

Eurokoodien koulutus
Teräs-, liitto- ja puusillat
Liittopalkkisilta

29.-30.3.2010

Rakennemalli ja voimasuureiden laskenta

- Voimasuureet voidaan aina (murto- ja käyttörajatila sekä väsytykset) laskea kimmoteorian mukaisesti, vaikka poikkileikkausten mitoittaminen murtorajatilassa suoritettaisiin plastisuus- tai epälineaarisen teorian mukaan.
- Betonin halkeilu otetaan poikkileikkausarvoissa yleensä huomioon (poikkeuksena asennusaikaiset tilanteet ja leikkausliitos tukialueilla).
- Kutistuman ja viruman vaikutukset voidaan ottaa huomioon käyttämällä teräksen ja betonin kimmomodulien suhteelle n_0 ja n_L sopivaa arvoa.
- Kutistuman sisäisiä jännityksiä ei katsota syntyvän kansilaatan halkeilleeksi oletetulla alueella.
- Leikkausmodulien suhteelle voidaan käyttää käytännössä kimmokertoimien suhteelle käytettäviä arvoja, koska Poissonin vakion arvot ovat niin lähellä toisiaan (teräkselle 0,3 ja betonille 0,2).
- Kansilaatan halkeilleella tukialueella sen paksuus redusoidaan vääntöjäykkyyttä laskettaessa vielä puoleen (voimasuureita laskettaessa) eli käytetään n_0 :lle ja n_L :lle sen kaksinkertaista arvoa.

Rakennemalli ja voimasuureiden laskenta

- 'Shear lag'-ilmiö ja teräsosien lommahdus otetaan huomioon vain, jos niillä on merkittävä vaikutus tarkastelun tuloksiin'. Tämä tarkoittaa, että teräsrakenteiden osalla yleensä vain kotelopalkkien pohjalevyssä em. Ilmiöt tarvitsee ottaa huomioon – ei normaaleissa l-poikkileikkauksissa.
- EN 1993-1-5 kohta 5.2 toteaa, että jos lommahduksen huomioon ottama tehollinen jäykkyys on yli 50 % koko poikkileikkauksen jäykkyydestä ei lommahduksen vaikutusta tarvitse ottaa huomioon voimasuureita laskettaessa.
- Kun leikkausliitos toteutetaan EN 1994-2 kohdan 6.6 mukaan (tappivaarnat), ei liitoksessa tapahtuvan liukumisen vaikutuksia tarvitse ottaa huomioon voimasuureita laskettaessa
- Ruuviliitoksien rei'issä syntyvät liukumiset tulee ottaa huomioon voimasuureita laskettaessa.
- Kansilaatan osalla samoja tehollisen leveyden arvoja kuin voimasuureiden laskennassa voidaan käyttää kaikissa kestävyystarkasteluissa
- Teräspalkin paarteiden / pohjalevyn suhteen on huomattava, että voimasuureita laskettaessa käytetään EN 1993-1-5 kohdan 2.2 mukaisesti määrättyä, käyttörajatila- ja väsytystarkasteluissa kohdan 3.2 ja murtorajatilatarkasteluissa kohdan 3.3 mukaan määrättyä tehollista leveyttä (käytännössä tällä on merkitystä vain kotelojen pohjalevyissä)

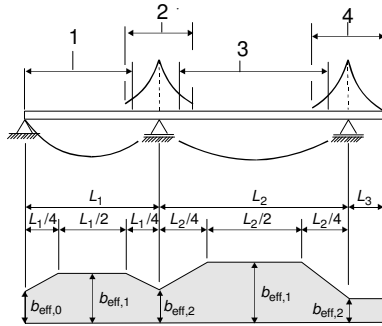
Voimasuureiden laskenta

- Voimasuureet lasketaan aina ottaen huomioon:
 - rakentamisjärjestys:
 - teräsrakenteen asennustapa
 - valujärjestys
 - kansilaatan muottien tuentatapa (poikkirakenteet)
 - pakkovoimien (tukien painumat, epätasaiset lämpötilat, kutistuma) vaikutukset, koska tukipoikkileikkaus kuuluu yleensä poikkileikkausluokkaan 3 tai 4.
 - 'pystytysvaiheen' aikaisissa tilapäisissä mitoitusilanteissa voidaan käyttää voimasuureita laskettaessa halkeilemattoman tilan toimivaa leveyttä ja vastaavia poikkileikkausarvoja (tällä ei käytännön merkitystä, koska 'pystytysvaihe' tapahtuu yleensä poikkileikkauksen ollessa pelkkä teräspoikkileikkaus)

Toimivat leveydet voimasuureita laskettaessa

EN 1994-2 kohta 5.4.1:

- 'Shear lag' ilmiö tulee ottaa huomioon, 'jos vaikuttaa merkittävästi tuloksiin'
- teräsosissa EN 1993-1-1 kohdan 5.2(5) mukaan (ei yleensä tarvitse)
- kansilaatan toimiva leveys otetaan huomioon seuraavasti:



$$\text{Alue 1: } L_e = 0.85 \cdot L_1$$

$$\text{Alue 2: } L_e = 0.25 \cdot (L_1 + L_2)$$

$$\text{Alue 3: } L_e = 0.70 \cdot L_2$$

$$\text{Alue 4: } L_e = 2 \cdot L_3$$

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

5

Toimivat leveydet voimasuureita laskettaessa

- Jänteiden keskellä ja välituilla:
 - $b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{\text{ei}}$
 - $b_{\text{ei}} = L_e / 8 \leq b_i$ (merkinnät edellisen dian kuvan mukaan)
- Maa- / päätytuilla:
 - $b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{\text{ei}}$
 - $\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e / b_{\text{ei}}) \leq 1.0$, missä b_{ei} = reunajänteen toimiva leveys
- Toimivan leveyden muutos tuki- ja kenttäalueiden välillä, sillan päissä sekä ulokkeilla edellisen dian kuvan mukainen.
- Lommahduksen vaikutus voidaan yleensä tässä vaiheessa jättää huomiotta teräsosien toimivaa leveyttä laskettaessa.
- Tarvittaessa jännitysten jakautuminen laatan poikkileikkauksessa (poikkisuunnassa) voidaan olettaa EN 1993-1-5 kohdan 3.2.2 mukaiseksi (kuva seuraavassa diassa)
- Esimerkiksi ns. 2^{1/2}-palkkisessa liittopalkkissa sekundäärisen pituuskannattajan toimiva leveys lasketaan poikkipalkkivälin mukaisilla jännemitoilla ja pää- ja sekundäärikannattajan välisen etäisyyksien perusteella lasketuilla toimivilla leveyksillä, mutta pääkannattajien sillan jännemittojen ja pääkannattajavälin mukaan lasketuilla toimivilla leveyksillä. Kansilaatan jännitysten yhdistelyssä voidaan käyttää edellisen kohdan menetelyä. Sinänsä erittäin huono rakenne!

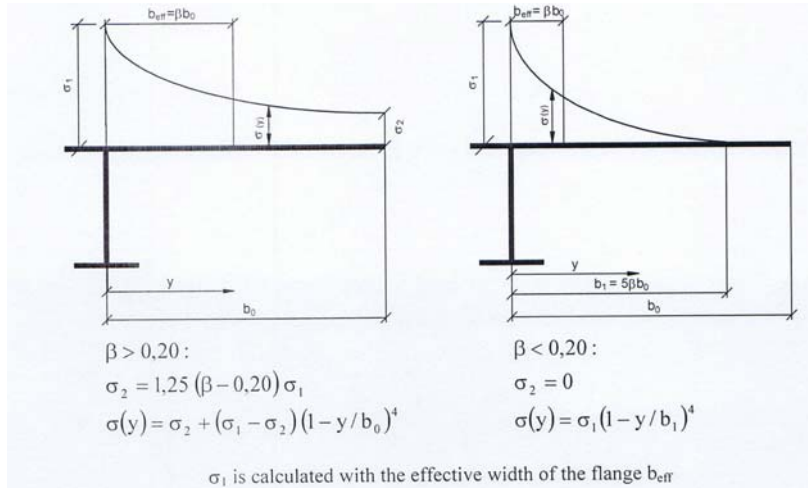
Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

6

Kansilaatan toimivat leveydet voimasuureita laskettaessa

- Kuva EN 1993-1-5 kohdan 3.2.2: kansilaatan jännitysten jakautuminen poikkisuunnassa:



Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

7

Vaakaristikon huomioon ottaminen rakennemallissa

- Yleisin ja tarkoituksenmukaisin tapa tehdä liittopalkkisilta koteloksi on käyttää 'pohjalevynä' vaakaristikkoa.
- Tällä saadaan hyvin rajattua ajoradan kallistuminen kohtuulliseksi (1.0 %) kenttien keskellä ja pidettyä asennus-/kuljetusosien paino ja mitat kohtuullisina.
- Vaakaristikon pitää olla muodoltaan sellainen, että se ei toimi merkittävästi mukana pääkannattajien alapaarteena ja toisaalta ei aiheuta pääkannattajiin poikittaisia rasituksia. Ainoa tällainen ristikkomuoto on K-ristikko.
- Missään tapauksessa ristikko ei voi olla pelkkä diagonaaliristikko, koska se saa merkittäviä rasituksia pääkannattajien taivutuksesta ja aiheuttaa näin merkittäviä sekundäärisiä rasituksia vaakasuuntaan pääkannattajien alaparteisiin ja diagonaalien kiinnityskohdilla oleviin pystyjäykisteisiin.
- Ellei sillasta laadita tarkkaa FEM-mallia, jolla voidaan käsitellä todellista rakennetta, voidaan vaakaristikko muuntaa vastaavat muodonmuutosominaisuudet omaavaksi pohjalevyksi, jota käytetään rakennemallissa
- K-ristikko voidaan muuntaa t*-paksuiseksi pohjalevyksi seuraavassa diassa esitetyn kaavan avulla (Kolbrunner/Basler: Torsion, Springer Verlag, 1966).
- 'Kotelon' vääntöjäykkyys voidaan lasketaan tämän jälkeen normaaliin tapaan.

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

8

Vaakaristikon huomioon ottaminen rakennemallissa

- Vakkaristikon muuttaminen vastaavaksi t^* -paksuiseksi pohjalevyksi:

$$t^* = \frac{E}{G} * \frac{a*b}{\frac{2*d^3}{A_d} + \frac{b^3}{4*A_v} + \frac{a^3}{6*A_p}}$$

jossa:

- a = K-ristikon korkeus
- b = K-ristikon leveys = pääkannattajien välinen etäisyys
- d = K-ristikon diagonaalin pituus
- A_d = K-ristikon diagonaalin poikkileikkausala
- A_v = K-ristikon vertikaalin poikkileikkausala
- A_p = pääkannattajan alapaarteen poikkileikkausala (ks. tarkemmin /2/).

