.2)
 M_{0Ed} ensimmäisen kertaluvun momentti (ml. mittaepätarkkuuksien vaikutus).

Nimellinen jäykkyys saadaan kaavasta

$$EI = K_c E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (5.11)$$

missä

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2}$$

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}}$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \quad [f_{ck}] = \text{MPa}$$

$$k_2 = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \frac{\lambda}{170} \leq 0,2$$

I_c on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
 I_s on raudituksen jäyhyysmomentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen.

5.8.2 Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä

Toisen kertaluvun aiheuttama lisämomentti M_2 on

$$M_2 = N_{Ed} e_2 = N_{Ed} \kappa \frac{l_0^2}{c} \quad (5.12)$$

Integrointivakion c alaraja-arvoksi voidaan otaksua 8 (vakiomomentin kuormittama rakenneosa). Vain ulkoisen normaalivoiman kuormittamassa tapauksessa otaksumalla taipumaviiva sinimuotoiseksi integrointivakio on $\pi^2 \approx 10$.

Murtumistilanteen käyritymä κ saadaan

$$\kappa = K_r K_\varphi \kappa_0$$

$$\kappa_0 = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d}$$

Jos mitoituksessa hyödynnettävä puristus- tai vetorauditus on sijoitettu useaan kerrokseen tai pitkin sivupintoja, määritellään d kaavasta:

$$d = (h/2) + i_s$$

missä i_s on hyödynnettävän raudituksen jäyhyysäde.

$$K_r = \frac{1 + \omega - \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}}{1 + \omega - n_{bal}} \leq 1$$

n_{bal} on normaalivoiman arvo, jolla saavutetaan taivutuskestävyyden maksimiarvo, jaettuna termillä $A_c f_{cd}$. Yleensä voidaan käyttää termille oletusarvoa 0,4.

Kertoimella K_φ otetaan huomioon pitkän aikavälin muodonmuutokset

$$K_\varphi = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \varphi_{ef}$$

5.8.3 Vino taivutus

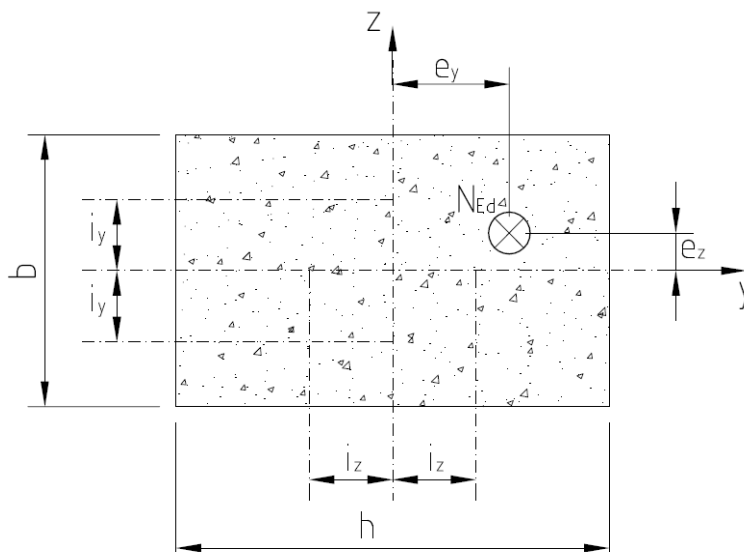
Kestävyyden tarkastus molemmissa pääsuunnissa erikseen on riittävä menettely, mikäli seuraavat ehdot toteutuvat

- $\lambda_y/\lambda_z \leq 2$ ja $\lambda_z/\lambda_y \leq 2$

$$\min \left\{ \frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}}; \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \right\} \leq 0,2 \quad (5.13)$$

$$b_{eq} = i_y \sqrt{12} \quad (\text{suorakaidepoikkileikkaukselle } b_{eq} = b)$$

$$h_{eq} = i_z \sqrt{12} \quad (\text{suorakaidepoikkileikkaukselle } h_{eq} = h)$$



Kuva 5.4. Vinon taivutuksen termien määritelmät.

Vinon taivutuksen tarkistukseen voidaan käyttää seuraavaa mitoitusehto

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0 \quad (5.14)$$

missä

M_{Ed} on toisen kertaluvun vaikutuksen sisältävä mitoitusmomentti
 M_{Rd} on taivutuskestävyys
 a on alla olevan taulukon mukainen eksponentti suorakaidepoikkileikkaukselle:

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
$a =$	1,0	1,5	2,0

väliarvot interpoloidaan lineaarisesti.

Ympyrä- ja ellipsipoikkileikkauksissa $a = 2$

N_{Ed} on normaalivoiman mitoitusarvo

N_{Rd} on puristuskestävyys $A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$.

Epätarkkuuksista johtuvat epäkeskisyydet otetaan huomioon vain epäedullisimmassa suunnassa.

5.9 Hoikkien palkkien kiepahdus

Kiepahdus on otettava huomioon etenkin elementtirakenteiden kuljetus- ja asennusvaiheessa. Varmuus kiepahdusta vastaan tulee olla näissä tapauksissa vähintään 2,5. Nostopisteiden korkeusaseman tulee sijaita riittävästi palkin painopisteen yläpuolella. Tarvittaessa palkit tuetaan sivusuunnassa kuljetus- ja asennusvaiheessa.

5.10 Jännitetyt rakenneosat ja rakenteet

Rakenneosan haurasmurtumaa tulee välttää. Haurasmurtuma vältetään täyttämällä yksi tai useampi kohdassa 6.1 esitetyistä ehdoista.

Jännittämistyön aikainen hetkellinen jänneteräksen jännitys saa korkeintaan olla pienempi arvoista:

Jännebetoni

$$\sigma_{p\max} = \begin{cases} 0,8f_{pk} \\ 0,9f_{p0,1k} \end{cases} \quad (5.15)$$

Ankkurijännebetoni

$$\sigma_{p\max} = \begin{cases} 0,75f_{pk} \\ 0,85f_{p0,1k} \end{cases} \quad (5.16)$$

Jännittämistyön jälkeinen jänneteräksen jännitys saa korkeintaan olla pienempi arvoista:

Jännebetoni

$$\sigma_{pm0} = \begin{cases} 0,75f_{pk} \\ 0,85f_{p0,1k} \end{cases} \quad (5.17)$$

Ankkurijännebetoni

$$\sigma_{pm0} = \begin{cases} 0,70f_{pk} \\ 0,80f_{p0,1k} \end{cases} \quad (5.18)$$

Alla on esitetty vähimmäisvaatimukset jännittämistyön tekemiseksi, kaikkien kyseeseen tulevien ehtojen tulee täyttyä.

Betonin lujuus on suurempi kuin $0,8 \cdot f_{ck}(t)$ tai $1,0 \cdot f_{ck}(28)$, ks. kappale 8.10.

Käytettäessä yli 15 punoksen jänneryhmiä, valutyön päättymisestä tulee olla kulu-
nut vähintään 14 vrk., muussa tapauksessa vähintään 10 vrk. Mikäli jännitystyö
tehdään ennen 28 vuorokauden ikää, on suunnitelmissa käytettävä jännittämisen
ajankohdan mukaista virumalukua Liitteen 1 mukaisesti.

Lujuus on vähintään asianomaisessa jännemenetelmän eurooppalaisessa tekni-
sessä hyväksynnässä määritellyn vähimmäisarvon suuruinen.

Jännitetyissä elementeissä suurin sallittu puristusjännitys laukaisuhetkellä on enin-
tään pienempi arvoista $0,5 \cdot f_{ck}(t)$ ja $0,5 \cdot f_{ck}(28)$ mikäli kokeiden tai kokemuksen pe-
rusteella voidaan osoittaa, että pituussuuntaista tai muutoin haitallista halkeilua ei
esiinny.

Betonin jännitykset rajoitetaan jännittämistyön aikana arvoihin:

- Pienempään arvoista $0,6 \cdot f_{ck}(t)$ ja $0,6 \cdot f_{ck}(28)$
- Betonin vetojännitys rajoitetaan laukaisuvaiheessa pienempään arvoista $f_{ctm}(t)$ ja $f_{ctm}(28)$

Betonin puristusjännitys rajoitetaan pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä pienempään arvoista $0,45 \cdot f_{ck}(t)$ ja $0,45 \cdot f_{ck}(28)$. Betonin lopputilanteen vedetyn pinnan rajoitukset (rasitusluokasta riippuen) on esitetty kappaleessa 7.3.1.

5.10.5 Jännityshäviöt

Jännevoiman jännityshäviöt muodostuvat välittömistä ja pitkäaikaisista häviöistä.

Välittömiä häviöitä $\Delta P_i(x)$ määritettäessä otetaan huomioon seuraavat vaikutukset:

- betonin kimmoisesta muodonmuutoksesta johtuva häviö ΔP_{el}
- kitkahäviö $\Delta P_{\mu}(x)$
- ankkuroinnin liukumisesta johtuvat häviöt ΔP_{sl}
- tartuntajännerakenteissa terästen relaksaatio ennen laukaisuhetkeä

5.10.5.1 Betonin välittömästä muodonmuutoksesta johtuvat häviöt

Betonin muodonmuutosta vastaava jännevoiman häviö määritetään siten, että jännerästen jännittämisjärjestys tulee huomioon otetuksi. Tämä häviö ΔP_{el} voidaan otaksua kunkin jänneräksen keskimääräiseksi häviöksi seuraavasti:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.19)$$

missä

$\Delta \sigma_c(t)$ on hetkellä t aiheutettu jännityksen muutos jännerästen painopisteessä

j on kerroin, jonka arvo on:

- $(n-1)/2n$, missä n on peräkkäin jännitettyjen samanlaisten jännerästen lukumäärä. Likimääräistykseenä kertoimelle voidaan käyttää arvoa $1/2$.
- 1 kun tarkastellaan jännittämisen jälkeen vaikuttamaan tulneiden pysyvien kuormien aiheuttamia muodonmuutoksia.

Kaava (5.19) on voimassa, kun jänneräokset jännitetään peräkkäin täyteen jännevoimaan. Mikäli jännittäminen tapahtuu portaittain siten, että viimeisen jännittämiskierroksen aiheuttama kimmoinen kokoonpuristuma on vähäinen, voidaan kimmouden kokoonpuristumisen aiheuttama häviö jättää huomiotta.

5.10.5.2 Kitkahäviöt

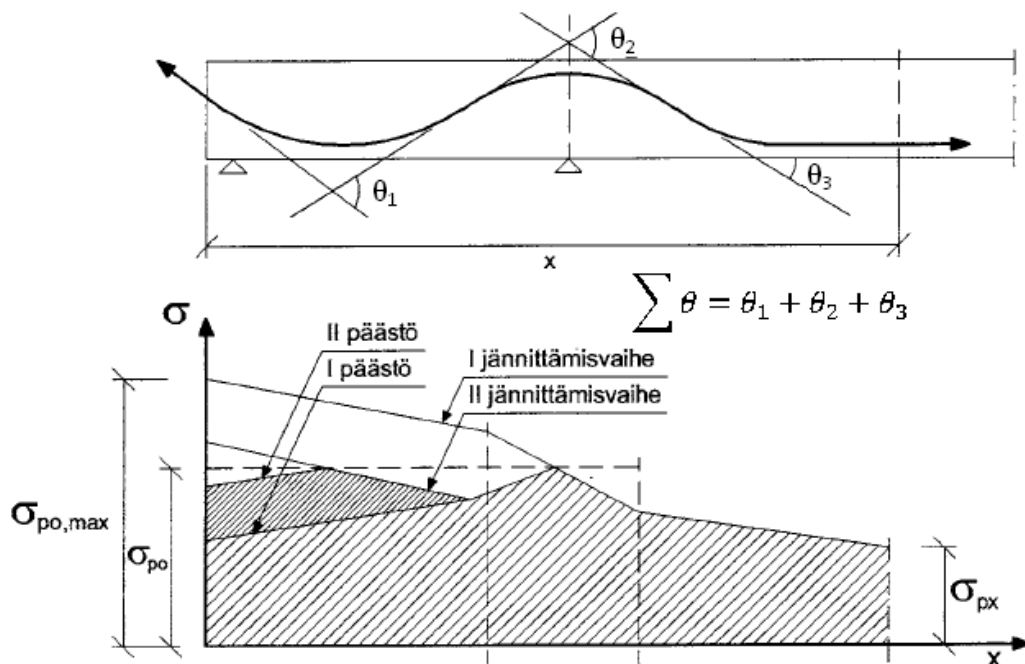
Ankkurijänteiden kitkahäviöt $\Delta P_\mu(x)$ voidaan arvioida kaavasta

$$\Delta P_\mu(x) = P_{\max} \left(1 - e^{-\mu(\theta + kx)} \right) \quad (5.20)$$

missä

- θ on ankkurijänteen suunnan muutosten summa radiaaneina etäisyydellä x (riippumatta suunnasta tai merkistä)
- μ on jänneteräksen ja sen suojaputken välinen kitkakerroin
- k on suojaputken tukipisteiden välille syntyviä riippumia (nuolikorkeuksia) vastaavien suunnan muutosten aaltoisuusluku (pituusyksikköä kohti)
- x on jänneteräksiä pitkin mitattu etäisyys kohdasta, jossa jännevoima on P_{\max} (jänteen aktiivisessa päässä vaikuttava voima jännitettäessä).

Kitkakertoimen μ ja aaltoisuusluvun k arvot esitetään asianomaisessa eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä. Kitkan ja kaarevuuden vaikutusta jännevoimaan on kuvattu kuvassa 5.5.



Kuva 5.5. Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jännitykseen ankkurijänteellä.

5.10.5.3 Ankkurointihäviöt

Ankkureiden kiilojen liukumisesta, jännittämisen jälkeisestä ankkurien toiminnasta ja itse ankkurin muodonmuutoksesta aiheutuvat häviöt otetaan huomioon. Kiilojen liukumisen arvot sekä liukumasta aiheutuva välitön häviö P_{sl} määritellään käytöselosteissa.

5.10.6 Jännevoiman ajasta riippuvat häviöt

Ajasta riippuvia häviöitä aiheuttaa

- virumasta ja kutistumasta aiheutuva muodonmuutos
- relaksaation tuottama jännityksen pieneneminen

Ellei tarkempia menetelmiä haluta käyttää, voidaan ajasta riippuvien häviöiden määrittämiseksi käyttää alla esitettyä kaavaa:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} - \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (5.21)$$

missä

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$	on virumisesta, kutistumisesta ja relaksaatiosta kohdassa x ajanhetkellä t aiheutuva jänneteräksen jännityksen vaihtelun itseisarvo
ε_{cs}	on kohdan 3.1.4 mukaisesti arvioidun kutistuman itseisarvo
E_p	on jänneteräksen kimmokerroin, ks. kohtaa 3.3.6
E_{cm}	on betonin kimmokerroin, ks. taulukko 3.1.
$\Delta \sigma_{pr}$	on jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuvan jänneteräksen jännityksen muutoksen itseisarvo kohdassa x ajanhetkellä t joka määrittää jännitykselle $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ (alkujännevoimasta ja pitkäaikaikuormista aiheutuva jänneteräksen alkutilanteen jännitys)
$\varphi(t, t_0)$	on kohdan 3.1.4 mukaisesti määritetty virumaluku ajanhetkellä t, kun betonin kuormittaminen on alkanut ajanhetkellä t_0
$\sigma_{c,QP}$	on omasta painosta, alkujännevoimasta ja muista mahdollisista pitkäaikaisista kuormista aiheutuva, jänneterästen kohdalla vaikuttava betonin jännitys (puristusjännitys on negatiivista). Jännityksen $\sigma_{c,QP}$ arvoon voi vaikuttaa tarkasteltavasta rakentamisvaiheesta riippuen osa omaa painoa ja alkujännevoima tai täysi pitkäaikaisten kuormien yhdistelmä ($\sigma_c(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$)
A_p	on kaikkien kohdassa x olevien jänneterästen ala
A_c	on betonipoikkileikkauksen ala
z_{cp}	on betonipoikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen painopisteen välinen etäisyys.

Kaavan 5.21 antaman häviön arvo on edellä esitettyin etumerkein positiivista betonin jännityksen ollessa puristusjännitystä. Tällöin kaavan 5.21 osoittajassa olevat osatermit ovat positiivisia.

5.10.7 Jännevoiman mitoitusarvo

Jännevoiman mitoitusarvo voidaan määrittellä kaavalla

$$P_{d,t}(x) = \gamma_P P_{m,t}(x) \quad (5.22)$$

missä

γ_P on jännevoiman osavarmuusluku
 $P_{m,t}(x)$ on jännevoiman keskimääräinen arvo.

Jännevoima on useimmissa tapauksissa tarkoitettu vaikutukseltaan edulliseksi, ja murtorajatilantarkasteluissa käytetään normaalisti vallitsevia ja tilapäisiä mitoitus-tilanteita varten osavarmuusluvun arvoa $\gamma_{P,fav} = 0,9$. Jännevoiman vaikutuksen ollessa epäedullinen käytetään osavarmuusluvun arvona $\gamma_{P,unfav} = 1,1$.

Paikallisia vaikutuksia tarkasteltaessa käytetään osavarmuuslukuna murtorajatilassa arvoa $\gamma_{P,unfav} = 1,2$.

Käyttörajatila- ja väsymismitoituksessa voidaan käyttää jännevoiman ominaisarvoa.

Jännevoiman vaikutus lasketaan välittömästi jännittämisen jälkeen hetkellä $t = 0$ ja kaikkien häviöiden tapahduttua hetkellä $t = \infty$. Yleensä suunnittelussa voidaan betonin kutistuminen, viruminen ja relaksaatio ottaa huomioon loppuarvollaan. Tarvittaessa tarkastellaan jännevoiman vaikutus ajanhetkellä $t = t_1$, jolloin rakennetta kuormittaa liikennekuorma ja vasta osa häviöistä on tapahtunut. Tällöin voidaan otaksua vähintään 50 % edellä esitetyistä häviöistä tapahtuneeksi. Kuormina kutistuminen ja viruminen ovat pysyviä kuormia.

5.10.8 Jännittämistöitä koskevat erikoisohjeet

Jännittämistöitä koskevia toteutusohjeita on käsitelty standardissa EN 13670. Jännittämistöistä laaditaan jännittämissuunnitelma, joka sisältää seuraavat asiat:

tartuntajänteet

- menetelmäkuvaus
- jännittämisvoimat ja venymät
- jännevoiman siirtotapa ja -järjestys sekä betonilta tällöin vaadittu lujuus
- muut tarpeelliset tiedot kuten ankkurointiliukumat

ankkurijänteet

- menetelmäkuvaus, kuten jänteiden tyypit ja ominaisuudet
- asennuspiirustus
- jännittämisjärjestys
- jännittämisvoimat ja venymät
- ankkurointiliukumat ja niiden toleranssit
- muotin tukirakenteiden säätö ja purkaminen jännittämistyön aikana
- betonin lujuus jännittämistyön eri vaiheissa
- muut tarpeelliset tiedot

Jännevoiman suurin sallittu poikkeama jännittämissuunnitelmassa esitetystä arvosta saa yhdessä jänteessä olla korkeintaan $\pm 5\%$ ja jänteiden yhteenlasketussa voimassa $\pm 3\%$. Jos laskettuja venymiä ei mainituilla voimalla saavuteta, on syy selvitettävä ja tehtävä uusi jännittämissuunnitelma. Jännittämistyössä käytetään kalibroituja kalustoa.

Jännittämistyöstä pidetään pöytäkirjaa, johon merkitään seuraavat asiat:

- jänteen voima (kalibroidut arvot) ja kimmainen venymä jännittämisaikavälittain
- muut tarvittavat jännittämiseen vaikuttavat asiat

Injektointityö tehdään viivyttämättä ja siten että laasti täyttää suojaputken.

Injektointityöstä pidetään pöytäkirjaa, johon merkitään seuraavat asiat:

- injektointikohteet
- vedenpoistoputket
- laastin koostumus
- rakenteen, laastin ja ilman lämpötila
- laastilla tehdyt kokeet kuten notkeus, vedenerottuminen, tilavuudenmuutos, puristuslujuus
- työaika, työpaine
- laastimenekki injektointikohteittain
- muut tarpeelliset tiedot

Suojaputken injektoinnissa noudatetaan standardissa SFS-EN 446/447 annettuja ohjeita. Suojaputket on varustettava ilman- ja vedenpoistoputkin. Vedenpoistoputket sijoitetaan suojaputken kaikkiin alimpiin kohtiin.

5.11 Eräiden rakenneosien analyysi

5.11.1 Laattapalkkirakenteen reunaulokkeen leikkautuminen pystykuormasta

Laattapalkkirakenteen ulokelaatan leikkauskestävyyden voidaan otaksua olevan riittävä pystysuorille kuormille tieliikenteen silloilla, kun laatan korkeus h on tukilinjalla (betonisen pääkannattimen reunalla tai liittorakenteisen pääkannattimen uumalinjalla) vähintään taulukon 5.3 mukainen.

Taulukko 5.3. Leikkausraudoittamattoman ulokelaatan pienin sallittu korkeus h [mm] tukilinjalla. Taulukossa on otaksuttu, että $d = h - 50$ [mm].

	ρ %	$L \leq 2300$	$L = 3100$	$L = 4100$
C30/37-3	0.5	360	540	700
	1.0	310	470	570
C35/45-3	0.5	330	500	620
	1.0	290	440	510

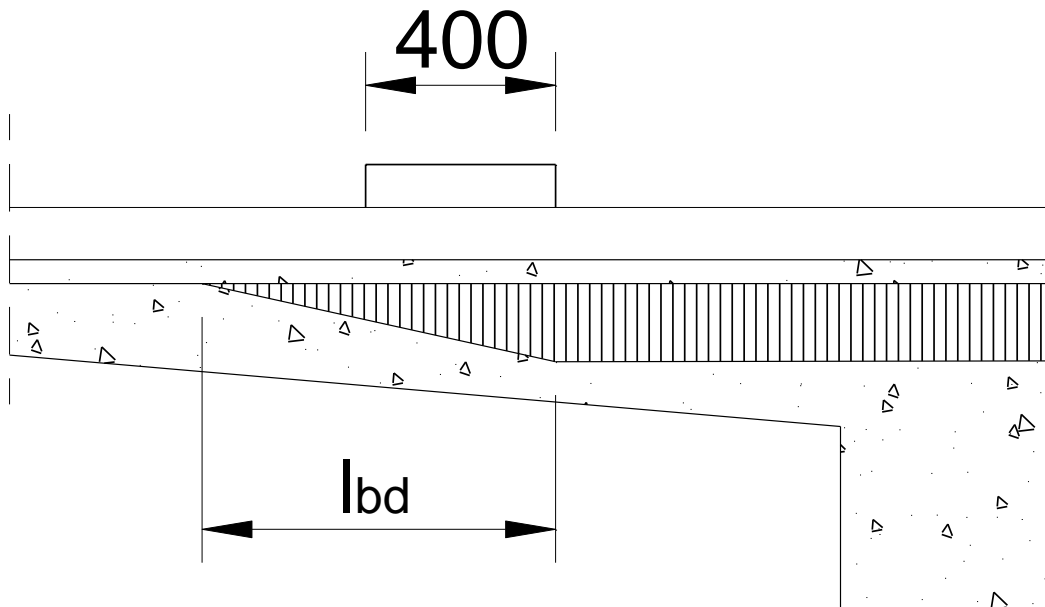
Pituus L mitataan alkaen hyödyllisen leveyden reunasta päättyen mitoituskohtaan, etäisyydelle $d/2$ tukilinjalta. Mikäli ulokelaatan pituus L alle 2 300 mm, käytetään vasemman puoleisimman sarakkeen arvoja, ellei tarkempaa mitoitusta tehdä. Jos laatan pituus L on suurempi kuin 4 100 mm, on leikkauskestävyys tarkistettava erikseen. Geometrinen raudoitussuhde ρ tarkoittaa yläpinnan (vedetyn pinnan) raudoitussuhdetta $\rho = \frac{A_s}{d \cdot b}$. Leikkausraudoittamattomalla laatalle taulukon 5.3 minimipaksuuksia ei saa alittaa, ellei tarkempia laskelmia käytetä.

