



SAVONIA

■ OPINNÄYTETYÖ - AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO
TEKNIIKAN JA LIIKENTEEN ALA

BM-MATALAPALKIN PIILO- KONSOLILIITOS

Lujuuslaskenta ja koesuunnittelu

TEKIJÄ: Visa Järvinen

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala			
Koulutusohjelma Rakennustekniikan koulutusohjelma			
Työn tekijä(t) Visa Järvinen			
Työn nimi BM-matalapalkin piilokonsoliliitos. Lujuuslaskenta ja koesuunnittelu.			
Päiväys	26.5.2014	Sivumäärä/Liitteet	36+37
Ohjaaja(t) Rakennetekniikan yliopettaja, TkT, Arto Puurula ja lehtori, DI, Harry Dunkel			
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Insinööritoimisto SRT Oy, Betonimestarit Oy			
Tiivistelmä			
<p>Opinnäytetyössä tarkasteltiin uudentyypistä elementtiliitosta, jossa matalapalkki tukeutuu pilarikonsolin varaan lovipääliitoksella. Työn toimeksiantajana oli liitoksen suunnitellut Insinööritoimisto SRT Oy, ja työn tilaajana Betonimestarit Oy. Tavoitteena oli laskea liitoksen murtokuormituskestävyys mahdollisimman tarkasti ja suunnitella liitoksen koestamiseksi tarvittava koejärjestely sekä koekappaleet. Lisäksi tarkoituksena oli suorittaa murtokuormituskokeet sekä analysoida niiden tulokset.</p> <p>Liitoksen kuormituskestävyys laskettiin vertailun vuoksi sekä vanhan B4 betoninormin mukaan Runko-BES mukaisella tarkastelulla, että käyttämällä eurokoodimitoituksen mukaista ristikkomallitarkastelua. Ristikkomallitarkastelussa käytettiin apuna CAST (Computer Aided Strut-and-Tie)-ohjelmistoa. Savonia-ammattikorkeakoulun betonilaboratoriossa tapahtuvaa kuormituskoetta varten suunniteltiin tarvittavat koekappaleet, kokeen aikana tehtävät mittaukset ja itse kuormituskokeen läpivienti. Koekappaleet mitoitettiin kestävämmän kokeessa niihin aiheutuvat rasitukset, ja koekappaleiden suunnitelmat piirrettiin AutoCAD LT-ohjelmistolla. Joitain muutoksia alkuperäisiin piirustuksiin jouduttiin tekemään vielä koekappaleiden valmistuksen aikana.</p> <p>Elementtitehtaan työtilanteen vuoksi koekappaleita ei ehditty valaa aikataulun mukaisesti, joten murtokuormituskokeiden suorittaminen ja tulosten analysointi rajautui pois tämän opinnäytetyön aihepiiristä. Liitoksen kestävyys todettiin sekä vanhan betoninormin että eurokoodin mukaan laskettuna olevan noin 400 kN. Koska liitos on huomattavasti erilainen kuin aiemmin käytetyt, tulee käytetyistä tarkasteluista saatuihin tuloksiin suhtautua varauksin. Rakenteen lopullinen toiminta, murtokestävyys sekä käyttökelpoisuus selviävät vasta lopullisissa kuormituskokeissa.</p>			
Avainsanat			
runkorakenteet, liitokset, palkit, murtolujuus, kuormituskokeet			

Field of Study Technology, Communication and Transport			
Degree Programme Degree Programme In Construction Engineering			
Author(s) Visa Järvinen			
Title of Thesis Load capacity calculation and design of test arrangement for BM-palkki Series Low-Beam.			
Date	26.5.2014	Pages/Appendices	36+37
Supervisor(s) Mr Arto Puurula, Principal Lecturer, PhD and Mr Harry Dunkel, Lecturer, M.Sc.			
Client Organisation /Partners Insinööritoimisto SRT Oy, Betonimestarit Oy			
<p>Abstract</p> <p>This final project assessed the usability of a hidden concrete corbel joint between pre-stressed concrete low-beam and concrete column. The joint was designed by Insinööritoimisto SRT Oy to be used by Betonimestarit Oy in manufacturing of their BM-palkki series low-beam. The aim of this final project was to calculate the ULS load capacity of the joint, to engineer a feasible test arrangement for the load capacity testing and to design the bodies to be used in the test.</p> <p>The ultimate limit state capacity of the hidden corbel joint was calculated using Eurocode strut-and-tie model approach as well as the old national B4 concrete design code used in Finland before implementing the use of Eurocodes. The calculations of the strut-and-tie approach were completed with the help of CAST (Computer Aided Strut-and-Tie)-software. The ULS load testing was designed to be conducted in the material laboratory of Savonia University of Applied Sciences. Suitable beam and column test bodies were engineered, as well as the actual execution plan for completing the tests. Test bodies were designed to withhold the stresses caused by the tests, and their drawings were created using AutoCAD LT-software. Further refinements had to be made to the drawings during manufacturing of the bodies.</p> <p>Since the winter was very hectic for the precast concrete manufacturing plant, not all of the test bodies were finished on schedule. Therefore the actual ULS load capacity testing and analyses of the results were excluded from the scope of this project. According to both Eurocode and national code B4 calculations the ULS load capacity of the joint lies somewhere around 400 kN. Since the shape of the corbel joint differs greatly from anything used in the past, the capacity derived from these calculations should be treated with reserve. The actual behavior of the joint, as well as its load capacity and feasibility will only become clear after the actual testing has been done.</p>			
Keywords			
Skeleton frame, joints, beams, ultimate load capacity, loading test			

ESIPUHE

Tahdon kiittää diplomi-insinööri Pauli Oksmania Insinööritoimisto SRT Oy:stä sekä liiketoimintajohtaja Matti Norvapaloa Betonimestarit Oy:stä erittäin mielenkiintoisesta ja antoisasta opinnäytetyöaiheesta. Kiitän myös työni ohjaajia, rakennetekniikan yliopettaja Arto Puurulaa ja lehtori Harry Dunkelä, tuesta lopputyöni tekemisen aikana, ja siitä hyvästä opetuksesta, jota olen saanut heidän pitämillään kursseilla neljän opiskeluvuoteni aikana.

Erityiskiitokset rakkaille tytöilleni, Satulle, Sofialle ja Sannille, joiden pitkäjänteisyyttä on koeteltu tämänkin prosessin aikana riittävästi.

