

## TERÄSBETONILAATTOJEN MINIMIRAUDOITUS

Karri Mäkinen - Pentti Lumme -  
Pekka Kanerva

Rakenteiden Mekaniikka Vol. 15  
No. 2 1982 s. 11...30

**YHTEENVETO:** Artikkelissa käsitellään Suomen nykyisten betoninormien laattarakenteita koskevia minimiraudoitusvaatimuksia ja niiden tarkoituksenmukaisuutta. Aluksi selvitetään minimiraudoitusvaatimuksen teoreettisia perusteita. Artikkelin pääosan muodostaa kuitenkin TKK:n rakennusinsinööriosastolla rakennetekniikan laboratoriossa suoritetun laajan laattakoesarjan tulosten esittely. Koesarjaan kuului neljää eri tyyppiä olevia laattoja yhteensä 22 kappaletta. Loppupäätelmissä esitetään eräitä ehdotuksia nykyisten minimiraudoitusohjeiden muuttamiseksi.

### JOHDANTO

Teräsbetonirakenteiden minimiraudoituksella tarkoitetaan sitä raudoituksen pinta-alaa, jota betoninormit vaativat rakenteissa vähintään käytettäväksi. Pinta-ala vaihtelee rakennetyypistä riippuen. Normien ohjeet perustuvat vaatimukseen, että raudoituksen tulee kyetä vastaanottamaan taivutusmomentin aiheuttama vetovoima, jos betonipoikkileikkaus halkeaa ulkoisten kuormien vaikutuksesta tai muusta syystä.

Laattarakenteiden osalta uusien betoninormien, by 15 /1/, vaatii, että pääraudoitusta tulee olla kentissä suurimpien momenttien kohdalla sekä ulokkeiden tuilla vähintään

$$\frac{A_s}{A_c} = 0.25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (1)$$

Päätangot tulee valita siten, että niiden väli on enintään kaksi kertaa laatan paksuus, kuitenkin enintään 300 mm. Jakotankoja tulee yhteen suuntaan raudoitetuissa laatoissa olla vähintään puolet pääraudoituksen vaaditusta minimipinta-alasta tai vähintään 20 % pääraudoituksen määrästä. Jakotankojen väli saa olla enintään kolme kertaa laatan paksuus, kuitenkin enintään 240 mm. Ristiin raudoitetuissa ja kaikilta sivuiltaan tuetuissa laatoissa noudatetaan enemmän raudoitetuissa suunnassa pääraudoituksesta ja vähemmän raudoitetuissa suunnassa raudoituksen suhteellisen määrän osalta jakoraudoituksesta annettuja ohjeita.

Nykyisten normien ohjeet betonirakenteiden minimiraudoitusmääristä pohjau-

tunevat melko vähiin tutkimuksiin. Varsinkin laatta- ja seinärakenteissa minimiraudoitusohjeet johtavat usein tarpeettoman suureen teräsmenekkiin. Tässä kirjoituksessa esiteltävään kokeellisen tutkimuksen /7/ tavoitteena oli tarkistaa laattarakenteiden minimiraudoitusvaatimusten tarkoituksenmukaisuus. Koeohjelman laadinnan pohjaksi tehtiin kirjallisuustutkimus "Taivutetun rakenteen minimiraudoitus" /6/. Siinä selvitettiin nykyisten ohjeiden perusteita sekä vertailtiin eri maiden normien minimiraudoitusmääriä.

#### MINIMIRAUDOITUSOHJEEN TEOREETTINEN JOHTO

Laattarakenteiden minimiraudoitusohje (1) perustuu vaatimukseen, että poikkileikkauksen murtomomentin tulee olla vähintään yhtä suuren kuin halkeamamomentin eli

$$M_u \geq M_r \quad (2)$$

Murtomomentti voidaan esittää muodossa

$$M_u = A_s \cdot f_u \cdot z \quad (3)$$

Betoniraudoituksissa yleisimmin käytetyn teräslaadun A400H murtolujuus on jokseenkin puolitoista kertaa sen ominaislujuus eli

$$f_u \approx 1,5 \cdot f_{yk} \quad (4)$$

Laattarakenteissa sisäinen momenttivarsi on lähes sama kuin tehollinen korkeus

$$z \approx d \quad (5)$$

Sijoittamalla kaavat (4) ja (5) kaavaan (3) saadaan

$$M_u = 1,5 \cdot A_s \cdot f_{yk} \cdot d \quad (6)$$

Betoninormissa on annettu betonipoikkileikkauksen halkeamamomentin laskemista varten kaava

$$M_r = 1,7 \cdot W_{ce} \cdot f_{ctk} \quad (7)$$

Suorakaidepoikkileikkauksen taivutusvastus on

$$W_{ce} = \frac{1}{6} \cdot A_c \cdot h \quad (8)$$

Laattarakenteissa raudoitus sijoittuu yleensä siten, että rakenteen kokonaiskorkeus on noin 20 % suurempi kuin poikkileikkauksen tehollinen korkeus

$$h = 1,2 \cdot d \quad (9)$$

Sijoittamalla kaavat (8) ja (9) kaavaan (7) saadaan

$$M_r = 1,7 \cdot 1,2 \cdot \frac{1}{6} \cdot A_c \cdot d \cdot f_{ctk} \quad (10)$$

Käyttämällä muotoja (6) ja (10) kaavaan (2) päädytään

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{1,7 \cdot 1,2}{6 \cdot 1,5} \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} = 0,227 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (11)$$

Kaavat (1) ja (11) ovat saman muotoiset, ainoastaan oikean puolen kerrointa on normin minimirauditusohjeessa (1) suurennettu pienellä varmuuskertoimella. Nykyinen minimirauditusohje (1) pätee siis betoniteräksille A400H. Tangoille, joilla murtolujuuden ja ominaislujuuden suhde poikkeaa edellä käytetystä, pitäisi johtaa todellisista lujuusominaisuuksista lähtien omat minimirauditusmääräyksensä.

#### KOEKAPPALEET

Varsinaiseen koesarjaan kuului neljää eri tyyppiä olevia laattoja, yhteensä 22 kappaletta. Niiden mita- ja raudituspiirustukset on esitetty lähteessä /7/.

Yksiaukkoisten laattakaistojen A1-A12 pituus oli 2100 mm, leveys 1000 mm ja paksuus 120 mm, paitsi A10, jonka leveys oli 1075 mm. Eri laattojen rauditukset ilmenevät taulukosta 1.

Taulukko 1. Laattojen A1-A12 rauditukset

laatta	teräs- laatu	pääteräkset	jakoteräkset	$A_s$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_s/A_{smin}$ [%]
A 1	A400HS	5 $\varnothing 6$ k 200	-	141	100
A 2	"	3 $\varnothing 6$ k 330	-	85	60
A 3	"	7 $\varnothing 6$ k 140	-	198	140
A 4	B500P	4 $\varnothing 6$ k 250	-	114	100
A 5	"	3 $\varnothing 6$ k 330	-	85	75
A 6	"	5 $\varnothing 6$ k 200	-	141	125
A 7	A500HW	3 $\varnothing 8$ k 330	-	150	130
A 8	"	3 $\varnothing 8$ k 330	-	150	130
A 9	A400HS	5 $\varnothing 6$ k 200	-	141	100
A10	A400H	4 $\varnothing 8$ k 270	-	201	130
A11	B500PV	4 $\varnothing 6$ k 250	$\varnothing 8$ k 200 L 300	114	100
A12	"	3 $\varnothing 8$ k 330	$\varnothing 6$ k 300 L 200	150	130

Raudoitusta käytettiin vain laattojen alapinnassa. Taulukoissa esiintyvä  $A_{smin}$  on betoninormien /1/ laattoja koskevien määräysten mukaisesti laskettu minimiteräspinta-ala [ $mm^2/m$ ]. Koekappaleilla A1-A12 pyrittiin selvittämään teräsmäärän ja -laadun sekä tankokoon vaikutusta laattakaistan toimintaan, kun teräspinta-ala on lähellä normien vaatimaa minimimäärää. Näissä kokeissa teräspinta-ala vaihteli välillä  $0.6 \times A_{smin} - 1.4 \times A_{smin}$ .