Laatan lävistyminen on tarkistettava erikseen. Betonin lujuuden tulee olla vähintään C30/37 ja toteutusluokan tulee olla 3.

Taulukon arvojen laskennassa on käytetty viistettyä laattaa ja rakennekorkeutena reunapalkin juuressa on käytetty arvoa 200 mm (vrt. kohta 2.1). Taulukon arvoissa on otaksuttu kuormakaavioiden LM1 ja LM2 sovituskertoimiksi $\alpha_{Q1} = \beta_Q = 1,0$.

Pituuden L tai yläpinnan geometrisen raudoitussuhteen ρ ollessa taulukon 5.3 arvojen välissä voidaan tehollisen korkeuden vaadittu arvo lineaarisesti interpoloida.

Laatan yläpinnan geometrisen raudoitussuhteen tulee olla vähintään 0,5 %, mutta suurempaa vähimmäisraudoituspinta-alaa kuin 2 000 mm²/m ei tarvitse kuitenkaan käyttää. Vähimmäisraudoitus on ankkuroitava täysimääräisesti lähimpänä tukea olevan pyöräkuorman taakse ja vähintään 50 % ulokelaatan vähimmäisraudoituksesta on ankkuroitava ulokkeella mahdollisesti olevan toisen pyöräkuorman taakse. Raudoituksen ankkurointia on havainnollistettu kuvassa 5.6.



Kuva 5.6. Minimiraudituksen ankkurointi laattapalkkisillan laattaosan.

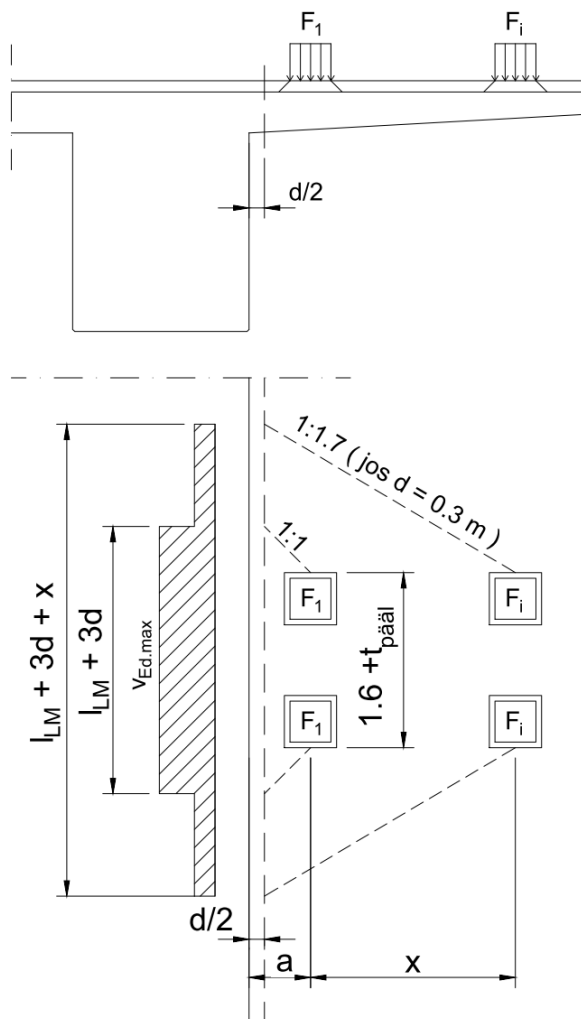
Kuormituskaavioiden LM1 ja LM2 mitoittavan leikkausvoiman laskennassa voidaan käyttää seuraavassa esitettyä menetelmää (mikäli taulukon 5.3 mukaista yksinkertaistusta ei käytetä ja ulokelaatan leikkausvoimia lasketaan esim. leikkausraudoituksen mitoituksen yhteydessä).

Leikkausvoiman ääriarvo v_{\max} mitoituskohdassa, etäisyydellä $d/2$ tukilinjalta, voidaan arvioida kaavasta:

$$v_{\max} = \frac{\sum F_1}{l_{LM} + 3d} + \sum_0^i \frac{F_i}{l_{LM} + 3d + x} \quad (5.23)$$

missä

F_1	lähimpänä tukilinjaa sijaitsevat pyöräkuorma(t)
F_i	seuraavat ulokkeella sijaitsevat pyöräkuormat
l_{LM}	kuormakaavion LM1 tai LM2 pituus. $l_{LM1} = 1,6 \text{ m} + t_{\text{pääli}}$, missä $t_{\text{pääli}}$ on pintarakenteen paksuus $l_{LM2} = 0,35 \text{ m} + t_{\text{pääli}}$, missä $t_{\text{pääli}}$ on pintarakenteen paksuus
d	laatan tehollinen korkeus pääkannattimen reunalla
x	toisen pyöräkuorman etäisyys ensimmäisestä.



Kuva 5.7. Reunaulokkeen leikkausvoima $v_{Ed,max}$ liikennekuorman pyöräkuormista.

Mitoittavan leikkausvoiman aiheuttavan kuorman sijoitteluna käytetään kaavan 5.23 yhteydessä tilannetta, jossa lähimmän pyöräkuorman resultantin etäisyys a tukilinjasta on $2d$.

Vastaavaa leikkausvoimien jakaantumista kuormituskaavioista LM1 ja LM2 voidaan soveltaa myös välilaatan mitoituksessa.

Kaavan 5.23 menetelmää ei voida käyttää, mikäli pyöräkuorman resultantti on lähempänä kuin $2d$ tukilinjasta. Mikäli lasketaan tätä lähempänä tukilinjaa olevien kuormien vaikutuksia, voidaan leikkausvoimaa laskettaessa lähempänä kuin $2d$ olevaa pyöräkuorman intensiteettiä redusoida kaavan 6.5 tapaan kertoimella $a/2d$.

Kuormituskaistojen sijoittelussa on otettava huomioon vierekkäisten kuormakaavion LM1 kuormituskaistojen pyöräkuormien mahdollisuus sijaita 500 mm etäisyydellä toisistaan soveltamisohjeen "Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet - NCCI 1" kohdan B.4.3.2 mukaisesti.

5.11.2 Laattarakenteen tukimomentin tasaus

Laattasillan pituus- ja poikkisuuntaisen kimmoteorian mukaisen tukimomentin arvo voidaan otaksua keskimääräiseksi leveydelle b , kun rakennetta analysoidaan rakennemallilla, jossa laattarakenne on mallinnettu laattaelementein ja tukevat pilarit tai tuet kiinnittyvät yhteen laattaelementtien solmuun. Menetelmää voidaan käyttää myös tasavahvalle paalulaatalle. Mikäli tarkempia menetelmiä ei käytetä, leveydeksi b voidaan otaksua:

$$\text{käyttörajaatilassa: } b_{sls} = D + d \cdot 1,6 \quad (5.24)$$

$$\text{murtorajaatilassa: } b_{uls} = D + d \cdot 2,0 \quad (5.25)$$

missä

- | | |
|---|--|
| D | Pyöreän pilarin tai laakerin halkaisija. Suorakaiteen muotoisen pilarin tapauksessa voidaan käyttää pilarin sivumittaa tarkasteltavassa suunnassa. |
| d | kansilaatan tehollinen korkeus pituussuunnassa. |

Edellä esitetyt leveyden kaavat ovat voimassa kun:

- Elementtijako kansilaatassa on pilarin ympäristössä enintään $d/3$ ja muualla enintään d
- Laattasillassa jännemitta j_m on välillä $8 \leq j_m \leq 20$ m
- Paalulaatassa jännemitta j_m täyttää ehdon $j_m/D \geq 6$
- Laskennassa käytettävän pilarin halkaisijan D ja laatan tarkasteltavan suunnan tehollisen korkeuden d suhde on välillä $0,7 \leq D/d \leq 1,7$.

Kohdan 5.3 tukimomentinpyöristystä ei käytetä edellä esitetyn kaavan kanssa samanaikaisesti.

Leveys b voi olla korkeintaan 75 % sillan poikittaisessa suunnassa olevasta pilari-jaosta.

Laattarakenteiden mitoitusmomenteissa tulee huomioida vääntömomentin M_{xy} vaikutukset yleisesti hyväksytyillä menetelmillä.

Edellä esitettyä menetelmää ei voida käyttää kun pilarin sivumittojen suhde on suurempi kuin 1,5.

Edellä mainitulla kaistalla (kaistoilla) kannetaan 60–85 % kokonaismomentista.

6 Murtorajatila

6.1 Taivutus ja normaalivoima

Betonirakenteen poikkileikkaustarkastelussa vetorautoituksen määrä ei saa ylittää tasapainorautoitetun poikkileikkauksen vetorautoituksen määrää, eli poikkileikkauksen murtumistavan tulee olla sitkeä. Väännölle hyödynnetyt pituussuuntaiset rautoitukset voidaan jättää huomiotta sitkeysheitoa tarkastettaessa. Lisäksi kohdan 6.3.1 yhteisvaikutusehdon tulee toteutua.

Tässä esitettyä sitkeysvaatimuksen tarkastamismenetelmää käytetään standardin EN 1992-2 kohdassa 6.1 esitettyjen menetelmien (lausekkeet 108–110) sijaan.

Teräsbetonirakenteen voidaan otaksua olevan sitkeä, kun taivutusraudoitus myötää ($\epsilon_{yd} \geq f_{yd}/E_s$) ennen kuin puristetun reunan betoni saavuttaa murtopuristuman arvon ϵ_{cu2} (3.5 ‰) tai poikkileikkauksen painopisteessä oleva betoni saavuttaa arvon ϵ_{c2} (2.0 ‰).

Jännebetonirakenteen toiminnan voidaan otaksua olevan sitkeä, yksi tai useampi seuraavista ehdoista täyttyä. Alla olevissa ehdoissa betonin murtopuristumalla tarkoitetaan edellä esitettyjä tapauksia.

- 1) Jänneteräs myötää ennen kuin betoni saavuttaa murtopuristuman arvon. Jänneteräksen myötäämiseksi katsotaan myötövenymän $\epsilon_{pd} = f_{pd}/E_p$ saavuttaminen. On edullisin tilanne esimerkiksi välituella yläpinnassa ja kentässä alapinnassa.
- 2) Vedetyn pinnan betonirautoitus myötää ($\epsilon_{yd} \geq f_{yd}/E_s$) tai jänneraudoitukseen muodostuu 3 ‰ lisävenymä ennen kuin betoni saavuttaa murtopuristuman arvon. On edullisin tilanne esimerkiksi tuki- ja kenttäalueen välillä olevalla alueella.
- 3) Rakennesysteemin muodonmuutokset murren kehittyessä eivät vaadi tutkittavan poikkileikkauksen myötäämistä missään kuormitustapauksessa. On edullisin tilanne esimerkiksi liikuntasaumattomassa sillassa: Jäykästi päällysrakenteeseen liittyvät paalut myötäävät sillan päädyssä ennen pääkannattimen myötäämistä.
- 4) $M_{pl,Rd} \geq 1.5 \cdot M_{Ed}$ Tässä tapauksessa ei vaadita rautoituksen tai jänneterästen myötäämistä ennen betonin murtopuristuman arvon saavuttamista.

Jännebetonirakenteen $M_{pl,Rd,max}$ määrittäminen kohdan 6.3.1 yhteisvaikutusehtojen tarkastelua varten:

Tapauksissa 1 ja 2 poikkileikkauksen taivutuskestävyys $M_{pl,Rd,max}$ tasapainorautoitetussa tapauksessa saadaan kasvattamalla (teoreettisesti) betonirautoituksen määrää, kunnes saavutetaan tasapainorautoitettu tilanne, jolla ehto 1 tai 2 vielä täyttyy.

Tapauksissa 3 ja 4 poikkileikkauksen taivutuskestävyys $M_{pl,Rd} = M_{pl,Rd,max}$ saadaan tilanteesta, jossa betoni saavuttaa murtopuristuman arvon valitulla rautoituksella.

Jänneraudoituksen myötötilanteen tarkastelussa sijainniltaan ja venymältään erilaiset jänneteräspunokset voidaan korvata niitä edustavalla resaltoivalla jänneraudoituksella. Betonin vetolujuutta ei hyödynnetä taivutusmitoituksessa.

Puristetun rakenneosan keskimääräinen puristuma ei saa ylittää arvoa ϵ_{c2} tai ϵ_{c3} . Keskimääräinen puristuma tulee määrittää poikkileikkauksen painopisteessä.

6.2 Leikkaus (RakMK B4 2005)

Tuen reunasta etäisyyden d päässä laskettua leikkausvoiman arvoa voidaan pitää leikkausvoiman mitoittavana arvona tapauksissa, joissa pääosa palkin kuormasta on palkin koko pituudelle jakautunutta kuormaa. Välillisen tuennan ollessa kyseessä, leikkausvoiman mitoittavana arvona pidetään välillisen tuen reunassa vaikuttavaa arvoa, ks. kappale 9.2.1. Rakenteissa, joissa lähellä tukea sijaitseva pistekuorma on vallitseva leikkausvoiman suuruuteen nähden, tarkastellaan leikkauskestävyyden yläraja $V_{u,max}$ tukilinjalle asti.

Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys on

$$V_{c0} = 0,3k(1 + 50\rho_1)f_{ctd}b_wd \quad (6.1)$$

missä

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

$$k = 1,6 - d \geq 0,8 \quad , \quad \rho \geq 2400 \text{ kg/m}^3.$$

f_{ctd} laskennassa käytetään korkeintaan lujuusluokkaa C50/60.

Leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys on

$$V_u = V_{Rd,s} + 0,8V_{Rd,c} \quad (6.2)$$

missä

$$V_{Rd,c} = 0,50 \cdot b_w df_{ctd}$$

$$V_{Rd,s} = 0,9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yd} d (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

s on leikkausraudoituksen jakoväli tarkasteltavassa suunnassa
 α on leikkausraudoituksen ja pituusakselin välinen kaltevuuskulma, joka on pystyhaalla 90° . Kulman on oltava vähintään 45° .

Leikkauskestävyyden yläraja on

$$V_{u,\max} = 0,25b_w df_{cd} \rho \geq 2400 \text{ kg/m}^3 \quad (6.3)$$

f_{cd} laskennassa käytetään korkeintaan lujuusluokkaa C50/60.

Jos rakenteeseen vaikuttaa palkin pituusakselin suuntainen puristava normaali-voima N_{Ed} , voidaan termiä V_c suurentaa kertoimella

$$\beta_1 = 1 + \frac{M_0}{M_{Ed}} \leq 2 \quad (6.4)$$

missä

M_{Ed} on tarkasteltavassa kohdassa esiintyvä taivutusmomentti vastavalla kuormitustapauksella.

M_0 on nollavenymämomentti, joka yhdessä normaalivoiman N_{Ed} kanssa aikaansaa jännityksettömän tilan siinä reunassa johon kuormitus M_{Ed} aiheuttaa vetoa.

Jos rakenteeseen kohdistuu palkin pituusakselin suuntaista vetoa, otaksutaan termi V_c nolllaksi, ellei tarkemmilla menetelmillä toisin osoiteta.

Tuen lähellä betonin leikkauskestävyyttä V_c voidaan suurentaa kertoimella

$$\beta_2 = \frac{V_{Ed}}{V_{Ed,red}} \leq 2 \quad (6.5)$$

missä

$V_{Ed,red}$ on leikkausvoima, jota laskettaessa enintään $2d$ päässä tukilinjasta sijaitsevat kuormat on kerrottu luvulla $a/2d$, missä a on kuorman etäisyys tukilinjasta.

6.2.1 Lisävetovoima

Leikkausvoiman aiheuttama lisävetovoima pääraudoitukselle on

$$\Delta F_{td} = k_a V_d \quad (6.6)$$

missä

$k_a = 1,5$ leikkausraudoittamattomissa rakenteissa

$k_a = 1,0$ leikkausraudoitetuissa rakenteissa.

Leikkausraudoitetuilla rakenteilla kertoimen k_a suuruus voidaan laskea myös kaavasta

$$k_a = \frac{1}{2} \frac{V_d}{V_{Rd,s}} (1 + \cot \alpha) - \cot \alpha \leq 1,0 \quad (6.7)$$

Tankojen vetovoimia ei kuitenkaan tarvitse otaksua taivutusmomentin kannalta määräävissä leikkauksissa esiintyviä arvoja suuremmiksi.

Lisävetovoima voidaan huomioida myös momenttipinnan siirtoperiaatteella. Siirron a suuruus on $k_a d$. Lisävetovoima on ankkuroitava vetovoimapinnan ulkopuolelle.

Tuella alapinnan raudoituksella ankkuroitava lisävetovoima on vähintään

$$\Delta F_{td} = k_a V_d \quad (6.8)$$

Ankkurointipituus lasketaan tuen reunasta alkaen. Jännitetyissä palkeissa, joissa jänneet nostetaan päätytuella ylös, on järjestettävä vastaava raudoitus palkin alapintaan. Jänneraudoituksen se osa, joka ankkuroidaan palkin päässä palkin korkeuden neljäsosan alueelle alareunasta lukien, voidaan ottaa huomioon tässä tarkastelussa.

6.2.2 Laipan irtileikkaantumisen raudoitus

Kun laippa on puristettu, on laipan irtileikkaantumisen vetovoima

$$V_{df} = \frac{V_d}{z} \frac{A_{cf}}{A_{cc}} \quad (6.9)$$

missä

V_d on laattapalkin leikkausvoima

z on laattapalkin sisäinen momenttivarsi murtorajatilassa

$\frac{A_{cf}}{A_{cc}}$ on yhden laipan puristetun pinta-alan osuus koko puristusvyöhykkeen pinta-alasta käyttäen laskennassa laippojen toimivaa leveyttä.

Kun laippa on vedetty, korvataan termi $\frac{A_{cf}}{A_{cc}}$ termillä $\frac{N_{sf}}{N_s}$, missä $\frac{N_{sf}}{N_s}$ on yhden

laipan alueella olevan raudoituksen osuus koko toimivalla leveydellä sijaitsevasta vetoraudoituksesta. Mikäli raudoite on pääosin keskitetty uumaan, on erikseen tarkistettava poikittainen halkeamaleveys käyttörajatilassa.

Vetovoiman edellyttämä poikittaisraudoituksen kokonaismäärä pituusyksikköä kohti on

$$A_{sf} = \frac{V_{df}}{f_{yd} \cot \beta_f} \quad (6.10)$$

puristuslaipoissa $1,0 \leq \cot \beta_f \leq 2,0$
vetolaipoissa $1,0 \leq \cot \beta_f \leq 1,25$.

Vetovoima ei edellytä poikittaisraudoitusta, mikäli seuraava ehto toteutuu

$$V_{df} \leq 0,4 f_{ctd} h \quad (6.11)$$

Vetovoiman edellyttämä poikittaisraudoitus jaetaan tasan molempiin laipan pintoihin.

Laipan irtileikkaantumiskestävyyden yläraja on

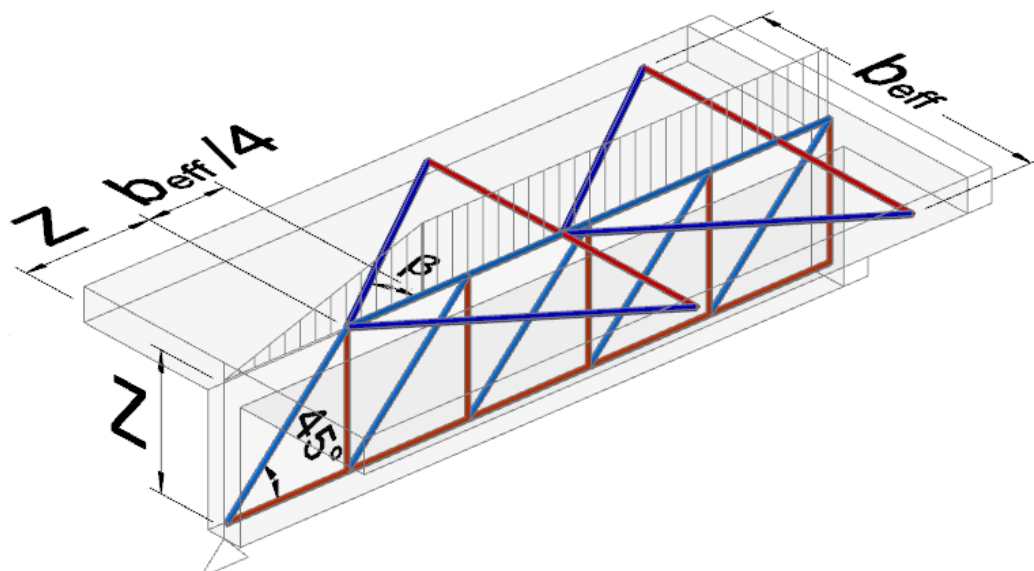
$$V_{df, \max} = h_f \nu f_{cd} \sin \beta_f \cos \beta_f \quad (6.12)$$

missä

h_f on laipan paksuus, josta on vähennetty poikittaisen taivutuksen edellyttämä puristuspinnan korkeus y murtorajatilassa ($h_f = h - y$)

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

Tuella (myös välituella) vetovoima on nolla ja kasvaa lineaarisesti täyteen arvoon matkalla $z + b_{eff}/4$, missä b_{eff} on laattapalkin toimiva leveys. Vetovoiman vaatima raudoituksen kokonaismäärä voidaan jakaa tasan korkeintaan $3 b_{eff,i}$ pituisella matkalla.



Kuva 6.1. Irtileikkaantumisvoiman kehittyminen ja ristikkoanalogia tukialueella.

Laipan yhden pinnan raudoituksen määrä palkin sivupintojen tasossa on suurin seuraavista:

- Puolet irtileikkaantumisraudoituksen kokonaismäärästä
- Laipan taivutuksen edellyttämä raudoitus + neljäsosa irtileikkaantumisraudoituksen kokonaismäärästä
- Palkin vääntömitoituksen edellyttämä raudoitus
- Vähimmäisraudoitus kohdan 9.1 mukaisesti

Kuvan 8.3 koukuin ankkuroituja hakaraudoituksia voidaan käyttää, kun vääntömitoituksen edellyttämä vetovoima voi ankkuroitua poikittaisella raudoituksella palkin sivupintojen ulkopuolelle. Tämä raudoite tehdään jatkamattomilla raudoitetangoilla mikä sidotaan hakaraudoitukseen (sama raudoitejako). Hakaraudoitukselle edellytettävien koukkujen vaatimukset on esitetty kohdassa 8.5

6.2.3 Rakenteen rajapintojen leikkauskestävyys

Eri aikaan valettujen rakenneosien rajapinnan leikkauslujuuden mitoitusarvo on

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v_{fd} \quad (6.13)$$

missä

ρ	on rajapinnan eri puolille riittävästi ankkuroitu rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala jaettuna rajapinnan pinta-alalla.
σ_n	on rajapintaan kohdistuva puristusjännitys.
α	on rajapinnan tason ja vaarnojen välinen kulma. $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.
v	on leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin.

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{ck} \text{ [MPa]} \quad (6.14)$$

Työsaumassa on oltava leikkausraudoitus, jonka osuus tarvittavasta leikkauslujuudesta v_{Ed} tulee olla vähintään puolet.

$$\rho_{\min} = \frac{0,5 v_{Ed}}{f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (6.15)$$

Kun σ_n on vetoa, käytetään termille f_{ctd} arvoa 0 MPa. Dynaamisissa ja väsytystarkasteluissa $f_{ctd} = 0$ MPa.

