



Tielaitos

Betonirakenneohjeet

Sillansuunnittelu

Helsinki 2000

TIEHALLINTO
Siltayksikkö

Betonirakenneohjeet

Tielaitos
TIEHALLINTO

Helsinki 2000

ISBN 951-726-616-2
TIEL 2172073-2000

Edita Oy
Helsinki 2000

Julkaisua myy
Tielaitos, julkaisumyynti
telefaksi 0204 44 2652
e-mail elsa.juntunen@tielaitos.fi

Tielaitos
TIEHALLINTO
Siltayksikkö
PL 33
0521 HELSINKI
Puhelinvaihde 0204 44 150



Vastaanottaja
Tiepiirit
Tuotanto, tuotantoalueet
Tuotannon konsultointi, alueyksiköt

SÄÄDÖSPERUSTA
TL 117 §

KORVAA
Betonirakenneohjeet
Esikopio 30.11.1998

KOHDISTUVUUS
Tielaitos

VOIMASSA
1.4.2000 - toistaiseksi

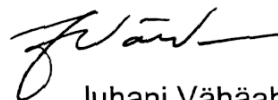
ASIASANAT
Ohjeet, sillat, sillansuunnittelu, betonirakenteet

Betonirakenneohjeet (TIEL 2172073-2000)

Ohje Betonirakenneohjeet lähetetään sillansuunnittelussa noudatettavaksi 1.4.2000 alkaen.

Ohje täydentää Tielaitoksen sillansuunnittelua varten Suomen rakentamismääräyskokoelman ohjetta B4 Betonirakenteet. Ohje on tarkistettu ottaen huomioon käytöstä saadut kokemukset. Samalla siinä on otettu huomioon eräitä Eurocoden mukaisia käytäntöjä.

Apulaisjohtaja
Siltayksikkö

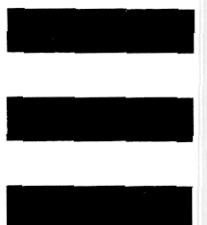


Juhani Vähäaho

Yli-insinööri



Matti Kuusivaara



JAKELU

Tiepiirit
Tiepiirit, siltainsinöörit
Htl, Hte
Hsi:n tekninen henkilökunta
Tuotantoalueet
Tuotannon sillansuunnittelijat
Kirjasto 2 kpl
TIEL:n ulkopuolinen jakelu / luettelo

LIITE

Betonirakenneohjeet, TIEL 2172073-2000

ALKUSANAT

Ohje Betonirakenneohjeet täydentää Tielaitoksen sillansuunnittelua varten Suomen rakentamismääräyskokoelman ohjetta B4 Betonirakenteet.

Ohje on tarkistettu ottaen huomioon ohjeeseen B4 tehdyt muutokset sekä käytöstä sillansuunnittelussa saadut kokemukset. Samassa yhteydessä sitä on laajennettu erityisesti kohdissa 2.1.5, 2.1.7, 2.2.8, 2.3.2, 2.3.3, 2.5, 2.6 ja 4.1.1. Jännitettyjen rakenteiden käsittelyä on pyritty selkeyttämään muutamilla täydennyksillä kohdissa 2.1.7, 2.3.3, 2.5.1 ja 2.5.2.

Kun Eurocode-ohjeiden yleinen käyttöönotto silloissa siirtyy ainakin vuoteen 2005, on katsottu tarpeelliseksi tarkistaa tämä julkaisu, jolloin eräitä Eurocoden mukaisia käytäntöjä on voitu ottaa huomioon. Samalla on muutettu julkaisun painoasu Tielaitoksen julkaisuohjeiden mukaiseksi. Perusteellista uusimista ei kuitenkaan ole katsottu tarpeelliseksi.

Ohje on laadittu siltayksikössä.

Helsingissä maaliskuussa 2000

Tiehallinto
Siltayksikkö

SISÄLTÖ

1	YLEISOHJEET	9
1.1	Yleistä	9
2	RAKENTEIDEN SUUNNITTELU RAJATILAMITOITUSTA KÄYTTÄEN	9
2.1	Suunnittelun perusteet	9
2.1.3	Kuormitukset	9
2.1.4	Ympäristöolosuhteet	9
2.1.5	Betonin materiaaliominaisuudet	9
2.1.7	Voimasuureet	12
2.2	Murtorajatilatarkastelut	14
2.2.1	Taivutus ja normaalivoima	14
2.2.2	Leikkaus	15
2.2.3	Vääntö	18
2.2.4	Yhdistetyt rasitukset	18
2.2.6	Raudituksen ankkurointi ja jatkokset	19
2.2.7	Paikallinen puristus ja halkaisuvoimat	19
2.2.8	Väsymismurtorajatila	19
2.3	Mitoitus käyttörajatilassa	21
2.3.2	Siirtymät	21
2.3.3	Halkeilu	21
2.5	Rakenteelliset ohjeet	23
2.5.1	Rauditus	23
2.5.2	Rakenneosat	23
2.6	Erityisohjeet	25
2.6.1	Elementtirakenteet	25
2.6.2	Jännitetyt rakenteet	25
4	RAKENTEEN VALMISTUS	26
4.1	Materiaalit	26
4.1.1	Betoni	26
4.2	Työnsuoritus	28
4.2.3	Rauditustyöt	28
	KIRJALLISUUSLUETTELO	29

1 YLEISOHJEET

1.1 Yleistä

Tässä ohjeessa esitetään täydennykset sillansuunnittelua varten ympäristöministeriön Suomen rakentamismääräyskokoelman ohjeeseen B4 Betonirakenteet [1] noudattaen mainitun ohjeen kappalenumerointia. Vain ne kohdat on esitetty, joita on haluttu täydentää.

2 RAKENTEIDEN SUUNNITTELU RAJATILAMITOITUSTA KÄYTTÄEN

2.1 Suunnittelun perusteet

2.1.3 Kuormitukset

2.1.3.1 Yleistä

Mitoituskuormat määritetään Tielaitoksen ohjeen Siltojen kuormat [2] mukaan. Kuormien yhdistely tehdään mainitun ohjeen yhdistelysääntöjen mukaan.

Raudoitettujen tavanomaista runkoainetta sisältävien betonirakenteiden omaa painoa laskettaessa käytetään tilavuuspainolle lujuusluokissa K20-K60 vähintään arvoa 25 kN/m^3 ja lujuusluokissa K70-K100 vähintään arvoa 26 kN/m^3 .

2.1.3.2 Pitkä- ja lyhytaikaiskuormat

Kuormien pitkäaikaisuudet määritetään ohjeen Siltojen kuormat mukaan. Liikennekuorman pitkäaikaisuus lasketaan tiesillassa kuormakaaviosta 1 ja kevyen liikenteen sillassa pinta-alakuormasta.

2.1.4 Ympäristöolosuhteet

2.1.4.3 Betonirakenteen lämpötila

Betonirakenteen lämpötila ja epätasaisen lämpötilan vaikutuksia laskettaessa käytettävä lämpötilaero lasketaan ohjeen Siltojen kuormat mukaan.

2.1.5 Betonin materiaaliominaisuudet

2.1.5.2 Lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet

Betonin puristuslujuuden ominaisarvo lasketaan lujuusluokissa K20-K100 kaavasta

$$f_{ck} = 0,7K$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvot tavanomaista runkoainetta sisältävälle betonille on esitetty taulukossa 1.