Koekappaleet B1-B3 olivat kaksiaukkoisia laattakaistoja. Niiden pituus oli 4100 mm, leveys 1000 mm ja paksuus 120 mm. Laattojen raudoitukset on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. Laattojen B1-B3 raudoitukset.

laatta	teräs-laatu	kenttäteräket (alapinnassa)	tukiteräket (yläpinnassa)	$A_s$ [ $mm^2/m$ ]	$A_{stuki}$ [ $mm^2/m$ ]	$A_s/A_{smin}$ [%]
B1	A400HS	5 $\varnothing 6$ k 200	3 $\varnothing 6$ k 330 L 600	141	85	100
B2	"	"	"	"	"	"
B3	"	3 $\varnothing 6$ k 330	5 $\varnothing 6$ k 200 L1000	85	141	60

Laatta B2 oli muuten samanlainen kuin laatta B1 paitsi, että siihen tehtiin tuelle työsauma. Tämä toteutettiin valamalla laattakentät peräkkäisinä päivinä. Raudoitustangot olivat tuen yläpinnassa laatoissa B1 ja B2 600 mm pitkiä, laatoissa B3 1000 mm pitkiä. Kaikissa laatoissa kenttäraudoitus jatkettiin tuella siten, että ne menivät ristiin tuen leveyden verran eli 100 mm. Koekappaleilla B1-B3 pyrittiin selvittämään tuki- ja kenttäraudoitusmäärän suhteen vaikutusta jatkuvan laattakaistan toimintaan, kun jompikumpi raudoituss määrä on alle normien vaatiman minimimäärän.

Suorakaidelaattojen C1-C3 pituus oli 4000 mm, leveys 2100 mm ja paksuus 120 mm. Näiden laattojen raudoitukset on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Laattojen C1-C3 raudoitukset

laatta	teräs-laatu	pääteräket	jakoteräket	$A_s$ [ $mm^2/m$ ]	$A_{st}$ [ $mm^2/m$ ]	$A_s/A_{smin}$ [%]
C1	A400HS	$\varnothing 6$ k 330	-	85	0	60
C2	"	$\varnothing 6$ k 330	$\varnothing 6$ k 400	"	71	"
C3	"	$\varnothing 6$ k 200	-	141	0	100

Raudoitus asennettiin vain laattojen alapintaan. Laatat C1 ja C3 olivat kahdelta pitkältä sivulta tuettuja. Sensijaan laatta C2 oli neljältä sivulta tuettu, ja siksi sitä käsitellään jäljempänä D-ryhmän laattojen yhteydessä. Koekappaleilla C1 ja C3 tutkittiin, miten leveä laattakaista, jossa ei ole lainkaan jakoraudoitusta, käyttäytyy pistekuorman alaisena ja mitä pääraudoitusmäärän muuttuminen tilanteeseen vaikuttaa.



Neljältä sivulta tuettujen suorakaidelaattojen D1-D4 pituus oli 2600 mm, leveys 2100 mm ja paksuus 120 mm. Raudoitukset on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4. Laattojen D1-D4 raudoitukset

laatta	teräs- laatu	pääteräkset	jakoteräkset	$A_s$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{st}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_s/A_{smin}$ [%]
D1	A400HS	∅6 k 200	∅6 k 330	141	85	100
D2	"	∅6 k 330	∅6 k 400	85	71	60
D3	"	∅6 k 330	-	85	0	60
D4	B500P	∅6 k 400	∅6 k 500	71	56	60

Raudoitus asennettiin laattojen alapintaan irtotangoista. Koekappaleilla D1-D4 ja C2 pyrittiin selvittämään, mitä teräslaatu ja pää- ja jakoraudoitusmäärä sekä näiden määrien suhde vaikuttaa kahteen suuntaan toimivan laatan toimintatapaan kuormitettaessa. Pääraudoituksen pinta-ala oli pienempi tai yhtä suuri kuin normien vaatima minimipinta-ala.

Laattoihin käytetyn betonin keskimääräinen 14 vrk:n kuutiolujuus oli 30 MN/m<sup>2</sup>. Taulukossa 5 on esitetty käytetyille teräslaaduille suoritettujen vetokokeiden tulokset.

Taulukko 5. Terästen vetokokeet

laatu	∅ [mm]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	δ [%]
A400HS	6	450 +	602	29,0
A400H	8	547	755	21,0
A500HW	8	542	637	23,0
B500P	6	570 +	707	8,8
B500PV	6	630 +	725	7,1
B500PV	8	555 +	661	10,8

+ myötörajana käytetty 0.2-rajaa

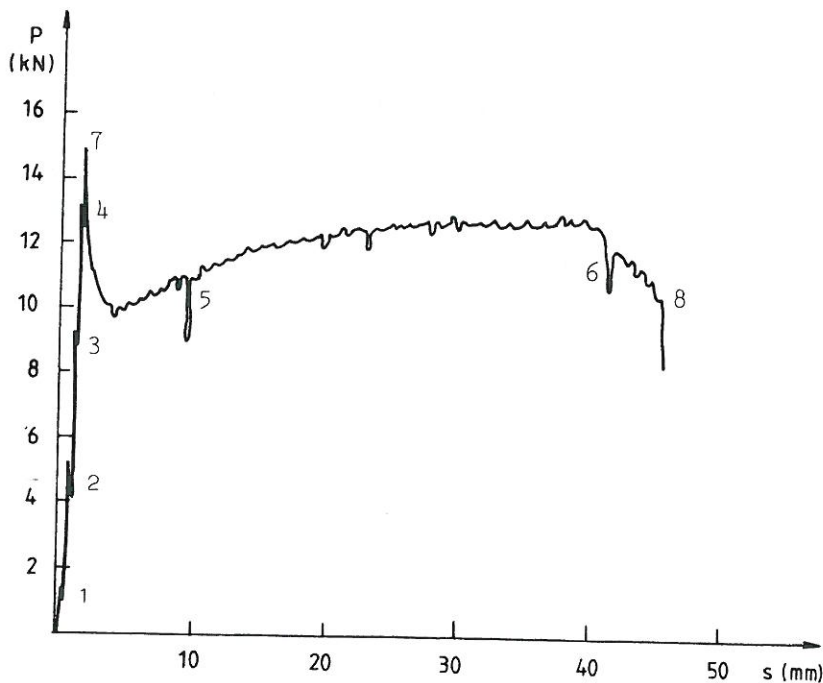
#### KOKEIDEN SUORITUS

Kokeet suoritettiin Teknillisen korkeakoulun rakennetekniikan laitoksen koehallissa. Kuormitukseen käytettiin Fiskarsin sähköhydraulista kuormituslaitteistoa. Kuorma välitettiin laatalle irtosylinterillä, jonka kapasiteetti oli 200 kN puristavaa voimaa ja tarkkuus 0.01 kN. Koestustapa voitiin valita kahdesta eri mahdollisuudesta. Yleensä käytettiin ns. siirtymäohjausta, eli muutettiin puristavan voiman aiheuttavan irtosylinterin siirtymää.

Tälle menetelmälle on ominaista, että mittausten aikana, kun siirtymä pidetään vakiona, kuorma laskee jonkin verran. Halkeaman syntyessä lasku on vieläkin suurempi ja selvemmin havaittava. Toinen tapa on käyttää ns. voimaohjausta, jolloin muutetaan suoraan kuormitus sylinterin synnyttämää voimaa. Tämä vastaa edellistä paremmin käytännön tilannetta: kuorma pysyy halutun suuruisena sekä mittaustauon aikana että halkeamishetkellä. Mittausten kannalta tämä on kuitenkin huono, sillä nyt siirtymä pyrkii jatkuvasti kasvamaan. Siis myös mittausten ollessa käynnissä mittakellojen lukemat muuttuvat ja kappaleen muodonmuutokset lisääntyvät.