Rajapintojen luokittelu:

- Hyvin sileä: pinta, joka on valettu teräs-, muovi- tai erikoiskäsiteltyä puumuottia vasten: $c = 0,10$ ja $\mu = 0,5$.
- Sileä: liukuvalettu pinta tai täytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty pinta: $c = 0,20$ ja $\mu = 0,6$.
- Karhea: pinta, jossa on vähintään 3 mm karheus noin 40 mm välein; se saavutetaan urittamalla, ruiskuttamalla pinta pesubetoniksi tai muilla menetelmillä, joilla saavutetaan vastaava karheus: $c = 0,40$ ja $\mu = 0,7$.
- pinta, jossa on EN 1992-1-1 kuvan 6.9 mukainen hammastus: $c = 0,50$ ja $\mu = 0,9$.

6.3 Vääntö (RakMK B4 2005)

Vääntömitoituksessa käytetään betonin lujuudelle korkeintaan lujuusluokkaa C50/60.

Betonin vääntökestävyys on

$$T_c = 0,3 f_{ctd} W_{te} \quad (6.16)$$

missä

W_{te} on poikkileikkauksen kimmoinen vääntövastus, jota laskettaessa laipan leveydeksi saadaan otaksua enintään kolminkertainen laipan paksuus.

Siltojen kannatinrakenteissa, joita kuormittaa liikennekuorma (väsytyskuormitettu rakenne), betonin vääntökapasiteetti otaksutaan nolllaksi.

Vääntöraudoituksen vääntökestävyys on

$$T_s = 2 A_{ef} f_{yd} \sqrt{\frac{A_{st}}{s} \frac{A_{sl}}{u_{ef}}} \quad (6.17)$$

Vääntökestävyyden laskennassa mukana olevan raudoituksen on täytettävä seuraava ehto

$$\frac{1}{3} \leq \frac{A_{sl} s}{A_{st} u_{ef}} \leq 3 \quad (6.18)$$

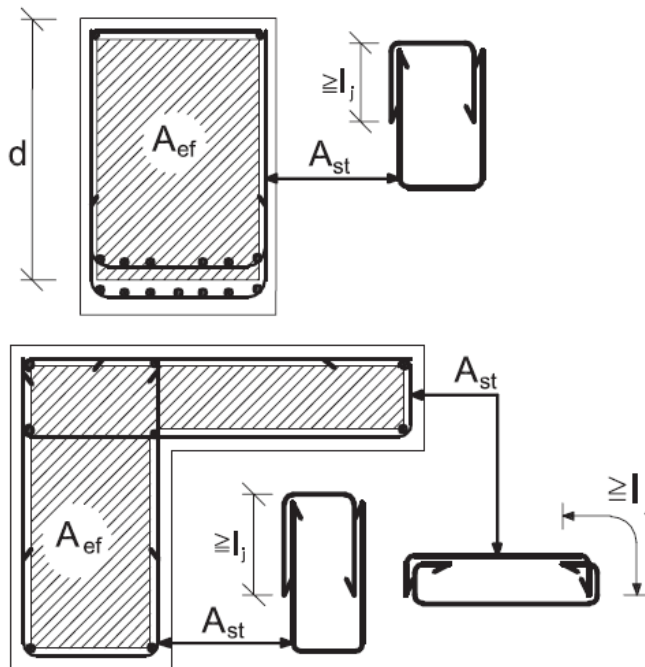
Tarvittava vääntöraudoitus voidaan esittää myös seuraavien kaavojen muodossa

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_d}{2A_{ef} f_{yd} \cot \theta} \quad , [m^2/m] \quad (6.19)$$

$$A_{st} = \frac{T_d u_{ef}}{2A_{ef} f_{yd}} \cot \theta \quad [m^2]$$

$$\frac{1}{3} \leq \cot \theta \leq 3$$

A_{ef} ja u_{ef} ovat pitkittäistankojen painopisteakseleiden kautta piirretyn monikulmion pinta-ala ja piiri kuvan 6.2 mukaisesti.



Kuva 6.2. Vääntöraudoitukset.

Betonin puristusjännityksen resultanttia ei saa hyödyntää väännön pituussuuntaista raudoitusta vähentävänä tekijänä.

Pinta-alaan A_{ef} lasketaan tavanomaisissa laattapalkeissa vain poikkileikkauksen palkkiosa ilman kansilaattaa.

Väännön edellyttämä pitkittäinen rauditus jaetaan tasaisesti pitkin vääntökuormitetun poikkileikkauksen pintoja. Väännön edellyttämä hakaraudoitus muodostetaan lähelle poikkileikkauksen pintoja sijoitettavista pystyhaoista. Vääntöhakoina käytetään umpihakoja tai kuvan 8.3 mukaisia hakoja ko. kohdassa esitetyn vaatimuksen.

Vääntökestävyyden yläraja on:

$$T_{Rd,max} = 0,25 f_{cd} W_{tr} \quad (6.20)$$

Mikäli jännitetyllä ja massiivisella poikkileikkauksella ehto $0,1f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5f_{cd}$ toteutuu, voidaan vääntökestävyyden ylärajana käyttää:

$$T_{Rd,max} = 0,30 f_{cd} W_{tr} \quad (6.21)$$

missä

W_{tr}	on vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen kotelopoikkileikkauksen vääntövastus $2A_{ef} \cdot h_{ef}$
h_{ef}	on kotelon paksuus, joksi otaksutaan 30 % pinta-alan A_{ef} sisään piirretyn suurimman mahdollisen ympyrän säteestä, kuitenkin enintään kotelopoikkileikkauksen pienin seinämäpaksuus
σ_{cp}	on P_{Ed} / A_c .

6.3.1 Yhdistetyt rasitukset

Yhdistettyjen rasituksien mitoitus ehdot tarkastetaan rasituksien samanaikaisille komponenteille.

Leikkausvoiman ja väännön yhteisvaikutuksen osalta on täytettävä ehto

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (6.22)$$

Leikkauksen ja väännön yhteisvaikutuksen tarkastelussa voidaan vääntömomentille käyttää etäisyydellä d tuelta olevaa arvoa.

Taivutuksen ja väännön yhteisvaikutuksen osalta on täytettävä ehto

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd,max}} \leq 1 \quad (6.23)$$

jossa $M_{pl,Rd,max}$ on rakenneosan taivutuskestävyys tasapainoraidoitettuna. Momentti M_{Ed} sisältää ulkoisten kuormien vaikutukset ja jännevoiman vaikutuksista vain pakkomomentit. Jänneraidoitus on mukana $M_{pl,Rd,max}$:n laskennassa.

6.4 Lävistys (RakMK B4 2005)

Lävistysvoimaa laskettaessa ei tarvitse ottaa huomioon kuormia, jotka sijaitsevat tuen reunasta etäisyydellä d olevan leikkauksen rajoittamalla alueella.

Lävistysmitoituksessa käytetään betonin lujuudelle korkeintaan lujuusluokkaa C50/60.

Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys on

$$V_c = k\beta(1 + 50\rho)u d f_{ctd} \quad (6.24)$$

missä

$$k = 1,6 - d \geq 1,0 \quad (\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$k = 0,8 \quad (\rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 8\text{‰} \quad \text{teräsmäärään lasketaan taivutuksesta vedetyn puolen raudoitus}$$

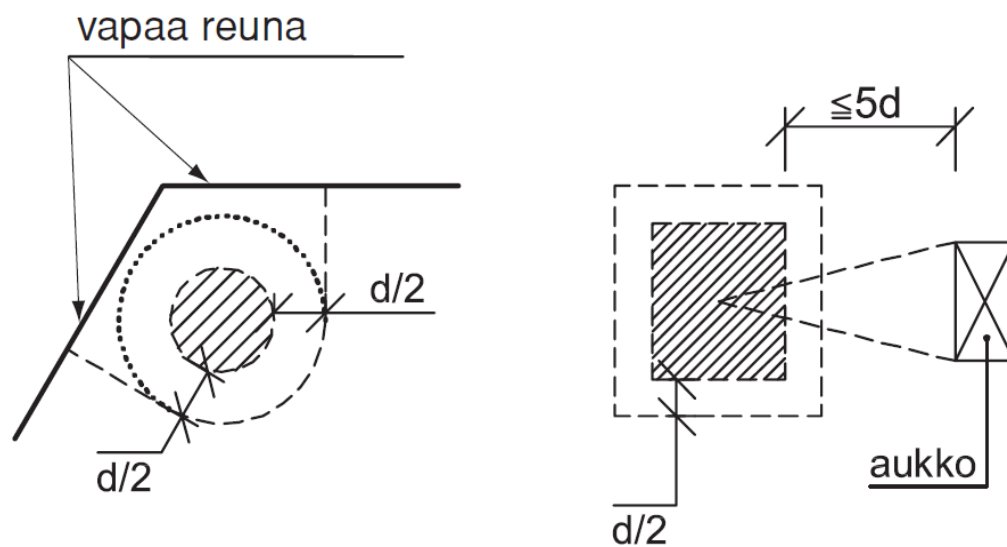
$$\beta = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}}$$

e on lävistysvoiman epäkeskisyyys leikkautuvan alueen painopisteestä
 A_u on tuen reunasta etäisyydellä $0,5d$ olevan leikkauksen rajoittama pinta-ala

u on pienempi seuraavista:

- Tuen reunasta etäisyydellä $0,5d$ oleva piiri
- Piiri, joka saadaan korvaamalla a)-kohdan mukaisen piirin vapaan reunan puoleiset osat tältä piiriltä vapaille reunoille piirrettyillä normaaleilla (kuva 6.3).

Jos laatatassa on reikiä tuen reunasta etäisyydellä $5d$, ei piiriin u lasketa niitä osia, jotka jäävät reikien reunoista tuen keskipisteeseen piirrettyjen suorien väliin (kuva 6.3).



Kuva 6.3. Laatan lävistys.

Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyys on

$$V_u = 0,25V_c + V_s \leq 2 V_c \quad (6.25)$$

jossa hakojen vaikutus otetaan huomioon kaavalla

$$V_s = A_{sv} f_{yd} \sin \alpha \quad (6.26)$$

f_{yd} on korkeintaan 300 MPa

α on raudoituksen ja laatan tason välinen kulman, joka on oltava vähintään 30°.

Leikkausraudoitukseen A_{sv} voidaan laskea raudoituksen alueella tuen reunasta etäisyydelle 1,5 d tuen reunasta.

6.5 Mitoitus ristikkomenetelmänä (strut and tie model)

Mitoitus ristikkomenetelmällä tulee tehdä SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti.

Puristussauvan, johon ei vaikuta poikittaista vetojännitystä, puristuskestävyys on $\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$.

Halkeilleen betonin puristussauvan tai puristussauvan, johon kohdistuu poikittaista vetoa, puristuskestävyys on $\sigma_{Rd,max} = 0,6(1-f_{ck}/250)f_{cd}$. Puristussauvaan katsotaan kohdistuvan poikittaista vetoa myös siinä tapauksessa, kun puristussauvan jännityskenttä on muuttuva (ks. Kuva 8.12. Puristuskentän paikallinen laajeneminen.)

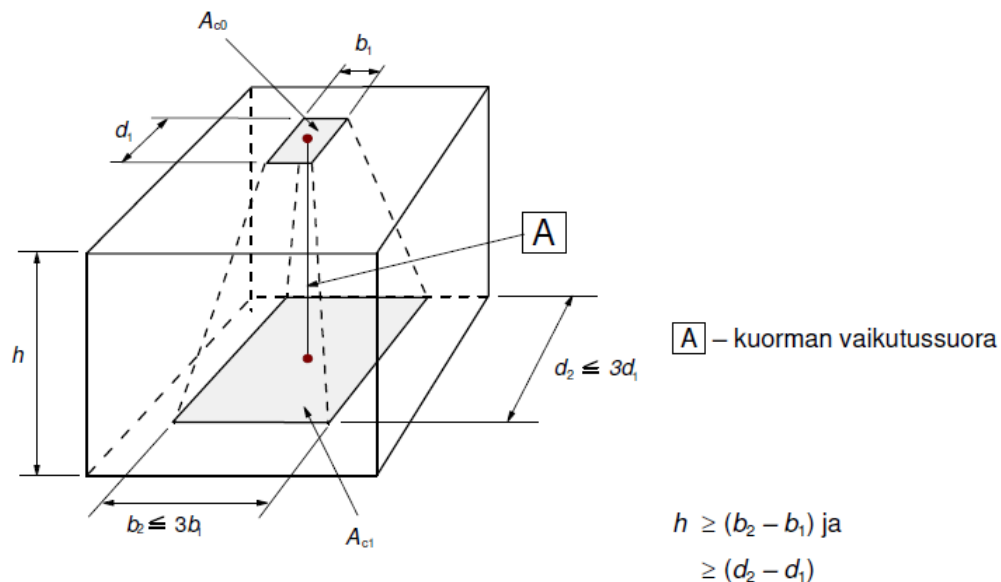
6.7 Paikallinen puristus

Paikallinen puristuskestävyys on

$$F_{Rdu} = A_{co} f_{cd} \sqrt{A_{c1} / A_{co}} \leq 3 A_{co} f_{cd} \quad (6.27)$$

Jakautumisalueen A_{c1} on täytettävä seuraavat ehdot

- On yhdenmuotoinen kuormitusalueen A_{co} kanssa
- Jakautumisalueen A_{c1} keskipiste on kuorman resultantin vaikutussuoralla, joka kulkee kuormitusalueen A_{co} keskipisteen kautta
- Eri jakautumisalueet eivät saa limittyä keskenään.



Kuva 6.4. Paikallinen puristus.

Kun halkaisuvoimia vastaanottavaa poikittaisraudoitusta ei ole, on paikallinen puristuskestävyys

$$F_{Rdu} = 0,6(1 - f_{ck} / 250) f_{cd} A_{co} \quad (6.28)$$

6.8 Väsyminen

Rakenneosan väsytykestävyys on osoitettava, kun siihen kohdistuu merkittäviä säännöllisiä kuormitusjaksoja. Leikkausraudoitteen ja leikkauksessa käsiteltävän puristusdiagonaalin väsytykestävyyttä ei tarvitse tarkastaa, kun leikkausmitoitus on tehty kohdan 6.2 mukaisesti.

Väsytystarkasteluja ei vaadita seuraavissa tilanteissa ja rakenneosissa:

- Kevyen liikenteen sillat, jotka eivät ole herkkiä tuulen- tai kevyen liikenteen herätteille
- Perustukset
- Alusrakenteet, joita ei ole jäykästi kiinnitetty päällysrakenteeseen
- Tukimuurit
- Raudoitus alueilla, jotka säilyvät puristettuina tavallisella kuormitusyhdistelyllä
- Liikenteen luokissa 3 ja 4 ei tarvitse tehdä väsymismitoitusta. Liikenteen luokissa 1 ja 2 tehdään väsymismitoitus asianomaisen viranomaisen hankkekohtaisesti niin määrätessä. Liikenteen luokat on esitetty standardin EN 1991-2 kansallisessa liitteessä (taulukko 4.5(FI)).
- Ajoneuvoliikenteen siltojen tarkasteltavat pääkannattimen poikkileikkaukset, joissa kuormakaavion LM1 aiheuttamat voimasuureet muodostuvat merkittävästi vähintään kahdelta samanaikaiselta kuormakaistalta.

Raudoituksen väsytykestävyyden katsotaan olevan riittävä, mikäli jokin seuraavista ehdoista toteutuu

- 1) Taivutusraudoituksen jännitys on korkeintaan 300 MPa ominaisyhdistelyllä
- 2) Ajoneuvoliikenteen siltojen raudoituksen jännitysvaihteluväli kuormakaavioista FLM1 on korkeintaan 180 MPa
- 3) Väsytysmitoitus suoritetaan ekvivalentilla jännitysvaihteluvälillä, jolloin seuraavan ehdon tulee toteutua

$$\Delta\sigma_{s,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}\gamma_{F,fat}} \quad (6.29)$$

missä

$$\gamma_{s,fat} \geq 1,15$$

$$\gamma_{F,fat} = 1$$

$\Delta\sigma_{s,eq}(N^*)$ on SFS-EN 1992-2 liitteen NN mukainen ekvivalentti jännitysvaihteluväli.

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ on väsytykestävyys jännitusjaksojen määrälle N^* .

Mitoituksessa käytetään SFS-EN 1992-1-1 taulukoita 6.3N ja 6.4N. Taulukon mukaisesti raudoitteelle käytetään arvoja $k_1=5$, $k_2=9$ ja $\Delta\sigma_{Rsk} = 162.5$ MPa.

4) Väsytyksimitoitust suoritetaan Palmgren-Minerin säännöllä, jolloin seuraavan ehdon tulee toteutua

$$\sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (6.30)$$

missä

$n(\Delta\sigma_i)$ on jännitysvaihteluvälin $\Delta\sigma_i$ toteutumiskertojen lukumäärä
 $N(\Delta\sigma_i)$ on jännitysvaihteluväliä $\Delta\sigma_i$ vastaava S-N käyrän jännitysvaihteluiden lukumäärä kyseisen raudoituksen standardin mukaisesti.

Palmgren-Minerin säännöllä tarkasteltaessa käytetään raudoituksen väsymisominaisuuksille SFS-EN 1992-1-1 taulukoiden 6.3N ja 6.4N arvoja kuten edellä on esitetty.

Betonin väsytykskestävyyden katsotaan olevan riittävä, mikäli jokin seuraavista ehdoista toteutuu

1) Toteutetaan alla olevat epäyhtälöt

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.31)$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq \begin{cases} 0,9 & , f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 & , f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (6.32)$$

missä

$$f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_o) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$\beta_{cc}(t_o)$ on betonin lujuuskerroin kuorman vaikuttaessa ensi kertaa (ks. EN 1992-1-1 kohta 3.1.2 (6))

$\sigma_{c,max}$ on suurimman puristusjännityksen itseisarvo tavallisella kuormitusyhdistelyllä

$\sigma_{c,min}$ on pienimmän puristusjännityksen itseisarvo tavallisella kuormitusyhdistelyllä. Vedolle $\sigma_{c,min} = 0$.

2) Rautatiesilloilla voidaan suorittaa betonin väsytyksimitoitust EN 1992-2 liitteen NN mukaisesti. Liite NN antaa mahdollisesti epävarmalla puolella olevia arvoja jatkuvien rakenteiden reunakentillä, kun reunajänteen jännemitta on pienempi kuin 12 m. Näissä tapauksissa liitettä NN ei saa käyttää.

- 3) Väsytyksmitoitust suoritetaan Palmgren-Minerin säännöllä, jolloin seuraavan ehdon tulee toteutua

$$\sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (6.33)$$

missä

$$N_i = 10^{\left(14 \frac{1 - \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}}}{\sqrt{1 - \frac{\sigma_{cd,min,i}}{\sigma_{cd,max,i}}}} \right)}$$

$\sigma_{c,max,i}$ on jakson puristusjännityksen ylempi arvo

$\sigma_{c,min,i}$ on jakson puristusjännityksen alempi arvo. Vedolle $\sigma_{c,min,i} = 0$.

Jännityksien laskettaessa kimmokertoimien suhteeksi voidaan otaksua $E_s/E_c = 10$. Raudoituksen jännityksiä laskettaessa voidaan käyttää myös kimmokertoimia E_s ja E_{cm} .

7 Käyttörajatila

7.1 Yleistä

Betonipoikkileikkaus voidaan otaksua halkeilemattomaksi muodonmuutoksia laskettaessa.

Siltojen betonirakenteiden vähimmäisvaatimukset ovat kohdan 4.1 mukaisia.

Käyttörajatilan kuormitusyhdistelyt tehdään ohjeen ”Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet - NCCI 1” mukaisesti.

7.2 Jännitysten rajoittaminen

Betonipoikkileikkauksen suurin sallittu puristusjännitys kuormien ominaisyhdistelmällä on enintään $0,6 f_{ck}$. Epälineaarinen viruma on otettava huomioon, jos betonin jännitys ylittää pitkäaikaisyhdistelmällä arvon $0,45 f_{ck}$.

Raudoituksen vetojännitys ei saa ominaisyhdistelmällä ylittää arvoa $0,8 \cdot f_{yk}$. Kun ominaisyhdistelmässä on mukana mahdolliset pakkovoimat, voidaan jännitysraja käyttää arvoa $1,0 \cdot f_{yk}$.

Rajoituksia jännityksille on esitetty myös kohdissa 5.10. ja 7.3.

7.3 Halkeilun rajoittaminen

7.3.1 Yleisiä tarkasteluja

Halkeilun rajoittamisen osalta siltojen rakenteet suunnitellaan siten, että ne täyttävät käyttötilassa taulukossa 7.2 annetut arvot. Taulukon 7.2 halkeamaleveysraja voidaan korottaa luvulla:

$$c/c_{\min, \text{dur}} \leq 1,4 \quad (7.1)$$

jossa c ja $c_{\min, \text{dur}}$ ovat kappaleen 4.4.1.1 määritelmien mukaiset.

Halkeamaleveystarkasteluissa käytetään tämän ohjeen kohdan 4.2. mukaisia rakennneosien suunnittelukäyttöiä ja rasitusluokkaryhmiä sekä niitä vastaavia rasitusluokkia, jollei rakenteen rasitustilaa muuten ole arvioitu tarkemmin. Rasitusluokat XF eivät aseta vaatimuksia rakenteen halkeilun suhteen.

Laskennallinen halkeamaleveysraja riippuu ympäristörasituksen suuruudesta ja rakennEOSAN suojauksesta. Ympäristörasitustason määrittäminen voidaan tehdä taulukon 7.1 mukaisesti, jossa taso valitaan mitoittavimman vaikutuksen antavan rasitusluokan suhteen. Lisäksi laskennallinen halkeamaleveysraja riippuu halkeilua aiheuttavien kuormien kestosta (käyttörajatilan yhdistelmästä) sekä rakennetyypistä, mitkä on esitetty taulukossa 7.2.

Taulukko 7.1. Halkeamaleveyslaskennassa käytettävän ympäristörasitustason määrittäminen.

Ympäristörasitustaso	Rakenneosan rasitustason määrittävät rasitusluokat a)			Esimerkkirakenteita (tarkempi määrittely taulukoista 4.1–4.3)
	Kuvaus	Klorideilta suojattuna	Klorideilta suojaamattomana	
Taso 0	Halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen ja halkeamalevydet tarkistetaan hyväksyttävän ulkonäön takaamiseksi.	X0 XC1	X0 XC1	Betonipinnat sisätiloissa, joissa ilman kosteus on alhainen.
Taso 1	Halkeamilla on vaikutus rakenteen säilyvyyteen.	XC2 XC3 XC4	XC2 XC3 XC4 XD1 XS1	- Siltojen päällysrakenteet - Siirtymälaatat - Kevyesti kloridirasitetut suojaamattomat tukirakenteet ja tieympäristön varusteet - Kaikki kloridirasitukselta suojatut pinnat.
Taso 2	Halkeamilla on merkittävä vaikutus rakenteen säilyvyyteen.	- (suojatut rakenteet kuuluvat tasolle 1)	XD2 XD3 XS2 XS3	- Suojaamattomat siltosten reunapalkit - Maa- ja välitukien sekä tieympäristön varusteiden suojaamattomat pinnat suuren suola-sumurasituksen vaikutusalueella - Tukirakenteet meriolo-suhteissa - Paalulaatat ilman vedenpoistoa.

a) Kloridirasitukset (rasitusluokat XD ja XS) eivät aseta vaatimuksia rakenteen halkeilun suhteen, mikäli kloridirasitetut pinnat on suojattu kohdan 4.3 mukaisesti.

Taulukko 7.2. Laskennalliset halkeamaleveysrajat (w_{max}) ja vetojännityksettömän tilan vaatimukset 100 vuoden käyttöiälle ja niihin liittyvät yhdistelysäännöt.

