

Jälkijännitetyn betoni-teräsliittolaatan suunnitteluperusteet

Heli Koukkari
VTT Rakennustekniikka



ISBN 951-38-4999-6

ISSN 1235-0605

Copyright © Valtion teknillinen tutkimuskeskus (VTT) 1996

JULKAISIJA – UTGIVARE – PUBLISHER

Valtion teknillinen tutkimuskeskus (VTT), Vuorimiehentie 5, PL 2000, 02044 VTT
puh. vaihde (09) 4561, telekopio 456 4374

Statens tekniska forskningscentral (VTT), Bergsmansvägen 5, PB 2000, 02044 VTT
tel. växel (09) 4561, telefax 456 4374

Technical Research Centre of Finland (VTT), Vuorimiehentie 5, P.O.Box 2000, FIN-02044 VTT, Finland
phone internat. + 358 9 4561, telefax + 358 9 456 4374

Tekninen toimitus Leena Ukskoski

VTT OFFSETPAINO, ESPOO 1996

Koukkari, Heli. Jälkijännitetyn betoni-teräslittolaatan suunnitteluperusteet [Design principles of a composite slab with unbonded tendons]. Espoo 1996, Valtion teknillinen tutkimuskeskus, VTT Tiedotteita - Meddelanden - Research Notes 1804. 37 s. + liitt. 10 s.

UDK 624.073:624.042.1:624.043
Avainsanat composite slabs, composite structures, concrete structures, steel structures, design, post tensioning, dimensioning, tendons

TIIVISTELMÄ

Betoni-teräslittolaatan teräksinen muotolevy toimii valuvaiheessa muottina ja betonin kovetuttua betoniraudoitteena. Betonin ja muotolevyn liittovaikutus saadaan riittäväksi levyyn muokattujen mekaanisten liitoselinten, tartukkeiden, avulla.

Betoni-teräslittolaattojen kilpailukykyä on mahdollista parantaa jännittämisellä, jolla saavutetaan olennaisesti nykyistä pitempiä jännemittoja. Jälkijännittämisessä jännepunokset sijoitetaan rakenteeseen siten, että jännevoiman pystykomponenteilla tasapainotetaan pysyvät kuormat tai osa niistä. Tasapainotetussa rakenteessa jännevoiman vaakakomponentti aiheuttaa tasaisen puristuksen.

Jännitetyn littolaatan suunnittelussa noudatetaan pääasiassa betonirakenteiden suunnitteluohjeita siten, että teräsohutlevyä käsitellään betoniraudoitteena taipumia, taivutusjännityksiä ja taivutuskestävyyksiä laskettaessa. Liittorakenteiden suunnitteluohjeita noudatetaan siten, että leikkausliitoksen tartuntakestävyys osoitetaan sekä jännittämishetkellä että kuormitettuna. Materiaalien osavarmuuskertoimet valitaan liittorakenneohjeiden mukaan ja jänneraudoitteelle betonirakenteiden suunnitteluohjeiden mukaan.

Koukkari, Heli. Jälkijännitetyn betoni-teräsluottolaatan suunnitteluperusteet [Design principles of a composite slab with unbonded tendons]. Espoo 1996, Technical Research Centre of Finland, VTT Tiedotteita - Meddelanden - Research Notes 1804. 37 p. + app. 10 p.

UDC 624.073:624.042.1:624.043

Keywords composite slabs, composite structures, concrete structures, steel structures, design, post tensioning, dimensioning, tendonds

ABSTRACT

The steel sheet of a steel-concrete composite slab acts as a formwork during casting and as reinforcement in the hardened state of the slab. The composite action between the sheet and concrete is based on the shape and embossments of the sheet produced by cold-forming.

It is possible to improve the competitiveness of composite slabs by prestressing, with which longer spans of slabs are available. Post-tensioning offers the possibility to place the tendons so that the vertical components of the tendon force balance the acting loads or part of them. The horizontal component of the tendon force causes uniform compression of the slab.

Recommendations and rules for post-tensioned concrete structures are generally followed in the design of post-tensioned composite slabs in such a way that the sheet is handled like rebars in calculations of deflections, flexural stresses and flexural resistances. Methods for composite slabs are used in verification of the bond resistance during tensioning and at failure state. The partial safety factors of materials are a combination of codes for composite and for concrete structures.

ALKUSANAT

Jälkijännitetyn betoni-teräsliittolaatan suunnitteluperusteet esitetään tutkimusprojektin "Jännitystekniikat liittorakenteisissa välipohjissa" tutkimustuloksiin perustuen. Tutkimusprojektissa selvitettiin teoreettisesti ja kokeellisesti, millaisilla edellytyksillä ja menetelmillä liittolaattojen käyttökohteita on mahdollista laajentaa betonirakentamisessa käytettyjen jännittämistekniikoiden avulla. Tuloksena kehitettiin laskennalliset valmiudet analysoida jännitettyä liittolaattaa ja esitettiin suunnittelun perusteet.

Liittolaatat ovat paikallavalettavia rakenteita, joiden edullisuus perustuu teräsohutellevyn hyödyntämiseen sekä kevyenä ja nopeasti asennettavana muottina että rakenteen raudoituksena. Tällaisen välipohjarakenteen jännittäminen rakennuspaikalla on luonnollisempi vaihtoehto kuin yksittäisten elementtien esijännittäminen. Jälkijännittämismenetelmät mahdollistavat myös jännepunoksen sijoittamisen siten, että laatan kuormat on voidaan tasapainottaa. Välipohjalaattojen pieni rakennekorkeus on puolestaan edesauttanut tartunnattomien jänneraudoitteiden yleistymistä. Samalla vältetään tartunnallisten jälkijännitysmenetelmien juotos-työvaiheesta.

Tutkimuksessa keskityttiin Fundian ja Rautaruukin yhdessä kehittämään liittorakennearjestelmään. Jännitettyjen korkeiden liittolaattojen (painopisteakseli teräsohutellevyn alueella) suunnittelua ei käsitelty tässä tutkimuksessa.

Tutkimusprojektiin osallistuivat VTT Rakennustekniikasta erikoistutkijat Heli Koukkari, Antti Helenius ja Matti Pajari sekä kokeellista tutkimusta tekevä henkilökunta tutkimusinsinööri Heikki Lintusen ohjauksessa. Tekniikan ylioppilas Mikko Malaska muokkasi pitkäaikaistaipumien laskentaohjelman. Erja Schlesier viimeisteli julkaisun.

Tutkimusprojektin johtoryhmään kuuluivat Tarmo Mononen puheenjohtajana (Rautaruukki Oy), Tapio Aho (Insinööritoimisto Magnus Malmberg Oy), Reino Hänninen (Alfred A. Palmberg Oy), Tapio Leino (VTT Rakennustekniikka), Pentti Lumme (Lohja-Rudus Oy) ja Olli-Pekka Nordlund (TEKES).

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	3
ABSTRACT	4
ALKUSANAT	5
1 JOHDANTO	8
1.1 Liittorakenteet talonrakennuksessa.....	8
1.2 Liittovälipohjan jännittämisen edut.....	8
2 JÄNNITETYN LIITTOLAATAN OSAT JA TOIMINTA.....	10
2.1 Taivutettu ja jännitetty liittolaatta.....	10
2.1.1 Poikkileikkaussuureet	10
2.1.2 Jännittämisen vaikutus liittolaataan	12
2.2 Tartunnaton jännepunos liittolaatassa	12
2.2.1 Tartunnaton jälkijännitysmenetelmä.....	12
2.2.2 Kuormien tasapainottaminen	13
2.2.3 Jännepunoksen venymä.....	14
2.2.4 Jännevoiman häviöt.....	15
2.2.5 Ankkurointialue	16
2.3 Betonin pitkäaikaismuodonmuutokset	17
2.4 Betonin ja muotolevyn liitos.....	17
2.4.1 Tartuntajännitykset taivutuksesta.....	18
2.4.2 Tartuntajännitykset jälkijännittämisestä.....	19
2.4.3 Tartuntajännitykset estetyistä muodonmuutoksista	20
3 JÄLKIJÄNNITETYN LIITTOLAATAN SUUNNITTELU KÄYTTÖ- TILASSA	21
3.1 Yleistä.....	21
3.2 Jännitykset ja muodonmuutokset	22
3.2.1 Käyttörajatilat.....	22
3.2.2 Jännitykset.....	22
3.2.3 Halkeilukestävyys	23
3.2.4 Tehollinen jäykkyys ja taipumat	24
3.3 Jatkuvan liittolaatan suunnittelu	25
3.3.1 Tasapainottamisperiaate jatkuvassa laatassa.....	25
3.3.2 Jännepunoksen kulku	25
3.3.3 Jännittämisen aiheuttamat taivutusmomentit.....	26
3.3.4 Tukireaktiot.....	27
3.3.5 Jännitykset ja taipumat.....	28
3.4 Kahteen suuntaan jännitetty liittolaatta	28
4 JÄNNITETYN LIITTOLAATAN KESTÄVYYDET MURTOTILASSA	30
4.1 Taivutuskestävyys.....	30

4.2 Leikkauskestävyys	31
4.3 Liitoksen tartuntakestävyys	32
4.4 Jännevoiman ankkurointialue	33
5 RAKENTEELLISIA OHJEITA	34
VIITTEET	36

LIITTEET

LASKENTAESIMERKKI: JÄLKIJÄNNITETTY JATKUVA
LIITTOLAATTA

1 JOHDANTO

1.1 LIITTORAKENTEET TALONRAKENNUKSESSA

Ensimmäinen betoni-teräслиittorakenteinen toimistotalo rakennettiin Yhdysvalloissa jo sata vuotta sitten [8]. Kolmekymmentäluvun lopussa valmistettiin ensimmäiset liittolaatat Yhdysvalloissa ja viisikymmentäluvun lopulla Euroopassa [4]. Huomattavassa määrin liittorakenteiden tutkimusta ja tuotekehitystä on kuitenkin harjoitettu vasta parina viime vuosikymmenenä. Suomessa tehtiin merkittäviä liittolaattojen tuotekehitystutkimuksia diplomitöinä 1970-luvulla [9, 16, 24]. Monissa maissa teräsrakentamisen markkinaosuus ja sen kasvu ovat perustuneet liittorakenteisiin, yhtenä esimerkkinä Englanti [3].

Liittorakenne yhdistää eri materiaalien hyviä puolia rakenteellisesti ja taloudellisesti mahdollisimman edullisella tavalla. Betoni-teräслиittorakenteissa teräsosat merkitsevät yleensä teollisia tuotantomenetelmiä, tarkkuutta, kestävyyttä ja sitkeyttä; betoni puolestaan antaa rakenteelle puristuskestävyyttä, palonsuojausta, massiivisuutta, jatkuvuutta. Suurin osa betoni-teräслиittorakenteista betonoidaan työmaalla.

Liittolaatta koostuu teräksisestä muotolevystä, betonista ja betonirauδοitteista. Betonin ja muotolevyn täydellinen tai osittainen yhteistoiminta saadaan aikaan muovaamalla ohutlevyyn poikkileikkausmuotoja ja mekaanisia liitinosia, tartukkeita, jotka estävät osien vertikaalista ja horisontaalista irtoamista toisistaan. Liittolaattatyyppinä on kehitetty eri puolilla maapalloa hyvin monenlaisia. Liittolaattaa varten valmistettu muotolevy on erikoistuote, jonka liittovaikutus on kokeellisesti varmistettava.

Talonrakennuksessa on yleistä että rakennuksen kantava runko rakennetaan elementeistä aikataulu- ja kustannussyistä. Valmistamalla välipohjat betoni-teräслиittolaattoina voidaan teollisen esivalmistuksen taloudellisuutta käyttää edelleen hyväksi, koska voidaan välttää erillinen muottityö. Liittolaatan muotolevy toimii rakennusaikana kevyenä, lujana ja nopeasti rakennettuna työskentelyalustana ja betonimuottina, jota ei tarvitse purkaa. Teräsosa toimii valmiissa liittorakenteessa betonirauδοituksen tavoin.

Liittolaattojen kilpailukykyä on heikentänyt se, että esijännitettyihin betonielementteihin verrattuna käytännöllinen jännemitta-alue on lyhyt.

1.2 LIITTOVÄLIPOHJAN JÄNNITTÄMISEN EDUT

Rakennussuunnittelun tavoitteisiin kuuluvat nykyisin pitkät jännevälit tilojen hyvän toiminnallisuuden ja käytönaikaisen muunneltavuuden saavuttamiseksi. Betonirakenteiden jännevälien kasvattamiseen on pitkään käytetty jännittästekniikoita, joista paikallarakentamiseen soveltuvat ns. jälkijännitysmenetelmät. Välipohjalaattojen jännitysmenetelmänä ovat tartunnattomat jänneet kasvattaneet suosiota, mikä johtuu ennen kaikkea pienestä tilantarpeesta sekä laatussa että ank-

kurointialueella ja suhteellisen pienistä voimista. Suomessa ensimmäinen tartunnattomilla jänteillä jännitetty toimistorakennus valmistui 1988 Espoon keskustassa [10]. Ensimmäinen rakennuskohde oli 1960-luvulla Ouluun rakennetun jäähallin maanvarainen betonilattia [20].

Jännittämisellä tavoitellaan rakennetta, joka on joko täysin tai lähes halkeilematon ja jäykkä. Jännittämisen vaikutusta voidaan käyttää hyväksi sekä pidentämällä jännevälejä että pienentämällä rakennepaksuuksia. Betonista saadaan myös tiiviimpää, kun kovettumisen aikainen ja kuormituksen aiheuttama halkeilu vähenee. Vaikeissa ympäristöolosuhteissa, kuten esimerkiksi pysäköintitaloissa, halkeilun vähentäminen on rakenteen käyttöiän kannalta olennaista.

Betonin pitkäaikaismuodonmuutoksien vaikutuksesta liittolaatan taipumat kasvavat, ja jännittämättömän liittolaatan pitkäaikaistaipumat ovat moninkertaiset lyhytaikaiseen taipumaan verrattuna. Jännittämisellä voidaan huomattavasti pienentää virumisen vaikutusta kokonaistaipumaan. Kantavien rakenteiden taipumien pienenemisellä voidaan vähentää myös ei-kantavien rakennusosien halkeilua ja varmistaa päällysteiden ja pinnoitteiden hyvä kiinnitys alustaan.