Riippumatta kuormitusmenetelmästä ohjauslaitteiston näyttötaulusta voitiin lukea sekä sylinterin siirtymä että siinä vaikuttava voima. Ohjauslaitteistoon oli kytketty myös xy-piirturi, jonka x-akseli kuvasi siirtymää ja y-akseli vastaavaa voimaa. Kuvassa 1 on esimerkkinä laattakaistan A2 koestuksesta saatu voima-siirtymä-kuvaaja. Kuvaajan numeroidut piikit (1-6) ovat mittaustaukojen aiheuttamia: laattakaista A2 koestettiin käyttäen siirtymäohjausta.

Kaikkien laattojen voima-siirtymä-kuvaajat on esitetty lähteessä /7/. Mittaustaukojen aiheuttamat piikit on poistettu ja kuvaajan loppuosan tiheä, pieni aaltoliike on korvattu huippuja sivuavalla tasaisemmalla käyrällä. Kuvaajat on myös esitetty pienennettyinä jäljempänä taulukoissa 9 ja 10. Kuvassa 2 on esimerkkinä sellaisen laatan voima-siirtymä-kuvaaja, jolla murto-kuorma oli suurempi kuin halkeamakuorma (laattakaista A1).



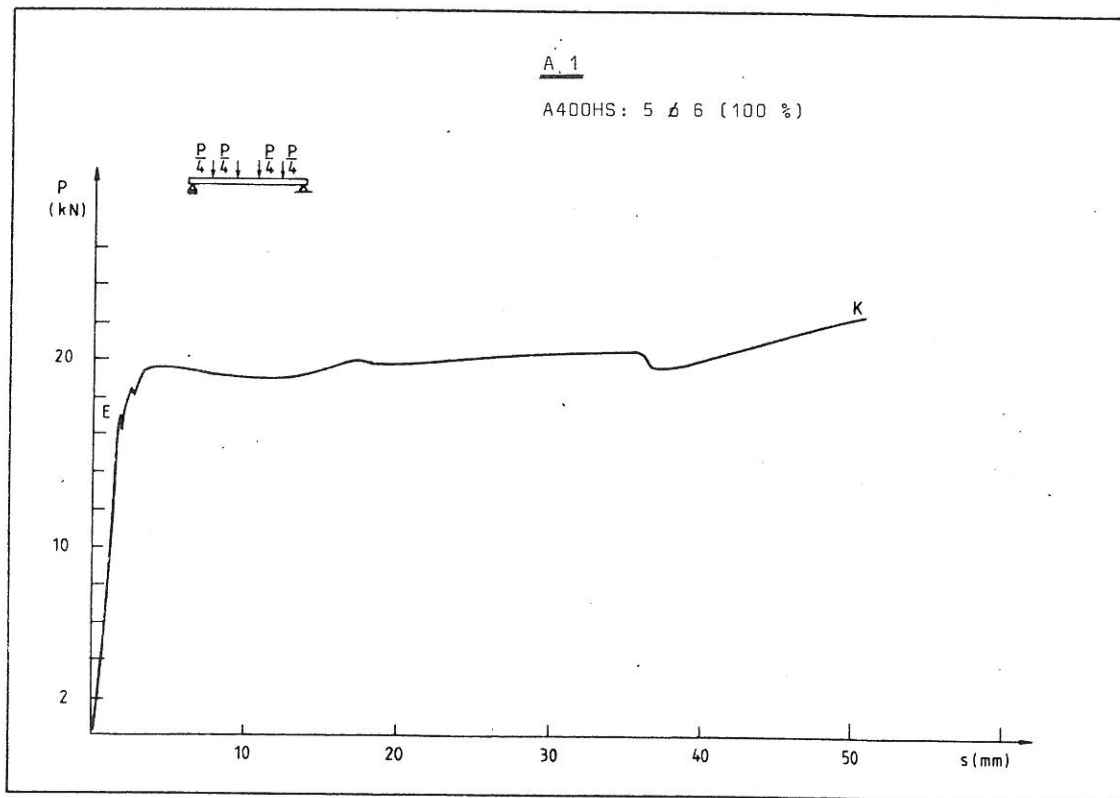
Kuva 1. Laattakaistan A2 voima-siirtymä-kuvaaja  
 1, 2, ... 6 = mittaustauko  
 7 = ensimmäinen halkeama  
 8 = teräs katkesi

Koestusalustana käytettiin teräksisiä laakeripukkeja, jotka sallivat laatan reunan kiertyä vapaasti tuella. Osa laakereista oli lisäksi liikkuvia, eli ne pääsivät liukumaan tukilinjaa vastaan kohtisuorassa suunnassa. Liikevara oli molempiin suuntiin noin 30 mm. Toiset laakerit olivat "kiinteitä", eli niissä pitkittäisliike oli estetty.

Koestuksen aikana laatan käyttäytymistä seurattiin mittausten avulla. Laatan taipumaa, sivujen siirtymää ja kiertymää sekä tukien painumaa tarkkailtiin mittakelloilla, joiden tarkkuus oli 0.01 mm. Muodonmuutoksia mitattiin demec-mittarilla, jonka tarkkuus oli  $10^{-5}$ . Muodonmuutoksia laatan pinnalla mitattiin myös anturilla, jonka mittapituus oli 250 mm. Anturiin oli kytketty mittakello, jonka tarkkuus oli 0.002 mm.

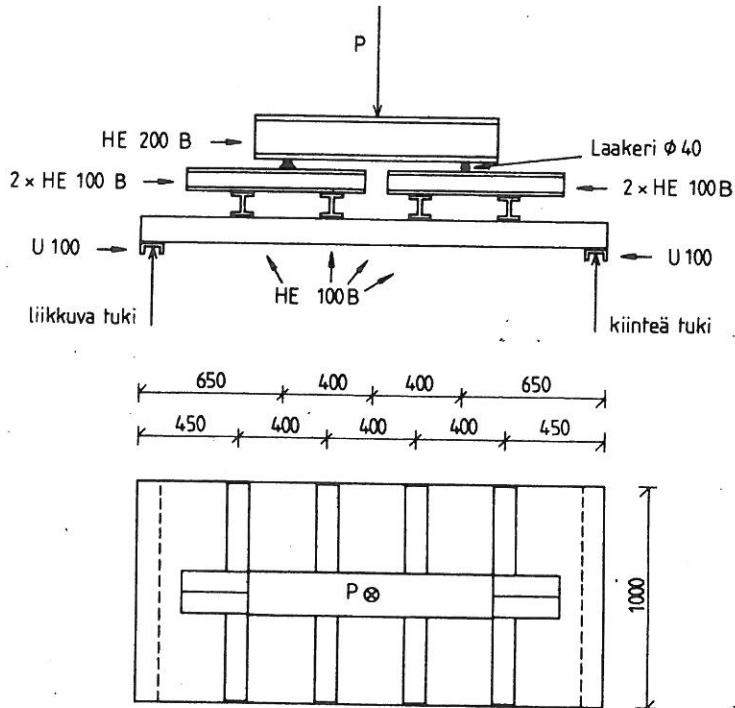
Halkeamien syntymistä tarkkailtiin laatan pintaan kiinnitetyn kiihtyvyyssanturin avulla. Tällä laitteistolla voitiin muuttaa ja vahvistaa ihmiskorvalle kuultavaksi se värähtely, jonka halkeamista edeltävät muodonmuutokset laattaan synnyttivät. Tapauksissa, joissa se oli mahdollista, halkeamien leveyttä mitattiin mikroskoopilla, jonka tarkkuus oli 0.06 mm.

Koestuksen tärkeimmät vaiheet tallennettiin videonauhalle, ja laatoista otettiin valokuvia mittaustaukojen aikana ja koestuksen lopuksi. Lisäksi jokaisen laatan pohja valokuvattiin sen jälkeen, kun laatta oli poistettu koestusalustalta.

