

Seppo Huovinen

Rakenteiden Mekaniikka, Vol. 18
No 1 1985, s. 3...25

TIIIVISTELMÄ: Kirjoituksessa käsitellään teräsbetonipalkkien toimintaa lämpögradientin ja mekaanisen kuormituksen alaisena erityisesti murtotilassa. Lämpökuorman aiheuttamien voimasuureiden ollessa verrannollisia rakenteen jäykkyyteen vähenee lämpökuorman mitoittava vaikutus erityisesti murtotilassa, jolloin rakenne notkistuu. Kirjoituksessa esitetään ehto lämpökuormituksen täydelliselle häviämislle, käsitellään rakenteen epälineaarista laskentaa ja esitetään tavat riittävän muodonmuutoskyvyn osoittamiseksi teräsbetonipalkeille. Lisäksi koekuormitustuloksia vertaillaan laskennallisiin.

LÄMPÖKUORMITUKSEN LAUKEAMINEN

Lämpökuormien aiheuttamien voimasuureiden ollessa suoraan verrannollisia rakenteen jäykkyyteen on erityisesti murtorajatilatarkastelussa käytettävä rakenteen todellisen jäykkyyden mukaista arvoa lämpökuormien aiheuttamia voimasuureita laskettaessa. Tällöin lämpökuormien merkitys betonirakenteen halkeilun ja myöden vaikutuksesta murtorajatilatarkastelussa vähenee huomattavasti tai jopa häviää verrattuna käyttötilan mukaista rakenteen jäykkyyttä vastaavaan rasitukseen. Vastavasti rakenteeseen kohdistuvien mekaanisten kuormien vaikutus muuttuu, koska jäykkyyden muutoksen vuoksi voimasuureet jakautuvat uudelleen. Rakenteen sitkeyden ollessa määrävissä mitoittavissa kohdissa riittävä muuttuu rakenne oletetun murren asemasta mekanismiksi, jonka nivelissä vaikuttaa myötömomentti. Jos rakennemateriaali oletetaan ideaaliplastiseksi, häviää lämpökuorman vaikutus kokonaan.

Edellisestä voidaan todeta, että rakenteen mitoittaminen yhdistetyn lämpökuorman ja mekaanisen kuorman tapauksessa pelkälle mekaaniselle kuormalle on riittävää, mikäli rakenteen sitkeys mahdollistaa lämpökuorman laukeamisen. Vastavasti mitoitettaessa rakenne liian vahvaksi aiheutuu lämpökuormasta turhan suuria pakko-rasituksia, jotka eivät laukea. Mitoituskriteerinä lämpökuorman laukeamiseksi voidaan pitää ehtoa

$$\theta_r \leq \theta_u,$$

(1)

missä θ_u on rakenteen kiertymäkapasiteetti ja θ_r rakenteen kiertymävaatimus lämpömomentin laukeamiseksi. Ehdon on toteuduttava riittävän monessa poikkileikkauksessa, jolloin rakenne lämpökuorman nähden muuttuu luonteeltaan staattisesti määrättyksi ja lämpökuorman vaikutus häviää.

Lämpökuorman laukeamiseksi vaadittava rakenteessa tapahtuva kiertymä voidaan esittää yleisesti muodossa

$$\theta_r = K_o \frac{M_{\Delta T} l}{EI}, \quad (2)$$

missä K_o on vakio riippuen rakenteen muodosta ja mitoista, $M_{\Delta T}$ lämpökuorman aiheuttama taivutusmomentti, l rakenteen jänteen pituus ja EI rakenteen taivutusjäykkyys.

Teräsbetonirakenteen kiertymäkapasiteetti θ_u voidaan laskea poikkileikkauksen momentti-käyristymäkuvion ja plastisoituneen rakenteen osan pituuden avulla

$$\theta_u = \int \kappa(x) dx, \quad (3)$$

kun $\kappa(x)$ on palkin akselin käyristymä.

Tällöin kiertymäkapasiteetti on riippuvainen plastisoituneen alueen laajuudesta ja käyristymäjakaumasta. Esimerkiksi jatkuvalla palkilla plastisen nivelen syntyessä kenttäalueella plastisoitunut alue on laajempi kuin tuelle muodostuvan nivelen tapauksessa. Tasaisen kuorman tapauksessa tämä vielä korostuu verrattuna pistemäiseen kuormaan.

Yleensä murtorajatilatarkasteluissa kiertymäkapasiteetilla tarkoitetaan plastista osaa rakenteen kiertymäkapasiteetin kokonaisarvosta, jolloin

$$\theta_p = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{x_u} - \frac{\epsilon_{ce}}{x} \right) l_p, \quad (4)$$

missä ϵ_{cu} on betonin muotopuristuma, ϵ_{ce} betonin myötöpuristuma, x_u puristuspinnan korkeus murtotilanteessa, x puristuspinnan korkeus halkeilleena ja l_p plastisoituneen rakenteen osan pituus.

BETONIRAKENTEEN JÄYKKYYS

Yleistä

Betonirakenteen jäykkyys toden mukaisen arvon määrittäminen on erityisen tärkeää pakkovoimaluonteisten kuormitusten kannalta, koska voimasuureiden suuruus on suoraan riippuvainen rakenteen jäykkyyydestä.

Rakenteen jäykkyteen vaikuttavat seikat voivat olla rakenteen geometriasta, rakennemateriaalien fysikaalisista ominaisuuksista tai voimasuureiden jakaumasta riippuvia.

Rakenteen jäykkyyden mittana pidetään yleisesti käyristymän ja taivutusmomentin suhdetta tai normaalivoiman vaikuttaessa momentin lisäksi käyristymän riippuvuutta taivutusmomentin ja normaalivoiman yhdistelmästä. Betonin ollessa halkeamattoman alhaisessa rasitustilassa käyristymän laskenta on yksinkertaista. Mutta kun betonirakenne halkeaa, tilanne mutkistuu.

Betonirakenteen jäykkyys pienenee huomattavasti, kun rakenne halkeaa. Ensimmäinen halkeama muodostuu yleensä rasitetuimpaan kohtaan, jossa betonin vetojännitys on suurin. Kuormitusta lisättäessä rakenteeseen syntyy lisää halkeamia ja jäykkyys pienenee edelleen.

Jäykkyyden pienenemiseen vaikuttaa olennaisesti vetoteräsmäärä. Mitä vähemmän on vetoteräksiä sitä pienempi on haljenneen ja halkeamattoman tilan mukaisten jäykkyyksien suhde. Rakenteen jäykkyys on riippuvainen kuormitusasteesta, jonka suurentuessa betonin jännitys-muodonmuutoskäyrä alkaa kaareutua ja betoni tavallaan pehmenee. Vastaavasti myös vetoteräokset saattavat saavuttaa myötövaiheen, jolloin rakenteen jäykkyys yhä pienenee.

Vetoterästen saavuttaessa myötölujenemisvaiheen rakenne kuitenkin uudelleen jäykistyy. Kuten edellä todettiin, betonin jännitys-muodonmuutoskäyrä vaikuttaa jäykkyyteen. Näin ollen rakenteen jäykkyys on pienempi pitkäaikaikuormituksella kuin lyhytaikaikuormituksella betonin viruman vuoksi. Lämpötilan kohoaminen suurentaa betonin virumaa moninkertaiseksi, jolloin rakenteen jäykkyys edelleen pienenee.

Pitkäaikaikuormituksen poistamisen jälkeen rakenteeseen jää muodonmuutos, joka on viruman palautumaton osa. Täten rakennetta uudelleen kuormitettaessa ja analysoitaessa pitää tarkan tuloksen saavuttamiseksi tietää rakenteen kuormitushistoria. Rakenteen jäykkyys uudelleen kuormitettaessa on riippuvainen aikaisemmasta kuormitusasteesta, jos rakenne on kuormitettu myötövaiheeseen. Rakenteen todellinen jäykkyys on haljenneen tilan jäykkyyttä suurempi, koska halkeamien väliset halkeamattomat osat jäykistävät rakennetta. Tämä otetaan huomioon tehollisen jäykkyyden kaavoissa. Halkeamaväliin ja näin myös rakenteen jäykkyyteen vaikuttavat veto-terästen tartuntaominaisuudet ja betonin vetolujuus.

