

PILARI-PALKKILIITOKSET KERROSPILARIRAKENTEESSA

Ralf Lindberg Juha Vinha

Rakenteiden Mekaniikka, Vol. 26
No 1 1993, ss. 29 - 51

TIIVISTELMÄ

Betonielementeistä kootun kerrospilarirakenteen oikean suunnittelun kannalta on tärkeää tuntea pilari-palkkiliitosten tekninen toiminta eri kuormitustilanteissa. Tampereen teknillisessä korkeakoulussa tehdyssä tutkimuksessa on pyritty selvittämään kahden eri liitostyyppin toimintaa erilaisilla kuormitusyhdistelmillä. Toisessa liitostyyppissä palkkijatkos sijaitsee pilarien välissä ja toisessa tyyppissä se on lähellä pilarin reunaa.

Liitostyypeillä tehtiin kaikkiaan 7 kuormituskoeita. Kokeissa liitoksia kuormitettiin todellista tilannetta vastaavilla kuormilla siten, että liitosalueella vaikutti samanaikaisesti sekä palkeilta että yläpuoliselta pilarilta tulevat kuormat. Koe-kuormitusten perusteella todettiin, että molemmat liitostyypit soveltuvat kerrospilarirungon liitostyypeiksi. Liitoksessa, jossa palkkijatkos on pilarien välissä, on palkkien ja pilarin alapäätä kuitenkin vahvistettava teräsosien avulla.

Mikäli palkki viedään pilarin yli liitos toimii kuormitettaessa hyvin. Kahdessa viimeisessä kuormituskokeessa tutkittiin lisäksi sitä mahdollisuutta, että pilarin yläpään ja palkkien välinen sauma jätetään juottamatta. Nämä kokeet osoittivat, että sauma on injektoitava elementtien välisten epätasaisuuksien poistamiseksi, ennenkuin voidaan varmistua liitoksen moitteettomasta toiminnasta.

JOHDANTO

Viime vuosina on rakennusten betonielementtirunkoa pyritty kehittämään siten, että sen kokoaminen nopeutuisi ja elementtien valmistus- ja rungon asennuskustannukset pienentyisivät. Tämän johdosta betonielementtirunkoon on kehitetty kerrospilarirakenne, jossa runko koostuu kerroksen korkuisista pilareista ja niiden väliin asennettavista matalista leukapalkeista.

Kerrospilarirungossa palkkien ja pilarien välisten liitoskohtien oikea suunnittelu on ensiarvoisen tärkeää rungon teknisen toiminnan, asentamisen ja taloudellisuuden kannalta. Pyrkimyksenä on, että liitoskohdat voidaan tehdä mahdollisimman yksinkertaisiksi ilman ylimääräisiä teräsosia kuitenkin siten, että ne kestävät liitosalueelle kohdistuvat rasitukset. Liitokset voivat olla rakenteeltaan varsin

yksinkertaisia, koska ne oletetaan staattisissa tarkasteluissa niveliksi. Siksi liitoksissa ei tarvita rakennuksen jäykistämisen kannalta välttämättömiä teräksiä.

Palkkien ollessa pilarien välissä on tärkeää selvittää kuinka liitos toimii, kun siihen vaikuttaa sekä palkeilta että yläpuoliselta pilarilta tuleva kuormitus. Tampereen teknillisessä korkeakoulussa on tehty Partek Concrete Oy Ab:n toimeksiannosta tutkimus, jossa on tutkittu kahden eri kerrospilariliitoksen toimintaa erilaisilla kuormitusyhdistelmillä. Ensimmäisessä liitostyypissä palkki-jatkos sijaitsee pilarien välissä (TEMPO-liitos) ja toisessa vaihtoehdossa palkki-jatkos on lähellä pilarin reunaa (jatkuva palkki -liitos). Nämä liitostyypit valittiin tutkimukseen niiden taloudellisuuden ja yksinkertaisuuden perusteella.

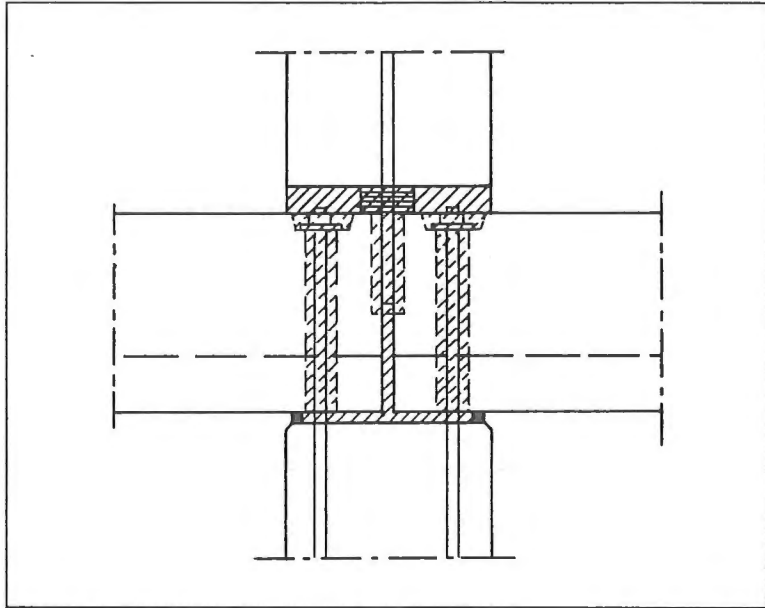
TEMPO-LIITOS

Yleistä

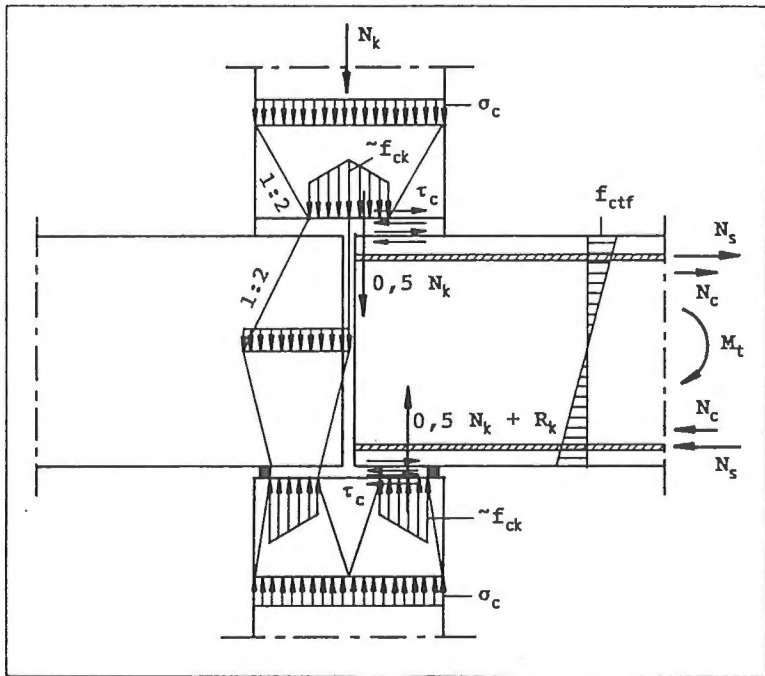
Tässä artikkelissa käytetään "TEMPO-liitos" -nimeä pilarin päällä jatketulle palkkiliitokselle. Partek Oy:ssä on kehitetty tälle liitostyypille omat liitosdetaljinnsa ja mitoitusohjeensa ja sitä on käytetty kerrospilarirungoissa jo jonkin aikaa. Liitos on valittu kerrospilarien liitokseksi Partekin runkorakentamisen elementtjärjestelmään eli "TEMPO" -järjestelmään, mistä tässä yhteydessä käytetty liitoksen nimikin johtuu.

TEMPO-liitoksessa leukapalkit asennetaan pilarin päälle kumi- tai muovireunuksen varaan. Pilarin yläpäässä olevat vaarnateräkset tulevat palkeissa oleviin asennusreikiin. Liitoksen alaosa juotetaan umpeen ja tämän jälkeen palkeille voidaan asentaa ontelolaatat. Seuraavan kerroksen pilari juotetaan palkkien päälle käyttäen teräslevypakkaa korkeuden säätöön. Yläpilarin tartuntateräkset tulevat palkkien väliseen saumaan (kuva 1).

TEMPO-liitoksen rakenteesta johtuen palkkien päihin syntyy kiinnitysmomenttia niistä kuormista, jotka tulevat palkeille ylemmän pilarin asentamisen jälkeen. Koska palkkien teräkset eivät jatku tuen yli, kiinnitysmomentti on välitettävä tuen yli elementtien saumapintojen tartunnan ja kitkan avulla. Saumapintojen välinen kitka riippuu tunnetusti pilarilta tulevasta normaalivoimasta ja sen jakaantumisesta sauman alueella. Palkkien taipuminen puolestaan vaikuttaa pystykuorman jakaantumiseen siten, että se pyrkii keskittymään pilarin alapäässä ja vastaavasti siirtymään reunoille pilarin yläpäässä (kuva 2). Liitosta tutkittaessa onkin tärkeää kuormittaa sitä sekä palkeilta että pilarilta tulevilla kuormilla erilaisissa kuormitustilanteissa.



Kuva 1. TEMPO-liitos.



Kuva 2. TEMPO-liitokseen vaikuttavat voimat ja jännitykset. Kiinnitysmomenttia vastaanottavat pilarikuorman jakaantumisesta syntyvä voimapari sekä leikkausvoimat.