Jännittämällä betoni-teräsliittolaatta saavutetaan samat edut kuin betonilaatassa ja lisäksi voidaan hyödyntää liittorakentamisen etuja. Jännitettyjä liittorakenteisia välipohjia on jonkin verran toteutettu, esimerkiksi Ruotsissa ja Australiassa [19]. Delftin teknillisessä korkeakoulussa on tehty kaksi opinnäytetyötä jännitetystä korkeasta liittolaatasta [21], ja ainakin yksi japanilainen tutkimus on tehty muotolevyn jännittämisestä [17].

2 JÄNNITETYN LIITTOLAATAN OSAT JA TOIMINTA

Jännittämisellä aiheutetaan liittolaataan sisäinen jännitystila, jolla kumotaan ulkoisen kuormituksen aiheuttamia taivutusjännityksiä ja muodonmuutoksia. Betoni-teräsliittolaatta ja jälkijännittäminen ovat tyypillisiä paikallarakentamisen valmistustekniikoita, joiden yhdistäminen on luonnollinen ratkaisu jännittämismenetelmää valittaessa.

Jälkijännittämistä varten asennetaan muotolevyn varaan metalliset tai muoviset putket, joiden sisässä ovat vapaasti liikkuvat jännepunokset. Jännittäminen tapahtuu punosten molemmista päistä tai toisesta päästä betonireunaa vasten, kun betoni on riittävästi kovettunut. Se voidaan myös tehdä vastakkaisista reunoista vuorotellen joka toisessa jännepunoksessa. Ankkurointi betoniin tehdään joko erillisillä teräskappaleilla tai valmistamalla punoksesta lenkkejä.

Liittolaattaa tarkastellaan jännittämishetkestä alkaen liittorakenteena, eikä muotolevyn väliaikaisten tukien vaikutusta tarvitse ottaa huomioon. Analysoinnissa pidetään ajanhetkenä $t = 0$ jännittämistyön suurinta jännevoimaa vastaavaa hetkeä.

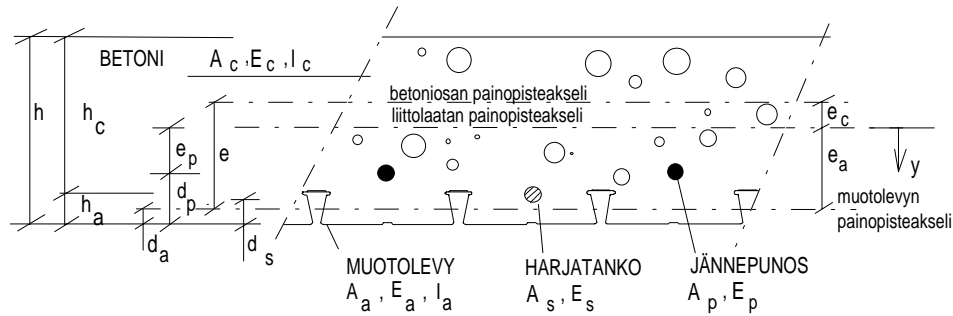
Liittotoimintavaiheessa jännitettyyn liittolaataan kohdistuvia rasituksia aiheuttavat

- rakenteen omapaino
- ulkoiset pysyvät ja muuttuvat kuormat
- betonin virumisen ja kutistumisen aiheuttamat muodonmuutokset
- lämpötila- ja kosteuserojen aiheuttamat muodonmuutokset sekä
- pysyväksi kuormaksi laskettava jännevoima.

2.1 TAIVUTETTU JA JÄNNITETTY LIITTOLAATTA

2.1.1 Poikkileikkaussuureet

Liittolaatassa betonin ja muotolevyn välinen liitos on jäykkä, kun näiden osien venymät ovat liitoskohdissa yhtäsuuret. Käytännössä valitaan yksi liitoslinja, jossa tämä ehto toteutetaan, jolloin saadaan riittävän tarkka menetelmä liittolaatan poikkileikkausarvojen laskemiseksi. Kuvassa 1 esitetään liittolaatan osat ja käytettävät merkinnät.



Kuva 1. Jännitetyn liittolaatan osat ja käytettävät merkinnät. Alaindeksi a viittaa muotolevyyn, c betoniin, p jännepunokseen ja s harjatankoon.

Liittolaatan poikkileikkausarvot voidaan laskea sekä halkeamattomassa että halkeilleessa tilassa muuntamalla kaikki tartunnallisten raudoitteiden teräspinta-alat betonialoiksi kimmomoduulien suhteessa n_k .

$$A_m = \sum n_k \cdot A_k, \quad (1)$$

missä A_m on liittolaattapoikkileikkauksen muunnettu pinta-ala

A_k poikkileikkausosan pinta-ala

k viittaa poikkileikkauksen osaan (c , s tai a)

$$n_k = E_k/E_c$$

E_c on betonin kimmomoduuli

E_k osan k kimmomoduuli.

Liittolaatan painopiste akseli on muunnetun poikkileikkauksen A_m painopiste akseli. Vastaavasti saadaan muunnettu jäyhyysmomentti, I_m .

$$I_m = \sum (n_k \cdot I_k + n_k \cdot A_k \cdot e_k^2), \quad (2)$$

missä I_k on poikkileikkauksen osan jäyhyysmomentti oman painopiste akselinsa suhteen

e_k poikkileikkauksen osan painopisteen etäisyys liittorakenteen painopiste akselistä.

Poikkileikkauksen jäykkyys saadaan kertomalla I_m betonin kimmokertoimella E_c . Halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomenttiin I_{mr} ei lasketa mukaan neutraali akselin alapuolista betonia. Ehjän ja halkeilleen poikkileikkauksen jäykkyysien avulla lasketaan liittolaatan tehollinen jäykkyys.

Liittolaattaa varten valmistettavien muotolevyjen poikkileikkausarvot annetaan lähes poikkeuksetta tuotekohtaisessa esitteessä. Liittolaattoja koskevat suunniteluohjeet edellyttävät yleensä, että niitä muotolevyn osia, joissa tartukkeet sijaitsevat, ei lasketa mukaan. Tämä johtuu ns. haitarivaikutuksesta, jolloin normaali-jännityksiä ei aiheudu voimaan nähden poimutettuihin osiin.

2.1.2 Jännittämisen vaikutus liittolaattaan

Jännittämätön liittolaatta, jossa muotolevyn korkeus on yleensä noin 45 - 60 mm, toimii kuormitettuna lähes samalla tavalla kuin aliraidoitettu teräsbetonilaatta. Tärkein ero on se, että liitoksen tartuntamurto on mahdollinen lähes kaikilla liittolaattatyypeillä.

Käyttötilassa liittolaatta halkeilee, jolloin sen jäykkyys pienenee. Kun liittolaatan jännevälit ovat suurempia kuin 3 - 4 m, hyvin monilla tyypeillä taipumat ovat kantokykyä rajoittava tekijä. Tutkimuksissa on todettu, että liittolaatta, jossa tartukkeita on tasaisesti koko laatan pituudella, toimii halkeilleessa tilassa teräsbetonilaatan tavoin. Taipumien laskentaan voidaan luotettavasti käyttää tehollisen jäykkyyden laskentakaavaa, jonka Branson kehitti kokeellisesti alun perin teräsbetonirakenteille [12]. Tartunnattomalla jännemenetelmällä jännitetyn liittolaatan tehollisen jäykkyyden laskentaan voidaan soveltaa myös Bransonin kaavaa, sillä muotolevy jakaa halkeilua betoniraidoitteen tavoin.

Jännittämisellä pienennetään taipumia sekä vähentämällä halkeilua että pienentämällä betonin virumisen osuutta pitkäaikaistaipumassa. Kun jännevälejä pidennetään, pienenee myös tartuntamurron vaara suhteessa muihin murtotapoihin. Tartuntamurron todennäköisyyttä pienentää myös se, että vain osa kuormituksesta aiheuttaa tartuntajännityksiä liitokseen.

2.2 TARTUNNATON JÄNNEPUNOS LIITTOLAATASSA

2.2.1 Tartunnaton jälkijännitysmenetelmä

Jännittämiseen käytetään korkealujuuksisia kylmämuovattuja teräksiä, joista laajimmin käytetään 7-lankaista punosta. Jännevoima saadaan aikaan vetämällä punosta niin, että suhteellinen venymä on lähellä myötörajaa. Jännittämishetkellä jännitykset voivat nousta noin 80 % jänneteräksen murtolujuudesta, joka on noin 1 700 - 1 800 N/mm². Jännevoima punoksessa on noin 100 - 200 kN. Jännittäminen tehdään yleensä hydraulisilla kuormitussylintereillä (tunkeilla), joilla voidaan samanaikaisesti jännittää yhdestä punoksesta useisiin kymmeneen punoksiin. Jännepunos on suojattava korroosiota vastaan. Tätä varten suojaputki on punosta asennettaessa täytetty muovimassalla tai rasvalla.

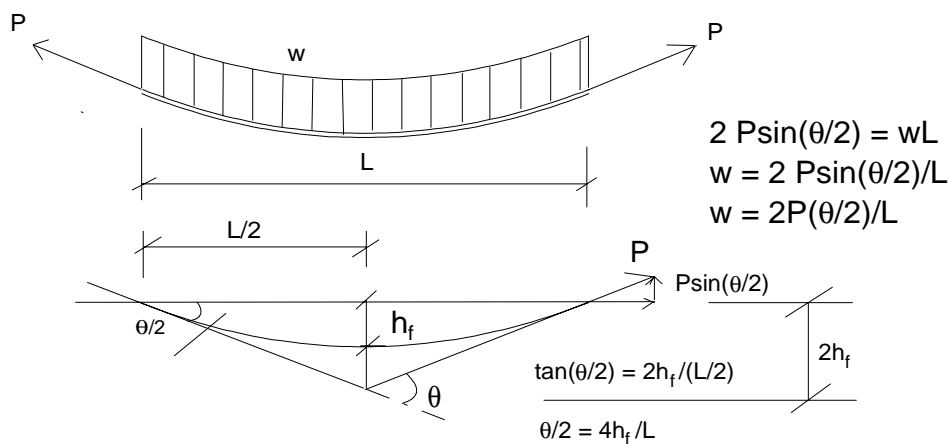
Jälkijännitysmenetelmä sisältää suojaputken, jännepunoksen, jänneiden korroosiosuojauksen, ankkuroinnin ja jännittämistyön. Menetelmät on yleensä patentoitu siten, että jänteen vetolaitteisto ja ankkurointikappaleiden yksityiskohdat muodostavat patentin. Suomessa edellytetään, että jännemenetelmällä on Betoniyhdistyksen varmentama käyttöseloste [2]. Siinä esitetään selvitys jännemenetelmän ominaisuuksista ja käyttöön liittyvistä seikoista. Betoniyhdistyksen laatimien ohjeiden mukaan käyttöselosteen tulee sisältää selvitys mm. jänneistä, suojaputkista, ankkureista, jatkoksista ja jännittämistyöstä. Käyttöseloste tulee toimittaa rakennustyömaalle. Myös jänneteräksillä tulee olla voimassa oleva käyttöseloste.

Jännittäminen on mahdollista tehdä yksi- tai useampivaiheisena. Esimerkiksi ensimmäisessä suomalaisessa tartunnattomien punosten käyttökohteessa jännevoima oli ensin puolet lopullisesta jännevoimasta, kun betonin lujuus oli 15 N/mm^2 , ja jännevoima nostettiin lopulliseen arvoon, kun betonin lujuus oli 25 N/mm^2 [10]. Kaksivaiheisella jännittämisellä voidaan parantaa betonin tiiviyt-
tä, kun kovettumisen alkuvaiheen kutistumishalkeamat saadaan sulkeutumaan. Vaiheittain jännittämisellä voidaan myös pienentää jännityshäviöiden vaikutusta jännevoimaan. Ensimmäisessä vaiheessa jännevoiman suuruus on noin 5 - 20 % suurimmasta jännevoimasta [7].

2.2.2 Kuormien tasapainottaminen

Kun jännepunoksen muoto koostuu toisiinsa liittyvistä paraabeleista, jännevoiman pystykomponentit rakenteen pituusakselin suunnassa jakaantuvat likipitään tasaisesti. Kun ylöspäin suuntautuva kuorma on yhtä suuri kuin ulkoinen kuormitus, kuormat on tasapainotettu.

Jännittämisen aiheuttama tasainen ylöspäin suuntautuva kuormitus riippuu suoraan jännevoimasta ja nuolikorkeudesta ja kääntäen paraabelin jännevälin neliöstä (kuva 2).



Kuva 2. Jänneraudoitteen tarkastelu vapaakappaleena.

Jännevoiman pystykomponenttien aiheuttama tasainen kuorma w on

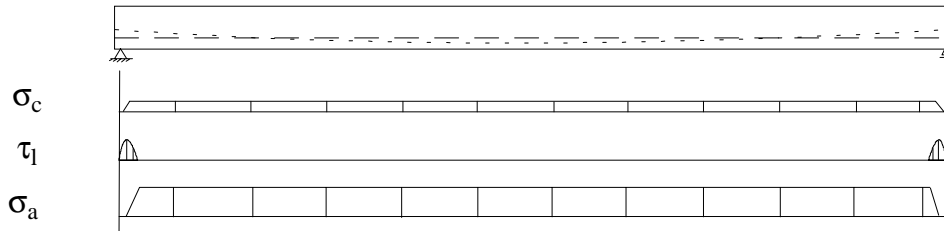
$$w = 8 \cdot P \cdot h_f / L^2, \quad (3)$$

missä P on jännevoima
 h_f paraabelin nuolikorkeus
 L jänneväli.

Pistemäiset kuormitukset tasapainotetaan suorien tai suorista osista muodostuvien jännepunosten avulla, kun keskuskulman yhtälö kirjoitetaan tapauskohtaisesti

[18]. Reunatuella tai ulokkeen vapaassa reunassa jännepunoksen edullisin sijainti on liittolaatan painopisteakselilla, sillä epäkeskisyys aiheuttaisi taivutusmomentin.

Liittolaatta, jonka omapaino ja ulkoinen kuormitus on tasapainotettu, on tasaisesti puristettu jännevoiman vaakakomponentin vaikutuksesta. Laataan ei vaikuta taivutusmomenttia eikä leikkausvoimaa. Liitoksessa ei ole leikkausjännityksiä muualla kuin lyhyellä matkalla rakenteen päissä, joissa jännevoimasta osa siirtyy betonista muotolevyyn (kuva 3).



Kuva 3. Tasapainotetun liittolaatan jännitysten jakaantuminen jännevälillä. Puristusjännitykset σ_c betonin pinnoissa ja muotolevyissä σ_a ovat jakaantuneet tasan ankkurointialueiden välillä, liitoksen tartuntajännitykset τ_l jakaantuvat lyhyelle matkalle laatan päissä.