Ympäristörasitustaso	SARAKE 1 Raudoitettut ja tartunnattomilla jänteillä jännitetyt rakenneosat, w_{max} [mm]		SARAKE 2 Tartunnallisilla jänteillä ^{b)} jännitetyt rakenneosat, w_{max} [mm]	
	Tavallinen kuormitusyhdistely	Pitkäaikainen kuormitusyhdistely	Tavallinen kuormitusyhdistely	Pitkäaikainen kuormitusyhdistely
Taso 0	-	0,3	-	0,2
Taso 1	0,2	0,15	0,07	Vetojännityksetön tila
Taso 2	0,15	0,1	Vetojännityksetön tila	Vetojännityksetön tila

b) Tähän luokkaan kuuluvat suojaputkeen injektoiduilla jänteillä varustetut rakenteet.

Vetojännityksetön tila edellyttää, että betonissa ei saa esiintyä vetojännityksiä rakenteen jänteiden puoleisessa pinnassa (yleensä kentässä alapinnassa ja tuella yläpinnassa) kun etäisyys jänteen teoreettisesta keskipisteestä betonipintaan on

alle 300 mm. Lisäksi vetojännitystä ei saa ilmetä kentässä matkalla 0,2·l jänteen alimmasta pisteestä suuntaansa ja tuella matkalla 0,2·l suuntaansa (tässä l on jännemitta).

Jännitetyn rakenteen raudoitukselle, joka on "vetojännityksetön tila" vaatimuksen ulkopuolella, käytetään taulukon 7.2 sarakkeen 1 halkeamaleveysrajoja. Lisäksi edellytetään, että vetojännityksetön tila täyttyy sillan käytön aikaisilla pysyvien kuormien yhdistelyllä kaikilla pinnoilla.

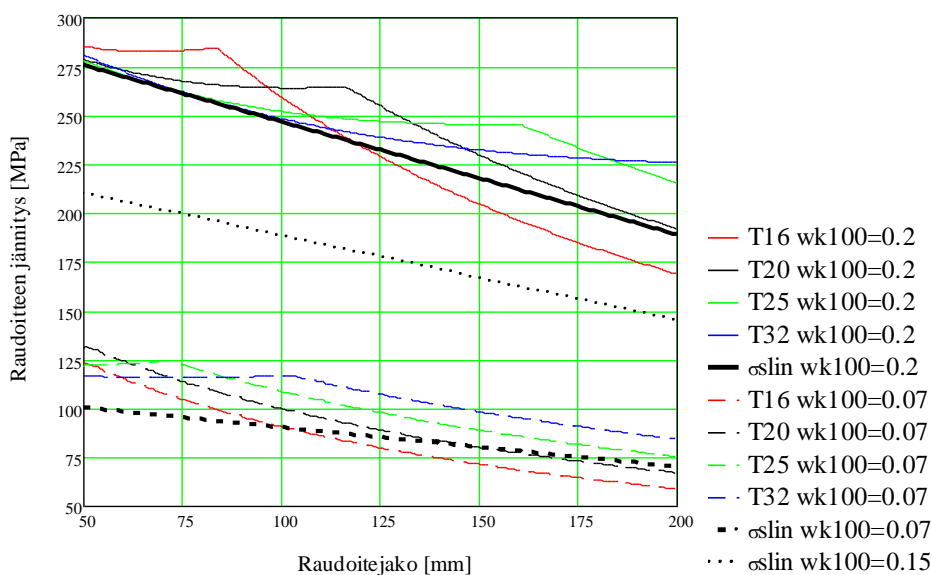
Rakenne otaksutaan haljenneeksi, vaikka sen laskennallinen halkeilukestävyys ei ylittyisikään.

Sillan suuntaan nähden poikittaisessa taivutuksessa laattapalkin laipassa käytetään halkeamaleveysrajana taulukon 7.2 sarakkeessa 2 annettuja arvoja, kun jänteet sijaitsevat tarkasteltavassa laipassa. Sillan pituussuuntaisten jänteiden sijaitessa palkissa voidaan poikittaisen taivutuksen halkeamaleveysrajoina käyttää sarakkeen 1 arvoja. Laattapalkin laipassa poikittaisen taivutuksen halkeamaleveyden mitoitus voidaan tehdä käyttäen raudoituksena koko poikittaisen raudoituksen määrää.

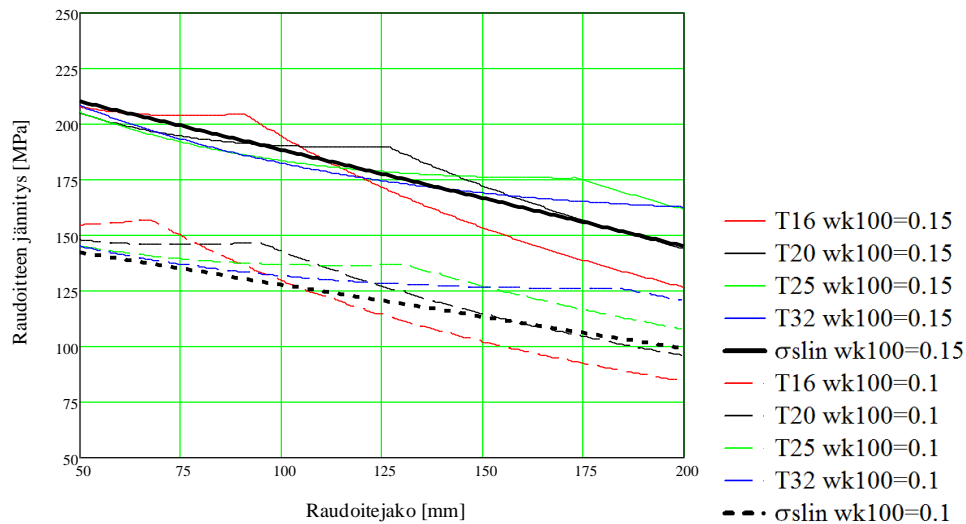
50 vuoden käyttöikää vastaava laskennallinen halkeamaleveysraja saadaan jakamalla taulukon 7.2 arvot luvulla 0,7. Ympäristörasitustason 0 arvot ovat samoja käyttöiästä riippumatta.

7.3.2 Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa

Taivutetun rakenteen halkeamaleveyden tarkasteluissa voidaan käyttää seuraavassa esitettyä yksinkertaistettua betoniterästen jännityksiin perustuvaa menetelyä. Kussakin kuvassa on määriteltynä ehdot, jolloin arvoja voi käyttää. Jos jokin otaksutuista arvoista poikkeaa esitetyistä, tulee halkeamaleveys tarkastella kohdan 7.3.3 mukaisesti.



Kuva 7.1. Yhdessä kerroksessa olevalle päällysrakenteen raudoitukselle sallittava jännitys pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä. Kuvan otaksumat: $c_{nom} = 40 \text{ mm}$, $c_{dev} = 5 \text{ mm}$, $c_{true} \geq 52 \text{ mm}$, $c/c_{min,dur} = 1,4$, $k_t = 0,4$, $f_{ctm} \geq 2,9 \text{ MPa}$ (C30/37) ja $E_c = E_{cm}$.



Kuva 7.2. Yhdessä kerroksessa olevalle päällysrakenteen raudoitukselle sallittava jännitys pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä. Kuvan otaksumat: $c_{nom} = 40$ mm, $c_{dev} = 5$ mm, $c_{true} \geq 52$ mm, $c/c_{min,dur} = 1,4$, $k_t = 0,4$, $f_{ctm} \geq 2,9$ MPa (C30/37) ja $E_c = E_{cm}$.

Raudoitettangon halkaisijasta riippumaton sallittu jännitys yhdessä kerroksessa olevalle raudoitteelle on:

$$\sigma_{s,lin} = \left(220 - 10 \frac{w_{k100}}{0,15} - 65 \frac{k_{jako} - 50}{150} \right) \frac{w_{k100}}{0,15} \text{ [MPa]} \quad (7.2)$$

kun $w_{max} = 0,1 \dots 0,3$ mm, $c_{nom} = 40$ mm, $c_{dev} = 5$ mm, $c_{true} \geq 52$ mm, $c/c_{min,dur} = 1,4$ ja $f_{ctm} \geq 2,9$ MPa (C30/37).

Kaavoissa merkintä k_{jako} tarkoittaa raudoitejakoa [mm]. Kuviissa 7.1 ja 7.2 sallittu jännitys on esitetty edellä olevan kaavan mukaan. Jos betonipeite c_{true} on 52 mm sijasta 40 mm, tulee sallittu jännitys kertoa luvulla 0,9, väliarvot voidaan interpoloida. Kuviissa 7.1 ja 7.2 on esitetty myös kappaleen 7.3.3. halkeamatarkasteluilla saatavat tulokset (värilliset käyrät).

Raudoitettangon halkaisijasta riippumaton sallittu jännitys kahdessa kerroksessa olevalle raudoitteelle on:

$$\sigma_{s,lin} = \left(230 - 10 * \frac{w_{k100}}{0,15} - 55 \frac{k_{jako} - 50}{150} \right) \frac{w_{k100}}{0,15} \text{ [MPa]} \quad (7.3)$$

kun $w_{max} = 0,1 \dots 0,3$ mm, $c_{nom} = 40$ mm, $c_{dev} = 5$ mm, $c_{true} \geq 40$ mm, $c/c_{min,dur} = 1,4$, $f_{ctm} \geq 2,9$ MPa (C30/37) ja raudoittekerrosten painopisteiden välinen etäisyys on 75 mm.

7.4 Taipuman rajoittaminen

Päällysrakenteen taipuma liikennekuormasta LM1 tai LM2 tavallisella yhdistelykertoimella kerrottuna ($\psi_1 = 0,75$ ja $0,4$) saa olla enintään $L/500$, L = Jännevälän pituus.

Ulokkeen taipuma liikennekuormasta LM1 tai LM2 tavallisella yhdistelykertoimella kerrottuna ($\psi_1 = 0,75$ ja $0,4$) saa olla $L/200$ mutta enintään 20 mm, L = Ulokkeen pituus.

8 Raudoituksen ja jänteiden yksityiskoh- tien suunnittelu

8.2 Tankojen väliset etäisyydet

Tankojen välisten etäisyyksien ja tankojen ryhmitykset tulee olla sellaiset, että betoni voidaan valaa ja tiivistää tyydyttävästi niin, että riittävä tartunta saavutetaan. Rakenne tulee suunnitella siten, että se voidaan betonoida siirtämättä raudoitusta betonoinnin aikana.

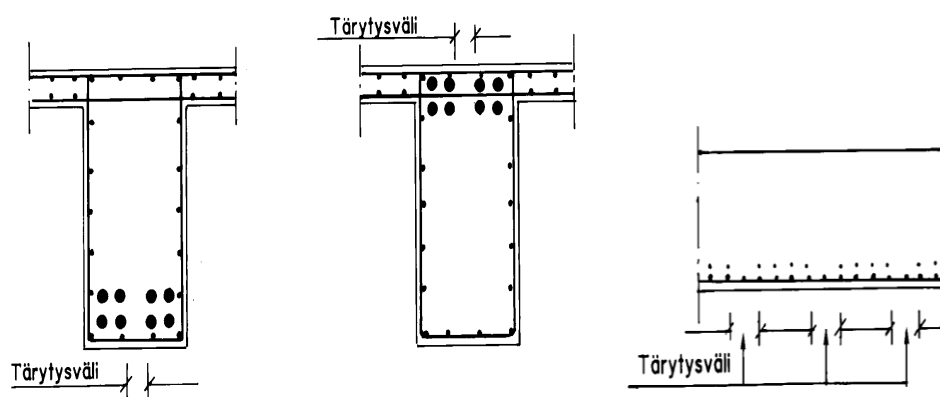
Samansuuntaisten tankojen vapaan välin tulee kaikkialla, myös jatkosten kohdalla, oltava vähintään suurin arvoista

- kiviaineksen suurin raekoko + 3 mm
- betoniterästangon tai -tankonipun ekvivalentti halkaisija Φ_n , ks. kaava 8.5
- 25 mm

Vierekkäisten limijatkosten kohdalla vierekkäisiin jatkoksiin kuuluvien tankojen vapaan välin tulee olla vähintään $2\emptyset$.

Sauvatärytintä varten betoniraudoitus ja jänneraudoitus on järjestettävä ryhmit-
tään ja ryhmien väliin jätettävä riittävät tärytysvälit (Kuva 8.1). Sauvatärytintä ja
betonointia varten tehtävät aukot on esitetty ohjeessa "Betoniraudoitteiden suun-
nittelu, TIEL 2170014".

Korkeissa tiheästi raudoitetuissa rakenteissa on osoitettava aukot betonointiputkea
varten.



Kuva 8.1. Tärytysvälit.

Vedenalaisessa betonoinnissa raudoitustankojen vapaavälin tulee olla kaikkialla vä-
hintään 100 mm. Rakenteen yläpinnan raudoitteen suunnittelussa on otettava huo-
mioon betonointikaluston vaatimat valuaukot.

8.3 Tankojen taivutustelan sallitut halkaisijat

Tankojen taivutustelan vähimmäishalkaisijalle $\Phi_{m,min}$ käytetään seuraavia arvoja.

Tangon halkaisija	Haat, koukut ja lenkit	Pääraudoitus
$\Phi \leq 10 \text{ mm}$	4 Φ	24 Φ
$10 < \Phi \leq 20 \text{ mm}$	5 Φ	24 Φ
$\Phi > 20 \text{ mm}$	7 Φ	24 Φ

Käytettäessä taulukon arvoja katsotaan, ettei taivutustelan halkaisija ole liian pieni raudoitteen tai betonin vahingoittumisen kannalta.

8.4 Pääraudoituksen ankkurointi

Harjatankojen ankkurointipituuden mitoitusarvo l_{bd} on

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.1)$$

missä

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi_n}{4} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{\eta_1 \eta_2 2,25 f_{ctd}} \right)$$

σ_{sd} on tangon mitoitusjännitys
 η_1 1,0, hyvät tartuntaolosuhteet

0,7, muissa tapauksissa

f_{ctd} on betonin vetolujuus, jonka laskennassa käytetään korkeintaan lujuusluokkaa C50/60

$$\eta_2 = \frac{132 - \phi_n}{100} \leq 1$$

Raudoitettangolla on hyvät tartuntaolosuhteet, kun jokin seuraavista ehdoista toteutuu:

- Tangon ja vaakasuunnan välinen kulma on vähintään 45 astetta.
- Tanko on enintään 250 mm etäisyydellä rakenteen alapinnasta.
- Tanko sijaitsee etäämpänä kuin 300 mm rakenteen yläpinnasta, kun rakenteen paksuus on vähintään 600 mm.

α -kertoimet on esitetty EN 1992-1-1 kohdassa 8.4.4. Kertoimelle α_1 suositellaan käytettävän aina arvoa 1,0. Yleensä voidaan käyttää myös muille α -kertoimille arvoa 1,0.

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo $l_{b,min}$:

vedolle:

$$l_{b,min} = \max \left\{ 0,3l_{b,rqd} ; 10\phi_n ; 100 \text{ mm} \right\} \quad (8.2)$$

puristukselle:

$$l_{b,min} = \max \left\{ 0,6l_{b,rqd} ; 10\phi_n ; 100 \text{ mm} \right\} \quad (8.3)$$

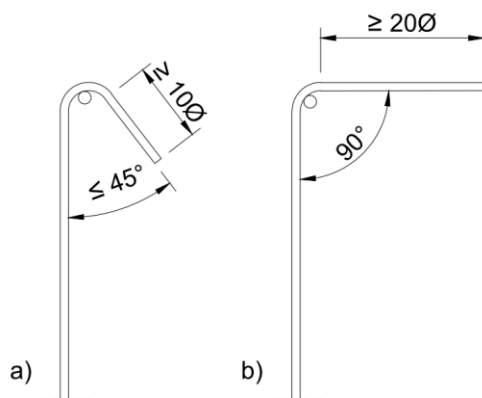
Ankkurointipituus mitataan pitkin tangon keskiviivaa. Ankkurointikestävyys voidaan otaksua kehittyvän lineaarisesti ankkurointipituuden matkalla.

Mikäli taivutuksen jälkeinen suoran osan pituus on alle $5\phi_n$, ei koukun tai taivutuksen osuutta saa hyödyntää ankkuroinnissa. Taivutukset ja koukut eivät paranna puristusvoiman ankkurointia.

Lenkin aiheuttamaksi halkaisuvoimaksi otaksutaan 25 % leikkeissä vaikuttavien voimien yhteismäärästä.

8.5 Hakojen ja leikkausraudoituksen ankkurointi

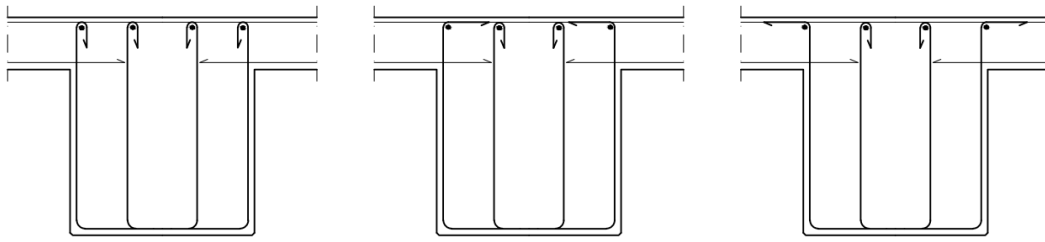
Raudoitetangoilla B500B toteutetun leikkausraudoituksen ankkuroinnin voidaan otaksua olevan riittävä, kun käytetään kuvan 8.2 mukaisia koukkuja. Koukun sisäreunassa on oltava poikittaistanko, jonka halkaisija on vähintään yhtä tankokokoa suurempi kuin ankkuroitava haka.



Kuva 8.2. Hakaraudoituksen ankkurointi.

Leikkaushaka pyritään tekemään jatkamatta.

Hakaraudoituksen limijatkospituus määrätään vedetyn raudoituksen mukaan käyttäen kertoimien $\alpha_1 \dots \alpha_6$ tulona arvoa 1,4. Limijatkokselle voidaan otaksua hyvät tartuntaolosuhteet palkin ala- ja sivupinnoissa (vrt. kaava 8.1). Limijatkettavat raudoitetangot on sidottava sidelangalla toisiinsa jatkoksen päissä.



Kuva 8.3. Laattapalkkirakenteen leikkaus- ja vääntöhaat.

Esitettyjä koukkuja voidaan käyttää myös palkin vääntöraudoituksessa kuvan 8.3. mukaisilla rakenteilla, missä vetovoimat ankkuroidaan poikittaisilla tangoilla palkin sivupintojen ulkopuolelle. Muutoin vääntöraudoituksena käytetään limijatkettua umpihakaa.

8.7 Limijatkokset ja mekaaniset jatkokset

On vältettävä jatkosten sijoittamista kohtiin, joissa raudoituksen jännitystila on korkea.

Korkeintaan 50 % vedetyistä tangoista voidaan jatkaa samassa poikkileikkauksessa. Vierekkäisiä tankoja ei saa jatkaa samassa poikkileikkauksessa.

Puristus- ja jakoraidoitus voidaan jatkaa limijatkoksina samassa poikkileikkauksessa, kunhan jatkosten vapaiden välien vaatimukset täyttyvät.

Jatkospituuden mitoitusarvo l_0 on

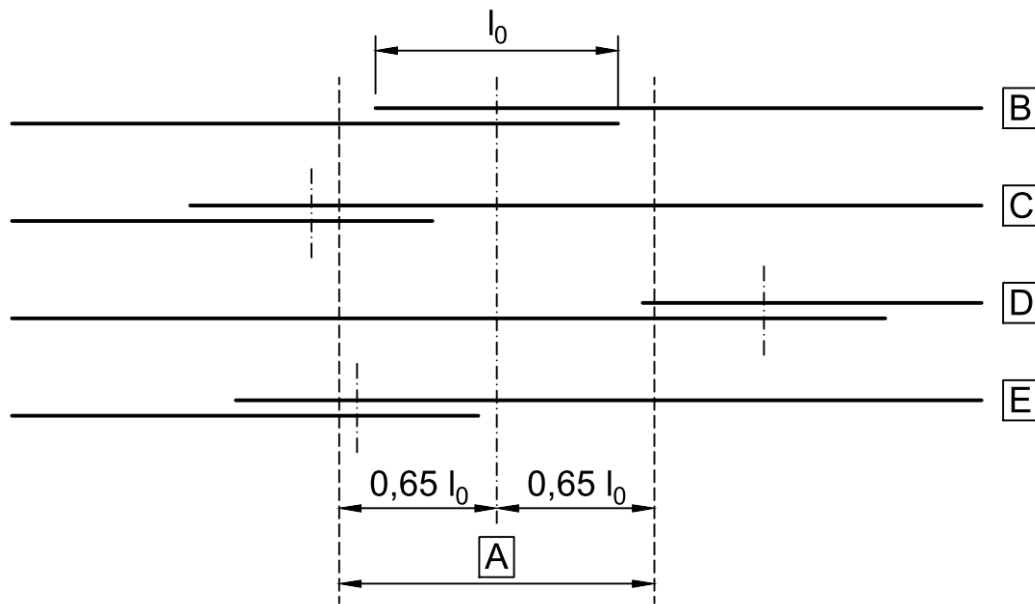
$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (8.4)$$

missä

$$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}} \geq 1$$

$$l_{0,min} = \max \left\{ 0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} ; 15 \phi_n ; 200 \text{ mm} \right\}$$

ρ_1 on samassa leikkauksessa jatkettun raudoituksen prosenttiosuus. Kuvassa 8.4 on esitetty periaate prosenttiosuuden laskemiselle.



Kuva 8.4. Raudoitetankojen jatkokset.

Kuvan 8.4 esimerkissä raudoitetankojen B ja E jatkosten katsotaan olevan samassa poikkileikkauksessa A, joten prosenttiosuus on 50 % ja $\alpha_6 \approx 1,41$.

Määritettäessä samassa poikkileikkauksessa jatkettavien raudoitetankojen osuutta voidaan jatkospituudelle l_0 käyttää arvoa ilman termiä α_6 .

Jos limijatkettavien tankojen välissä on vapaata tilaa, pitää tartuntapituutta l_0 kasvattaa 1,5 kertaa vapaan välin verran.

Muhvijatkosta käytettäessä teräksistä jatketaan samassa poikkileikkauksessa korkeintaan 50 % ja jatkosten välillä on oltava vähintään jatkospituus l_0 ilman termiä α_6 .

Jos pilari perustetaan yksittäisen suurpaalun varaan, käytetään pilarin ja suurpaalun raudoitetankojen limityspituuden määrittämisessä kertoimelle α_6 arvoa 2,0.

8.9 Tankoniput

Niputettavien tankojen edellytetään olevan ominaisuuksiltaan samanlaisia. Tankojen halkaisijoiden suhde saa olla enintään 1,7.

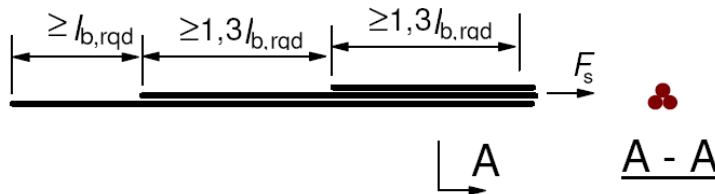
Mitoitettaessa nippu korvataan nimellisellä tangolla, jolla on sama poikkileikkausala ja painopiste kuin nipulla. Tangon ekvivalentti halkaisija lasketaan kaavasta

$$\phi_n = \sqrt{\sum \phi_i^2} \quad (8.5)$$

Nipussa saa olla korkeintaan 3 tankoa. Limijatkoksen kohdalla sallitaan 4 tankoa. Päällysrakenteessa suositellaan käytettävän korkeintaan 2 tangon nippuja.

Kaikki samansuuntaiset toisiinsa koskevat tangot katsotaan nipuiksi.

Kun tankoniput ankkuroidaan kuvan 8.5 mukaisesti, voidaan ankkurointipituutta laskettaessa käyttää yksittäisen tangon halkaisijaa.



Kuva 8.5. Nipussa olevien pitkälle alueelle porrastettujen tankojen ankkurointi.