Taulukko 1. Betonin puristuslujuus f_{ck} , vetolujuus f_{ctk} ja kimmokerroin E_c [MN/m²]

Lujuusluokka	f_{ck}	f_{ctk}	E_c
K100	70	3,9	43 000
K90	63	3,7	42 000
K80	56	3,5	41 000
K70	49	3,3	40 000
K60	42	3,1	39 000
K50	35	2,7	35 000
K40	28	2,3	32 000
K30	21	1,9	27 000
K20	14	1,5	22 000

Betonin kimmokertoimen arvona E_c käytetään lujuusluokissa K20-K60 ohjeen B4 kaavan 2.7 mukaan laskettua arvoa ja lujuusluokissa K70-K100 Eurocoden pohjalta määräytävää arvoa, joka on esitetty taulukossa 1. Jos runkoaineena on kiviaines, jonka tiheys $> 2900 \text{ kg/m}^3$, voidaan kimmokerroin laskea ohjeen B4 kaavasta 2.7 myös lujuusluokissa K70-K100.

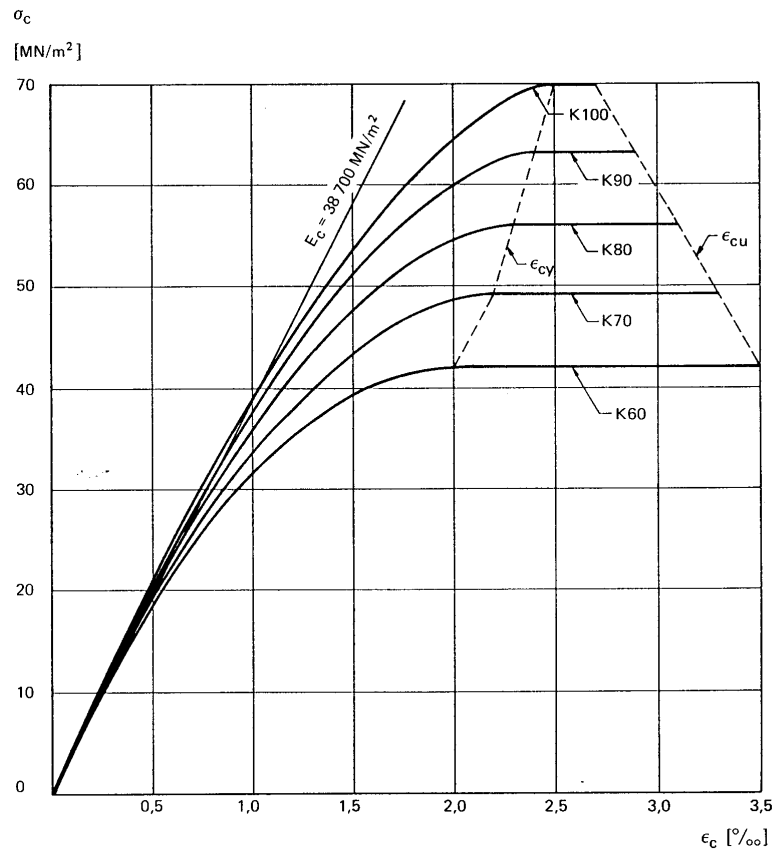
Betonin murtopuristuma ϵ_{cu} lasketaan lujuusluokissa K20-K60 ohjeen B4 kaavasta 2.8. Lujuusluokissa K70-K100 betonin murtopuristuma lasketaan kaavasta

$$\epsilon_{cu} = 3,5 - \frac{K - 60}{50} \text{ ‰}$$

Betonin jännitys-muodonmuutoskuvion otaksutaan olevan lujuusluokissa K20-K60 ohjeen B4 kuvan 2.3 mukainen ja lujuusluokissa K70-K100 kuvan 1 mukainen [8].

Taulukko 2. Betonin myötöpuristuman ϵ_{cy} ja murtopuristuman ϵ_{cu} arvot

Lujuusluokka	ϵ_{cy} ‰	ϵ_{cu} ‰
K100	2,5	2,7
K90	2,4	2,9
K80	2,3	3,1
K70	2,2	3,3
K20-K60	2,0	3,5



Kuva 1. Betonin σ - ε käyrät. Myötö- ja murtopuristuman (ε_{cy} , ε_{cu}) arvot on esitetty taulukossa 2.

Jännityksen ja muodonmuutoksen riippuvuus kuvataan lausekkeella

$$\sigma_c = f_{ck} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cy}} \right)^2 \right], \text{ kun } \varepsilon_c \text{ on välillä } 0 \text{ ja } \varepsilon_{cy}$$

$$\sigma_c = f_{ck}, \text{ kun } \varepsilon_c > \varepsilon_{cy}$$

Betonin puristusjännityksen jakautumiskuvion korvaaminen suorakaiteella tehdään kohdassa 2.2.1.2 esitetyllä tavalla.

2.1.5.3 Kutistuminen

Betonin loppukutistuman perusarvona ε_{cso} käytetään taulukon 3 mukaisia arvoja.

Taulukko 3. Loppukutistuman perusarvo ϵ_{cs0}

Suhteellinen kosteus %	ϵ_{cs0} ‰
100	0
90	0,2
70	0,4
40	0,6

Kerroyn k_s ohjeen B4 kaavassa 2.11 valitaan rakenteen muunnetun paksuuden perusteella julkaisun by16 Suunnittelun sovellutusohjeet [9] mukaan. (Ohjeen B4 taulukossa esitetyt kertoimet koskevat muunnettua paksuutta $h_e = 100$ mm, joten niitä ei voida suoraan käyttää.)

2.1.5.4 Viruminen

Lujuusluokissa K70-K100 voidaan virumalukua pienentää kertoimella k_v , jonka suuruus on 0,75, kun betonin suhteellinen kosteus on 50 % ja 1, kun betonin suhteellinen kosteus on 100 %. Väliarvot interpoloidaan suoraviivaisesti. Kerroyn k_c valitaan rakenteen muunnetun paksuuden perusteella julkaisun by 16 Suunnittelun sovellutusohjeet [9] mukaan.

2.1.7 Voimasuureet

2.1.7.1 Yleistä

Rakennemallin toimintaa kuvattaessa ei käytetä plastisuusteoriaa.

Pääkannattimen voimasuureita laskettaessa otaksutaan pääsysteemi halkeamattomaksi ja kansilaatta systeemin osana halkeilleeksi käyttämällä sen taivutusjäykkyytenä puolta halkeilemattoman laatan jäykkyydestä. Kansilaatan kiinnitysastetta ja voimasuureita laskettaessa otaksutaan pääkannattamien vääntöjäykkyydeksi kuitenkin vain puolet halkeilemattoman rakenteen vääntöjäykkyydestä.

Tukimomentin pyöristämistä palkeissa ei sallita.