Kuvan 2 merkkien selitykset:

- N_c = betonin vetovoima
- N_k = pilarin normaalivoima
- N_s = terästen vetovoima
- M_t = hyötykuormasta ja pintavalusta syntyvä kiinnitysmomentti
- R_k = palkin tukireaktio
- f_{ck} = betonin puristuslujuuden ominaisarvo
- f_{ctf} = betonin taivutusvetolujuuden ominaisarvo
- σ_c = betonin puristusjännitys
- τ_c = juotosbetonin leikkausjännitys

Liitoksen suunnittelussa on lähtökohtana se, että palkeilta ei saa tulla liitokseen enempää kuormaa kuin mitä sen momenttikestävyys sallii. Tämä merkitsee sitä, että kuormitettaessa palkkeja murtokuormalla, murtumisen on tapahduttava liitoskohdan ulkopuolella. Näin suunniteltu liitos kykenee edelleenkin välittämään pilarikuormaa. Käytännössä kiinnitysmomenttia syntyy tuelle niin paljon, että osa siitä on välitettävä tuen yli palkkien ja ontelolaattojen väliseen saumaan asennettavilla saumateräksillä. Saumateräksillä välitettävän kiinnitysmomentin osuus riippuu liitokseen tulevasta pilarikuormasta siten, että kuorman pienentyessä liitoksen momenttikestävyys pienenee ja saumaterästen merkitys momentin välityksessä kasvaa.

Lisäksi on huomioitava, että pilarikuorman keskittyminen pilarin alapäässä heikentää liitoksen normaalivoimakestävyyttä merkittävästi, mikäli pilarien ja palkkien päitä ei ole vahvistettu teräsosien avulla. Tämä ilmiö todettiin kaikissa suoritetuissa kuormituskokeissa.

Kuormituskokeet ja niiden tulokset

TEMPO-liitoksella tehtiin kaikkiaan 4 kuormituskoe kahdesta palkki- ja pilarikappaleesta kootuilla liitoksilla. Kokeissa 2 ja 3 palkkien kylkiin juotettiin lisäksi ontelolaattasiivut, jotta voitiin tutkia saumaterästen toimintaa liitoksessa.

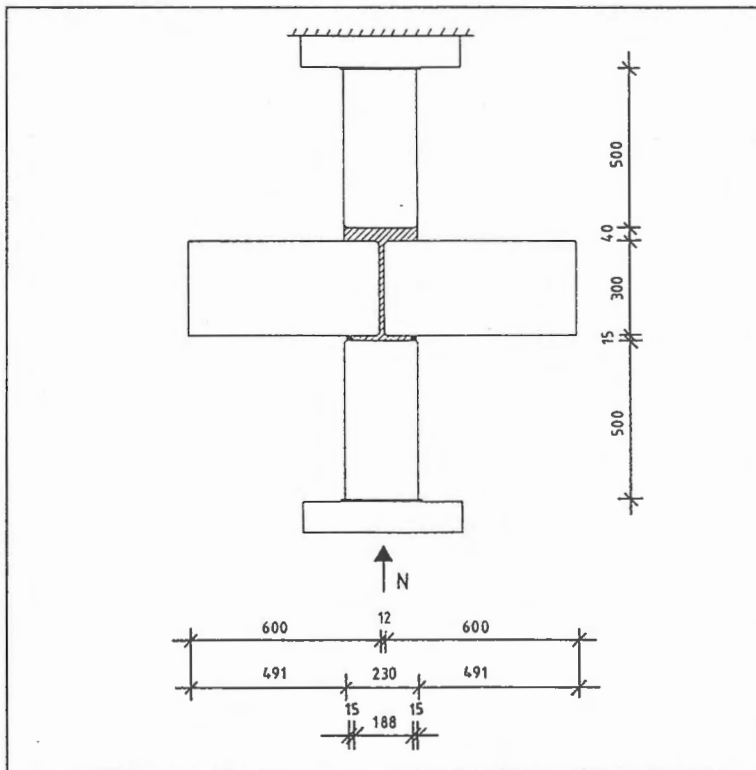
Koe-elementtien rauditus suunniteltiin todellisen tilanteen mukaisesti kuitenkin niin, että raudoituissa käytettiin tavallista betoniterästä A500HW. Todellisuudessa palkit voidaan tehdä jännebetonipalkkeinakin. Koe-elementtien poikkileikkauskoot vastasivat myös todellista kokoa (pilarit $280 \times 280 \text{ mm}^2$ ja palkit $365 \times 280/580 \text{ mm}^2$). Kokeessa 1 käytettiin pienempää pilarikokoa $230 \times 230 \text{ mm}^2$ ja vastaavasti matalampia palkkeja $300 \times 230 \text{ mm}^2$. Elementtien betonin lujuudet mitattiin normikoekuutioilla. Juotosbetonin nimellislujuus valittiin siten, että se oli elementtejä kuormitettaessa lähes yhtä lujaa kuin elementtien betonikin.

Palkit ja pilarit asennettiin ja juotettiin todellista tilannetta vastaavalla tavalla. Todellisuudessa palkkien päihin syntyy ontelolaattojen painosta johtuen kulmanmuutos, joten koekappaleidenkin palkkeja käännettiin hieman alaspäin ennen ylemmän pilarin juottamista.

Koe 1

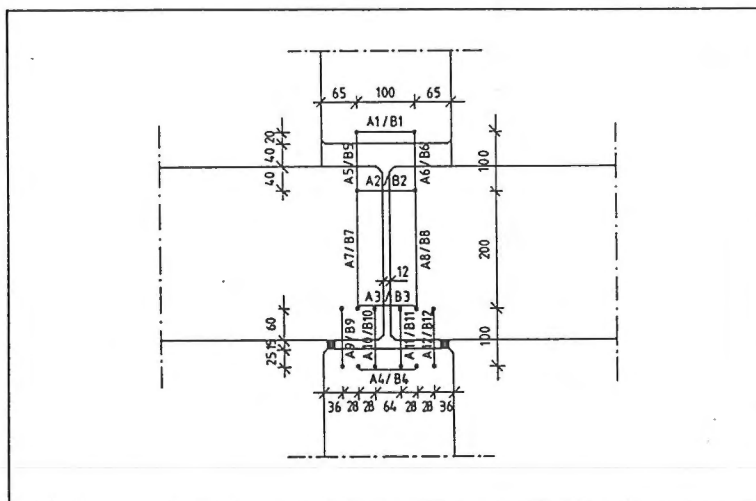
Kokeen 1 tarkoituksena oli selvittää TEMPO-liitoksen puristuskestävyys ja verrata sitä pilarin puristuskestävyyteen.

Kokeen kuormitusjärjestelyt ja koekappaleen mitat olivat kuvan 3 mukaiset. Koekuormitukset tehtiin hydraulisella puristimella. Kuormituksen tasainen jakaantuminen koko pilaripoikkileikkauksen alueelle varmistettiin asettamalla pilarien päihin 10 mm vahvuiset huokoiset kuitulevyt.



Kuva 3. Kokeen 1 kuormitusjärjestelyt.

Kokeessa mitattiin liitoskohdan muodonmuutoksia Demec-nastojen avulla. Mittauspisteet on esitetty kuvassa 4.



Kuva 4. Kokeen 1 mittauspisteet. Kirjaimella B merkityt mittauspisteet olivat samalla kohdalla koekappaleen toisella puolella.

Kuormitus suoritettiin puristamalla liitosta keskeisellä normaalivoimalla N . Voimaa N muutettiin kuormituksen aikana seuraavasti: $0 \text{ kN} \rightarrow 500 \text{ kN} \rightarrow 0 \text{ kN} \rightarrow 500 \text{ kN} \rightarrow 0 \text{ kN} \rightarrow 500 \text{ kN} \rightarrow 1000 \text{ kN} \rightarrow 1500 \text{ kN} \rightarrow 1750 \text{ kN} \rightarrow 2000 \text{ kN} \rightarrow 2250 \text{ kN} \rightarrow 2500 \text{ kN}$.

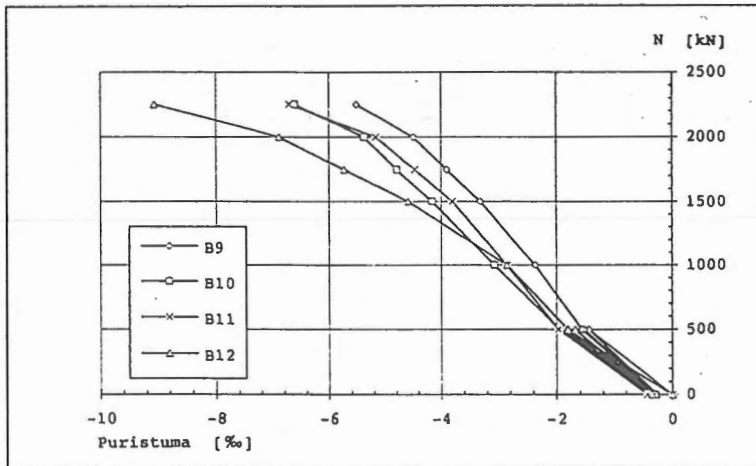
Ensimmäiset halkeamat tulivat koekappaleeseen voiman N arvolla 1700 kN . Halkeamia syntyi liitoksen keskisaumaan sekä palkkien alaosiin. Lisäksi pilarin yhteen kylkeen syntyi pieni pystysuuntainen halkeama. Kuormitusta lisättäessä aiemmin syntyneet halkeamat pitenivät, mutta uusia halkeamia ei sen sijaan havaittu.