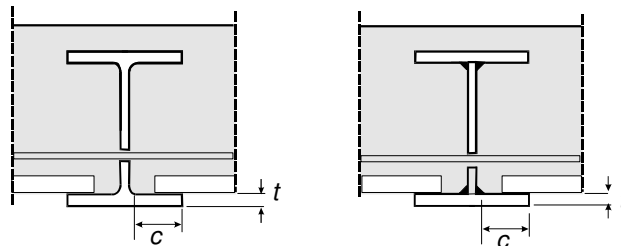
Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

9

Teräspalkit betonissa (teräspalkkibetonirakenteet)

Rakenne:



- Voimasuureet lasketaan kimmoteorian mukaan eikä halkeilun vaikutusta voimasuureiden jakautumiseen tarvitse ottaa huomioon.
- Betonin kutistuman vaikutuksia ei tarvitse ottaa huomioon
- Teräksen ja betonin liitos oletetaan 'liukumattomaksi'
- "Shear lag"-ilmiöllä ei merkitystä
- Laskenta malli joka ortotrooppinen laatta tai arina. Poikkisuuntainen jäykkyys (betoni) puolitetaan halkeilemattomasta arvostaan.
- Taipumat lasketaan halkeilleen ja halkeilemattoman taivutusjäykkyyden keskiarvon mukaan. Puristetun betonin ala 'voidaan' määrittää plastisuusteorian mukaan.

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

10

Kansilaatan halkeilun huomioon ottaminen voimasuureita laskettaessa

- Ensin lasketaan voimasuureet niin, että rakenne oletetaan halkeilemattomaksi sekä kenttä- että tukialueilla ($E_a \cdot I_1$).
- Hiipuman vaikutukset otetaan huomioon.
- Voimasuureiden yhdistelmänä käytetään käyttörajatilan ominaisyhdistelmää:
$$Ed = \Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
missä: $Q_{k,1}$ on yleensä liikennekuorma (LM1) ja $Q_{k,i}$ sisältää kutistuman, lämpötila- ja mahdollisesti tuulikuorman.
- Suoritetaan jännitystarkastelut halkeilemattomille poikkileikkauksille.
- Tukialue oletetaan halkeilleeksi sillä alueella, missä kansilaatan yläpinnan jännitys ylittää kaksinkertaisen betonin vetolujuuden arvon ($2 \cdot f_{ctm}$).
- Rakennemalli korjataan tätä vastaavaksi, eli tukialueen poikkileikkausarvot lasketaan ottamalla huomioon vain teräspalkki ja betoniteräkset ($E_a \cdot I_2$).
- Voimasuureet lasketaan jatkossa tätä mallia käyttäen sekä murto- että käyttörajatilatarkasteluissa.
- Standardi tarjoaa mahdollisuuden käyttää halkeilleena välitukialueen molemmin puolin aluetta, jonka pituus on 15 % jännemitasta, jos jännemittojen suhde on ≥ 0.6 .
- Halkeiluun vaikutus vääntöjäykkyyteen huomioidaan puolittamalla laatan paksuus.

Kansilaatan virumisen ja kutistumisen vaikutusten huomioon ottaminen

- Kutistuman ja viruman vaikutukset tulee ottaa huomioon 'tarpeen mukaan' – yleensä ne otetaan poikkeuksetta huomioon normaaleissa liittopalkkeissa, mutta voidaan jättää huomioon ottamatta 'teräspalkit betonissa'-rakenteissa.
- Normaali tapa on ottaa vaikutukset huomioon käyttämällä teräksen ja betonin kimmokertoimien suhteelle n (n_o ja n_L) tarkoituksenmukaista arvoa.
- Staattisesti määrätyissä rakenteissa kutistuma aiheuttaa vain sisäisiä jännityksiä, mutta staattisesti määräämättömissä rakenteissa myös pakkovoimatilan.
- Kimmokertoimien suhteelle käytetään arvoa:
$$n_L = n_o \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t_\infty, t_0)]$$
jossa $n_o = E_a / E_{cm}$ ($E_a = 210000$ MPa ja E_{cm} on betonin lyhytaikainen kimmokerroin)
 $\varphi(t_\infty, t_0)$ = virumaluku (t_0 = kuormitusikä)
 ψ_L = virumisen tehokerroin
= 1.10 pysyville kuormille, myös tukien painumille
= 0.55 kutistumalle ja hiipuman aiheuttamalle pakkovoimatilalle
= 1.50 kun jännitetään rakenne tukien korkeusasemia muuttamalla
- Kutistumalle kuormitusikä nä pidetään yhtä vuorokautta.
- Sillan päällysteille, kaiteille ja painumille kuormitusikä nä voidaan pitää 28 vrk:ta, ellei ole käytettävissä tarkempaa tietoa.

Kansilaatan virumisen ja kutistumisen vaikutusten huomioon ottaminen

- Viruman vaikutukset pysyvien kuormien (pintarakenteet) voimasuureiden jakaumaan on yleensä merkityksettömän vähäisiä normaaleilla jänteiltään 'sopusuhteisilla' silloilla.
- Jos sillassa on sekä liittorakenteisia ja ei-liittorakenteisia jänteitä, viruma muuttaa voimasuurejakautumaa ja voimasuureet on siksi laskettava sekä ennen virumaa että sen tapahduttua. Tällöin käytetään ψ_L :lle arvoa 0.55. Jos kaikki poikkileikkaukset kuuluvat poikkileikkausluokkaan 1 tai 2 eikä kiepahdus ole mahdollinen, ei viruman vaikutusta tarvitse ottaa huomioon murtorajatilatarkasteluissa.
- Kun kiepahdusmahdollisuutta ei ole, kutistuman vaikutukset voidaan jättää huomioon ottamatta murtorajatilatarkasteluissa väsymistarkasteluja lukuun ottamatta, jos sillan kaikki poikkileikkaukset kuuluvat poikkileikkausluokkaan 1 tai 2. Tämä koskee sekä sisäisiä vaikutuksia että pakkovoimatilaa.
- Kansilaatan halkeilleilla tukialueilla ei sisäisiä jännityksiä katsota syntyvän, joten näillä alueilla ei ole myöskään vaikutusta kutistuman aiheuttamaan pakkovoimatilaan.
- Viruman vaikutus kotelopalkkien vapaan väännön vääntöjäykkyyteen lasketaan pienentämällä betonilaatan paksuutta teräksen ja betonin liukumodulien suhteesta $n_{oG} = G_a/G_c$ lasketulla kertoimella (teräkselle $v = 0.3$ ja betonille $v = 0.2$):
$$n_{LG} = n_{oG} \cdot [1 + \psi_L \cdot \Phi(t_{\infty}, t_0)] \approx n_L$$
- Huom: tukialueella laatan paksuus on jo pienennetty puoleen halkeilun vuoksi.

Hiipuman ja kutistuman arviointi

- Hiipumakerroin $\phi(t_{\infty}, t_0)$ on riippuvainen kuormitusiästä t_0 ja tarkasteluajankohdasta, joka on normaalisti lopputilanne t_{∞} .
- Kuormitusiäksi voidaan yleensä valita kutistumalle 1 vrk ja omalle painolle (pintarakenteet, kaiteet) 28 vrk.
- Hiipumakerroin riippuu lisäksi rakenteen tehollisesta paksuudesta $h_0 = 2 \cdot A_c/u$.
- u :n arvossa pitäisi ottaa huomioon vain pinnat, joilta kosteutta voi poistua betonista eli eristyksen jälkeen kansilaatan yläpinta ei ole mukana. Näin ollen h_0 :n arvo lähes kaksinkertaistuu eristämisen jälkeen.
- n_1 -kerroin ei ole kuitenkaan kovin herkkä h_0 :n arvon tai kuormitusiän vaihteluille, kuten seuraavasta diasta selviää.
- Kutistuman arvo on riippuvainen rakenteen tehollisesta paksuudesta ja suhteellisen kosteuden (RH) arvosta.
- Tässäkään n_1 -kerroin ei ole herkkä h_0 :n arvon vaihteluille, sillä tehollisen paksuuden kaksinkertaistamisella on n_1 -kertoimeen samansuuruinen vaikutus kuin 5 %:n muutoksella suhteellisen kosteuden arvoon, joka virhe voi hyvin olla todellisuutta
- Seuraavalla dialla on vertailulaskelmaa edellä esitetystä.

Kertoimet n_0 ja n_L

- Jos betoni C30/S37 tai C35/S45, suhteellinen kosteus $RH = 80 \%$, $2A/u = 250 \dots 500$ mm, kutistuma alkaa 1 vrk iässä (EN 1994-2 kohta 5.4.2.2(4)) ja liittorakenteen kuormitus alkaa 14...28 vrk:n iässä:
 - => - $k_f = 0.70 \dots 0.80$
 - loppukutistuma on $228 \dots 278 \cdot 10^{-6}$
 - $\Phi_{RH} = 1,170 \dots 1,279$
 - $\beta(t_0) = 0.488 \dots 0.557$ (kutistumalle 0.909)
 - $\beta(f_{cm}) = 2.562 / 2.725$
 - => $\varphi(t_{\infty}, t_0) = 1.46 \dots 1.94$ (kutistumalle 2.91...3.16)
 - $n_0 = 6.16 \dots 6.40$
 - $\psi_L = 1.10 / 0.55 / 1.50$ (pysyvät kuormat / kutistuma / siirtymätila), EN 1994-2, kohta 5.4.4.2(2)
 - $n_L = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(\infty, t_0)]$
 $= 16.3, \dots 18.8 / 15.0 \dots 16.4 / 20.7 \dots 23.0$ (pysyvät kuormat / kutistuma / siirtymätila)
- => voitaisiin käyttää:
 - $n_0 = 6$ lyhytaikaisille kuormille ja
 - $n_L = 18$ kaikille muille kuormille/vaikutuksille

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

15

Kutistuman ja poikkileikkauksen lämpötilaerojen käsittely

- Lineaarinen lämpötilaero liittokenteen ylä- ja alapinnan välillä aiheuttaa jännityksiä staattisesti määräämättömiin rakenteisiin vain pakkovoimatilan kautta – staattisesti määrättyihin rakenteisiin syntyy vain muodonmuutoksia, mutta ei lainkaan jännityksiä (tämä johtuu siitä, että teräksen ja betonin lämpölaajenemiskerroin oletetaan samaksi).
- Kutistuma ja 'hyppäyksellinen' lämpötilaero teräspalkin ja kansilaatan välillä aiheuttaa aina sisäisen jännitystilän ja tämän lisäksi pakkovoimatilan ja siitä syntyvän (lineaarisen) jännitystilän.
- Käytännön laskennassa (esimerkiksi arinamallilla) voidaan kutistuma ja hyppäyksellinen lämpötilaero muuttaa lineaariseksi seuraavasti:
 $dT_{hyp>lin} = (A_c \cdot a_c \cdot d \cdot dT_{hyp}) / I_n$, jossa
 - A_c = kansilaatan toimiva poikkileikkaus betoniteräksineen ($n = 6$)
 - a_c = A_c :n painopisteen etäisyys liittopalkin painopisteaksellilta
 - d = liittorakenteen kokonaiskorkeus
 - dT_{hyp} = hyppäyksellinen lämpötilaero kansilaatan ja teräspalkin välillä
 - I_n = liittopoikkileikkauksen hitausmomentti ($n = 6$)

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

16

Kutistuman ja poikkileikkauksen lämpötilaerojen käsittely

- Vastaava kutistuman muuttamiseksi lineaarisesti 'lämpötilaeroksi':
 $dT_{\epsilon > lin} = (\epsilon_s \cdot A_c \cdot a_c \cdot d) / (\alpha \cdot I_n)$, jossa edellä mainittujen lisäksi
- ϵ_s = kutistuman arvo
- α = teräksen lämpölaajenemiskerroin, $12 \cdot 10^{-6}$
- A_c , a_c , d ja I_n lasketaan kutistumaa vastaavalla n-arvolla ($n_L = 18$)
- Lineaaristen lämpötilaerojen käsitteleminen on yleensä yksinkertaisempaa ohjelmallisesti.
- Kutistuman ja hyppäyksellisen lämpötilaeron kokonaisjännitykset syntyvät sisäisen ja pakkovoimista syntyvien jännitysten summana.
- Välitukien alueilla, jossa kansilaatta on oletettu halkeilleeksi, sisäisiä jännityksiä ei synny, joten vain pakkovoimatilat aiheuttavat tälle alueelle jännityksiä.
- Koska 'teräspalkit betonissa' kuuluu aina pl-luokkaan 1, ei edellä esitetty koske sitä, koska ilmiötä ei tarvitse käsitellä.