Kuopiossa 26.5.2014

Visa Järvinen

SISÄLTÖ

1	JOHDANTO	6
2	ELEMENTTIRAKENTAMINEN SUOMESSA.....	7
3	RAKENTEIDEN SUUNNITTELU	13
4	LASKENNALLINEN TARKASTELU	16
4.1	Tarkastelu betoninormin mukaan	16
4.1.1	Palkin lovipää.....	16
4.1.2	Pilarikonsolin laskenta	18
4.2	Tarkastelu eurokoodin mukaan	21
4.2.1	Lovipään ristikkomalli	23
4.2.2	Pilarikonsolin ristikkomalli	26
5	KOEKAPPALEIDEN SUUNNITTELU JA TESTAUS	28
5.1	Koekappaleet.....	28
5.2	Koejärjestely.....	29
6	JOHTOPÄÄTÖKSET JA POHDINTA.....	32
7	KEHITYSEHDOTUKSET.....	34
	LÄHTEET	35

LIITE 1A JA 1B: LOVIPÄÄN KÄSINLASKENTA JA SOLMUTARKASTELU

~~LIITE 2: KOEJÄRJESTELY~~

~~LIITE 3: KOEKAPPALEIDEN SUUNNITELMAT~~

LIITE 4: KOEKAPPALEIDEN RAKENNELASKELMAT

LIITE 5: ANTURIEN SIJAINNAT JA ASENNUSOHJE

~~LIITE 6: TERÄSTEN VETOKOKEIDEN TULOKSET JA PILARIKONSOLIN ANKKUROINTI~~

1 JOHDANTO

Nykyaikaiseen elementtirakentamiseen kuuluvat olennaisesti jännitetyt matalaleukapalkit. Nämä palkit toimivat ontelolaattakannattajina toimisto- ja liikerakennuksissa, kun pilari-palkki-laattarungon välipohjan korkeus halutaan minimoida talotekniikan asentamisen helpottamiseksi ja sitä kautta tilojen muunneltavuuden parantamiseksi. Matalapalkit ovat nimensä mukaisesti niin matalia, että ne jäävät osin tai kokonaan ontelolaataston sisään. Matalasta korkeudesta johtuen niiden liittäminen pilariin on tehty käyttäen esivalmistettuja, teräksisiä liitososia.

Tässä opinnäytetyössä tutkitaan jännitetyn matalapalkin teräsbetonista lovipääliitosta, joka on kehitetty korvaamaan liitoksissa käytetyt teräsosat. Teräsbetonisen liitoksen käytöllä on mahdollista säästää huomattavia kustannussäästöjä elementtien valmistuksessa, sillä valmiit teräsosat ovat kalliita ja vuotuiset valmistusmäärät suuria. Tutkittava liitos koostuu lovetusta palkin päästä ja pilarikonsoalista, joissa muotoilulla on pyritty kiertämään palkin matalan korkeuden tuomia haittapuolia liitoksen toiminnassa. Liitos on suunniteltu Insinööritoimisto SRT Oy:ssä diplomi-insinööri Pauli Oksmanin ja rakennusinsinööri Marko Kokkosen toimesta.

Opinnäytetyössä lasketaan liitoksen kuormituskesto, sekä luodaan sopiva koejärjestely, jolla murtokuormituskoe voidaan suorittaa Savonia-ammattikorkeakoulun betonilaboratoriossa. Liitoksen kuormituskestävyys lasketaan eurokoodin ja kansallisen B4 betoninormin mukaan. Eurokooditarkastelussa käytetään hyväksi ristikkomallia, ja betoninormin mukaisessa tarkastelussa Runko-BES järjestelmän kokemuseräisiä laskentakaavoja. Lisäksi liitoksen koestamiseksi tehdään koesuunnitelma, ja kokeissa tarvittavat koeosat mitoitetaan ja niistä piirretään rakennepiirustukset. Koeosat mitoitetaan kestämään laskettua murtokuormaa suurempi rasitus, jotta rakenteiden pettäminen koetilanteessa tapahtuisi tutkittavan liitoksen alueella.

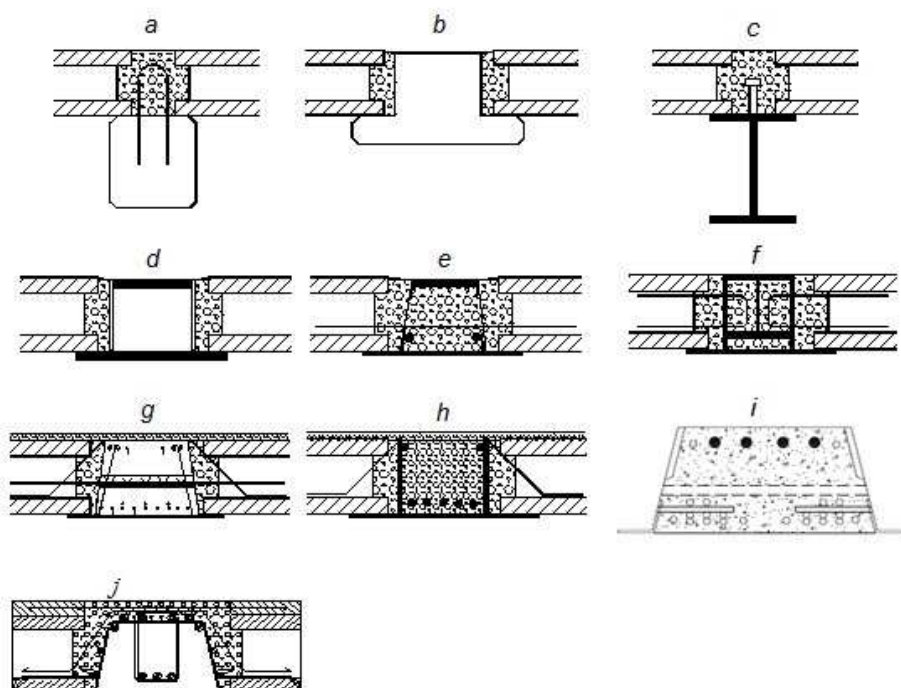
2 ELEMENTTIRAKENTAMINEN SUOMESSA

Teräsbetoni keksittiin Ranskassa 1800-luvun puolivälissä, jolloin puutarhuri Joseph Monier haki patenttia kehittämälleen betonisten kukkamaljakoiden rauditusmenetelmälle. Hän sovelsi menetelmä edelleen putkiin vuonna 1868, seinälevyihin 1869 ja siltoihin 1880. Betonista julkisivuelementtiä käytettiin ensimmäisen kerran vuonna 1882 valmistuneessa rivitalossa Lontoossa. Kantavia esivalmistaisia teräsbetonipalkkeja käytettiin 1890-luvun alussa Ranskassa. Suomessa ensimmäiset elementtituotteet tehtiin 1900-luvun alussa. Ensimmäiset tuotteet olivat betoniputkia, kaivonrenkaita ja harkkoja. Ensimmäinen teollinen sementtitehdas Paraisilla aloitti toimintansa vuonna 1913, ja jo 1920-luvulla Suomessa toimi noin 200 alan yritystä. (Laitinen ja Luhanka 1996, 9–10.)

Elementtirakentaminen lähti maailmanlaajuisesti nousuun sotien jälkeen 1940-luvun lopulla ja 1950-luvun alussa. Aluksi kantavat elementit valmistettiin työmaalla rakennuspaikan lähellä. Suomen ensimmäisen kiinteän elementtitehtaan perusti DI Matti Janhunen vuonna 1950. Helsingin yliopiston vuosina 1952–53 rakennettu Porthania-rakennus oli ensimmäinen suurkohde, jossa käytettiin esijännitettä välipohjaelementtejä ja palkkeja sekä teräsbetonisia julkisivuelementtejä. Elementtirakentaminen kehittyi Suomessa aimo harppauksin 50- ja 60-luvuilla, ja 1960-luvun loppupuolella jo yli puolet asunto-, teollisuus- ja varastorakennustuotannosta muodostui elementtirakenteista. Jännebetonituotteet standardisoitiin onnistuneesti heti käyttöönoton alkuvaiheessa. Erityisesti 1970-luvun alussa rakennettiin runsaasti siltanostureilla varustettuja jännebetonilinjoja, joissa valettiin palkkeja ja TT-laattoja teräsmuotteja käyttäen. Ontelolaattatuotannon vuoksi tehtaisiin ilmestyivät yli 100 metriä pitkät ja rinnakkaiset valualustat. Myöhemmin 1970-luvulla samanlaisilla alustoilla alettiin valmistaa kuorilaattoja. (Laitinen ja Luhanka 1996, 10.)