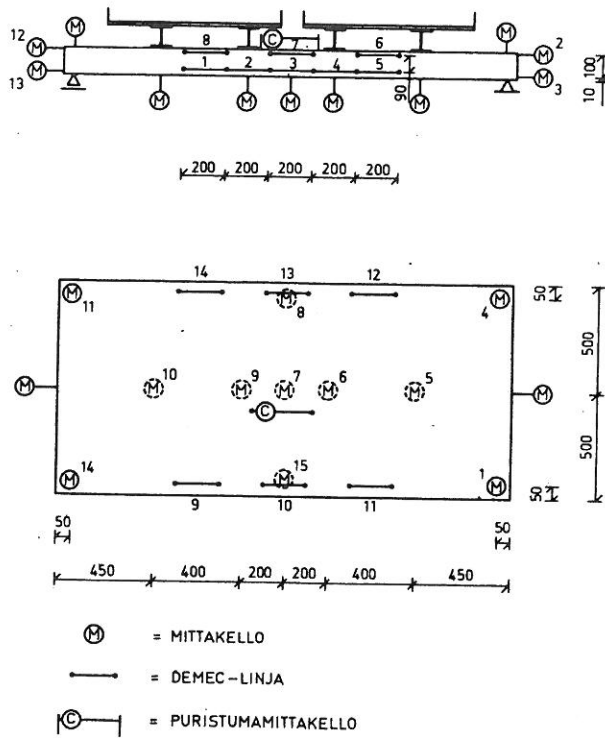


Kuva 2. Laatan A1 voima-siirtymä-kuvaaja.

Kuvissa 3 ja 4 on esitetty yksiaukkoisten laattakaistojen kuormitus- ja mittausjärjestelyt.



Kuva 3. Yksiaukkoisen laattakaistan kuormitusjärjestelmä.



Kuva 4. Yksiaukkoisen laattakaistan mittausjärjestelyt.



Kaikki muut laattakaistat paitsi A8 ja A9 kuormitettiin käyttäen siirtymäohjausta. Kuormaa nostettiin portaittain. Ensimmäisten halkeamien muodostuttua jatkettiin tapauskohtaisesti valituin kuormitusportain. Laattakaistat kuormitettiin murtoon, jolloin pyrittiin saamaan ainakin yksi raudoitustanko poikki.

Laattakaistat A8 ja A9 kuormitettiin voimaohjattuina. Mittaustaukojen aikana irtosylinterin synnyttämä voima pidettiin vakiona. Muuten koestuksen kulku oli täysin vastaava kuin laattakaistoilla, joilla käytettiin siirtymäohjausta.

Koestusjärjestelyt olivat muilla laattatyypeillä samankaltaiset kuin yksiaukkoisilla laattakaistoilla. Kaksiaukkoisten laattakaistojen B1-B3 keskietuki oli kiinteä, molempien päiden tuet liikkuvia. Laatoilla C1-C3 toisen sivun tuki oli liikkuva, toisen kiinteä. Neljältä sivulta tuetuilla laatoilla D1-D4 kaksi vierekkäistä tukea olivat kiinteitä, toiset kaksi liikkuvia.

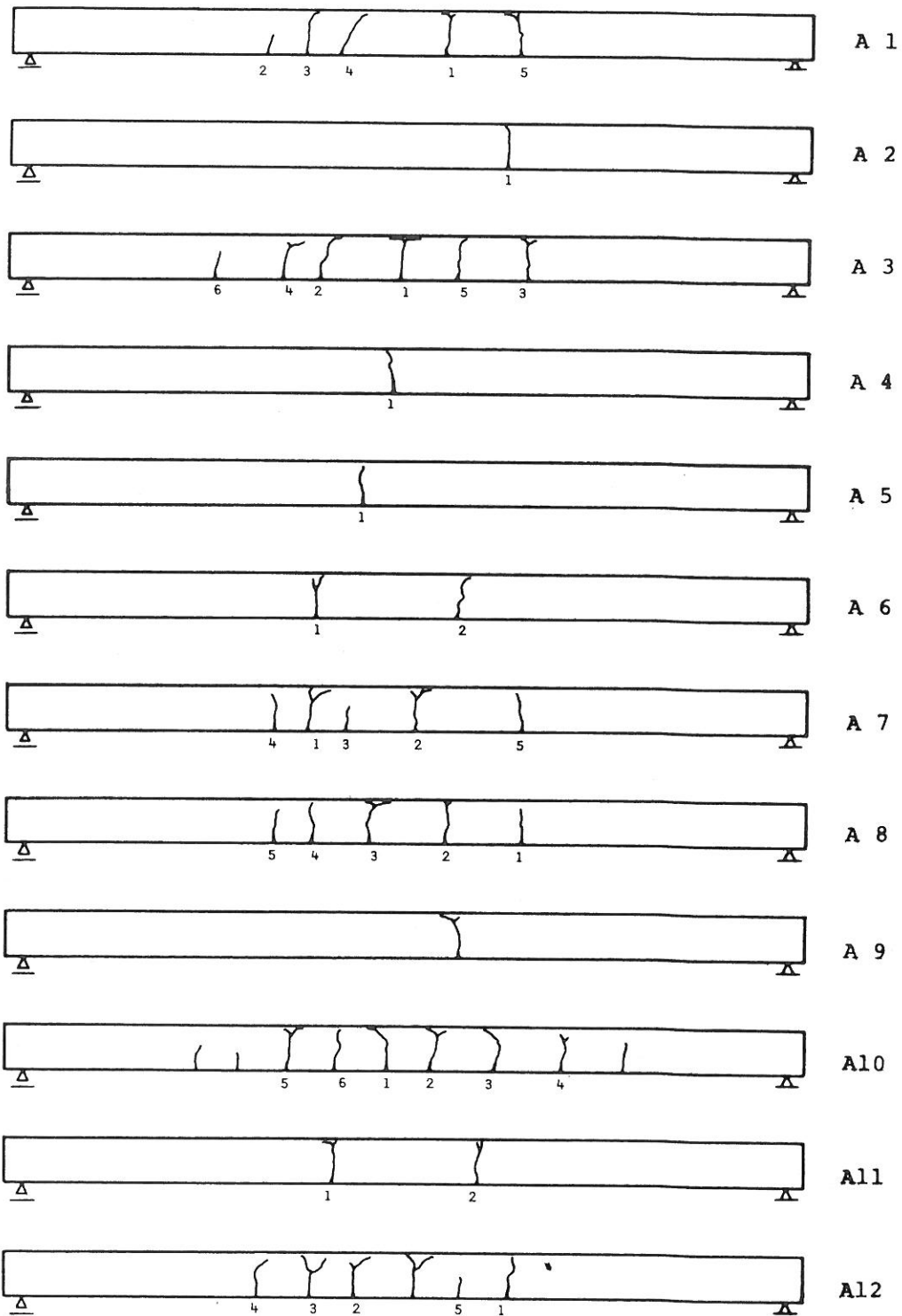
Kaikki muut laatat, paitsi laattakaistat A8 ja A9, koestettiin käyttäen siirtymäohjausta. Kuormituksena kaksiaukkoisilla laattakaistoilla oli kaksi viivakuormaa kummassakin kentässä jänteen kolmannespisteissä. Laatoilla C1-C3 kuormana oli keskipisteeseen vaikuttanut pistekuorma, laatoilla D1-D4 keskialueella vaikuttanut neljän pistekuorman ryhmä.

Mittaukset olivat pienin poikkeuksin samat kuin yksiaukkoisilla laattakaistoilla. Neliölaatoista ei mitattu halkeamien leveyksiä eikä neljältä sivulta tuetuista laatoista muodonmuutoksia demec-mittarilla. Kaksiaukkoisia laattakaistoja koestettaessa tarkkailtiin kuorman lisäksi keskituen tukireaktiota voima-anturilla.