Materiaalit ja materiaalien osavarmuusluvut

- Rakenneteräs:
- EN 1993-1-1 taulukko 3.1 tai EN 10025-2...6, 10210-1, 10219-1
 - $f_y = R_{eH}$ = ylempi myötöraja / $f_u = R_m$ = murtolujuus
 - sitkeys: $f_u / f_y \geq 1.10$ / murtovenymä $\geq 15\%$ / $\epsilon_u \geq 15 \cdot f_y / E$
 - EN 1993-1-10 => Z_{Ed} ; EN 10164 => Z15, Z25 tai Z35
 - $\alpha = 10^{-5} / ^\circ C$ epätasaisille lämpötiloille, $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} / ^\circ C$ muuten
 - $E = 210000$ MPa, $G = 81000$ MPa, $\nu = 0.3$
 - $\gamma_{M0} / \gamma_{M1} / \gamma_{M2} = 1.0 / 1.10 / 1.25$ (EN 1993-2 taulukko 6.1)
 - $\gamma_{Mf} = 1.35$ väsymiselle, varman kestämisen periaate / EN 1993-1-9
 - $\gamma_{Mser} = 1.00$ EN 1993-2 kohta 7.3(1)

- Vaarnapulttit:
- teräs EN 10025-2 - S235J2C+N (kylmämuokkaus tai lastuava työstö)
 - teräs EN 10025-2 - S355J2+N (ei kylmämuokkausta)
 - $f_u = R_m = 450 \dots 600$ Mpa (EN13918: 400...550 MPa / ≥ 450 MPa)
 - $\gamma_v = 1.25$ jolloin
 - $P_{Rd} = 0.110$ MN / $\Phi 22$ mm teräksen mukaan, kun betoni $\geq C30/S37$
 - $\gamma_{Mf,s} = 1.25$ väsymiselle (varrelle laskettu leikkausjännitys)
 - käyttörajatilassa ominaisyhdistelmälle $P_{Ed} \leq 0.6 \cdot P_{Rd} = 0.066$ MN
 - $\Delta P_{Rd} = 0,0274$ MN $= \pi \cdot (22/2)^2 \cdot 90 / 1.25$

Materiaalit ja materiaalien osavarmuusluvut

- Betoni:**
- EN 1992-1-1 ja EN 1992-2
 - $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ liittorakenteen yläpaarteena toimivalle kansilaatalle
 - $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$ kansilaatalle muuten
 - $\gamma_c = 1.50$
 - $\gamma_{c,fat} = 1.50$ väsymiselle, EN 1992-1-1 taulukko 2.1N
 - $\sigma_c \leq k_1 \cdot f_{ck} = 0.60 \cdot f_{ck}$ (x EN 1992-1-1 kohta 7.2(3))
 - $\sigma_c \leq k_2 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot f_{ck}$ (xx EN 1992-1-1 kohta 7.2(3))
- Betoniteräs:**
- EN 1992-1-1 ja EN 1992-2
 - $E = 200000$ MPa, liittoikkileikkauksessa: $E = 210000$ MPa
 - $f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s$
 - $\gamma_s = 1.15$
 - $\gamma_{s,fat} = 1.15$ väsymiselle, EN 1992-1-1 taulukko 2.1N
 - $\sigma_s \leq k_3 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot f_{yk}$ (x EN 1992-1-1 kohta 7.2(5) tai
 - $\sigma_s \leq k_4 \cdot f_{yk} = 1.0 \cdot f_{yk}$ (x EN 1992-1-1 kohta 7.2(5) / pakkosiirtymä
 - vetolujittuminen otettava huomioon
- x) ominaisyhdistelmälle
 - xx) pysyvälle kuormalle

Kuormat ja kuormitusyhdistelmät

- Kuormat EN 1991-2 (EN1991-4,-5) mukaan ja yhdistelyt EN 1990/A1 Annex A2 mukaan:

Murtorajatilassa: $Ed = \xi V_{Gj,sup} G_{kj,sup} + V_{Gj,inf} G_{kj,inf} + V_P P + V_{Q,1} Q_{k,1} + \sum V_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

missä: $\xi V_{Gj,sup} = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$

$V_{Gj,inf} = 0,90$

$V_P = 1,1 / 0,9$ (siirtymätilalla jännitettäessä)

$V_{Q,i} = 1,35 / 1,45$ (tie-/ratasilta)

$V_{Q,i} = 1,50$ (muille kuin liikennekuormille).

Väsymiselle: $Ed = \sum G_j + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum V_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i} + FLM3$ (tavallinen yhd. + Q_{fat})

kun: $Q_{k,1}$ on lämpötilakuorma, jolle $\psi_{1,1} = 0,6$

$\psi_{2,i} = 0$ kaikille muille kuin lämpötilakuormalle,

ja kutistuma voi olla mukana, jos epäedullinen, joten Ed supistuu muotoon:

$$Ed = \sum G_j + P + (0 \text{ tai } 1) \cdot S + 0.6 \cdot T + FLM3$$

Kuormat ja kuormitusyhdistelmät

Käyttörajoituksissa:

Ominaisyhdistelmä: $E_d = \Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$

missä: $Q_{k,1}$ on yleensä liikennekuorma (LM1) ja

$Q_{k,i}$ sisältää lämpötila- ja mahdollisesti tuulikuorman.

Tälle yhdistelmälle tarkistetaan sillan eri osien jännitykset (ottaen shear lag –ilmiö huomioon) ja vaarujen leikkausvoima.

Tavallinen yhdistelmä: $E_d = \Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$

missä: $Q_{k,1}$ on yleensä liikennekuorma (LM1) jolle $\psi_{1,1} = 0,75 / 0,40$ ja

$Q_{k,2}$ on yleensä vain lämpötilakuorma, jolle $\psi_{2,2} = 0,5$

Tälle yhdistelmälle tarkistetaan sillan taipuma, teräsrakenteen jännitysvaihtelu, uuman hengittäminen ja halkeamat / injektioitu ankkurijänne.

Pitkäaikaisyhdistelmä: $E_d = \Sigma G_{k,j} + P + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$

missä: $Q_{k,1}$ on yleensä liikennekuorma (LM1 / UDL / $\psi_{2,1} = 0,3$) ja

$Q_{k,i}$ sisältää vain lämpötilakuorman ($\psi_{2,2} = 0,5$).

Tälle yhdistelmälle tarkistetaan kansilaatan puristusjännitys ja kansilaatan halkeamat.

Eri rakennesysteemeissä syntyneiden voimasuureiden yhdistely

- Pääkannattajasysteemin voimasuureiden ja paikallisten voimasuureiden/jännitysten yhdistelyn (kohta 5.4.4) osalta viitataan EN 1993-2 liitteeseen E:
 $\sigma_{Ed} = \sigma_{loc,Ed} + \psi \cdot \sigma_{glob,Ed}$ tai
 $\sigma_{Ed} = \psi \cdot \sigma_{loc,Ed} + \sigma_{glob,Ed}$
jossa: - σ_{Ed} on jännityksen yhdistelystä saatu mitoitusarvo = suurempi saaduista arvoista
- $\sigma_{loc,Ed}$ jännitys paikallisesta kuormasta (yleensä pyöräkuorma)
- $\sigma_{glob,Ed}$ jännitys pääkannattajasysteemistä
- ψ on yhdistelykerroin: $\psi = 1,0$, kun jännemitta ≤ 20 metriä
= $0,7$, kun jännemitta ≥ 40 metriä
(väliarvot 20 ... 40 metriä lineaarisella interpolaatiolla)
- Tätä menettelyä käytetään ensisijaisesti ortotrooppikannen mitoituksessa (pääkannattaja <> pituusjäykiste tai pituusjäykiste <> kansilevy)
- Oikeastaan ortotrooppiselle kansilevyllä olisi kolme eri rakennesysteemiä: kansilevy, pituusjäykiste ja pääkannattaja, näiden yhdistämiseen eurokoodi ei ota mielestäni kantaa
- EN 1994-2 mukaan tätä menettelyä käytetään murtorajatilatarkastelussa kansilaatan globaalien ja paikallisten vaikutusten yhdistämisessä.
- Sekä väsytyksen että käyttörajatilatarkasteluissa kansilaatan osalla paikalliset ja globaalit vaikutukset summataan suoraan.

Murtorajatilatarkastelut

- Ainakin seuraavat tarkastelut tulee aina tehdä:
 - poikkileikkauksen kestävyys taivutukselle ja leikkaukselle
 - teräspalkin ja kansilaatan välisen liitoksen leikkaus kestävyys ja
 - väsymiskestävyysnämä riittävät yleensä 'teräspalkit betonissa' – rakenteelle.
- Lisäksi tarvitaan 'normaalille' liittopalkkisillalle lähes aina:
 - kiepahduskestävyys
- Ja kaikille liittopalkkisilloille kestävyys rakennusaikaisissa tilanteissa:
 - asennuksen aikana
 - kansilaatan valun aika.
- Teräspalkkien asennuksen ja kansilaatan valun aikana tarkastelut kohdistuvat muuhun kuin liittorakenteeseen:
 - poikkipalkit / -ristkot
 - vaakaristikko
 - teräspalkit

Huomioon otettavat rakentamisen aikaiset tilanteet

- Teräsrakenteen asennuksen aikaiset tilanteet:
 - kaikki asennuksen vaiheet (työntö, nosto jne.)
 - uuman puristuskestävyys tukireaktion vaikuttaessa asennuksen eri vaiheissa kannattajan eri kohdissa
 - poikkirakenteiden kestävyys (puristetun paarteen ohjaus, mahdolliset taitekohdat)
- Kansilaatan valun aikaiset tilanteet:
 - Suomessa kansilaatta valetaan lähes poikkeuksetta yhtenä valuna sillan päästä päähän käyttäen riittävän pituista hidastusta betonimassassa, jotta sitoutuminen alkaa vasta noin jännemitan valurintamaa jäljessä
 - Tällöin valun aikainen tilanne mitoittaa poikkeuksetta teräskannattajan yläpaarteen kenttien alueella
 - Tilanteessa on otettava huomioon seuraavat asiat:
 - teräspalkin taivutuskestävyys
 - yläpaarteen mahdollinen poikittainen taivutus (jos ulokepukin vetotangot on kiinnitetty uumaan välittömästi paarteen alapuolelle)
 - uuman poikittainen kuorma / vetotanko
 - yläpaarteen vakavuus (kiepahdus)
 - poikkirakenteiden kestävyys ja/tai ehdot telinesuunnittelulle
 - taitekohtien poikkirakenteet (ilman kansilaattaa)