Liitos murtui yllättäen ylemmän juotossauman puolelta voiman N ollessa 2500 kN . Murtuminen tapahtui niin kovalla voimalla, että liitoksen sivuilta irronneet betonikappaleet sinkoilivat useiden metrien päähän koekappaleesta.

Murtopinta oli kiilamainen (kts. kuva 10). Kiilan kärki muodostui ylemmän pilarin asennusterästen päiden kohdalle. Pilarin kyljistä lohkesi betonia n. 10 cm:n matkalta hakojen ulkopuolelta.

Kokeen perusteella havaittiin, että liitoskohta ei kestänyt niin suuria kuormia kuin palkkien ja pilarien lujuudet edellyttivät (teoreettinen puristuskestävyys oli n. 3000 kN). Kiilamainen murtopinta osoitti toisaalta myös sen, että juotosbetonin lujuus ei tullut liitoksen kestävyuden kannalta määrääväksi tekijäksi. Kiilamainen murtopinta pääsi syntymään, koska pinnan yli ei mennyt lainkaan teräksiä.

Muodonmuutosmittaukset osoittivat, että suurin osa liitoksen kokonaispuristumasta tapahtui liitoksen alasauman alueella. Esimerkkinä on esitetty alasauman puristumat liitoksen B-puolelta (kuva 5). Puristumat olivat paljon suurempia kuin betonin murtopuristuma 3,5 ‰. Tämä johtui siitä, että käännettäessä palkkeja asennusvaiheessa alaspäin syntyi liitoksen alasaumaan vaakasuuntainen halkeama, joka sitten kuormitettaessa painui kiinni.

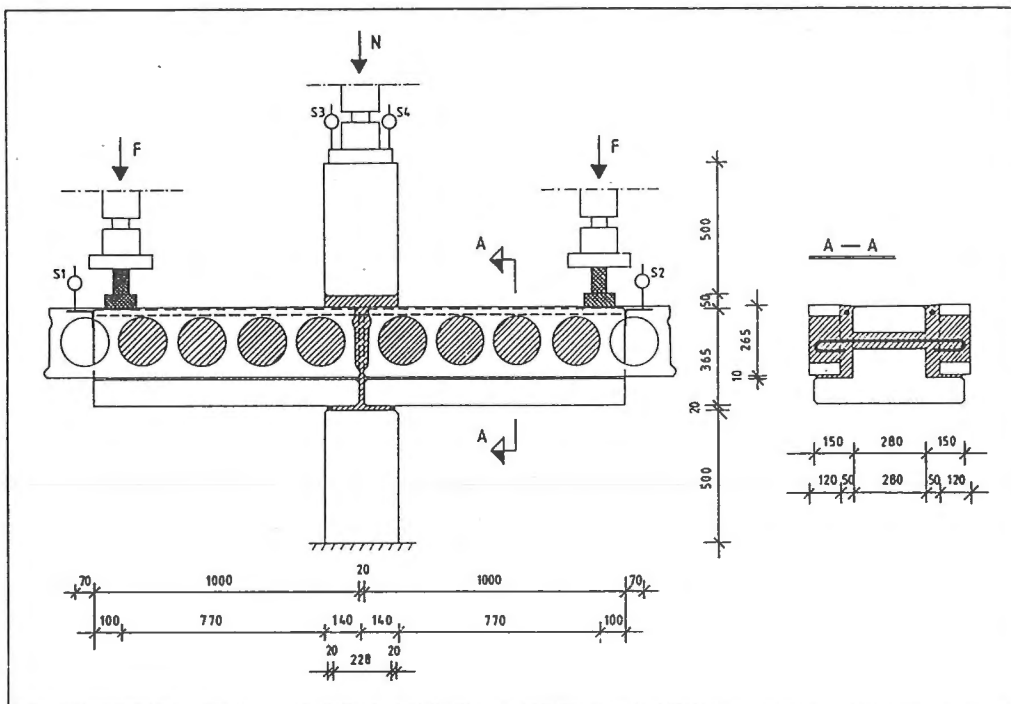


Kuva 5. Liitoksen alasauman puristumat B-puolelta normaalivoiman funktiona.

Koe 2

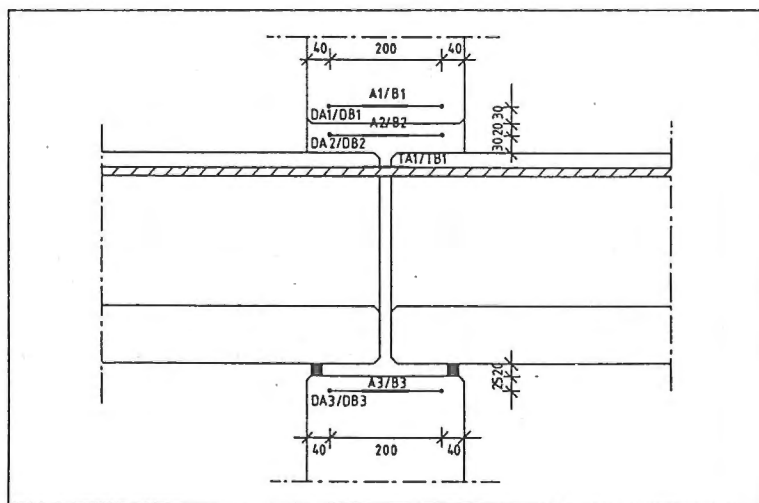
Kokeen 2 tarkoituksena oli selvittää TEMPO-liitoksen taivutusmomenttikestävyys, kun pilareihin vaikutti pieni normaalivoima (180 kN). Lisäksi kokeen avulla pyrittiin arvioimaan liitoksen teknisen toimintamallin oikeellisuutta sekä sitä, kuinka hyvin liitoksen ulkopuolelle asennetut saumateräkset toimivat käytännössä.

Kokeen kuormitusjärjestelyt ja koekappaleen mitat olivat kuvan 6 mukaiset. Koekuormitukset tehtiin kolmella tunkilla, jotka tukeutuivat yläpäästään järeään I-palkkiin. Keskimmaisella tunkilla puristettiin pilareihin normaalivoima ja reunoilla olevilla tunkeilla taivutettiin palkkikappaleiden päitä, jolloin liitokseen saatiin palkeilta tuleva taivutusmomentti. Palkkien yläpinnat olivat epätasaisia, joten kuormituskohtiin laitettiin 10 mm vahvuiset huokoiset kuitulevyt.



Kuva 6. Kokeen 2 kuormitusjärjestelyt.

Kokeessa mitattiin liitoskohdan muodonmuutoksia Demec-nastojen ja venymäliuskojen avulla sekä koekappaleen pystysiirtymiä sähköisten siirtymäantureiden avulla. Mittauspisteet on esitetty kuvissa 6 ja 7.



Kuva 7. Venymäliuskojen ja Demec-nastojen sijoituspaikat liitoksessa. Kirjaimella B merkityt mittauspisteet olivat samalla kohdalla koekappaleen toisella puolella.

Aluksi liitosta kuormitettiin puristamalla pilareita keskeisellä normaalivoimalla N . Voimaa N lisättiin 0 kN:sta 180 kN:iin käyttäen kuormitusaskeleena 20 kN. 180 kN:n voima vastasi rakennuksen ylimmässä kerroksessa olevalle pilarille tulevaa kuormaa.

Tämän jälkeen kumpaakin palkkia taivutettiin tunkkivoimalla F . Voimaa F lisättiin 0 kN:sta 90 kN:iin käyttäen kuormitusaskeleena 5 kN. Kuormituksen aikana voima N pysyi vakiona.

Ensimmäiset halkeamat tulivat koekappaleeseen voiman F arvolla 40 kN. Halkeamat syntyivät liitoksen keskisaumaan ja jatkuivat myös ylempään pilariin. Kun voimaa F lisättiin 55 kN:iin, palkkien yläpinnan halkeilumomenttikapasiteetti ylittyi ja palkkien yläpintaan syntyi halkeamia juotossauman reunaan. Lisättäessä kuormitusta edelleen syntyi uusia halkeamia palkkeihin ja ontelolaat-tasiivuihin sekä niiden välisiin juotossaumoihin.

Liitos murtui voiman F ollessa kummassakin sivutunkissa 78 kN. Murtuminen tapahtui siten, että ylempään pilarin ja juotossauman välinen tartunta petti pilarin sivuilla. Murtumisen jälkeen palkeilta tulevaa taivutusmomenttia vastaanottivat ainoastaan palkin kyljissä olevat saumateräkset. Liitos murtui lopullisesti 90 kN:n tunkkivoimilla, kun saumaterästen tartunta palkin kylkiin petti. Saumateräkset olivat kuitenkin sitä ennen jo saavuttaneet myötövenymän (kuva 9).