## KOETULOKSET

Suoritettujen mittakello- ja demec-mittausten perusteella saatiin koelaitoille määritettyä taipumaviivat, keskipisteen taipuma, kiertymät ja siirtymät tuilla sekä betonin muodonmuutokset. Tulokset on esitetty lähteessä /7/ graafisina käyriä kuorman funktiona.

Halkeamien leveysmittausten tulosten perusteella on lähteessä /7/ esitetty mitatun suurimman halkeaman leveys sekä halkeamien leveyksien keskiarvo kuorman funktiona laattakohtaisesti. Kuvassa 5 on piirretty näkyviin yksiaukkoisten laattakaistojen A1-A12 sivureunassa havaitut halkeamat. Taulukossa 6 ja 7 on esitetty laattojen halkeama- ja murtokuormat.



Kuva 5. Laattakaistojen A1-A12 halkeamat.

Taulukko 6. Laattojen A1-A12, C1-C3 ja D1-D4 halkeama- ja murtokuormat

laatta	halkeamakuorma [kN]	murtokuorma [kN]
A 1	17,0	22,5
A 2	14,84	13,0
A 3	21,04	34,21
A 4	15,03	21,39
A 5	16,40	13,91
A 6	17,07	28,0
A 7	16,8	26,03
A 8	16,6	26,0
A 9	21,0	23,07
A10	20,4	42,78
A11	18,77	22,03
A12	17,2	27,21
C1	49,40	35,82
C3	56,45	35,96
C2	40,02	42,38
D1	66,0	76,52
D2	53,0	61,97
D3	57,09	32,5
D4	59,65	45,39

Taulukko 7. Laattakaistojen B1-B3 halkeama- ja murtokuormat

laatta	halkeamakuorma [kN]		murtokuorma [kN]	
	kenttä I	kenttä II	kenttä I	kenttä II
B1	27,8	27,77	-	30,31
B2	26,0	21,0	-	31,19
B3	29,01	27,62	19,77	18,78

#### KOETULOSTEN TARKASTELU

##### Taipumat

Erilainen kuormitustapa (siirtymäohjaus/voimaohjaus) ei aiheuttanut eroja laattakaistojen taipumiin. Voimaohjattuina kuormitettujen laattojen (A8 ja A9) taipuma ensimmäisen halkeaman jälkeen ainoastaan kasvoi selvemmin kuin vastaavilla laatoilla, jotka kuormitettiin siirtymäohjattuina (A1 ja A7). Vaikka siirtymäohjaus onkin vieras koelaattojen kaltaisten rakenteiden käy-

tännön kuormitustilanteelle, se soveltuu hyvin koestuksiin. Saadut tulokset, myös tämän koesarjan osalta, kuvaavat riittävän tarkasti tapahtumia todellisessa, pysyvässä kuormituksessa.

Taipumat ennen ensimmäistä halkeamaa riippuvat jännemitan, poikkileikkausmittojen ja kuormatyyppin lisäksi betonin ominaisuuksista. Koesarjan laatoilla taipumat halkeamahetkellä olivat pieniä, alle 2 mm, eli jännemitan ja taipuman suhde oli suurempi kuin 1000, keskimäärin 2000.

Välittömästi ensimmäisen halkeaman muodostuttua kasvoivat taipumat kaikilla laatoilla, joissa raudoituksena oli teräs B500P, voimakkaammin kuin laatoilla, joissa käytettiin kuumavalssattua terästä, A400HS tai A500HW. Tämä on osoitus kylmämuokatun teräksen heikommasta tartunnasta. Se tuli vielä selvemmin esille kuormituksen loppuvaiheessa, kun vastaavat tangot alkoivat laatan päissä vetäytyä betonin sisään. Tankojen tartunta oli pettänyt koko niiden pituudelta. Taipumat murtohetkellä riippuivat eniten teräslaadusta ja terästen määrästä. Kaikilla laatoilla, joissa käytettiin A400H-tankoja, oli lopullinen taipuma 2-3 kertaa suurempi kuin vastaavilla laatoilla, joissa teräslaatu oli B500P. Syynä edelliseen on teräslaatujen erilainen murtovenymä. Kuumavalssatulla teräksellä se on noin 3 kertaa suurempi kuin kylmämuokatulla (taulukko 5). Teräsmäärän muuttamisella oli laadusta riippumatta samansuuntainen vaikutus: murtohetken taipumat jäivät pienemmiksi, kun teräsmäärää pienennettiin. Syy tähän löytyy halkeamatarkastelusta. Vähemmän raudoitetuissa laatoissa halkeamia muodostui vähän, joten kiertymä keskittyi pienelle alueelle ja muodostui kriittiseksi pienemmällä taipumalla.

Taipuma laatalta, jossa käytettiin suurempiläpimittaisia ( $\varnothing$  8 mm) raudoitustankoja, kasvoi halkeamisen jälkeen hieman voimakkaammin kuin vertailulaatan (laattojen A3 ja A10 kuormituskuvaajat). Kyseisissä laatoissa oli sama raudoituspinta-ala, mutta ohuempia tankoja oli lukumäärältään enemmän. Siis myös niiden yhteinen vaippapinta-ala eli tartuntapinta-ala oli suurempi, raudoitus toimi paremmin yhdessä betonin kanssa ja pystyi rajoittamaan taipumien kasvua.

Kokeissa käytetyillä erilaisilla tukiraudoitusmäärillä ei saatu eroja kaksiaukkoisten laattakaistojen taipumiin. Kyseisillä laatoilla maksimimomentti kentässä muodostui noin jännemitan kolmanneksen etäisyydelle vapaasta päästä. Tältä alueelta laattakentät myös pääasiassa halkesivat eli kiertymä kentässä muodostui suuremmaksi kuin kiertymä tuella. Niinpä taipumat halkeamisen jälkeen riippuivat yksistään laattakenttien raudoituksesta ja olivat hieman pienempiä kuin vastaavilla yksiaukkoisilla laattakaistoilla.

Jakoraudoituksen poisjättäminen aiheutti taipumien kasvua kuormitusalueella. Kyseisiin laattoihin syntyi voimakkaita, pääraudoituksen suuntaisia halkeamia ja laatan toimiva leveys pieneni alle puoleen alkuperäisestä. Poikkeuksen tästä muodosti laatta C1, jossa oli pääraudoitusta huomattavasti alle normien minimivaatimuksen. Huolimatta keskisestä pistekuormasta se halkesi laattakaistan tavoin laidasta laitaan pääraudoitusta vastaan kohtisuoraan. Näin taipumatkin olivat yhtä suuria koko laatan leveydeltä ja itseasiassa



riippumattomia laatan alkuperäisestä leveydestä.

#### Betonin muodonmuutokset

Kaikissa laatoissa raudoitusmäärä oli niin pieni, ettei betonin täydellistä puristusmurtoa missään kokeessa tapahtunut. Eniten raudoitettussa laattakaistassa (A3, A10) sekä ristiin raudoitetuissa laatoissa (C2, D1 ja D2) havaittiin lievää betonin murskaantumista ja irtaantumista hyvin ohuena kerroksena laatan yläpinnasta. Tämäkin "hilseily" esiintyi vain kapeina vyöhykkeinä kaikkein leveimpien halkeamien kohdalla. Betonin puristuman kasvua hidasti liikkuva tuki: puristusjännitykset purkautuivat osittain laattojen pitenemiseen/levenemiseen eikä holvivaikutusta syntynyt.

#### Halkeamat

Halkeamien muodostumiseen vaikuttivat selvimmin raudoitusmäärä ja -laatu. Jos raudoitusmäärä oli selvästi alle normien vaatiman minimipinta-alan, muodostui laattakaistoihin teräslaadusta riippumatta vain yksi halkeama. Kyseisillä laatoilla raudoituksen murtokapasiteetti oli pienempi kuin betonipoikkileikkauksen halkeamakapasiteetti. Syntynyt halkeama leveni nopeasti ja raudoituksen jännitys kasvoi. Raudoituksen kestävä voima oli niin pieni, ettei se pystynyt aiheuttamaan uusia halkeamia laattakaistaan. Muodonmuutokset keskittyivät ainoaan syntyneeseen halkeamaan ja johtivat nopeasti raudoitustankojen katkeamiseen.