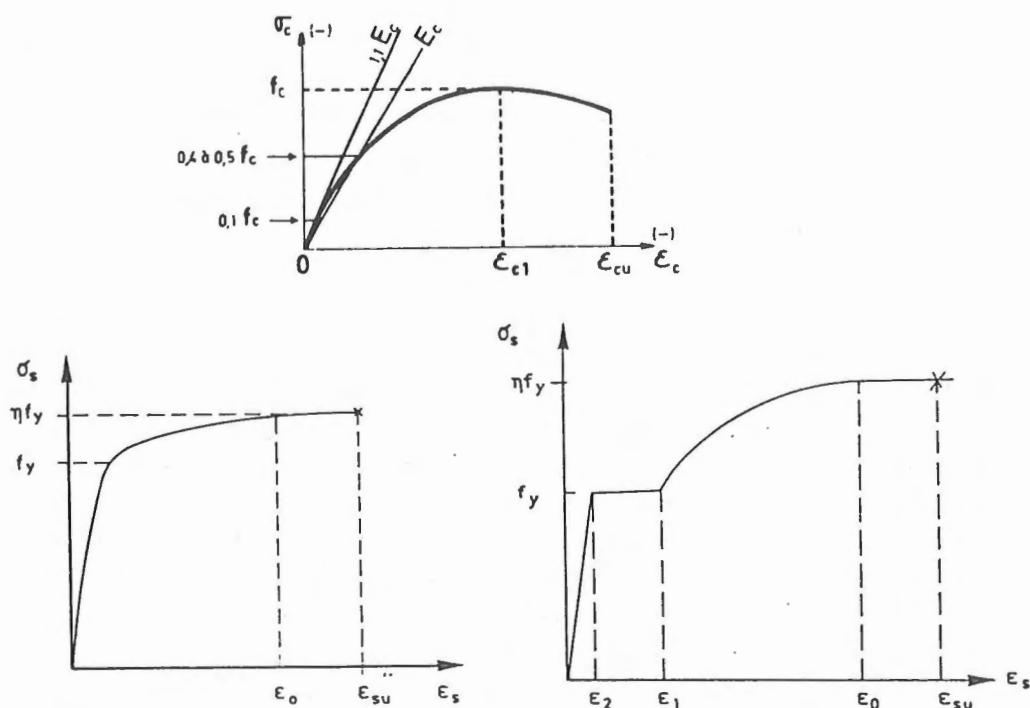
Rakenteen jäykkyysjakauma, jota käytetään pakkovoimaluonteisten kuormitusten suuruuksia määritettäessä, on riippuvainen voimasuureiden jakaumasta. Tällöin rakennetta analysoitaessa sekä rakenteen jäykkyys että voimasuureiden jakauma ovat muuttuvia ja ratkaisuihin joudutaan iteratiivisiin menetelmiin.

Betonipalkkien jäykkyyteen vaikuttaa myös normaalivoima. Voima voi aiheutua joko esijännityksestä tai se voi olla myös ulkoinen kuorma. Puristavan normaali-

voiman vaikutuksesta rakenteen jäykkyys suurenee ja vetävän normaalivoiman vaikutuksesta pienenee. Jäykkyyteen vaikuttavista muista seikoista voidaan mainita rakenteen poikkileikkausmuoto /2, 3/.

Jäykkyyden laskeminen

Jäykkyyden ollessa riippuvainen rakenteen rasitusasteesta on laskennassa käytettävä mahdollisimman todennukaisia jännitys-muodonmuutosyhteyksiä sekä betonille että teräkselle. Kuvassa 1 on esitetty betonin ja teräksen $\sigma - \epsilon$ -kuvaajat.



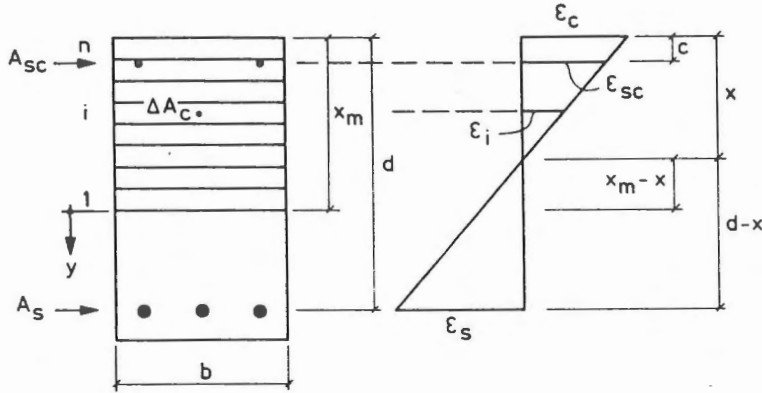
Kuva 1. Betonin ja terästen jännitys-muodonmuutosyhteydet.

Jäykkyyden laskemisessa tarvitaan betonin puristusvyöhykkeen korkeus eli neutraaliakselin sijainti.

Betonin jännitysjakautuman ollessa lineaarinen ($\sigma_c \leq 0,6 f_c$) neutraaliakselin sijainnin määrittäminen on triviaali tehtävä eikä siihen tässä yhteydessä puututa. Sen sijaan betonin jännitysjakautuman ollessa epälineaarinen neutraaliakselin sijaintia ei voida ratkaista eksplisiittisesti. Tällöin ratkaisu löytyy iteratiivisella me-

netelmällä /5/.

Neutraaliakselin sijainti voidaan ratkaista numeerisesti jakamalla poikkileikkauksen puristuspuoli kaistoihin (kuva 2), joita tarkastellaan erikseen. Laskennan aluksi valitaan fiktiivinen puristuspinnan korkeus x_m siten, että todellinen puristuspinnan korkeus ei missään tilanteessa ylitä tätä. Puristuspinnan ollessa matalampi kuin x_m oletetaan, etteivät kaikki kaistat ole toimivia.



Kuva 2. Merkinnät.

Poikkileikkauksen tasapainoehto on tällöin

$$\sum_{i=1}^n \Delta A_c \sigma_{ci} + A_{sc} \sigma_{sc} + A_s \sigma_s = 0. \quad (5)$$

Puristuspinnan korkeus lasketaan kasvattamalla poikkileikkauksen käyritysmää asteittain.

Aluksi valitaan x_m :ää vastaava ξ_m . Sopiva arvo on

$$\xi_m = 1,25 \xi_0, \quad (6)$$

kun ξ_0 on puristuspinnan suhteellinen korkeus kimmoisassa haljennessa tilassa ennen betonin plastisoitumista.

Käyritymän sallitaan kasvaa asteittain 0:sta suhteelliseen arvoon d/R , jolloin materiaalinurto tapahtuu. Jokaisen käyritymän lisäyksen jälkeen muutetaan teräksen venymää ϵ_s /5/.

Iteratiivinen prosessi voi olla seuraava:

1. Suurennetaan d/R uuteen arvoon, jota pidetään vakiona laskukierroksen myöhem-

pien laskuvaiheitten aikana.