Poikkileikkauksen kestävyys taivutukselle

- Kolme eri mitoitustapaa:
 - jäykkäplastinen teoria:
 - pl-luokka 1 tai 2
 - ei jänneteräksillä jännittämistä
 - kaikki poikkileikkauksen osat saavuttavat suunnittelulujuuden koko korkeudeltaan
 - poikkileikkauksen plastinen taivutuskestävyys on riippuvainen vain poikkileikkauksen mitoista ja materiaalien suunnittelulujuuksista
 - epälineaarinen teoria:
 - pl-luokka 1 tai 2
 - liittopoikkileikkauksen tasot säilyvät tasoina
 - jännitykset lasketaan rakennusaineiden standardeissa määriteltyjä jännitysmuodonmuutoskäyrien mukaan, poikkileikkaukset voivat olla osittain plastisoituneet
 - kimmoteoria:
 - kaikki pl- luokat 1...4
 - liittopoikkileikkauksen tasot säilyvät tasoina
 - jännitysmuodonmuutos – yhteys lineaarinen
 - poikkileikkauksen kimmainen taivutuskestävyys on riippuvainen materiaaliominaisuuksista sekä teräs- ja liittopoikkileikkausta rasittavien taivutusmomenttien suhteesta

Poikkileikkausten luokitus

- Luokitus tapahtuu periaatteessa EN 1993-1-1 mukaan seuraavilla tarkennuksilla (poikkileikkauksen luokka = heikoimman osan luokka):
- Puristetun ja kansilaataan vaarnoilla kiinnitetyn teräspalkin yläpaarteiden luokka on valmiissa rakenteessa 1, jos vaarnatappien väli $\leq 22 \cdot t_f \cdot \epsilon$.
- Kansilaatan valun aikana yläpaarteiden luokka määritellään normaalisti ja on yleensä 3 tai 4.
- Jos uuma kuuluu luokkaan 3, mutta puristettu parre 1- ta 2-luokkaan, voidaan poikkileikkausta käsitellä 2-luokan mukaan EN 1993-1-1 kohdassa 6.2.2.4 esitetyllä tavalla ('reikä uumassa').
- Uumat, joissa on pituussuuntaisia jäykisteitä kuuluvat aina 4-luokkaan.
- Yleensä valmiin rakenteen kenttäalueet kuuluvat luokkaan 1 tai 2, mutta tukialueet luokkaan 3 tai 4.
- Teräspalkit betonissa rakenteissa yksijänteisissä silloissa teräspoikkileikkaukset kuuluvat valuvaihetta lukuun ottamatta 1- luokkaan.
- Jatkuissa 'teräspalkit betonissa' silloissa tukialueen puristetun alapaarteiden luokka on 1, jos $c/t \leq 9\epsilon$; 2, jos $c/t \leq 14\epsilon$; 3, jos $c/t \leq 20\epsilon$; ja muulloin 4. Kaavoissa t on alapaarteiden paksuus ja c sen kaulahitsin ulkopuolinen leveys.

Shear lag ja poikkileikkauksen luokitus paarrepakassa

- EN 1994-2 kohdassa 5.5.2(2) viitataan eurokoodin EN 1993-1-1 taulukkoon 5.2 poikkileikkausten luokitteluksi. Suomessa liittorakenteiset sillat ovat usein jännemitoiltaan niin suuria, että välitukien kohdilla molemmat ja kenttäalueilla alapaarteet muodostuvat useasta päällekkäisestä paarrelevystä. Tällaisen paarrepakan luokitus tai shear lag -ilmiöön ei EN 1993-1-1 tai 1993-2 ota kantaa.
- Shear lag -ilmiön tarkastelu voitaisiin tehdä esimerkiksi seuraavalla tavalla:
 - Käytetään paarteiden leveydenä tehollista leveyttä määrättäessä uuman kummallakin puolella mitta, joka on peruslevyn uuman ulkopuolinen mitta lisättyinä kunkin lisälevyn leveyden puolikkaalla.
 - Lopullisina paarrelevyjen tehollisina leveyksinä uuman kummallakin puolella käytetään peruslevylle sen täyttä leveyttä ja kullekin lisälevylle mitta, joka saadaan vähentämällä lasketusta tehollisesta leveydestä peruslevyn puolikas. Tällöin kaikkien levyjen tulee olla saman paksuisia.
- Koska paarrelevyjen leveys on suurimmillaan noin 1400 mm (800 mm) ja se on myös suurin em. peruslevyn ja lisälevyn puolikkaan yhteenlaskettu arvo, pitää 0-kohtien välin L_e olla pienempi kuin $50 \times 1.40 = 80$ (40) metriä, jotta paarrepakan teholliset leveydet olisivat todellisia leveyksiä pienempiä. Tilanne on usein näin.
- Myöskään paarrepakan luokitteluun ei EN 1993-1-1 / -5 anna ohjetta. Lisälevy voitaneen luokitella reunoiltaan tuettuna, mutta voidaanko peruslevy luokitella uuman kohdalta ja reunalta tuettuna? Peruslevyn reuna on kuitenkin 'jäykistetty'

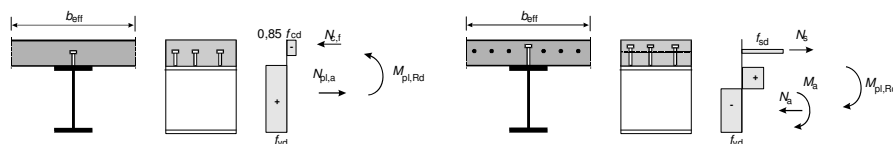
Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

27

Jäykkäplastisen teorian mukainen poikkileikkauksen taivutuskestävyys

- Tehdään seuraavat oletukset:
 - Leikkausliitos täydellinen
 - Koko teräspoikkileikkauksen alalla vaikuttaa suunnittelulujuuden $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$ suuruinen jännitys, koska $\gamma_{M0} = 1.0$, $f_{yd} = f_y$ eli teräksen myötöraja
 - Myös koko palkin suuntaisessa betonirauhoituksessa vaikuttaa suunnittelulujuuden $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$ suuruinen veto- tai puristusjännitys eli koska $\gamma_s = 1.15$, niin $f_{sd} = f_{sk} / 1.15$
 - Betonin suunnittelulujuus puristukselle on $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$, jossa $\gamma_c = 1.5$. Puristetun betoni-poikkileikkauksen jännitys on taivutuskapasiteetin laskennassa $0.85 \cdot f_{cd}$ kokopuristetun osan korkeudella. Vedettyä betonia ei oteta huomioon.
- Tällöin poikkileikkauksen jännitysjakautuma on alla olevien kuvien mukainen
Kenttäalueella (betoniosa puristettu): Tukialueella (betoniosa vedetty):



- $M_{pl,Rd}$ lasketaan normaalisti tasapainoehdosta lähtien.

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

28

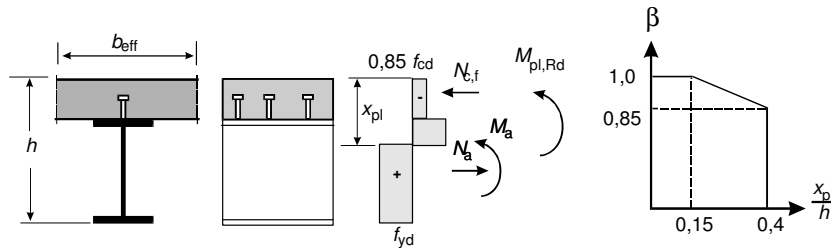
Jäykkäplastisen teorian mukainen poikkileikkauksen taivutuskestävyys

- Koska silloissa käytetään jopa S420 ja S460 teräslaatuja, voi puristetun kansilaatan betonin muodonmuutos nousta liian suureksi neutraaliakselin sijaitessa selvästi teräspalkin yläpaarteen alapuolella, rajoitetaan plastinen taivutuskestävyys arvoon:

$$M_{pl,Rd} = \beta M_{pl,Rd}$$

jos rakenneteräs on luokkaa S420 tai S460.

- Kertoimen β arvo riippuu plastisen neutraaliakselin etäisyydestä kansilaatan yläpinnasta seuraavasti:



Silloilla, joissa käytetään yleisesti rakenneterästä S420 tai S460, joudutaan usein käyttämään em. reduktiota kenttäpoikkileikkauksissa.

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

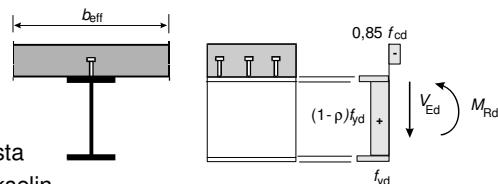
Liittopalkkisilta

29

Jäykkäplastisen teorian mukainen poikkileikkauksen taivutuskestävyys

- epäsuhtailla jänteillä käytettävä reduktio tulee em. reduktion lisäksi eli jos
 - vierekkäisten jänteiden suhde < 0.6 ja
 - ko. jänteiden välisen tukialueen poikkileikkaus kuuluu luokkaan 3 tai 4, niin:
 - $M_{pl,Rd} = 0.9 \cdot M_{pl,Rd}$, kun palkin teräs ei ole S420 ja S460
 - $M_{pl,Rd} = 0.9 \cdot \beta \cdot M_{pl,Rd}$, kun palkin teräs on S420 ja S460.
- Hybridipalkilla paarteen f_{yd} voi olla kaksinkertainen uuman f_{ywd} , mutta taivutuskestävyyttä laskettaessa uuman jännitys rajoitetaan f_{ywd} :hen ja uuman toimiva poikkileikkaus määrätään f_{ywd} :tä käyttäen
- Leikkausvoiman vaikutus poikkileikkauksen taivutuskestävyyteen lasketaan 1 ja 2 luokan poikkileikkauksilla periaatteessa EN 1993-1-1 kohdassa 6.2.8 esitetyllä tavalla pienentämällä uuman suunnittelulujuuden arvoa taivutukselle kertoimella $(1 - \rho)$, jossa

$$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2$$
 ellei suhde $V_{Ed} / V_{Rd} \leq 0.5$, jolloin leikkaus ei vaikuta poikkileikkauksen taivutuskestävyyteen
- Em. toimenpiteen aiheuttamaa muutosta poikkileikkauksen plastisen neutraaliakselin paikkaan ei kuitenkaan tarvitse ottaa huomioon poikkileikkausta luokiteltaessa



Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

30

Jäykkäplastisen teorian mukainen poikkileikkauksen taivutuskestävyys

- Kun liittopalkkiin vaikuttaa joko taivutus kahden akselin suhteen, yhdistetty taivutus ja vääntö tai rakennekokonaisuuden ja paikallisten vaikutusten yhdistelmä, otetaan huomioon standardin EN 1993-1-1: 2005 kohta 6.2.1(5): 'kimmoteorian mukaisessa mitoituksessa voidaan käyttää seuraavaa myötöehtoa poikkileikkauksen kriittisissä pisteissä, ellei muu yhteisvaikutuskaava ole soveltuva, ks 6.2.8 – 6.2.10':

$$(\sigma_{x,Ed})^2 + (\sigma_{z,Ed})^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot (\tau_{x,Ed})^2 = (f_y / \gamma_{M0})^2$$

missä:

$\sigma_{x,Ed}$ on pituussuuntaisen jännityksen mitoitusarvo tarkasteltavassa kohdassa

$\sigma_{z,Ed}$ on poikittaisen jännityksen mitoitusarvo tarkasteltavassa kohdassa ja

$\tau_{x,Ed}$ on leikkajännityksen mitoitusarvo tarkasteltavassa kohdassa.