Vedetyt tankoniput, joiden ekvivalentti halkaisija on suurempi kuin 32 mm ja joita mitoituksellisesti hyödynnetään jo ankkurointipituuden matkalla tai heti sen jälkeen, on suositeltavaa porrastaa kuvan 8.5 mukaisesti.

8.10 Jänteet

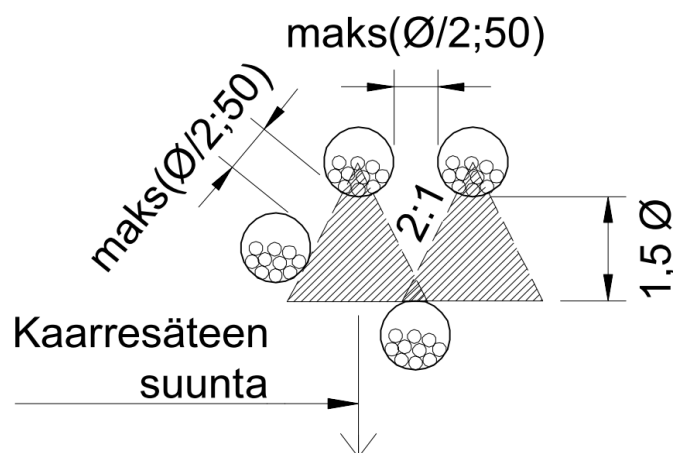
Ankkurijänteet

Jälkijännitettävien jänteiden suojaputkien vapaan välin tulee olla vähintään suurempi seuraavista arvoista:

- puolet suojaputken ulkohalkaisijasta, ao. kuvan mukaisesti
- 50 mm

Jänteitä ei suositella sijoitettavan tiukimpien kaarresäteiden suunnassa päällekkäin. Mikäli näin tehdään, voidaan normaalisti massiivisessa palkissa otaksua, että erillistä vaakasuuntaista halkaisuraudoitetta ei tarvita, kun kaarresäteen suunnassa jänteiden suojaputkien vapaan välin tulee olla vähintään suurempi seuraavista arvoista:

- 1,5 x suojaputken ulkohalkaisija
- 50 mm

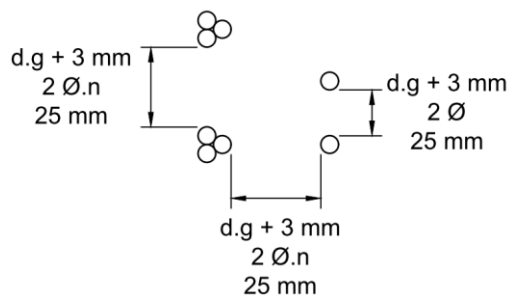


Kuva 8.6. Jänteiden suojaputkien sijoittelu.

Tartuntajänteet

Tartuntajännerakenteella jänteiden välisen vapaavälin tulee olla vähintään suurin seuraavista arvoista:

- punoksen tai useammasta punoksesta koostuvan nipun kaksinkertainen nimellishalkaisija
- kiviaineksen suurin halkaisija + 3 mm
- 25 mm



Kuva 8.7. Tartuntajänteiden sijoittelu.

Jänneraudoitteiden sijoittelussa noudatetaan SFS-EN 1992-1-1 kohdan 8.10.1 vaatimuksia. Jälkijännitettyjen jänteiden suojaputken keskiön tulee olla vähintään 150 mm rakenteen pinnasta ja vähintään 170 mm pinnasta, jossa on käytetty työteräksiä. Laskelmissa on otettava huomioon, että jännegeometrian kaarevilla osilla jänteet sijoittuvat epäkeskisesti injektointiputkeen nähden.

Jänteen betoniin kohdistama ohjausvoima ei saa ylittää betonin puristuskestävyyttä, eikä halkeilukestävyyttä. Tämän ehdon voidaan otaksua täyttyvän, jos käytetään kyseessä olevan ETA hyväksynnän mukaisia sallittuja kaarevuussäteitä ja edellä esitettyjä jännekanavien vähimmäisetäisyyksiä.

Jänneankkurin paikallisen puristuksen halkaisuvoimat on analysoitava sekä yksittäiselle ankkurille että ankkuriryhmälle pysty- ja vaakasuuntaan huomioon ottaen jännittämisjärjestys. Väliankkurin voima (imuvoima) on siirrettävä rakenteeseen raudoitetangoin.

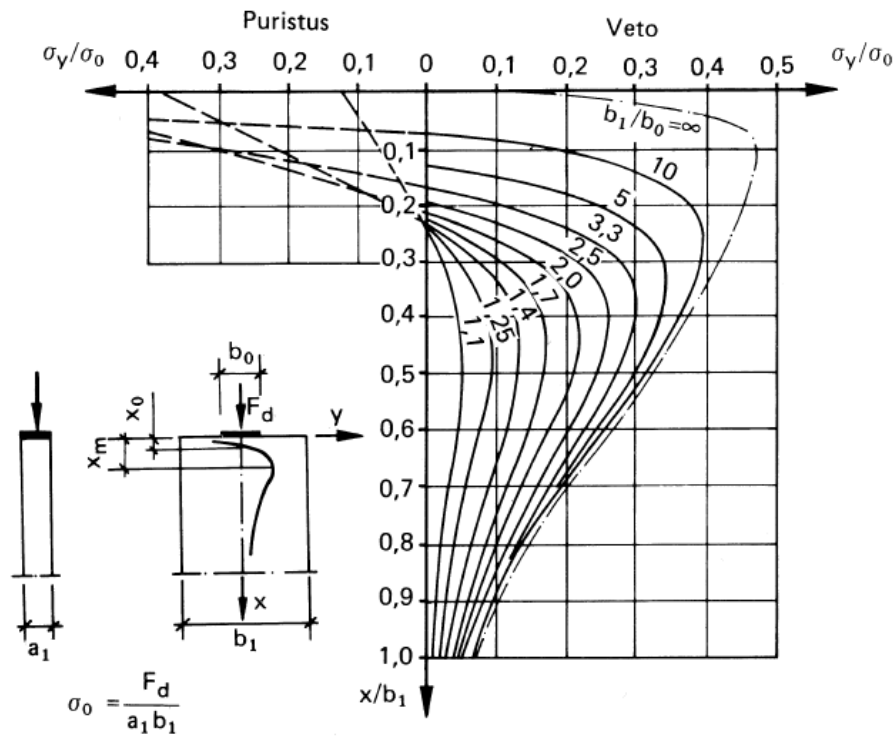
Halkaisuraudoitusta tarvitaan, kun kuvan 8.8 suurin vetojännitys ylittää betonin vetolujuuden $f_{ctk,0,05}(t)$. Kuvan 8.8 tapauksessa suurin esiintyvä vetojännitys saadaan seuraavasta kaavasta.

$$\sigma_{y \max} = \frac{3}{4} \sigma_0 \left(1 - \frac{h}{D} \right) \quad (8.6)$$

missä

h	on kuormitetun pinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa $\sigma_0 = F_d / (D \cdot a_1)$
F_d	on puristusvoiman mitoitusarvo
D	on jakautumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa.
a_1 ja b_1	ovat rakenteen mitat ao. kuvassa.

Jännityksen puristus- ja vetojännitysten jakauma saadaan seuraavasta kuvasta.



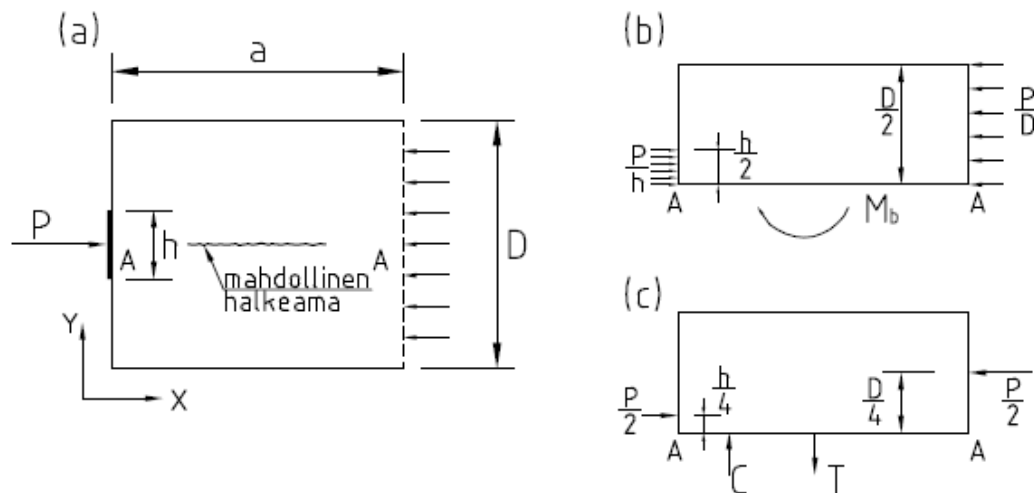
Kuva 8.8. Jännityksen puristus- ja vetojännitysten jakauma ($b_1 = D$ ja $b_0 = h$ edellisessä kaavassa).

Keskeinen ankkuri rakenneosan päässä

Paikallisen puristusjännityksen aiheuttama halkaisuvoima keskeisen puristusvoiman tapauksessa on:

$$T = \frac{F_d}{4} \left(1 - \frac{h}{D} \right) \quad (8.7)$$

Edellistä kaavaa vastaava vetovoiman arvo on johdettu seuraavan kuvan tasapainotilanteesta. Huom. kuvassa 8.9 $P = F_d$.



- a) päätykappale, jossa yksi symmetrinen ankkuri
- b) vapaakappalekuva
- c) jännitysresultantit vapaakappalekuvassa

Kuva 8.9. Voimien jakaantuminen keskeisen ankkurin tapauksessa.

Jännitysresultanttien C ja T muodostava momentti on M_b . Resultanttien sisäiseksi momenttivarreksi voidaan otaksua $0,5 \cdot D$. Tällöin vetoresultantti T voidaan laskea kaavasta:

$$T = \frac{2M_b}{D} \quad (8.8)$$

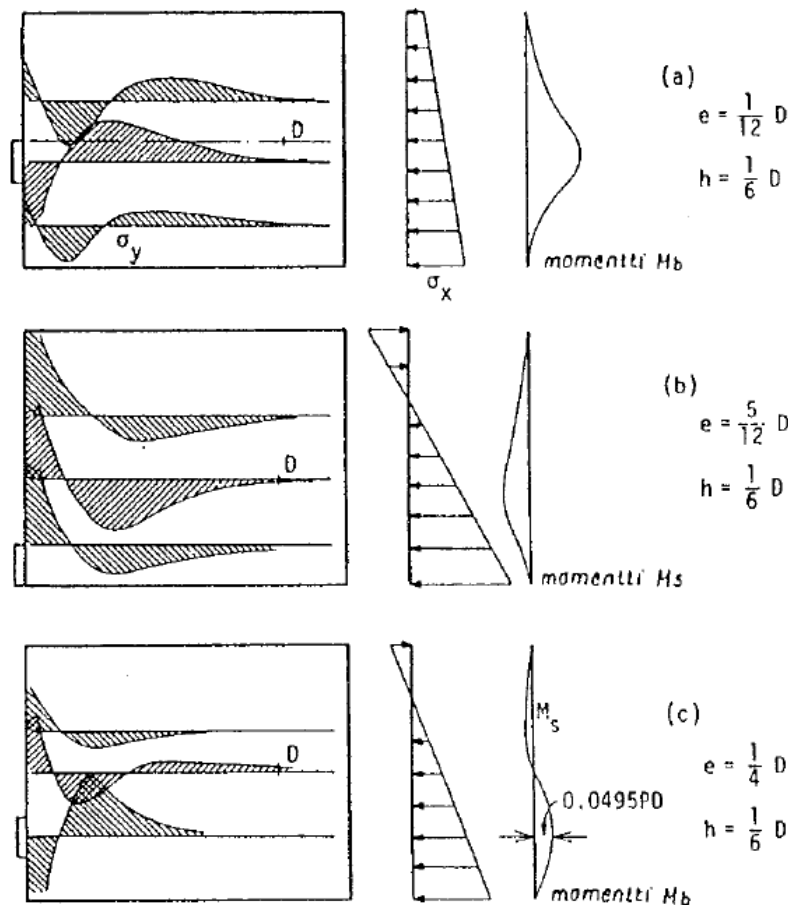
jossa

$$M_b = \frac{F_d}{8}(D-h)$$

Kaksi rakenneosan reunalla olevaa ankkuria

Seuraavan kuvan tapauksessa jännitysresultanttien C ja T muodostava momentti on M_s . Resultanttien sisäiseksi momenttivarreksi voidaan otaksua $0,5 \cdot D$. Huom.

kuvassa 8.10 $\frac{P}{2} = \frac{F_d}{2}$.



Kuva 8.11. Ekvivalentti palkkirakenne halkaisumomenttien ratkaisussa.

Laskennallisesti raudoitusintensiiteetti sijaitsee $0,8 \cdot D$ matkalla. Raudoitusintensiiteettiä jatketaan kuitenkin $1,2 \cdot D$ matkalle, poiketen teoreettisesta jakaantumisesta. Lisäksi rakenteeseen tulee sijoittaa jännemenetelmän vaatima raudoitus (käyttöselosteen mukaisesti).

Raudoituksen ominaislujuutena f_{yk} käytetään korkeintaan arvoa 500 MPa. Ankkurointialueen halkeamaleveyksiä ei tarvitse tarkistaa, jos käytetään edellä esitettyä mitoitus tapaa.

Lisäksi poikittaiset vetovoimat ankkurointitasossa (pintaraudoitus) voidaan ilman eri selvitystä otaksua seuraaviksi:

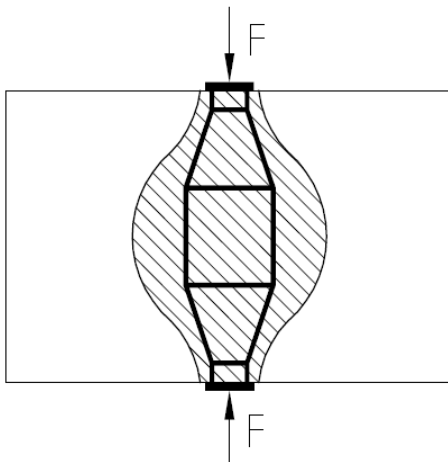
- $T = 0,03 \cdot F_d$ keskeisen ankkurin tapauksessa
- $T = 0,04 \cdot F_d$ epäkeskeisen ankkurin tapauksessa

Arvioitaessa jännitetyn laattapalkin päissä ankkurista aiheutuvan jännevoiman jakaantumista sillan poikkileikkaukselle, on laipan leikkautumistarkastelujen lisäksi varmistettava, että laipan pituussuuntainen raudoitus on riittävä ottamaan myös laipan nurkka-alueen ja päätypalkin mukaan rakenteen kokonaistoimintaan. Tämä ilmiö esiintyy myös muilla jännitetyillä rakenteilla, kuten esimerkiksi kaukalopalkkirakenteilla. Rakennetta jännitettäessä jännitykset jakautuvat laatalle ja palkille. Tämä jännitysten jakaantuminen tapahtuu tietyllä matkalla. Tästä jännitysten ja-

kaantumisesta seuraa, että laattaosaan muodostuu vetojännityksiä. Näitä vetojännityksiä pyritään vastaanottamaan laatan pituussuuntaisella raudoituksella. Laattaosan pituussuuntaisen raudoituksen tulee ulottua riittävälle matkalle. Arviona pituussuuntaisen vähimmäisraudoitteen määräksi voidaan käyttää $1\,500\text{ mm}^2/\text{m}$, joka asetetaan laatan yläpintaan.

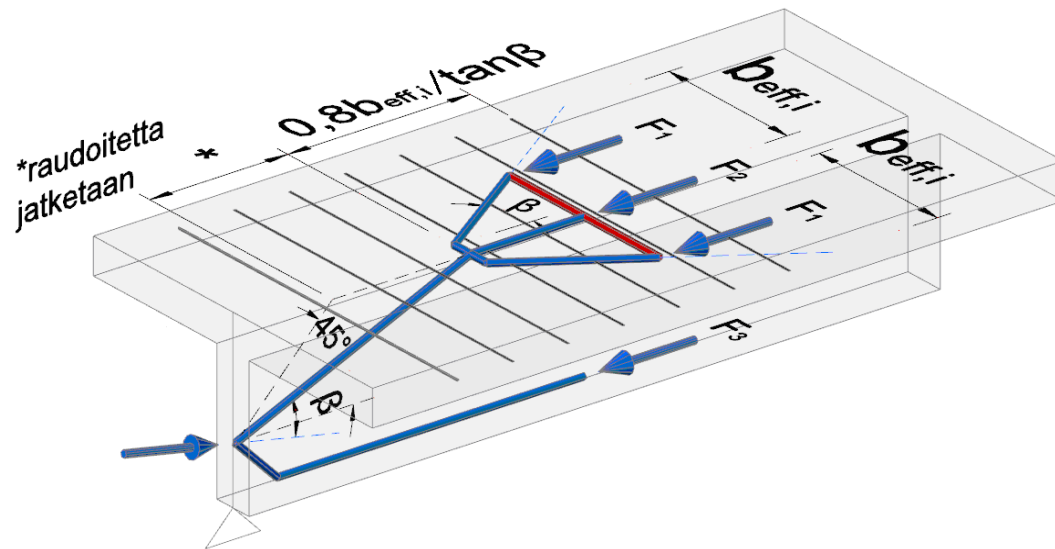
Lisäksi on huomioitava, että laattapalkkirakenteen päätypalkkirakenne pyrkii taipumaan jännevoiman johdosta, milloin päätypalkin etupinta tulee vetorasitetuksi. Mikäli tarkempia analyysejä ei tehdä, voidaan tämä katsoa huomioon otetuksi, jos palkin etupinnassa (eritoten palkin alaosassa) on vaakaraudoituksena vähintään $2\,000\text{ mm}^2/\text{m}$.

Paikalliset halkaisuvoimat puristus kentässä, joka pääsee paikallisesti laajenemaan, voidaan huomioida EN 1992-1-1 kohdan 6.5.3 mukaan.



Kuva 8.12. Puristus kentän paikallinen laajeneminen.

Jännitetyn laattapalkin päässä alueella, jossa jännevoiman ankkurista aiheutuva normaalivoima jakaantuu koko poikkileikkaukseen, aiheutuu laattaan poikittaisia rasituksia, joita voidaan arvioida ristikkomallin pohjalta. Ellei muuta osoiteta, normaalivoiman voidaan otaksua jakautuvan $\beta = 33,7^\circ$ kulmassa. Laskennallista vetovoimaa vastaava rauditus voidaan jakaa tasan matkalle $0,8b_{\text{eff},i}/\tan \beta$. Valittu rauditusintensiteetti suositellaan aloitettavan lähempää palkin päätä kuvan 8.13 mukaisesti.



Kuva 8.13. Ristikkoanalogia jännevoiman levittäytymisestä ja poikittaisesta vetovoimasta.

Jänneryhmiä tulee olla sillan päällysrakenteessa vähintään 4 kpl/palkki ja 6 kpl/silta. Molemmista päistä jännitettävän raudoitteen enimmäispituus on 300 m.

Mikäli ETA hyväksytyssä jännemenetelmässä ei tiukempia vaatimuksia esitetä, käytettäessä yli 15 punoksen jänneryhmiä tulee betonin suunnittelulujuuden $f_{ck}(28)$ olla täysin kehittynyt. Käytettäessä enintään 15 punoksen jänneryhmiä, tulee betonin lujuus olla vähintään 80 % suunnittelulujuudesta. Kun käytetään yli 15 punoksen jänneryhmiä, valutyön päättymisestä tulee olla kulunut vähintään 14 vrk., muussa tapauksessa vähintään 10 vrk.

Ankkureiden tai jänteiden jatkoskappaleiden sijoittamista veden eristeen alla sijaitseviin rakenteen taskuihin ja aukkoihin ei sallita.

9 Rakenneosien yksityiskohtien suunnittelu ja erityiset säännöt

9.1 Yleistä

Rakenteen sitkeyden takaamiseksi rakenteen kuormien ominaisyhdistelmällä vedetyissä pinnoissa on oltava pääraudoitus, joka pystyy vastaanottamaan betonin halkeilukestävyyden mukaisen taivutusmomentin kyseisen pinnan suhteen. Jos tarkempia menetelmiä ei käytetä, vähimmäisraudoitemäärä on

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad ; \quad 0,0013 \cdot b_t \cdot d \right\} \quad (9.1)$$

missä b_t on tarkasteltavan pinnan leveys.

Lisäksi vedetyillä ja puristetuilla rakenteilla on pääraudoituksen määrän oltava vähintään

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,10 N_d}{f_{yd}} \quad ; \quad 0,002 A_c \right\} \quad (9.2)$$

Pääraudoituksen vähimmäishalkaisija siltarakenteissa on 16 mm. Pinnoissa, jotka ovat puristettuna tavallisella kuormitusyhdistelmällä, on pääraudoitetankojen vähimmäishalkaisija 12 mm. Jakoraudoituksen ja muun pintaraudoituksen vähimmäishalkaisija on 12 mm. Hakojen ja muiden raudoitetankojen vähimmäishalkaisija on 10 mm.

Jakoraudoitus on vähintään 20 % pääraudoituksesta. Jakoraudoituksen enimmäisjakoväli on 300 mm.

Pääraudoitetankojen enimmäisjakoväli on pienempi arvoista 200 mm ja $0,75h$. Tavallisella kuormitusyhdistelyllä puristetuissa pinnoissa enimmäisjakoväli on 300 mm (kuitenkin enintään rakenneosan paksuus).

Puristusraudoituksen enimmäismäärä on $0,04 A_c$.

Leikkausraudoitetun rakenteen pääraudoitusta ympäröivän hakaraudoituksen vähimmäismäärä on

$$A_{sv} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot \sin \alpha \quad , [A_{sv}] = \frac{m^2}{m} \quad (9.3)$$

Hakojen vähimmäismäärän vaatimus koskee palkkeja, pilareita ja rakenteita, joissa hyödynnetään leikkausraudoitusta. Vinoja hakoja ei suositella käytettäväksi palkkirakenteissa. Mikäli vinohakoja käytetään, on eritoten varmistuttava leikkaushalkeaman suunnasta suunniteltuun leikkausmekanismiin nähden. Lisäksi on otettava huomioon vääntörasituksen palkin kylkiin aiheuttamat vastakkaissuuntaiset puristusdiagonaalit.

Pituussuunnassa leikkausraudoitetankojen enimmäisjakoväli on pienin arvoista 400 ja $0,75d$. Poikkisuunnassa leikkausraudoitetankojen enimmäisjakoväli on 600 mm, lisäksi lävistysalueilla on poikkisuuntaan tarkistettava ehto $0,75d$. Vääntöraudoitetuissa rakenteissa hakojen on oltava pystysuoria umpihakoja ja enimmäisjakoväli on pienin arvoista 200 mm tai väännetyin poikkileikkauksen lyhimmän sivun mitta.

Mitoituksessa hyödynnetty puristettu pääraudoitus sidotaan haoilla. Ne pääraudat, joiden etäisyys haan nurkasta on korkeintaan 20 kertaa haan halkaisija, katsotaan sidotuiksi. Sidontaan käytettävien hakojen enimmäisjakoväli on 250 mm. Sidontahaan vähimmäishalkaisija on suurempi arvoista 10 mm ja $0,25$ kertaa suurin sidottava pääraudoitustangon ekvivalentti halkaisija.

Mikäli ei toisin mainita, muiden rakenneosien pinnoissa raudoitetankojen vähimmäishalkaisija on 12 mm ja enimmäisjakoväli 300 mm (kuitenkin enintään rakenneosan paksuus).

9.2 Palkit

Palkkeja ovat rakenneosat, joiden jännemitta on vähintään 3 kertaa poikkileikkauksen korkeus ja palkkiosan leveys b_w on korkeintaan 4 kertaa tehollinen korkeus d . Jos $b_w/d > 3$, tulee rakenneosalle tehdä lävistystarkastelu.