Kaava 3 esittää jännitetyn liittolaatan alustavan suunnittelutehtävän: Kun laatan kuormituksen tasapainotettava osuus on määrätty, etsitään kokeilemalla sopiva muuttujien yhdistelmä. Yleensä pyritään tasapainottamaan omapaino ja mahdollisesti muut pysyvät kuormat. Jännittämisen vaikutus rakenteeseen on tehokkain, kun nuolikorkeus on mahdollisimman suuri, mutta toisaalta rakennekorkeus merkitsee omanpainon kasvua. Jännitettävää liittolaattaa varten onkin hyödyllistä etsiä sellaisia muotolevyjä, jotka auttavat pienentämään välipohjan painoa.

2.2.3 Jännepunoksen venymä

Tartunnattoman jännepunoksen pituudenmuutos jakaantuu lähes tasaisesti, sillä punos pääsee liukumaan suojaputkessaan. Punoksen kokonaisvenymä ϵ_p on jännevoiman ja kuormituksen aiheuttamien venymien summa. Kuormituksen aiheuttama venymä lasketaan sillä perusteella, että ankkurointipisteiden välillä betonin ja jännepunoksen pituudenmuutokset ovat yhtä suuret. Kun betonin venymä kohdassa x lausutaan taivutusmomentin $M(x)$ ja jännepunoksen epäkeskisyden avulla, punoksen pituudenmuutos kuormituksesta saadaan integroimalla betonin venymä koko jännemitan L yli. Punoksen keskimääräinen kokonaisvenymä on

$$\epsilon_p = \epsilon_{p0} + (1/L_a) \cdot \int \epsilon_c(x) \cdot dx, \quad (4)$$

missä L_a on ankkurointipisteiden välinen etäisyys vaakatasossa
 ϵ_{p0} jännevoiman aiheuttama venymä
 $\epsilon_c(x)$ betonin venymä kohdassa x kuormituksesta punoksen korkeudella,

ja
$$\varepsilon_c(x) = \frac{M(x)}{EI(x)} \cdot e_p(x),$$

missä $EI(x)$ on liittolaatan muunnettu jäykkyys ja $e_p(x)$ punoksen etäisyys liittolaatan painopisteakselista.

Käyttötilassa kuormituksen aiheuttamat jännepunoksen venymät ovat niin pieniä, ettei niillä ole merkitystä laatan toiminnalle [18]. Murtotilassa venymien analysointi on halkeilun vuoksi vaikeaa, mikä näkyy myös koetulosten suuresta hajonnasta. Jännevoiman kasvu murtotilassa on noin 5 - 10 %. Kirjallisuudessa sille on esitetty erilaisia arvoja, esimerkiksi 105,5 N/mm² ja 140 N/mm² [23], ja laskentamalleja. Suomen Betoniyhdistyksen laatimissa ohjeissa jänneen pituuden lisäykseksi ilman tarkempia selvityksiä annetaan 5 % tehollisesta korkeudesta [22], mihin perustuen jännepunoksen jännitysten kasvulle saadaan arvio.

Jännepunoksen jännitykselle murtotilassa σ_{pu} annetaan esimerkiksi amerikkalaisessa ACI-normissa kaava [15]

$$\sigma_{pu} = \left(\sigma_{se} + 69 \text{ N/mm}^2 + 1,4 f_c / 100 \rho_p \right), \quad (5)$$

missä σ_{se} on jänneteräksen jännitys kaikkien häviöiden jälkeen
 69 N/mm² on kokeellinen arvo teräsjännityksen lisäykselle
 f_c on betonin puristuslujuus
 ρ_p on jänneteräksen suhteellinen pinta-ala (= A_p/A_c).

2.2.4 Jännevoiman häviöt

Kitka

Esijännistysvoima muuttuu jänneen pituudella, mikä johtuu jänneen ja suojaputken välisestä kitkasta. Käytännön suunnitteluohjeissa ja jännemenetelmien käyttöselosteissa esitetään kokemukseen perustuvia kaavoja kitkahäviöille. Jännevoima $P(x)$ eri poikkileikkauksissa voidaan arvioida yleisesti käytössä olevalla kaavalla

$$P(x) = P_0 \cdot \left(1 - e^{-\mu\alpha - Kl_x} \right), \quad (6)$$

missä P_0 on ankkuroinnin jännevoima jännityshetkellä
 μ kitkakerroin
 α kulmamuuutosten summa tarkasteluvälillä
 l_x jännepunoksen pituus tarkasteluvälillä
 K aaltoisuusluku, mikä esitetään usein muodossa $\mu \cdot \beta$, jolloin
 β nimitetään aaltoisuusluvuksi.

Liittolaatassa voidaan jännepunoksen todellisen pituusmitan sijasta käyttää vaakaprojektioipituutta, sillä laatan jännemitta on suuri rakennekorkeuteen verrattuna. Kulmamuuutosten summana käytetään 1-aukkoiselle palkille jännepunoksen

keskuskulmaa θ ja jatkuvassa rakenteessa keskuskulmien summaa [15]. Keskuskulma saadaan kaavalla

$$\theta = 8h_f/L, \quad (7)$$

missä h_f on jännepunoksen nuolikorkeus
 L rakenteen jännemitta.

Liittolaatoissa jännepunoksen muoto on sellainen, että kitkan vaikutuksesta tapahtuvalle jännevoiman pienenemiselle saadaan riittävällä tarkkuudella yksinkertainen lauseke (merkinnät kuten kaavassa 6)

$$P(x) = P_0 \cdot (1 - KL - \mu\theta) = P_0 \cdot (1 - \mu\beta L - \mu\theta). \quad (8)$$

Kitkan merkitys saattaa laatassa olla häviävän pieni. Laskennassa on myös mahdollista jakaa rakenne osaväleihin ja laskea eri poikkileikkauksissa jännevoiman pieneneminen, jolloin laskennan edetessä käytetään seuraavan välin laskeamisessa edellisen välin jännevoimaa.

Välittömät jännityshäviöt

Liittolaatassa tapahtuu kimmainen kokoonpuristuminen samanaikaisesti, kun jännevoimaa kasvatetaan. Tartunnattomilla jänteillä jännitettäessä mitataan todellista jännevoimaa, jossa laatan puristuman vaikutus on mukana, eikä sitä tarvitse ottaa laskelmissa huomioon. Vaiheittain jännitettäessä, myöhemmin jännitettävät punokset aiheuttavat aiemmin jännitetyissä punoksissa jännitysten pienemisen. Näiden "jännityshäviöiden" laskentakaava on esitetty esimerkiksi betonirakenteiden suunnitteluohjeissa B4 [2].

Jälkijännitettävissä rakenteissa ankkurointiliukumat aiheuttavat jännityshäviöitä, joiden suuruus vaihtelee muutamien millimetrien rajoissa. Ankkurointiliukuma annetaan menetelmäkohtaisessa varmennetussa käyttöselosteessa. Sen vaikutuksesta jänneraudoite pääsee lyhenemään ja vastaavasti sen jännitys pienenee.

Pitkäaikaiset jännityshäviöt

Jänneraudoitteen relaksaatio tarkoittaa jännitysten pienemistä, vaikka venymä pysyy samana. Relaksaatio määritetään kokeellisesti, ja relaksaatioarvot annetaan kunkin jännemenetelmän varmennetussa käyttöselosteessa. Jännevoiman pieneneminen voidaan arvioida vaihtoehtoisesti soveltamalla likimääräisiä prosentteja, joita jännepunokselle annetaan suunnitteluohjeissa.

2.2.5 Ankkurointialue

Ankkurointialue on laatan reunassa matka jännevoiman ankkurista siihen poikkileikkaukseen, jossa jännevoiman vaakakomponentti aiheuttaa tasaisen puristuksen. Liittolaatan ankkurointialueessa syntyy myös tartuntajännityksiä betonin ja

muotolevyn väliseen liitokseen, kun jännevoimasta osa siirtyy muotolevylle. Liitosta käsitellään kohdassa 2.4.

Ankkurointi aiheuttaa paikallisen suuren puristusvoiman liittolaatan betoniosaan, johon syntyy sekä puristus- että vetojännityksiä lähellä ankkuria. Näitä ns. halkaisuvoimia vastaan ankkurointikappaleiden ympärille ja laatan reunaan asennetaan haoitus. Betonin kestävyys pistemäisen puristusvoiman suhteen voidaan laskea betonirakenteiden suunnitteluohjeen B4 mukaan [2]. Ankkurointialueen betonin kestävyyttä ei tarvitse kuitenkaan erikseen tarkistaa, jos suunnittelussa noudatetaan jännemenetelmäkohtaisia ankkurointiohjeita ja laatan reunat raudoitetaan käyttöselosteessa esitetyllä tavalla. Reunaetäisyyksissä teräsohutellevyn muodot otetaan huomioon tapauskohtaisesti.

2.3 BETONIN PITKÄAIKAISMUODONMUUTOKSET

Betonin kutistuminen riippuu ympäröivistä olosuhteista, rakenteen mitoista ja betonin koostumuksesta. Viruminen riippuu ajasta ja kuormituksen suuruudesta, alkamisajankohdasta sekä kehosta. Käytännössä vain pitkäaikaisilla kuormilla on merkitystä virumiseen. Pitkäaikaisia kuormia ovat pysyvät kuormat ja suunnitteluohjeissa määritellyt osuudet muuttuvista kuormista.

Kutistuminen ja viruminen ovat liittovaikutuksen vuoksi osittain estettyjä, mistä aiheutuu liittolaatan eri osiin ja liitokseen jännityksiä, jotka kuitenkin ovat liittolaatassa pieniä. Liitoksen leikkausjännitysten jakaantuminen liittolaatan päissä on kuvan 5 mukainen.

Betonin loppuviruman ε_{cc} suunnitteluarvo on [2]

$$\varepsilon_{cc} = \phi \varepsilon_c, \quad (9)$$

missä ε_{cc} on betonin loppuviruma
 ε_c pitkäaikaiskuormituksen aiheuttama betonin hetkellinen muodonmuutos
 ϕ virumaluku, joka saadaan suunnitteluohjeiden laskentakaavalla.

Liittolaatan pitkäaikaisjäykkyys lasketaan jakamalla betonin kimmomoduulin arvo E_c luvulla $(1 + \phi)$. Jännitetyssä liittolaatassa vain tasapainottamaton osa pitkäaikaiskuormituksesta kasvattaa pitkäaikaistaipumia.

2.4 BETONIN JA MUOTOLEVYN LIITOS

Liittolaatan toiminta perustuu osien välisen liitoksen kestävyYTEEN, joka muodostuu adheesiosta, kitkasta ja liitoselimien lujuudesta. Liitoksella tarkoitetaan tasoa, joka siirtää pääosan muotolevyn vetovoimasta betonille. Liitoksen tartuntajännitykset lasketaan tämän projektiopinnan suhteen eikä muotolevyn ja betonin väliselle koko tartuntapinnalle.

Betonin ja teräksen välillä syntyvät kemialliset sidosvoimat vaikuttavat alhaisilla kuormituksilla käyttötilassa. Mikäli liittovaikutus perustuisi adheesioon, laatta murtuisi liitoksesta ja murtotapa olisi hauras. Pelkästään adheesiosta muodostuvalle liitokselle on kuormituskokeisiin perustuen esitetty sallituksi tartuntajännitykseksi $0,05 \text{ N/mm}^2$ [1, 5]. Liittolaattatyypin kirjavuutta osoittaa se, että pienimittakaavaisilla tartuntakokeilla keskimääräiselle tartuntalujuudelle on saatu arvoja $0,08 - 0,92 \text{ N/mm}^2$ [11].

2.4.1 Tartuntajännitykset taivutuksesta

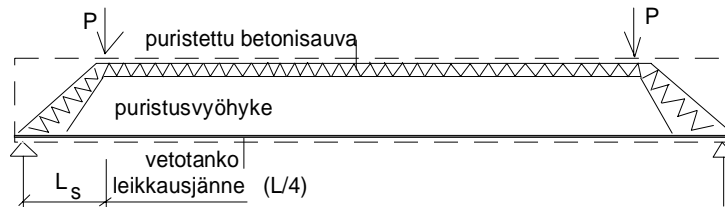
Halkeilemattomassa laatussa liitoksen pienen pinta-alan tartuntajännitysten resultantti on yhtä suuri kuin vastaavan teräsosan vetovoimaresultanttien ero ΔT_a :

$$b\tau(x)\Delta x = \Delta T_a, \quad (10)$$

missä $\tau(x)$ on liitoksen tartuntajännitys
 $b\Delta x$ liitoksen tarkastelupinta-ala
 ΔT_a taivutusmomentin aiheuttamien vetovoimien erotus tarkasteluvälillä.

Tartuntajännitykset ovat suurimmillaan siellä, missä taivutusmomentin muutos eli leikkausvoima on suurimmillaan.

Kun laatan kuormitus kasvaa, tartuntajännitykset kasvavat. Tartuntajännitysten suoraviivainen kasvu päättyy, kun adheesiolujuus ja lepokitka on saavutettu, mikä näkyy koetuloksissa kuormituksen hyppäyksellisenä pienenemisenä. Tämän rajan jälkeen alkavat myös betonin ja muotolevyn väliset siirtymäerot selvästi kasvaa, mikä havaitaan laatan päissä muotolevyn siirtymisenä betonin sisään eli ns. liukumina. Liukumat merkitsevät sitä, että laatan päistä alkaen tartuntajännitykset jakaantuvat uudelleen tasaisesti. Kun tartuntajännitykset ovat jakaantuneet tasaisesti koko leikkausjänteen matkalla, laatan rakennemalli muuttuu vetotangoliseksi kaareksi edellyttäen, että liitoksen tartuntalujuus on riittävä ankkuroimaan muotolevyn vetovoiman (kuva 5).



