

# Jälkijännitetyn palkin leikkauskestävyys

**Atte Kurko**, dipl.ins.

Sitowise Oy, suunnittelija, Sillat ja korjaussuunnittelu

atte.kurko@sitowise.com

**Anssi Laaksonen**, professori, TkT

Tampereen Yliopisto, Betoni- ja siltarakenteiden tutkimusryhmä

anssi.laaksonen@tuni.fi

## Betoni ja esijännitetyt rakenteet

Betonin alhaisen vetolujuuden, mutta korkean puristuslujuuden vuoksi betoni soveltuu hyvin esijännitettäväksi. Esijännittäminen parantaa betonin ominaisuuksia myös leikkauskestävyyden näkökulmasta. Erityisesti jälkijännittäminen parantaa leikkauskestävyyttä, sillä jälkijännittäminen mahdollistaa kaarevan jännegeometrian, jolloin puristusjännitystä voidaan suoraan jännekuuluun verrattuna muodostaa enemmän päävetojännitysten suuntaisesti. Diplomityössä tutkittiin jälkijännitetyn palkin leikkauskestävyyttä. Tavoitteena oli selkeyttää vastikään julkaistun toisen sukupolven betonieurokoodin käyttöä jälkijännitetyn palkin leikkausmitoituksessa sekä verrata laskentamenetelmiä ja tuloksia nykyisin käytössä oleviin suunnitteluohjeisiin, ensimmäisen sukupolven betonieurokoodiin sekä sen soveltamisohjeeseen NCCI2:seen.

## Taustaa:

Palkkien leikkauskestävyyden määrittäminen on yksi monimutkaisimmista, mutta olennaisimmista aiheista teräsbetonipalkkien suunnittelussa. Ilmiön tutkimiseen saatavilla oleva data on perinteisesti koostunut yksiaukkoisten palkkien koekuormitusaineistosta ja usein on tarkasteltu ainoastaan palkin taipumaa ja kuorman suuruutta. Aineistosta saatujen havaintojen perusteella suunnitteluohjeiden laskentakaavat ovat kalibroitu, monesti empiirisiin menetelmin laajoihin tietokantoihin perustuen. Myös mekaanisia malleja on

Diplomityön tuloksena on esitetty viimeisimmän teorian mukaiset rakenteen analysointimenetelmät. Menetelmät on tiivistetty käytännössä sovellettavaan muotoon. Työn tulokset tulevat vaikuttamaan lähes kaikkien esijännitettyjen rakenteiden suunnitteluun lähitulevaisuudessa. Työ vaikuttaa merkittävästi suunnittelutyön ja rakenteiden laatuun.

ehdotettu rationaaliseksi lähestymistavaksi leikkausmitoitukseen. Erilaisten mittausmekanismien, kuten digitaalisen kuvakorrelaation kehittyminen on mahdollistanut erilaisten leikkausmitoituksen mekaanisten mallien ja niissä esiintyvien leikkausrasitusten siirtymismekanismien tarkemman tutkimisen.

Suomessa leikkauskestävyyden mitoitus tehdään tällä hetkellä ensimmäisen sukupolven betonirakenteiden eurokoodin [4] mukaisesti. Poikkeuksena tähän ovat taitorakenteet, joissa noudatetaan ensisijaisesti eurokoodin betonirakenteiden soveltamisohjetta NCCI 2 [2]. Toisen sukupolven betonieurokoodi [5] on julkaistu, mutta kansallisia liitteitä ei ole vielä julkaistu, eikä standardia ole vielä otettu suunnittelutyössä käyttöön. Jälkijännitetyn palkin leikkausmitoituksessa on muuttunut erityisesti leikkausraudoittamattoman palkin mitoitus, joka toisen sukupolven betonieurokoodissa perustuu uuteen mitoitusteoriaan (critical shear crack theory). Uusi mitoitusteoria perustuu mekaaniseen malliin, kun aiemmin leikkausraudoittamattoman palkin leikkausmitoitus on perustunut empiiriseen malliin. Myös leikkausraudoitetun palkin leikkauskestävyyden laskentakaavoja on päivitetty, mutta mitoitus perustuu edelleen muuttuvakulmaiseen ristikkomalliin, joten muutokset eivät ole yhtä merkittäviä kuin leikkausraudoittamattoman palkin tapauksessa.

Teräsbetonirakenteen leikkauskestävyyttä tarkastellaan yleensä murtotilanteessa, jolloin poikkileikkaus oletetaan halkeilleeksi. Leikka-

## Jälkijännitetyn palkin leikkauskestävyys

Atte Kurko, Tampereen yliopisto, diplomityö

”Työn tuloksena on esitetty viimeisimmän teorian mukaiset rakenteen analysointimenetelmät. Menetelmät on tiivistetty käytännössä sovellettavaan muotoon. Työn tulokset tulevat vaikuttamaan lähes kaikkien esijännitettyjen rakenteiden suunnitteluun lähitulevaisuudessa. Työ selkeyttää hyvin vaikean aihepiirin. Diplomityön aihe onkin uusien rakenteiden päästöjen vähennystarpeiden ja olemassa olevien rakenteiden käyttöä jatkamisen kannalta hyvin olennainen.

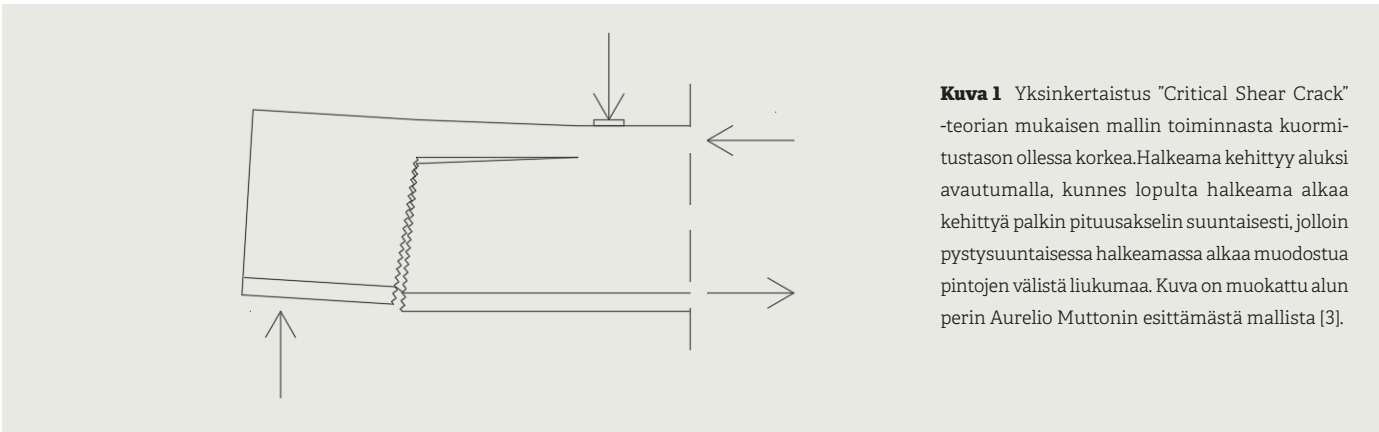
Työ vaikuttaa merkittävästi suunnittelutyön ja rakenteiden laatuun. Työ on luonut perustan, jolla rakenteiden suunnitteluohjeet tullaan tämän aiheen osalta päivittämään. Työ on ohessa myös tuottanut uusimman teorian mukaista ajantasaista suomenkielistä kirjallisuutta.”