Palkin pääraudoitteiden vähimmäishalkaisija on 16 mm ja enimmäisjakoväli on 200 mm. Palkkien kylkien pituussuunnan raudoituksen vähimmäishalkaisija on 12 mm ja enimmäisjakoväli 200 mm. Vääntökuormitettujen palkkien hakojen vähimmäishalkaisija on 12 mm ja enimmäisjakoväli 200 mm.

Jatkuvien laipallisten palkkien välituilla poikkileikkauksen vetoraudoitus jaetaan laipan toimivalle leveydelle.

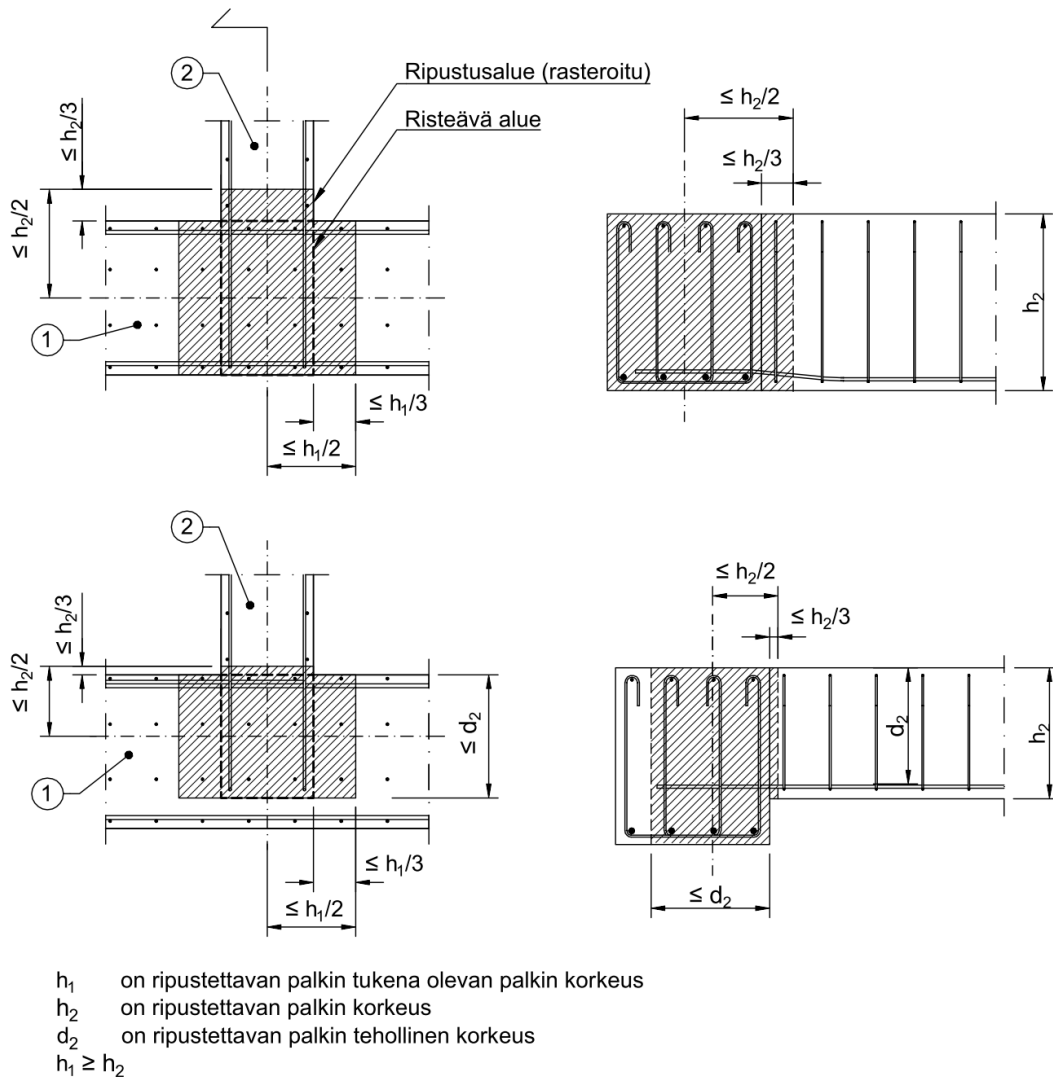
Umpinainen vääntöhaka katsotaan muodostuvan myös koukkuhaoista ja poikittaisesta raudoituksesta jolloin poikittaisen raudoituksen mitoituksessa tulee ottaa huomioon myös väännöstä aiheutuva vetorasitus ks. kohta 8.5.

Murtorajatilassa vaadittavasta kenttäraudoituksesta viedään tuille vähintään 50 %.

Vaatimukset reunapalkille on esitetty liitteessä 4.

9.2.1 Ripustusraudoitus

Ripustusraudoitusta on käytettävä, kun palkki tai laatta tukeutuu välillisesti toisen palkin alapintaan tai kylkeen. Raudoitus mitoitetaan ripustettavan palkin tukireaktiolle ja se tulee lähtökohtaisesti sijoittaa palkkien risteävälle alueelle. Ripustettavien kuormien ollessa suuria, voidaan raudoitus jakaa ao. kuvan mukaiselle alueelle.



Kuva 9.1. Ripustusalueen määrittäminen.

Yleensä ripustusraudoitus lisätään muuhun raudoitukseen. Sillan päätypalkin tapauksessa voidaan kuitenkin menetellä seuraavasti. Vaadittava pystysuora hakaraudoitus on suurin seuraavista:

- Ripustuksen vaatima hakaraudoitus
- Leikkaus- ja vääntömitoituksen vaatima hakaraudoitus
- Vähimmäisraudoitus

9.3 Laatat

Laattoja ovat mm. rakenteet, joiden mitat b ja l_{eff} ovat vähintään $3h$.

Murtorajatilassa vaadittavasta kenttäraudoituksesta viedään tuille vähintään 50 %.

Käytettäessä laatasta kevennysputkia on betonoinnin onnistumiseksi niiden etäisyyden laatan alapinnasta oltava vähintään 250 ja yläpinnassa 200 mm.

9.5 Pilarit

Pilareita ovat puristetut rakenteet. Suorakaiteen muotoisilla pilareilla poikkileikkauksen suurempi sivumitta on enintään 4 kertaa sen pienempi sivumitta.

Pääraudoituksen kokonaismääräksi valitaan vähintään $A_{s,min}$. Pilareilla pääraudoitetankojen vähimmäishalkaisija on 20 mm. Pilarin poikkileikkauksen jokaiseen kulmaan sijoitetaan vähintään yksi raudoitetanko. Pyöreään pilariin sijoitetaan vähintään 6 raudoitetankoa. Pilarin raudoitus suositellaan sijoitettavaksi symmetrisesti poikkileikkaukseen.

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,10N_d}{f_{yd}} ; 0,002A_c \right\} \quad (9.4)$$

Puristettu pääraudoitus sidotaan haoilla. Ne pääraudat, joiden etäisyys haan nurkasta on korkeintaan 20 kertaa haan halkaisija, katsotaan sidotuiksi. Sidontaan käytettävien hakojen enimmäisjakoväli on 250 mm. Limijatkosten kohdalla, päätankojen suunnan muutoskohdissa sekä pilarin päissä enimmäisjakoväli on 150 mm. Sidontahaan vähimmäishalkaisija on suurempi arvoista 10 mm ja 0,25 kertaa suurin sidottava pääraudoitustangon ekvivalentti halkaisija.

Pilarin kokonaisraudoituksen enimmäismäärä on $0,06 A_c$. Limijatkosten kohdilla $0,12 A_c$. Kokonaisraudoituksen määrällä tarkoitetaan kaikkien sivupintojen raudoituksen yhteenlaskettua määrää.

Pilarin kaikki pääteräkset voidaan jatkaa samassa poikkileikkauksessa peruslaatasta tulevien tartuntojen osalta. Vastaavasti voidaan tehdä, jos pilari perustetaan yksittäisen suurpaalun varaan, jolloin teräkset limitetään kappaleen 8.7 mukaisesti. Muualla voidaan teräksistä jatkaa korkeintaan 50 %.

Kierrehaka aloitetaan ja päätetään ehjään kierrokseen ilman kierteen nousua.

Pilarimaiset välituet mitoitetaan murtorajatilassa ulkoisten kuormien lisäksi myös muodonmuutoskuormista aiheutuville pakkovoimille, ks. kohta 5.5.

Laakeroidun pilarin yläpää mitoitetaan halkaisuvoimalle.

Vedenalaisena valettavan pilarin kestävyys laskennassa toimivaa betonia otaksutaan olevan korkeintaan 50 mm raudoituksen ulkopuolella.

9.6 Seinät

Seinä on puristettu rakenne, jonka pituuden suhde paksuuteen on vähintään 4.

Seinien molemmissa pinnoissa molempiin suuntiin on tasaisesti jaettua raudoitetta oltava vähintään $0,001 A_c$.

Poikkileikkauksen pystysuuntaisen kokonaisraudoituksen enimmäismäärä on $0,04 A_c$. Limijatkosten kohdalla enimmäismäärä on $0,08 A_c$. Kokonaismäärällä tarkoitetaan molempien pintojen raudoituksen yhteenlaskettua määrää.

Pystyraudoituksen kokonaismäärän ylittäessä arvon $0,02 A_c$ sidotaan raudoitus haoilla kohdan 9.1 periaatteiden mukaisesti.

Kun puristettu pääraudoitus sijoitetaan pintaan (poikittaisraudoituksen ulkopuolelle), sidotaan pääraudoitus kohdan 9.1 periaatteiden mukaisesti.

Jos seinämäinen pitkänomainen tuki valetaan jäykästi kiinni perustukseen tai kallioon, on kutistuminen otettava huomioon vaakaraudoitteen mitoittamisessa halkeamakoon rajoittamiseksi.

9.7 Seinämäiset palkit

Seinämäisiä palkkeja ovat rakenteet joiden jännemitta on pienempi kuin 3 kertaa korkeus. Seinämäisen palkin kenttäraudoitus ankkuroidaan kokonaisuudessaan tuelle.

Seinämäisten palkkien molemmissa pinnoissa molempiin suuntiin on tasaisesti jaettua raudoitetta oltava vähintään $0,001 A_c$.

9.8 Perustukset

Paaluhatun pääraudoituksen ankkurointia suunniteltaessa on huomioitava mittapoikkeamien mahdollinen toteutuminen. Paalusta tulevan tukireaktion voidaan otaksua jakautuvan 45° kulmissa paalun reunasta.

EN 1992-2 kohtaa 9.8.1 (103) ei sovelleta.

Paalujen on ulottuva betonirakenteeseen vähintään 50 mm matkan.

Peruslaatan yläpinnassa noudatetaan normaalisti kaavan 9.1 vähimmäisraudoitusmäärää. Mikäli voidaan osoittaa, että kuormien ominaisyhdistelmällä pinnat säilyvät kauttaaltaan puristettuna, voidaan kaavan 9.1 vähimmäisraudoitusmäärä jättää huomiotta.

Alusrakenteiden näkymättömiin jäävissä pinnoissa, mukaan lukien sivupinnat joihin ei kohdistu kloridirasituksia, käytetään raudoitetankojen enimmäisjakovälinä 300 mm (kuitenkin enintään rakenneosan paksuus).

9.8.1 Suurpaalujen vähimmäisraudoitemäärä

Kaivinpaaluille käytetään pilarin vähimmäisraudoitussääntöjä koko kaivinpaalun matkalla.

Betonoitavan teräsputkipaalun raudoite tulee ulottua vähintään pilarin vähimmäisraudoitemääränä seuraavista määrittävimmän kohdan tasalle:

- taso, jossa paalun poikkileikkaus on kuormituksen ominaisyhdistelmällä kokonaan puristettu, lisäksi raudoitetta jatketaan 3 x D
- pohjavedenpinnan alin korkeusasema, lisäksi raudoitetta jatketaan 3 x D
- 8 metriä maanpinnan tasosta alaspäin (vedessä olevilla paalupukeilla 8 m järven- tai merenpohjan tasosta alaspäin)
- paalun ollessa murtorajatilassa vedetty, raudoite ulotetaan paalun kärkeen saakka
- paalun ollessa sulfidisavialueella, raudoite ulotetaan paalun kärkeen saakka
- raudoitusta tulee olla vähintään 6 m matka paalun yläpäästä lukien

missä

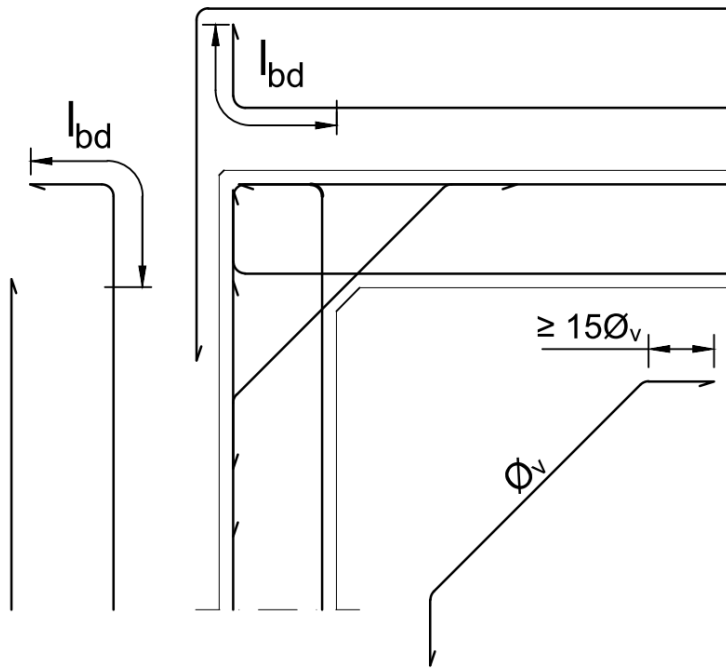
D on paalun halkaisija.

9.9 Epäjatkuvuusalueet

Taivutettujen nurkkien suunnittelussa on käytettävä erityistä huolellisuutta tarvittavan taivutuskestävyyden takaamiseksi ja liiallisen halkeilun välttämiseksi.

Ellei tarkemmin analysoida, käytetään vedetyissä sisänurkissa vinoa lisäraudoitetta, jonka vetokestävyys on vähintään 50 % sisäpinnan raudoitteessa murtorajatilassa esiintyvistä vetovoimasta. Vinoa lisäraudoitetta ei edellytetä, jos murtorajatilassa vaaditun raudoituksen geometrinen raudoitussuhde on enintään 0,4 %. Rakennepaksuuden ollessa yli 450 mm käytetään sisänurkassa lisäviistettä > 100.100 mm.

Kuvassa 9.2 on esitetty vedetyn sisänurkan suositeltava raudoitusperiaate.



Kuva 9.2. Vedetyn sisänurkan vino lisäraudoite.

Eurokoodiin liitteet

Liite A:	Opastava
Liite B:	Opastava
Liite C:	Velvoittava
Liite D:	Opastava
Liite E:	Opastava
Liite F:	Opastava
Liite G:	Opastava
Liite H:	Ei käytetä silloille
Liite I:	Opastava
Liite J:	Opastava. Kohtia J.2 ja J.104.2 ei käytetä.
Liite KK:	Opastava
Liite LL:	Opastava
Liite MM:	Opastava
Liite NN:	Opastava
Liite OO:	Opastava
Liite PP:	Opastava
Liite QQ:	Opastava

Kutistuman ja viruman laskenta

Kutistuman laskenta

Kokonaiskutistuma lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (1)$$

missä

ε_{cd} on kuivumiskutistuma
 ε_{ca} on sisäinen kutistuma, eli autogeeninen kutistuma.

Kuivumiskutistuman kehittyminen ajan mukana saadaan kaavasta (2).

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (2)$$

missä

k_h on kerroin, joka riippuu muunnetusta paksuudesta h_0 alla olevan taulukon mukaisesti. Väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}} \right] \cdot 1,55 \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{100} \right)^3 \right] \cdot 10^{-6}$$

joissa edelleen

t on betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokausina
 t_s on betonin ikä vuorokausina kuivumiskutistumisen alkaessa, tavallisesti jälkihoitoajan pituus.
 $h_0 = 2A_c/u$ on poikkileikkauksen muunnettu paksuus (ks. ohjeen kohta "Viruminen ja kutistuminen").
 $\alpha_{ds1} = \begin{cases} 3 & , \text{ kun sementti on S-tyyppiä} \\ 4 & , \text{ kun sementti on N-tyyppiä} \\ 6 & , \text{ kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases}$

$$\alpha_{ds2} = \begin{cases} 0,13 & , \text{ kun sementti on S-tyyppiä} \\ 0,12 & , \text{ kun sementti on N-tyyppiä} \\ 0,11 & , \text{ kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases}$$

RH on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina. Ulkorakenteille käytetään arvoa RH 80 %.

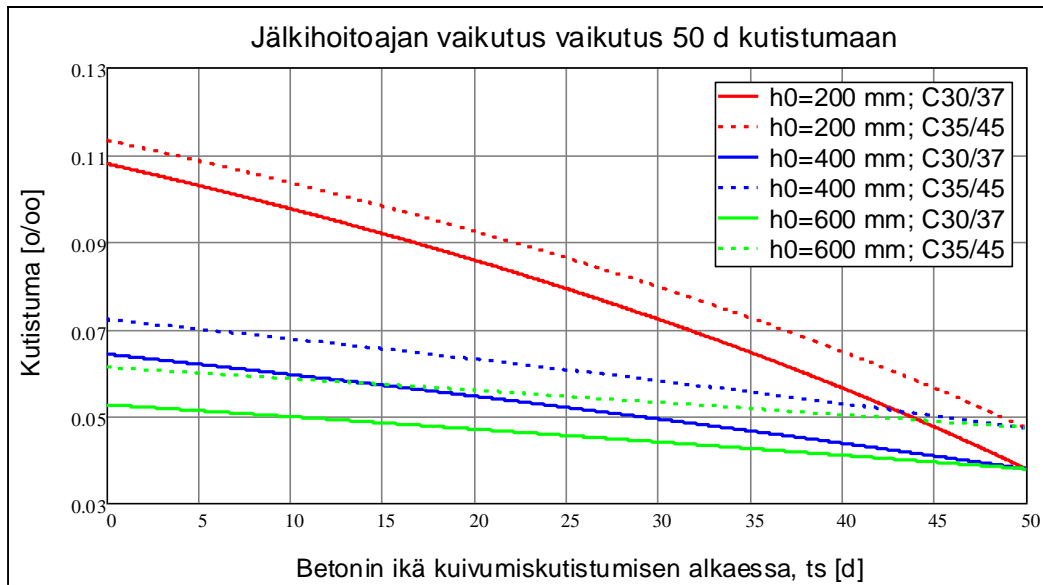
Sisäinen kutistuma lasketaan kaavalla (3).

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot 2,5(f_{ck} - 10 \text{ MPa}) \cdot 10^{-6} \quad (3)$$

missä

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}}$$

Seuraavassa kuvassa on havainnollistettu jälkihoitoajan vaikutusta 50 d ikäisen betonin kutistumaan. Loppukutistuman arvoon jälkihoitoajalla ei ole vaikutusta.



Kuva 1. Jälkihoitoajan vaikutus kokonaiskutistumaan muunnetuilla paksuuksilla 200–600 mm ja betonilujuuksilla C30/37 sekä C35/45, $t = 50d$, $RH = 80 \%$, sementtityyppi N.

Virumaluvun laskenta

Virumaluku lasketaan kaavalla (4).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (4)$$

missä

φ_0 on nimellinen virumaluku, joka lasketaan kaavalla (5).

$\beta_c(t, t_0)$ on kerroin, joka kuvaa virumisen kehittymistä ajan myötä kuormittumisen jälkeen ja joka lasketaan kaavalla (6).

t on betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana
 t_0 on betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkaessa.

Nimellinen virumaluku saadaan kaavasta:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (5)$$

missä

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad \text{on betonin lujuuden vaikutuksen huomioon ottava kerroin}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \quad \text{on kerroin, jolla otetaan huomioon betonin kuormittumisen alkamisajankohdan vaikutus}$$

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} & , \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & , \text{ kun } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

missä edelleen

RH on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina. Ulkorakenteille käytetään arvoa RH 80 %.

$h_0 = 2A_c/u$ on poikkileikkauksen muunnettu paksuus [mm] (ks. ohjeen kohta "Viruminen ja kutistuminen")

$$\alpha_1 = \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,7} \quad \text{ja} \quad \alpha_2 = \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,2}$$

Kaavassa (4) esiintyvä kerroin, joka ottaa huomioon virumisen kehittymisen ajan myötä, lasketaan kaavalla (6).

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} \quad (6)$$

missä

$$\beta_H = \begin{cases} 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 & , \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}]h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 & , \text{ kun } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

missä edelleen

$$\alpha_3 = \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,5}$$

Sementin tyyppin vaikutus virumalukuun voidaan ottaa huomioon käyttämällä kaavassa (5) esiintyvän kertoimen $\beta(t_0)$ terminä t_0 kaavan (7) arvoa.

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (7)$$

missä

$t_{0,T}$ on betonin (tarvittaessa) lämpötilakorjattu ikä kuormitushetkellä.

Lämpötilakorjaus tehdään tarvittaessa kaavalla (8).

$$\alpha = \begin{cases} -1 & , \text{ kun sementti on S-tyyppiä} \\ 0 & , \text{ kun sementti on N-tyyppiä} \\ 1 & , \text{ kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases}$$

Korkean tai matalan lämpötilan vaikutus betonin kovettumisnopeuteen lämpötilavälillä 0...80 °C voidaan ottaa huomioon käyttämällä suureen t tilalla vastaavissa yhtälöissä lämpötilakorjattua betonin ikää 8.

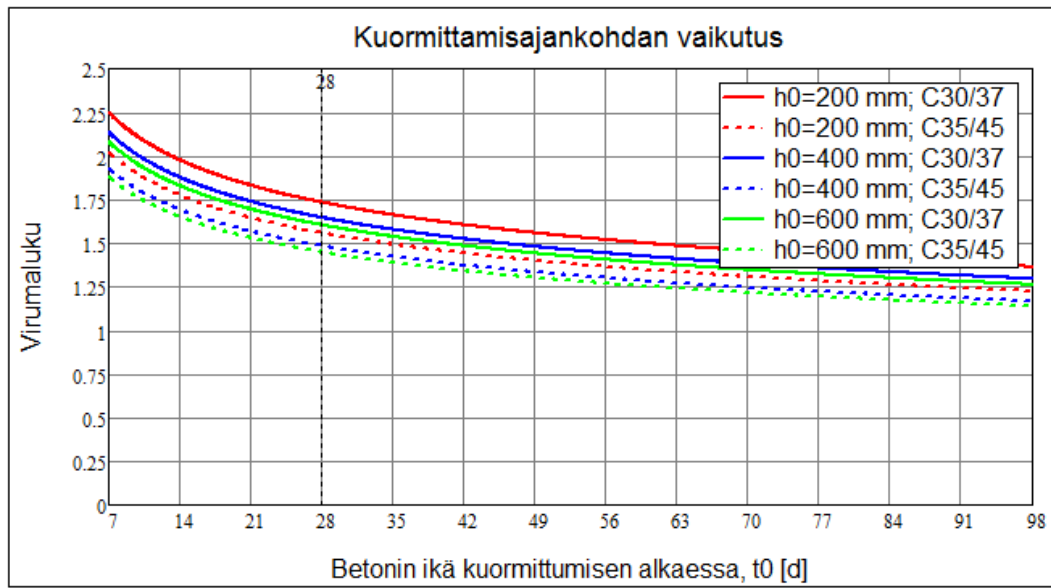
$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65 \right)} \cdot \Delta t_i \quad (8)$$

missä

$T(\Delta t_i)$ on lämpötila [°C] aikavälillä Δt_i

Δt_i on aika vuorokausina, jonka betoni on lämpötilassa T .