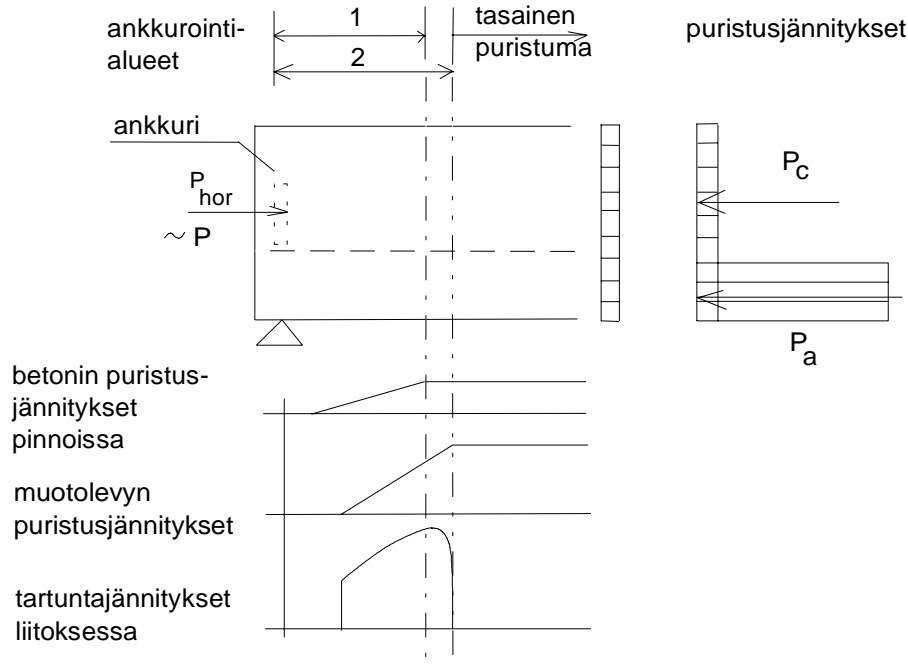
Kuva 4. Liittolaatan pelkistetty rakennemalli tartuntamurtotilassa, kun kuormitusjärjestely vastaa täysimittakaavaista koetta.

Tartuntamurto on tyypillinen liittolaattojen murtotapa, etenkin lyhyillä laatoilla. Kullekin liittolaattatyypille määritetään kokeellisesti joko tartuntalujuuden suunnitteluarvo tai tartuntakestävyuden puolikokeellisen laskentakaavan muuttujat.

Kuormituskokeissa leikkausjänteen matka on etäisyys tuelta viivakuormaan, jonka kohdalla laattaan on asennettu ns. halkeamanohjaimet [6].

2.4.2 Tartuntajännitykset jälkijännittämisestä

Jännepunoksen ankkurointivoiman siirtyminen betonilta muotolevylle synnyttää paikallisen tartuntajännitysten "piikin" liitokseen. Pienen etäisyyden päässä ankurista koko laatta on tasaisesti puristettu (kuva 5).



Kuva 5. Jännevoiman vaakakomponentin siirtyminen teräsosalle liitoksen kautta. Ankkurointialueen 2 päässä tuelta koko poikkileikkaus on tasaisesti puristettu.

Jännevoiman vaakakomponentti P_{hor} on liki yhtä suuri kuin jännevoima P . Se jakaantuu betoni- ja teräsosille puristusjäykkyyksien suhteessa:

$$\begin{aligned} P_a &= P A_a n_a / A_m \\ P_c &= P A_c / A_m \end{aligned} \quad (11)$$

missä P_a on muotolevyn osuus jännevoiman vaakakomponentista
 P_c betonin osuus jännevoiman vaakakomponentista.

Muotolevyn osuus jännevoimasta kasvaa ajan mittaan, kun betonin aksiaalijäykkyys virumisen vuoksi pienenee. Samanaikaisesti myös jännevoima pienenee.

Muotolevylle siirtyvä osuus P_a kohdistaa liitokseen pistemäisen voiman, josta aiheutuu paikallisesti tartuntajännityksiä. Jotta tartuntajännityksiä voi syntyä, liitokselta edellytetään riittävää tartuntalujuutta ja joustavuutta.

Jännevoimasta siirtyy teräsosan puristusvoimaksi noin 5 % tavanomaisilla liittolaattatyypeillä. Tartuntajännitysten paikallisuudesta johtuen on kuitenkin mahdollista, että ne ovat joillakin liittolaattatyypeillä suurempia kuin liitokselle kokeellisesti taivutuksen suhteen määritetty tartuntalujuus. Tästä johtuen kunkin laattatyypin soveltuvuus jännittämiseen tulisi erikseen tutkia pienimuotoisilla puristuskokeilla.

2.4.3 Tartuntajännitykset estetyistä muodonmuutoksista

Betonin pitkäaikaismuodonmuutokset (kutistuminen ja viruminen) aiheuttavat aina liittorakenteissa lisäjännityksiä sekä rakennesein että liitokseen. Jännitetyissä liittolaatoissa nämä muutokset eivät ole kuitenkaan merkittäviä. Tämä johtuu ensinnäkin siitä, että liittolaatan painopiste akselin ja betoniosan painopiste akselin välinen etäisyys on pieni, jolloin estettyjen muodonmuutosten aiheuttamat voima-suureet ovat pieniä. Toiseksi virumisen aiheuttama käyrityksen muutos jää pieneksi, koska pysyvien kuormien vaikutus käyritykseen on lähes poistettu jännittämisellä.

3 JÄLKIJÄNNITETYN LIITTOLAATAN SUUNNITTELU KÄYTTÖTILASSA

3.1 YLEISTÄ

Betoni-teräслиittolaatan jännittämisellä pyritään käyttötilaominaisuuksien parantamiseen, mistä johtuen käyttötilatarkastelut korostuvat suunnittelussa. Jännittäminen ja betonin pitkäaikaismuodonmuutokset aiheuttavat laattaan ajan myötä muuttuvan jännitys- ja muodonmuutostilan, mistä johtuen jännityksiä ja muodonmuutoksia lasketaan yleensä käyttötilassa kolmena ajankohtana - jännittämishetkellä, hyötykuorman alkaessa vaikuttaa ja lopputilassa.

Suurin jännevoima esiintyy jännittämishetkellä. Jännittämishetken suurimmalle jännevoimalle annetaan ohjeita betonirakenteiden normeissa tai menetelmäkohtaisissa ohjeissa. Jännemenetelmien käyttöselosteissa annetaan menetelmäkohtaisten häviöiden laskentaohjeet, betonirakenteiden suunnitteluohjeissa annetaan ankurointiliukuman, kitkakertoimen ja aaltoisuusluvun arvot. Kahden jälkimmäisen tekijän avulla lasketaan menetelmäkohtaisesti kitkahäviön suuruus. Välittömistä jännityshäviöistä johtuu, että työaikaiseksi hetkelliseksi jänneraudoituksen jännitykseksi voidaan sallia suurempi arvo kuin mikä sallitaan työn päättymishetkellä, ja tämä annetaan joko normeissa tai käyttöselosteessa.

Tartunnattomat jänneraudoitteet otetaan suunnittelussa huomioon seuraavasti:

- Tartunnattomia jänneraudoitteita ei oteta huomioon muunnettua poikkileikkauspinta-alaa ja jäykkyyttä laskettaessa; haluttaessa reikien osuus voidaan vähentää betonipinta-alasta. Käytännössä tämä merkitsee sitä, että jännittämättömälle liittolaatalle laskettuja poikkileikkaussuureita voidaan käyttää hyvällä tarkkuudella.
- Betonin kimmoinen kokoonpuristuminen jännittämistyön aikana riippuu jännittämisjärjestyksestä.

Mikäli jännittämisellä tasapainotetaan omapaino ja osa ulkoisesta kuormituksesta, jännitykset saadaan tasaisen puristuksen ja tasapainottamattoman kuormitusosuu-den perusteella. Käyttötilan kuormat aiheuttavat yleensä vain vähäisiä muutoksia jännevoimaan. Kun jännevoiman pitkäaikaisarvo on ensin määritetty sen mukaan, millaisille pitkäaikaiskuormille laatta tasapainotetaan, lasketaan jännevoima, joka vaikuttaa jännittämishetkellä. Laskelmat tehdään kimmoteorian mukaan.

Jännittämishetkellä jännevoima on suurimmillaan ja ulkoinen kuormitus pienimmillään. Betonin lujuus on yleensä pienempi kuin suunnittelulujuus. Laskelmilla tarkistetaan, etteivät vetojännitykset ylitä betonin jännittämishetken taivutusvetolujuutta.

Lyhytaikaisten hyötykuormien vaikutus lasketaan, kun jännevoima on pienentynyt lyhyt- ja pitkäaikaishäviöiden johdosta ja betonin lujuus vastaa suunnittelulujuutta.

Lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arvoina käytetään betonirakenteiden suunnitteluohjeen B4, liittorakenteiden suunnitteluohjeiden by26 ja tartunnattomien jännebetonirakenteiden suunnittelu- ja rakentamisohjeiden by27 [2, 13, 22] mukaisia ominaisarvoja, ellei toisin määritellä.

3.2 JÄNNITYKSET JA MUODONMUUTOKSET

3.2.1 Käyttörajatilat

Jännitetyn liittolaatan käyttörajatiloja ovat

- puristusjännitysrajatila, jossa muotolevyn puristusjännitys ei saa ylittää taso-osien lommahdusjännitystä
- vetojännitysrajatila, jossa ei saa esiintyä vetojännityksiä
- halkeaman muodostumisrajatila, jossa saavutetaan halkeilukestävyys
- halkeamaleveyden rajatila ja
- taipumarajatila.

Betonirakenteiden suunnitteluohjeissa B4 on määrätty rakenteelle, jossa on korrosioherkkä raudoitus, että vaikeissa ympäristöoloissa Y3 vetojännityksiä ei saa lainkaan esiintyä (vetojännitysrajatila) ja tavallisessa ympäristöolosuhteissa Y2 vetojännityksiä ei saa pitkäaikaisessa kuormituksessa esiintyä lainkaan ja lyhytaikaisen kuormituksen vaikutuksessa halkeamaleveyden tulee olla pienempi kuin 0,1 mm. Jännittämissä vaiheissa halkeilu sallitaan annettujen halkeamaleveysrajojen puitteissa, paitsi vaikeissa olosuhteissa vaaditaan halkeamaton poikkileikkaus.

3.2.2 Jännitykset

Normaalivoiman ja taivutusmomentin aiheuttamat veto- ja puristusjännitykset saadaan kaavalla

$$\sigma(y) = -P/A_m - P \cdot e_p \cdot y/I_m + M \cdot y/I_m, \quad (12)$$

missä P on jännevoima tarkasteluajankohtana
 A_m muunnettu poikkileikkausala
 e_p jänneepäkeskisyyden liittolaatan painopiste akselin suhteen
 y tarkasteltavan kohdan etäisyys liittolaatan painopiste akselista (kuva 1)
M oman painon ja ulkoisen kuorman aiheuttama taivutusmomentti
 I_m jäyhyysmomentti ehjälle tai halkeilleelle poikkileikkaukselle.

Ns. nollavenyämömomentti M_0 on kuormituksen aiheuttama taivutusmomentti, kun laatussa ei ole lainkaan vetojännityksiä.

Taivutusjännityksiä aiheutuu vain siitä kuormituksesta, joka ei ole tasapainotettu, ja edellinen kaava yksinkertaistuu muotoon

$$\sigma_c = -P/A_m + \Delta M_t y/I_m, \quad (13)$$

missä P on tasapainotettua kuormitusta vastaava jännevoima
 A_m muunnetun poikkileikkauksen pinta-ala (ko. ajankohtana)
 ΔM_t tasapainottamattoman kuormituksen aiheuttama taivutusmomentti
y etäisyys liittolaatan painopisteakselista ja
 I_m muunnetun poikkileikkauksen jäyhyysmomentti (ko. ajankohtana).

Liittolaatan muunnettu poikkileikkaus lasketaan betonin lyhytaikaisen kimmomoduulin avulla jännittämisen- ja kuormitushetkellä. Jännittämishetkellä ja lyhytaikaisessa kuormituksessa kimmomoduulit ovat lähes yhtä suuret, ja niitä voidaan suunnittelussa pitää yhtä suurina. Virumaluvulla pienennetyn pitkäaikaisen kimmomoduulin avulla lasketaan muunnettu poikkileikkaus, kun lasketaan pitkäaikaiskuormien ja jännehäviöiden vaikutusta. Muotolevyn pinta-ala on käyttötilassa vedossa ja puristuksessa yhtä suuri edellyttäen, että puristusjännitykset eivät ylitä sen taso-osien lommahduslujuutta.

3.2.3 Halkeilukestävyys

Laatan halkeilukestävyys lasketaan seuraavasti soveltamalla ohjeita B4 ja by27:

$$\frac{P}{1,7 A_m f_{ctk}} + \frac{M_d}{M_r} \leq 1, \quad (14)$$

missä M_d on suurin kenttämomentti kuormituksesta ja jännevoimasta
P jännevoima tarkasteluhetkenä
 f_{ctk} taivutusvetolujuuden ominaisarvo
 σ_c jännevoiman aiheuttama betonin jännitys
 M_r taivutusmomentti, jolla halkeilukestävyys saavutetaan jännittämättömässä rakenteessa.

Halkeilukestävyys M_r saadaan kaavalla

$$M_r = 1,7 f_{ctk} W_{ce}, \quad (15)$$

missä W_{ce} on poikkileikkauksen kimmoinen taivutusvastus, jossa tartunnalliset raudotteet voidaan ottaa huomioon.

Halkeaman synty voitaneen sallia yksiaukkoisen laatan alapintaan kentässä, kun rakenne sijaitsee kuivissa sisätiloissa. Jatkuvan liittolaatan tuella yläpinnan halkeilua ei käyttötilassa sallita.

Halkeamaleveyksiä ei lasketa kentässä. Tuella halkeamaleveyden laskentaan sovelletaan betonirakenteiden ohjeita.

3.2.4 Tehollinen jäykkyys ja taipumat

Liittolaatan poikkileikkausten jäykkyydet saadaan muunnettujen poikkileikkauksien avulla. Halkeilleen jännitetyn liittolaatan tehollinen jäykkyys $E_c I_e$ saadaan Bransonin laskentakaavalla [2, 12, 18]

$$E_c I_e = E_c \{ \alpha_r I_m + (1 - \alpha_r) I_{mr} \}, \quad (16)$$

missä I_m on halkeamattoman poikkileikkauksen muunnettu jäyhyysmomentti
 I_{mr} halkeilleen poikkileikkauksen muunnettu jäyhyysmomentti

$$\text{ja } \alpha_r = \left(\frac{M_r - M_o}{M_d - M_o} \right)^3, \quad (17)$$

missä M_r halkeilukestävyys kaavan (15) mukaan
 M_d suurin kenttämomentsi kuormituksesta ja jännevoimasta
 M_o nollavenyämömmentsi, jolloin kentässä ei ole vetojännityksiä.