2.1.7.3 Poikkileikkaussuureet

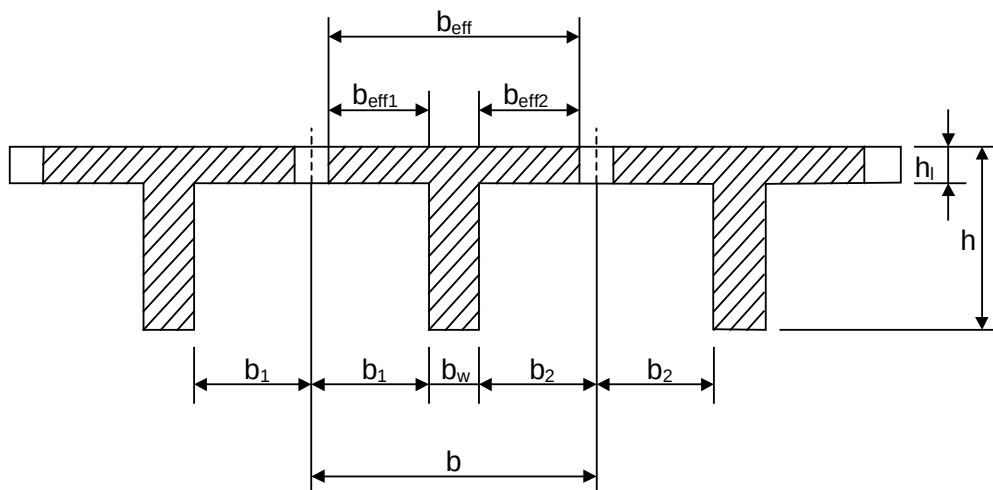
Laatta- tai kotelopalkissa, jossa laatta on molemmilla puolilla palkkia, toimiva leveys b_{eff} voidaan laskea kaavasta

$$b_{eff} = b_w + l_0/5 \leq b$$

Jos laatta on vain toisella puolella palkkia, voidaan toimiva leveys laskea kaavasta

$$b_{eff} = b_w + l_0/10 \leq (b_1 + b_w).$$

Merkinnät b_w , b ja b_1 selviävät kuvasta 2.



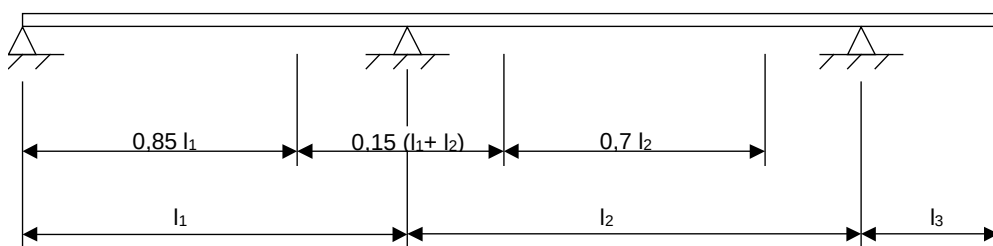
Kuva 2. Toimivan leveyden määrittely. Merkinnät

Momentin nollapisteiden välin l_0 arvot tasajäykälle rakenteelle voidaan määrittää kuvan 3 mukaan seuraavasti:

- reunakenttä $l_0 = 0,85 l_1$
- keskikenttä $l_0 = 0,7 l_2$
- tukialue $l_0 = 0,15 (l_1 + l_2)$
- uloke $l_0 = 2 l_3$

Kaavojen käyttö edellyttää seuraavien ehtojen voimassaoloa:

- viereisten jännemittojen suhde on välillä 1...1,5
- ulokkeen pituus on enintään puolet viereisen kentän jännemitasta.



Kuva 3. Momentin nollapisteiden väli. Otaksumat toimivan leveyden laske-
misessa

2.1.7.4 1-ulotteiset rakenneosat

Jatkuvien rakenteiden kimmoteorian mukaisia tukimomenteja voidaan murtorajatilassa muuntaa enintään pienemmällä määrällä seuraavista

$$(0,44 - 1,25 \frac{x}{d}) * 100 \% \text{ tai } 20 \%,$$

missä x on poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus tuella murtorajatilassa [4].

Jännevoiman aiheuttama pakkovoima otetaan huomioon kuten pysyvä kuorma. Jännitetyssä rakenteessa pakkovoimat jännevoimasta sekä muodonmuutoskuormista kuten tukien siirtymistä ja lämpötilakuormista otetaan huomioon myös murtorajatilatarkasteluissa.

Teräsbetonilaatoissa ja -palkeissa voidaan yleensä otaksua olevan riittävästi muodonmuutuskapasiteettia, että pakkovoimat voidaan jättää huomiotta murtorajatilatarkasteluissa. Pilarirakenteissa pakkovoimat otetaan yleensä huomioon murtorajatilatarkasteluissa.

Käyttörajoitassa ei momentin siirtoa sallita.

2.2 Murtorajatilatarkastelut

2.2.1 Taivutus ja normaalivoima

2.2.1.2 Poikkileikkauksen kapasiteetti

Jännitetyssä betonipoikkileikkauksessa tarvittavan taivutuskapasiteetin edellyttämä vetorauslousmäärä ei saa ylittää tasapainorausloutetun poikkileikkauksen taivutusvetorauslousmäärää.

Tasapainorausloutettu poikkileikkaus määritellään siten, että betonin puristuma poikkileikkauksen reunalla on ϵ_{cu} (tai ϵ_{cy} poikkileikkauksen painopisteessä), betoniterästen venymä on

$$\epsilon_s \geq \epsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s}$$

ja jänneterästen kokonaisvenymä on

$$\epsilon_p \geq \epsilon_{pk} = \frac{f_{pyk}}{E_p}$$

f_{pyk} :n arvona käytetään jänneteräksen 0,2-rajaa $f_{p0,2k}$.

Määrittely tarkoittaa sitä, että poikkileikkauksen terästen katsotaan olevan myödessä, kun sekä betoni- että jänneteräkset myötävät. Jänneterästen myötötilanteen tarkastelussa sijainniltaan ja venymältään erilaiset jänteet korvataan niitä edustavalla resuloivalla jännteellä.

Vaatus koskee poikkileikkauksia, joissa tarvittavan taivutuskapasiteetin saavuttaminen edellyttää jänneterästen voiman lisäystä taivutuksen aiheuttaman lisävenymän seurauksena.

Tasapainorausloutetun jännitetyn poikkileikkauksen taivutuskapasiteetti on ohjeen B4 kohdassa 2.2.4 käytettävä $M_{u,max}$.

Ohjeen B4 kaava 2.25 on voimassa betonille lujuusluokissa K20-K60. Lujuusluokissa K70-K100 saa betonin puristusjännityksen jakautumiskuvion yleensä korvata ohjeen B4 kuvan 2.9 mukaisella suorakaiteella, jonka korkeus lasketaan lausekkeesta kx (ks. kuva 2.9) missä

$$k = 0,95 - \frac{f_{ck}}{280}$$

f_{ck} on ilmoitettu käyttäen yksikkönä $[MN/m^2]$.

2.2.2 Leikkaus

2.2.2.1 Yleistä

Etäisyyden d päässä tuen reunasta laskettua leikkausvoiman arvoa voidaan pitää leikkausvoiman maksimiarvona tapauksissa, joissa pääosa palkin kuormasta on palkin koko pituudelle jakautunutta kuormaa. Rakenteissa, joissa lähellä tukea sijaitseva pistekuorma on vallitseva leikkausvoiman suuruuteen nähden, tarkastellaan leikkausvoima tukilinjalle asti. Leikkauskapasiteetin arvon laskennassa voidaan ottaa huomioon ohjeen B4 kaava 2.35.

2.2.2.2 Leikkausraudoittamaton rakenne

Leikkausraudoittamattoman rakenteen kapasiteetti lasketaan ohjeen B4 kaavan 2.26 mukaan käyttäen f_{ctd} :n laskennassa korkeintaan lujuusluokkaa K60. Kertoimelle k käytetään arvoa

$k = 1,6 - d [m] \geq 0,8$, kun kyseessä on tavallinen betoni ja
 $k = 0,8$, kun kyseessä on kevytsoraa sisältävä betoni

Sillan kansilaatassa voidaan leikkausvoima, jota verrataan kaavan 2.26 mukaan määritettyyn kapasiteettiin, laskea keskimääräisenä leikkausvoimana lähteen [5] mukaisesti.