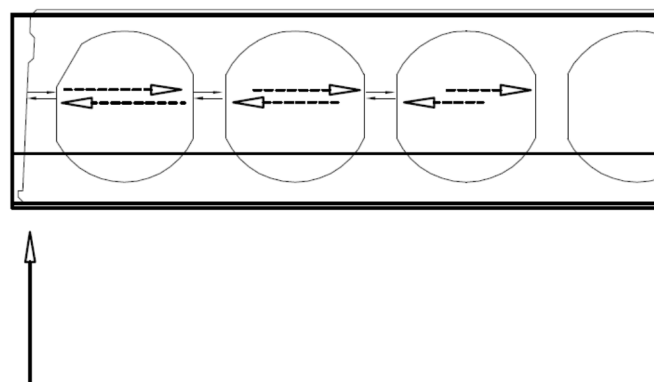
1960-luvun nopean kehityksen aikana alettiin alalle kaivata standardisointia. Tämän seurauksena aloitettiin avoimen kansainvälisen BES-elementtijärjestelmän kehitystyö vuonna 1967, joka saatiin päätökseen 1970-luvun alussa. Järjestelmän myötä Suomesta tuli 1970-luvun alkupuolella yksi elementtirakentamisen kärkimaita. Vuonna 1983 Asuinrakennus-BES sai seurakseen Runko-BES järjestelmän, joka standardisoi liike-, teollisuus- ja julkisessa rakentamisessa käytettävän kantavan pilari-palkkirunkojärjestelmän. (Laitinen ja Luhanka 1996, 11.)

Korkealujuusbetoneja kehitettiin 1980-luvun lopulla niin, että nykyisin voidaan käyttää jopa K100 luokan betoneja. Näiden korkealujuusbetonien käyttö runkorakenteissa käynnistyi vuoden 1990 alussa. Korkealujuusbetonien omina käyttöaluetta ovat keskeisesti kuormitetut pilarit sekä matalapalkit. Korkealujuusbetoneja hyödyntäen pilarien mittoina voidaan käyttää yhtä tai kahta kokoa (280mm ja 380mm) koko rungossa. Matalapalkkeja käyttäen tehdään välipohjarakenteita, joissa palkkivyöhyke ei häiritse talotekniikan asennusta (kuva 1). Korkeat betonilujuudet lisäävät palkkien kuormakapasiteettia erityisesti pienillä jänneväleillä, mutta suurilla jänneväleillä taipuma vähentää saavutettavaa hyötyä, koska laataston kantokyky pienenee verrattuna taipumattomalle tuelle asennettuun laatastoon. (Häyrinen, Kajava ja Siniranta 1996, 56; elementtisuunnittelu.fi a.)

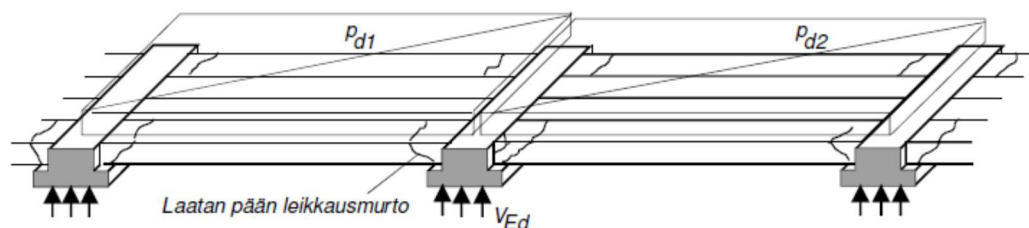


KUVA 1. Matalapalkkirakenteita. A) Betonipalkki B) Betonileukapalkki C) Teräspalkki D) WQ-palkki E) Deltapalkki F) MEK-palkki G) LBL- ja LB-palkki H) Kvatropalkki I) BM-palkki J) A-palkki (Elementtisuunnittelu.fi a).

Koska palkki ja laatta toimivat liittorakenteena, siirtyy palkkia tukien läheisyydessä rasittava leikkausvoima myös laatastoon (kuva 2). Laatastoon suuntaisesti vaikuttavan puristus- ja leikkausjännityksen lisäksi reunimmaisille laatoille syntyy palkin leikkausvuosta aiheutuva ylimääräinen, laatastons kannaksiin nähden poikittainen vetojännitys. Tämä aiheuttaa tukien lähellä sijaitseville laatoille niin suuren jännityslisäyksen, että se tulee mitoittavaksi. Laatastons kantokyky on se, minkä reunimmaiset laatat saavuttavat (kuva 3). Laatastons leikkauskestävyyden pienenemiseen vaikuttaa palkin jäykkyys, palkin ja laatan liittovaikutusaste ja kuormitustapa. (elementtisuunnittelu.fi a.)



KUVA 2. Palkin leikkausvuon siirtyminen vaarnavaikutuksen avulla ontelolaatalle.

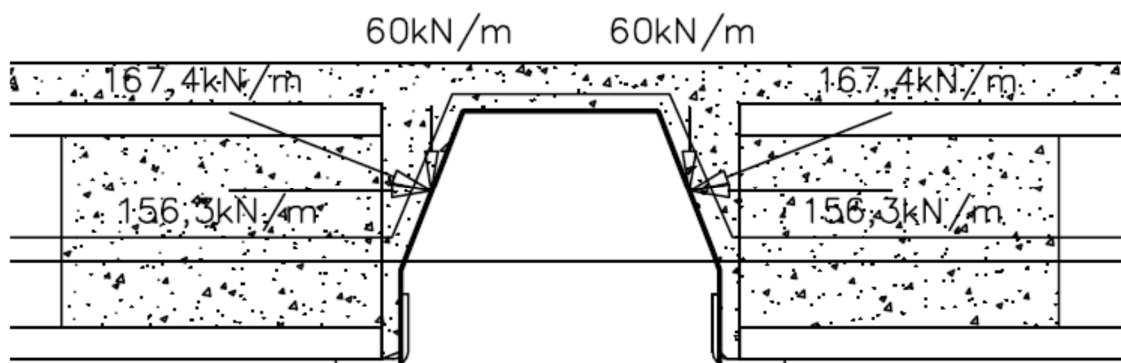


KUVA 3. Ontelolaataston leikkausmurto matalapalkin tukireaktiosta (Eurokoodi normikortti Nr.18 2012 2008, 8).

BM-palkki

BM-palkki on Betonimestarit Oy:n valmistama jännebetonileukapalkki, johon on kiinnitetty harjateräsvaarnatappien välityksellä teräsprofiili. Palkin reunat ovat kaltevat, ja niissä on betonivaarna, jonka avulla varmistetaan palkin ja laatan välinen yhteistoiminta. Mestari-palkki voidaan liittää betoni- tai teräsrakenteisiin kaikkia hyväksi koettuja liitostapoja käyttäen. (Insinööritoimisto SRT 2010, 3.)

Mestari-palkin kanssa voidaan laatastona käyttää ontelolaattaa, paikallavalua, kuorilaattaa tai muuta liittolevyä. Laatasto tukeutuu palkkiin asennustilanteessa teräskannakkeen välityksellä; käyttötilanteessa sekä teräskannake, vaarnavaikutus että palkin läpi ja yli kulkevat teräkset osallistuvat tukemiseen. Palkki ja siihen tukeutuva laatasto muodostavat liittorakenteen, jolloin taipumat jäävät pienemmiksi ja materiaalimenekki on vähäisempää kuin ilman liittovaikutusta. Palotilanteessa kuormat siirretään laatastolta palkille palkin ja laatan pään välisen vaarnavaikutuksen sekä saumaterästen avulla, jolloin teräsleukojen palosuojausta ei erikseen tarvita. Laataston tuenta palkkiin on esitetty kuvassa 4. (Insinööritoimisto SRT 2010, 3.)