– Anssi Laaksonen, professori,  
Tampereen Yliopisto

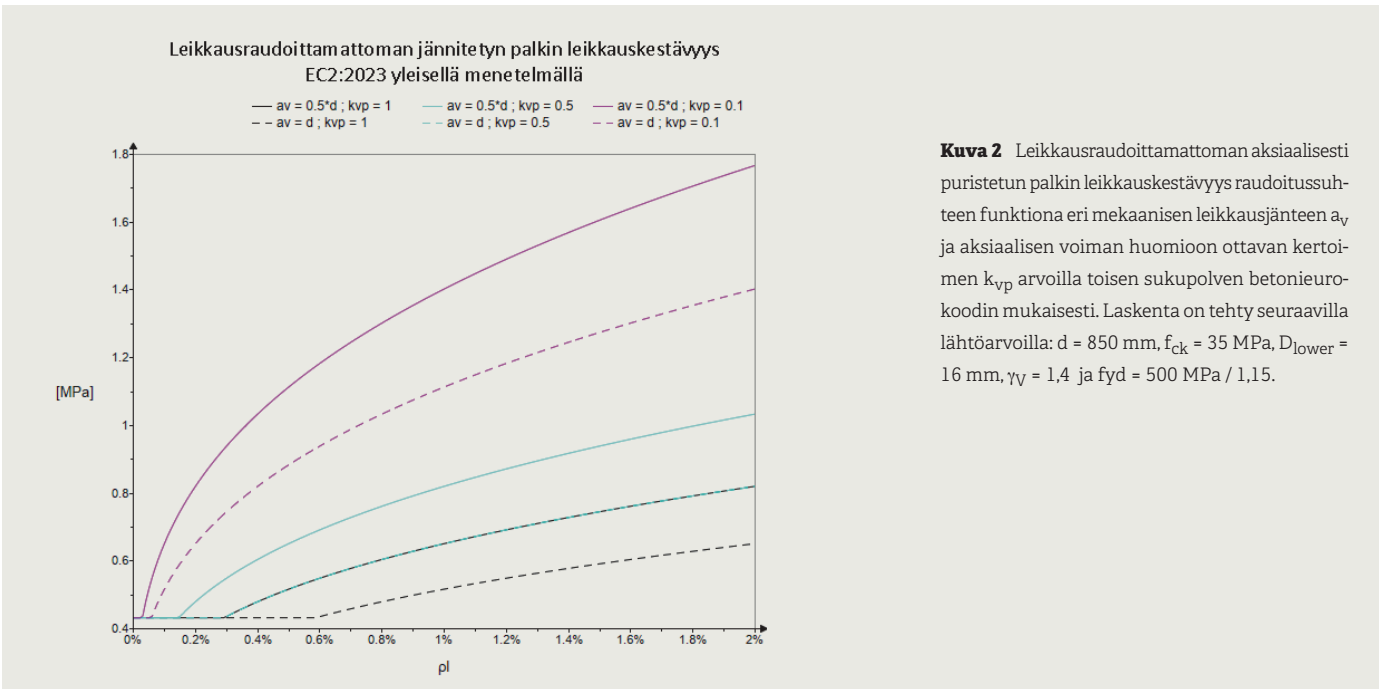
Tutustu Atte Kurkon diplomityöhön täältä:  
<https://urn.fi/URN:NBN:fi:tuni-202407197677>

**1** Kuvituskuva. Kalkkisten silta, Asikkala. Kanava yhdistää Päijänteen ja Ruotsalaisen vesistön. 1315 metriä pitkä kanava on rakennettu 1875–78 ja uusittu vuosina 1961–64. Kanavan ylittävän kiinteän sillan alikulkukorkeus on 11 metriä.





**Kuva 1** Yksinkertaistus "Critical Shear Crack"-teorian mukaisen mallin toiminnasta kuormitustason ollessa korkea. Halkeama kehittyi aluksi avautumalla, kunnes lopulta halkeama alkaa kehittyä palkin pituusakselin suuntaisesti, jolloin pystysuuntaisessa halkeamassa alkaa muodostua pintojen välistä liukumaa. Kuva on muokattu alun perin Aurelio Muttonin esittämästä mallista [3].



**Kuva 2** Leikkausraudoittamattoman aksiaalisesti puristetun palkin leikkauskestävyys raudoitussuhteen funktiona eri mekaanisen leikkausjänteen  $a_v$  ja aksiaalisen voiman huomioon ottavan kertoimen  $k_{vp}$  arvoilla toisen sukupolven betonieurokoodin mukaisesti. Laskenta on tehty seuraavilla lähtöarvoilla:  $d = 850$  mm,  $f_{ck} = 35$  MPa,  $D_{lower} = 16$  mm,  $\gamma_V = 1,4$  ja  $f_{yd} = 500$  MPa / 1,15.

usrasitukset välittyvät halkeilleessa betonirakenteessa monin eri tavoin: Halkeilemattoman betonin puristusvyöhykkeen välityksellä, runkoaineksen lukkiutumisesta, pääraudoituksen vaarनावikutuksella, leikkausraudoituksella ja betonin jäännösvetolujuuden avulla. Leikkausmitoitustallista riippuen joidenkin välitysmekanismien vaikutuksia ei välttämättä oteta huomioon.