Seuraavassa kuvassa on havainnollistettu kuormittamisen alkuajankohdan vaikutusta virumaluvun loppuarvoon.



Kuva 2. Kuormittamisajankohdan vaikutus virumaluvun loppuarvoon muunnetuilla paksuuksilla 200–600 mm ja betonilujuuksilla C30/37 sekä C35/45, $t = \infty$, $RH = 80 \%$, sementtityyppi N.

Ankkurointi- ja limijatkospituudet

Vedettyjen harjatankojen ankkurointipituudet $f_{yk}=500$ MPa.

Toteutusluokka 3. Hyvät tartuntaolosuhteet. Betonipeite vähintään 35 mm.

Harjatankojen vapaaväli vähintään 70 mm.

n	ϕ	Betonin lujuus f_{ck}							
		25	30	35	40	45	50	55	60
2	10	270	240	220	200	180	170	170	160
	10	420	380	340	310	290	270	260	250
	10	560	500	450	410	380	360	340	330
2	12	330	290	260	240	220	210	200	200
	12	550	480	440	400	370	350	330	320
	12	710	630	570	520	480	450	440	420
2	16	500	450	400	370	340	320	310	300
	16	790	700	640	580	540	500	490	470
	16	1020	900	810	740	690	640	620	600
2	20	680	600	540	500	460	430	420	400
	20	1040	920	830	760	710	660	640	620
	20	1350	1200	1080	990	920	850	830	800
2	25	900	800	720	660	610	570	550	530
	25	1390	1240	1120	1020	940	880	850	820
	25	1860	1650	1490	1360	1260	1170	1130	1100
2	32	1200	1070	960	880	810	760	730	710
	32	1990	1760	1590	1450	1340	1250	1210	1170
	32	2750	2440	2200	2010	1860	1740	1680	1620

Vedettyjen harjatankojen ankkurointipituudet $f_{yk}=500$ MPa.

Toteutusluokka 2. Hyvät tartuntaolosuhteet. Betonipeite vähintään 35 mm.

Harjatankojen vapaaväli vähintään 70 mm.

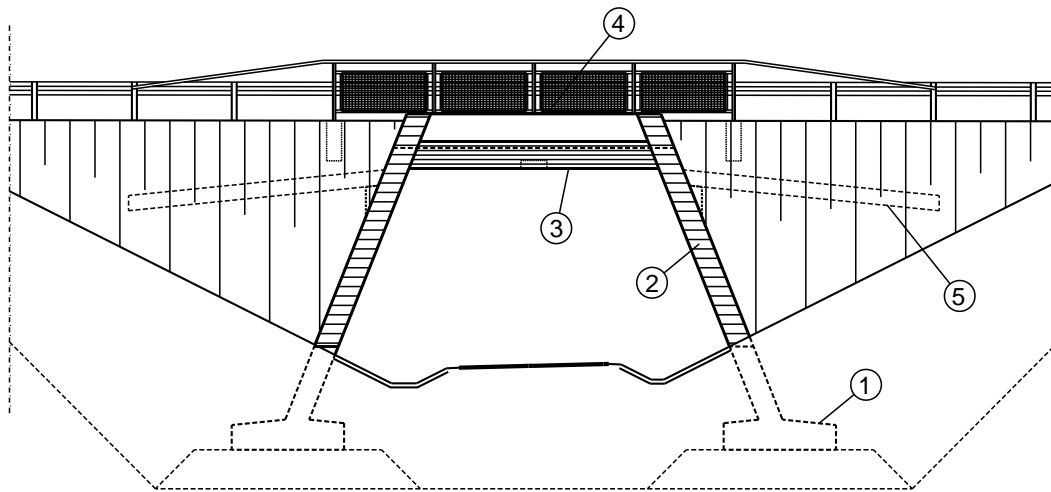
n	ϕ	Betonin lujuus f_{ck}	
		25	30
2	10	290	260
	10	450	400
	10	600	530
2	12	350	310
	12	580	510
	12	760	670
2	16	540	470
	16	840	750
	16	1080	960
2	20	720	640
	20	1110	980
	20	1440	1270
2	25	950	840
	25	1480	1310
	25	1980	1750
2	32	1280	1130
	32	2110	1870
	32	2930	2590

Huonoissa tartuntaolosuhteissa (mm. rakenteen yläpinta ja muut kappaleen 8.4 hyvien tartuntaolosuhteiden ulkopuolelle jäävät tapaukset) ankkurointipituudet kerrotaan luvulla 1,43 (1/0,7). Taulukoiden arvoissa on hyödynnetty α_2 -kerrointa. Limijatkospituus saadaan kertomalla ankkurointipituus alla olevan taulukon kertomalla α_6 .

Limijatkettavien osuus	α_6
25 %	1.00
33.3 %	1.15
50 %	1.41
66.6 %	1.63
75 %	1.73
100 %	2.00

Limijatkoksissa harjatankojen vapaaväli mitataan jatkoksen kohdalta.

Rakenneosien rasitusluokkia



Kuva 1. Kehäsilta.

1) Peruslaatta

- Ro07, R1/R2, jos alittavaa väylää suolataan
- Ro07, R1/R2, jos ylittävää väylää suolataan ja ollaan siirtymälaattojen suojaavan vaikutuksen ulkopuolella
- Ro03, R4 muutoin

2) Kehän jalat ja siivet

- Maata vasten olevat ulkopinnat
- Ro12, R1/R2, jos ylittävää tai alittavaa väylää suolataan ja ollaan siirtymälaattojen suojaavan vaikutuksen ulkopuolella
- Ro10, R1/R2, jos ylittävää väylää suolataan ja ollaan siirtymälaattojen suojaavan vaikutuksen alueella
- Ro10, R4 muutoin
- Siipien sisäpinnat ja yläpinnat
- Ro11, R1/R2, jos ylittävää tai alittavaa väylää suolataan
- Ro11, R3, jos meren suolasumurasitusta
- Ro10, R4 muutoin
- Jalkojen sisäpinnat
- Ro11, R1/R2, jos alittavaa väylää suolataan
- Ro11, R3, jos meren suolasumurasitusta
- Ro10, R4 muutoin

3) Kansilaatta

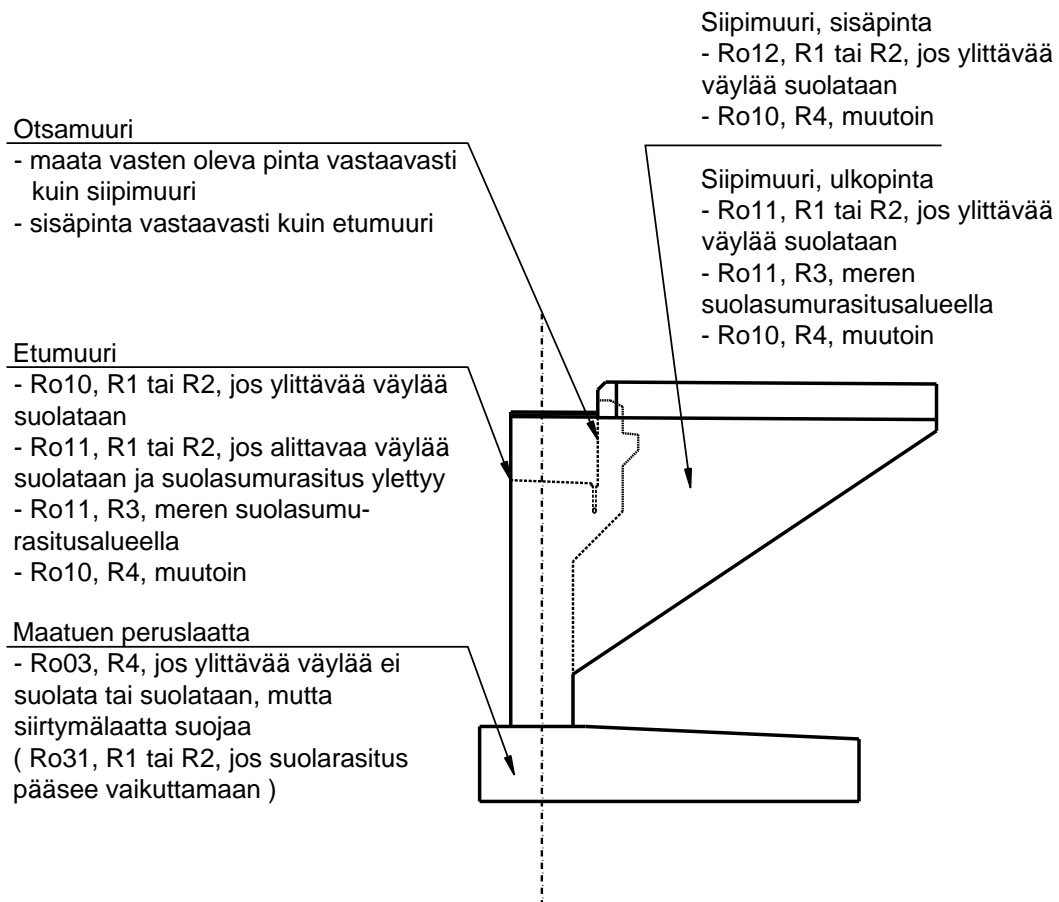
- Alapinta
- Ro21, R3, meren suolasumurasituksen alueella
- Ro20, R4 muutoin
- Yläpinta (vedeneristeen alla)
- Ro20, R1/R2, jos ylittävää väylää suolataan
- Ro20, R4 muutoin
- Kylki
- Ro21, R1/R2, jos alittavaa väylää suolataan ja kylki pystyssä tai kaltevuus > 1:3
- muutoin kuten alapinta

4) Reunapalkki

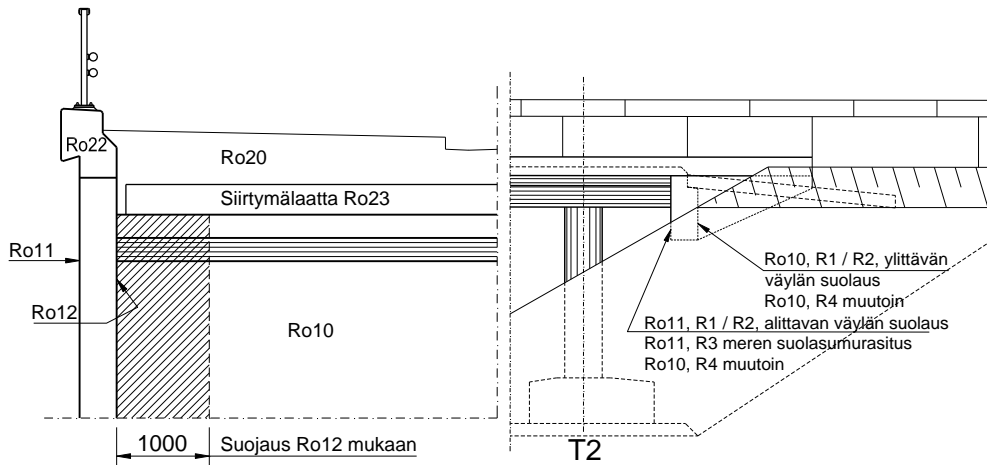
- Ro22, R1–R4 (ulkokylkeen voi vaikuttaa myös alittavan väylän suolaus)

5) Siirtymälaatta

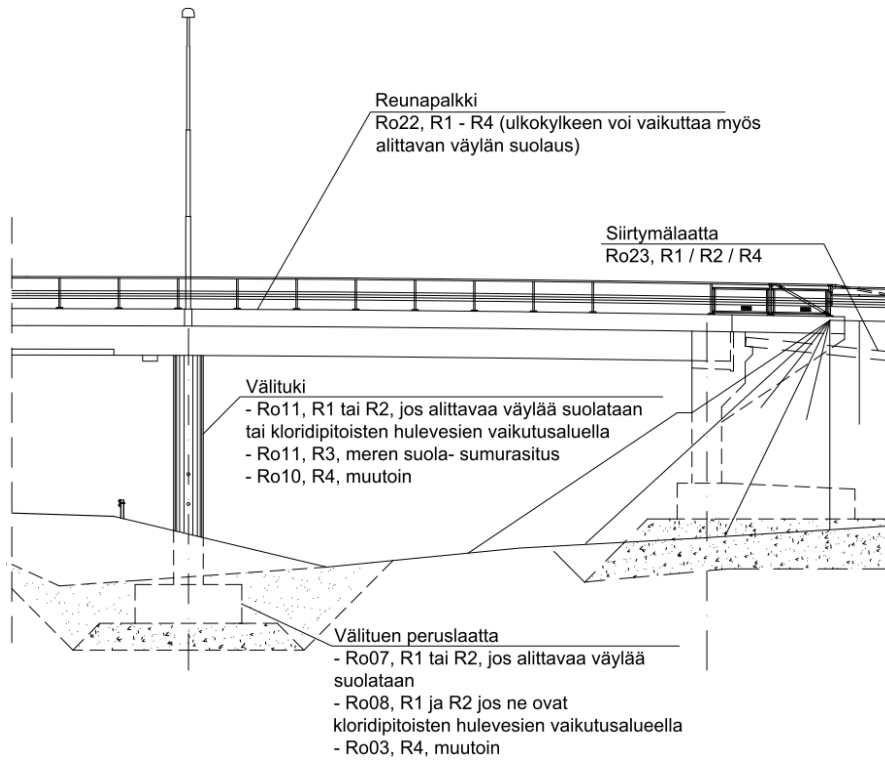
- Ro23, R1/R2/R4



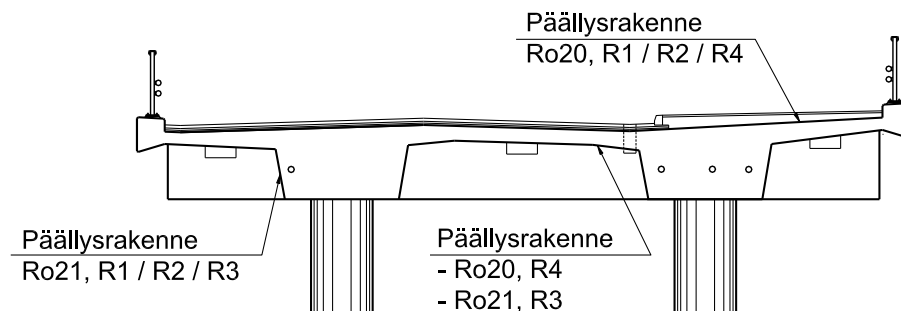
Kuva 2. Maatuki.



Kuva 3. Päätypalkki tai maatuen otsamuuri.



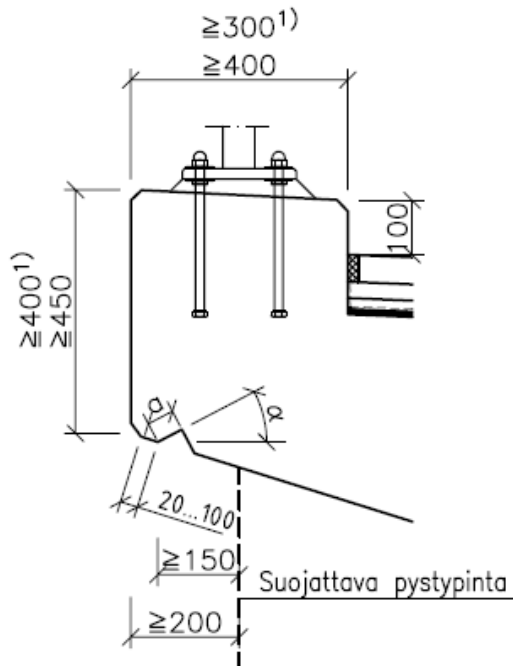
Kuva 4. Välituki, reunapalkki ja siirtymälaatta.



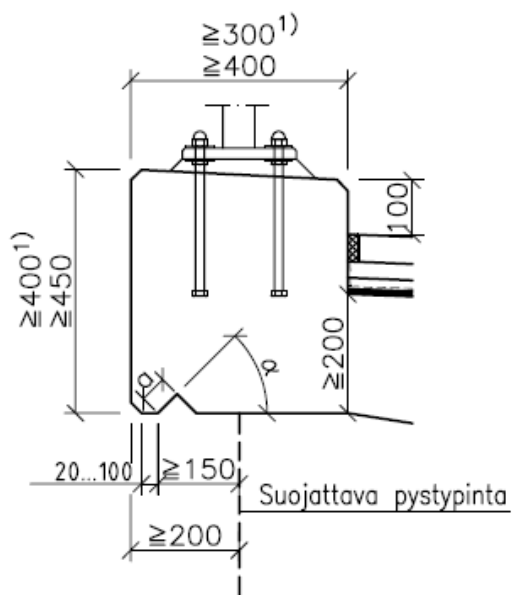
Kuva 5. Laattapalkkirakenne.

Reunapalkki

Reunapalkin vähimmäismitat ja muotoiluperaatteet on esitetty alla. Reunapalkin yläpinta tehdään matalassa reunapalkissa kaltevaksi ulospäin ja korkeassa sisään-päin. Kaltevuus on vähintään 1:20.

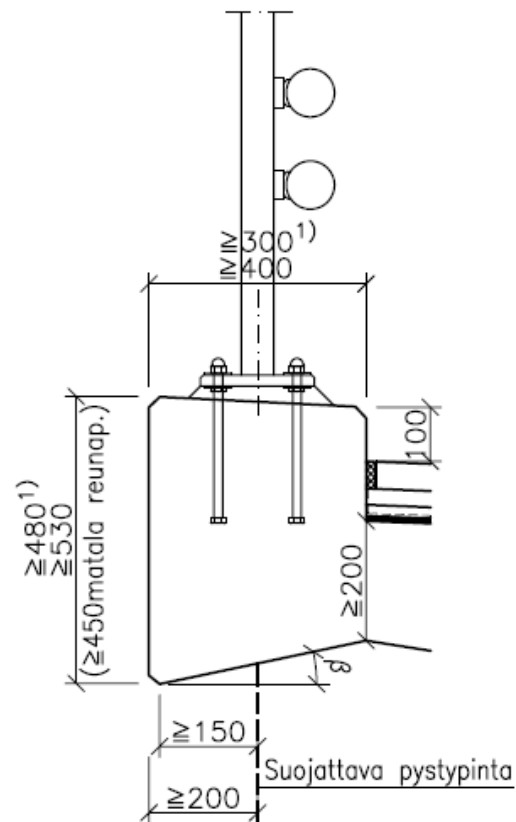


Reunapalkin yläpinnan kaltevuus vähintään 1:20



TIPPU-URAN VÄHIMÄISKOKO

$\alpha = 18^\circ$	$a \geq 50 \text{ mm}$
$\alpha \geq 35^\circ$	$a \geq 30 \text{ mm}$
Väliarvot voidaan interpoloida	
Jos $\beta \geq 15^\circ$, tippu-uraa ei tarvita	



1) Kevyen liikenteen sillat

Reunapalkin raudoitteen täytettävä seuraavat ehdot:

- Reunapalkissa on umpihaat, joiden halkaisija on vähintään 8 mm ja jakoväli enintään 200 mm.
- Jokaisen H2 kaidetolpan kohdalle asennetaan lenkkiteräs T20. Mikäli vastakallistus sijaitsee enintään 250 mm etäisyydellä reunapalkista, voidaan lenkkiteräs korvata kahdella lisähaalla
- Raudoitteen halkaisija on vähintään 16 mm.
- Reunapalkin yläpinnassa on vähintään 4 tankoa, joiden jakoväli on enintään 150 mm. Reunapalkin leveyden ollessa alle 400 mm riittää 3 tankoa.
- Reunapalkin muissa pinnoissa raudoitetankojen jakoväli on enintään 200 mm.
- Reunapalkin hakaraidoituksen jokaisessa nurkassa on pituussuuntainen raudoitetanko.

Käytettäessä korkeamman törmäyskestävyysluokan kaidetta kuin H2, tulee reunapalkin ja kansilaatan kestävyys määrittää kaiteen mukaisille kuormille, ks. NCCI 1.

Ruostumattomien raudoitteiden käytöstä reunapalkeissa voidaan päättää hankekohtaisesti. Mikäli reunapalkin haat tehdään ruostumattomasta teräksestä, niiden halkaisija tulee olla vähintään 7 mm. Lisäksi noudatetaan em. ehtoja. Ruostumattomien raudoitteiden tulee täyttää standardin BS 6744 "Stainless steel bars for the reinforcement of and use in concrete – Requirements and test methods" vaatimukset materiaalien ja mittojen osalta.

Tukialueella suositellaan käytettäväksi reunapalkin vähimmäisteräsmäärää suurempaa teräsmäärää. Jos reunapalkki suunnitellaan valettavaksi jälkivaluna, otetaan sen raudoituksessa huomioon kansilaatan ja reunapalkin kutistumaero.

Reunapalkin valinnassa noudatetaan seuraavia periaatteita:

- Risteyssiltoihin, alikulkukäytäviin ja rautatien ylittäviin siltoihin tulee korkea reunapalkki.
- Vesistösiltojen reunapalkki voi olla tapauskohtaisesti korkea tai matala. Korkean reunapalkin tarve määritellään sillan tuotevaatimuksissa esimerkiksi ympäristösyistä.
- Reunapalkin yläpinta tehdään matalassa reunapalkissa kaltevaksi ulospäin ja korkeassa sisäänpäin. Kaltevuus on vähintään 1:20.

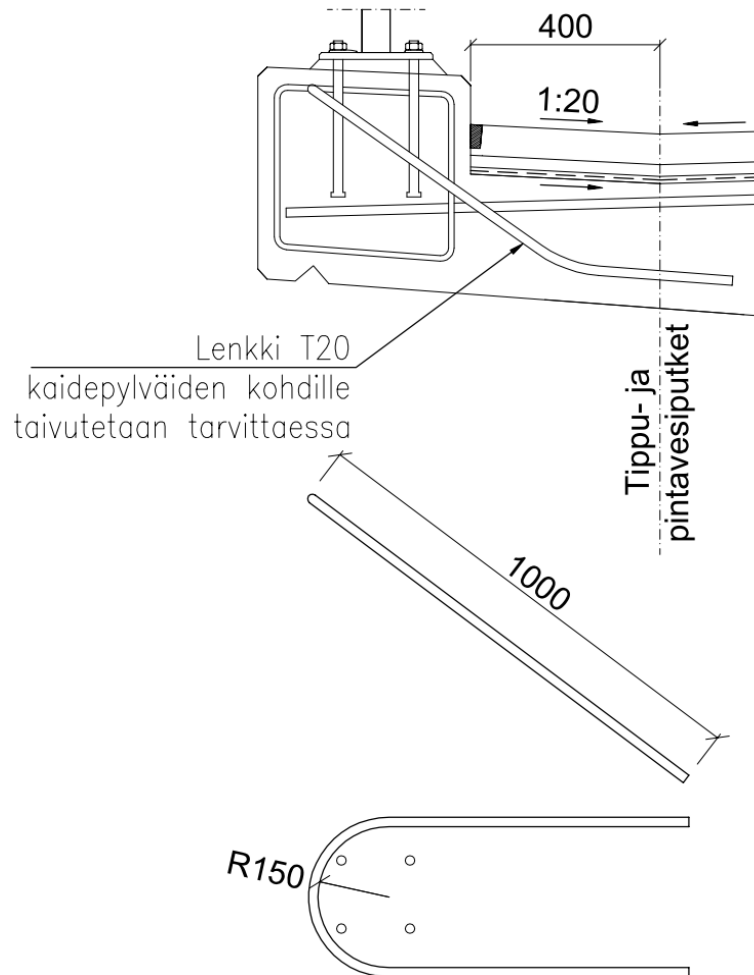
Reunapalkin muoto- ja käyryysvaatimuksia voidaan tiukentaa siltakohtaisesti mm. siltapaikkaluokan mukaan.