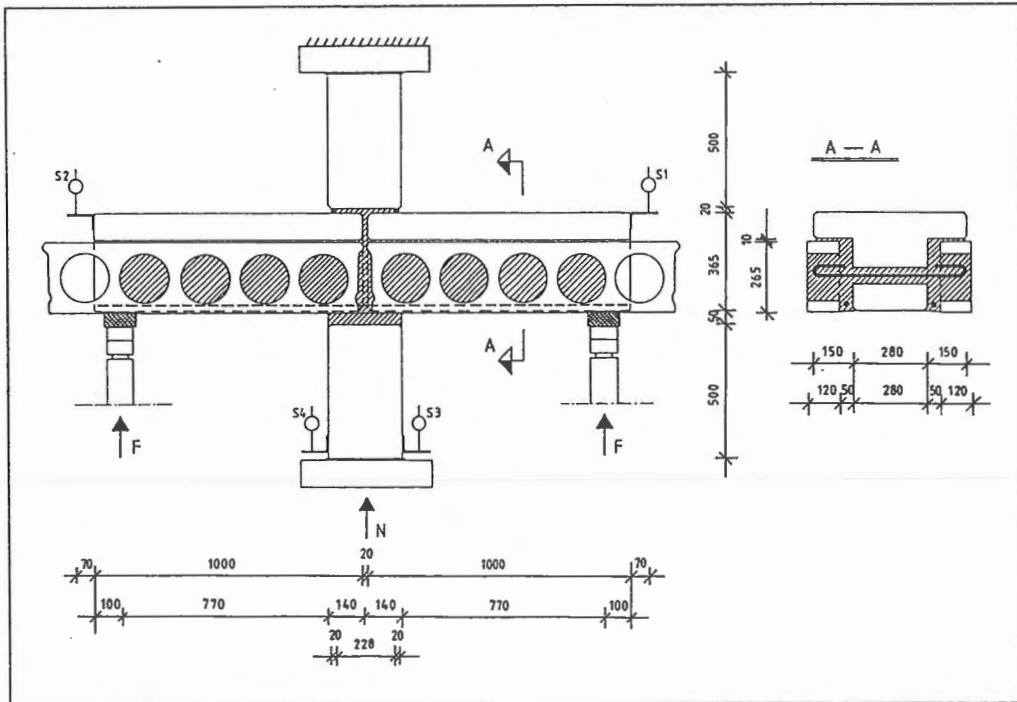
Kokeen perusteella havaittiin, että liitos käyttäytyi oletusten mukaisesti pienellä normaalivoimalla kuormitettuna ja että liitoskohdan murtuminen tapahtui odotetulla tavalla. Saumateräkset toimivat kokeessa hyvin, joten niiden käyttäminen liitoksen sivuilla on mahdollista todellisissakin rakenteissa.

Liitoksen momenttikestävyys vastasi teoreettisen toimintamallin perusteella laskettua arvoa varsin hyvin ja tässä mielessä koe 2 onnistui hyvin.

Koe 3

Kokeen tarkoituksena oli selvittää TEMPO-liitoksen puristuskestävyys, kun palkkien päitä taivutettiin todellista käyttökuormitusta vastaavalla momentilla.

Kokeen kuormitusjärjestelyt ja koekappaleen mitat olivat kuvan 8 mukaiset. Koekuormitukset tehtiin hydraulisen puristimen ja kahden siirrettävän tunkin avulla. Koetta varten liitos käännettiin ympäri, jolloin tunkit voitiin tukea lattiaa vasten. Kuormitusten tasaamiseksi laitettiin palkkien ja pilarien päihin 10 mm vahvuiset huokoiset kuitulevyt. Tässäkkin kokeessa sivutunkeilla aikaansaatiin palkeilta tuleva taivutusmomentti.



Kuva 8. Kokeen 3 kuormitusjärjestelyt.

Kokeessa mitattiin liitoskohdan muodonmuutoksia venymäliuskojen avulla ja koekappaleen pystysiirtymiä sähköisten siirtymäantureiden avulla. Mittauspisteet olivat samat kuin kokeessa 2 eli kuvan 7 mukaiset.

Aluksi liitosta kuormitettiin puristamalla pilareita keskeisellä normaalivoimalla N . Voimaa N lisättiin 0 kN:sta 600 kN:iin käyttäen kuormitusaskeleena 20 kN.

Tämän jälkeen kumpaakin palkkia taivutettiin tunkkivoimalla F . Voimaa F oli tarkoitus lisätä 0 kN:sta 100 kN:iin käyttäen kuormitusaskeleena 5 kN. Kuormitusjärjestelystä johtuen tunkkivoiman lisääminen kuitenkin pienensi puristimen voimaa N , joten sitä lisättiin voiman F ollessa kummassakin tunkissa 50 kN. Voimaa N lisättiin tällöin neljässä erässä 800 kN:iin asti, jolloin todellinen puristusvoima palkkien taivuttamisen jälkeen olisi ollut 600 kN yläpilarissa ja 800 kN alapilarissa.

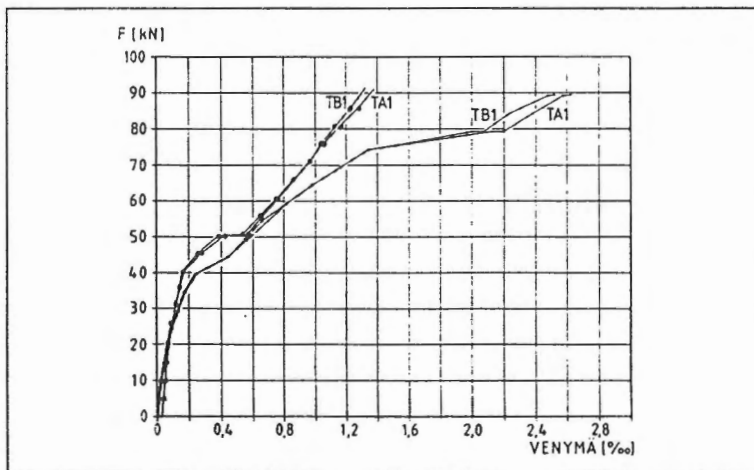
Ensimmäiset halkeamat tulivat koekappaleeseen voiman F arvolla 50 kN. Halkeamat syntyivät liitoksen keskisaumaan ja jatkuivat myös ylempään pilariin kuten edellisessäkin kokeessa. Kun voimaa F lisättiin 60 kN:iin, syntyi halkeamia vastaavasti palkkien yläpintaan. Lisättäessä kuormitusta edelleen syntyi uusia halkeamia palkkeihin ja ontelolaattasiivuihin sekä niiden välisiin juotosaumoihin.

Liitos murtui yllättäen voiman F ollessa kummassakin sivutunkissa 95 kN. Liitos repeytyi keskeltä auki siten, että ylempään pilarin betoni irtosi haoituksen ulkopuolelta (kts. kuva 10). Palkin osalla murtopinta oli samanlainen kuin kokeessa 2. Murtumisen yhteydessä petti myös saumaterästen tartunta ontelolaatasiiivujen ja palkin välisessä saumassa. Kokeessa ei päästy lisäämään normaaliivoimaa pilareihin palkkien taivuttamisen jälkeen.

Teoriassa liitoksen olisi pitänyt kestää huomattavasti suurempikin tunkkivoima murtumatta, koska normaalivoima N oli tässä kokeessa paljon suurempi kuin kokeessa 2. Liitoksen murtuminen tapahtui kuitenkin melko samanlaisilla tunkkivoiman arvoilla kokeissa 2 ja 3. Koska liitoksen murtopinta oli jälleen samantyyppinen kuin aikaisemmissakin kokeissa, oli selvää että palkkien kulmat ja pilarin alapää eivät kestä sellaisenaan vaadittavia kuormituksia. Todettiin, että murtopinnan yli oli vietävä teräsosia, jotta liitoskohta ei pääsisi murtumaan kiilamaisesti.

Osasyt tämän kokeen epäonnistumiseen saattoi olla myös saumaterästen heikommassa tartunnassa palkkien kylkiin verrattuna edelliseen kokeeseen. On kuitenkin muistettava, että palkkien kyljissä ei ollut TEMPO-palkin normaalia vaaroitusta tartuntaa parantamassa.

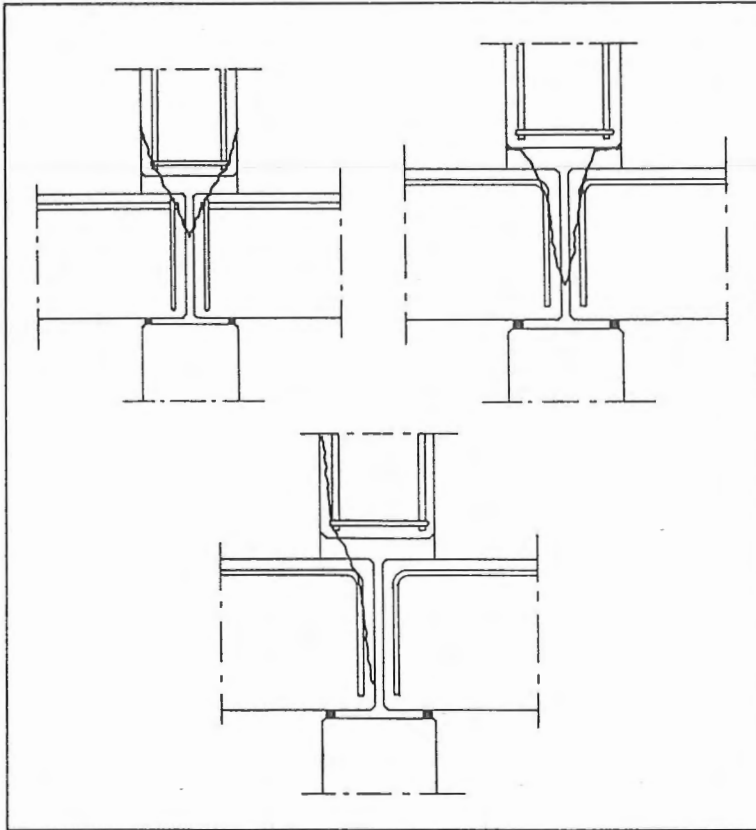
Muodonmuutosmittaukset kokeista 2 ja 3 osoittivat liitoksien toimineen lähes samalla tavoin. Saumaterästen venymiä vertailtaessa voitiin havaita kuitenkin selvä ero kokeiden välillä (kuva 9). Kuvasta nähdään, että kokeessa 3 liitos murtui ennen kuin saumateräkset olivat saavuttaneet myötörajansa 2 ‰. Teoriassa teräsvenymien olisi pitänyt saavuttaa myötöraja ennen liitoksen murtumista.