- Em. kohdan huomautuksessa todetaan vielä, että tätä menetelmää käytetään vain, jos yhteisvaikutusta ei voida tarkastella yksittäisten kestävyysien N_{Rd} , M_{Rd} ja V_{rd} perusteella.
- Kaikkien liittopalkkisiltojen, joissa on vaakaristikko lähellä pääkannattajien alapaarteiden tasoa, rakenne on 'tarkoituksenmukainen' kotelo. Tällöin liittorakenteisiin pääkannattajiin vaikuttaa yhtäaikainen taivutus ja vääntö.
- Eurokoodin EN 1993-1-1: 2005 kohdassa 6.2.8 esitetään väännön ja leikkauksen vaikutus taivutuskestävyyteen, joten yhteisvaikutus voidaan tarkastella yksittäisten kestävyysien avulla. Normaaliavoima esiintyy harvoin liittosillan mitoituskuormana.

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

31

Epälineaarisen teorian mukainen poikkileikkauksen taivutuskestävyys

- Kun joku poikkileikkauksen osa ylittää myötörajan, jännitykset eivät enää jakaudu lineaarisesti.
- Jännitysmuodonmuutosyhteytenä kaikille materiaaleille käytetään ao. materiaalistandardien mukaista jännitys-muodonmuutuskäyrää eli yhteys jännityksen ja muodonmuutoksen välillä on lineaarinen suunnittelulujuuteen asti ja sen jälkeen 'käyrä' on vaakasuora eli jännitys ei kasva muodonmuutoksen kasvaessa.
- Kun plastinen taivutuskestävyys voidaan laskea suoraan suunnittelulujuuksien ja poikkileikkaustietojen perusteella, epälineaarisen alueen taivutuskestävyyden määrittäminen johtaa iteraatioon, joka voidaan tehdä ohjelmallisesti tai standardin esittämällä likimääräismenettelyllä:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{kun } N_c \leq N_{c,el}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{kun } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f}$$

missä:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed}$$

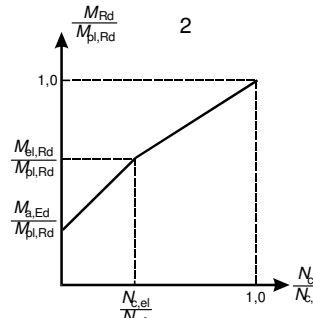
Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

32

Epälineaarisen teorian mukainen poikkileikkauksen taivutuskestävyys

- $M_{a,Ed}$ = teräspoikkileikkausta rasittava momentti (teräsp. + kansil. + muotit)
 - $M_{c,Ed}$ = liittopoikkileikkausta rasittava momentti (pintar. + liikenne)
 - $k = [(f_{yd} - \sigma_{MaEd}) / W_c] / M_{cEd}$ (yleensä alapaarteen jännityksen mukaan) tai
 $= (M_{el,Rd} - M_{aEd}) / M_{cEd}$ yleispätevämmän
 - N_c = kansilaatan puristusresultantti
 - $N_{c,el}$ = kansilaatan puristusresultantti, kun
kun $\sigma_{alap.} = f_{yd}$ (yleensä)
 - $N_{c,f} = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_c$
 - $M_{el,Rd}$ = momentti, kun $\sigma_{alap.} = f_{yd}$
 - $M_{pl,Rd} = M_{pl,Rd}$ tai
 $= 0.9 \cdot M_{pl,Rd}$ tai
 $= 0.9 \cdot \beta \cdot M_{pl,Rd}$
- Kun $N_c \leq N_{c,el}$, voidaan N_c laskea suoraan kimmoteorian kaavoilla
Kun $N_c > N_{c,el}$, joudutaan iteraatioon tai edellisen dian jälkimmäisen kaavan likimääräiseen menettelyyn, joka on graafisessa muodossa ohessa.



Epälineaarisen teorian mukainen poikkileikkauksen taivutuskestävyys

- Leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen lasketaan kuten edellä jäykkäplastisen teorian mukaisen poikkileikkauksen yhteydessä on esitetty eli pienentämällä uuman suunnittelulujuuden arvoa taivutukselle kertoimella $(1 - \rho)$, jossa
 $\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2$
ellei suhde $V_{Ed} / V_{Rd} \leq 0.5$, jolloin leikkaus ei vaikuta poikkileikkauksen taivutuskestävyyteen
- Tässäkään yhteydessä em. toimenpiteen aiheuttamaa muutosta poikkileikkauksen plastisen neutraaliakselin paikkaan ei kuitenkaan tarvitse ottaa huomioon poikkileikkausta luokiteltaessa

Kimmenteorian mukainen poikkileikkauksen taivutuskestävyys

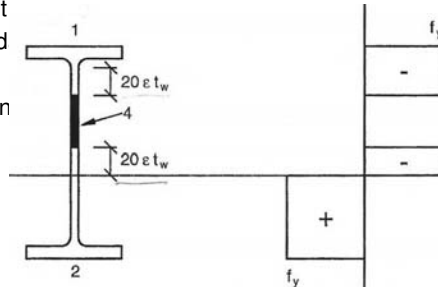
- Rajoitetaan jännitys
 - betonissa $f_{cd} = f_{sk}/1.15$
 - betoniteräksissä $f_{sd} = f_{sk}/1.5$
 - rakenneteräksessä $f_{yd} = f_{yk}/1.0$.
- Jo voimasuureita laskettaessa määritellyllä kansilaatan halkeilleella alueella kansilaatasta otetaan toimiviksi vain betoniteräkset
- Kenttäalueilla betoniteräkset 'voidaan' ottaa mukaan toimivaan poikkileikkaukseen
- Siis mitoitusehto on:
 $M_{Ed} \leq M_{el,Rd} (= M_{a,Ed} + k M_{c,Ed})$, jolla ei käytännön mitoituksessa ole käyttöä, vaan tarkastetaan kentissä yleensä, että:
- kenttäalueilla (koska yläpaarten määrää yleensä kansilaatan valuvaihe):
 $\sum \sigma_{alapp.} \leq +f_{yd}$ ja
- tukialueilla:
 $\sum \sigma_{alapp.} \geq -f_{yd}$ alapaarteessa tai
 $\sum \sigma_{ylapp.} \leq +f_{yd}$ yläpaarteessa
- Summaus \sum pitää siis sisällään eri rakenteen 'toimintavaiheissa' niitä vastaavia pl-arvoja käyttäen lasketut jännitykset – sisäiset ja ulkoiset.

Kimmenteorian mukainen poikkileikkauksen taivutuskestävyys

- Jos teräspoikkileikkaus kuuluu luokkaan 3 tai 4, menettely on seuraava:
 - Ensimmäisessä vaiheessa poikkileikkaukseen rakentamisen eri vaiheissa syntyvät jännitykset lasketaan kimmenteorian mukaan huomioonottaen vain kansilaatan ja teräspalkin paarteiden toimivat leveydet (shear lag), mutta uuma kokonaisuutena.
 - Näin saadun kokonaisjännitystilän perusteella määritellään paarteiden (shear lag ja lommahdus) ja uuman (lommahdus) teholliset mitat.
 - Kansilaatan toimiva leveys pysyy tietenkin koko ajan samana.
 - Saadulle (lopulliselle) teholliselle poikkileikkaukselle lasketaan poikkileikkauksen jännitystila ja muutetaan mittoja, jos jännitykset ylittyvät.
- Menettely johtaa muutamaan iteraatiokierrokseen.
- Aina tulee kuitenkin tarkistaa kansilaatan valutilanne jo 'lopullisesti' mitoittaen ennen edellä kuvatulla tavalla saadun poikkileikkauksen hyväksymistä, koska yläpaarten ja uuman poikkileikkausluokka on valuaikana yleensä ≥ 3 ja/tai yläpaarten vakavuus puristettuna paarteena on mitoituksen kannalta kriittinen
- Paarteiden jännitykset voidaan laskea niiden paksuuden keskilinjalla

Kimmenteorian mukainen poikkileikkauksen taivutuskestävyys

- Jos uuma on luokkaa 3, mutta paarteet luokkaa 1 tai 2, voidaan tarkastelu tehd 'hole in web' – tavalla EN 1993-1-1 kohdan 6.2.2.4 mukaan jäykkäplastisen teorian mukaan.



- Eli puristetusta uumasta otetaan huomioon sekä neutraaliakseliin että puristettuun paarteeseen välittömästi liittyvä $20 \cdot \epsilon \cdot t_w$ -korkeinen osa.
- Neutraaliakseli määritetään plastisuusteorian mukaan
- Tässäkin joudutaan iteraatioon, koska neutraaliakselin paikka uuman 'reiän' seurauksena
- Yleensä menettely tulee kysymykseen sillan välitukien alueella laatan ollessa vedetty. On huomattava, että pituusjäykisteillä varustettu uuma kuuluu aina poikkileikkausluokkaan 4, joten tällöin ei eo. menettelyä voi soveltaa

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

37

Kimmenteorian mukainen poikkileikkauksen taivutuskestävyys

- Leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen määrätään soveltaen EN 1993-1-5 kohtaa 7.1 käyttäen jännityksinä liittoikkileikkaukselle laskettuja jännityksiä:
- Jos leikkausvoima V_{Ed} on alle 50 % pelkän uuman leikkauslujuudesta $V_{bw,Rd}$ ei taivutuskestävyyttä tarvitse pienentää leikkausvoiman vuoksi.

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad \text{EN 1993-1-5 kohdan 5.2 mukaan}$$

- Muulloin yhteisvaikutuskaavan pitää toteutua:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

- Kaavassa:

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

- $M_{f,Rd}$ on pelkkien paarteiden toimivien leveyksien mukaan laskettu plastinen taivutuskestävyys ja
- $M_{pl,Rd}$ on kuten edellinen, mukana myös redusoimaton uuma
- Yhteisvaikutuskaava on voimassa, kun $M_{Ed} \geq M_{f,Rd}$, mikä on tietenkin luonnollista.

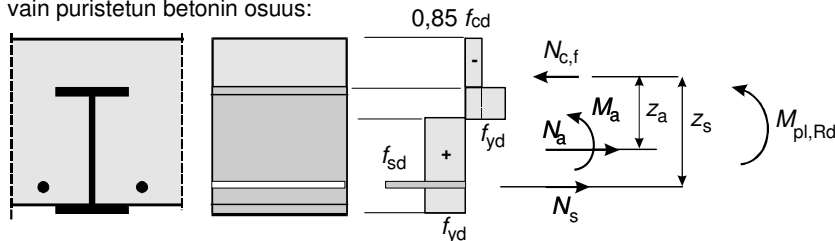
Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

38

'Teräspalkit betonissa' –poikkileikkauksen taivutuskestävyys

- Aina voidaan käyttää jäykkäplastista teoriaa (jatkuissa rakenteissa kannattaa alapaarre tukialueilla 'muotoilla' siten, että $c/t \leq 9 \cdot \epsilon$), koska poikkileikkaus on aina luokkaa 1.
- Näin ollen kutistuman ja hiipuman vaikutusta ei tarvitse ottaa huomioon.
- Käytännössä poikkileikkauksen taivutuskestävyys määrätään aivan kuten poikkileikkausluokan 1 normaalissa liittopalkkipoikkileikkauksessa ottaen huomioon vain puristetun betonin osuus:



- 'Epäsuhtaisten jänteiden sääntö' ei koske 'teräspalkkeja betonissa', koska sillan poikkileikkaus ei ole miltään osin luokkaa 3 tai 4

Poikkileikkauksen leikkauskestävyys ja leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen 'teräspalkit betonissa'