2. Suurennetaan vetoterästen muodonmuutosta $\Delta \epsilon_s$:llä arvoon ϵ_s $\Delta \epsilon_s$:n ollessa aluksi sama kuin muodonmuutoksen lisäys edellisen d/R :n muutoksen aikana.
3. Lasketaan muodonmuutokset

$$\begin{aligned}\epsilon_c &= - \left(1 - \frac{R}{d} \epsilon_s\right) \frac{d}{R} = \epsilon_s - \frac{d}{R}, \\ \epsilon_{sc} &= \frac{1 - \xi \epsilon_s - \gamma}{1 - \xi \epsilon_s} \left(\epsilon_s - \frac{d}{R}\right) = \epsilon_s - \frac{d}{R} (1 - \gamma) \text{ ja} \\ \epsilon_i &= \epsilon_s - \frac{d}{R} \left(1 - \xi_m + \alpha \left(i - \frac{1}{2}\right)\right),\end{aligned}\tag{7}$$

missä $\alpha = \frac{\Delta A_c}{A_c}$.

4. Laskettujen muodonmuutosten sekä betonin ja teräksen jännitysmuodonmuutoskäyrien avulla määrätään suhteelliset jännitykset σ_{ci}/f_c , σ_{sc}/f_y ja σ_s/f_y .
5. Sijoitetaan kohdan 4 mukaan lasketut jännitykset yhtälöön

$$\alpha \sum \frac{n}{l} \frac{\sigma_{ci}}{f_c} + \omega \left(\frac{\sigma_s}{f_y} + \frac{\omega}{\omega} \cdot \frac{\sigma_{sc}}{f_y} \right) = 0.\tag{8}$$

Jos yhtälö ei toteudu riittävällä tarkkuudella, säädetään $\Delta \epsilon_s$:n arvoa ja toistetaan iteraatio kohdasta 2 lähtien.

6. Lasketaan suhteellinen puristuspinnan korkeus ξ yhtälöstä

$$\xi = 1 - \frac{R}{d} \epsilon_s.\tag{9}$$

Betonirakenteen jäykkyyden arvioimisessa käytetään tehollisen jäykkyyden käsitettä, jolla tarkoitetaan rakenteen todellisen jäykkyyden suhdetta kimmoteoreettiseen haljenneeseen jäykkyyteen. Tehollinen jäykkyys on riippuvainen rasitusasteesta.

Tehollisen jäykkyyden arvioimiseen voidaan käyttää joko viranomaisohjeissa esitettyä kaavaa

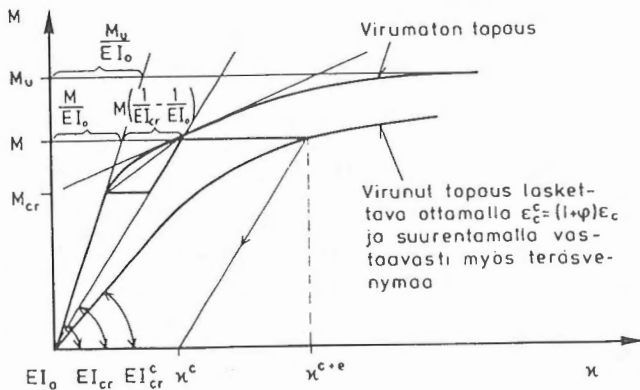
$$(EI)_{\text{teh}} = \left(\frac{M_r}{M}\right)^3 EI_o + \left(1 - \left(\frac{M_r}{M}\right)^3\right) A_s E_s z (d - x)\tag{10}$$

tai jäykkyyssuhde voidaan arvioida myös kaavalla /6/

$$(EI)_{\text{teh}} = \frac{EI_{cr}}{\frac{1}{0,85} \left(1 - \frac{M_{cr}}{M}\right) + \frac{M_{cr}}{M} \cdot \frac{I_{cr}}{I_0}} \quad (11)$$

VOIMASUUREIDEN LASKENTA

Seuraavassa esitetään kimmoteoriaan perustuva laskentamenetelmä mekaanisen kuormituksen ja lämpögradientin aiheuttamien voimasuureiden laskemiseksi taivutetuissa rakenteissa, kun otetaan huomioon rakenteen kuormitushistoria, betonin viruma ja terästen myötönlujeneminen sekä rakenteen todellinen jäykkyys. Menetelmä on käsinlaskumenetelmänä suhteellisen työläs useampiaukkoisille palkeille tai kehillle, mutta tietokonetta käyttäen tehokas antaen jokseenkin tarkan voimasuurejakauman. Menetelmässä lasketaan poikkileikkauksittain epälineaarisuuden aiheuttama käyritymän lisäys kuvan 3 mukaisesti.



Kuva 3. Laskentamenetelmä.

Laskentavaieheet

1. Ratkaistaan kimmoteoriaa käyttäen rakenteen taivutusmomenttipinta M_0 olettamalla rakenne halkeilemattomaksi (käytetään halkeamattoman tilan mukaista jäykkyystä EI_0). Kuormitus muodostuu mekaanisesta kuormasta ja lämpökuormasta.
2. Haetaan haljenneet alueet rakenteesta. Poikkileikkaus tulkitaan haljenneeksi, kun poikkileikkauksen reunalla vetojännitys ylittää betonin ominaisvetolujuuden.

3. Haljenneille rakenteen osille lasketaan haljenneen tilan mukainen jäykkyys

$$EI_{cr}.$$

4. Lasketaan halkeilun tai, jos teräkset ovat myötörajalla, terästen myödyn aiheuttama käyritymän lisäys haljenneilla alueilla

$$\Delta\kappa(x) = M_o(x) \left(\frac{1}{EI_{cr}(x)} - \frac{1}{EI_o(x)} \right), \text{ kun } \sigma_s(x) < f_y \text{ ja } \sigma_c(x) < 0,6 f_c$$

$$\Delta\kappa(x) = \frac{\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)}{d(x)} - \frac{M_o(x)}{EI_o(x)}, \text{ kun } \sigma_s(x) = f_y \text{ tai } \sigma_s(x) \geq 0,6 f_y. \quad (12)$$

5. Käyritymien $\Delta\kappa(x)$ avulla lasketaan halkeilun tai terästen myödyn aiheuttamat kiertymät integroimalla käyritymän muutos deformatuneen rakenteen osan yli ja siirretään se nurkkiin vaikuttamaan

$$\theta_i = \int \frac{L-x}{L} \Delta\kappa(x) dx$$

$$\theta_j = \int \frac{x}{L} \Delta\kappa(x) dx. \quad (13)$$

6. Lasketaan yksikkökiertymien aiheuttamat taivutusmomenttipinnat asettamalla deformatuneiden sauvojen välisiin nurkkiin vuorotellen kiertymä $\theta_i = 1$. Täten saadaan M_i^1 -momenttipinnat.
7. Lopullinen momenttipinta saadaan superponoimalla halkeamattoman tilan mukaisiin momentteihin halkeilun vaikutus

$$M(x) = M_o(x) + \sum M_i^1 \theta_i. \quad (14)$$

8. Saavutetun laskutarkkuuden tarkistus suoritetaan laskemalla $\Delta\kappa(x)$ uudelleen $M(x)$:n arvolla kohdan 4. mukaisesti ja, jos on saavutettu tarvittava tarkkuus, laskenta voidaan lopettaa. Jos ei ole saavutettu haluttua tarkkuutta, laskentaa voidaan jatkaa kohtien 5...8 mukaan iteroimalla. Lopuksi saadaan virumattoman tapauksen mukainen taivutusmomenttijakauma, missä on otettu huomioon betonin halkeilun vaikutus ja betonin sekä teräksen todellinen jännitys-muodonmuutos-yhteys.
9. Viruman vaikutus voidaan ottaa huomioon laskemalla taivutusmomenttia vastaava viruneen palkin käyritymä κ^{c+e} , jolloin käyritymän lisäys haljenneilla ja viruneilla alueilla on

$$\Delta \kappa(x) = \kappa^{c+e} - \frac{M_o(x)}{EI_o} \quad (15)$$

Virunut käyristymä lasketaan kertomalla betonin lyhytaikaisen kimmokertoimen mukaan laskettu muodonmuutos $(1+\phi)$:llä suurentamalla vastaavasti teräsvenymää.