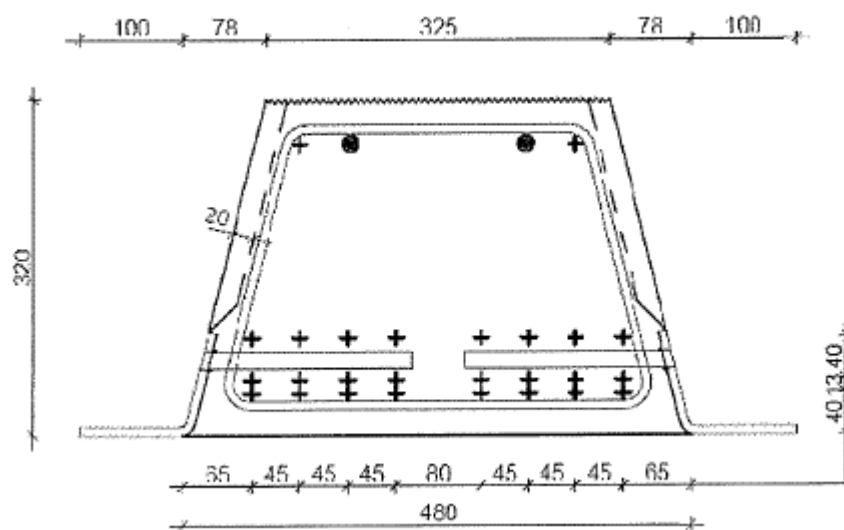


KUVA 4. Laataston tuenta BM-palkkiin.

Ontelolaataston pystysuora tukireaktio 60 kN/m otetaan vastaan palkin yli kulkevan ripustusteräksen sekä kyljen vaarnavaikutuksen avulla. Tukireaktion resultantin vaakasuora osa siirtyy puristukseksi palkin kylkeen. Pintavalu toimii palkin kanssa liittovaikutuksessa kyljen vaarnauksen vuoksi, jolloin se toimii ylimääräisenä puristuskaistana ja täten kasvattaa palkin tehollista korkeutta. Palkin taipuessa

syntyy laatastona toimivaan ontelolaattakenttään myös palkkiin nähden poikittainen puristus ja veto, jolloin palkin lävistävä teräs toimii vetoteräksenä estäen ontelolaatan siirtymisen tuella ja vaarnavai-
kutuksen pettämisen.

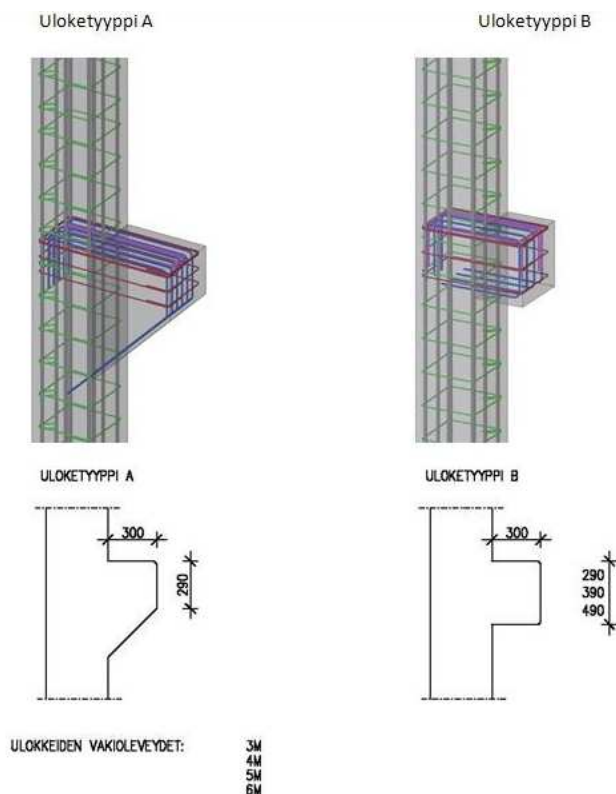
BM-palkki voidaan suunnitella 1-, 2- tai 3-aukkoisena, mutta edullisimpaan tulokseen päästään kol-
miaukkoisen jatkuvan palkin avulla. Jatkuvia palkkeja käytettäessä palkin pituus tulee rajoittaa 24
metriin käsittelyvuoden ja kuljetuksen vuoksi. Palkki tehdään täysin valmiiksi tehtaalla, joten työ-
maalla tehdään ainoastaan saumavalut. Palkin korkeus määräytyy laataston mukaisesti, ja on tyypil-
lisesti 270, 320 ja 400 mm. Palkin leveys on välillä 480...880 mm, jonka lisäksi tulevat teräslaipat
100+100 mm. Tyypillinen poikkileikkaus on esitetty kuvassa 5. (Insinööritoimisto SRT 2010, 4-13.)



KUVA 5. BM-palkin esimerkkipoikkileikkaus (Insinööritoimisto SRT 2010, 3).

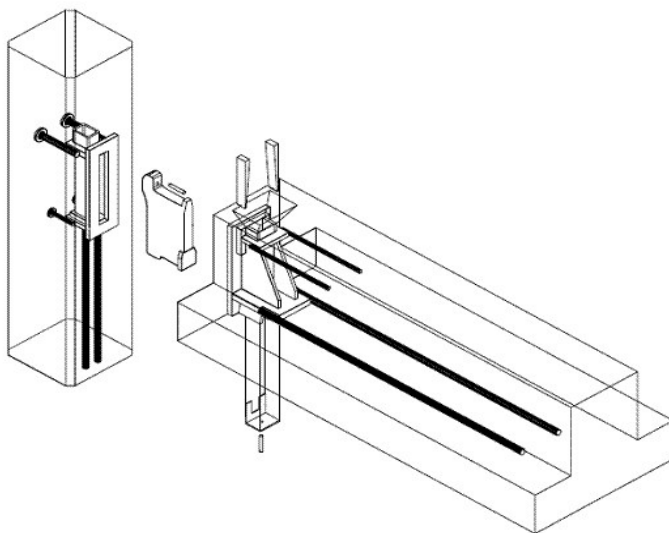
Matalapalkin ja pilarin liitokset

Pilariulokkeita käytetään kannattamaan palkkeja kun pilarit ovat jatkuvia tai kun tukeutuvia palkkeja on useita ja tukipinnat pilarin päällä eivät ole riittäviä. Yleensä suositetaan piiloon jääviä ulokkeita. Uloketyypit on esitetty kuvassa 6. Piiloon jäävä uloke voidaan toteuttaa betoniulokkeella ja lo-veamalla palkin päätä ulokkeen kohdalta tai voidaan käyttää teräksestä valmistettuja piiloulokkeita. Teräsosia käytettäessä ei muottipintaa tarvitse rikkoa ja voidaan käyttää teräsmuottikalustoa valmistuksessa. (elementtisuunnittelu.fi b.)



KUVA 6. Tavallisimmat betonikonsolityypit (elementtisuunnittelu.fi, b.)