Käytettäessä kuumavalssattua terästä minimimäärä tai sitä enemmän, syntyi laatan keskialueelle tasaisin välein useampia halkeamia. Näissä tapauksissa raudoituksen murtokapasiteetti oli suurempi kuin betonin halkeamakapasiteetti, eli raudoitus pystyi ottamaan vastaan laatalta halkeamishetkellä olleen kuorman. Raudoituksella oli myös riittävä tartuntakyky siirtää jännityksiä ehjään betonipoikkileikkaukseen ja näin synnyttää uusia halkeamia. Raudoituspinta-alan kasvaessa halkeamienkin määrä kasvoi.

Laattakaistoihin, joissa käytettiin tankoja B500P minimimäärä tai sitä enemmän, syntyi halkeamia vain yksi tai kaksi. Kyseisillä laatoilla raudoituksen murtokapasiteetti oli suurempi kuin betonin halkeamakapasiteetti. Kuitenkin kylmämuokatun tangon ja betonin välinen tartunta on niin huono, etteivät jännitykset pystyneet siirtymään uudelleen raudoitukselta betoniin ja aiheuttamaan lisää halkeamia. Hitsattu verkko B500PV paransi tilannetta, mutta vasta minimipinta-alan ylittävällä raudoitusmäärällä halkeamia syntyi useampia kuin kaksi (A12).

Kaksiaukkoisten laattakaistojen koestuksissa havaittiin, että halkeamisen täytyy tapahtua yhtäaikaan tuella ja jommassa kummassa kentässä. Vain tällöin ovat halkeamista seuraavat muodonmuutokset mahdollisia. Tämä edellyttää niin suurta kuormaa, että betonin vetolujuus ylittyy myös kentässä. Keskituella muodostui koelaatoissa vain yksi halkeama. Käytetyt tukiraudoitusmäärät ( $0.6 \times A_{smin}$  ja  $A_{smin}$ ) olivat niin pieniä, ettei raudoitukselle siirtynyt

voima riittänyt aiheuttamaan muita halkeamia. Kun keskituella oli työsauma (B2), halkeama muodostui sen kohdalle. Muussa tapauksessa halkeama saattoi muodostua jopa osittain tukipinnan ulkopuolelle (B3). Kentän halkeamiin vaikutti raudoituspäästä vastaavalla tavalla kuin yksiaukkoisilla laattakaistoilla.

#### Halkeamat ja murtokuormat

Koelaattojen halkeamakuormat olivat lähes suoraan verrannolliset betonin lujuuteen. Materiaalikoekokeiden tuloksia ja laattojen todellisia mittoja käyttäen lasketut halkeamamomentit ja -kuormat vastasivat yleensä hyvin koestuksista saatuja arvoja. Kuitenkin laattojen C1-C3 lasketut halkeamakuormat poikkesivat mitatuista, laskentatavasta riippuen hyvinkin huomattavasti. Syynä on kuormatyyppi, eli suuri yksittäinen pistekuorma. Tämän kohdalle muodostuu jyrkkä momenttipiikki. Betonin vetolujuus ylittyy ensin niin pieneltä alueelta, ettei näkyvää halkeamaa muodostu. Vasta kun momentti on paljon laajemmalla alueella halkeamamomenttia suurempi ja kuorman aiheuttamat taipumat ja vastaavat kiertymät riittävän suuria, muodostuu ensimmäinen laatan kuormituskuvaajassakin näkyvä halkeama. Kokeissa havaitut halkeamamomentit olivat yli kaksinkertaisia ja pienimmällä raudoituspääställä saavutettu murtomomentti 1,9-kertainen verrattuna käyttökuormien aiheuttamaan laskentamomenttiin.

#### Teräsmäärän vaikutus

Yleensä laatan murtokuorma kasvaa raudoituspäästän kasvaessa. Kuitenkin edellisestä poiketen laattojen C1 ja C3 murtokuormat olivat samansuuruiset, vaikka jälkimmäisessä oli lähes kaksinkertainen raudoituspäästä. Useissa tapauksissa murtokuorma ei kasvanut pelkästään raudoituspinta-alaan verrannollisesti, vaan suuremman raudoituspäästän tehokkuuskin oli parempi (taulukko 8). Kuitenkin laatoilla D1-D3 tämä murtokuorma-raudoituspäästä-suhde vaihteli edellisestä poiketen: eniten raudoitettulla se oli muita hieman pienempi.

#### Teräslaadun vaikutus

Teräslaadun vaikutus murtokuormiin vaihteli tankokoosta ja laattatyypistä riippuen. Yksiaukkoisilla laattakaistoilla murtokuormat olivat lähes samansuuruiset toisiaan vastaavilla (prosentteissa ilmaistuna) A400HS ja B500P tai B500PV raudoituksilla, kun käytettiin tankoja  $\phi$  6 mm. Eli teräslaatuja B500P ja B500PV tehokkuus oli suuremman lujuuden ansiosta noin 20 % parempi kuin laadun A400HS. Ristiinraudoitettuja laattoja D2 ja D4 verrattaessa tulos muodostui juuri päinvastaiseksi. Murtokuorma-raudoituspäästä-suhteet olivat samansuuruiset, mutta laatan D4 (teräs B500P) murtokuorma oli noin 25 % pienempi kuin laatan D2 vastaava. Tankojen  $\phi$  8 mm murtolujuus (taulukko 5) oli selvästi suurin teräslaadulla A400H ja pieneni järjestyksessä B500PV, A500HW.

Vastaava järjestys saatiin murtokuormille koestuksissa (A7, A10 ja A12).

Taulukko 8. Koelaattojen raudoitusmäärät sekä suhde murtokuorma/raudoitusmäärä

laatta	teräsmäärä	[kg]	$P_u$ [kN]	$\frac{kN}{kg}$	huom.
A 1	A400HS (100 %)	2,56	22,5	8,79	
A 2	" (60 %)	1,54	13,0	8,46	
A 3	" (140 %)	3,59	34,21	9,54	
A 4	B500P (100 %)	1,86	21,39	11,47	
A 5	" (75 %)	1,40	13,91	9,94	
A 6	" (125 %)	2,33	28,0	12,01	
A 7	A500HW (130 %)	2,80	26,03	9,28	
A 8	" (130 %)	2,80	26,0	9,28	voimaohjaus
A 9	A400HS (100 %)	2,56	23,07	9,01	voimaohjaus
A10	A400H (130 %)	3,58	42,78	11,95	b = 1075 mm
A11	B500PV (100 %)	1,86	22,03	11,81	
A12	" (130 %)	2,49	27,21	10,93	
B1	A400HS (100/60)	2,78	30,31	10,90	
B2	" (100/60)	2,78	31,19	11,22	työsauma
B3	" (60/100)	2,15	19,77	9,20	
C1	A400HS (60/0)	6,15	35,82	5,83	
C3	" (100/0)	11,03	35,96	3,26	
C2	A400HS (60/50)	10,25	42,38	4,13	
D1	A400HS (100/60)	10,47	76,52	7,31	
D2	" (60/50)	7,27	61,97	8,52	
D3	" (60/0)	4,10	32,5	7,93	
D4	B500P (60/50)	5,57	45,39	8,15	

Murtokuorman riippuvuus käytetystä tankokoosta vastasi raudoitustankojen vetokokeista saatuja tuloksia (taulukko 5). Tangon  $\varnothing$  8 mm A400H murtolujuus oli 25 % suurempi kuin vastaavan  $\varnothing$  6 mm A400HS. Samansuuruinen ero saatiin laattakaistojen murtokuormiin (A3 ja A10). Toisaalta tangon  $\varnothing$  8 mm B500PV murtolujuus oli hieman pienempi kuin tangon  $\varnothing$  6 mm B500P. Tältäkin osin koestuksen tulos vastasi oletettua (A6 ja A12).