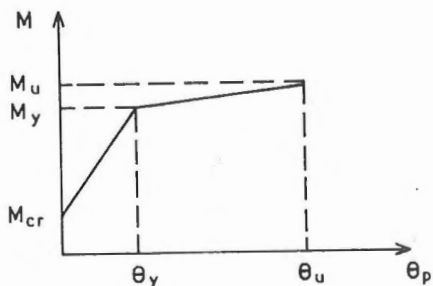
Lämpötilan vaikutus virumaan voidaan ottaa huomioon suurentamalla $(1+\phi)$:tä lämpötilaa vastaavaksi.

Jos kuormitusta muutetaan kuormitus- ja laskenta-aikana, voidaan uusi tilanne laskea kohtien 1...9 mukaisesti säilyttämällä muistissa rakenteen aikaisemmat viruneet käyristymät κ^c ja ottamalla näiden vaikutus huomioon kohdassa 9 asettamalla κ^{c+e} :n paikalle arvo $\kappa^{c+e} + \kappa^c$.

Jos mekaaninen kuormitus poistuu kokonaan, voidaan vastaavasti sen aiheuttama viruma ottaa huomioon lämpögradientin aiheuttamien voimasuureiden laukeamisessa.

10. Rakenteen siirtymät voidaan laskea nurkkakiertymien ϕ ja käyristymien κ^{c+e} avulla.

Edellä esitettyä menetelmää voidaan soveltaa käsinlaskussakin, kun plastisoitunut alue korvataan nivelellä ja kullekin nivelelle käytetään kuvan 4 mukaisia momentti-kiertymäyhteyksiä. Tällöin kullekin nivelelle sallitaan M_u :n suuruisen momentti rajatilassa edellyttäen, että rakenteella on nivelkohdassa riittävä kiertymäkapasiteetti.



Kuva 4. Momentti-kiertymäyhteys.

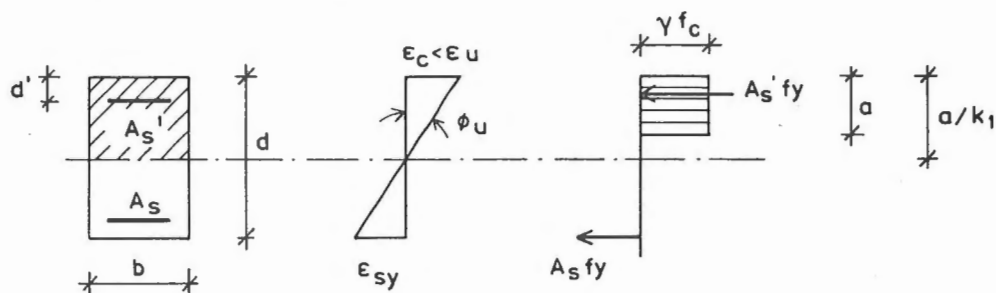
BETONIRAKENTEEN RIITTÄVÄN MUODONMUUTOSKYVYN OSOITTAMINEN MURTORAJATILASSA

Kiertymäkapasiteettiin vaikuttavat tekijät voidaan jakaa materiaali- ja kuormitustekijöihin sekä geometrisiin tekijöihin:

- Materiaalitekijät

- betonin laatu ja puristuslujuus
- veto- ja puristusterästen lujuus
- poikittaisterästen lujuus
- teräksen myötölujittuminen
- terästen ja betonin välinen tartunta
- betonin vetolujuus
- Geometriset tekijät
 - poikkileikkauksen muoto ja koko
 - vetoteräsmäärä
 - puristusteräsmäärä
 - poikittaisten terästen määrä ja väli
 - suojabetonietäisyys
- Kuormitustekijät
 - kuormituksen kesto
 - puristava tai vetävä normaalivoima
 - esijännitys
 - kuormituksen toisto
 - kuormituksen muutos
 - taivutusmomenttipinnan muoto.

Tarkastellaan kuvan 5 mukaista teräsbetonipoikkileikkausta.



Kuva 5. Teräsbetonipoikkileikkaus sekä muodonmuutos- ja jännitysjaakaumat.

Kiertymäkapasiteetiksi saadaan

$$\phi_u = \gamma \epsilon_u k_1 / ((g - g')d) , \quad (16)$$

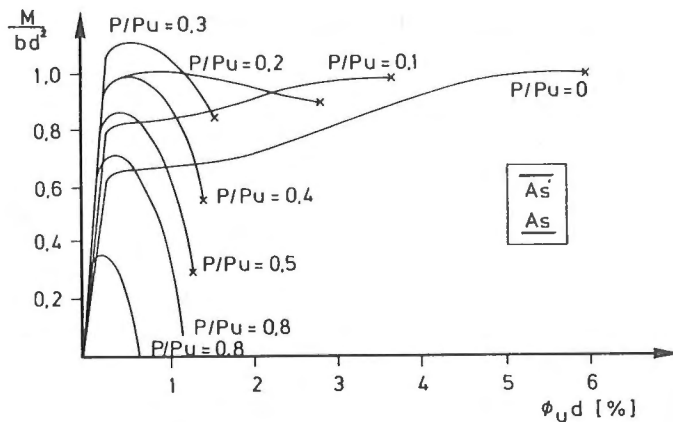
$$\text{missä } g = \frac{A_s f_y}{b d f_c} \text{ ja } g' = \frac{A_s' f_y}{b d f_c} . \quad (17)$$

Kertoimet γ ja k_1 vaihtelevat eri normeissa jonkin verran taulukon 1 mukaisesti.

Taulukko 1. Kertoimet γ ja k_1 .

Kerroin	RMK/B 4	ACI	CEB/FIB	CP/110
γ	0,70	0,85	0,85	0,67
k_1	0,80	0,85	0,80	1,00

Kuvassa 6 on esitetty puristavan normaalivoiman vaikutus kiertymäkapasiteettiin (P/P_u on suhteellinen normaalivoima, kun P_u on normaalivoimakapasiteetti).



Kuva 6. Kiertymäkapasiteetin riippuvuus suhteellisesta normaalivoimasta suora-kaidepoikkileikkauksella.

Seuraavassa esitetään lyhyesti betonin viruman, puristusterästen ja haoituksen vaikutus kiertymäkapasiteettiin.

Yleensä betonin viruman vaikutusta kiertymäkapasiteettiin ei oteta huomioon laskelmissa. Laskennallisesti viruman vaikutus voidaan ottaa huomioon muuntamalla betonin jännitys-muodonmuutoskäyrää puristuspuolella. Muuntokertoimenä on $(1+\phi)$, missä ϕ on virumaluku. Muuntokertoimella voidaan jakaa betonin lyhytaikainen kimmokerroin ja käyttää näin saatua kimmokerrointa kiertymäkapasiteetilaskelmissa. Betonin viruma kasvattaa kiertymäkapasiteettia. Tämä johtuu siitä, että betonin puristuspuolen viruman aiheuttama muodonmuutoksen lisäys sallii vetoteräksille myös suuremman muodonmuutoksen ilman, että poikkileikkauksen voimatasapainoa rikotaan.

Käytettäessä puristusteräksiä poikkileikkauksen puristusresultantti jakautuu betonin ja puristusterästen kesken. Poikkileikkauksen puristetun osan korkeus on tällöin jonkin verran pienempi kuin vastaavalla ilman puristusteräksiä olevalla poikkileikkauksella. Neutraaliakselin kohoaminen aiheuttaa vetoteräksiin vastaavasti suuremman muodonmuutoksen murtotilanteessa, joten muodonmuutosenergiaa on varastoitunut palkkiin enemmän. Tällöin vastaavasti kiertymäkapasiteetti on suurempi.