Kaidepylvään ja reunapalkin kiinnittyminen päällysrakenteeseen varmistetaan onnettomuusrajatilan törmäyskuormalle. Seuraavat eri varmistustavat katsotaan riittäviksi H2 kaiteella:

- Kaksi lisähakaa, jotka ovat enintään 50 mm päässä kaiteen pulttiryhmästä
- Pulttiryhmän kiertävä lenkkiraidoitus T20, joka ankkuroidaan kansilaataan

Kansilaatasta reunapalkkiin ulottuvien poikittaisen raudoituksen enimmäisetäisyys reunapalkin ulkoreunasta on 50 mm, jotta uusittava reunapalkki pystytään riittävästi ankkuroimaan.

Vedeneristeen alle kansilaatan yläpintaan tehdään vastakallistus, kun kansirakenteen poikkisuuntainen kallistus on reunapalkkia kohden. Vastakallistus tehdään vähintään 1:20 kaltevuuteen ja sen taitekodan suositellaan olevan 400 mm etäisyydellä reunapalkin sisäreunasta. Taitekohta voi sijaita 250...500 mm etäisyydellä. Asianomaisen viranomaisen hyväksynnällä taitekohta voi sijaita myös muulla etäisyydellä. Taitekohta ja tippuputket eivät saa sijaita ajoradan alla.



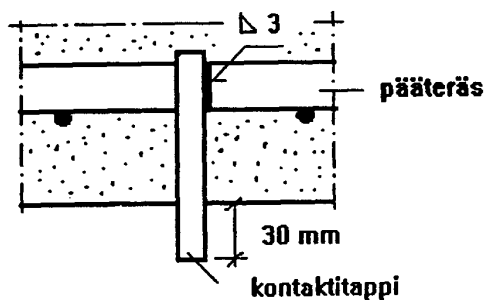
Kuva 1. Vastakallistus ja kaidetolpan kohdalle tuleva lenkkiteräs.

Kontaktitapit

1. Kontaktitapit

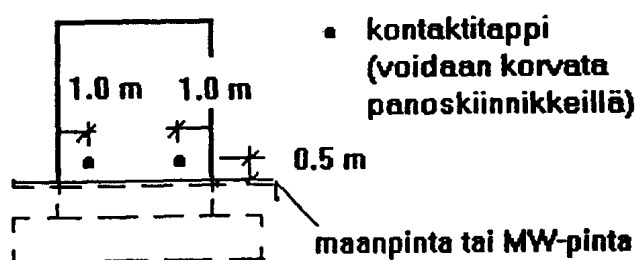
Betonirakenteisiin asennetaan raudoituksen yhteydessä kontaktitapit sähkökemiallisia mittauksia varten. Kontaktitapit esitetään suunnitelmissa, eikä viittauksia yksinomaan InfraRYLiin hyväksyttyä. Mittapiirustuksissa esitetään kontaktitappien sijoitus joko piirrettynä tai tekstimuodossa.

Jokaiseen rakenneosaan asennetaan vähintään kaksi kontaktitappia. Tappien suurin sallittu välimatka on 30 metriä. Kontaktitappeina voidaan käyttää myös panoskiinnikkeitä, jos ne on hitsattu pääraudoitteisiin. Määräluettelossa ilmoitetaan tappien kappalemäärä. Tappeina käytetään 12 mm kuumasinkittyä hitsattavaa betonitankoa (A500HW tai B500B). Tappien ulkonema rakenteen pinnasta on 30 mm. Tapit hitsataan lähinnä pintaa oleviin pääraudoitteisiin. Sinkitys poistetaan tapista hitsausalueelta.

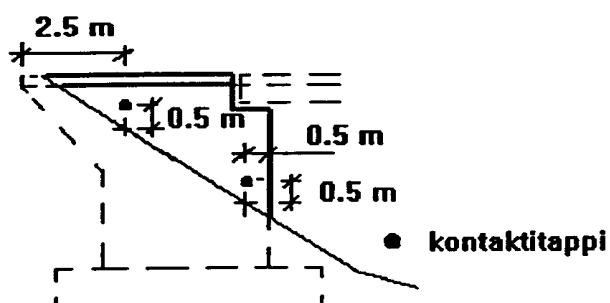


2. Kontaktitappien sijoitus

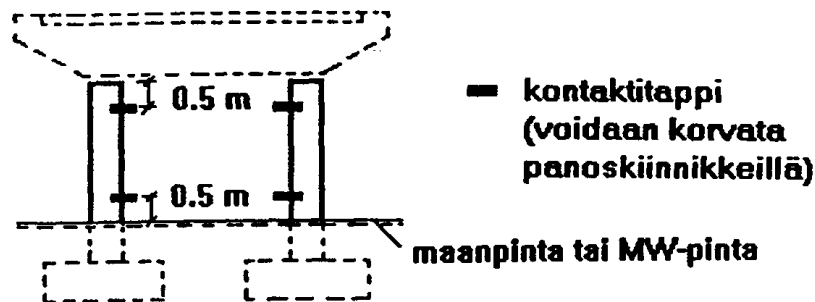
2.1 Maatuen etumuuri, kehän jalka ja seinämäinen välituki



2.2 Siipimuuri

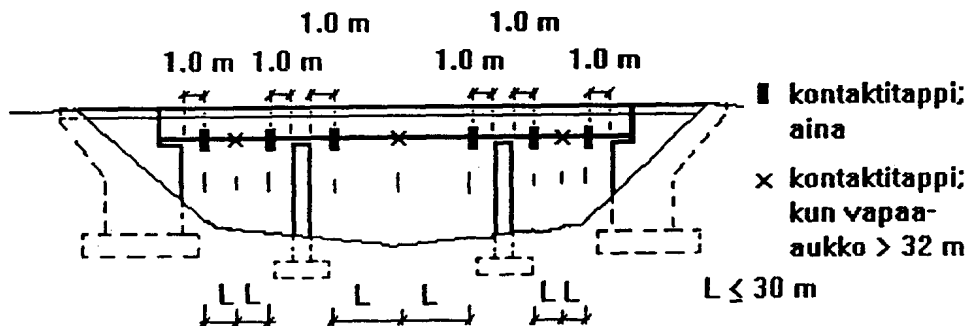


2.3 Pilarituki

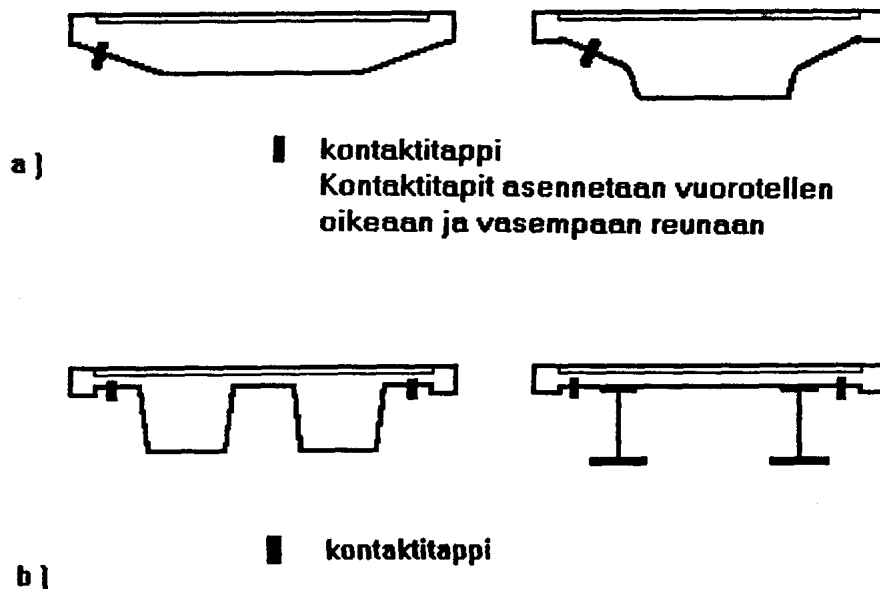


2.4 Päälysrakenne

Sillan pituussuunnassa



Sillan poikkisuunnassa



2.5 Sijoitus päälysrakenteen elementteihin

Elementtirakenteisessa päälysrakenteessa kontaktitappit sijoitetaan reunimmaisiin elementteihin sillan molemmilla reunoilla sekä sillan keskilinjalla tai lähellä keskilinjaa oleviin elementteihin. Jako pituussuunnassa kohdan 2.4 mukaan. Myös kansilaattaan sijoitetaan kontaktitappit kohdan 2.4 a) mukaan.

Jännitetty kaareva betonipalkkisilta

1. Yleistä

Tässä liitteessä käsitellään kaarevan betonisen palkkisillan erityispiirteitä ja suunnittelussa huomioon otettavia asioita. Vääntö on ilmiö, joka vaatii kaarevassa sillassa huomiota. Sillan jännittäminen aiheuttaa vielä lisää vääntöä, jota on erityisesti tarkasteltava.

2. Vääntöä aiheuttavat tekijät kaarevassa sillassa

2.1 Kuormitus

- a) Sillan poikkisuunnassa epäkeskeinen kuorma
- b) Voimasuureiden vuorovaikutus: taivutusmomentti aiheuttaa vääntöä
- c) Jännevoima
 - vääntökeskiöön nähden epäkeskeinen ohjausvoima
 - pakkomomentti ($m_t = MP/r$)
 - ankkurivoimat

2.2 Rakenteelliset syyt

- a) Päällysrakenteen vaikutus

epäsymmetrinen poikkileikkaus (painopiste ja vääntökeskiö eivät ole samassa pystytassossa)

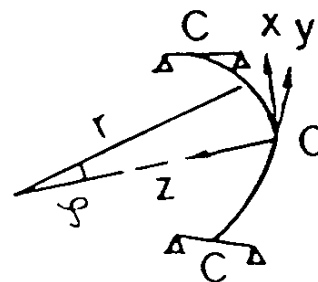
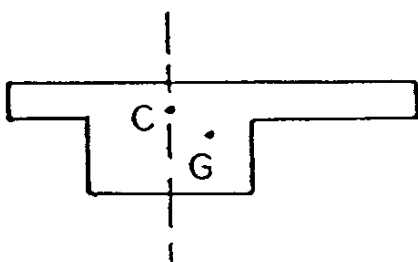
- poikkipalkit, ramppi liittymät tms.
- leveä silta (massaa on enemmän ulko- kuin sisäreunalla)

- b) Tukien ja laakeroinnin vaikutus

- epäkeskeinen tuenta
- laakeriohjaimilla pakotettu liikesuunta kutistumis- ja lämpöliikkeille

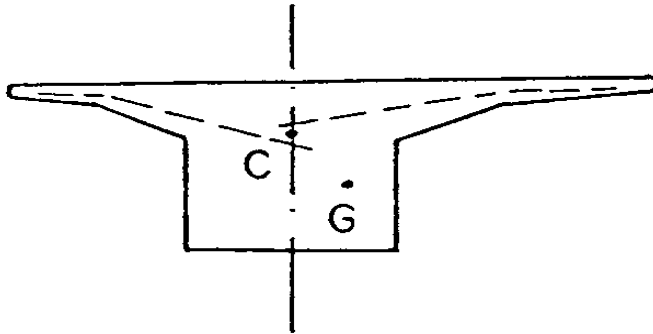
3. Rakenteesta aiheutuva vääntö

Tarkastelun perustana on vaakatasossa kaareva laattapalkkisilta. Palkki on laakeroitu siten, että vääntömomenttitasapaino on mahdollinen, ts. ainakin sillan päissä on vääntöjäykkä laakerointi (kuva 1).



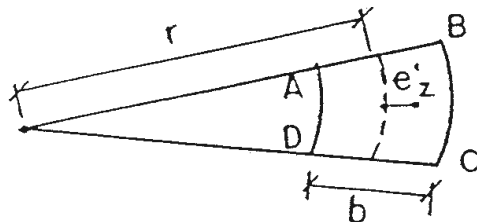
Kuva 1.

Poikkileikkauksen vääntökeskiön aseman täsmällinen määrittäminen paksuseinäisessä poikkileikkauksessa on työläs tehtävä. Riittävällä tarkkuudella voidaan kuitenkin otaksua, että se sijaitsee uuman keskilinjan ja laatta-alkkeiden keskilinjojen jatkeiden leikkauspisteessä. Jos leikkauspisteet eivät yhdy, käytetään niiden keskiarvoa. Keskilinjoja määritettäessä otetaan laattojen viisteet huomioon (kuva 2).



Kuva 2.

Jos laatta-alkkeet ovat eripituiset, sijaitsee poikkileikkauksen painopiste G uuman keskikatsan ulkopuolella. Siitä aiheutuu rakenteelle pysyvä vääntö-kuormitus $t_g = g_{ez}$ (kuvat 2 ja 3).



$$e'_z = \frac{b^2}{12r}$$

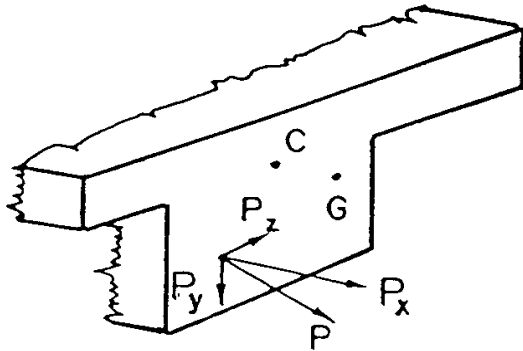
Kuva 3.

Sillan kaarevuussäteen ollessa pieni, korostuu poikkileikkauksen leveyden vaikutus. Suunnikkaan ABCD painopiste sijaitsee etäisyydellä e'_z leveysmitan keskikohdasta. Tämä lisäepäkeskeisyys lasketaan erikseen kansilaatan ja uuman osalta ja lisätään e_z -arvoon (kuva 3).

Sillan poikkisuunnassa leveä tuki pysäyttää vääntömomentin siten, että jatkuvassakin sillassa väännön vaikutusta voidaan käsitellä kentittäin. Jos välituki on hoikka pilari tai jokasuuntaisen kiertymisen salliva laakeri, on palkin jatkuvuus otettava huomioon.

4. Jännevoiman vaikutukset kaarevaan palkkiin

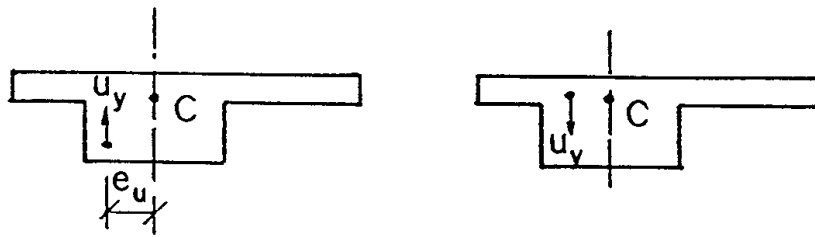
Jännevoima P on tavallisesti usean jännteen resultanttivoima ja sillä on yleisessä tapauksessa komponentti kunkin koordinaattiakselin suunnassa P_x , P_y ja P_z . Kuten suorassa palkissa, voidaan yleensä riittävällä tarkkuudella otaksua, että $P_x = P$, $P_y = P \sin \alpha$, jossa α on vaakatason ja jännteen välinen kulma., ja $P_z = P \sin \beta$, jossa β on kulma jännteen ja siltalinjan tangentin määräämän pystytason välillä (kuva 4).



Kuva 4.

Ohjausvoima vaikuttaa jänteen kaarevuuden keskipisteeseen päin. u_y ja u_z ovat ohjausvoiman komponentit sillan pysty- ja vaakasuuntaan. Jos jännegeometria pystysuunnassa on nimenomaan paraabeli, on ohjausvoima

$$u_{yi} = \frac{8P_i f_i}{l_i^2} \quad (0.1)$$

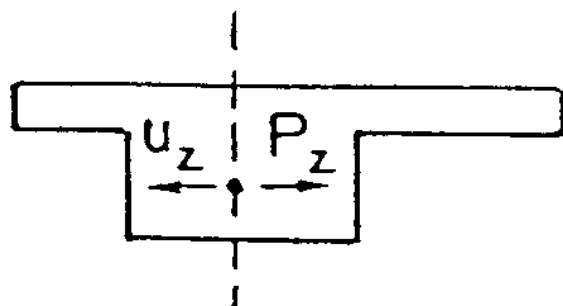


Kuva 5.

Kaarevassa sillassa pystysuuntainen ohjausvoima voidaan laskea erikseen ottaen huomioon kunkin jänteen koveran osan pituus l_i ja nuolikorkeus f_i . Sisäkaarten puoleiset jänteet ovat lyhyempiä kuin ulkokaarten puolella sijaitsevat. Tästä johtuen ohjausvoimaresultantti ei yleensä vaikuta jännevoimaresultantin P kanssa samassa pystytasossa ja rakenteeseen syntyy vääntöä.

Vääntöä voi syntyä myös ankkurivoimien pystykomponentin ja mahdollisen pakkovääntötilan kautta.

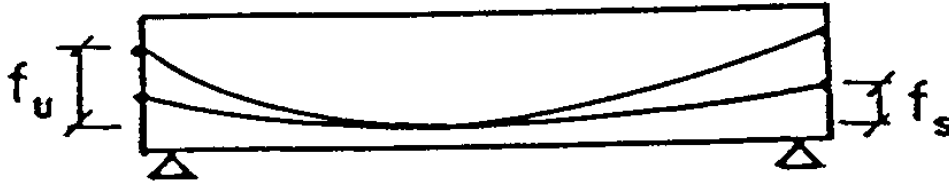
Palkin vaakakaarevuudesta johtuva jänteen vaakasuuntainen ohjausvoima u_z vaikuttaa jänteen kohdalla ja suuntautuu kohti sillan vaakakaarevuuden keskipistettä (kuva 6).



Kuva 6.

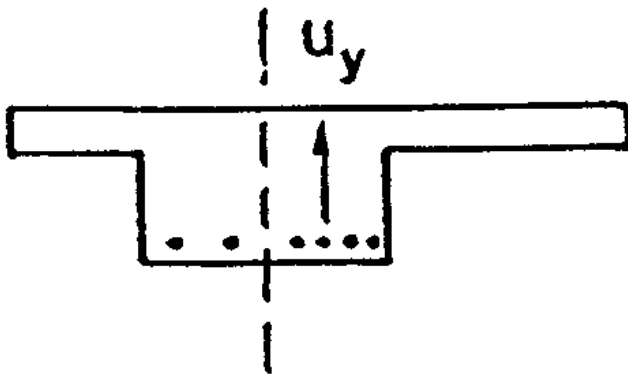
Se on yhtä suuri, mutta vastakkaissuuntainen kuin jännevoiman betoniin aiheuttama puristusjännityksien vaakakomponentti P_z , joka vaikuttaa myös jänteen kohdalla. Nämä voimat kumoavat toisensa eli staattisesti määrättyssä yksiaukkoisessa palkissa ei synny vääntöä sen keskilinjalla sijaitsevasta jännevoimakuormasta. Jos kuitenkin siltaan syntyy jännevoimasta pakkovoimatila, eivät em. voimat sijaitse tarkalleen samalla kohtaa ja rakenteeseen syntyy vääntöä. Se voidaan yleensä vähäisenä jättää huomioonottamatta.

Useimmiten on mahdollista kumota pysyvien kuormien aiheuttamaa kiertymää sijoittamalla pystysuuntainen ohjausvoimaresultantti sopivasti poikkisuunnassa. Yksiaukkoisessa sillassa voidaan esim. järjestää ulkokaarten puoleisille jänteille suurempi nuolikorkeus kuin sisäkaarten puoleisille jänteille. Jänteiden kapasiteetista ei tällöin kuitenkaan menetetä juuri mitään, sillä keskikentässä ne sijaitsevat kaikki poikkileikkauksen alareunassa (kuva 7).



Kuva 7.

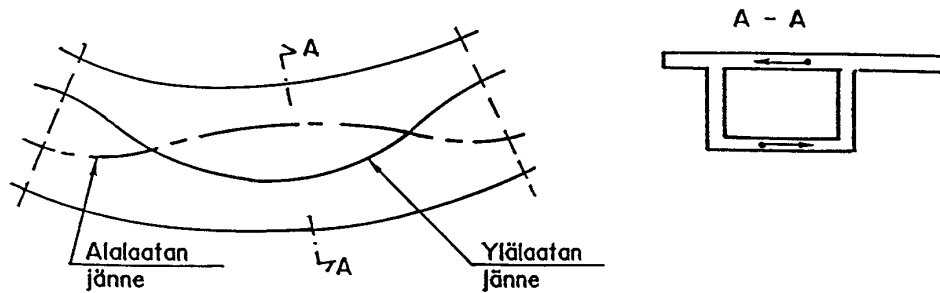
Toinen tapa kumota pysyvien kuormien aiheuttamaa kiertymää on sijoittaa ulkokaarten puolelle useampia jänteitä kuin sisäkaarten puolelle (kuva 8).



Kuva 8.

Jatkuvassa palkissa erilaisten nuolikorkeuksien käyttö ei ole edullista, koska osa jänteistä sijaitseisi välitukien kohdalla liian alhaalla.

Kotelopalkeissa jänteitä ei voida keskikentän ja tuen välillä helposti siirtää vaakasuunnassa. Niissä voidaan käyttää ns. laattajänteitä, jotka sijoitetaan ylä- ja alalaattaan. Poikkeuttamalla niitä vaakasuunnassa aikaansaadaan pysyvien kuormien vääntömomentille vastakkainen ohjausvoimapari (kuva 9).



Kuva 9.

5. Suunnittelua koskevia suosituksia

Sillan suunnittelun yleisen käytännön lisäksi vaakatasossa kaarevan sillan suunnittelussa on otettava erityisesti huomioon vääntömomentin vaikutus.

Tukien muotoilulla voidaan vaikuttaa vääntörasituksen jakautumiseen rakenteessa. Yleensä ainakin maatuella on syytä suunnitella vääntöjäykkä tuenta. Välitukien joustavuudesta riippuu sillan päihin kertyvän vääntörasituksen suuruus.

Poikkileikkauksen muodon valinnalla vaikutetaan vääntömomentin aiheuttamien jännitysten suuruuteen ja palkin kiertymään. Vääntöhalkeilua on syytä välttää, koska kiertymät kasvavat tällöin merkittävästi.

Kaareva silta suunnitellaan ensisijaisesti siten, että pysyvän kuorman ja jännevoiman aiheuttamat kiertymät ovat vähäisiä. Jos se jossakin tapauksessa ei ole mahdollista, sillalle annetaan pysyvää kiertymää vastaava ennakkokiertymä (vrt. ennakkokokohotus) halutun muodon aikaansaamiseksi.

On huomattava, että kaarevassa sillassa jännevoiman sijaitessa sillan symmetria-akselilla jännevoimasta ei aiheudu merkittävää vääntöä. Tämän johdosta jännevoima, joka kumoaa oman painon aiheuttaman taivutusmomentin, ei kumoakaan oman painon aiheuttamaa vääntömomenttia. Tämä on otettava huomioon laskentaohjelman käytössä ja rakenteen ja kuormitusotaksumissa.

Jos rakenteen tasapainotila ei ole mahdollinen ilman vääntökapasiteettia, murtorajatilatarkasteluissa kiinnitetään erityisesti huomiota vääntötasapainoa ylläpitävien kohtien suunnitteluun. Voimasuureet voidaan laskea kimmoteorian mukaan. Kimmotilassa on voimassa kaarevalle rakenteelle tyypillinen voimasuureiden myötävaikutus.

Halkeilu otetaan huomioon rakenteen taivutus- ja vääntöjäykkyyttä laskettaessa.

Murtokuormaa määrittäessä jännevoimaan suhtaudutaan kuten pysyvään kuormaan ja sille käytetään vastaavaa varmuuskerrointa. Jännevoiman suuruus ennen tai jälkeen pitkäaikaishäviöiden valitaan määrävän tilanteen mukaan.



Väylävirasto
Trafikledsverket