Teräsbetonirakenteella leikkauskestävyyden laskennassa käytetään eri laskentamallia riippuen siitä, onko rakenne leikkausraudoitettu vai leikkausraudoittamaton. Teräsbetonipalkeilla leikkausraudoittamattomaksi käsitetään rakenne, johon on sijoitettu vähimmäisleikkausraudoitus. Vastaavasti leikkausraudoitetussa rakenteessa leikkausraudoituksen määrä on tätä suurempi. Leikkausraudoitetussa rakenteessa leikkausmurron otaksutaan tapahtuvan leikkausraudoituksen venymän, betonin kaltevan puristuskentän murtumisen tai näiden yhteisvaikutuksen seurauksena. Tällöin halkeilu on jakaantunut ja rakenteella on muodonmuutoskykyä. Leikkausraudoittamat-

tomissa rakenteissa sen sijaan leikkausmurron otaksutaan tapahtuvan, kun venymä keskittyy paikallisesti kriittiseen leikkaushalkeamaan, jolloin muodonmuutoskyky on hyvin rajallinen.

Toisen sukupolven betonieurokoodin leikkausraudoittamattoman palkin mitoitusten perustuu "Critical Shear Crack"-teoriaan. Teorian päätaksuma on, että leikkauskestävyyden määrittää kriittisen leikkaushalkeaman kehittyminen, joka häiritsee leikkausrasitusten välittymistä betonissa. Leikkauskestävyys näin ollen riippuu kriittisen leikkaushalkeaman avautumasta ja karheudesta sekä betonin puristuslujuudesta. Mitä suurempi halkeaman avaus on, sitä pienempi on rakenneosan leikkauskestävyys. Tyypillisesti halkeama alkaa kehittyä vetoalueelta taivutushalkeamasta. Palkin kuormitustason edelleen kasvaessa, halkeama alkaa kehittyä palkin pituussuuntaan, jolloin pystysuuntaisen halkeaman eri pinnat liukuvat toisiinsa nähden kuvan 1 mukaisesti. Teorian mekaanisen mallin perusolettama on, että kriittisen leikkaushalkeaman leveys  $w$  on suoraan verrannollinen

kontrollisyyden pituussuuntaisen muodonmuutoksen  $\epsilon_{ref}$  ja rakenneosan tehollisen korkeuden  $d$  tuloon kaavan (1) mukaisesti.

$$w \propto \epsilon_{ref} \cdot d \tag{1}$$

Tämän oletaman pohjalta on muodostettu yksinkertainen analyttinen muoto murtokriteerille, joka voidaan esittää hyperbolisena funktiona kaavan (2) mukaan.

$$v_c = \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \cdot \frac{1/3}{1 + 120 \cdot \epsilon_{ref} \cdot \frac{d}{d_{g0} + d_g}} \tag{2}$$

jossa

$f_c$  = betonin puristuslujuus

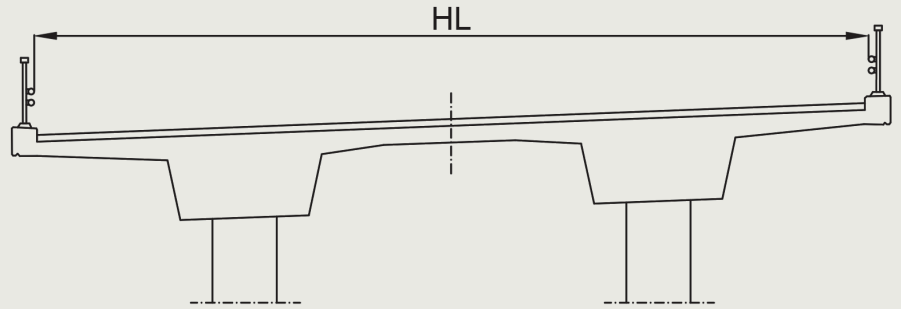
$b$  = rakenneosan leveys

$d_{g0}$  = betonin runkoaineskoon vertailuarvo (16 mm)

$d_g$  = runkoaineskoon enimmäisarvo

Parametri  $\epsilon_{ref}$  tarkoittaa pituussuuntaista muodonmuutosta etäisyydellä  $0,6 \cdot d$  puristetusta pinnasta, joka on johdettu poikkileik-

**Kuva 3** Todellinen sillan poikkileikkaus, joka laskentatarkastelussa kuvattiin arina- ja palkkimallin avulla.



kausanalyysistä olettaen linearielastinen materiaalmalli ja jättäen betonin vetolujuuskapasiteetti huomioimatta. Toisen sukupolven betonirakenteiden eurokoodiin laskentakaava on vielä kalibroitu ja johdettu edelleen helpommin käytettävään muotoon, jolloin poikkileikkaussuureiden sekä poikkileikkauksessa vaikuttavien voimasuureiden avulla voidaan määrittää leikkauskestävyys kaavan (3) mukaan.

$$\tau_{Ra,c} = \frac{0,66}{\gamma_V} \cdot \left( 100\rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{k_{vp} \cdot a_v} \right)^{\frac{1}{3}} \quad [3]$$

jossa

$\gamma_V$  = leikkausmitoituksen osavarmuuskerroin

$\rho_l$  = raudoitussuhde

$d_{dg}$  = kokovaikutus, joka kuvaa halkeaman ja murtopinnan karheutta, huomioiden betonityypin ja sen runkoaineuksen ominaisuudet

$k_{vp}$  = aksiaalisen voiman huomioon ottava kerroin

$a_v$  = mekaaninen leikkausjänne

Kaavan sulkulausekkeen sisällä oleva osa  $\frac{d_{dg}}{k_{vp} \cdot a_v}$  sisältää kaksi teräsbetonisen palkin leikkauskestävyyden merkittävästi vaikuttavaa tekijää: Leikkausjänteen vaikutuksen ja kokovaikutuksen.