Plastisen nivelen alueella oleva haoitus suurentaa nivelen kiertymäkapasiteettia. Tämä johtuu pääasiassa siitä, että haoitus pitää betonin koossa poikkileikkauksen puristetulla puolella ja sitoo sen palkin vetoteräksiin. Täten betonin puristusmuodonmuutokset voivat olla huomattavasti suurempia kuin haoittamattomalla betonilla.

Kiertymäkapasiteetin laskenta

Seuraavassa esitetään kiertymäkapasiteetin laskentamenetelmä.

Tutkimustuloksiin perustuen on esitetty laskentakaavoja betonin murtopuristumalle ϵ_{cu} ja plastisoituneen alueen pituudelle l_p . Bakerin kaavassa plastisoituneen alueen pituus l_p lasketaan puristetun betonin ollessa haoittamaton lausekkeesta

$$l_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{Z}{d}\right)^{1/4} d, \quad (18)$$

missä $k_1 = 0,7$ kuumamuokatuille ja $0,9$ kylmämuokatuille teräksille,

$k_2 = 1 + 0,5 Pu/Po$, Pu on rakenteen normaalivoima ja Po normaalivoimakapasiteetti,

$k_3 = 0,6$ betonille K 35,2 ja $0,9$ betonille K 11,7 sekä

Z on etäisyys momentin nollakohdasta.

Betonin ollessa haoitettu plastisoituneelle rakenteen pituudelle käytetään arvoa

$$l_p = 0,8 k_1 k_2 \left(\frac{Z}{d}\right) x_u. \quad (19)$$

Haoittamattoman betonin tapauksessa betonin maksimipuristumalle käytetään arvoa

$$\epsilon_u = 0,0035 \quad (20)$$

ja haoitetun betonin tapauksessa

$$\epsilon_{cu} = 0,0015 (1 + 150 \rho_s + (0,7 - 10 \rho_s)) \frac{d}{x_u} \leq 0,01, \quad (21)$$

missä ρ_s on hakateräsmäärän suhde harjaterästen rajoittaman betonin määrään.

Corleyn mukaan l_p lasketaan lausekkeesta

$$l_p = 0,5 d + 0,2 d \left(\frac{Z}{d}\right) \quad (\text{mitat tuumina}) \quad (22)$$

ja ϵ_{cu} lausekkeesta

$$\epsilon_{cu} = 0,003 + 0,02 \frac{b}{Z} + \left(\frac{\rho_s}{138} \frac{f_y}{f_c}\right)^2, \quad (23)$$

kun b on palkin leveys. Laskettaessa tekijää ρ_s otetaan hakaterästen lisäksi huomioon puristusteräokset.

Mattock on yksinkertaistanut Corleyn kaavan käyttämällä lausekkeita

$$l_p = 0,5 b + 0,05 Z \quad \text{ja} \quad (24)$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003 + 0,02 \frac{b}{Z} + 0,2 \rho_s. \quad (25)$$

Kiertymäkapasiteetti voidaan laskea myös rakenteen käyristymän avulla. Kiertymäkapasiteetti lasketaan tällöin käyttämällä 0,5-kertaista keskiarvoa käyristymälle plastisoituneella alueella verrattuna maksimikäyristymään. Plastitoituneena alueena käytetään haljenneen rakenneosan pituutta, missä taivutusmomentti ylittää halkeamamomentin. Lisäksi momenttipinnan muoto otetaan huomioon kertoimella 0,5, kun momenttipinta on kolmiosainen tai kun se muodostuu arvoaan muuttavasta käyrästä, esimerkiksi paraabelista. Vakiomomentin tapauksessa kerroin on 1.

Kiertymäkapasiteetti haljenneelle pituudelle voidaan laskea kaavasta

$$\theta = 0,5 k_M L_{cr} \kappa_u, \quad (26)$$

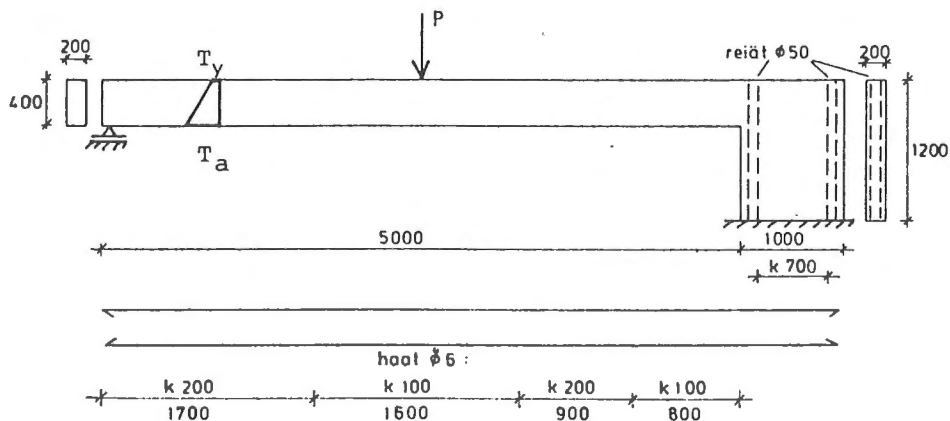
missä $k_M = 0,5$ kun momenttipinta on muuttuva ja $= 1$, kun momenttipinta on vakio. L_{cr} on rakenteen haljenneen osan pituus ja κ_u maksimimomenttikohdan käyristyskapasiteetti. Menetelmää kutsutaan jatkossa koetulosten vertailussa laskennallisiin tuloksiin Huovisen menetelmäksi.

KOEKUORMITUKSET

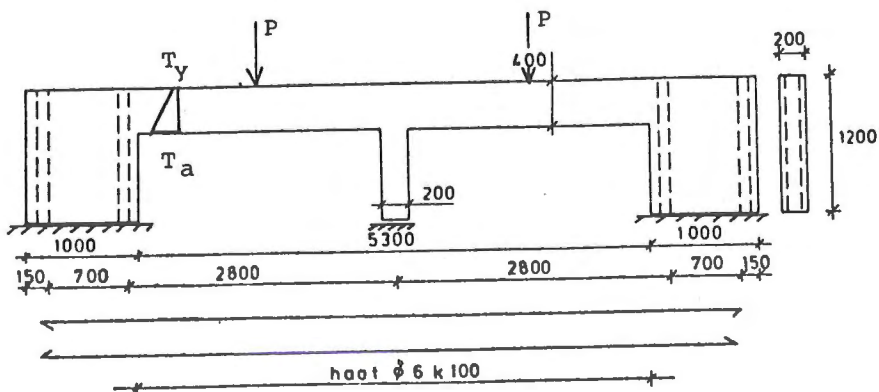
VTT:n betoni- ja silikaattitekniikan laboratoriossa suoritettiin kuormituskokeita, joiden avulla selvitettiin lämpökuormasta (80°C :n lämpögradientti palkin alaja yläpinnan välillä) ja mekaanisesta kuormasta aiheutuvia muodonmuutoksia, siirtymiä ja voimasuureita. Lisäksi tutkittiin erityisesti lämpökuorman laukeamista mur-

totilanteessa kuormittamalla vertailukoekappale ilman lämpökuormaa murtoon. Palkkien jäykkyysjakamaa seurattiin rasitusasteen muuttuessa. Kuvassa 7 on esitetty koejärjestely ja taulukossa 2 koepalkkien teräsmäärät.

TYYPPI 1



TYYPPI 2



Kuva 7. Koekappaleet.

Taulukko 2. Koekappaleet (Betoni K 40).

Koekappale tyyppi	ρ_s (%)	ρ_y (%)	kpl	Rauditus	Mitoitustapa
1 a	0,43	0,43	3	A 400 H	epälineaar.
1 b	0,43	1,72	1	A 400 H	kimmoteor.
1 c	1,29	1,29	3	A 400 H	epälineaar.
1 d	1,29	2,69	1	A 400 H	kimmoteor.
1 e	0,43	0,43	1	B 500	epälineaar.
2 a	0,43	0,43	2	A 400 H	epälineaar.
2 b	1,29	1,29	2	A 400 H	epälineaar.