- Palkin leikkauskestävyyden perusarvona käytetään teräspalkin uuman leikkauskestävyyttä.
- Paarteiden tuoma lisä voidaan ottaa huomioon EN 1993-1-5 mukaan, mutta sen vaikutus on marginaalinen.
- Uuman leikkauskestävyys on (luokka 1) EN 1993-1-1 kohdan 6.2.6(2) mukaisesti:

$$\begin{aligned} V_{pl,Rd} &= \eta \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yw} / (3^{0.5} \cdot \gamma_{M0}) \quad (\eta = 1.2 \text{ ja } \gamma_{M0} = 1.0) \\ &= 0.7 \cdot t_w \cdot f_{yw} \cdot f_{yw} \\ &= 0.7 \cdot A_w \cdot f_{yw} \end{aligned}$$

- Jos $V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0.5$, leikkaus ei vaikuta poikkileikkauksen taivutuskestävyyteen
- Leikkausvoiman vaikutus poikkileikkauksen taivutuskestävyyteen lasketaan, koska uuman poikkileikkausluokka on 1, periaatteessa EN 1993-1-1 kohdassa 6.2.8 esitetyllä tavalla pienentämällä uuman suunnittelulujuuden arvoa taivutukselle:

$$f_{ydw,red} = (1 - \rho) \cdot f_{ydw}$$

jossa

$$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$$

- Em. toimenpiteen aiheuttamaa muutosta poikkileikkauksen plastisen neutraaliakselin paikkaan ei kuitenkaan tarvitse ottaa huomioon poikkileikkausta luokiteltaessa

Liittopalkin leikkauskestävyys

- Plastisuusteorian mukainen palkin leikkauskestävyys ja on sama kuin edellä 'teräspalkit betonissa'- rakenteelle esitetty (poikkileikkausluokka 1 ja 2):

$$\begin{aligned} V_{pl,Rd} &= V_{pl,a,Rd} \text{ eli pelkän palkin uuman leikkauskestävyys} \\ &= \eta \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yw} / (3^{0.5} \cdot \gamma_{M0}) \quad (\eta = 1.2 \text{ ja } \gamma_{M0} = 1.0) \\ &= 0.7 \cdot t_w \cdot f_{yw} \cdot f_{yw} \\ &= 0.7 \cdot A_w \cdot f_{yw} \end{aligned}$$

- Kaavan käytön edellytyksenä on, että
 - $h_w/t \leq 72 \cdot \epsilon$ jäykistämättömälle uumalle ja
 - $h_w/t \leq 31 \cdot \epsilon \cdot k_T^{0.5}$ jäykistetyille uumalle
- Muulloin käytetään EN 1993-1-5 kohdan 5 mukaista menettelyä uuman leikkauskestävyyden $V_{b,Rd}$ määrittämiseen:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad \text{kaava 5.1 / EN1993-1-5 kohta 5.2}$$

- $V_{bf,Rd}$:n arvoa laskettaessa kansilaattaa ei käytetä hyväksi, vaan arvo lasketaan suuremman teräspaarteen mukaan, kuitenkin siten, että $b_f \leq 30 \cdot \epsilon \cdot t_f$

Kansilaatan ja teräspalkin välinen leikkausliitos

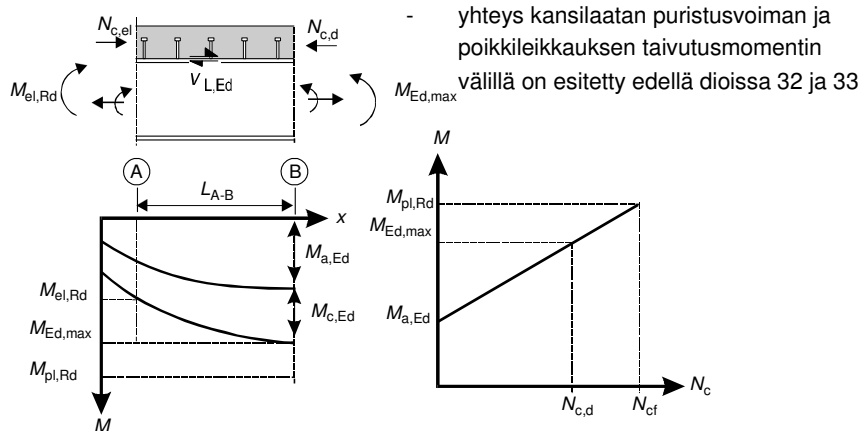
- Leikkausvoima lasketaan olettaen kansilaatta halkeilemattomaksi
- Halkeilun vaikutukset leikkausliitoksen leikkausvoimaan voidaan ottaa huomioon, jos kokonaistarkastelussa ja leikkausliitoksen leikkausvoimaa määritettäessä vetojäykistysvaikutukset ja mahdollinen betonin yllilujuus otetaan huomioon tätä tapaa ei kuitenkaan suositella käytettäväksi silloille
- Väännöstä leikkausliitokseen aiheutuvat rasitukset tulee aina ottaa huomioon
- Kun taivutusmomentin mitoitusarvo $M_{Ed} \leq M_{el,Rd}$, voidaan leikkausliitoksen leikkausvoima laskea kaavasta:
 - $V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot S_{kl} / I_1$, jossa
 - (I_1 on halkeilemattoman liittopoikkileikkauksen I ja S_{kl} kansilaatan poikkileikkausalan staattinen momentti liittopoikkileikkauksen painopiste akselin suhteen)
- Muussa tapauksessa ($M_{Ed} > M_{el,Rd}$) leikkausliitosta rasittava voima lasketaan kansilaatan (tai teräspalkin) normaalivoiman muutoksesta.
- Leikkausvoimapinta voidaan korvata $\pm 10\%$:n välein porrastetulla pinnalla, joille pulttivaarjien jako pidetään vakiona, kunhan $P_{Ed} \leq 1.10 \cdot P_{Rd}$
- Sillan kannella liikkuvasta raskaasta ajoneuvosta, lämpötilaeroista kannen ja teräsrakenteen välillä sekä kansilaatan kutistumasta poikkirakenteiden kohdille kansilaatan ja teräspalkin liitokseen syntyvät rasitukset tulee ottaa huomioon

Kansilaatan ja teräspalkin välinen leikkausliitos / vaarujen sijoittelu

- Palkit tai niiden osat, joille käytetään kimmoteoriaa poikkileikkausten kestävyuden määrittämiseen (poikkileikkausluokka 3 tai 4 / $M_{Ed} \leq M_{el,Rd}$):
 - leikkausvoima voidaan laskea suoraan kuormitusyhdistelmien perusteella ja
 - pulttivaarnat jaetaan leikkausvoimapinnan mukaan ottaen huomioon edellä mainittu 10 %:n sääntö
- Palkit tai niiden osat, joille käytetään epälineaarista tai plastisuusteoriaa poikkileikkausten kestävyuden määrittämiseen (poikkileikkausluokka 1 tai 2 / $M_{Ed} > M_{el,Rd}$):
 - jokaista kuormayhdistelmää ja mitoituskuormakaaviota kohti liittorakenneseosan leikkausliitoksen leikkausvoima ($V_{L,Ed}$ = leikkausvoima pituusyksikköä kohti) määritetään leikkausliitoksen teräsosan tai betoniosan jännitysresultantin muutoksesta ja
 - pulttivaarnat jaetaan tasan seuraavassa esitetyllä tavalla

Vaarujen sijoittelu epälineaarisella alueella, kun poikkileikkausluokka 1 tai 2 ja kansilaatta puristettu

- Niiden kohtien välillä kannattajaa, joissa $M_{Ed} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$ ylittää poikkileikkauksen kimmoisen taivutuskestävyyden $M_{el,Rd}$, ja palkin taivutusmomentilla on suurin arvo $M_{Ed,max} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$ ($\geq M_{el,Rd}$, mutta $\leq M_{pl,Rd}$), leikkausliittimet (tappivaarnat) voidaan jakaa tasan käyttäen mitoitusleikkausvoimana em. kannattajan kohtien välillä tapahtuvaa kansilaatan puristusvoiman muutosta / EN 1994-2 kuva 6.11:



Tappivaarujen leikkauskestävyys

- Standardin EN13918 mukaisen automaattihitsatun (leimuhitsaus) tappivaarunan leikkauskestävyys on:

$$P_{Rd} = \min\left(\frac{0,8f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v}; \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}\right)$$

jossa $\alpha = (h_{sc}/d + 1)$, kun $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$ ja $\alpha = 1$, kun $h_{sc}/d > 4$

$\gamma_v = 1.25$ (kestävyyden osavarmuusluku)

d = tappivaarunan varren halkaisija [mm]

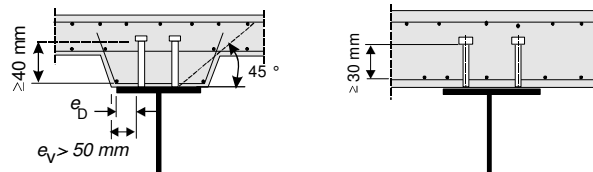
f_u = tappivaarunan teräksen murtolujuus, kuitenkin ≤ 500 MPa

f_{ck} = betonin lieriölujuus, ominaisarvo [MPa]

h_{sc} = tappivaarunan kokonaiskorkeus

- Kaava pätee vaarunoille joiden $d \leq 25$ mm.
- Kun betoni on $\geq C30/S37$, 22 mm:n vaarunan mitoittaa aina ensimmäinen kaava eli tappivaarunan teräksen murtolujuus (450 MPa, kuten esim. Nelson-vaarunalla):
 - $P_{Rd} = 0,110$ MN, jolloin
 - $P_{Ed} \leq 0,6 \cdot P_{Rd} = 0,066$ MN (käyttörajatilassa sallittu tappivaarunan leikkausvoima) ja
 - $\Delta P_{Rd} = 0,0274$ MN $= \pi \cdot (22/2)^2 \cdot 90 / 1.25$

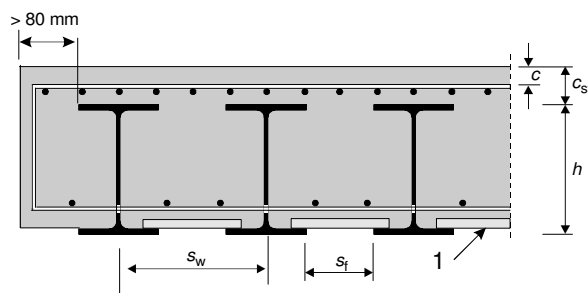
Liittorakenteisiin liittyvät rakenteelliset ehdot



- $e_d \geq 25$ mm
- tappivaarujen korkeus $\geq 3 \cdot d$
- tappivaarunan kannan halkaisija $\geq 1.5 \cdot d$ ja korkeus $\geq 0.4 \cdot d$
- paarteen tai yleensä levyn, johon tappivaarna hitsataan, paksuus
 - $\geq d/1.5$, kun paarre tai levy on vedetty ja 'väsytetty'
 - $\geq d/2.5$, muuten, ellei vaarunoja kiinnitetä suoraan uumaan
- tappivaarujen väli:
 - leikkausvoiman suunnassa $\geq 5 \cdot d$, puristetussa paarteessa $\leq 22 \cdot \epsilon \cdot t_f$ (≤ 800 mm tai $3h_f$)
 - leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa suunnassa $\geq 2.5 \cdot d$
- etäisyys paarteen vapaasta reunasta $\leq 9 \cdot \epsilon \cdot t_f$