Taipumat lasketaan seuraavissa tapauksissa:

- jännitettäessä, jolloin tarkistetaan myös halkeamaleveydet
- hyötykuorman alkaessa vaikuttaa valmiiseen laattaan
- pitkäaikaiskuormituksesta ottaen viruma huomioon betonin kimmomoduulissa.

Jännittämishetkellä liittolaatta on yleensä halkeilematon. Mikäli yläpinnassa on vetojännityksiä, tarkistetaan, etteivät vetojännitykset ole suurempia kuin taiputusvetolujuus.

Kuormittamishetkellä jännitetty rakenne on yleensä myös halkeilematon. Mikäli tasapainottamaton osa kuormituksesta on sen verran suuri, että rakenteeseen syntyy halkeamia, lasketaan tehollinen jäykkyys. Liittolaatassa alapinnan halkeamia voidaan pitää hyväksyttävänä, sillä muotolevy sekä jakaa niitä että myös parantaa halkeilleen laatan jäykkyyttä.

Vain tasapainottamaton osa kuormituksesta aiheuttaa taipumaa. Jännittämishetkellä kuormitus on todennäköisesti pienempi kuin jännevoiman ylöspäin suuntautuvat komponentit, jolloin voidaan ajatella tasapainottamaton osan olevan negatiivinen ja taipuma on ylöspäin. Keskikohdan taipuma lasketaan yksiaukkoiselle tasaisesti kuormitetulle laatalle kaavalla

$$v(L/2) = \frac{5}{384} \cdot \frac{\Delta p L^4}{E_c I_m}, \quad (18)$$

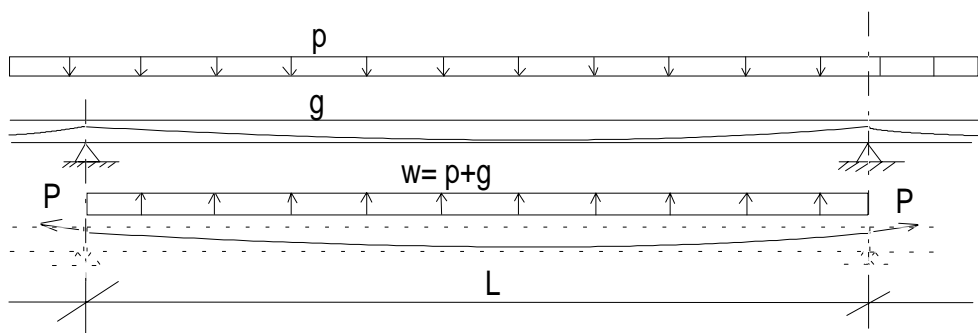
missä $E_c I_m$ on tarkasteluajankohdan muunnetun poikkileikkauksen jäykkyys
 Δp tasapainottamaton osa kuormituksesta.

Taipumarajatiloiissa sovelletaan Rakentamismääräyskokoelman ohjeita [2]; kokonaistaipuman raja on yleensä $L/250$.

3.3 JATKUVAN LIITTOLAATAN SUUNNITTELU

3.3.1 Tasapainottamisperiaate jatkuvassa laattassa

Jatkuvan jälkijännitetyn liittolaatan suunnittelussa voidaan käyttää tasapainottamisperiaatetta. Kukin kenttä tasapainotetaan siinä esiintyville kuormille, jolloin laatan ajatellaan muodostuvan peräkkäisistä yksiaukkoisista osista (kuva 6).



Kuva 6. Tasapainotettu jatkuva laatta, kun jännepunos on yhdessä kentässä yhtenäinen paraabeli.

Jatkuvassa laattassa jännevoima aiheuttaa sisäisen taivutusmomentin Pe_p lisäksi tukireaktioita ja edelleen ns. sekundäärimomentin. Jännittämisen laattaan aiheuttama kokonaistaivutusmomentti koostuu siten kahdesta osasta. Tasapainottamisperiaatteen vahvuus ja käyttökelpoisuus korostuu jatkuvan laatan laskennassa, sillä mainittu kokonaistaivutusmomentti saadaan suoraan laskettua jännevoiman pystykomponenttien avulla. Esisuunnittelussa tasapainottava kuormitus voidaan olettaa tasaisesti jakaantuneeksi koko kentän pituudella ja rakennesuunnittelussa sen suuruus lasketaan tarkemmin kunkin paraabelin osalle. Laskennassa voidaan käyttää mitä tahansa luotettavaa jatkuvan palkin laskentamenetelmää.

Jännevoiman ja sen epäkeskeisyyden aiheuttamaa taivutusmomenttia Pe_p sanotaan primäärimomentiksi ja jännevoiman laattaan aiheuttaman kokonaistaivutusmomentin ja primäärimomentin erotusta sekundäärimomentiksi. Sekundäärimomentti aiheuttaa jatkuvassa rakenteessa tukireaktioita, ja se muuttuu suoraviivaisesti tukien välillä.

3.3.2 Jännepunoksen kulku

Sellaista jännepunosista, joka ei aiheuta sekundääristä taivutusmomenttia, sanotaan konkordanttiseksi. Käytännössä jatkuvan laatan jännepunokset ovat ei-konkordanttisia, sillä välituilla on mahdotonta muotoilla momenttipintaa tarkalleen noudattava jatkuva jännepunos.

Tasapainottamisperiaatteen mukaisesti jatkuvan rakenteen kukin kenttä tasapainotetaan, mistä johtuen jännepunoksen suurin etäisyys painopisteakselista on taval-

lisesti kentän keskellä. Jatkuvassa rakenteessa suurimman taivutusmomentin sijainti poikkeaa keskikohdasta ainakin reunakentissä.

Välituilla paraabeli pyritään muotoilemaan siten, että käännepesti on mahdollisimman tarkasti rakennekorkeuden puolikkaan etäisyydellä tuen reunasta, jotta leikkausvoima ei kasvaksi. Jänneraudoitteen suojaputken taipuisuus kuitenkin asettaa omat rajoituksensa käännepestien valinnalle. Käännepestien sijainti (ks. kuva 7) ja siinä liittyvien paraabelien yhtälöt edellyttävät jonkin verran laskentaa. Ohjeita on jännitettyjen rakenteiden kirjallisuudessa.

3.3.3 Jännittämisen aiheuttamat taivutusmomentit

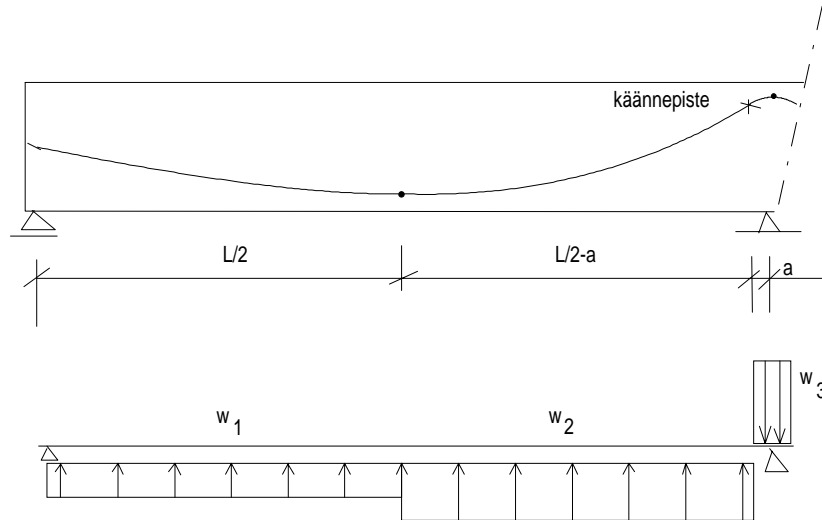
Primäärimomenttipinta $M_1(x)$ esittää jännevoimasta betoniin aiheutuvaa taivutusmomenttia, ja se lasketaan pitkin rakennetta jännevoiman ja sen epäkeskisyyden tulona jättäen tuennat ottamatta huomioon:

$$M_1(x) = P \cdot e_p(x). \quad (19)$$

Jännevoiman pystykomponenttien aiheuttama taivutusmomenttipinta $M_w(x)$ lasketaan asettamalla tasapainottavat kuormat jatkuvalle rakenteelle ja käyttäen mitä tahansa soveltuvaa laskentamenetelmää.

Tasapainottavat kuormat eli jännevoiman pystykomponentit määritetään joko likimääräisesti yhden nuolikorkeuden avulla tai jänneraudoitteen todellisen sijainnin perusteella siten, että käytetään kunkin osaparaabelin nuolikorkeutta. Nuolikorkeus saadaan käännepestien avulla. Yleensä kentissä on kaksi tai kolme erisuuruista tasaista kuormitusta ja tuella on jänneväliin nähden lyhyellä alueella kohtuullisen suuri alaspäin suuntautuva tasapainottava kuorma. Tasapainottavien kuormien aiheuttamat taivutusmomentit välituilla määritetään taulukkokirjojen tai yleisesti käytössä olevien laskentamenetelmien avulla.

Esimerkki: Kaksiaukkoisessa vapaasti tuetussa jatkuvassa laatassa jännepunos on sijoitettu siten, että jännevoiman pystykomponentit jakaantuvat kuvan 7 mukaan. Keskituen tukimomentin laskemiseksi kuormitus jaetaan uudelleen siten, että w_1 vaikuttaa koko kentässä, $(w_2 - w_1)$ vaikuttaa puoleen kenttää keskituen vieressä ja w_3 :een lisätään w_2 :n suuruinen, mutta vastakkaismerkkinen kuormitus.



Kuva 7. Jännevoiman pystykomponenttien jakaantuminen esimerkkipilaatassa.

$$M_T(w_1) = -w_1 L^2 / 8$$

$$M_T(w_2 - w_1) = -9(w_2 - w_1) L^2 / 128$$

$$M_T(w_3 + w_2) = (w_3 + w_2) a^2 (2L - a)^2 / (8L^2)$$

$$M_T(w_1 + w_2 + w_3) = M_T(w_1) + M_T(w_2 - w_1) + M_T(w_3 + w_2).$$

3.3.4 Tukireaktiot

Ulkoisen kuormituksen ja oman painon aiheuttamat tukireaktiot lasketaan tavanomaisilla jatkuvien palkkien laskentamenetelmillä.

Jännittämisen aiheuttamat taivutusmomentit jatkuvassa rakenteessa ovat primääri- ja sekundäärimomenttien summia. Tukireaktiot ovat sekundäärimomenttien aiheuttamia. Sekundäärimomentit tuilla saadaan vähentämällä tasapainottavien kuormien avulla lasketuista tukimomenteista M_w jännevoiman synnyttämät primääritukimomentit M_1 (ks. myös edellinen kohta 3.3.3.).

Sekundäärimomentit (M_2) välituilla: $M_2 = M_w - M_1$

Sekundäärimomentin johdosta tukireaktiot kaksiaukkoisen laatan päissä ovat

$$T = M_2 / L.$$

Nopea tapa laskea jännittämisen aiheuttamat tukireaktiot on tarkastella laattaa kenttä kerrallaan (peräkkäiset osat) asettamalla kenttään vaikuttamaan tasapainotettu tasainen kuormitus ja päihin jännevoiman epäkeskeisyyden synnyttämät tai-

vutusmomentit. Jännevoiman aiheuttaman taivutusmomentin P_{e_p} vaikutus vierekäisten tukien tukireaktioihin saadaan jakamalla se jännevälin pituudella.

Esim. Kaksiaukkoisen jatkuvan laatan tasapainottava tasainen kuorma w on 10 kN/m ja jännevoiman aiheuttama tukimomentti keskituella on 60 kNm. Jännevälin pituus on 10 m. Tukireaktiot jännevoimasta ovat

- laatan reunatuella: $T_A = 5 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m} - 60 \text{ kNm}/10 \text{ m} = 44 \text{ kN}$.
- laatan keskituella: $T_B = 2 \cdot 5 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m} + 2 \cdot 60 \text{ kNm}/10 \text{ m} = 112 \text{ kN}$.

Nopea menetelmä antaa lähes saman tuloksen kuin jatkuvan laatan laskentamenetelmä, jossa sekä tasapainottavan että ulkoisen kuormituksen aiheuttamat tukireaktiot lasketaan erikseen.

Tukireaktio liittolaatan kutistumisesta ja virumisesta

Liittotoiminnan aiheuttamat tukireaktiot betoniosan kutistumisesta ja virumisesta saadaan laskettua laskemalla ensin tukien kohdalla tapahtuvat taipumat ja sitten vastaavan muodonmuutoksen aiheuttavat voimat. Liittolaatassa näillä betoniosan muodonmuutoksilla ei kuitenkaan ole suurta vaikutusta tukireaktioihin.

3.3.5 Jännitykset ja taipumat

Taivutusjännitykset lasketaan jännevoiman aiheuttaman tasaisen puristuksen, jännevoiman aiheuttaman kokonaistaivutusmomentin ($P_e + \text{sekundäärimomentti}$) ja kuormien aiheuttamien taivutusmomenttien avulla. Jännevoimasta riippuvat voimasuureet muuttuvat ajan mittaan.

Jatkuvan rakenteen jännittäminen aiheuttaa leikkausvoimaa välituilla. Sen lisäksi tasapainottamaton osa kuormituksesta aiheuttaa leikkausvoimaa, joka on suurimmillaan välituilla.

Taipumat lasketaan tehollisen keskiarvojäykkyyden avulla, joka saadaan laske-
malla kaavalla (16) tehollinen jäykkyys positiivisen ja negatiivisen momentin alueella.

3.4 KAHTEN SUUNTAAN JÄNNITETTY LIITTOLAATTA

Betoni-teräслиittolaatan muotolevy valmistetaan siten, että ohutlevy toimii vedossa vain yhteen suuntaan. Liittolaatta voidaan kuitenkin jännittää kahteen suuntaan, jolloin poimuja vastaan kohtisuorassa suunnassa laatta toimii kuin jännitetty betonilaatta ohutlevyn yläpuoliselta osalta.

Tasapainottamisperiaatetta sovelletaan kahteen suuntaan jännitettäessä siten, että tasapainotettava kuorma muodostuu kahdesta osasta:

$$w = \frac{8P_1h_1}{L_1^2} + \frac{8P_2h_2}{L_2^2} \quad (20)$$

missä P_1 on jännevoima suunnassa 1
 L_1 jänneväli suunnassa 1
 h_1 nuolikorkeus suunnassa 1
 P_2 jännevoima suunnassa 2
 L_2 jänneväli suunnassa 2
 h_2 nuolikorkeus suunnassa 2.