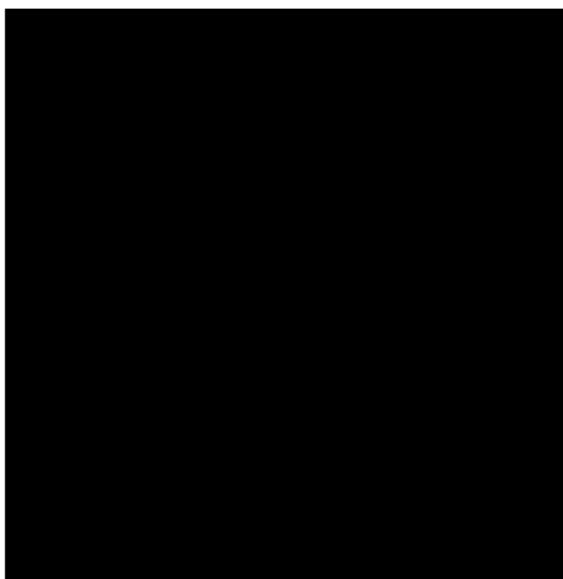
Matalapalkin liitoksena pilariin on perinteisesti käytetty valmiita teräsosia, pääasiassa palkin matalan korkeuden aiheuttamien ongelmien vuoksi. Perinteisen lovipään ja pilarin konsolin mahduttaminen laataston korkeuteen on osoittautunut hankalaksi. Teräsosia liitoksiin valmistavat mm. Peikko ja Anstar.



KUVA 7. Matalapalkin ja pilarin teräskonsoliliitos, Anstar AEP (elementtisuunnittelu.fi b).

Kuvan 7 mukaisen teräskonsoliliitoksen hyvinä puolina ovat muotitustyön helppous, kun pilari- tai palkkimuottiin ei tarvitse muotittaa konsoli- ja lovipäärakennetta. Huonona puolena voidaan mainita hinta, joka muodostuu vuositasolla huomattavaksi kustannustekijäksi valmistusmäärien ollessa tuhansia palkkeja vuodessa. Kalliiden teräsosien korvaaminen teräsbetonilla on ennen kaikkea kustannustehokas ratkaisu.

Matalapalkin teräsbetoniliitoksen suunnittelussa ongelmaksi muodostuu rakenteen korkeus, joka ei mahdollista tavanomaista palkin pään loveamista. Tällöin rakenteen tehollinen korkeus muodostuisi varsin pieneksi, jolloin myös sisäinen momenttivarsi jää lyhyeksi ja palkin kuormituksen aiheuttaman momentin aikaansaama veto- ja puristusvoima muodostuvat erittäin suuriksi. Tätä ongelmaa on kierretty lovipään ja pilarikonsolin muotoilulla, joka mahdollistaa matalan rakenteen loveamisen sen tehollisen korkeuden kuitenkin liikaa kärsimättä. Liitoksen muoto on havainnollistettu kuvassa 8.

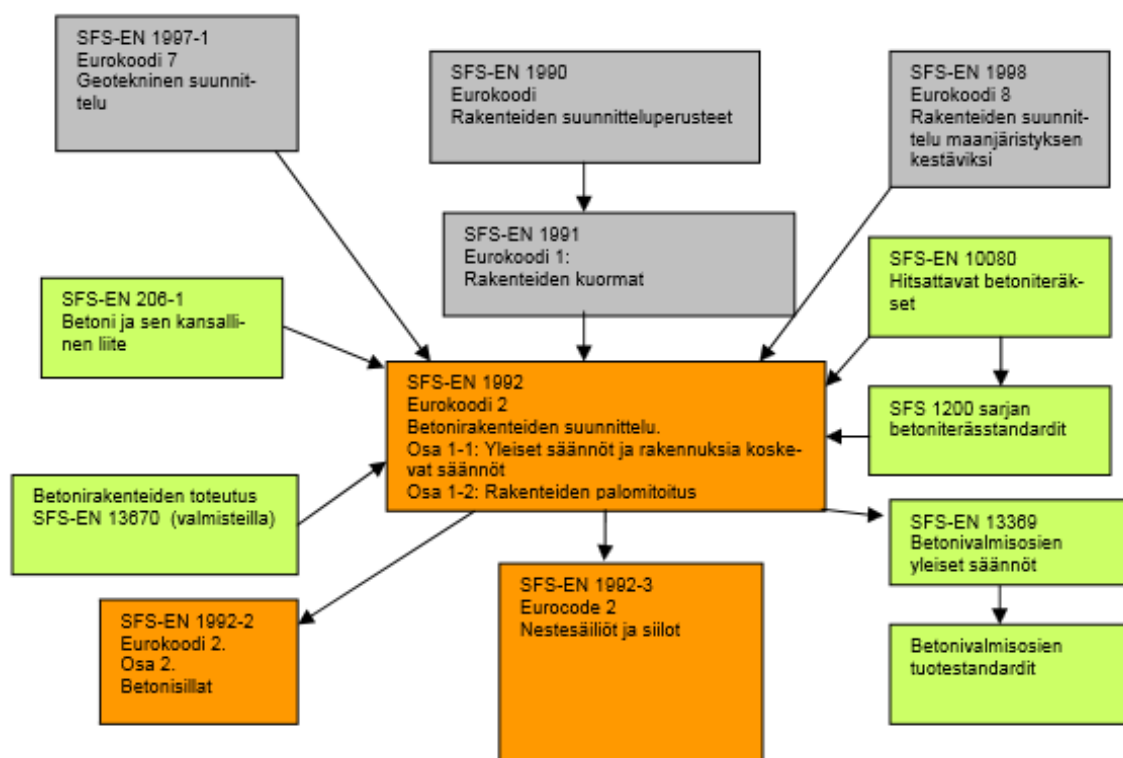


KUVA 8. Opinnäytetyössä tarkasteltava liitos.

3 RAKENTEIDEN SUUNNITTELU

Rakenteet suunnitellaan Suomessa eurokoodin mukaisesti. Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelustandardeja, jotka ovat korvanneet aiemmin eri maissa käytössä olleet kansalliset suunnittelunormit. Aiemmin käytössä oli erillinen normisto betoni-, teräs- ja puurakenteille, mutta niitä yhdistävää perusfilosofiaa ei ollut esitetty missään. Tällöin heräsi kiinnostus yhtenäistää rakennusten mitoitustandardien perusteet, jotta rakenteiden luotettavuus voidaan määrittellä yhtenevästi rakennusaineesta ja – tyyppistä riippumatta. Tämä kiinnostus johti myöhemmin eurokoodijärjestelmän synty-miseen. (Weck 2008, 99.)