2.2.2.3 Leikkausraudoitettu rakenne

Leikkausraudoitetun rakenteen betonin kapasiteetille käytetään arvoa $0,8 V_c$, jossa V_c lasketaan ohjeen B4 kaavan 2.30 mukaan. Leikkauskapasiteetin ylärajana pidetään ohjeen B4 kaavan 2.31 mukaista arvoa käyttäen lujuusluokkana korkeintaan K60.

Laskettaessa kerrointa β_1 ohjeen B4 kaavasta 2.34 N_d ja M_d tarkoittavat osavarmuuskertoimia käyttäen laskettua arvoa.

2.2.2.4 Leikkauskapasiteetin yläraja

Rakenteen leikkauskapasiteetin ylärajaa ei saa suurentaa ohjeen B4 kaavojen 2.34 ja 2.35 kertoimilla.

2.2.2.6 Laipan leikkautuminen

Laipan leikkautumisen vaatima teräsmäärä suositellaan laskettavaksi käyttäen ristikkoanalogiaa kuvan 4 mukaan [5,6]. Kun laippa on puristettu, käytetään kulmille α ja β arvoja $\alpha = 45^\circ$, $\beta = 30^\circ$. Kun laippa on vedetty, käytetään arvoja $\alpha = 45^\circ$, $\beta = 45^\circ$.

Vetovoima F_t palkin pituusyksikköä kohti laipan ja uuman välisessä leikkauksessa lasketaan seuraavasti:

a) Laippa palkin puristuspuolella

$$F_t = \frac{0,6V_d}{z} \frac{A_{cf}}{A_{cc}} \quad (1)$$

V_d = leikkausvoiman laskenta-arvo

z = sisäinen momenttivarsi

$\frac{A_{cf}}{A_{cc}}$ = yhden laipan puristetun pinta-alan osuus koko puristusvyöhykkeen pinta-alasta. Laipat otetaan huomioon toimivalta leveydeltä.

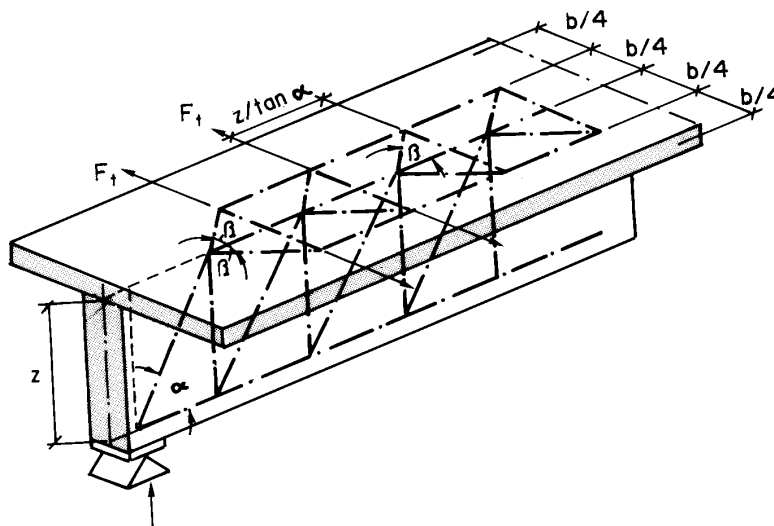
b) Laippa palkin vetopuolella

$$F_t = \frac{V_d}{z} \frac{N_{sf}}{N_s} \quad (2)$$

$\frac{N_{sf}}{N_s}$ = on yhden laipan alueella olevan raudoituksen resultantin osuus koko vetoraudoituksen resultantista.

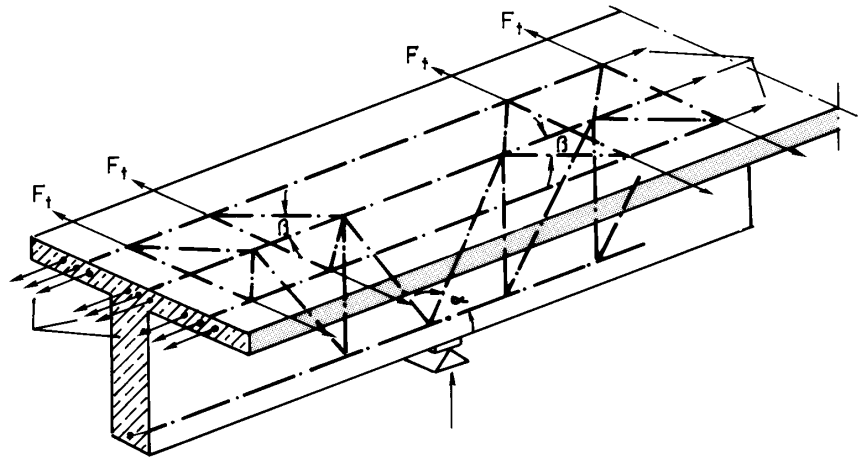
Vetovoiman F_t arvona käytetään kuitenkin vähintään kaavasta 1 kohdassa a) saatavaa arvoa. Tällöin suhde $\frac{A_{cf}}{A_{cc}}$ korvataan yhden laipan leveyden ja poikkileikkauksen koko toimivan leveyden suhteella.

Päätytuki



Kuva 4a. Laattapalkin laipan leikkautuminen. Ristikkomalli päätytuella.

Välituki



Kuva 4b. Laattapalkin laipan leikkautuminen. Ristikkomalli välituella.

Leikkausvoimaa V_d vastaava vetovoima F_t esiintyy etäisyydellä $v = z + b_e/4$ kasvavan momentin suuntaan siitä leikkauksesta, jossa vaikuttavaa leikkausvoimaa voiman F_t laskennassa käytetään (b_e = laatan toimiva leveys). Palkin päässä $F_t = 0$. Palkin päästä etäisyydelle $z + b_e/4$ vetovoima F_t muuttuu suoraviivaisesti.

Vetovoimaa F_t vastaava teräsmäärä sijoitetaan puoliksi laipan ylä- ja alapintaan. Teoreettisesta teräsmäärän jakautumisesta voidaan poiketa siten, että enintään kolminkertaiselle yhden laipan toimivan leveyden pituiselle matkalle jaetaan tasan sille tuleva kokonaisteräsmäärä.

Jos samanaikaisesti laippaan vaikuttaa palkkiin nähden poikittainen taivutus ja laipan leikkautumisesta aiheutuva poikittainen veto, lasketaan teräsmäärä erikseen kummallekin vaikutukselle. Tarvittava teräsmäärä on yhteenlaskettu määrä.

Puristusvoimasta aiheutuva laipan leikkautuminen

Jännitetyn laattapalkin päässä alueella, jossa jännevoiman ankkurista aiheutuva normaalivoima jakaantuu koko poikkileikkaukseen, aiheutuu laattaan uumaan nähden poikittaisia rasituksia, joita voidaan arvioida ristikkomallin pohjalta. Ellei muuta osoiteta oikeammaksi, normaalivoiman voidaan otaksua jakautuvan ankkurin ja laatan välillä 45° kulmassa.

Edellä mainitulla jakaantumisalueella laattaan sijoitetaan uumaan nähden poikittaisia teräksiä. Niiden määrä vastaa laatan puristusvoimasta laskennallisesti saatavaa vetovoimaa.