Leikkausjänteen arvo riippuu palkin kuormitusasennosta. Yleistäen esimerkiksi piste-kuormalla kuormitetulla yksiaukkoisella palkilla leikkausjänteen suuruus on sama kuin kuorman etäisyys tuelta. Kun kuorma on lähellä tukea, taivutushalkeamat eivät ulotu betonin sisäiseen kaltevaan puristussauvaan, jolloin vetorausoitusta myötää ja täysi plastinen kestävyys saavutetaan. Kun kuormaa viedään pidemmälle tuelta betonin sisäisen kaltevan puristussauva alkaa taittua taivutushalkeamien ulottuessa yhä enemmän puristusvyöhykkeelle. Tällöin vetorausoitusta ei myötää ja plastinen kestävyys ylläriioi palkin kestävyysden. Edelleen kuorman siirtyessä kauemmas tuelta vetorausoitusta myötää jälleen ja plastinen kestävyys saavutetaan. Yleistäen voidaan

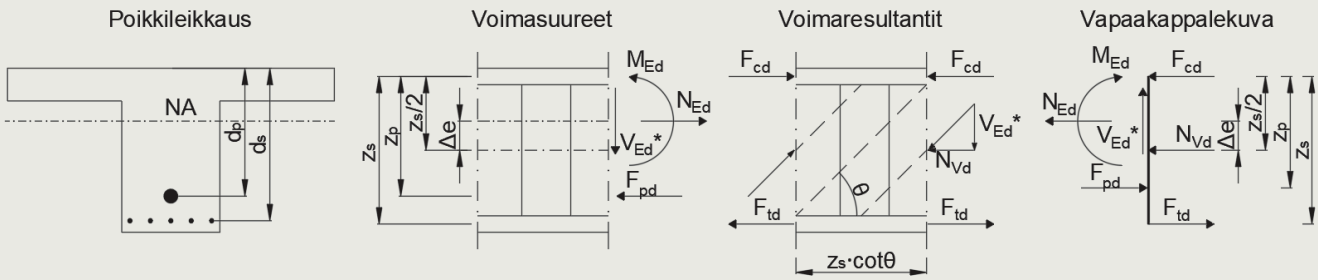
siis sanoa, että hyvin pienellä tai riittävän suurella leikkausjänteellä saavutetaan täysi leikkaukskapasiteetti. Tässä työssä ei tarkastella tilannetta, jossa leikkausjänne on hyvin pieni.

Kokovaikutus tarkoittaa sitä, kun teräsbetonirakenteen tehollisen korkeuden kasvaessa myös kaltevan halkeaman leveys kasvaa, jolloin runkoaineuksen lukkiutumisen avulla halkeaman yli välittyy vähemmän leikkauksrasitusta eli rakenneosan normalisoitu leikkauskestävyys pienenee. Kokovaikutus on riippuvainen myös raudoitussuhteesta sekä leikkausjänteestä, johon vaikuttaa rakenneosan aksiaalinen voima. Kokovaikutus ei ole yhtä merkittävä leikkausraudoitetulla rakenteella, sillä raudoitusta estää halkeamien avautumista. Toisin sanoen leikkauusraudoitus sitoo halkeamapintoja yhteen, jolloin runkoaineuksen lukkiuma säilyy leikkauusraudoitetulla rakenteella paremmin verrattuna leikkauusraudoittamattomaan rakenteeseen.

Kuvassa (2) on esitetty toisen sukupolven eurokoodin mukaisia leikkauusraudoittamattoman aksiaalisesti puristetun palkin leikkauskestävyyden tuloksia raudoitussuhteen funktiona, varioiden mekaanista leikkausjännettä  $a_v$  sekä aksiaalisen voiman huomioon ottava kerrointa  $k_{vp}$ . Mekaaninen leikkausjänne voi saada arvoja välillä  $0,5 \cdot d \dots 1,0 \cdot d$  ja aksiaalisen voiman huomioon ottava kerroin  $0,1 \dots 1,0$ . Mitä pienemmät arvot ovat, sitä suurempi leikkauskestävyys saavutetaan, mikä voidaan nähdä myös kuvaajasta.

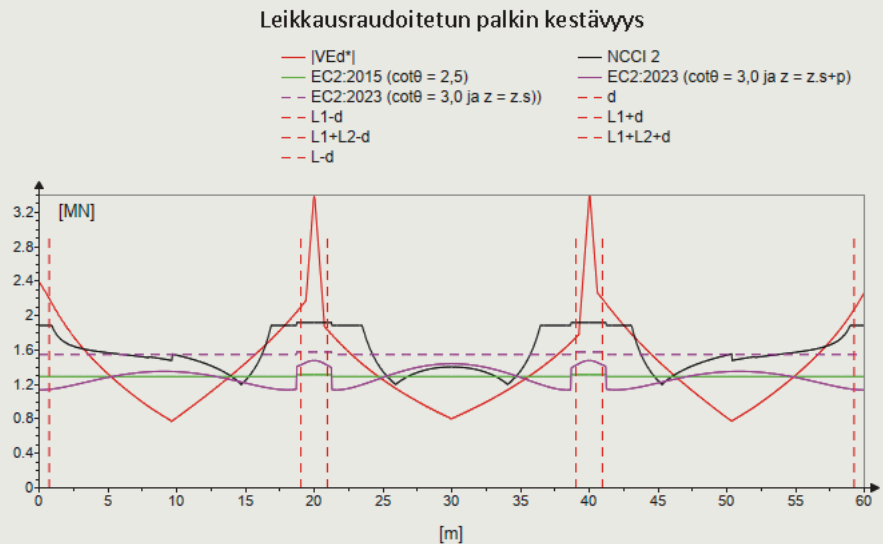
#### Tutkimusasetelmat:

Tutkimus koostuu teoriaosuudesta sekä laskentatarkasteluista. Laskentatarkasteluissa tarkasteltiin jälkijännitettyjen palkkien leikkauskestävyyttä sekä leikkauksrasituksesta aiheutuvaa lisävetovoimaa 12:lla eri jälkijännitettyä kaksipalkkista palkkisiltaa (kuva 3) jäljittelevällä palkkimallilla. Laskentatapauksista 6 on kaksiaukkoisia ja 6 kolmiaukkoisia palkkeja. Palkkeihin vaikuttivat NCCI 1 [1] mukaiset tieliikenteen siltojen kuormat. Malleja analysoitiin koko palkin pituudelta ja tuloksia vertailtiin



**Kuva 4** Leikkausraudoitetun ankkurijännennemenetelmällä jälkijännitetyn palkin leikkausmitoituksen laskentamalli epäsymmetriselle poikkileikkaukselle, jossa jännevoima  $F_{pd}$  on otettu huomioon omana komponenttinaan. Kuvassa esitetään voimaresultanttien sijainti poikkileikkauksessa, joiden avulla voidaan muodostaa vapaakappalekuva ja vapaakappalekuvan perusteella määrittää vetopaarteen  $F_{td}$  ja puristuspaarteen  $F_{cd}$  voimat. Muut termit:  $\Delta e$  on neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen korkeuden puolivälistä,  $M_{Ed}$  ja  $N_{Ed}$  ovat taivutusmomentti ja normaalivoima ilman jännevoiman vaikutusta,  $V_{Ed}^*$  on leikkausvoima jännevoiman vaikutukset huomioiden,  $\theta$  on puristuskeskän kulma ja  $N_{Vd}$  on koko poikkileikkauksen leikkauksesta aiheutuva lisävetovoima.