#### Jatkuvuuden vaikutus

Kaksiaukkoisten laattakaistojen murtokuormat riippuivat pääasiassa kenttien raudoituksesta, mutta olivat korkeampia kuin vastaavien yksiaukkoisten laattakaistojen. Kasvu oli minimiraudoitetuilla kentillä noin 35 % (B1 ja B2 sekä A1), alle minimiraudoitetuilla vieläkin suurempi, noin 50 % (B3 ja A2). Kaksiaukkoisen laattakaistan kimmoteorian mukaisten kenttä- ja tukimomenttien

suhde on noin 60/100. Erillisen yhden kentän, eli yksiaukkoisen laattakais-  
tan, momentti vastaa edellistä tukimomenttia. Niinpä koelaatalle B3 vertai-  
lukelpoinen ja mitoiltaan vastaava rakenne saadaan sijoittamalla kaksi yksi-  
aukkoista laattakaistaa A1 peräkkäin. Laattojen B3 ja A1 koestuksissa ha-  
vaitut murtokuormat olivat samaa suuruusluokkaa, samoin kokonaisteräsmäärät.  
Eli näyttää siltä, ettei kantokyvyn ja materiaalimenekin osalta ole suurta-  
kaan eroa sillä, mitoitetaanko minimiraudoitettu kaksiaukkoinen laattakaista  
jatkuvana rakenteena vai kahtena yksiaukkoisena kenttänä (vertaa /4/). Jat-  
kuvan laatan raudoitustyö on sensijaan hankalampaa tuelle tulevan yläpinnan  
raudoituksen takia.

#### Jakoraudoituksen vaikutus

Jakoraudoituksen poisjättämisen vaikutus murtokuormiin tuli koestuksissa  
selvästi esiin. Erityisesti kahdelta sivulta tuetulla, pistekuorman kuormit-  
tamella laatalta, jossa pääraudoituksen kapasiteetti oli betonin halkeamaka-  
pasiteettia suurempi, halkeamat pääsivät kehittymään siten, että suuri osa  
raudoituksesta jäi toimimattomaksi (C3). Raudoituksen tehokkuus oli erityi-  
sen huono. Sensijaan vastaavan tyyppinen laatta, jossa pääraudoituksen kapa-  
siteetti oli huomattavasti betonin kapasiteettia pienempi, toimi siirtymäoh-  
jatussa kuormituksessa ilman jakoraudoitustakin hyvin (C1). Tässä tapaukses-  
sa halkeamakuvio oli sellainen, ettei jakoraudoituksesta olisi ollut mitään  
hyötyä. Neljältä sivulta tuetuilla laatoilla jakoraudoituksen puuttuminen  
pienensi murtokuormaa (D3). Pääraudoitus näyttää toimineen kapa-  
siteettiaan vastaavasti, koska kaikilla D-tyyppin laatoilla raudoituksen tehok-  
kuus oli lähes samansuuruinen. Kuitenkin laattaan D3 muodostui leveä pää-  
raudoituksen suuntainen, laatan kahtia jakanut halkeama ja raudoittamattoman  
suunnan sitkeys oli olematon. Jakoraudoitus onkin tarpeellinen riittävän sit-  
keyden varmistamiseksi erityisesti laatoilla, joilla on keskittyneitä kuormia.

#### LOPPUPÄÄTELMÄT

Taulukoissa 9 ja 10 on yhteenvedonomaisesti tarkasteltu kaikkia koesarjaan  
kuuluneita laattoja. Lähtötiedoista on esitetty kunkin laatan tuentatapa  
sekä teräslaatu ja -määrä. Koestuksen kulkua selvittävät kuormituskuvaajat  
ja kaksi kuormasuhdetta Tuloksista on esitetty halkeamanmuodostus sekä  
suurimman mitatun kuorman suhde murto- tai halkeamakuormaan. Lisäksi laatto-  
jen kuormituskäyttäytymisestä on esitetty sanallinen arviointi, jonka perus-  
teet selviävät jäljempänä.

Nykyinen minimiraudoitushje perustuu vaatimukseen, että raudoituksen  
murtokapasiteetin on oltava betonin halkeamakapasiteettia suurempi. Normin  
kaava on johdettu lujuusluokan  $400 \text{ MN/m}^2$  teräkselle, jonka murtolujuudelle on  
oletettu arvo  $1,5 \times$  ominaislujuus. Koesarjassa havaittiin esitetyt oletta-



mukset paikkansapitäviksi ja normien mukaisen minimiraudoituksen täyttävän asetetut vaatimukset. Kuitenkin laskentakaavan johtamisessa on selvä virhe uudempien, lujuusluokan 500 MN/m<sup>2</sup> terästen osalta. Niiden murtolujuus on todellisuudessa jotakuinkin sama kuin lujuusluokan 400 MN/m<sup>2</sup> teräksillä, eikä 1,5 x ominaislujuus. Eli pelkän ominaislujuuden käyttäminen laskentaperusteena on harhaanjohtava. Jotta nykyisen ajattelutavan mukainen oletus pitäisi paikkansa, tulisi kummankin luokan teräksillä olla sama, lujuusluokan 400 MN/m<sup>2</sup> mukaan laskettu, minimipinta-ala. Tai pitäisi olla kaksi erilaista, samaan raudoituspinta-alaan johtavaa laskentakaavaa, kuten oli eräessä normiehdotuksessa /2/.

Taulukko 9. Yhteenveto laatoista A1-A12

N:o	Tuenta Halkeamat	Teräslaatu Teräsmäärä	$\frac{P_{rko}}{P_{rlask}}$	$\frac{P_{uko}}{P_{ulask}}$	Tulos	Huom.	Kuormitus- kuvaajat
A 1		A400HS A <sub>S</sub> = 100 %	0.76	1.07	P <sub>max</sub> = P <sub>u</sub>   sitkeä		
A 2		A400HS A <sub>S</sub> = 60 %	0.94	1.32	P <sub>max</sub> = P <sub>r</sub>   sitkeä P <sub>u</sub> = 0.88 × P <sub>r</sub>	yksi halkeama	
A 3		A400HS A <sub>S</sub> = 130 %	0.83	1.05	P <sub>max</sub> = P <sub>u</sub>   sitkeä		
A 4		B500P A <sub>S</sub> = 100 %	0.89	1.09	P <sub>max</sub> = P <sub>u</sub>   sitkeä, pieni taipuma	yksi halkeama	
A 5		B500P A <sub>S</sub> = 75 %	1.05	1.09	P <sub>max</sub> = P <sub>r</sub>   sitkeä, pieni taipuma P <sub>u</sub> = 0.85 × P <sub>r</sub>	yksi halkeama	
A 6		B500P A <sub>S</sub> = 125 %	1.03	1.08	P <sub>max</sub> = P <sub>u</sub>   sitkeä		
A 7		A500HW A <sub>S</sub> = 130 %	0.79	1.05	P <sub>max</sub> = P <sub>u</sub>   sitkeä		
A 8		A500HW A <sub>S</sub> = 130 %	0.88	1.05	P <sub>max</sub> = P <sub>u</sub>   sitkeä	voimaohjaus	
A 9		A400HS A <sub>S</sub> = 100 %	1.08	1.10	P <sub>max</sub> = P <sub>u</sub>   sitkeä	voimaohjaus, yksi halkeama	
A10		A400H A <sub>S</sub> = 130 %	0.75	0.99	P <sub>max</sub> = P <sub>u</sub>   sitkeä	leveys 1075 mm	
A11		B500PV A <sub>S</sub> = 100 %	0.86	1.08	P <sub>max</sub> = P <sub>u</sub>   sitkeä, pieni taipuma		
A12		B500PV A <sub>S</sub> = 130 %	0.66	1.05	P <sub>max</sub> = P <sub>u</sub>   sitkeä		

P<sub>rlask</sub> = laskettu käyttäen betonin taivutusvetolujuutta f<sub>cf</sub> (liite 2.)