Tasapainotettavissa olevaa kuormitusta voidaan siis kasvattaa jännittämällä myös kohtisuorassa suunnassa. Kun laatta on kahteen suuntaan tasapainotettu, mikä tahansa tasapainotetusta kuormituksesta poikkeava kuormitus aiheuttaa jännitys- ja muodonmuutostilan, jonka analysointiin voidaan käyttää laattojen laskentamenetelmiä.

4 JÄNNITETYN LIITTOLAATAN KESTÄVYYDET MURTOTILASSA

Murtorajatilatarkasteluilla osoitetaan, että suunnitellulla liittolaatalla on riittävä betonin ankkurointikestävyys ja liitoksen tartuntakestävyys jännittämishetkellä sekä taivutuskestävyys, leikkauskestävyys ja tartuntakestävyys ulkoisten kuormien aiheuttamien rasitusten suhteen. Kestävyyksiä laskettaessa käytetään suunnitteluohjeissa annettuja osavarmuuskertoimia materiaaleille. Kuormien osavarmuuskerroimet valitaan siten, että saadaan epäedullisin yhdistelmä. Jännevoima rinnastetaan pysyviin kuormiin.

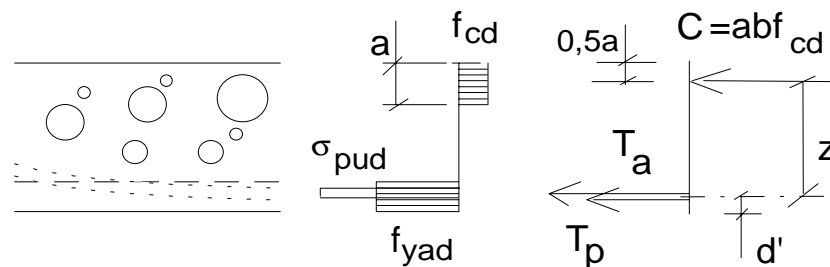
4.1 TAIVUTUSKESTÄVYYS

Tartunnattomilla jänneraudoitteilla jännitetyn rakenteen taivutusmurto riippuu paitsi poikkileikkauksominaisuuksista myös koko rakenteen toiminnasta, sillä raudoitteen jännitys riippuu koko rakenteen muodonmuutoksista. Jännepunokset on vedetty lähelle myötörajaa jännittämishetkellä, mutta jännityshäviöiden vuoksi jännitykset pienenevät vähitellen. Käyttötilassa rakenteen muodonmuutokset ovat niin pieniä, ettei niillä ole merkittävää vaikutusta jännepunoksen jännityksiin. Murtotilassa jänneraudoitteen jännitys kasvaa jonkin verran, ja suunnitteluohjeet antavat kokeellisia kaavoja tai arvoja tälle lisäykselle:

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pt} + \Delta\sigma_p, \quad (21)$$

missä σ_{pu} on jännepunoksen jännityksen ominaisarvo taivutusmurtotilassa
 σ_{pt} jännepunoksen jännitys jännityshäviöiden jälkeen
 $\Delta\sigma_p$ jännevoiman lisäys murtotilassa.

Jännitetyn liittolaatan plastinen taivutuskestävyys positiivisen momentin alueella lasketaan olettaen, että muotolevy myötää koko poikkileikkauksessa, ja myös betonissa jännitykset jakaantuvat uudelleen siten, että puristusresultantin laskemiseen voidaan käyttää likimääräisesti jännitysten tasaista jakaantumista (kuva 8).



Kuva 8. Jännitetyn liittolaatan taivutuskestävyys kentässä.

$$M_u = Cz, \quad (22)$$

missä $C = 0,80abf_{ck}/\gamma_c$

$$z = (h - 0,4a - d')$$

$$d' = (T_a d_a + T_p d_p) / (T_a + T_p)$$

$$T_a = A_a f_{ak} / \gamma_a$$

$$T_p = A_p \sigma_{pu} / \gamma_p$$

a on betonin puristusjännitysten suorakaidejakauman korkeus

d_a muotolevyn painopiste akselin etäisyys laatan alapinnasta

d_p punoksen keskikohdan etäisyys laatan alapinnasta

f_{ck} betonin puristuslujuuden ominaisarvo

f_{ak} muotolevyn myötölujuuden ominaisarvo

σ_{pu} jännepunoksen jännitys murtotilassa

A_a muotolevyn pinta-ala ottaen tartukkeiden vähennys huomioon

A_p punoksen pinta-ala

γ_a rakenneteräksen osavarmuuskerroin

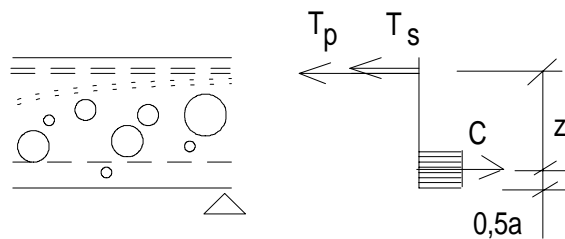
γ_c betonin materiaaliosavarmuuskerroin

γ_p jänneteräksen materiaaliosavarmuuskerroin.

Betonirauδοitteet otetaan huomioon.

Suomalaisen liittorakenneohjeen [13] mukaan liittolaatan taivutuskestävyys saadaan betonirakenteen laskentamallia soveltaen, ja siinä betonin puristusresultantti lasketaan ekvivalentille pinta-alalle, jonka korkeus on tavallisesti 80 % neutraaliakselin etäisyydestä yläpintaan.

Jatkuvan liittolaatan tuella muotolevyä ei oteta huomioon poikkileikkausarvoissa. Tuella on aina yläpinnassa vähintään vähimmäismäärä betonirauδοitteita (kuva 9).



Kuva 9. Jännitetyn liittolaatan taivutuskestävyys tuella.

Liittolaatan tuella taivutuskestävyys saadaan kaavalla (22), kun T_a korvataan betonirauδοitteiden vetovoimalla T_s , joka saadaan kertomalla raudoitteiden pinta-ala myötölujuuden laskenta-arvolla ($= A_s f_{sk} / \gamma_s$)

4.2 LEIKKAUSKESTÄVYYS

Tasapainotetut kuormat eivät aiheuta leikkausvoimaa. Jatkuvan rakenteen tuella ja pistemäisten kuormien kohdalla tasapainottaminen ei ole täysin mahdollista, ja siitä aiheutuu leikkausjännityksiä.

Leikkausvoima V_d jakaantuu poikkileikkauksessa betoniosalle V_c ja teräsosalle V_a . Jännevoiman pystykomponentti V_p pienentää leikkausvoimaa vapaan tuen vieressä, kun se suuntautuu tukireaktiota vastaan. Leikkauskestävyyden V_u tulee olla suurempi kuin leikkausvoima

$$V_u \geq V_d - V_p, \quad (23)$$

missä V_p on enintään etäisyydellä $0,5 d$ tuen reunasta laskettu jännevoima [22]
 V_u liittolaatan leikkauskestävyys leikkausraudoittamattoman betonirakenteen kaavaa soveltaen [13] $= V_c + V_a$.

Jännitetyn betonirakenteen betoniosan leikkausmurtokriteeriksi on tapana asettaa ehto, jonka mukaan päävetojännitys ei saa olla suurempi kuin betonin vetolujuus. Liittolaatassa syntyy kuitenkin uuman halkeilun jälkeen tasapainotila, jossa laatta pystyy kantamaan suuremman kuorman kuin päävetojännityskriteerin mukainen kuorma.

4.3 LIITOKSEN TARTUNTAKESTÄVYYS

Muotolevyn ja betonin välisen liitoksen tartuntakestävyys tarkistetaan murtotilassa suunnittelukuormien perusteella kuten jännittämättömässä liittolaatassa. Ulkoisen kuormituksen aiheuttamat tartuntajännitykset lasketaan vain sille osalle kuormitusta, jota ei ole tasapainotettu.

Liittolaatan kestävyys eri murtotiloissa osoitetaan sekä suomalaisten ohjeiden [13, 14] että Eurokoodi 4:n [6] mukaan täysimittakaavaisilla kokeilla. Yhdysvaltalaisista perua oleva, sikäläisiin liittolaattakokeisiin ja rakennetyyppeihin pohjautuva m-k-menetelmä on esitetty Eurokoodi 4:n varsinaisessa tekstissä. Menetelmässä määritetään puolikokeelliset muuttujat m ja k , joiden avulla tartuntakestävyys lasketaan, ja ne ovat tilastollisia muuttujia. Tätä menetelmää käytettäessä lisäterästen vaikutus jää ottamatta huomioon.

Eurokoodi 4:n liitteessä E on esitetty täysimittakaavaisten kuormituskokeiden tuloksille käsittelytapa, jolla määritetään tartuntalujuuden laskenta-arvo $\tau_{u,Rd}$. Se on koetuloksista laskettava tartuntalujuuden ominaisarvo jaettuna osavarmuuskertoimella $\gamma_v = 1,25$. Tässä menetelmässä myös lisäraudoitteiden vaikutus voidaan ottaa huomioon. Vaikka itse ohje ei vielä ole virallisesti vahvistettu, menetelmä on yleisesti hyväksytty.

Muotolevyjen valmistajat esittävät suunnittelijoiden käyttöön tartuntalujuuden suunnitteluarvot sekä niihin perustuvat kestävyudet.

Tartuntalujuuden laskenta-arvon $\tau_{u,Rd}$ ja betonin puristusresultantin N_{cf} avulla lasketaan se leikkausjänteen matka L_s , joka tarvitaan täydelliseen liitokseen:

$$L_s = \frac{N_{cf}}{b\tau_{uRd}}, \quad (24)$$

missä $N_{cf} = T_a = A_a f_{ak} / \gamma_a$.

Menetelmää käytettäessä tehdään yleensä yksinkertaistava, ns. varmallalla puolella oleva oletus, että leikkausjänteen matkalla poikkileikkausten taivutuskestävyys M_u kasvaa suoraviivaisesti muotolevyn plastisesta taivutuskestävyydestä M_{pr} liittolaatan plastiseen taivutuskestävyyteen M_{pRd} :

$$M_u = N_c z + M_{pr} \quad (25)$$

missä N_c on betonin puristusresultantti murtohetkellä

$$N_c = \eta N_{cf},$$

missä η on liitosaste

z sisäinen momenttivarsi murtomomenttia vastaten.

Leikkausjänne on tasaisesti kuormitetulla yksiaukkoisella laatalle neljännes jännemitasta. Kaavan (24) mukaan laskettu leikkausjänne, joka tarvitaan täydelliseen leikkausliitokseen, on suomalaisilla liittolaattatyypeillä alle yhden metrin. Jännitettyjen liittolaattojen tartuntamurto ei kuormituksesta johtuen näin ollen yleensä tule kyseeseen, sillä käytännössä tällaisten laattojen jännemitat ovat yli neljä metriä.

Liitoksen tartuntakestävyys tarkistetaan myös jännittämishetkellä. Tämä osoitetaan pienimittakaavaisilla puristuskokeilla tai täysimittakaavaisilla jännitetyn liittolaatan kuormituskokeilla.

4.4 JÄNNEVOIMAN ANKKUROINTIALUE

Ankkurointialueen kestävyttä ei tarvitse erikseen tarkistaa, jos suunnittelussa noudatetaan jännemenetelmäkohtaisia ankkurointiohjeita ja laatan päät raudoitetaan käyttöselosteessa esitetyllä tavalla. Reunaetäisyyksissä teräsohuttelevyn muodot otetaan huomioon tapauskohtaisesti.

5 RAKENTEELLISIA OHJEITA

Betoni-teräsliittorakenteisen välipohjan jännittämistä suunniteltaessa tarkistetaan ensimmäiseksi, että muotolevytyyppi on sopiva. On suositeltavaa, että muotolevyn valmistaja on kokeellisesti osoittanut levyn sopivan myös jännitettävään liittolaataan.

Betoni-teräsliittolaatan jännittämistä suunniteltaessa muotolevyn poimujen leveys ja korkeus vaikuttavat jänteiden sijoittamiseen rakenteessa. Jännemenetelmän keskiöetäisyydet ja ankkuroinnit tulee valita siten, että ne sopivat muotolevyn poimujakoon. Jänteiden keskinäinen etäisyys on edullista valita muotolevyn poimujen suhteen symmetriseksi.

Rakennekorkeus

Eri jännemenetelmissä ankkuroinnin ja suojaputken tarvitsemat tilat ja kuormitus-sylinterin kiinnityksen ja käytön tarvitsemat tilat ovat erilaisia. Se korkeus, joka laatussa on mahdollista saavuttaa jänteen epäkeskisyydelle, riippuu rakennekorkeuden ohella suojaputken halkaisijasta, tarvittavasta betonipeitteestä ja ankkuroinnin tarvitsemista mitoista. Jännepunoksen etäisyyteen rakenteen pinnasta vaikuttavat tarvittava betoninen suojakerros ja palomitoitus.

Tartunnattomilla jänteillä jännitetyn liittolaatan palonkesto-aika on erikseen selvitettävä ottaen huomioon muotolevyn oma palonkesto ja sen vaikutus lämmönsiirtymiseen jännepunokseen. Tarvittava palonkesto-aika vaikuttaa jänteiden sijoittamiseen ja näin nuolikorkeuteen.

Ankkurointitapa

Ankkureiden tekniseen soveltuvuuteen tulee kiinnittää erityistä huomiota, sillä koko välipohjan kestävyys on niiden varassa.

Ankkurointiliukumat, ankkureiden mitat ja ankkuroinnin tarvitsema tila rakenteessa vaihtelevat menetelmästä riippuen. Liittorakenteiseen välipohjaan, jossa teräsohutlevyn korkeus on tavanomainen 45 - 50 mm, sopivat yleisesti käytössä olevat jännemenetelmät. Korkeiden muotolevyjen kapeat rivat voivat sen sijaan rajoittaa valintamahdollisuuksia.

Ankkurointialueen mitat

Ankkurivoiman siirtyminen betoniin aiheuttaa paikallisesti suuria puristusjännityksiä. Käytettävissä olevan pinta-alan tulee olla riittävä estämään betonin murtuminen. Ankkureiden keskiö- ja reunaetäisyyksien vähimmäisarvot annetaan jännemenetelmän käyttöselosteessa. Samat vaatimukset koskevat liittolaattoja.

Aktiiviankkurit sijoitetaan välipohjalaatan reunoihin siten, että ne eivät lopullisessa rakenteessa ole näkyvissä. Jälkivaluja varten muotolevy muodostaa valmiin muotin.

Rakennusrungon mitat

Yhdellä kerralla jännitettävän laatan pituutta rajoittaa jännityksen aiheuttama laatan lyheneminen, jolla voi olla vaikutusta kantavaan rakennesysteemiin.