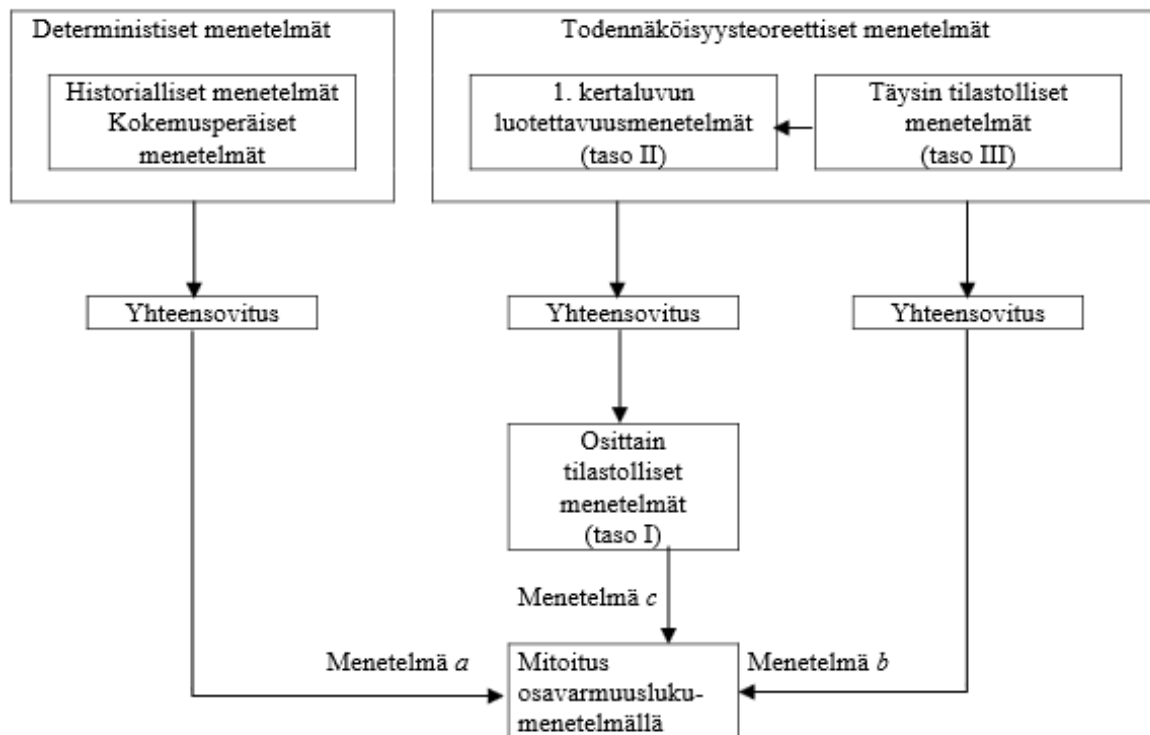
Eurokoodijärjestelmä sisältää yhdeksän pääosaa. Näistä kaksi ensimmäistä osaa sisältävät rakenteiden suunnitteluperusteet sekä rakenteiden kuormat, jotka toimivat yhdistävänä perusfilosofiana eurokoodin eri osien välillä. Betonirakenteet suunnitellaan eurokoodin SFS-EN 1992 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu - mukaisesti. Kuviossa 1 esitetään Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu – osan liittyminen muihin eurokoodin osiin.



KUVIO 1. Eurokoodin "SFS-EN 1992: Betonirakenteiden suunnittelu" ja muiden eurokoodien suhde (Eurokoodimitoituksen perusteet 1999, 6).

Rakenteiden suunnittelun yleisenä periaatteena on, että rakenne tulee suunnitella ja toteuttaa siten, että se tarkoituksenmukaisen käyttöikänsä aikana riittävällä varmuudella kestää kaikki itseensä kohdistuvat rasitukset ja säilyy käyttökelpoisena alkuperäiseen tarkoitukseensa (Holický ja Vrouwenvelder 2005, 10).

Eurokoodien perustaksi on annettu teoreettinen tilastomatemattinen menetelmä, mutta ne perustuvat kuitenkin pääosiltaan kokemusperäiseen tietoon, pitkälti aiempien kansallisten normien tapaan. Joidenkin kohtien tarkistamisessa sekä teoreettisissa tarkasteluissa on käytetty muita menetelmiä. Osavarmuuslukumenetelmän kehitys on esitetty kuviossa 2. (Weck 2008, 100.)



KUVIO 2. Luotettavuusmenetelmien yleiskatsaus (Weck 2008, 100).

Rakenteiden, jotka on suunniteltu eurokoodin ohjeiden mukaisesti, katsotaan täyttävän riittävällä varmuudella edellä mainitut vaatimukset. Kuten edellä todettiin, perustuvat eurokooditkin suurelta osin kokemusperäisiin menetelmiin. Tämän seurauksena eurokoodimitoitusta ei tule käyttää suoraan rakenteissa, joiden käyttäytymisestä ei ole ennalta kokemusta.

Opinnäytetyössä tutkittavan rakenteen käyttäytymistä ei tiedetä, sillä liitoksen muoto sekä raudoitusratkaisu poikkeavat huomattavasti aiemmin käytetyistä. Vetoraudoituksen osalta suunnitteluratkaisu todennäköisemmin toimii laskujen mukaisesti, mutta tilanahtauden vuoksi betonin määrä lovipäässä ja konsolissa jää vähäiseksi, joten betonin puristuskestävyyden teorian mukainen muodostuminen ei ole varmaa.

Koestus suunnittelun osana

Suunniteltaessa uudentyypisiä rakenteita voidaan rakenteiden kuormituskokeita käyttää kelpoisuuden tarkistamiseen lujuuden suhteen tai kokeelliseen mitoittamiseen. Eurokoodin osalta ohjeita annetaan julkaisussa "Eurokoodi 0. Rakenteiden suunnitteluperusteet" liitteessä D. Betoninormien osalta ohjeet annetaan julkaisussa "BY 50 – Betoninormit 2012". Rakenne voidaan mitoittaa kokeelli-

sesti kokonaan tai joidenkin yksityiskohtien osalta. Kokeilla voidaan osoittaa käytetyn laskumenetelmän soveltuvuus kyseessä olevan rakenteen ja rajatilan tarkasteluun. Koejärjestelyn suunnittelijan, kokeiden tekijän ja koetulosten merkityksen arvioijan tulee olla kokeelliseen mitoitukseen hyvin perehtynyt. Kokeissa käytettävien voiman ja muodonmuutosten mittalaitteiden tulee olla tarkkuudeltaan tulosten tarkkuusvaatimuksia vastaavia. Koekuormitusta ja kokeellista mitoitusta varten tulee laatia suunnitelma, jossa esitetään mm. tehtävien kokeiden tavoitteet ja yleiskuvaus, käytettävät normit, ohjeet ja standardit, koekappaleiden lukumäärä, koemenetelmät, mittaukset ja tulosten käsittely. (Suomen Betoniyhdistys 2012, 71; Eurokoodi 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet, 116.)

Eurokoodi 0 erottelee eri koetyyppejä. Tässä kyseessä on kohdan D3 1a mukainen koe, jolla ”selvitetään suoraan rakenteen tai rakenneosan kestävyys murtotilassa tai käyttötilan ominaisuudet tietyille kuormitustapaukselle. Tällaiset kokeet voidaan suorittaa esimerkiksi väsyttävillä kuormilla tai törmäyskuormilla.” (Eurokoodi 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet, 120.)

Koekappaleet voivat olla täysmittakaavaisia tai pienoismalleja. Rakenteen kelpoisuus todetaan aina kuormittamalla ko. rakenteita. Kokeissa tulee käyttää normaalituotannossa olevia koekappaleita, tai valmistustavan ja materiaalien erot sekä koon vaikutukset tulee ottaa tulosten tulkinnassa huomioon. Vialliset koekappaleet hylätään valmistuksen jälkeen normaalituotannon periaattein. (Suomen Betoniyhdistys 2012, 71; Eurokoodi 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet, 122.)