2.2.2.7 Laatan lävistys

Leikkausraudoittamattoman laatan betonin lävistyskapasiteetti V_c lasketaan ohjeen B4 kaavasta 2.38 käyttäen f_{ctd} :n laskennassa korkeintaan lujuusluokkaa K60. Kertoimelle k siinä käytetään arvoa, joka on määritelty tämän sovellutusohjeen kohdassa 2.2.2.2. Suhteellisen teräspinta-alan p laskennassa otetaan huomioon vain vedetyn puolen teräkset (lävistystä aiheuttavan kuorman vaikutuspintaan nähden vastakkaisen pinnan teräkset).

Jos käytetään leikkausraudoitusta, lasketaan lävistyskapasiteetti kaavasta

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

$$\text{missä } V_s = A_{sv} f_{yd} \sin \alpha$$

V_c lasketaan kuten ohjeen B4 kaavassa 2.38 käyttäen kertoimelle k arvoa

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

$$f_{yd} \leq 300 \text{ N/mm}^2$$

Leikkausteräksiin A_{sv} saa laskea teräkset alueella tuen reunasta etäisyydelle $1,5 d$ tuen reunasta.

2.2.2.8 Työsauman leikkauskapasiteetti

Työsaumassa on oltava leikkausraudoitus, jonka ottama osuus tarvittavasta leikkauskapasiteetista tulee olla vähintään puolet.

2.2.3 Vääntö

2.2.3.1 Yleistä

Siltojen kannatinrakenteissa, joita kuormittaa liikennekuorma, betonin vääntökapasiteetti otaksutaan nolllaksi.

Ohjeen B4 kaavassa 2.45 käytetään f_{cd} :lle korkeintaan lujuusluokan K60 mukaista arvoa.

2.2.3.3 Vääntöraudoitettu rakenne

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

2.2.4 Yhdistetyt rasitukset

Leikkauksen ja väännön yhteisvaikutuksen tarkastelussa voidaan vääntömomentin arvona käyttää arvoa, joka sillä on etäisyydellä d tuelta.

Ohjeen B4 kaavassa 2.46 esitettyä vähennystä ei tehdä siltarakenteissa eikä kaavan 2.50 ehto ole voimassa.

2.2.6 Raudoituksen ankkurointi ja jatkokset

2.2.6.7 Jatkokset

Jatkosten sijoittamista kohtiin, joissa teräsjännitys on korkea, on vältettävä.

2.2.7 Paikallinen puristus ja halkaisuvoimat

2.2.7.2 Paikallinen puristuskapasiteetti

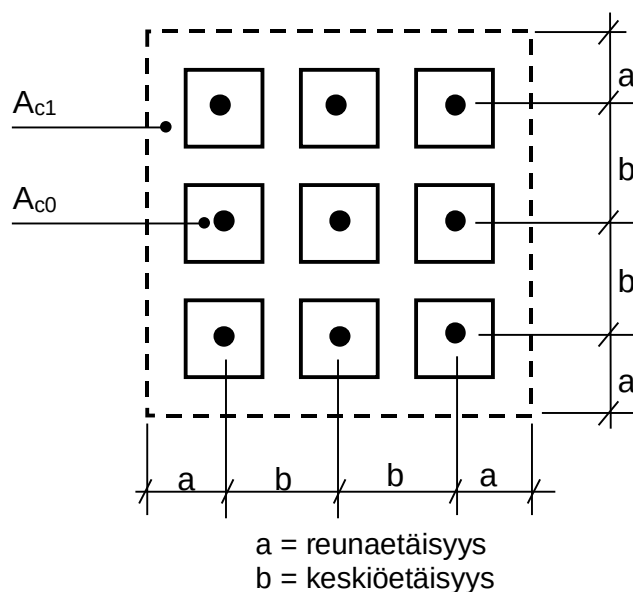
Jänteiden keskiö- ja reunaetäisyydet tulee valita siten, että käyttöselosteen mukaiset reuna- ja keskiöetäisyydet täyttyvät ja lisäksi kuvan 5 mukaiselle 9 ankkurin ryhmälle on voimassa seuraava yhtälö

$$1,2 \cdot 9 \cdot P_{\text{sall}} \leq f_{\text{cd}} \cdot A_{\text{c1}},$$

missä

P_{sall} on yhden jänteen sallittu voima heti jännittämistyön päätyttyä

A_{c1} on jakautumispinnan ala = $4(a+b)^2$ suojaputkia vähentämättä. Reunaetäisyydelle a käytetään edellä olevassa tarkastelussa arvoa $a \geq b/2$.



Kuva 5. Ankkuriryhmä puristuskapasiteetin tarkastelussa

2.2.8 Väsymismurtorajatila

2.2.8.1 Yleistä

Betonisiltojen vaihtorasitustarkastelu suoritetaan noudattaen vastaavia perusteita kuin terässilloissa. Tarkastelu vastaa jännitysvaihtelujen lukumäärää $5 \cdot 10^6$.

Tarkastetaan ehto

$$\Delta \sigma_{ekv} \leq \Delta f_{nd}$$

missä $\Delta \sigma_{ekv}$ on ekvivalentti jännityksen vaihteluväli
 Δf_{nd} on väsymisrajan laskenta-arvo

Ajoneuvoliikenteen silloilla σ_{ekv} lasketaan kaavasta

$$\Delta \sigma_{ekv} = \psi \Delta \sigma_{max}$$

missä $\psi = 0,25$, kun jännemitta $L \geq 15$ m
 $\psi = 0,40 - 0,01 \cdot L$, kun jännemitta $L < 15$ m

$\Delta \sigma_{max}$ on staattisessa mitoituksessa käytettävän liikennekuorman (Lk) aiheuttama jännitysvaihteluvälin, $\sigma_{max} - \sigma_{min}$, suurin arvo. Vaihtoehtoisesti käytetään kaaviota 1 tai 2 ja kuormakaistojen lukumäärä ja sijoitus sillan poikisuunnassa valitaan siten, että saavutetaan määräävä vaikutus.

L on jatkuvilla pääkannattimilla keskimääräinen jännemitta, pääkannattimien ulokkeella ulokkeen pituus, sillan päädyssä olevalla poikkipalkilla etäisyys seuraavaan poikkipalkkiin, muilla poikkipalkeilla kaksi kertaa poikkipalkkiväli.

2.2.8.2 Betoni

Betonin väsymisrajan laskenta-arvot:

$$f_{cnd} = 0,25 f_{cd}$$

$$f_{ctnd} = 0,15 f_{ctd}$$

2.2.8.3 Teräs

Teräksen väsymislujuuden laskenta-arvot:

$$f_{snd} = k_1 k_2 f_{no}$$

$$f_{no} = 125 \text{ N/mm}^2 \text{ harjateräksellä } \phi = 12...16 \text{ mm}$$

$$100 \text{ N/mm}^2 \text{ harjateräksellä } \phi = 20...32 \text{ mm}$$

k_1 ja k_2 ohjeen B4 mukaan, paitsi kun teräkset jatketaan jatkosmuhvilla
 $k_2 = 0,6$

Jänneteräksen väsymislujuuden laskenta-arvot ovat:

$$f_{pnd} = 90 \text{ N/mm}^2 \text{ punoksille ja langoille}$$

$$80 \text{ N/mm}^2 \text{ tangoille}$$

$$35 \text{ N/mm}^2 \text{ ankkureilla.}$$

2.3 Mitoitus käyttörajatilassa

2.3.2 Siirtymät

2.3.2.1 Yleistä

Betonipoikkileikkauksen suurin puristusjännitys kaikkien kuormien vaikuttaessa saa olla enintään $0,7 f_{ck}$.