Kuva 9. Saumaterästen venymät palkin tunkkivoiman funktiona kokeissa 2 ja 3. Kokeen 3 kuvaajat on merkitty mustin palloin.

Koe 4

Koe 4 oli toisinto edellisestä kokeesta. Palkkien sivuille ei kuitenkaan laitettu saumateräksiä ja ontelolaattasiivuja, koska nyt haluttiin saada selville mikä oli varsinaisen liitoskohdan momenttikestävyys. Edellisissä kokeissa liitosten murtopinnat olivat kaikki kiilamaisia (kuva 10), joten palkkien päitä vahvistettiin teräslenkkien avulla ja pilarin alapäähän laitettiin lattateräksestä tehty haka.



Kuva 10. Liitoksien murtopinnat kokeissa 1, 2 ja 3.

Kokeessa 4 mitattiin ainoastaan koekappaleen pystysiirtymiä ja pääpaino kiinnitettiin halkeamien seurantaan sekä koekappaleen murtotapaan. Pystysiirtymät mitattiin sähköisten siirtymäanturien avulla, joiden paikat olivat samat kuin kokeessa 3 (kts. kuva 8). Myös muilta osin koejärjestelyt olivat kuvan 8 mukaiset.

Koekuormitus tehtiin hydraulisen puristimen ja kahden siirrettävän tunkin avulla. Kuormitusten tasaamiseksi laitettiin palkkien ja pilarien päihin 10 mm vahvuiset huokoiset kuitulevyt.

Aluksi liitosta kuormitettiin puristamalla pilareita keskeisellä normaalivoimalla N. Voimaa N lisättiin 0 kN:sta 600 kN:iin käyttäen kuormitusaskeleena 20 kN.

Tämän jälkeen kumpaakin palkkia taivutettiin tunkkivoimalla F. Voimaa F lisättiin 0 kN:sta 50 kN:iin käyttäen kuormitusaskeleena 5 kN. Voima F oli tässä kokeessa ainoastaan puolet edellisestä kokeesta, koska koekappaleessa ei käytetty saumateräksiä. Palkkien taivuttamisen jälkeen oli yläpilarissa 600 kN:n voima ja alapilarissa 700 kN voima.

Ensimmäiset halkeamat tulivat koekappaleeseen voiman F arvolla 20 kN. Halkeamat ilmestyivät edellisten kokeiden tapaan liitoksen keskisaumaan. Lisättäessä tunkkien voimaa 30 kN:iin halkeamia tuli myös palkin yläpintaan. Tunkkivoimaa lisättäessä halkeamat pitenevät sekä palkkien sivuilla että niiden välisessä saumassa. Keskisauman halkeama ei kuitenkaan yltänyt lattahaan ansiosta pilariin asti.

Tällä kertaa liitoskohta kesti palkeilta tulleen käyttökuormitusta vastaavan taivutusmomentin hyvin. Palkkien taivuttamisen jälkeen aloitettiin normaalivoiman lisääminen 200 kN:n välein. Koekappaleeseen ilmestyi kuormaa lisättäessä jonkin verran lisää halkeamia kummankin pilarin päähän.

Liitos murtui, kun ylemmässä pilarissa vaikutti voima 3600 kN. Murtuminen tapahtui siten, että liitoksen ylemmästä pilarista lohkesi hakojen ulkopuolella ollut suojabetoni pois ja pilari menetti kantokykynsä. Pilarin murtumisen seurauksena betonia lohkesi myös palkkien sivuilta sekä yläpilarin ja palkkien välisestä juotossaumasta. Liitoksen alapuoli kesti tässäkin kokeessa enemmän kuin sen yläosa. Merkittävää kokeessa oli se, että palkkien ylänurkat kestivät kuormituksen murtumatta ja varsinainen liitoskohta pysyi ehjänä.

Kokeen perusteella havaittiin, että teräsosilla vahvistettu TEMPO-liitos kykenee välittämään sille tulevat kuormitukset hyvin. Koe osoitti myös sen, että palkkien taivuttaminen ei vähentänyt tässä tapauksessa liitoksen normaalivoimakestävyyttä. Liitoksen moitteeton toiminta edellyttää tosin huolellista elementtien asentamista ja juottamista työmaalla. lisäksi juotosbetonin lujuuden tulee olla koekuormitusten mukaisesti n. 90 % elementtien betonin lujuudesta.

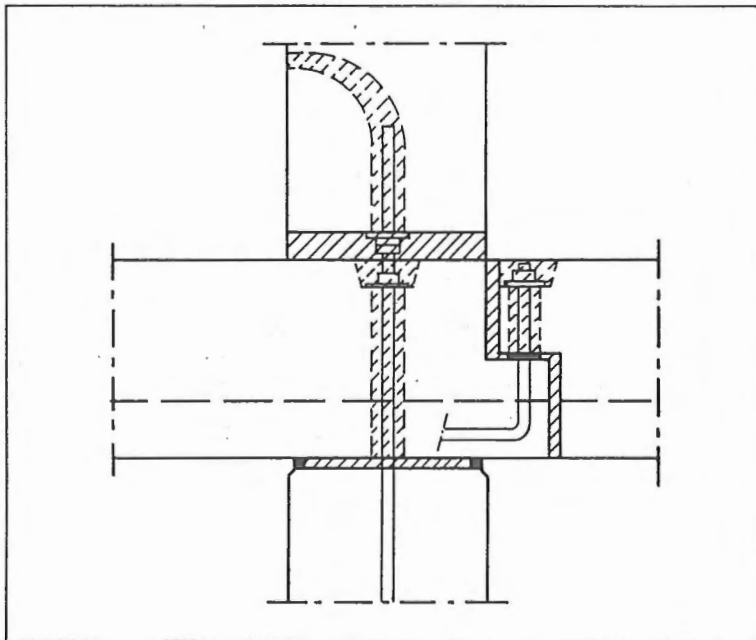
JATKUVA PALKKI -LIITOS

Yleistä

Tässä artikkelissa käytetään "jatkuva palkki -liitos" nimeä pilarin vieressä tai aukossa jatketulle palkkiliitokselle. Jatkuva palkki -liitoksessa leukapalkki asennetaan samanlaisen kumi- tai muovireunuksen varaan kuten TEMPO-liitoksessakin. Pilarin yläpäässä olevat vaarnateräkset tulevat palkissa oleviin asennusreikiin. Toinen palkki tuetaan ensin asennetun palkin varaan, joten sen asentamisajankohta ei riipu pilarien asentamisesta. Tämä mahdollistaa rakennuksen rungon nostamisen myös osittain.

Liitoksen alaosan juottamisen ja ontelolaattojen asentamisen jälkeen asennetaan ylempi pilari paikalleen. Korkeuden säätöön voidaan teräslevypakan lisäksi käyttää alemman pilarin vaarnatappeihin kierrettyjä muttereita ja aluslevyä. Tällöin vaarnatapit ulotetaan ylempään pilariin, johon on tehty juotosputket liitoksen yläosan juottamista varten (kuva 11).

Liitos voidaan suunnitella myös siten, että liitoksen alaosaa ei juoteta juotosbetonilla, vaan palkki asennetaan suoraan teräslevyllä vahvistetun pilarin päälle. Ontelolaattojen asentamisen jälkeen palkin ja pilarin yläpään välinen sauma injektoidaan esimerkiksi epoksipohjaisella injektointiaineella.



Kuva 11. Jatkuva palkki -liitos, jossa palkkijatkos on pilarin vieressä.

Jatkuva palkki -liitos ei ole teknisen toiminnan kannalta ongelmallinen, sillä palkin yläpinnan teräkset jatkuvat yhtenäisenä tukialueen yli ja vastaanottavat näin ollen palkeilta tulevan tukimomentin. Palkkijatkoksen ollessa tuen vieressä tai aukossa ei ole myöskään pelkoa palkin päiden lohkeamisesta, kuten on tilanne TEMPO-liitoksen kohdalla.

Palkkien välinen jatkos sen sijaan vaatii tarkkaa suunnittelua, koska se vaikuttaa olennaisesti sekä rakenteen ulkonäköön että kustannuksiin. Palkkeja kuormitettaessa niiden välisiin liitoskohtiin syntyy suuria kulmanmuutoksia ja taipumia, mikäli palkki-palkkiliitos tehdään täysin nivelisenä. Toisaalta liitoksen teräsosat tulee suunnitella mahdollisimman kevyiksi ja kiinnitykseltään yksinkertaisiksi, jotta palkkien valmistus- ja asennuskustannukset voidaan minimoida.