Tartunnattomien jänteiden enimmäispituutena pidetään 30 m:ä, kun jännittäminen tapahtuu yhdestä päästä, ja 60 m:ä, kun jännittäminen tapahtuu molemmista päistä. Suomalaiset toimistorakennukset ovat yleensä näiden mittojen sisäpuolella.

Tukilevydet

Liittolaataan tarkoitettun muotolevyn valmistajan ohjeita noudatetaan asennettaessa muotolevyä tuille. Vaaditut tukilevydet ovat yleensä vähintään 50 mm.

Minimiraudoitus

Joissakin tartunnattomilla jänteillä jännitetyjä rakenteita koskevissa suunnitteluohjeissa voidaan edellyttää minimiraudoitusta. Kentässä muotolevy riittää korvaamaan minimiraudoituksen.

Betonin koostumus

Betonin vesi-sementtisuhteen tulisi liittolaatoissa olla mahdollisimman alhainen, sillä laattojen kuivuminen tapahtuu vain yläpinnan kautta.

VIITTEET

1. Bryl S. The composite effect of profiled steel plate and concrete in deck slabs. *Acier-Stahl-Steel* 32(1967)10, s. 448 - 454.
2. Betonirakenteet, Ohjeet B4. Helsinki 1993. Ympäristöministeriö, Suomen Rakentamismääräyskokoelma. 73 s.
3. Bingham, D. Constructional steel in the current market. *New steel construction* 2(1994)6, s. 8.
4. Crisinel M. & O'Leary D. Composite floor slab design and construction. *Struct. Eng. Int.* (1996)1, s. 41 - 46.
5. Daniels B. J. Shear-bond pull-out tests for cold-formed steel composite slab. Lausanne 1988, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, ICOM-Construction Metallique, ICOM 194. 30 s. + liitt. 32 s.
6. Design of composite steel and concrete structures - Part 1 - 1: General rules and rules for buildings. European Prestandard ENV 1994-1-1:1992. Brussels 1992. CEN European Committee for Standardization.
7. Fogarasi G. Prestressed Concrete Technology. Budapest 1986. Akademiai Kiado. 317 s.
8. Griffins L. G. Composite frame construction. *Modern Steel Construction* 34(1994)10, s. 36 - 47.
9. Kilpeläinen T. Valmistusteknisesti edullisen ja käyttökelpoisen poimulevyn kehittäminen liittolaattarakenteisiin. Espoo 1980. Teknillinen korkeakoulu, rakennusinsinööriosasto, diplomityö. 120 s. + liitt. 7 s.
10. Kokko S. Kiinteistö Oy Espoon Asematori - jännitetty pilarilaatta liikeraennuksen runkona. Helsinki 1987. Suomen Betoniyhdistys ry & Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry. Betonirakenteiden suunnittelun erikoiskurssi IV. S. 292 - 297.
11. Koukkari H. Testing methods for a joint in a composite slab. Espoo 1996. VTT Building Technology, Internal report RTE38-IR-4/1996. 15 s.
12. Kärkkäinen K., Tenhovuori A. & Kanerva P. Teräsohuttlevy-betoniliittolaatan jäykkyys. Espoo 1996. Teknillinen korkeakoulu, talonrakennustekniikka, julkaisu 54. 68 s. + liitt. 45 s.
13. Liittorakenteet, suunnitteluohjeet. Helsinki 1988, by/try26. Suomen Betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys. 59 s.
14. Liittorakenteiden sovellusohjeet. Helsinki 1991, by/try 36. Suomen Betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys. 274 s.

15. Lin T. Y. & Burns N. H. Design of prestressed concrete structures. 3rd edition. Singapore 1982. John Wiley & Sons. 646 s.
16. Nurminen R. Poimulevy liittorakenteessa ja kahden tartuntamenetelmän kokeellinen tutkimus. Espoo 1976. Teknillinen korkeakoulu, rakennusinsinööri-osasto, diplomityö. 90 s. + liitt. 22 s.
17. Ohta T. et al. A new prestressing technique for steel plate - concrete composite slab. Proc. of the 4th ASCCS Int. Conf. on Steel - concrete composite structures held in Kosice, Slovakia June 20th - 23rd, 1994. s. 283 - 286.
18. Paasikallio K., Mikkola, M. & Nyman K.-G. Jännebetonirakenteiden mekaniikka ja mitoitus, by 131. Helsinki 1986. Rakennusinsinöörit ja -arkkitehdit RIA ry ja Suomen Betoniyhdistys ry. 137 s. + liitt. 39 s.
19. Patrick, M. & Bridge R. Q. Behavior of Australian Composite Slabs. Proc. of an Eng. Foundation Conf. on Composite Construction in Steel and Concrete, June 7 - 12, 1987, Henniker, New Hampshire, USA. s. 663 - 679.
20. Raunama T. Jälkijännittämällä entistä laadukkaampia betonilattioita. Betonituote (1989)1, s. 47 - 48.
21. Schravendeel P. L., de Sitter W. R. & Klop G. R. Prestressed post-tensioned composite floor slabs. IABSE Report 60, Symp. on Mixed Structures, including new materials. Brussels 1990. S. 173 - 178.
22. Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa, Suunnittelu- ja rakentamisohjeet sekä pilarilaataston mitoitus esimerkki. Helsinki 1988, by 27. Suomen Betoniyhdistys ry. 33 s + liitt. 3 s.
23. Trost H., Cordes H. & Weller B. Untersuchungen zur Vorspannung ohne Verbund. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 355, s. 8 - 69.
24. Väisänen K. Tutkimus poimulevyn toiminnasta betonilaatan raudoituksena. Espoo 1974. Teknillinen korkeakoulu, rakennusinsinööri-osasto, diplomityö. 80 s.

LASKENTAESIMERKKI: JÄLKIJÄNNITETTY JATKUVA LIITTOLAATTA

Jännitetty liittolaatta suunnitellaan ympäristöluokkaan Y1 tasaiselle kuormalle 4 kN/m, josta pitkäaikaisosuus 50 %. Tavoitteena on kaksiaukkoinen jatkuva laatta, jossa kummankin jänteen pituus on 9 m ja laatan paksuus enintään 300 mm. Tällöin L/h on pienempi kuin 42, joka on yleisohje kantaville laatoille [2].

Ohjeet: Betonirakenteiden suunnitteluohjeet B4, 1993 [3]
Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa by27, 1991 [7]
Liittorakenneohjeet by26, 1987 [4]
Liittorakenteiden sovellusohjeet by36, [5]

Lähtökohta on, että muotolevyn valmistaja on kokeellisesti varmistanut liittolaattatyypin soveltuvuuden jännittämiseen.

Ohjeessa B4 jännepunokset määritellään korroosioherkäksi, jolloin ympäristöluokassa Y1 (vaikeat olosuhteet) laatan tiiviyden ja halkeilun suhteen vaatimukset ovat [3]:
- jännittämishetkellä halkeaman muodostumisrajatila
- käyttötilassa vetojännitysrajatila.

Uusimmassa suomalaisessa jälkijännitetyssä rakennuskohteessa käyttötilan rajatilana on pidetty halkeamanmuodostumisrajatilaa, sillä rasvan tartunnattomille punoksille antamaa korroosiosuojausta pidettiin hyvänä [1].

1 LÄHTÖTIEDOT

1.1 Kuormat

$$g \approx 7,5 \text{ kN/m}^2 \text{ laatan paksuudella } \leq 300 \text{ mm ja betonin tiheydellä } \rho_c = 25 \text{ kN/m}^3$$
$$p = 4 \text{ kN/m}^2$$
$$\rho_a = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Kuormien osavarmuuskertoimet murtotilassa ovat:

$$\text{omallepainolle } \gamma_g = 1,2$$
$$\text{hyötykuormalle } \gamma_p = 1,6$$
$$\text{jännevoiman osavarmuuskerroin } \gamma_p = 0,9$$

1.2 Materiaalit

Betoni: K40-1, jolloin puristuslujuuden ominaisarvo f_{ck} on 28 N/mm^2 , lyhytaikainen kimmomoduuli $E_c = 5000\sqrt{K} = 31623 \text{ N/mm}^2$. Betonin virumaluku $\phi = 1,0 \cdot 0,85 \cdot 2 = 1,7$.

Materiaaliosavarmuuskertoimet rakenneluokassa 1 ovat:

$$\text{betonille } \gamma_c = 1,35$$

betoniteräkselle $\gamma_s=1,1$
rakenneteräkselle $\gamma_a=1,1$
jänneteräkselle $\gamma_p = 1,15$

1.3 Poimulevy

Poimulevytyyppi (ei-suomalainen) on valittu siten, että poimujako on 150 mm
tehollinen pinta-ala vedossa ja puristuksessa $A_a = 1360 \text{ mm}^2$
painopisteakselin etäisyys alapinnasta $d_a = 24,6 \text{ mm}$

tartuntalujuuden ominaisarvo τ_k on $0,288 \text{ N/mm}^2$
tartuntalujuuden laskenta-arvo τ_d on $0,231 \text{ N/mm}^2$
myötölujuuden ominaisarvo $f_{ya} = 360 \text{ MPa}$ ja kimmomoduuli $E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$.

1.4 Jännepunos

Yhden jännepunoksen pinta-ala $A_p = 150 \text{ mm}^2$.

Käyttöselosteen mukaan kitkakerroin on 0,05 ja aaltoisuusluku 0,02. Relaksaatio on 2,5 %.
Muut suunnittelutiedot on esitetty taulukossa 1.

Taulukko 1. Jännepunoksen suunnittelutiedot.

SUURE	OMINAISARVO
f_{pyk}	1570 N/mm^2
f_{puk}	1770 N/mm^2
$f_{po} = 0,7f_{puk}$	1240 N/mm^2
$f_{potyö} = 0,8f_{puk}$	1416 N/mm^2
E_p	$1,95 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

2 ALUSTAVA SUUNNITTELU

2.1 Nuolikorkeudet

laatan päissä ankkurointi painopisteakselin korkeudella $\approx 0,5h = 150 \text{ mm}$
kentissä etäisyys alapintaan valitaan 50 mm ja tuilla yläpintaan 50 mm
nuolikorkeus on noin 150 mm

2.2 Tasapainottava jännevoima

tasapainottamiseen tarvittava jännevoiman pitkäaikaisarvo on

$$P_{\infty} = wL^2 / (8h_f) = (7,5+2)9^2 / (0,150 \cdot 8) \text{ kN/m} = 641,3 \text{ kN/m}$$

Pysyvä betonin puristusjännitys on suuruusluokkaa $2,1 \text{ N/mm}^2$

Olettaen, että pitkäaikaiset jännehäviöt ovat noin 15 %, jännittämishetkellä jännevoiman tulisi olla noin 750 kN/m . Mikäli suurin jännevoima jännittämishetkellä on yhtä punosta kohden 186 kN , jänteitä tulisi olla 4 kpl metrillä.

3 POIKKILEIKKAUSSUUREET

Poikkileikkaussuureet lasketaan muunnetulla poikkileikkauksella. Betonin kimmomoduulin muuttuminen muuttaa poikkileikkausarvoja.

$$A_m = A_c + \sum n_a \cdot A_k ,$$

missä A_m on liittolaattapoikkileikkauksen muunnettu pinta-ala
 A_c betoniosan pinta-ala
 $n = E_a / E_c$.

$$y_m = [A_c y_c + n_a A_a y_a] / A_m ,$$

missä y_m on muunnetun poikkileikkauksen painopisteakselin etäisyys alapinnasta.

$$I_m = I_c + A_c e_c^2 + n_a \cdot I_a + n_a \cdot A_a \cdot e_a^2 ,$$

missä I_a on muotolevyn oma jäyhyysmomentti (≈ 0 verrattuna I_m :ään)
 e_a muotolevyn painopisteen etäisyys liittolaatan painopisteakselista.

Taulukko 2. Tarkasteluajankohdat käyttötilassa.

AJANKOHTA	f_{ck} N/mm ²	f_{ctk} N/mm ²	E_c N/mm ²	P kN	kuormat kN/m
Jännittäminen	0,8(0,7K)	$0,2(0,8K)^{2/3}$	$5000\sqrt{(0,8K)}$	P_{\max}	g
Kuormitushetki	0,85K	$0,2K^{2/3}$	$E_c = 5000\sqrt{K}$	P	g + p
Lyhytaikainen kuorma	0,7K	$0,2K^{2/3}$	E_c	P_{∞}	g + p
Pitkäaikainen kuorma	0,7K	$0,2K^{2/3}$	$E_c / (1 + \varphi)$	P_{∞}	g + 0,5p

Taulukko 3. Poikkileikkausarvot eri ajankohtina.

Suure	Jännittämishetki	Kuormitushetki	Pitkäaikaisarvo
n	7,42	6,64	17,9
A_m , mm ²	302 091	301 030	316 344
y_m , mm	150,0	150,4	144,3
I_m , mm ⁴	$2,42 \cdot 10^9$	$2,40 \cdot 10^9$	$2,63 \cdot 10^9$

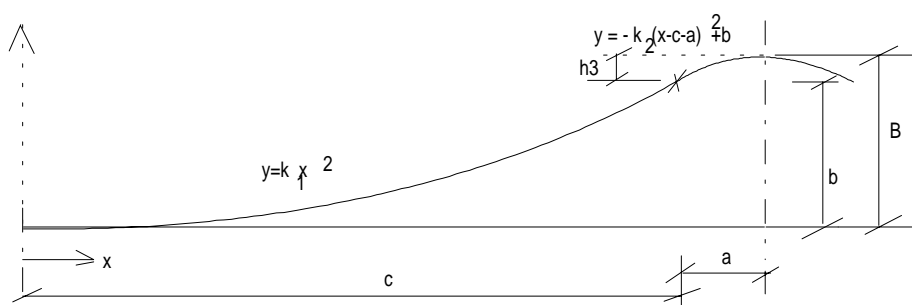
4 JATKUVAN LAATAN VOIMASUUREET

4.1 Jänteen kulku ja nuolikorkeudet

Ankkurointitaso valitaan liittolaatan painopisteakselille, joka on laskettu lyhytaikaisen betonin kimmomoduulin mukaan. Ankkurointitaso vaikuttaa reunatuen viereisen paraabelin nuolikorkeuteen.