**Kuva 5** Erään laskentatapauksen (silta 7) leikkauskestävyyden tulokset leikkausraudoitetuna minimileikkausraudoituksella koko palkin pituudella ensimmäisen ja toisen sukupolven betonieurokoodien sekä soveltamisohjeen NCCI 2 mukaisesti. Laskentatuloksia tarkasteltiin sekä "painotetulla" sisäisellä momenttivarrella  $z_{s+p}$ , että ainoastaan tavanomaisen vetoraudoituksen huomioivalla sisäisellä momenttivarrella  $z_s$ . Pystysuorat viivat ovat etäisyydet tehollisen korkeuden  $d$  päässä tuelta. Palkin laskentatuloksista voidaan nähdä, että leikkauskestävyys ei olisi riittävä minkään laskentamenetelmän mukaan, mutta NCCI 2 mukaisesti saavutetaan suurin leikkauskestävyys.



suunnitteluohjeiden betonirakenteiden eurokoodin ensimmäisen ja toisen sukupolven sekä soveltamisohjeen NCCI 2 välillä (kuvat 4 ja 5). Kriittisissä poikkileikkauksissa, eli tehollisen korkeuden päässä tuilta, laskentatulokset taulukoitiin numeroarvoina. Lisäksi tehtiin yksittäisiä laskentatarkasteluja, joissa tutkittiin eri yksittäisten tekijöiden vaikutusta jälkijännitettyjen palkkien leikkauskestävyyteen. Yksittäisissä laskentatarkasteluissa laskentatapaukset valikoitiin edellä mainituista 12 laskentatapauksesta, mutta jännevoima sekä jännityshäviöt määritettiin tarkasti.

Teräsbetonirakenteen toiminta leikkausraitoituksessa voidaan jakaa kolmeen alakohtaan:

1. Halkeilemattoman betonirakenteen toiminta
2. Halkeilleen leikkausraudoittamattoman betonirakenteen toiminta
3. Halkeilleen leikkausraudoitetun betonirakenteen toiminta

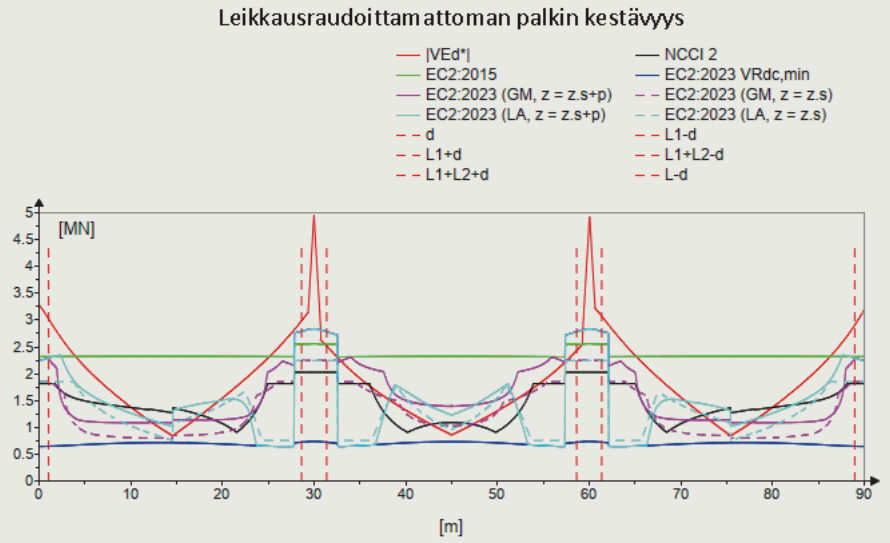
Näistä kohdan 1. rakenteiden oletetaan toimivan homogeenisen rakenteen tavoin ja mitoitus tehdään pääjännityksiä tarkastelemalla. Työssä tarkasteltiin rakenteita vain kohtien 2. ja 3. mukaisesti, sillä toisen sukupolven betonieurokoodin mitoitusmallit otaksuvat halkeilleen poikkileikkauksen. Tutkimuksessa leikkausraudoittamattomalla palkilla tarkoitetaan siis palkkia, johon on sijoitettu vähimmäisleikkausraudoitus. Täysin raudoittamattomat matalat palkit rajattiin tutkimuksen ulkopuolelle. Laskentatarkasteluissa leikkausraudoitettuihin palkkeihin oli sijoitettu ainoastaan eurokoodin mukainen vähimmäisleikkausraudoitus.

Tutkimuksen tavoitteena oli selkeyttää toisen sukupolven betonirakenteiden eurokoodin käyttöä leikkausmitoituksessa sekä löytää hyviä käytäntöjä jälkijännitettyjen palkkien suunnitteluun toisen sukupolven eurokoodin mukaisesti. Leikkausraudoittamattoman sekä

leikkausraudoitetun rakenteen mitoituksen ja lisävetovoiman määrittämiseen pyrittiin löytämään suunnittelun kannalta käytännöllisiä ratkaisuja. Laskentatarkastelujen tavoitteena oli vertailla eroja leikkauskestävyydessä ensimmäisen ja toisen sukupolven betonieurokoodin sekä eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 välillä, sekä selvittää eri laskentatapauksilla eroja leikkauskestävyydessä leikkausraudoitettuna minimileikkausraudoituksella ja leikkausraudoittamattomana eurokoodin toisen sukupolven eurokoodin mukaisesti.