Jänneterästen käyttäminen tuen yli jatkuissa palkeissa aiheuttaa myös omat ongelmansa. Ulokeosilla alapinnan punokset lisäävät palkin pään taipumaa varsinaisen kuormituksen lisäksi. Yläpinnan jänneteräkset tuottavat puolestaan vaikeuksia ankkuroinnin suhteen, koska teräkset pitää ankkuroida täydelle vedolle palkin päähän. Tämä johtuu siitä, että nivelenä toimiva palkki-palkkiliitos aiheuttaa yläpinnan jänneteräksiin vetoa koko ulokkeen pituudella.

Mikäli palkki-palkkiliitos tehdään pilarin viereen (kts. kuva 11) yläpinnan terästen ankkurointiongelma poistuu, koska palkkiin ei synny ulokemomenttia. Jos palkkijatkos tehdään aukkoon, vaikuttaa jatkoksen sijoituspaikka syntyvän tukimomentin suuruuteen. Liitos voidaan sijoittaa esimerkiksi $0,10 \cdot L$ päähän pilarista. Yksi palkkielementti voi olla joko yhden tai useamman pilarivälin pituinen. Useamman pilarivälin pituiselle palkkielementille voidaan tehdä momentin siirto, mutta lyhyemmille palkkielementeille sitä ei saa tehdä.

Jatkuva palkki -liitosta käytettäessä jännebetonipalkki soveltuu rakenteisiin lähinnä yhden pilarivälin mittaisena elementtinä. Pidempiä jännebetonipalkkielementtejä käytettäessä on ongelmana esijännitysvoiman aiheuttama palkin taipuma ylöspäin, jolloin palkin asentaminen aiheuttaa vetoa keskimmäiseen pilariin. Parempi palkkityyppi on osittain esijännitetty palkki. Osa palkin tarvittavasta taivutuskestävyydestä otetaan keskeisesti esijännitetyillä jänneteräksillä ja muu osa otetaan betoniteräksillä. Näin saavutetaan sekä teräsbetonipalkin että jännebetonipalkin etuja.

Palkin ulokkeen tukimomentti on ankkuroitava lyhyellä matkalla, joten ankkuroinnin on oltava tehokas. Tehokkaaseen ankkurointiin päästään hitsatuilla päätylevyillä ja hitsatuilla poikittaistangoilla. Hitsatuilla poikittaistangoilla voidaan saavuttaa jopa 2-3 kertaa parempi ankkurointikestävyys kuin koukulla.

Palkin taipuma on ratkaistava ellei betoninormeissa esitetty ehto tehollisesta vähimmäiskorkeudesta täyty. Jatkuvan palkin taipuman laskemiseen on olemassa likimääräismenetelmiä sekä tarkka menetelmä.

Kuormituskokeet ja niiden tulokset

Jatkuva palkki -liitoksella tehtiin kaikkiaan 3 kuormituskoetta kahdesta palkki- ja pilarikappaleesta kootuilla liitoksilla. Kahdessa kokeessa tutkittiin liitoksen käyttäytymistä siinä tapauksessa, että pilarin yläpään ja palkkien välinen sauma jätetään juottamatta.

Koe-elementtien raudoitus suunniteltiin todellisen tilanteen mukaisesti kuitenkin niin, että raudotteissa käytettiin tavallista betoniterästä A500HW. Todellisuudessa palkit voidaan tehdä jännebetonipalkkeinakin. Koe-elementtien poikkileikkauskoot vastasivat myös todellista kokoa (pilarit $280 \times 280 \text{ mm}^2$ ja palkit $365 \times 280/580 \text{ mm}^2$). Elementtien betonin lujudet mitattiin normikoeuutiolla. Juotosbetonin nimellislujuus valittiin siten, että se oli elementtejä kuormitettaessa lähes yhtä lujaa kuin elementtien betonikin.

Toisin kuin TEMPO-liitoksessa tuen yli jatkuvaan palkkiin syntyy tukimomenttia myös palkin ja ontelolaattojen painosta. Tällöin palkin yläpinta halkeilee ja yläpinnan teräkset venyvät jo ennen ylemmän pilarin asentamista.

Kokeissa 5 ja 6 tutkittiin taivutusmomentin ja normaalivoiman yhteisvaikutusta liitoksessa, joten näissä kokeissa edellä kuvattu asia oli otettava huomioon. Kuormitusjärjestelyiden vuoksi ei palkkia kuitenkaan voitu kuormittaa yläpilarin asennuksen aikana, vaan oli tyydyttävä yksinkertaistettuun, mutta todellisen kuormituksen kanssa samanarvoiseen menettelytapaan.

Ennen yläpilarin asennusta palkkia kuormitettiin palkilta ja laatastolta tulevalle kuormalle, joka aiheutti tukimomentin M_1 (87 kN). Palkki halkeili tuelta todellisella halkeamajaolla. Kuormitus poistettiin ja yläpilari juotettiin halkeilleen, mutta kuormattoman palkin päälle. Varsinaisessa koekuormituksessa palkkeja taivutettiin ainoastaan hyötykuormaa ja pintavalua vastaavalla tukimomentilla ΔM .

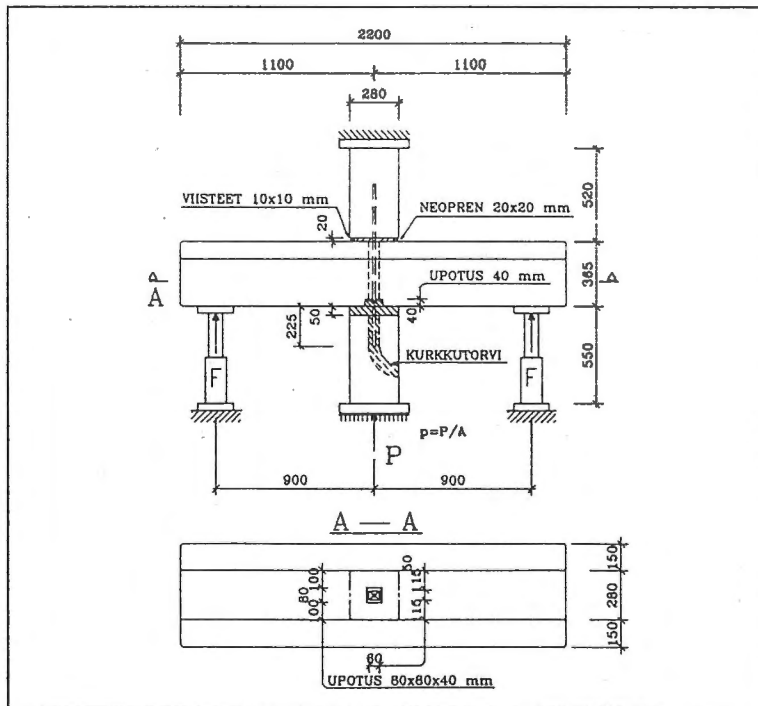
Todellisessa rakenteessa jatkuvan palkin ja pilarin välinen juotossauma saa jännityksiä siitä lähtien, kun tukimomentti kasvaa arvosta M_1 täyteen tukimomentin arvoon M_2 . Näin ollen on juotossauman kannalta samanarvoista kuormittaa palkkia edellä mainittujen tukimomenttien erotuksella ΔM tai todellisilla tukimomenteilla M_1 ja M_2 .

Palkissa olevat tukimomentista M_1 aiheutuneet halkeamat varmistavat sen, että palkki halkeilee todellisella tavalla. Yksinkertaistusta voidaan perustella myös sillä, että palkin vetoteräkset ovat todellisessa rakenteessa kimmoisella venymäalueella. Näin ollen teräkset saavat saman venymän riippumatta siitä kuormite- taanko palkkia tukimomentilla ΔM ($\Delta \epsilon$) vai lisätäänkö palkissa tukimomentti arvosta M_1 arvoon M_2 ($\epsilon_1 - \epsilon_2$).

Koe 5

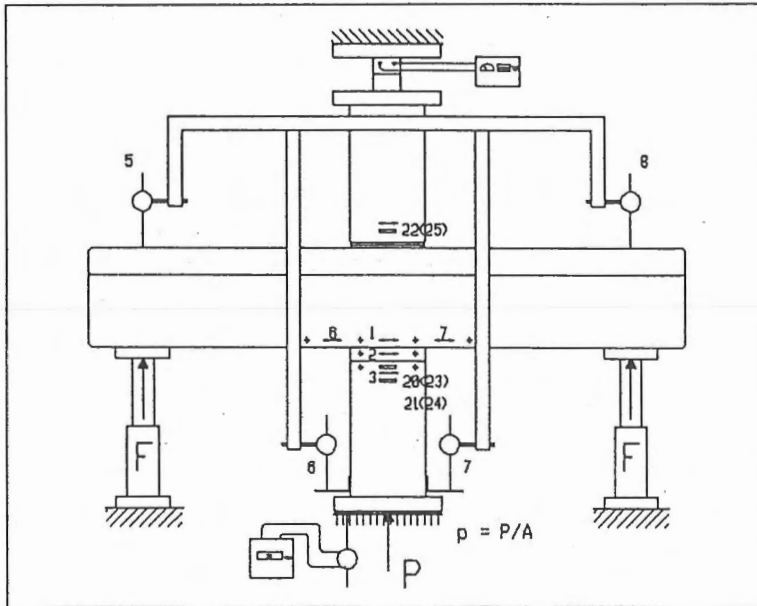
Kokeen tarkoituksena oli selvittää jatkuva palkki -liitoksen puristuskestävyys, kun palkin päitä taivutettiin todellista käyttökuormitusta vastaavalla momentilla. Ennen varsinaista koekuormitusta palkkia oli taivutettu palkin ja laataston omaa painoa vastaavalla momentilla.