'Teräspalkkeihin betonissa' liittyvät rakenteelliset ehdot

- Sillan vinous $\leq 30^\circ$
- teräspalkkien korkeus h täyttää ehdon: $210 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$
- teräspalkkien uumien k/k-väli $s_w \leq \min(h/3 + 600 \text{ mm}; 750 \text{ mm})$, missä h on teräspalkkien nimelliskorkeus,
- teräspalkkien yläpuolinen betonipeitteen paksuuden c_{st} tulee toteuttaa kaikki ehdot: $c_{st} \geq 70 \text{ mm}$, $c_{st} \leq 150 \text{ mm}$, $c_{st} \leq h/3$, $c_{st} \leq x_{pl} - t_f$
- x_{pl} on positiivisen taivutusmomentin alueella plastisen neutraaliakselin ja betonin puristetun reunan välinen etäisyys ja t_f on teräslaipan paksuus



Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

47

'Teräspalkkeihin betonissa' liittyvät rakenteelliset ehdot

- betonilla ympäröidyn teräslaipan sivulla oleva betonipeite on vähintään 80 mm
- betoni on normaalibetonia
- teräspalkkien ylälaippojen välinen vapaa väli s_f on vähintään 150 mm, jotta betonointi ja valetun massan tiivistäminen päästään tekemään
- teräspalkkien alalaipan alapinta ei saa olla betonin ympäröimä
- poikittaisraudoituksen alin kerros kulkee teräspalkkien uumien läpi, ja se on ankuroitu reunimmaisten teräspalkkien yli ja jokaisen tangon kummassakin päässä, jotta jännitys pääsee kehittymään myötörajaan asti standardin EN 1992-1-1: 2004 kohdan 8.4 mukaisesti; raudoituksena käytetään standardin EN 1992-1-1: 2004 kohdan 3.2.2 ja liitteen C mukaisia harjatankoja, joiden halkaisija on vähintään 16 mm ja jakoväli enintään 300 mm
- teräspalkkien pinnasta on valssihilse poistettu; kannen alapinta, yläpinnat ja teräspalkkien alalaippojen reunat suojataan korroosiolta
- tie- ja rautatiesiltojen uumien reiät tehdään poraamalla.

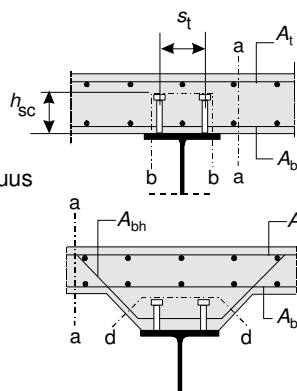
Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

48

Kansilaatan pituussuuntainen raudoitus / leikkautuminen poikittainen

- Laatan leikkautumisen mitoitusehto: $v_{Ed} \leq v_{Rd}$ jokaista oheisten kuvien esittämää leikkauspintaa pitkin
- Leikkausraudoituksen määrä saadaan EN1992-1-1 kohdan 6.2.4 kaavasta 6.21:
 $A_s / s_f \geq v_{Ed} \cdot h_f / (f_{yd} \cdot \cot\theta_f)$, jossa h_f = leikkauspinnan pituus
- Lisäksi ehdon
 $v_{Ed} \leq f_{cd} \cdot v \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\theta_f$
 on oltava voimassa.
- Puristuslaipassa $1.0 \leq \cot\theta_f \leq 2.0$ ja
 vetolaipassa $1.0 \leq \cot\theta_f \leq 1.25$
- Poikittaisen raudoituksen kokonaismäärä on joko leikkauksen vaatima määrä tai puolet leikkauksen vaatimasta määrästä + poikittaisen taivutuksen vaatima määrä – kumpi vain on suurempi



tyyppi	A_w/s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2 A_b$
c-c	$2 A_b$
d-d	$2 A_{bh}$

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

49

Kansilaatan pystysuuntainen leikkautuminen

- Pystysuuntainen leikkautuminen lasketaan periaatteessa EN1992-1-1 kohdan 6.2.2 mukaan:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

- jossa:
- $k = 1 + (200/d)^{0.5}$ (d [mm])
- $\rho_1 = A_{sl} / d$ (metrin kaistaa kohti)
- A_{sl} = riittävästi ankkuroidun taivutusraudoituksen määrä
- $b_w = 1.0$ m
- $\sigma_{cp} = 0$ MPa (jos kansilaatta poikkisuuntaan jännitetty, puristusjännitys $< 0.2N_{Ed}/A_c$)
- $C_{Rd,c} = 0.15 / \gamma_c = 0.10$ (kansallinen valinta/suositusarvo)
- $k_1 = 0.12$ (kansallinen valinta/suositusarvo)
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5}$
- Kaavan käyttö johtaa nykyisiä noin 10 % paksumpiin kansilaattoihin. Tästä syystä on harkittu kuormapuolella kansilaatan leikkausvoimaa laskettaessa kuormien α_Q - ja α_Q -kertoimelle arvoa 0.9 muuten käytettävän arvon 1.0 asemasta.

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

50

Kansilaatan pituussuuntainen raudoitus

- EN1994-2 kohdassa 5.5.1(5) annetaan poikkileikkausluokkien 1 ja 2 vedetyn kansilaatan toimivalle leveydelle sijoitettavalle teräsmäärälle ehto:
 $A_s \geq \rho_s \cdot A_c$, jossa
 - $\rho_s = \delta \cdot f_y \cdot f_{ctm} \cdot k_c^{0.5} / (235 \cdot f_{sk})$ ja jossa edelleen:
 - A_c = kansilaatan toimiva pinta-ala
 - f_y = rakenneteräksen myötölujuuden nimellisarvo
 - f_{ctm} = betoniraudoituksen vetolujuuden ominaisarvo
 - f_{sk} = betonin keskimääräinen vetolujuus
 - $k_c = 1 / (1 + 0.5 \cdot h_c / z_0) + 0.3 \leq 1.0$, jossa
 - = kansilaatan paksuus ilman 'korokkeita' ja
 - = kansilaatan ja liittopoikkileikkauksen painopisteakselien välinen etäisyys (n=6)
 - $\delta = 1.1$, kun pl-luokka on 1 ja 1.0, kun pl-luokka on 2
 - Koska tukialueen poikkileikkaus on normaalisti poikkileikkausluokka 3 tai 4, ei tätä ehtoa tarvitse yleensä soveltaa.
 - Em. ehto johtaa normaalisti noin 1.0 %:n teräsmäärään, joka on vain puolet nykyisin tukialueiden pituussuuntaisen teräsmäärän vaatimuksesta.

Kansilaatan halkeilun rajoittaminen

- Jäljempänä on esitetty likimääräinen menettely pituussuuntaisen raudoituksen vähimmäismäärän laskemiseen ja halkeamien rajoittamiseen valitsemalla tankokoot ja -jaot EN19894-2 taulukkojen 7.1 ja 7.2 avulla. Menettely on standardin mukaan 'varmalla puolella'.
- Halkeamien leveyksien laskentaan perustuva menettely tapahtuu EN1992-1-1 kohtien 7.3.1 ja 7.3.4 mukaan.
- Tässä tarkastelussa otetaan huomioon betonin vetojäykistysvaikutus, joka esitetään jäljempänä.
- Betonin hydrataatiolämmön vaikutukset otetaan huomioon olettamalla betoni 20 °K kylmemmäksi kuin betoni. Tämä otetaan huomioon vain rakentamisen aikana käyttörajatilassa käyttäen betonille lyhytaikaisen kuorman kimmokerrointa ($n_0 = 6$).
- Kannattanee harkita nykyisen käytännön säilyttämistä, eli kentissä teräsmäärä 1 % ja välituilla 2 % koko kansilaatan poikkileikkauksen alasta.

Kansilaatan pituussuuntainen vähimmäisraudoitus

- EN1994-2 kohdassa 7.4.2(1) annetaan kaikille poikkileikkausluokille kansilaataan sijoitettavalle vähimmäisteräsmäärälle ehto, kun 'kun laattaa ei ole jännitetty jänneteräksillä ja kun poikkileikkauksiin kohdistuu pakkomuodonmuutostilasta aiheutuva merkittävä vetojännitys (esim. kutistumisen aiheuttamat vetojännitykset jatkuvilla tuilla) yhdessä ulkoisen kuormituksen vaikutusten kanssa tai ilman niitä':

$$A_s = k \cdot k_c \cdot k_s \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$$

missä:

- $f_{ct,eff}$ = betonin vetolujuuden keskimääräinen arvo halkeilun alkaessa, normaalisti voidaan käyttää arvoa 3.0 MPa (28 vrk)
- $k = 0.8$ (muodonmuutoskuormien itsensä tasapainossa pitävän muuttuvan jännitystilän vaikutukset)
- k_c = kuten edellisessä diassa
- $k_s = 0.9$ (alkuhalkeilusta ja leikkausliitoksen paikallisesta liukumasta aiheutuva betonilaatan jännitysresultantin pieneneminen)
- A_{ct} = kansilaatan toimiva poikkileikkaus
- σ_s = betoniterästen suurin sallittu jännitys heti halkeamisen jälkeen = f_{sk}

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

53

Kansilaatan pituussuuntainen vähimmäisraudoitus

- Kun k_c saa yleensä arvon 1.0 ja $f_{sk} = 500$ MPa, saadaan kaava muotoon:

$$A_s = 0.0043 \cdot A_{ct} = 0.0043 \cdot A_c$$

- Tämä on oleellisesti pienempi kuin nykykäytännön mukainen vaatimus:

- kenttäalueilla 1.0 %
- tukialueilla 2.0 %

lisäksi tämä vaatimus on ollut koko betonipoikkileikkauksen pinta-alasta eikä vain sen toimivasta osuudesta.

- EN1994-2 taulukko 7.1 antaa σ_s :n ja halkeaman koon funktiona betoniterästen Φ_{max} -arvot (= Φ^* -arvot):

- A_s lasketaan kussakin poikkileikkauksen kohdassa sen paksuuden mukaan
- $\geq 0.5 \cdot A_s$ sijoitetaan pintaan, jonka venymä on suurempi
- $\Phi_{vaad} \geq \Phi^* \cdot f_{ct,eff} / f_{ct,0}$, jossa $f_{ct,0} = 2.9$ MPa

Raudituksen jännitys σ_s (N/mm ²)	Tangon enimmäishalkaisija ϕ^* (mm), kun halkeamaleveyden ominaisarvo w_k on sallittu suurin		
	$w_k = 0.4$ mm	$w_k = 0.3$ mm	$w_k = 0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

54

Kansilaatan pituussuuntainen vähimmäisraudoitus

- Vähimmäisraudoitus A_s (Φ_{vaad}) tulee sijoittaa kansilaataan alueille, missä käyttörajatilan ominaisyhdistelmä aiheuttaa kansilaataan vetoa.
- Halkeamien koko saadaan pituussuuntaista vähimmäisraudoitusta käytettäessä rajoitettua 'hyväksyttäviin arvoihin' rajoittamalla tankoväli σ_s :n ja halkeaman koon mukaan korkeintaan EN1994-2 taulukon 7.2 mukaiseksi:
- Betoniterästen jännityksien laskentaan käytetyt voimasuureet tulee laskea edellä esitetyllä tavalla ottaen huomioon betonin halkeilu
- Lisäksi betoniterästen jännityksiä taulukkojen 7.1 ja 7.2 käyttöä varten laskettaessa tulee ottaa huomioon ns. vetojäykistysvaikutus. Tämä tarkoittaa, että halkeamien välinen ehjä betoni estää betonin venymistä, jolloin venymät ja siten myös jännitykset ovat halkeamien kohdilla suurimmillaan.