Liiallisten pysyvien muodonmuutosten estämiseksi saa betonipoikkileikkauksen suurin puristusjännitys pysyvien kuormien vaikuttaessa olla enintään $0,5 f_{ck}$.

Jännitetyissä elementeissä suurin sallittu puristusjännitys laukaisun jälkeen on 50 % betonin laukaisuhetken puristuslujuudesta.

2.3.2.2 Taipuma

Päälysrakenteen taipuma liikennekuormasta saa olla enintään $L/500$, missä L on jännemitta.

Ulokelaatassa tai ulokepalkissa saa pääkannattimen ulokkeen pään taipuma liikennekuormasta I ($L_k I$) olla korkeintaan 20 mm. Taipumaa laskettaessa otetaan huomioon sekä ulokkeen oma taipuma että tukikiertymä. Rakenteen jäykkyyttä laskettaessa voidaan rakenne olettaa halkeilemattomaksi.

Kansilaatan ulokkeen pään taipuma saa olla jännittämättömissä kansilaatoissa $l_u/250$ ja jännitetyissä kansilaatoissa $l_u/150$. (l_u =ulokkeen pituus). Taipuma lasketaan sekä ulokkeen omasta taipumasta että kiertymästä laatan tuella. Taipumaa laskettaessa uloke oletetaan kuormitetuksi liikennekuormalla I ja laatalle käytetään halkeilemattoman laatan taivutusjäykkyyttä.

2.3.3 Halkeilu

2.3.3.1 Halkeilun rajoittaminen

Halkeilun rajoittamisen osalta siltojen rakenteet suunnitellaan ympäristöluokan Y2 mukaan ellei toisin erikseen sovita. Rakenteen tulee käyttötilassa täyttää ohjeen B4 taulukossa 2.16 annetut arvot. Siinä kohdan a pitkäaikaiskuormat tarkoittavat silloissa kuormayhdistelmää "Pitkäaikaiset vaikutukset" ja kohdan b lyhytaikaiskuormat tarkoittavat silloissa kuormayhdistelmää "Lyhytaikaiset vaikutukset" ohjeen Siltojen kuormat [2] mukaan.

Arvot taulukossa 2.16 eivät koske raskasta erikoiskuormaa, ellei siltakohdaisesti muuta sovita.

Halkeamaleveyden raja-arvoina sillan suuntaan nähden poikittaisessa taivutuksessa laattapalkin laipassa jänteiden yläpuolella tai poikittain jännitetyssä liittopalkissa tukialueella pitkittäisessä taivutuksessa voidaan käyttää 0,1 mm pitkäaikaiskuormilla ja 0,2 mm lyhytaikaiskuormilla. Arvojen käyttö edellyttää, että jänneteräokset ovat suojaputkessa injektoituina. Laattapalkin laipassa halkeamaleveyden tarkastelu voidaan tehdä poikittaiselle taivutukselle käyttäen teräsmääränä koko poikittaista teräsmäärää.

Rakenne oletetaan haljenneeksi vetovyöhykkeessä vaikkei sen laskennallinen halkeilukapasiteetti ylittyisikään. Jännitetyissä rakenteissa halkeamaleveyden raja-arvoina käytetään korroosioherkälle raudoitukselle ohjeessa B4 annettuja arvoja niissä rakenteen osissa, joissa vetovyöhykkeessä on jänneteräksiä. Muualla jännitetyissä rakenteissa käytetään muulle raudoitukselle annettuja arvoja.

Jatkuissa rakenteissa otetaan huomioon kuormina myös rakenteen epätaiseisen lämpötilan ja tukien siirtymien vaikutukset. Epätasaisesti jakautuneen lämpötilan vaikutukset määritetään käyttämällä betonin kimmomodulille arvoa E_c . Tukien siirtymien vaikutuksia laskettaessa voidaan betonin virumisen samanaikainen vaikutus ottaa huomioon käyttämällä betonin kimmodulille arvoa $E_{cc} = E_c/(1+\phi)$.

Halkeaman ominaisleveys teräsbetonirakenteissa

Noudatetaan ohjetta B4. Raudoituksen venymänä voidaan käyttää raudoituksen keskimääräistä venymää ϵ_{sm} , jonka laskentakaava on esitetty jäljempänä ankkurijännerakenteiden yhteydessä. Betonipeitteen vaikutus otetaan huomioon jäljempänä esitetyllä tavalla.

Halkeaman ominaisleveys ankkurijännerakenteissa

Halkeaman ominaisleveys lasketaan niissä osissa rakennetta, joissa tarkasteluissa käytettävillä kuormayhdistelmillä aiheutuu vetojännityksiä.

Halkeaman ominaisleveys rakenteen pinnassa lasketaan ohjeen B4 kaavan 2.81 mukaan

$$w_k = \epsilon_{sm} \left(3,5c + k_w \frac{\phi}{\rho_r} \right)$$

siinä ϵ_{sm} on halkeilua rajoittavien jännittämättömien terästen keskimääräinen venymä käyttötilassa

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{1}{25k_w} \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,7 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s on halkeilua rajoittavien jännittämättömien terästen saama jännityslisäys betonin halkeilun yhteydessä käyttötilan voima-suureiden kuormayhdistelmällä "lyhytaikaiset vaikutukset"

σ_{sr} on halkeilua rajoittavien jännittämättömien terästen jännitys halkeamamomentista M_r tilassa, jossa vetopuolen betoni otaksutaan halkeilleeksi.

M_r on taivutusmomentti, joka aiheuttaa yhdessä jännevoiman kanssa poikkileikkauksen reunaan vetojännityksen f_{ctk} , kun tarkastelu tehdään halkeamattomassa tilassa. Taivutusvastuksena W_{ce} käytetään poikkileikkauksen kimmoista taivutusvastusta vedetyn reunan suhteen.

ϵ_{sm} :n arvona ei käytetä pienempää arvoa kuin $0,7 \frac{\sigma_s}{E_s}$

c on lähinnä betonipintaa olevien halkeilua rajoittavien jännittämättömien terästen betonipeite

k_w on lähinnä betonipintaa olevien halkeilua rajoittavien jännittämättömien terästen kerroin

ϕ on halkeilua rajoittavien jännittämättömien terästen halkaisija

$\rho_r = \frac{A_s}{A_{ce}}$ A_s on halkeilua rajoittavien jännittämättömien terästen määrä
(Ankkurijäniteitä ei oteta huomioon).

Pinta-alaan A_{ce} lasketaan se poikkileikkauksen vetovyöhykkeen alue, jota rajoittavat suorat matkan $7,5 \phi$ päässä halkeilua rajoittavan jännittämättömän tangon keskipisteestä (ohjeen B4 kuva 2.27).

Betonipeitteen vaikutus

Betonipeitteelle c kaavassa 2.81 käytetään halkeilua rajoittavien terästen todellista betonipeitteen arvoa. Suurempaa betonipeitteen arvoa kuin $1,5 c_{min}$ ei laskelmissa kuitenkaan käytetä. Halkeamalaskelmissa käytetään arvoa $c_{min} = 35 \text{ mm}$.

Halkeamaleveyden vaatimuseron ohjeen B4 taulukossa 2.16 saa kertoa luvulla $c/c_{min} \leq 1,5$, jossa c on halkeilua rajoittavien terästen todellinen betonipeite.