Taulukossa 3 on esitetty palkeista määritetyt lujuusarvot, joiden perusteella laskennallinen analyysi suoritettiin.

Taulukko 3. Palkeista määritetyt lujuusarvot [MPa].

Palkki	Teräket				Betoni
	kenttä		tuki		K
	f_y	f_u	f_y	f_u	
1 a	458	690	458	690	51,6 / 54,4 / 49,7
1 b	458	690	434	630	52,8
1 c	434	630	434	630	49,9 / 51,1 / 30,1
1 d	434	630	505	735	50,4
1 e	660	725	660	725	53,9
2 a	458	690	458	690	52,7 / 51,8
2 b	434	630	434	630	56,3 / 45,9

Taulukossa 4 on esitetty laskennallisten myötö- ja murtokuormien arvot todellisten materiaalilujuuksien mukaan laskettuna käyttäen sekä kimmoteoriaa että plastisuusteoriaa palkeille 1 a...1 e. Kimmoteoreettinen tulos on ilmoitettu se-

kä mahdollisen lämpömomentin kanssa että ilman lämpögradientin vaikutusta. Taulukossa on ilmoitettu myös koetulokset P_y (myötökuorma) ja P_u (murtokuorma).

Taulukko 4. Todellisten lujuusarvojen mukaisten laskennallisten myötö- ja murtokuormien P_y ja P_u arvot verrattuna koetuloksiin palkeilla 1 a...1 e [kN].

Palkki	Laskennalliset tulokset						Koetulokset	
	Kimmoteorian mukaan				Plastisuusteoria			
	P, kun $\Delta T=80^{\circ}\text{C}$		P yksin		P			
	Myötök.	Murtok.	Myötök.	Murtok.	Rajak.	Murtok.	P_y	P_u
1a/1	-	-	54,8	81,4	61,8	91,9	60	81,0
1a/2	33,7	60,4	54,8	81,4	61,8	91,9	59	82,0
1a/3	53,4	85,5	54,8	81,4	61,8	91,9	60	81,0
1b	104,3	136,4	66,1	98,2	113,2	160,2	73	145,6
1c/1	-	-	147,7	206,1	166,7	232,6	138	193,1
1c/2	94,2	152,6	147,7	206,1	166,7	232,6	150	188,2
1c/3	145,9	216,3	147,7	206,1	166,7	232,2	150	201,0
1d	223,4	303,7	178,1	248,6	229,5	309,0	-	160,0
1e	57,0	64,4	78,0	85,4	88,0	96,4	87,4	94,5

Taulukossa on lämpömomenttia laskettaessa käytetty haljenneen tilan mukaista jäykkyyttä.

Taulukossa 5 on esitetty vastaavasti palkeille 2a...2 b laskennallisten myötö- ja murtokuormien arvot todellisia materiaalilujuuksia vastaavasti. Taulukossa on esitetty myös koetulos.

Taulukko 5. Todellisten lujuusarvojen mukaisten laskennallisten myötö- ja murto-
kuormien arvot verrattuna koetuloksiin palkeilla 2 a...2 b [kN].

Palkki	Laskennalliset tulokset						Koetulokset	
	Kimmoteorian mukaan				Plastisuusteoria			
	P, kun $\Delta T=80^{\circ}\text{C}$		P yksin		P			
	Myötök.	Murtok.	Myötök.	Murtok.	Rajak.	Murtok.	P_y	P_u
2a/1	452,5	494,8	154,0	228,8	154,0	228,8	250,0	353,0
2a/2	-	-	154,0	228,8	154,0	228,8	230,0	365,0
2b/1	536,2	610,7	415,1	579,3	415,1	579,3	500,0 ^{*)}	590,0 ^{*)}
2b/2	-	-	415,1	579,3	415,1	579,3	-	485,0 ^{**)}

^{*)} Kokeessa 2 x 295,0 kN k/k 500 mm toisessa jännteessä; ^{**)} Leikkausmurto

Taulukossa 6 on esitetty kokeissa mitattujen ja laskennallisten taipumien arvot vertailua varten.

Taulukko 6. Taipumien vertailu [mm].

Palkki	Laskennalliset tulokset			Koetulokset		
	$v_{\Delta T}$	$v_{P_y}^1$	$v_{P_y}^2$	$v_{\Delta T}$	$v_{P_y}^1$	$v_{P_y}^2$
1a/1	1,8	8,2	10,5	3,9	-	12
1a/2	1,8	8,2	10,5	4,2	-	10
1a/3	1,8	8,2	10,5	3,7	-	9
1b	1,8	10,3	17,5	3,1	-	14
1c/1	1,8	9,1	11,7	3,7	-	15
1c/2	1,8	9,1	11,7	3,2	-	-
1c/3	1,8	9,1	11,7	3,6	-	12
1d	1,8	13,9	17,2	3,3	-	16
1e	1,8	10,1	13,0	3,1	-	28
2a/1	0	2,0	2,0	0,1/-0,1 ^{*)}	-	8,0
2a/2	0	2,0	2,0	-0,2/-0,1	-	5,0
2b/1	0	5,8	5,8	0/0	-	11,0
2b/2	0	5,8	5,8	0,1/0,1	-	-

^{*)} Taipumat ilmoitettu molemmissa kentissä.

Taipuma $v_{p_y}^1$ laskelmien mukaan vastaa tällöin myötökuormaa P_y ensimmäisen plastisen nivelen muodostuessa $v_{p_y}^2$ vastaavasti toisen nivelen muodostuessa.

Taulukossa 7 on esitetty eri menetelmillä lasketut ja kokeissa saavutetut kiertymäkapasiteetit tuella sekä kimmoteorian mukaan laskettu tuen vaadittu kiertymä (θ_3) toisen plastisen nivelen muodostumiseksi kenttään.

Taulukko 7. Koepalkkien 1 a...1 e laskennalliset ja kokeissa saavutetut tuen kiertymäkapasiteetit sekä tuen kimmoteoreettinen kiertymä kentän plastisoitumisvaiheessa. (Kiertymäarvot kerrottava 10^{-3} [rad]:lla.)

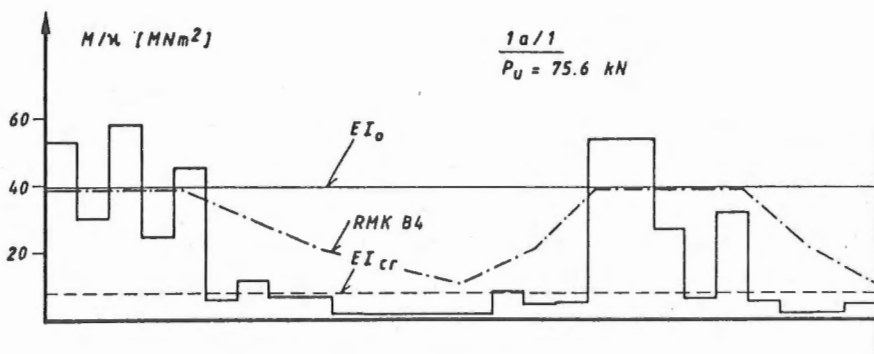
Palkki	Laskennalliset tulokset θ_p^t					Koe θ_p^t	Lask. θ_3
	Baker	Corley	CEB	Plem	Huovinen		
1a/1	14,7	42,0	52,1	42,6	27,2	47,9	4,3
1a/2	14,7	42,0	52,1	42,6	27,2	44,2	4,3
1a/3	14,7	42,0	52,1	42,6	27,2	35,2	4,3
1b	14,8	17,0	12,9	13,1	13,8	38,1	7,1
1c/1	12,3	19,3	17,3	14,2	11,4	41,8	4,7
1c/2	12,3	19,3	17,3	14,2	11,4	36,2	4,7
1c/3	12,3	19,3	17,3	14,2	11,4	30,3	4,7
1d	7,9	17,2	8,3	7,6	7,5	28,2	7,0
1e	15,1	33,6	41,7	34,5	23,5	18,7	5,3

Taulukossa 8 on esitetty vastaava vertailu palkeille 2 a...2 b tuella (k_1 kenttä 1, k_2 kenttä 2).