Raudoituksen jännitys σ_s (N/mm ²)	Tankojen suurimmat välit (mm), jotka vastaavat halkeamaleveyden arvoja w_k		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Käyttörajatilan jännitysten laskenta

- Jännitykset lasketaan ottaen huomioon:
 - kansilaatan ja teräspalkin paarteiden toimiva leveys (shear lag)
 - kansilaatan halkeilu
 - betonin vetolujittumisen vaikutus (betoniteräksiä tarkasteltaessa aina, teräskannattajan yläpaarretta tarkasteltaessa, jos tarpeen)
 - betonin viruminen ja kutistuminen
 - rakentamisjärjestys
 - väännön vaikutus
- Tarkasteltaessa kansilaattaa summataan pääkannattajasysteemistä ja paikallisesta pyöräkuormasta betoniin ja betoniteräksiin syntyvät jännitykset suoraan yhteen ottaen huomioon shear lag -ilmiöstä johtuva kansilaatan jännitysten pieneneminen mentäessä kauemmaksi teräskannattajan kohdalta EN 1993-1-5 kohdan 3.2.2 mukaan.
- Tukialueen yläpaarteiden jännityksiä (veto) laskettaessa vain kansilaatan betoniteräkset otetaan huomioon.
- Tukialueen betoniterästen jännitykset lasketaan olettaen kansilaatta halkeilleeksi, mutta ottaen vetolujittuminen huomioon.

Betonin vetojäykistysvaikutus / betoniterästen jännitysten laskenta

- Tukialueen betoniterästen jännityksiä laskettaessa betonin vetojäykistysvaikutus on:
$$\Delta\sigma_s = 0,4 \cdot f_{ctm} / (\alpha_{st} \cdot \rho_s)$$
missä:
 - f_{ctm} = betonin keskimääräinen vetolujuus, normaalibetonin f_{ctm} saadaan standardin EN 1992-1-1: 2004 taulukosta 3.1 (=2.9 MPa/ C30/S37 ja 3.2 MPa/ C35/S45)
 - $\rho_s = A_s / A_{ct}$ eli 'raudoitusuhde' (A_{ct} = toimiva betonipoikkileikkaus)
 - $\alpha_{st} = (A_l) / (A_a \cdot I_a)$, missä puolestaan
 - A ja I ovat halkeilleen liittopoikkileikkauksen ala ja hitausmomentti ja
 - A_a ja I_a vastaavat arvot teräspalkille.
- On huomattava, ettei vetojäykistysvaikutus riipu lainkaan betoniterästen jännityksestä, vaan ainoastaan suoraan betonin vetolujuudesta (f_{ctm}) ja kääntäen kansilaatan 'raudoitusuhdeesta' ja teräs- ja halkeilleen liittopoikkileikkauksen A_l - 'suhteesta'.
- Karkeasti ottaen normaalille kansilaatalle nykyisin käytettävillä teräsmäärillä kenttä-alueella $\Delta\sigma_s \approx 30 \cdot f_{ctm} \approx 90$ MPa ja tukialueella noin puolet tästä.
- Näin ollen kokonaisjännitys on:
$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s$$
, jossa
$$\sigma_{s,0}$$
 = betoniterästen jännitys ilman vetojäykistysvaikutusta
- Vetojäykistysvaikutus otetaan huomioon vain betoniterästen jännitystarkasteluissa

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

57

Jännitysrajoitukset käyttörajatilassa

- Ominaisyhdistelmille :
Rakenneteräkselle (EN 1993-2 kohta 7.3):
$$\sigma_{Ed,ser} \leq f_y / Y_{M,ser}$$
$$T_{Ed,ser} \leq 0,58 \cdot f_y / Y_{M,ser}$$
$$(\sigma_{Ed,ser}^2 + T_{Ed,ser}^2)^{0,5} \leq f_y / Y_{M,ser}$$
Betoniteräkselle (EN 1992-1-1 kohta 7.2(5):
$$\sigma_s \leq k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot f_{yk}$$
$$\sigma_s \leq k_4 \cdot f_{yk} = 1,0 \cdot f_{yk} \quad (\text{pakkosiirtymä})$$
Betonille:
$$\sigma_c \leq k_1 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot f_{ck} \quad \text{EN 1992-1-1 kohta 7.2(3)}$$
- Tavalliselle yhdistelmälle:
Rakenneteräkselle (EN 1993-9 kohta 8):
$$\Delta\sigma \leq 1,5 \cdot f_y$$
$$\{[\sigma_{Ed,ser} / (k_\sigma \cdot \sigma_E)]^2 + [1,1 \cdot T_{Ed,ser} / (k_\tau \cdot \tau_E)]^2\}^{0,5} \leq 1,1 \quad / \text{uuman hengittäminen (EN 1993-2 7.4)}$$
- Pysyvälle kuormalle:
Betonille (EN 1992-1-1 kohta 7.2(5):
$$\sigma_c \leq k_2 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot f_{ck}$$

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

58

Liittopilari

- Käsitellään seuraavassa vain liittopilareita, joissa pyöreä teräsputki täytettynä betonilla. Tämä on suomalaisille silloille tyypillinen liittopilarin rakenne.
- Tällöin mitoitus voidaan suorittaa yksinkertaistetun menetelmän (kohta 6.7.3) mukaan.
- Yleisiä ehtoja / määräyksiä / periaatteita:
 - $0.2 \leq \delta \leq 0.9$
 - $\delta = A_a f_{yd} / N_{pl,Rd}$ = teräsosakerroin, teräsosan ja koko liittopalkkileikkauksen plastisen puristuskestävyyden suhde
 - $\lambda \leq 2.0$ (= suhteellinen hoikkuus, vaikka ei 'yläviivaa')
 - teräsprofiili on kaksoissymmetrinen ja muuttumaton koko pilarin pituudella
 - betoniraudoitusta $\leq 6\%$ betonin pinta-alasta
 - hiipumisen puristuskestävyyttä pienentävä vaikutus otetaan huomioon jäykkyyttä redusoimalla
 - $d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$

Liittopilari

- Poikkileikkauksen plastinen puristuskestävyys:
$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_s f_{sd} + A_c f_{cd}$$
- Jos $\lambda \leq 0.5$ ja $e/d < 0.1$, puristuskestävyys kirjoitetaan muotoon:
$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot A_a f_{yd} + A_s f_{sd} + A_c f_{cd} \cdot [1 + \eta_c \cdot t \cdot f_y / (d \cdot f_{ck})]$$
- jossa vain aksiaalisen kuorman vaikuttaessa $\eta_a = \eta_{a0}$ ja $\eta_c = \eta_{c0}$:
 - $\eta_{a0} = 0.25 \cdot (3 + 2 \cdot \lambda)$ ja
 - $\eta_{c0} = 4.9 - 18.5 \cdot \lambda + 17 \cdot \lambda^2$
- myös momentin vaikuttaessa, kun $e/d \leq 0.1$:
 - $\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) \cdot (10 \cdot e/d)$ ja
 - $\eta_c = \eta_{c0} \cdot (1 - 10 \cdot e/d)$
- ja kun $e/d \geq 0.1$:
 - $\eta_a = 1$ ja
 - $\eta_c = 0$, jolloin tullaan ylimpänä olevaan kaavaan

Liittopilari

- Tarkastelussa tarvittavia suureita:
 - $N_{pl,Rk} = A_a f_{yk} + A_s f_{sk} + A_c f_{ck}$ (plastisen puristuskestävyyden ominaisarvo)
 - $N_{cr} = \pi^2 \cdot (EI)_{eff} / (\beta L)^2$ (kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma)
 - $\lambda = (N_{pl,Rk} / N_{cr})^{0.5}$ (= suhteellinen hoikkuus, vaikka ei 'yläviivaa')
- => X (EN 1993-1-1 kohta 6.3.1.2)
- $N_{Rd} = X \cdot N_{pl,Rd}$
- Jäykkyydet:
 - $(EI)_{eff} = E_a I_a + 0.6 \cdot E_{cm} I_c + E_s I_s$
 - kimmoteorian mukaista jäykkyyttä laskettaessa betonin kimmokerroin:
 - $E_{c,eff} = E_{cm} [1 / (1 + \varphi(t_{\infty}, t_0) \cdot N_{G,Ed} / N_{Ed})]$ ($N_{G,Ed}$ on normaalivoiman pysyvä osuus)
 - toisen kertaluvun vaikutuksia laskettaessa ($\alpha_{cr} \geq 10$):
 - $(EI)_{eff,II} = 0.9 \cdot (E_a I_a + 0.5 \cdot E_{cm} I_c + E_s I_s)$,
 - pitkäaikaisvaikutukset otetaan huomioon käyttämällä $E_{cm} = E_{c,eff}$
- Epätarkkuudet otetaan huomioon käyttämällä:
 - kun $\rho_s \leq 3\%$, nurjahduskäyrä a ja alkukäyryys L/300
 - kun $3\% < \rho_s \leq 6\%$, nurjahduskäyrä b ja alkukäyryys L/200

Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

61

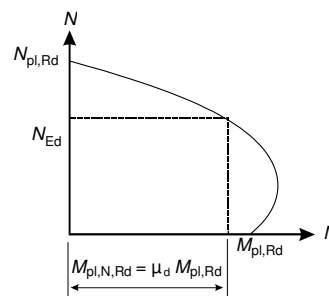
Liittopilari

- Toisen kertaluvun vaikutukset saadaan kertomalla kimmoisen tarkastelun momentti kertoimella k:
 - $k = \beta / (1 - N_{ed} / N_{cr,eff})$, jolloin $N_{cr,eff}$ laskettaessa käytetään $L = L_{tod}$ ja $\beta = 0.66 + 0.44 \cdot r$, jossa r on pilarin päiden momenttien suhde ($-1 \leq r \leq +1$)
- Mitoitusehto keskeisesti puristetulle pilarille:
 - $N_{Ed} \leq N_{Rd}$
- Mitoitusehto, kun normaalivoima ja taivutus yhteisvaikutuskäyrästä:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M$$

jossa:

- M_{Ed} = suurin momentti (epätarkkuudet ja II-kertaluku huomioon ottaen)
- $M_{pl,N,Rd} = \mu_d M_{pl,Rd}$ = plastisuusteorian mukainen taivutuskestävyys normaalivoiman vaikutus huomioon ottaen
- $M_{pl,Rd}$ = kuten edellinen, mutta ilman normaalivoiman vaikutusta



Juhani Hyvönen
ins.tsto PONTEK Oy

Liittopalkkisilta

62

Liittopilari

- $\alpha_m = 0.8$, kun teräs S235...355 ja $\alpha_m = 0.9$, kun teräs S420...460
- $\mu_d = M_{Ed} / M_{pl,Rd}$, jolle käytetään arvoa >1.0 vain, kun M_{Ed} riippuu suoraan N_{Ed} :n epäkeskisyydestä, muuten yhteisvaikutuskäyrässä voidaan 'kestävyyden suurenemista' aiheuttavien kuormien osavarmuuslukuja pienentää 20 %:lla.
- Leikkausvoiman taivutuskestävyyttä pienentävä vaikutus otetaan huomioon kuten liittorakenteisella palkilla. Leikkauspoikkileikkauksen ('uuman') pinta-alana käytetään EN1993-1.1 kohdan 6.2.6(3)g:n mukaisesti:
$$A_v = 2 \cdot A \cdot \pi = 4 \cdot r \cdot t$$