Kokeen kuormitusjärjestelyt ja koekappaleen mitat olivat kuvan 12 mukaiset. Koekuormitukset tehtiin hydraulisen puristimen ja kahden siirrettävän tunkin avulla. Koetta varten liitos käännettiin ympäri, jolloin tunkit voitiin tukea lattiaa vasten. Kuormitusten tasaamiseksi laitettiin palkkien ja pilarien päihin 10 mm vahvuiset huokoiset kuitulevyt.



Kuva 12. Kokeen 5 kuormitusjärjestelyt.

Kokeessa mitattiin liitoskohdan muodonmuutoksia venymäliuskojen ja Demec-nastojen avulla sekä koekappaleen pystysiirtymiä sähköisten siirtymäantureiden avulla. Mittauspisteet on esitetty kuvassa 13.



Kuva 13. Kokeen 5 mittausjärjestelyt.

Aluksi liitosta kuormitettiin puristamalla pilareita keskeisellä normaalivoimalla P . Voimaa lisättiin 0 kN:sta 700 kN:iin. Tämän jälkeen palkin päitä taivutettiin tunkkivoimalla F . Voimaa F lisättiin 0 kN:sta 57 kN:iin ($= \Delta M$) käyttäen kuormitusaskeleena 5 kN. Palkkien taivuttamisen jälkeen puristusvoima oli 587 kN yläpilarissa ja 700 kN alapilarissa.

Palkin taivutuksen yhteydessä siihen aiemmin syntyneet halkeamat levenivät ja pitenivät. Juotossauman kohdalla olleet halkeamaleveydet näyttivät pysyneen ennallaan. Sivutunkkien voiman ollessa 40 kN tuli halkeama koekappaleen B-puolelle juotossaumaan, mikä johtui palkissa olleen halkeaman etenemisestä. Palkkien taivuttamisen jälkeen aloitettiin normaalivoiman lisääminen 300 kN välein 1900 kN asti, jonka jälkeen lisäys oli 200 kN aina 3300 kN asti. Tämän jälkeen liitoksen annettiin edetä murttoon ilman pysähdyksiä. Pilarin kuormituksen aikana palkin uumaan pilarin kohdalle syntyi pystysuuntainen halkeama normaalivoiman ollessa 2300/2187 kN. Halkeama saattoi johtua halkaisuvoimista.

Ennen murtumista alapilariin syntyi pitkiä pituussuuntaisia halkeamia. Yläpilarin sivulla ja saumassa olleet halkeamat levenivät kunnes koekappale murtui. Murtuminen tapahtui normaalivoiman ollessa yläpilarissa 4080 kN. Yläpilarin ja palkin uuman suojabetoni kuoriutui tällöin hakojen ympäriltä pois.

Koekuormituksen tulosten perusteella palkin yläpinnan halkeilulla ei ollut mitään näennäistä vaikutusta juotossauman puristuskestävyyteen. Sen sijaan halkaisuvoimilla oli ratkaisevampi vaikutus koekappaleen puristuskestävyyteen. Molempiin pilareihin tuli pystysuuntaisia halkeamia halkaisuvoimista. Myös palkin uuma halkeili halkaisuvoimista, mikä ei todellisessa rakenteessa ole mahdollista laataston saumabetonin estäessä sen. Palkki pystyi välittämään pilarivoiman ilman halkaisuraudoituksia. Sen sijaan pilarin päiden halkaisuraudoitus oli liitoksen kriittisempi tekijä.

Pilarin ja palkin liitoksen puristuskestävyydeksi saatiin lähes 80 % pilarin arvioidusta puristuskestävyydestä. Liitoksen murtotavasta voidaan kuitenkin päätellä, että pilarin puristuskestävyyden ylittyminen aiheutti koekappaleen murtumisen ja näin ollen palkin ja pilareiden välinen liitoskohta toimi kokeessa hyvin.

Koe 6

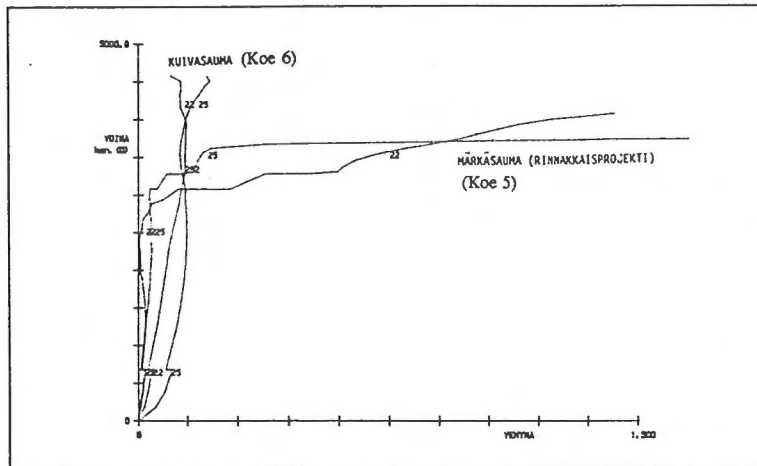
Kokeen tarkoituksena oli selvittää jatkuva palkki -liitoksen toimintaa siinä tapauksessa, että pilarin yläpään ja palkin välinen sauma jätetään juottamatta. Ennen varsinaista koekuormitusta palkkia oli taivutettu palkin ja laataston omaa painoa vastaavalla momentilla.

Koekappale koottiin samalla tavoin kuin kokeessa 5 lukuunottamatta palkin kiinnitystä pilarin päähän. Pilarin päässä oli 250 x 250 x 15 mm teräslevy, jonka varaan palkki asennettiin. Ennen palkin kuormittamista teräslevyn ja palkin välinen sauma injektointiin epoksimuovilla. Injektointi oli välttämätöntä jo pelkästään sen vuoksi, että teräslevy oli kiinnitetty pilarin päähän hieman vinoon. Tämä vastaa myös todellista tilannetta, koska teräslevyn ja palkin väliin jää aina pieni rako huolimatta elementtien valmistustarkkuudesta.

Kokeen 6 kuormitukset tehtiin samalla tavoin kuin kokeessa 5, jotta kokeita voitiin vertailla keskenään. Kuormitusjärjestelyt ja koekappaleen mitat olivat siis kuvan 12 mukaiset. Myös kokeen mittausjärjestelyt olivat samanlaiset (kts. kuva 13).

Koekappale käyttäytyi tässä kokeessa periaatteessa samalla tavoin kuin kokeessa 5 ja murtuminen tapahtui yläpilarin puristuskestävyyden ylittyttyä. Koekappaleen murtokuorma oli jopa suurempi kuin edellisessä kokeessa eli yläpilarissa vaikutti murtohetkellä 4500 kN normaalivoima.

Ainoa merkittävä ero havaittiin pilarin yläpään muodonmuutosmittauksia vertailtaessa (kuva 14).



Kuva 14. Alapilareiden yläpäiden venymät kokeissa 5 ja 6.

Pilarin päässä olleiden venymäliuskojen antamat tulokset osoittivat, että juotetun sauman alapuolella venymät alkoivat huomattavasti kasvaa normaalivoiman ylittäessä 3100 kN. Juotossauman alapuolelle ja koko pilarin pituudelle syntyi leveitä halkeamia, mutta kuivasauman alapuolella ei tapahtunut mitään murtoon viittaavaa edes yläpilarin murtuessa. Teräslevy vahvisti näin ollen selvästi pilarin yläpään halkaisukestävyyttä ja pilarin murtokestävyyttä.

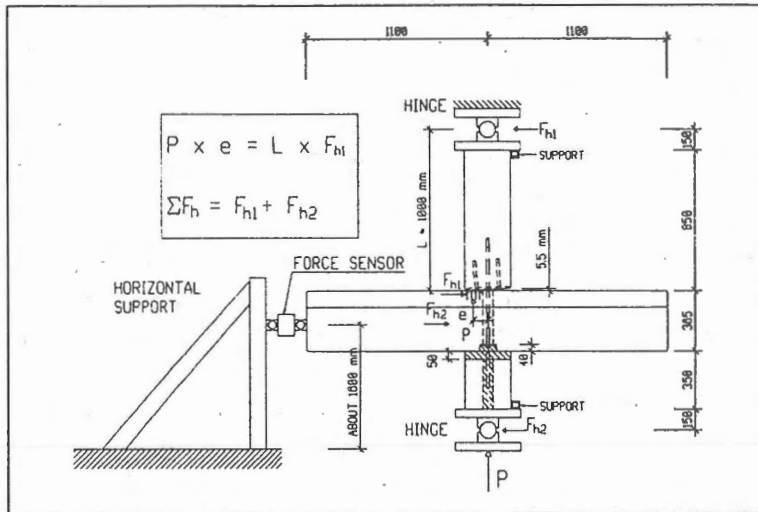
Koe 7

Kokeen tarkoituksena oli selvittää jatkuva palkki-liitoksen toimintaa siinä tapauksessa, että pilarin yläpään ja palkin välinen sauma jätetään juottamatta mutta myöskin injektoimatta. Kokeessa haluttiin selvittää ennen kaikkea liitoksen normaalivoimakestävyys, joten palkkeja ei taivutettu tällä kertaa ollenkaan.