Kokeiden lukumäärä riippuu halutusta tulosten tarkkuudesta ja niiden aiotusta käytöstä. Kun kokeellisesti mitoitettavan rakenteen toiminnasta ko. rajatilan suhteen on perustietoja tai kun kyseessä on laskumenetelmän tarkistus, tarvitaan kapasiteetin keskiarvon määrittämiseen vähintään kolme koetuloa. Ominaiskapasiteettia laskettaessa arvioidaan hajonta tällöin yläraja-arvona. Koetuloksia arvioidessa koekappaleiden toimintaa ja vaurioitumistapoja verrataan teoreettisiin ennusteisiin. Kun merkittäviä poikkeamia ennusteesta esiintyy, selvitetään syy; tämä saattaa edellyttää lisäkokeita, tai teoreettisen mallin muuttamista. (Suomen Betoniyhdistys 2012, 71; Eurokoodi 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet, 126–130.)

Näiden periaatteiden pohjalta lähdettiin luomaan koejärjestelyä, pyrkimyksenä tehdä mahdollisimman paljon tuotantokappaletta vastaavat testikappaleet sekä mahdollistaa murtokuormituksen suorittaminen Savonia-ammattikorkeakoulun laboratoriossa. Koska kappaleiden koestaminen itsessään ei kuulu tämän opinnäytetyön piiriin, ei tässä käsitellä mitoitussarvojen johtamista koetuloksista tämän tarkemmin. Koestamisen osalta kuitenkin on syytä todeta, että koska liitos on elementtirakenteissa käytettävä ja sellaisenaan valmis rakennustuote, voi sen osalta tulla eteen vaatimus hyväksynnän hakemisesta (eurooppalainen tekninen arvio, ETA) ennen käyttöönottoa. Silloin eri maiden arviointilaitokset (Suomessa VTT) yhdessä päättävät, millaisia testejä tuotteelta ennen käyttöönottoa vaaditaan. (Pajari 2013-11-22; VTT Expert Services Oy.)

4 LASKENNALLINEN TARKASTELU

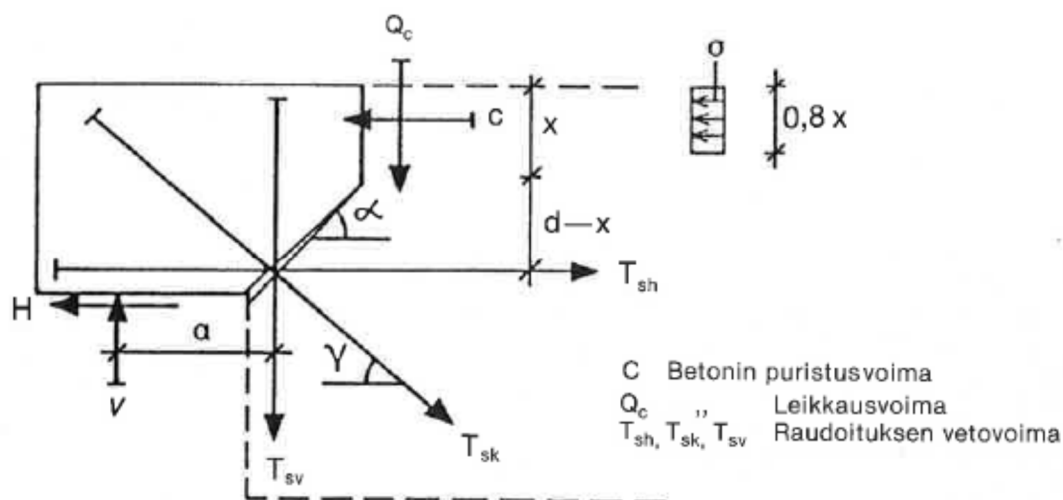
Opinnäytetyössä tarkasteltava BM-matalapalkin piilokonsoliiliitos koostuu vahvasti muotoilluista palkin lovipäästä ja pilarikonsolista. Tämän seurauksena laskennallisten mallien lähtökohdat eivät vastaa täysin liitoksen tilannetta, mutta ne ovat kuitenkin hyvä lähtökohhta liitoksen kestävyuden tarkasteluun. Laskenta suoritetaan sekä vanhan B4 betoninormin mukaisesti, että eurokoodin mukaisesti ristikkomallitarkastelulla. Laskenta tehdään käyttäen materiaalilujuuksien keskiarvoja ilman varmuuskertoimia, jotta rakenteen todellinen kesto saataisiin selvitettyä.

4.1 Tarkastelu betoninormin mukaan

Palkin lovipäälle ja konsolille suoritettiin Runko-BES – järjestelmän mukainen tarkastelu, jossa tarkastellaan palkin pään kestävyyttä betonin halkeamaehdon perusteella. Lovipään osalta laskentamalli löytyy julkaisusta ”Runko-BES. Julkaisu 9. Teräsbetonipalkit”. Pilarikonsolin osalta Runko-BES julkaisusarjasta löytyy ainoastaan pilarikonsolin mitoitustaulukot. Taulukkomitoitus ei kuitenkaan sovi BM-konsolin laskentaan, joten varsinainen laskenta suoritettiin julkaisun ”BY 16 – Suunnittelun sovellusohjeet ja betoninormien RakMK B4 suunnitteluosa, RakMK B1 ja B2” mukaan, josta löytyy taulukoiden laadinnassa käytetty tausta-aineisto.

4.1.1 Palkin lovipää

Runko-BES järjestelmän mukaisessa mitoituksessa voimien tasapainoyhtälöt ratkaistaan lovikohtaan syntyvän halkeaman ja raudoituksen leikkauspisteissä. Laskentamalli on laadittu Valtion teknillisen tutkimuskeskuksen betoni- ja silikaattiteknikan laboratorion toimesta, ja se syntyi SBK:n teettämän teräsbetonipalkkien raudoittamista käsittelevän projektin tuloksena 70-luvulla. (Runko-BES 9 1983, 108.)



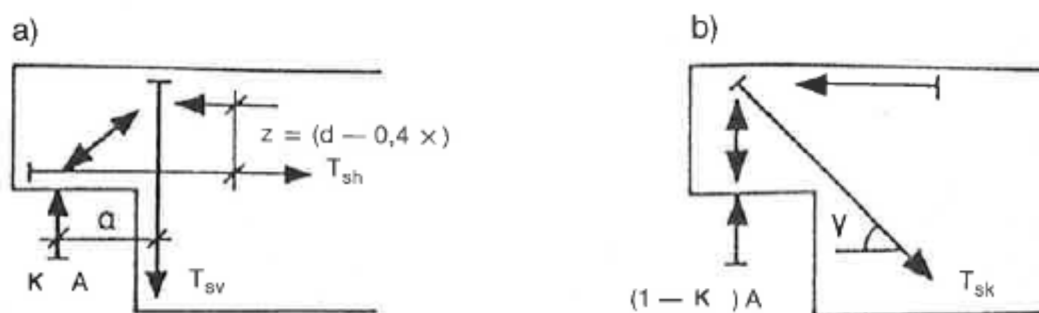
KUVA 9. Halkeamassa vaikuttavat voimat ja puristusjännityksen jakauma (Runko-BES 9 1983, 108).

Lovipään oletetaan murtuessaan kiertyvän halkeaman ja neutraaliakselin leikkauspisteen ympäri. Koska kuvassa 9 esitettyjen voimien on oltava tasapainossa, voidaan ne laskea seuraavien yhtälöiden avulla:

$$V = Qc + T_{sv} + T_{sk} \cdot \sin \gamma$$

$$C = T_{sh} + T_{sk} \cdot \cos \gamma$$

$$V \cdot a = C(d - 0,4x) - Qc(d - x) \cot \alpha$$



KUVA 10. Lovetun palkin pään ristikkoanalogia (Runko-BES 9 1983, 110).