Toisen sukupolven betonirakenteiden eurokoodissa rakenteen leikkauskestävyys määritetään käyttäen jännityksiä. Tällöin leikkauskestävyyden suuruusluokan arviointi on helpompaa poikkileikkauksesta riippumatta, verraten leikkauskestävyyden tarkasteluun voimana. Työssä kuitenkin leikkauskestävyyttä tarkasteltiin voimana, jolloin vertailu

**Kuva 6** Erään laskentatapauksen (silta 2) leikkauskestävyyden tulokset leikkausraudoittamattomana koko palkin pituudella ensimmäisen ja toisen sukupolven betonieurokoodien sekä soveltamisohjeen NCCI 2 mukaisesti. Laskentatuloksia tarkasteltiin sekä "painotetulla" sisäisellä momenttivarrella  $z_{s+p}$ , että ainoastaan tavanomaisen vetoraidoituksen huomioivalla sisäisellä momenttivarrella  $z_s$ . GM tarkoittaa toisen sukupolven betonieurokoodin yleistä menetelmää (General Model) ja LA tarkoittaa lineaarista menetelmää (Linear Approach). Pystysuorat viivat ovat etäisyydet tehollisen korkeuden  $d$  päässä tuelta. Palkin laskentatuloksista voidaan nähdä, että suurin leikkauskestävyys saavutetaan toisen sukupolven betonieurokoodin mukaisilla laskentamenetelmillä. Tulokäyristä havaitaan myös momentin nollakohdan vaikutus laskentatuloksiin välitukialueen vasemmalla puolella. Kun vedetty pinta vaihtuu ja näin ollen tehollinen korkeus muuttuu, leikkauskestävyys vähenee nopeasti, mutta nousee uudelleen välitukialueelle mentäessä.



eri suunnitteluohjeiden laskentakaavoihin sekä laskentatuloksiin oli helpompaa.

**Laskentatulosten tarkastelu:**

Leikkausmitoituksessa palkin sisäinen momenttivarso  $z$  lasketaan yksinkertaistettuna kaavalla  $z = 0,9 \cdot d$ , jossa  $d$  on tehollinen korkeus. Toisen sukupolven eurokoodin mukaisessa leikkauskestävyyden laskennassa tulee lähtökohtaisesti käyttää jänneraidoituksen ja tavanomaisen vetoraidoituksen poikkileikkausalalla painotettua tehollista korkeutta (kaava 4), ellei pelkkä tavanomainen rauditus pysty vastaanottamaan poikkileikkauksessa vaikuttavaa vetovoimaa. Tehollisen korkeuden lisäksi jänneraidoite huomioidaan vastaavasti myös raudoitussuhteen laskennassa (kaava 5).

$$\rho_l = \frac{d_s \cdot A_s + d_p \cdot A_p}{b_w \cdot d^2} \quad [4]$$

$$d = \frac{d_s^2 \cdot A_s + d_p^2 \cdot A_p}{d_s \cdot A_s + d_p \cdot A_p} \quad [5]$$

jossa

$d_s$  = tavanomaisen raudituksen tehollinen korkeus

$d_p$  = jänneraidoituksen tehollinen korkeus

$A_s$  = tavanomaisen raudituksen poikkileikkausalala

$A_p$  = jänneraidoituksen poikkileikkausalala

Laskentatuloksista havaittiin, että toisen sukupolven eurokoodin mukainen leikkausraudoittamattoman jälkijännitetyn palkin

leikkauskestävyys oli parempi, kun palkin teholliselle korkeudelle ja raudoitussuhteelle käytettiin jänneraidoitteen poikkileikkausalaa huomioivia arvoja. Vaikka jänneraidoite yleisesti on tavanomaisen vetoraidoituksen sisäpuolella poikkileikkauksessa ja näin ollen vähentää tehollisen korkeuden arvoa, joka johtaa leikkauskestävyyden vähenemiseen, niin toisaalta jänneraidoite nostaa merkittävästi raudoitussuhdetta, joka puolestaan parantaa leikkauskestävyyttä. Kokonaisvaikutukseltaan jänneraidoituksella havaittiin olevan leikkauskestävyyttä lisäävä vaikutus. Tämä todennettiin vielä tarkastelemalla yhtä laskentatapausta varioimalla pääraudoitussuhdetta välillä 0,4 %...2,0 %. Havainnon todettiin helpottavan leikkausraudoittamattoman rakenteen mitoitus, sillä ei erikseen tarvitse tarkastella pystyykö tavanomainen vetoraidoitus vastaanottamaan poikkileikkauksessa vaikuttavan vetovoiman, vaan jänneraidoite voidaan ottaa aina laskennassa huomioon, kun määritetään leikkausmitoituksessa käytettävää sisäistä momenttivartoa ja raudoitussuhdetta.

Leikkausraudoitettuna mitoitettulla jälkijännitettyllä palkilla sen sijaan ns. painotetun tehollisen korkeuden mukaan laskettu leikkauskestävyyden arvo on luonnollisesti pienempi kuin käytettäessä pelkän tavanomaisen vetoraidoituksen tehollista korkeutta, mikäli jänneraidoite sijaitsee tavanomaisen raudoitteen sisäpuolella poikkileikkauksessa. Tutkimuksessa kuitenkin todettiin, että mikäli leikkausrasituksesta aiheutuva lisävetovoima otetaan laskennassa huomioon leikkausmitoi-

tusmallin mukaisesti (kuva 6), voidaan leikkausraudoitetun palkin leikkausmitoituksessa käyttää aina tavanomaisen vetoraidoituksen mukaista tehollisen korkeuden arvoa.

Toisen sukupolven betonieurokoodissa leikkausraudoitetun palkin leikkausmitoitustavallin puristuskuorman kulma voidaan valita tavanomaisilla betonirakenteilla väliltä n. 21,8...45°. Poikkileikkauksen ollessa puristettu keskimäärin vähintään 3 MPa, voidaan puristuskuorman kulmaksi valita loivimmillaan n. 18,4°. Laskentatarkasteluissa käytettiin loivinta mahdollista kulmaa, jolloin saavutettiin suurin mahdollinen leikkauskestävyys. Useimpien laskentatapausten leikkauskestävyys oli suurempi leikkausraudoitettuna minimileikkausraudoituksella kuin leikkausraudoittamattomana toisen sukupolven eurokoodin mukaan laskettaessa.

Huomioitavaa kuitenkin on, että työssä ei tarkasteltu käyttörajatilan ilmiöitä, kuten uuman halkeilua. Loivan puristuskuorman kulman käyttö vaatii suurempia venymiä leikkausraudoitukselta ja vähentää kaltevan puristuskuorman kestävyttä sekä näin ollen aiheuttaa uuman halkeilua. Ilmiötä olisi mahdollista tarkastella toisen sukupolven betonieurokoodin liitteen G mukaisesti taso- ja muodonmuutostilan avulla.