2.5 Rakenteelliset ohjeet

2.5.1 Raudoitus

2.5.1.2 Raudoituksen suunnittelu

Leikkausraudoituksena käytetään pääasiassa pystysuoria tai vinoja hakoja.

Palkin vapaalla tuella esiintyvä vetovoima on otettava raudoituksella. Tasa- korkeassa palkissa vapaalle tuelle ankkuroitavan vetovoiman suuruus on $\Delta N_s = k_a V_d$ ohjeen B4 kaavan 2.85 mukaan, missä leikkausraudoitetussa rakenteessa kerroin k_a saadaan ohjeen B4 kaavasta 2.86. Jännitetyissä palkkeissa, joissa jänteet nostetaan reunatuella ylös on järjestettävä vastaava raudoitus palkin alapintaan. Jänneteräksistä se osa, joka ankkuroidaan palkin päässä palkin korkeuden neljäsosan alueelle alareunasta lukien voidaan ottaa huomioon tässä tarkastelussa.

2.5.2 Rakenneosat

2.5.2.1 Yleistä

Siltarakenteissa vähimmäisteräsmääriä koskevia ohjeita on annettu myös ohjeessa "Sillansuunnittelun täydentävät ohjeet" /9/.

2.5.2.2 Laatat

Kohtiin, joissa ylitetään leikkausraudoittamattoman rakenteen kapasiteetti, sijoitetaan hakoja, joiden vähimmäismäärät saadaan kaavasta

$$\frac{A_{sv}}{A_c} = 0,25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \sin \alpha$$

missä A_c = uuman vaakaleikkauksen pinta-ala ja α = leikkausterästen kaltevuus ohjeen B4 kuvan 2.11 mukaan.

Kenttäraudoitus on ankkuroitava vapaille tuille vähintään ohjeen B4 kohdassa 2.5.1.2 ilmoitetulle voimalle $k_a V_d$. Kaikille tuille viedään vähintään 50 % murtotilan vaatimasta kenttäraudoituksesta.

2.5.2.3 Palkit

Kenttäraudoitus on ankkuroitava vapaille tuille tämän ohjeen kohdan 2.5.1.2 mukaan.

Ankurijänteillä jännitettyyn rakenteeseen on sijoitettava betoniteräksiä vähintään seuraavat minimimäärät:

- Jännitetyn rakenteen sitkeyden lisäämiseksi sen esipuristettuun veto-
vyöhykkeeseen rakenteen kentissä sijoitetaan teräsmäärä, joka pystyy vastaanottamaan jännittämättömänä tarkastellun poikkileikkauksen halkeamamomentin. Tämä teräsmäärä määritetään kaavasta $A_s = W_{ce} f_{ctk} / (f_{yk} z_s)$. Merkintä W_{ce} tarkoittaa poikkileikkauksen kimmoista taivutusvastusta vedetyn reunan suhteen. Pehmeiden terästen sisäiselle momenttivarrelle voi käyttää arvoa $z_s = 0,9 d$. Tartuntajänteet elementeissä voidaan ottaa huomioon teräsmäärässä siten, että niiden f_{yk} :n arvona ei käytetä suurempaa arvoa kuin 500 N/mm^2 .

- Jännitetyssä rakenteessa lämpötilaeroista ja epätasaisesta kutistumasta voi aiheutua rakenteen pintaan halkeamia. Palkin uumien pituussuuntaisten terästen minimimäärä määritetään kaavasta $A_{smin} = 0,8 A_{ce} f_{ctk} / f_{yk}$. Pinta-alaan A_{ce} lasketaan betonipoikkileikkauksen alue, joka ulottuu rakenteen pinnasta alkaen etäisyydelle $c + 8\phi$, missä c on pintaterästen betonipeite ja ϕ on pintaverkon terästen halkaisija.

Palkkien pääraudoitus ympäröidään aina haoilla, joiden vähimmäismäärä palkeissa on sama kuin sovellutusohjeen kohdassa 2.5.2.2 on mainittu. Tämä vähimmäismäärä sijoitetaan myös alueelle, missä ohjeen B4 kaavan 2.91 ehto täyttyy.

Haka tehdään yleensä jatkamatta. Jos haka joudutaan jatkamaan limijatkoksella, jatkospituus määrätään vedetyn teräksen mukaan. Hakateräs on sidottava limijatkoksen molemmista päistä sidelangalla. Haan toimiessa vääntöhakana, lasketaan jatkospituus kuten suoralle vedetylle tangolle, jolloin jatkoskerroin k_j valitaan ohjeen B4 taulukon 2.12 sarakkeesta b.

Umpinainen vääntöhaka katsotaan muodostuvan palkeissa koukkuhaoista, jotka ankkuroituvat hakaan nähden poikittaiseen teräkseen, ja haan tasossa olevasta kansilaatan yläpinnan teräksestä, jonka mitoituksessa tulee ottaa huomioon myös väännöstä aiheutuva vetorasitus.

Pääraudoitus, jota käytetään hyväksi puristusraudoituksena, ympäröidään haoilla ohjeen B4 kohdan 2.5.2.4 mukaisesti. Puristusraudoituksen määrä saa olla enintään 4 % betonipoikkileikkauksen pinta-alasta. Puristusraudoituksen tangot jatketaan ohjeen B4 kohdan 2.2.6.7 mukaan.

2.5.2.6 Muut rakenneosat

Yhdistettyjen levymäisten rakenneosien (kuten laatta- tai kotelopalkkien uuman ja laippojen) välisissä leikkauksissa tulee olla laipan leikkautumisen varalle poikittaista raudoitusta, jonka suhteellinen teräspinta-ala on vähintään

$$\frac{A_{svf}}{A_c} = 0,25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}}$$

Palkkiin nähden poikittaisen taivutuksen vaatimaa teräsmäärä ei oteta huomioon tähän teräspinta-alaan.

2.6 Erityisohjeet

2.6.1 Elementtirakenteet

2.6.1.2 Liitokset

Työsauma elementtipalkin ja paikalla valetun laatan välillä mitoitetaan ohjeen B4 kohdan 2.2.2.8 mukaisesti. Betonin kapasiteettia ei saa otaksua suuremmaksi, kuin mitä ohjeen kaava 2.40 antaa, vaikka palkin pinnassa olisi vaadittavaa karhennusta suurempia uria tms.

2.6.2 Jännitetyt rakenteet

Jänneteräksen jännitys ei saa heti jännittämistyön päätyttyä ylittää kumpakaan seuraavista arvoista

Jännebetoni

$$\sigma_{po} = 0,75 f_{puk} \text{ tai } 0,85 f_{p0,2k}$$

Ankkurijännebetoni

$$\sigma_{po} = 0,7 f_{puk} \text{ tai } 0,8 f_{p0,2k}$$

Jännittämistyön aikana saa jänneteräksen jännitys hetkellisesti nousta alempaan seuraavista arvoista.

Jännebetoni

$$\sigma_{po \max} = 0,8 f_{puk} \text{ tai } 0,9 f_{p0,2k}$$

Ankkurijännebetoni

$$\sigma_{po \max} = 0,75 f_{puk} \text{ tai } 0,85 f_{p0,2k}$$

4 RAKENTEEN VALMISTUS

4.1 Materiaalit

4.1.1 Betoni

Betonin lujuusluokka ja pakkasenkestävyysvaatimus valitaan taulukon 4 mukaan. Betonin pakkasenkestävyysvaatimus esitetään pakkasenkestävyysluokuna P [7]. Samassa kohteessa tulee välttää tarpeettoman monen betoniluokan käyttämistä.