Tavoitteena on, että toisiinsa liittyvien paraabelien leikkauspiste olisi mahdollisimman lähellä etäisyyttä $d/2$ välituen reunasta. Käännepisteessä yhtyvien paraabelien leikkauspisteen paikka eli etäisyys keskituelta a ja etäisyys yläpinnasta etsitään analyttisesti esim. viitteen [6] kaavoilla.

Kun kaksi paraabelia leikkaa toisensa tangentin ollessa sama, käännepisteen paikka saadaan antamalla a :lle arvo ja laskemalla paraabelien kertoimet k_1 ja k_2 (kuva 1).



Kuva 1. Käännepisteen paikka keskituen vieressä.

Saadaan yhtälöt:

$$h_3 = aB[c(1 + a/c)]$$

$$k_1 = (B - h_3)/c^2$$

$$k_2 = h_3/a^2$$

Kun a valitaan 300 mm:ksi, $h_3 = 13,3$ mm, $k_1 = 1,06 \cdot 10^{-5}$ ja $k_2 = 1,48 \cdot 10^{-4}$.

4.2 Jännevoiman pystykomponentit

Eri osien nuolikorkeudet on esitetty taulukossa 4 ja kuvassa 2. Jännevoiman pystykomponentit lasketaan kullekin paraabelinosalle erikseen nuolikorkeuden avulla. Oletetaan, että jännevoima P ei muutu laatan pituudella.

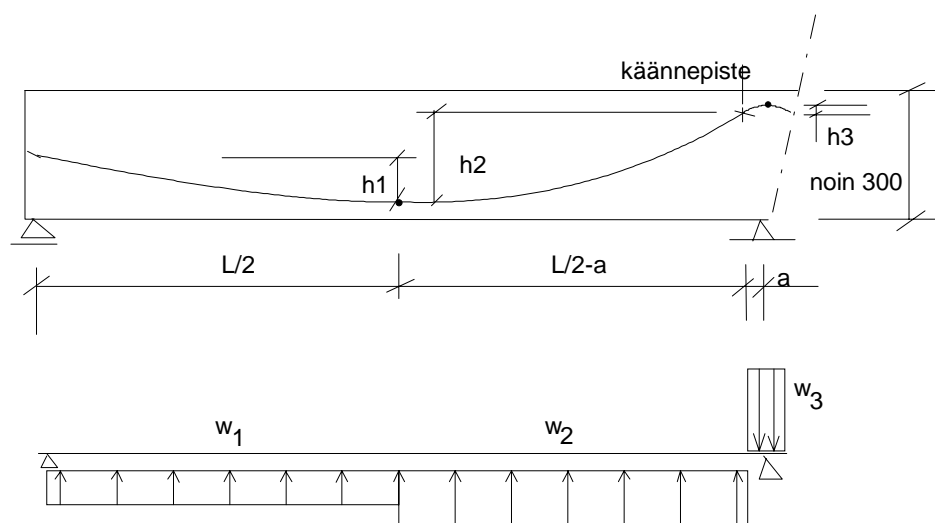
Kutakin jänneraudoitteen paraabelia vastaavasti lasketaan tasainen kuorma, joka syntyy jännevoiman pystykomponenteista. Koekappaleen keskituella ja sen lähellä tämä kuorma vaikuttaa alaspäin. Tasainen kuorma saadaan kaavalla

$$w = 8Ph_i / L^2 ,$$

missä h_i on kunkin paraabelin nuolikorkeus (käännepisteiden välinen korkeusero)
 P jännevoima
 L paraabelin osan pituus kaksinkertaisena.

Taulukko 4. Jännevoiman pystykomponentit eri ajankohtina. Jännittämisajankohtana $t = 0$, kuormittamishetkellä $t = t_0$.

	osaväli	0..-L/2	L/2...(L- 0,3 m)	(L- 0,3 m)...L
h_i , mm		100	186,7	13,3
L , mm		9000	8400	600
w_i , kN/m, $t = 0$	$P = 750$ kN	7,4	15,9	221,7
w_i , kN/m, $t = t_0$	$P = 712,5$ kN	7,0	15,1	210,6
w_i , kN/m, $t \approx \infty$	$P = 637,5$ kN	6,3	13,5	188,4



Kuva 2. Jännevoiman pystykomponentit paraabeleittain.

4.3 Taivutusmomentit ja tukireaktiot

Keskituen tukimomentti $M_T(w)$ on kolmen osamomentin summa:

$$M_T(w_1) = w_1 L^2 / 8$$

$$M_T(w_2 - w_1) = 9(w_2 - w_1) L^2 / 128$$

$$M_T(w_3 + w_2) = -(w_3 + w_2) a^2 (2L - a)^2 / (8L^2)$$

Jännevoimasta aiheutuu tukireaktioihin muutosta ns. sekundäärimomentin vuoksi. Se saadaan vähentämällä jännittämisen aiheuttamasta taivutusmomentista jännevoiman ja sen epäkeskisyyden aiheuttama ns. primäärimomentti. Reunatuella tukireaktio on keskituen sekundäärimomentti jaettuna jännemitalla. Keskituella tukireaktio on kaksinkertainen.

Taulukko 5. Taivutusmomentit ja tukireaktio keskituella jännevoimasta.

	t = 0	t = t ₀	t ≈ ∞
Tukimomentti $M_T(w)$, kNm	113,0	107,2	96,0
Primäärimomentti, kNm	75,0	71,3	63,8
Sekundäärimomentti	38,0	35,9	32,2
Tukireaktio R, kN	-8,4	-8,0	-7,2
Puristusviivan siirtymä tuella ja kentässä, mm	5,1 2,5	5,0 2,5	5,1 2,5
Kenttämomentti $M_k(w)$	73,1	69,8	90,4

5 KÄYTTÖTILATARKASTELOT

Käyttötilatarkastelut tehdään tässä esimerkissä neljänä eri ajankohtana ottaen huomioon kuormitus, jännevoima ja betonin viruminen. Omastapainosta aiheutuu keskituella taivutusmomentti -73,9 kNm ja tukireaktio 82,1 kN. Omanpainon aiheuttama taivutusmomentti kentässä on 56,8 kNm. Taivutusmomentti hyötykuormasta on tuella 40,5 kNm ja kentässä $0,096pL^2 = 31,1$ kNm.

Jännitykset lasketaan tuella ja kentässä kaavalla

$$\sigma(y) = -P/A_m - M_w \cdot y/I_m + M \cdot y/I_m,$$

missä P on jännevoima tarkasteluajankohtana
 A_m muunnettu poikkileikkausala

M_w	jännepunoksen aiheuttama taivutusmomentti
y	tarkasteltavan kohdan etäisyys liittolaatan painopisteakselista
M	omanpainon ja ulkoisen kuorman aiheuttama taivutusmomentti
I_m	jäyhyysmomentti ehjälle tai halkeilleelle poikkileikkaukselle.

5.1 Jännittämishetkellä

Tuella yläpinnan jännitys

$$\sigma = \left[-750000/302091 - 113 \cdot 0,15/2,42 + 73,9 \cdot 0,15/2,42 \right] N / mm^2 = -4,9 N/mm^2$$

Kentässä yläpinnan jännitys on

$$\begin{aligned} \sigma &= \left[-750000/302091 + 73,1 \cdot 0,15/2,42 - 56,8 \cdot 0,15/2,42 \right] N / mm^2 \\ &= -1,5 N/mm^2 \end{aligned}$$

Yläpinta on puristettu.

5.2 Lyhytaikaisten kuormien alkaessa vaikuttaessa

Olettaen, että lyhytaikaiset jännityshäviöt ovat 5 %, jännevoima kuormittamishetkellä on 712,5 kN/m.

Tuella yläpinnan jännitys on

$$\begin{aligned} \sigma &= \left[-712500/301030 - 107,2 \cdot 0,1496/2,4 + 114,4 \cdot 0,1496/2,40 \right] \\ &= -1,9 N/mm^2 \end{aligned}$$

Kentässä yläpinnan jännitys on

$$\begin{aligned} \sigma &= \left[-712500/301030 + 69,8 \cdot 0,1496/2,4 - 87,9 \cdot 0,1496/2,40 \right] N / mm^2 \\ &= -3,5 N/mm^2 \end{aligned}$$

Kentän keskellä alapinnan jännitys on vastaavasti $-1,2 N/mm^2$.

5.3 Lyhytaikaisten kuormien vaikuttaessa

Jännevoima on pienimmillään ja kuormitus suurimmillaan. Tuella yläpinnan jännitys on

$$\begin{aligned} \sigma &= \left[-637500/316344 - 96,0 \cdot 0,1557/2,63 + 114,4 \cdot 0,1557/2,63 \right] N / mm^2 \\ &= -0,9 N/mm^2 \end{aligned}$$

Kentässä yläpinnan jännitys on

$$\begin{aligned}\sigma &= [-637500/316344 + 90,4 \cdot 0,1557/2,63 - 87,9 \cdot 0,1557/2,63] \text{ N/mm}^2 \\ &= -1,9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Kentän keskellä alapinnassa saadaan vastaavasti jännitykseksi $-2,2 \text{ N/mm}^2$.

5.4 Pitkäaikaisten kuormien vaikuttaessa

Tuella yläpinnan jännitys on

$$\begin{aligned}\sigma &= [-637500/316344 - 96 \cdot 0,1557/2,63 + 94,2 \cdot 0,1557/2,63] \text{ N/mm}^2 \\ &= -2,1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Kentässä yläpinnan jännitys on

$$\begin{aligned}\sigma &= [-637500/316344 + 90,4 \cdot 0,1557/2,63 - 72,4 \cdot 0,1557/2,63] \text{ N/mm}^2 \\ &= -1,0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

5.5 Kokonaistaipuma

Kokonaistaipuma muodostuu jännevoiman ja pysyvien kuormien aiheuttamasta pitkäaikaistaipumasta ja muuttuvien kuormien aiheuttamasta taipuman hetkellisestä arvosta. Jännittämisellä pysyvät kuormat on tasapainoitettu (lähes), joten lasketaan vain muuttuvan kuorman 2 kN/m aiheuttama taipuma.

$$v = 0,24 \frac{M_k L^2}{E_c I_m} = 3,7 \text{ mm} = L/2430$$

6 MURTOKESTÄVYYDET

6.1 Tartuntakestävyys

Liittolaatan leikkausjänne tasaiselle kuormitukselle on $L/4 = 2,25 \text{ m}$. Se on suurempi kuin tartuntalujuuden mukaan laskettu pituus, joka tarvitaan täydelliseen liitokseen:

$$L_{vaad} = [1360 \cdot 360 / (1,25 \cdot 0,231 \cdot 1000)] \text{ mm} = 1,696 \text{ mm}.$$

6.2 Taivutuskestävyys

Taivutuskestävyyttä laskiessa ei oteta huomioon pientä jännityksen lisäystä jännevoimassa.

$$M_u = Cz,$$

missä $C = 0,80 \text{ abf}_{ck} / \gamma_c = T_a + T_p$

$$z = (h - 0,4a - d') = (300 - 0,4 \cdot 60 - 38,6) \text{ mm} = 236,2 \text{ mm}$$

$$d' = (T_a d_a + T_p d_p) / (T_a + T_p) = 38,6 \text{ mm}$$

$$T_a = A_a f_{ak} / \gamma_a = 445 \text{ kN}$$

$$T_p = A_p \sigma_{pu} / \gamma_p = 550 \text{ kN}$$

a	on	betonin puristusjännitysten suorakaidejakauman korkeus =
d _a		muotolevyn painopiste akselin etäisyys laatan alapinnasta
d _p		punoksen keskikohdan etäisyys laatan alapinnasta
f _{ck}		betonin puristuslujuuden ominaisarvo
f _{ak}		muotolevyn myötölujuuden ominaisarvo
σ _{pu}		jännepunoksen jännitys murtotilassa (jännityksen pitkäaikaisarvo)
A _a		muotolevyn pinta-ala ottaen tartukkeiden vähennys huomioon
A _p		punoksen pinta-ala
γ _a		rakenneteräksen osavarmuuskerroin
γ _c		betonin materiaaliosavarmuuskerroin
γ _p		jänneteräksen materiaaliosavarmuuskerroin.

Sijoittamalla suureiden numeroarvot ja varmuuskertoimet saadaan taivutuskestävyydelle arvo 236,2 kNm.

Ulkoinen kuormitus aiheuttaa laskennallisen taivutusmomentin liittolaatan kentässä, jonka suuruus on 124 kNm, joka on pienempi kuin kestävyys.

Tuella taivutuskestävyys määräytyy jännevoiman ja betoniraidoitteiden mukaan. Muotolevyä ei oteta huomioon laskelmissa. Pelkästään jännepunosten mukaan laskettu murtokestävyys on 157,7 kNm. Tuella ulkoinen kuormitus aiheuttaa laskennallisen taivutusmomentin, jonka suuruus on 164,6 kN. Betoniraidoitteita hieman lisäämällä olisi mahdollisuus saavuttaa murtokestävyys myös ulkoisen kuormituksen aiheuttaman laskennallisen taivutusmomentin suhteen.

7 YHTEENVETO

Jatkuvalle jännitetylle liittolaatalle, jonka korkeus on 300 mm ja jännemitta on 9 metriä, voidaan sallia tasainen kuormitus 4 kN/m^2 , kun jännevoima on jännittämishetkellä 750 kN/m. Jännevoimaa olisi mahdollista pienentää (joka toiseen poimuun jännepunos) tai jännemittaa kasvattaa, sillä esimerkkirakenne oli kauttaaltaan puristettu käyttötilassa ja halkeaman muodostumisrajan käyttö sallisi myös vetojännityksiä.

VIITTEET

1. Aho T., Nokia, Keilalahden pysäköintitalo. *Betoni* 66(1996)4, s. 22 - 25.
2. Andrew, A. E. *Unbonded tendons in post-tensioned construction*. London 1987. Thomas Telford Ltd. 42 s.
3. *Betonirakenteet, Ohjeet B4*. Helsinki 1993. Ympäristöministeriö, Suomen Rakentamismääräyskokoelma. 73 s.
4. *Liittorakenteet, suunnitteluohjeet*. Helsinki 1988, by/try26. Suomen Betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys. 59 s.
5. *Liittorakenteiden sovellusohjeet*. Helsinki 1991, by/try36. Suomen Betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys. 274 s.
6. *Post-tensioned flat-slab design, Handbook*. London 1984. Concrete Society Technical Report No 25. 18 s. + liitt. 26 s.
7. *Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa, Suunnittelu- ja rakentamisohjeet sekä pilarilaataston mitoitus-esimerkki*. Helsinki 1988, by27. Suomen Betoniyhdistys ry. 33 s. + liitt. 3 s.