Laskentatulosten vertailussa ensimmäisen ja toisen sukupolven eurokoodin ja NCCI 2 välillä havaittiin, että suurin leikkauskestävyys leikkausraudoittamattomana saavutettiin toisen sukupolven eurokoodin laskentamenetelmillä. Leikkausraudoitetulla palkilla

laskenta on lähes vastaava eri eurokoodiver-sioiden kesken, joten ero niiden välillä johtui ainoastaan toisen sukupolven eurokoodin sallimasta loivemmasta puristus Kentän kulmasta. Kuitenkin NCCI 2 mukaan laskettu minimileikkausraudoituksella leikkausraudoitetun palkin leikkauskestävyys oli suurempi kuin kummankaan eurokoodiversion mukaan laskettu. NCCI 2 mukaista parempaa leikkauskestävyyttä selittää se, että NCCI 2 mukaisessa laskentatavassa leikkausraudoitetulla rakenteella leikkauskestävyydessä voidaan huomioida myös betonin osuus, jota lisäksi voidaan korottaa palkin ollessa puristettu.

### Jälkijännitetyn palkin

#### leikkauskestävyyteen vaikuttavat tekijät:

Kaarevalla jännegeometrialla jännevoima yleensä aiheuttaa leikkausvoimaa nähden vastakkaisuuntaisen komponentin, joka luonnollisesti vähentää betonirakenteeseen kohdistuvaa leikkausrasitusta sekä leikkausraudoittamattomalla, että leikkausraudoitetulla palkilla. Leikkausraudoitettuna mitoitetulla jälkijännitetyllä palkilla leikkauskestävyyteen vaikuttavat tekijät voidaan helposti määrittää ja niiden vaikutukset leikkauskestävyyteen ovat selkeitä. Näitä tekijöitä ovat leikkausraudoitus-suhde, puristus Kentän kaltevuus sekä leikkauspaneelin poikkileikkauksen pinta-ala, mikä riippuu sisäisen momenttivarren korkeudesta sekä leikkaukselle toimivan poikkileikkauksen leveydestä. Lisäksi poikkileikkauksen ollessa puristettu, voidaan puristus Kentän kulmaa loiventaa, mutta vaikutus kestävyyteen on enintään 20 % suurempi tavanomaiseen teräs-betonipalkkiin verrattuna.

Leikkausraudoittamattomalla palkilla esijännityksen vaikutus leikkauskestävyyteen on suurempi. Leikkausraudoittamattomalla palkilla leikkauskestävyyteen vaikuttaa merkittävästi kokovaikutus, leikkausjänne, jännegeometria ja aksiaalinen rasitus sekä raudoitus-suhde. Näistä esijännitys vaikuttaa myös leikkausjänteeseen tavallisesti pienentäen sen arvoa, jolloin leikkauskestävyys paranee.

#### Toisen sukupolven betonieurokoodin erityispiirteet leikkausmitoituksessa:

Toisen sukupolven betonieurokoodin mukaisessa jälkijännitetyn palkin leikkausmitoi-

tuksessa havaittiin muutamia erityispiirteitä. Lähtökohtaisesti leikkausmitoituksessa jännevoima otetaan voimasuureissa huomioon. Tämä ei kuitenkaan ole välttämättä selvää eurokoodia käytettäessä, sillä voimasuureiden merkinnät ovat samoja jännevoima huomioituna voimasuureissa tai pelkillä ulkoisilla voimasuureilla. Tämän takia työssä käytettiin eri merkintää voimasuureille, joissa jännevoiman vaikutus on mukana. Myöskään käytettävän uuman leikkauspaneelin korkeuden eli sisäisen momenttivarren korkeuden määrittäminen ei ole laskennassa aina selvää. Tutkimuksessa todettiin, että suurimman leikkauskestävyyden leikkausraudoittamattomana saa käyttäen jänneraudoitteen huomioivaa sisäistä momenttivarretta ja leikkausraudoitettuna käyttäen ainoastaan tavanomaisen vektorauoituksen mukaista sisäistä momenttivarretta. Lisäksi laskentakaavat voivat olla vaikeasti tulkittavia jälkijännitetyn rakenteen tapauksessa ja erityisesti mikäli käytetään epäsymmetristä poikkileikkaukselta. Esimerkiksi leikkausraudoitetun palkin mitoituksessa laskentakaavat esitetään suorakaidepoikkileikkaukselle ja epäsymmetrisen poikkileikkauksen tapauksessa voimasuureet tulee muuttaa niin, kuin ne vaikuttaisivat leikkausmitoituksessa käytettävän sisäisen momenttivarren korkeuden puolivälissä. Jälkijännitetulle palkille lisävetovoiman huomioon ottamista mitoituksessa ei toisen sukupolven eurokoodissa ole yksityiskohtaisesti ohjeistettu.

Yleisesti leikkauskestävyyden tarkastelu voidaan tehdä kahdella tavalla: Joko laskemalla aluksi kapasiteetti ja sen jälkeen vertaamalla sitä vaikuttaviin leikkausrasituksiin tai toisinpäin. Leikkauskapasiteetin laskentaa leikkausraudoittamattomana ennen voimasuureiden laskemista silta rakenteissa ei voida tehdä tarkasti, sillä leikkausjännettä ei tiedetä ennen voimasuureiden laskentaa, johtuen liikkuvasta kuormasta. Mikäli esijännitysvoima, poikkileikkaus ja rakenteen kuormitusasento on tiedossa, on myös leikkauskapasiteetti leikkausraudoittamattomana mahdollista määrittää ilman iteraatiota. Tämän vuoksi silta rakenteilla leikkausmitoitus leikkausraudoittamattomana on suositeltavaa tehdä vasta voimasuureiden määrittämisen jälkeen. Leikkauskapasiteetin määrittäminen puolestaan leikkausraudoitetulla

palkilla voidaan tehdä, sillä voimasuureiden ei tarvitse olla tiedossa leikkauskestävyyden määrittämistä varten.