Pilarin päässä oleva teräslevy asennettiin tarkoituksellisesti 4 mm vinoon ja palkki laitettiin pilarin päälle siten, että se tukeutui ainoastaan levyn toiselle reunalle.

Liitoksen alapuolinen pilari tehtiin mahdollisimman pitkäksi (L), jotta palkkiin kohdistuva vaakavoima saatiin pienemmäksi ja sivutuki voitiin mitoittaa kevyemmäksi. Kuormitus tehtiin jälleen ylösalaisin käännetyllä liitoksella, jotta sivutuen korkeutta voitiin alentaa. Kuormitusten tasaamiseksi laitettiin pilarien päihin 10 mm vahvuiset huokoiset kuitulevyt ja lisäksi pilarien päät tuettiin vaakasuunnassa tunkkiin erillisillä tuilla, koska tunkin ja kuitulevyn välistä kitkakerrointa ei tiedetty.

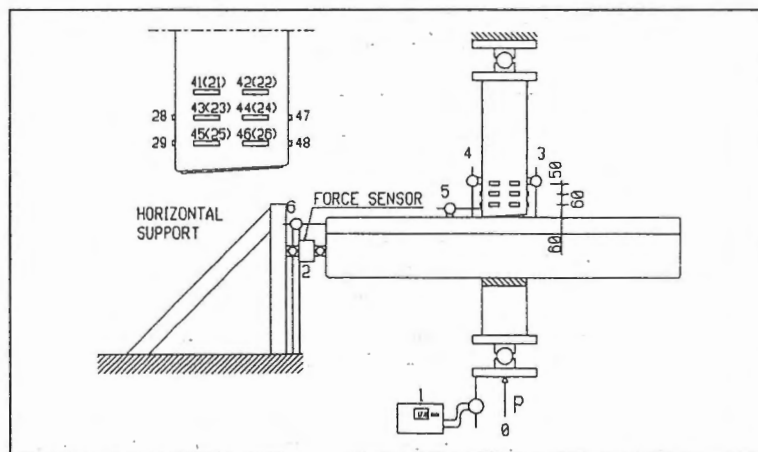
Kokeen kuormitusjärjestelyt ja koekappaleen mitat olivat kuvan 15 mukaiset.



Kuva 15. Kokeen 7 kuormitusjärjestelyt.

Teräslevyn ollessa vino liitokseen syntyy epäkeskinen kuormitus ($P \cdot e$), joka aiheuttaa palkkiin vaakaasuuntaisen voiman (F_{h1}). Ellei voimaa vastaanoteta alapilari kallistuu ja samalla pilarin yläpään ja palkin välinen rako painuu kiinni. Todellisuudessa rakenne ei voi kuitenkaan siirtyä vaaka-suunnassa, joten myös koetilanteessa on koekappaleen vaaka-suuntainen siirtyminen estettävä. Tämä tehtiin erillisen tuen avulla, joka mitoitettiin vastaanottamaan pilarin puristuskestävyyttä vastaavasta normaalivoimasta aiheutuva vaakavoima.

Kokeessa mitattiin teräslevyllä vahvistetun pilarin muodonmuutoksia ja siirtymiä venymäliuskojen ja sähköisten siirtymäanturien avulla. Mittauspisteet olivat kuvan 16 mukaiset.



Kuva 16. Kokeen 7 mittausjärjestelyt.

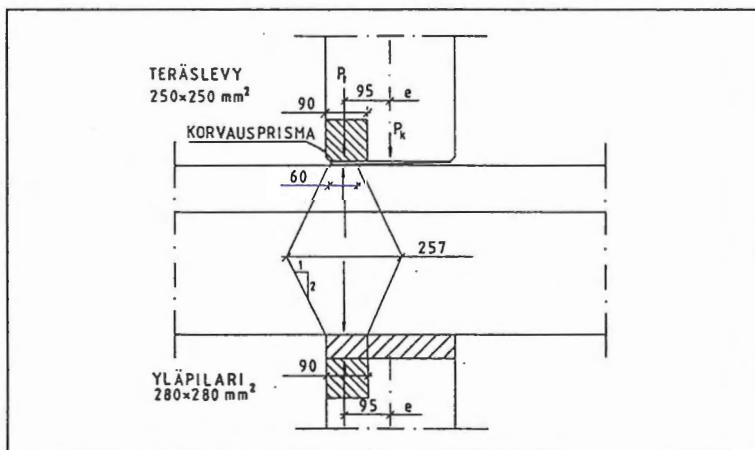
Kuormitus suoritettiin puristamalla liitosta normaalivoimalla P käyttäen kuormitusaskeleena alussa 100 kN ja lopussa 50 kN.

Ensimmäiset halkeamat tulivat koekappaleeseen voiman P arvolla 1040 kN. Tällöin palkin uuma halkesi koko korkeudeltaan. Halkeama syntyi teräslevyn ja palkin välisen kosketuskohdan alapuolelle.

Koekappaleen murtuminen tapahtui yläpilarissa ja juotossaumassa n. 1600 kN:n normaalivoimalla. Juotossauma ja yläpilari murtui pilarilinjan puolelta, jossa teräslevy kosketti palkkia (kuormitettu puoli). Yläpilariin tuli lisäksi pituus-suuntaisia halkeamia pilarin paikallisen puristuskestävyyden ylittymisen johdosta. Pilarin kuormittamattomalle puolelle ei tullut näkyviä vaurioita.

Koekappaleen murtumisen olisi voinut olettaa tapahtuvan teräslevyllisessä pilarissa (alapilarissa) teoreettisten laskelmien mukaan, mutta murtuminen tapahtui yläpilarissa kuivasauaman aiheuttaman suuren epäkeskisyyden takia. Palkki ja juotossauma eivät pystyneet jakamaan normaalivoimaa riittävästi yläpilarin kannalta. Teräslevy vahvisti selvästi alapilarin paikallista puristuskestävyyttä. Koekuormituksessa ei saatu selville teräslevyllisen pilarin murtokuormaa.

Huolimatta koekappaleen vaakasuuntaisesta tuennasta alapilari kallistui kokeen aikana jonkin verran. Tällä ei kuitenkaan ollut merkitystä koekuormituksen lopputuloksen kannalta, koska kuivasauaman kosketuspinta-ala ei päässyt kasvamaan merkittävästi. Murtohetkellä raon leveys oli vielä n. 1 mm. Teräslevyssä ei myöskään havaittu taipumista kuormituksen aikana.



Kuva 17. Normaalivoiman jakaantuminen liitoksessa.

Kuvassa 17 on esitetty teoreettisesti pilarin puristusjännityksen jakaantuminen liitoksessa. Pilarin normaalivoima välittyi liitoksessa juotossmassan ja asennusta-

pin avulla (P_k) sekä teräslevyn välityksellä (P_f). 1600 kN murtokuorma edellyttää 90 mm leveää kosketuspinta-alaa teräslevyltä, jos asennustapin välittämäksi voimaksi oletetaan 250 kN.

Kokeen perusteella havaittiin, että yhteen suuntaan vinossa oleva teräslevy pystyy välittämään rakennuksen asennusaikaisia kuormia ilman sauman injektointia. Liitoksen kestävyys vaikuttaa kuitenkin oleellisesti myös yläpuolisen juotossauman lujuus. Rakenteille tuleva hyötykuorma edellyttää kuitenkin aina saumakohdan injektoimista.

YHTEENVETO

TEMPO-liitoksella ja jatkuva palkki -liitoksella tehdyt kuormituskokeet osoittivat että kummatkin liitostyytit soveltuvat kerrospilarirungon liitostyyteiksi, mikäli ne suunnitellaan oikein. Liitoksien moitteeton toiminta edellyttää lisäksi, että palkki- ja pilarielementit valmistetaan, asennetaan ja juotetaan huolellisesti.

TEMPO-liitosta käytettäessä pilarin alapäätä ja palkkien yläkulmia on vahvistettava erillisten teräsosien avulla, jotka asennetaan elementteihin ennen niiden valamista.

Jatkuva palkki -liitoksessa palkin ja pilarin yläpään välinen sauma on puolestaan injektoitava epoksimuovilla mikäli saamaa ei juoteta juotosbetonilla.

Juotosbetonisaumojen puristuskestävyys on aina riittävä, mikäli niiden lujuus liitettävien betonielementtien lujuuteen verrattuna on n. 90 % TEMPO-liitosta käytettäessä ja n. 70 % jatkuva palkki -liitosta käytettäessä.

LÄHDELUETTELO

- /1/ Hellman, H., Kuivasaumojen käyttö kerrospilarirungossa. Diplomityö, TTKK, Rakennustekniikan osasto. Tampere 1992.
- /2/ Myllyviita, S., Jatkuvan palkin toiminta kerrospilarirakenteessa. Diplomityö, TTKK, Rakennustekniikan osasto. Tampere 1992.
- /3/ Vinha, J., Kerrospilarirungon pilari-palkkiliitosten tarkastelua. Diplomityö, TTKK, Rakennustekniikan osasto. Tampere 1992.