Taulukko 8. Koepalkkien 2 a...2 b laskennalliset ja kokeissa saavutetut tuen kiertymäkapasiteetit $\times 10^3$ [rad].

Palkki	Laskennalliset tulokset θ_p^t								Koe θ_p^t	
	Baker		Corley		CEB		Huovinen		k_1	k_2
	$N=N_T$	$N=0$	$N=N_T$	$N=0$	$N=N_T$	$N=0$	$N=N_T$	$N=0$		
2a/1	9,1	8,0	10,0	75,4	6,9	52,1	1,6	14,6	23,8	19,3
2a/2	9,1	8,0	10,0	75,4	6,9	52,1	1,6	14,6	24,2	18,5
2b/1	7,8	6,6	9,1	29,5	5,4	17,4	1,2	4,9	12,7	13,9
2b/2	7,8	6,6	9,1	29,5	5,4	17,4	1,2	4,9	6,0	5,7

Kuvassa 8 on esimerkinomaisesti esitetty palkille 1a/1 jäykkyysjakauma murtotilanteessa. Kuvassa on esitetty myös halkeamattoman tilan mukainen jäykkyys EI_o , haljenneen tilan mukainen jäykkyys EI_{cr} ja Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B 4 mukainen jäykkyys.



Kuva 8. Palkin 1a/1 jäykkyysjakauma murtotilanteessa.

JOHTOPÄÄTÖKSET

Vertaamalla laskennallisia tuloksia koetuloksiin voidaan tehdä seuraavat päätelmät voimasuureiden, siirtymien, kiertymäkapasiteettien ja palkkien jäykkyyksien sekä lämpökuormituksen laukeamisen suhteen.

Taulukon 4 mukaisia palkkien 1 a...1 e myötö- ja murtokuormia (P_y ja P_u) vertaamalla voidaan todeta, että palkeilla 1 a, joiden sekä ylä- että alapinnan raudoitusmäärä on pienin, P_y :n arvojen (59...60 kN) ja P_u :n arvojen (81,0...82,0) hajoonta on pieni. Palkki 1a/1 kuormitettiin murtoon pelkällä mekaanisella kuormalla, 1a/2 +80 °C lämpögradientilla mekaanisen kuorman lisäksi ja 1a/3 -80 °C lämpögradientilla mekaanisen kuorman lisäksi. Koetuloksista voidaan päätellä, että lämpökuormalla ei ole ollut vaikutusta myötö- eikä murtokuormaan. Myötökuorma P_y vastaa taulukon 4 mukaan lähes plastisuusteorian mukaista rajakuormaa (61,8 kN) ylittäen kimmoteoreettisen myötökuorman myös ilman lämpökuorman vaikutusta (54,8 kN). Murtokuorma P_u puolestaan on kimmoteoreettisen murtokuorman suuruinen myös ilman lämpökuorman vaikutusta (81,4 kN) alittaen plastisuusteoreettisen murtokuorman (91,9 kN).

Palkilla 1 b, jolla kenttä on mitoittava lämpökuorman lauettua, myötökuorma (73 kN) ylittää myös kimmoteoreettisen myötökuorman ilman lämpökuorman vaikutusta (66,1 kN) ja alittaa plastisuusteoreettisen rajakuorman (113,2 kN). Murtokuorma (145,6 kN) puolestaan ylittää kimmoteoreettisen murtokuorman ilman lämpökuorman vaikutusta (98,2 kN) ja alittaa plastisuusteoreettisen murtokuorman (160,2 kN) olleen suhteellisen lähellä jälkimmäistä.

Koska palkilla 1 b murtumisen aiheutti ainakin osittain terästen ankkuroidin pettäminen tuella, eivät koetulokset ole vertailukelpoisia laskelmien kanssa. Kuitenkin kokeessa todettu myötö- ja murtokuorman arvo ylittää kimmoteoreettiset arvot ilman lämpökuorman vaikutusta. Palkeilla 1 c, joista 1c/1 kuormitettiin murtoon pelkällä mekaanisella kuormalla, 1c/2 +80 °C:n lämpögradientilla mekaanisen kuorman lisäksi ja 1c/3 -80 °C lämpögradientilla mekaanisen kuorman lisäksi, P_y :n arvot (138...150 kN) ja P_u :n arvot (188,2...201,0 kN) ovat suhteellisen lähellä kimmoteoreettisia arvoja ilman lämpökuorman vaikutusta (myötökuorma 147,7 kN, murtokuorma 206,1 kN). Lisäksi voidaan havaita, että ilman lämpökuormaa murtoon kuormitetun palkin 1c/1 myötö- ja murtokuorman arvot ovat jonkin verran jopa pienempiä kuin lämpökuormalla mekaanisen kuorman lisäksi kuormitetulla palkilla 1c/2. Vastaavasti palkilla 1c/3, jolla kenttä on mitoittava lämpökuorman vaikutus huomioon ottaen saavutettiin sama myötökuorma kuin palkilla 1c/2 ja likimain sama murtokuorma kuin palkilla 1c/1. Tällöin voidaan otaksua lämpökuorman lauenneen myös palkeilla 1c myötövaiheessa. Kuitenkin voidaan todeta, ettei plastisuusteoreettisia raja- ja murtokuormia saavutettu palkeilla 1c.

Palkilla 1d tapahtui ankkurointimurto tuella, jolloin saavutettu murtokuorma alittaa laskennalliset myötö- ja murtokuormien arvot. Palkilla 1e saavutettiin liikimain plastisuusteoreettiset raja- ja murtokuormat, jolloin lämpökuorman vaikutus voidaan otaksua lauenneeksi myötövaiheessa.

Palkkien 2a...2b murtokuormista voidaan aluksi todeta, että murtotilanteessa vaikuttava lämpökuorma saattaa suurentaa murtokapasiteettia rakenteeseen syntyvän puristavan normaalivoiman vaikutuksesta. Tällöin rakenne kestää suuremman mekaanisen kuorman lämpökuorman vaikuttaessa kuin ilman lämpökuormaa. Murtokapasiteetin kasvu on suhteellisesti suurinta vetoteräsmäärän ollessa pieni.

Palkkien 2a/1 ja 2a/2 tuloksia (taulukko 5) vertaamalla ei voida todeta mainittavaa eroa. Palkeista 2a/1 kuormitettiin murtoon lämpökuorman kanssa ja 2a/2 ilman lämpökuormaa. Kuitenkin voidaan todeta, että laskennallisten myötö- ja murtokuormien arvot ylitettiin kokeissa 50 %:lla kummallakin palkilla, kun lämpökuorman vaikutusta ei oteta huomioon. Palkin 2a/1 tapauksessa ei kuitenkaan saavutettu kimmoteorian mukaista myötö- ja murtokuormaa, kun lämpökuorman aiheuttama taivutusmomentti ja normaalivoima otetaan laskelmissa huomioon.

Palkilla 2b/1 kokeessa saavutettu myötö- ja murtokuorma ylittää myös laskennalliset tulokset ilman lämpökuorman vaikutusta ollen vielä suhteellisen lähellä laskennallisiakin arvoja lämpökuorman vaikutus huomioon ottaen (taulukko 5).