#### Yhteenveto:

Työssä tutkittiin jälkijännitetyn palkin leikkauskestävyyttä kirjallisuusselvityksenä, että laskennallisin tarkastelu. Teoriaosassa koottiin yhteen tämänhetkinen teoria jälkijännitettyjen palkkien leikkauskestävyydestä. Laskentatarkasteluissa keskityttiin erityisesti toisen sukupolven betonieurokoodin mukaiseen laskentaan ja vertailulaskentaa tehtiin myös ensimmäisen sukupolven betonieurokoodin sekä eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 mukaan.

Laskentatuloksia tarkasteltiin 12 eri jälkijännitettyä palkkisiltaa jäljittelevällä palkkialilla ja tulokset analysoitiin verraten muihin laskentamenetelmiin. Tulokseksi saatiin esimerkinomaiset prosessikaaviot toisen sukupolven betonieurokoodin mukaisesta leikkausmitoituksesta sekä leikkausraudoitettuna, että leikkausraudoittamattomana. Lisäksi avattiin haastavia kohtia toisen sukupolven eurokoodin mitoitusten käytössä ja annettiin suosituksia laskentaan. Tuloksia voidaan hyödyntää myöhemmin eurokoodin kansallisen liitteen ja soveltamisohjeen päivitystyössä. •

#### Lähteet:

- [1] Eurokoodin soveltamisohje: Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1. Liikennevirasto, Helsinki, 2017.
- [2] Eurokoodin soveltamisohje: betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2. Väylävirasto, 2022.
- [3] A. Muttoni and J. T. Simões. "Shear and punching shear according to the Critical Shear Crack Theory: background, recent developments and integration in codes". In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais 16.3 (2023)
- [4] SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen Standardisoimisliitto SFS. 2015.
- [5] SFS-EN 1992-1-1:2023. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1–1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Suomen Standardisoimisliitto SFS. 2023.

### Työskentely osana Tampereen yliopiston betoni- ja siltarakenteiden tutkimusryhmää

Aloitin työskentelyn tutkimusryhmässä tammikuussa 2024. Ennen diplomityön aloitusta olin kysellyt vastuuhajaaja Anssi Laakoselta mahdollista aihetta ja kun kerroin omat mielenkiinnon kohteeni eli rakenteiden mitoittamisen ja betonirakenteet, niin oli hienoa, että sain juuri näihin liittyvän aiheen. Pääsin hyödyntämään työssäni omaa osaamistani ja olin silloin sekä olen vieläkin hyvin kiinnostunut diplomityön aiheesta, mikä varmasti oli yksi merkittävimmistä tekijöistä työn onnistumisessa. Olin jo aiemmin muuttanut toiselle paikkakunnalle kesken opiskelujen, mutta työn tekeminen oli joustavaa ja sopi hyvin omaan tilanteeseeni. Tein työtä etänä, mutta kävin myös aktiivisesti paikan päällä työskentelemässä, sillä koen että paikan päällä käydyissä keskusteluissa sain paljon sellaisia uusia ajatuksia, joita ei muuten olisi herännyt. Yllätyin kuitenkin positiivisesti siitä, että diplomityön tekemistä selvästi arvostettiin ja työn sisällöstä sekä sen etenemisestä oltiin kiinnostuneita. Ohjausta koin saavani juuri niin paljon kuin oli tarpeen.

Ohjauksesta oli suuri apu siinä, ettei työ lähtenyt paisumaan liikaa työtä tehdessä, mikä työn alussa tuntui enemmän kuin todennäköiseltä. Määräaika antoi myös selkeät raamit työn edistymiselle. Uskoisin, että ilman samanlaista ohjausta, työ ei olisi valmistunut yhtä joutuisasti.

Diplomityön ohessa pääsi myös seuraamaan muun tutkimusryhmän työskentelyä. Oli mielenkiintoista nähdä koekuormituksen valmistelua ja toteutusta. Kaiken kaikkiaan ainakin itselle muodostui uudenlainen kuva positiivisessa mielessä tutkimusryhmässä työskentelystä ja suosittelen diplomityön tekemistä tutkimusryhmässä, hyvä ohjaus on yksi osa onnistunutta diplomityötä.

Linkki diplomityöhön:

<https://urn.fi/URN:NBN:fi:tuni-202407197677>



### Shear Strength in Post-tensioned Beam

The objective of the thesis is clarify shear design according to second-generation Eurocode for concrete structures (EN 1992-1-1:2023) for post-tensioned beam and identify good practical solutions for shear design and determination of additional tensile force due to shear. The objective is also gather up the current theoretical knowledge about the shear phenomenon in post-tensioned reinforced concrete structures and shear design models based on the calculation methods of the EN 1992-1-1:2023. Computational analysis is to compare the differences in shear resistance between first- and second-generation Eurocodes for concrete structures and NCCI 2/2022. Furthermore, difference in shear resistance between shear reinforced beams with minimum shear reinforcement and beams without shear reinforcement in accordance with EN 1992-1-1:2023 are investigated in different calculation cases.

The thesis consists of a literature review and computational analysis. In a literature

review examines prestressed concrete structures, shear resistance of reinforced and post-tensioned concrete structures, and also shear design according to various design guidelines. The shear design of the post-tensioned beam is examined in accordance with the first- and second-generation Eurocode for concrete structures and NCCI 2/2022. Computational section are divided into analyses for multiple bridges and individual cases. For multiple bridge analyses, we assess the shear resistance of post-tensioned beams and the additional tensile force due to shear in 12 different simulated double beam bridges with beam models where the determination of the prestressing force has been simplified. The effect of individual factors on the shear strength of post-tensioned beams is investigated in individual analyses.

In post-tensioned concrete beam without shear reinforcement, the shear resistance was found to be greater, when the area of prestressed reinforcement is considered in the

values of the effective depth of the flexural reinforcement and reinforcement ratio. In shear reinforced post-tensioned concrete beam, the shear resistance was found to be higher when the area of prestressed reinforcement neglected in the values of the effective depth of the flexural reinforcement and reinforcement ratio. Flow diagrams for shear design were created separately for shear reinforced post-tensioned concrete beam and beam without shear reinforcement in accordance with EN 1992-1-1:2023. The shear resistance of the beam without shear reinforcement was higher according to EN 1992-1-1:2023 than the shear resistance according to the NCCI 2/2022 in the studied cases. The shear resistance of the shear reinforced beam was higher according to the NCCI 2/2022 than EN 1992-1-1:2023 in the studied cases. Overall, shear design with shear reinforcement was found to be more practical for post-tensioned beams according to EN 1992-1-1:2023 in most cases.