Taulukko 4. Betonin alin lujuusluokka ja pakkasenkestävyysvaatimus siltarakenteissa

Rakenne	Alin lujuus- luokka	Pakkasenkestävyysvaatimus		
		Ympäristäluokka Y1		Y2
		1. Kohtuullinen rasitus	2. Ankaras rasitus	
Päällysrakenne				
-Palkit, kansilaatta	K35	P20	P30	P20
-Reunapalkki	K35 ¹⁾	P30	P50, P70 ¹⁾	P20
Alusrakenne				
-Peruslaatta	K30	-	-	
-Rengaskehän peruslaatta	K30 ¹⁾	P30	P50 ¹⁾	P20
-Maa- ja välituet	K35	P20	P30	P20
-Pilarimainen välituki	K35 ¹⁾	P30	P50 ¹⁾	P20
-Reunapalkki	K35 ¹⁾	P30	P50, P70 ¹⁾	P20
-Rakenne meres- sä suojaamatto- mana	K40	P30	P50, P70	
Siirtymälaatta	K35 ¹⁾	P30	P50 ¹⁾	P20

¹⁾ Pakkaskestävyysvaatimus P50 edellyttää, että betonin lujuusluokka on vähintään K40.

Taulukkoon 6 liittyvät ympäristöluokat määritellään seuraavasti:

Ympäristöluokka Y1

Sillan rakenteet kuuluvat ympäristöluokkaan Y1 seuraavissa tapauksissa:

Päällysrakenne: reunapalkit, siirtymälaatta

-silta sijaitsee tiellä, jonka talvikunnossapitoon käytetään suolaa säännöllisesti (KVL>200, kunnossapitoluokka II)

Alusrakenne:

-rakenne vedessä, vedenvaihtelualue ja sen yläpuoliset osat

-rakenne meressä

-rakenne on 5 m:ä lähempänä sillan alitse kulkevaa tietä, jolla KVL>200

Ympäristöluokkaa Y1 koskevista vaatimuksista taulukossa 4 valitaan ankarampi (sarake 2) seuraavissa tapauksissa:

Päällysrakenne: reunapalkit, siirtymälaatta

-silta sijaitsee valta- tai kantatiellä tai muulla tiellä, jonka talvikunnossapidossa käytetään suolaa runsaasti (KVL > 1500, esim. kaupunkien sisääntulotiet)

Alusrakenne:

-rakenteet sillassa, jonka alitse kulkee joku edellä mainituista teistä ja rakenteet ovat 5 m:ä lähempänä tien reunaa

-pilari merellä suojaamattomana, tasolta NW –1m ylöspäin

Muissa tapauksissa ympäristöluokan Y1 rakenteille asetetaan sarakkeen 1 vaatimukset.

Ympäristöluokka Y2

Sillan rakenteet kuuluvat ympäristöluokkaan Y2 tapauksissa, joissa ne eivät edellä esitetyn perusteella kuulu ympäristöluokkaan Y1. Pakkasenkestävyyksivaatimukset näille rakenteille valitaan sarakkeesta ympäristöluokka Y2.

Rakenneluokka

Taulukko 5. Rakenneluokan valinta

Rakenne	Rakenneluokka
Päällysrakenne	
- Teräsbetoniset sillat, pienet	2 tai 1
- Teräsbetoniset sillat, suurehkot	1
- Jännitetyt betonisillat	1
- Terässiltojen kansilaatat	1
Alusrakenne	
- Maa- ja välituet ¹⁾	2 tai 1
- Pilarimaiset välituet	1
- Peruslaatat (yleensä) ¹⁾	2

¹⁾ Vedenalaiset valut rakenneluokka 1

Betonipeite

Betonipeitteelle käytetään seuraavia minimiarvoja:

Päällysrakenne

- yleensä 35 mm
- reunapalkeissa 40 mm

Alusrakenne

- peruslaatat yleensä 50 mm
- peruslaatan maata vasten valettu pinta 100 mm
- alusrakenne 35 mm
- alusrakenne vedessä 50 mm
- vedenalainen valu 150 mm
- rakenne meressä 60 mm

Päällys- ja alusrakenteen työraudoitus

-betonipeitteelle annetut minimiarvot koskevat myös työteräksiä

4.2 Työnsuoritus

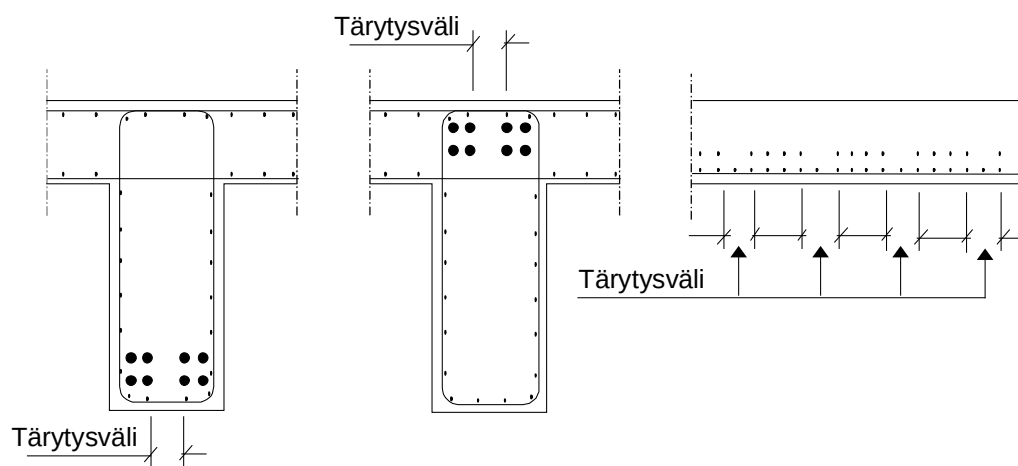
4.2.3 Raudoitustyöt

4.2.3.3 Raudoituksen valmistus ja asennus

Rakenne tulee suunnitella siten, että se voidaan betonoida siirtämättä teräksiä betonoinnin aikana.

Sauvatärytintä varten on betoniteräkset ja jänteet järjestettävä ryhmittäin ja ryhmien väliin ja jätettävä riittävät tärytysvälit (kuva 6).

Korkeissa tiheästi raudoitetuissa rakenteissa on osoitettava aukot betonointiputkea varten.



Kuva 6. Tärytysvälit

KIRJALLISUUSLUETTELO

1. Suomen rakentamismääräyskokoelma, B4 Betonirakenteet, ohjeet 1987, muutettu 1989, 1990 ja 1993
2. Siltojen kuormat, TIEL 2172072-99, 1999
3. Eurocode 2. Design of concrete structures.
 - Part 1. General rules and rules for buildings (ENV 1992-1-1)
 - Part 2. Concrete bridges (ENV 1992-2)
4. Model Code for Concrete Structures, CEB-FIP, 1978
5. Leonhardt, F., Vorlesungen über Massivbau, sechster Teil, 1979
6. Bachmann, H., Längsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betonträgern, Beton- und Stahlbetonbau 3/1978
7. Sillanrakentamisen yleiset laatuvaatimukset, Betonirakenteet - SYL 3, Tielaitos 1996
8. BY 15. Betoninormit 1993. Korkealujuuksisten betonien lisäohjeet.
9. BY 16. Suunnittelun sovellutusohjeet, 1984.
10. Sillansuunnittelun täydentävät ohjeet, Tielaitos 2000