P<sub>ulask</sub> = laskettu käyttäen teräksen murtolujuutta f<sub>u</sub> (taulukko 3.2.)

P = kuorma , s = siirtymä

Taulukko 10. Yhteenveto laatoista B1-B3, C1-C3 ja D1-D4

N:o	Tuenta Halkeamat	Teräslaatu Teräsmäärä	$\frac{P_{rkoe}}{P_{rlask}}$	$\frac{P_{ukoe}}{P_{ulask}}$	Tulos	Huom.	Kuormitus- kuvaajat
B1		A400HS $A_s = 100\%$ $A_{stuki} = 60\%$	1.39	-	$P_{max} = P_u$ sitkeä		
B2		A400HS $A_s = 100\%$ $A_{stuki} = 60\%$	1.31	-	$P_{max} = P_u$ sitkeä	työ- sauma	
B3		A400HS $A_s = 60\%$ $A_{stuki} = 100\%$	1.39	-	$P_{max} = P_r$ $P_u = 0.68 \times P_r$ sitkeä	yksi hal- keama	
C1		A400HS $A_s = 60\%$ $A_{st} = 0\%$	2.52	1.24	$P_{max} = P_r$ $P_u = 0.73 \times P_r$ sitkeä	yksi hal- keama	
C3		A400HS $A_s = 100\%$ $A_{st} = 0\%$	2.19	0.64	$P_{max} = P_r$ $P_u = 0.64 \times P_r$ katkesi kahtia		
C2		A400HS $A_s = 60\%$ $A_{st} = 50\%$	1.69	1.29	$P_{max} = 1.22 \times P_r$ $P_u = 1.06 \times P_r$ sitkeä		
D1		A400HS $A_s = 100\%$ $A_{st} = 60\%$	1.13	1.28	$P_{max} = P_u$ sitkeä		
D2		A400HS $A_s = 60\%$ $A_{st} = 50\%$	1.14	1.41	$P_{max} = P_u$ sitkeä		
D3		A400HS $A_s = 60\%$ $A_{st} = 0\%$	1.09	-	$P_{max} = P_r$ $P_u = 0.57 \times P_r$ katkesi kahtia		
D4		B500P $A_s = 60\%$ $A_{st} = 50\%$	1.01	1.06	$P_{max} = P_r$ $P_u = 0.76 \times P_r$ sitkeä, pieni taipuma		

$P_{rlask}$  = laskettu käyttäen betonin taiputusvetolujuutta  $f_{cf}$  (liite 2.)

$P_{ulask}$  = laskettu käyttäen teräksen murtolujuutta  $f_u$  (taulukko 3.2.)

P = kuorma, s = siirtymä

Vallitsevaa minimiraudoitusajattelua kohtaan voidaan esittää myös kritiikkiä. Miksi täytyy olettaa, että rakenne halkeaa nimenomaan ylikuormien vaikutuksesta ja mitoitetaan raudoitus sen mukaisesti? Voitaisiin sensijaan olettaa, että halkeamisen aiheuttaa jokin muu voima, esimerkiksi betonin kuivumiskutistuminen, ja mitoitetaan raudoitus todellisia laskentakuormia vastaan. Tällöin käytettäisiin laskelmien osoittamaa teräsmäärää, vaikka se olisi nykyistä minimimäärää pienempi. Niinpä taulukoissa 9 ja 10 on sanalliseksi tulosarvioksi otettu "sitkeä" kaikille laatoille, joilla murtokuorman ja teoreettisen kuorman välinen suhde oli yli 2 ja muodonmuutokset murtohetkellä olivat selvästi havaittavat. Varmuuskerroin 2 liittyy tässä tapauksessa nimenomaan raudoitukseen laatoilla, joilla betonin halkeamakapasiteetti oli raudoituksen murtokapasiteettiä suurempi ja poikkileikkaus halkesi koetilan-

teessa vasta kuorman vaikutuksesta, täytyi ylikuorman betonin haljetessa olla selvästi yli kaksinkertainen teoreettiseen kuormaan verrattuna.

Taulukoissa 9 ja 10 on neljään laattaa liitetty tulosarvio "sitkeä, pieni taipuma". Kaikissa näissä oli raudoituksena tankoja B500P minimimäärä tai sitä vähemmän. Niiden koestukset osoittivat, että käytettäessä vähäistä raudoitusmäärää teräs B500P on huono betoniraudoituksiin. Sen tartunta on hitsattuna verkkonakin heikko ja murtovenymä pieni. Rakenteeseen syntyy yksi tai vain muutama halkeama, joihin muodonmuutokset keskittyvät, ja rakenne menettää sitkeytensä nopeasti. Taipumat murtohetkellä ovat vähäisiä, eivätkä varoita tapahtumasta riittävästi etukäteen.

Näiden sekä Chelmersin teknillisessä korkeakoulussa /4/ tehtyjen kokeiden perusteella voidaan todeta, että jatkuvan rakenteen raudoituksen painopistettä on siirrettävä kentän raudoituksen suuntaan. Jos mahdollisista halkeamisista tuen läheisyydessä sekä suuremmista taipumista ei ole haittaa, voidaan tuen yläpinnan raudoitus jättää kokonaan pois ja mitoittaa rakenne peräkkäisinä yksiaukkoisina kenttinä. Tämä on erikoisen edullista silloin, kun yksiaukkoisessa kentässä riittää minimiraudoituss määrä, joka jouduttaisiin kuitenkin normien vaatimuksesta laittamaan myös jatkuvan rakenteen kenttään.

Taulukossa 10 on kahdella laattalla tulos "katkesi kahtia". Molemmista näistä puuttui jakoraudoitus kokonaan. Siksi neljältä sivulta tuetuissa laatoissa on syytä käyttää jakoraudoitusta rakenteen sitkeyden varmistamiseksi. Jakoraudoitus myös lisää laatan kantokykyä lähes kapasiteettiaan vastaavasti. Jos kuormituksena on tasainen kuorma, laatan raudoitus valitaan laskelmien mukaisesti. Sopiva arvo pää- ja jakoraudoitusten suhteelle on vastaavien sivujen suhde. Jos laattaan kohdistuu suuria pistekuormia, on raudoitus valittava siten, ettei kuorman läpileikkautumista tapahdu. Kahdella sivulta tuetuissa laatoissa jakoraudoitusta tarvitaan, jos pääraudoitusta on nykyistä minimivaatimusta enemmän ja kuormituksena on suuria pistekuormia. Tasaisilla kuormilla tai raudoitusmäärän ollessa alle nykyisen minimipinta-alan jakoraudoitus tuskin on tarpeen.

#### KIRJALLISUUSLUETTELO

- [1] Betoninormit 1980, by 15. Suomen Betoniyhdistys ry., 1980.
- [2] Ehdotus rakentamismääräyskokoelman betonirakenteita koskeviksi ohjeiksi. Suomen Betoniyhdistys ry., 1979.
- [3] Leonhardt, F., Die Mindestbewehrung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau 56 (9/1961).
- [4] Nilsson, I., Karlsson, I., Bjälklag utan överkantssarmering över mellanstöd. Nordisk Beton 4/1976.
- [5] Osittain alle minimiraudoitettujen laattarakenteiden toiminta. Tutkimus- ja selvitysraportti. Valtion teknillinen tutkimuskeskus, Betonitekniikan laboratorio. Otaniemi 1975.

- [6] Tamminen, T., Taivutetun rakenteen minimiraudoitus. Erikoistyö. Helsingin teknillinen korkeakoulu. Otaniemi 1980.
- [7] Mäkinen, K., Teräsbetonilaattojen minimiraudoitus. Diplomityö. Helsingin teknillinen korkeakoulu. Otaniemi 1981.

*Karri Mäkinen, dipl.ins., Perusyhtymä Oy,  
Pentti, Lumme, tekn.lis. ja Pekka Kanerva, prof., Teknillinen korkeakoulu,  
rakennusinsinööriosa*