Lämpögradientin aiheuttamia leikkausvoimia vertaamalla havaitaan, että palkeilla 1a leikkausvoima ylittää haljenneen tilan mukaisen arvon 37,5...75,0 % ollen vastaavasti 25,6...32,5 % halkeamattoman tilan mukaisesta arvosta. Palkilla 1b/1, joka kuormitettiin aluksi mekaanisella käyttökuormalla ennen lämpökuormaa, saavutettiin haljenneen tilan mukaisesta arvosta 76,2 % (halkeamattoman tilan mukaisesta arvosta 33,2 %) vastaava leikkausvoima. Syynä pieneen arvoon saattaa olla rakenteen halkeaminen käyttökuormasta, jolloin rakenteeseen on jäänyt palautumattomia halkeamia, jotka lämmityksen yhteydessä ovat menneet kiinni.

Palkilla 1c/2 lämpögradientin aiheuttama leikkausvoiman arvo oli suhteellisesti suurin ollen 71,3 % haljenneen tilan mukaista arvoa suurempi ja vastaavasti 74,6 % halkeamattoman tilan mukaisesta arvosta. Palkilla 1c/3 lämpögradientin aiheuttama leikkausvoima alitti haljenneen tilan mukaisen arvon. Palkilla 1d kokeessa todettu lämpögradientin aiheuttama leikkausvoima on 22,4 % haljenneen tilan mukaista arvoa suurempi. Palkilla 1e vastaavasti mitattu leikkausvoima on 28,2 % haljenneen tilan mukaista leikkausvoimaa suurempi.

Palkkien 1a...1e kokeissa mitatut taipuman arvot lämpökuormasta (taulukko 6) ovat kimmoteoreettisiin taipumiin nähden 1,7...2,3-kertaisia, joka aiheutuu rakenteiden halkeilusta. Vastaavasti murtokuormituksessa voidaan todeta rakenteen plastisoituessa mitattujen taipumien olevan suhteellisen lähellä laskettuja arvoja.

Palkkien 2a...2b taipumia vertaamalla voidaan puolestaan todeta, että lämpökuormasta mitattujen taipumien arvot ovat lähellä teoreettista arvoa. Vastaavasti murtokuormituksessa voidaan rakenteen myötövaiheessa mitattujen taipumien todeta olevan 1,9...4-kertaisia laskettuihin arvoihin nähden.

Kiertymäkapasiteetteja vertaamalla voidaan todeta, että palkeilla 1a...1e mitatut kiertymäkapasiteetin arvot tuella ylittävät laskennalliset arvot kaikilla laskumenetelmillä palkeilla 1b, 1c ja 1d (taulukko 7). Sen sijaan palkeilla 1a koetulokset ($35,2...47,9 \cdot 10^{-3}$ rad) alittavat CEB:n mukaisen laskennallisen kiertymäkapasiteetin ($52,1 \cdot 10^{-3}$ rad) ja palkilla 1e koetulos ($18,7 \cdot 10^{-3}$ rad) alittaa Corleyn ($33,6 \cdot 10^{-3}$ rad), CEB:n ($41,7 \cdot 10^{-3}$ rad), Plemin ($34,5 \cdot 10^{-3}$ rad) ja Huovisen ($25,3 \cdot 10^{-3}$ rad) mukaisen tuloksen.

Vertaamalla mitattuja kiertymäkapasiteetin arvoja tuella kimmoteoreettisiin kiertymiin plastisoitumisvaiheessa (kiertymä θ_3 taulukossa 7) todetaan viimeksimainittujen olevan huomattavasti pienempiä.

Palkkien 2a...2b mitatut kiertymäkapasiteetin arvot ylittävät molemmissa kentsissä kaikilla palkeilla laskennallisen arvon, kun poikkileikkaukseen otaksutaan muodostuvan täysi normaalivoima N_T . Kokeiden aikana tukien siirtymisen vuoksi tuloksia ei kuitenkaan voida verrata kuin suuruusluokkaisesti, koska kokeissa ei voitu mitata todellista normaalivoimaa palkeissa. Lisäksi voidaan todeta, että koetulokset ylittävät laskennalliset arvot normaalivoiman arvolla $N = 0$ likimain kaikissa tapauksissa Bakerin ja Huovisen menetelmällä. Sen sijaan Corleyn ja CEB:n mukaisia arvoja ei saavutettu.

Palkkien 1a...1e lämpömomentin täydellisen laukeamisen ehtona on, että kiinnitetyllä tuella kiertymäkapasiteetti on vähintään vastaavan vapaasti tuetun palkin tukikiertymän suuruinen. Vastaavasti palkeilla 2a...2b kiertymäkapasiteetin molemmilla tuilla on oltava vähintään vastaavanlaisen vapaasti tuetun palkin tukikiertymän suuruinen. Palkeille 1a...1e saadaan 80°C :n lämpögradientista vastaavaan vapaasti tuettuun palkkiin tukikiertymä

$$\varphi_0 = \frac{\alpha \Delta T L}{2d} = 4,95 \cdot 10^{-3} . \quad (27)$$

Palkeille 2a...2b saadaan vastaavasti

$$\varphi_0 = 2,65 \cdot 10^{-3} . \quad (28)$$

Seuraavassa verrataan laukeamisen ehtona olevia kiertymiä laskennallisiin kiertymäkapasiteetteihin ja kuormituskokeiden mukaisiin kiertymäkapasiteetteihin betonin alkaessa murtua.

Laskennallisista tuen kiertymäkapasiteeteista palkeille 1a...1e voidaan todeta, että Bakerin menetelmällä laskettaessa hakoja huomioimatta saadaan huomattavasti pienemmöt arvot kiertymäkapasiteetille kuin muilla menetelmillä. Tällöin laskettu kiertymäkapasiteetti alittaa φ_0 :n arvon palkkityypeillä 1b (alitus 37 %), 1c (alitus 25 %) ja 1d (alitus 62 %). Muilla menetelmillä laskien, samoin kuin Bakerin menetelmällä ottamalla haat huomioon kiertymäkapasiteetti palkeille 1a...1e on riittävä lämpömomentin laukeamiseksi murtotilanteessa.

Vastaavasti palkkien 2a...2b osalta voidaan todeta, että laskennalliset kiertymäkapasiteetit tuella alittavat vaadittavan φ_0 :n arvon lämpömomentin laukeamiseksi laskettaessa Bakerin menetelmällä ilman hakoja ja Huovisen menetelmällä olettaen poikkileikkauksen kehittyvän 40 °C:n keskimääräistä lämpötilanousua vastaava kimoteoreettinen puristava normaalivoima N_T . Muissa tapauksissa kiertymäkapasiteetti laskelmien mukaan on riittävä lämpömomentin laukeamiseksi.

LÄHDELUETTELO

- [1] CEP-FIP model code for concrete structures. 3rd ed. Paris 1978. Com. Euro-Int. du Béton, Bull. d'inf. 124/125-E. 348 s.
- [2] Chitnuyanondh, L. ym., Effective tensile stiffening in prestressed concrete wall segments. 5th Int. Conf. Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT). Berlin 13-17 Aug. 1979. North-Holland Publ. Comp., Amsterdam 1979. s. 45-60.
- [3] Macchi, G. & Sangalli, D., Effect of crack formation process and tension stiffening on thermal stresses relaxation in reinforced concrete containments. 5th Int. Conf. Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT). Berlin 13-17 Aug. 1979. North-Holland Publ. Comp., Amsterdam 1979. 8 s.
- [4] Plem, E., Flytleders rotationskapacitet. Nordisk Betong 17(1973)1, s. 43-51.
- [5] Plem, E., The rotation capacity of plastic hinges in reinforced concrete beams. A theoretical study. Lund 1981. Lund Inst. Technol., Dep. Struct. Mech. Rep. R81-1. 163 s.
- [6] Richmond, B. ym., Designing for temperature effects in concrete offshore oil-containing structures. London 1980. UEG-Rep. UR 17. 116 s.

Seppo Huovinen, tekn.lis., Valtion teknillinen tutkimuskeskus, betoni- ja silikaattitekniikan laboratorio