Kuvassa 10 esitetyt voimasuureet ratkaistaan ristikkoanalogian mukaisesti tapauksista a) ja b). Lovipään tukireaktio jaetaan tapauksille käyttäen kerrointa κ . Lovipään maksimikestävyyttä arvioidaan betonin halkeamisehdon perusteella, joka on muotoa

$$\frac{1}{2}(1 + 0,1)(\sigma^2 + 3\tau^2)^2 + \frac{1}{2}(1 - 0,1)\sigma = 0,1 \cdot f_{cd}, \text{ jossa}$$

$$\tau = \text{leikkausjännitys}$$

$$\sigma = \text{puristusjännitys}$$

Sijoittamalla halkeamisehtoon voimatasapainoyhtälöistä johdetut leikkaus- ja puristusjännitysytälöt saadaan lovipään maksimikestävyydeksi

$$V_u = 849\,571,0N$$

Tästä maksimikestävyydestä ratkaistaan lovipään raudoitusten vaaditut määrät. Lovipään kestävyttä arvioidaan toteutuneen raudoitumäärän perusteella. Pystyraudoitus T_{sv} sekä vinoraudoitus T_{sk} ovat laskun mukaan tiukimmalla; koekappaleissa on 46 prosenttia maksimikestävyyteen vaaditavasta raudoituksesta, joten arvioidaan toteutuvan lovipään keston olevan suoraan prosenttiosuuden perusteella

$$A = 0,46 \cdot V_u$$

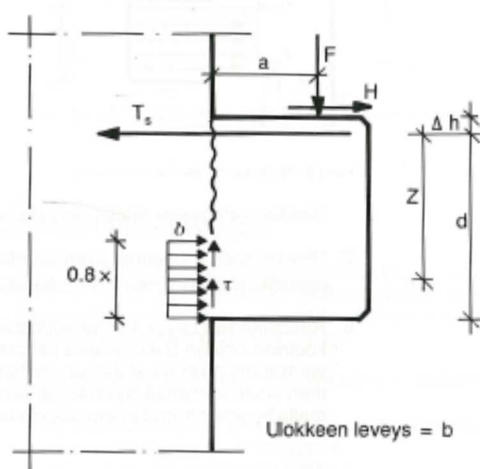
$$= 0,46 \cdot 849\,571N$$

$$= 390kN$$

ja murtumistavaksi vetomurto palkin reunimmaisissa haoissa ja vinoteräksissä. Lasku kokonaisuudessaan löytyy liitteestä 1A.

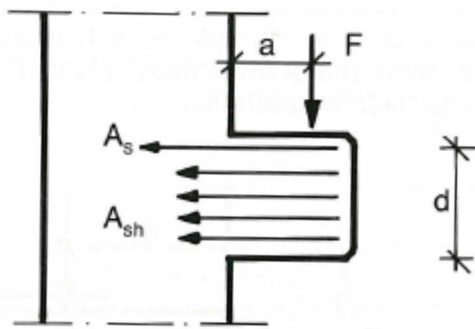
4.1.2 Pilarikonsolin laskenta

Pilarikonsolin mitoitus Runko-BESin mukaan perustuu valmiiksi laskettujen taulukoiden käyttöön, jolla on pyritty toisaalta yksinkertaistamaan valmistusta ja toisaalta ohjaamaan suunnittelua vakioratkaisujen käyttöön. Pilariulokkeiden suunnittelussa on sovellettu Valtion teknillisessä tutkimuskeskuksessa kehitettyä betonin murtoehtoon perustuvaa mitoitusmenetelmää. Mitoitus suoritetaan suoraan taulukosta, kun ulokkeen mitat sekä rasitukset ovat tiedossa. Ulokkeeseen vaikuttavat voimat on esitetty kuvassa 11.



KUVA 11. Ulokkeen voimasuureet ja merkinnät (Runko-BES osa 8 1985, 57).

Voidaan kuitenkin havaita, että sopivaa konsolin raudoitusta ei taulukosta löydy, sillä minimikorkeus taulukossa oleville konsoleille on 290mm. Lisäksi konsolin pituudeksi taulukoissa on annettu minimissään 300mm. Opinnäytetyössä tarkasteltavan konsolin kokonaiskorkeus on 220mm ja pituus 150mm. Tämän vuoksi asiaa on tarkasteltava julkaisun "BY 16 – Suunnittelun sovellusohjeet ja betoninormien RakMK B4 suunnitteluosa, RakMK B1 ja B2" kautta, jossa taulukoiden laadinnassa käytetty rakennemalli ja sen laskenta esitetään sovellusohjeen S liitteessä 6. Lasku itsessään on lyhyt, joten se esitetään kokonaisuudessaan alla.



Kuva 12. Ulokkeen alaosan raudoitus (Runko-BES osa 8 1986, 58).

Menetelmä soveltuu ulokkeille, joissa kuormaresultantin etäisyys tuen reunasta on melko suuri:

$$a > d/2$$

Menetelmän mukaan ulokkeeseen tulee myös sijoittaa tasaisesti raudoitus (kuva 12):

$$A_{sh} < 0,4 * A_s$$

Käytetään pilarikonsolin laskennan lähtötietoina:

Konsolin leveys	$b = 380 \text{ mm}$
Konsolin korkeus	$h = 220 \text{ mm}$
Tehollinen korkeus	$d = 199 \text{ mm}$
Teräs A500HW	$f_{ym} = 550 \text{ N/mm}^2$
Betoni C50/60	$f_{cm} = 58 \text{ N/mm}^2$
Kuorma	$F_d = 650 \text{ kN}$
Etäisyys	$a = 85 \text{ mm}$
Vaakavoima	$H_d = 0,2 * F_d = 130 \text{ kN}$

Menetelmää sovellettaessa tulee olla voimassa

$$a \geq \frac{d}{2}$$

Tällöin valitaan mitaksi a

$$a = 99 \text{ mm}$$

Ulokkeen kapasiteetti lasketaan kaavasta

$$0,07 + 0,02 * \frac{d}{a} < \frac{F_d}{f_{cm}} * b * d \leq 0,14 + 0,04 * \frac{d}{a}$$

Teoreettiseksi kapasiteetiksi saadaan

$$F_d = (0,14 + 0,04 * 2) * \frac{58 \text{ N}}{\text{mm}^2} * 80 \text{ mm} * 199 \text{ mm}$$

$$F_d = 964,60 \text{ kN}$$

Raudoituksen vetovoima lasketaan kaavalla

$$N_{sd} = \beta_1 * \frac{F_d * a}{d} + \beta_2 * H_d$$

jossa kertoimet β_1 ja β_2 saadaan taulukosta ulokkeen tehollisen korkeuden ja poikkileikkauksen sisäisen momenttivarren perusteella laskettuna, vastaten terästen venymää 10 ‰.

Lasketaan raudoituksen vetovoima oletetulle tukireaktiolle 650 kN. Vetovoimaksi saadaan

$$N_{sd} = 1,4 * \frac{650kN * 0,099m}{0,199m} + 1,375 * 130kN = 631,0 kN$$

Raudoituksen alaksi tulee

$$A_s = \frac{631,0 * 10^3 N}{550N/mm^2} = 1147 mm^2$$

Ja normin mukaan ulokkeen alaosan raudoitus on

$$A_{sh} = 0,4A_s = 0,4 * 1147 mm^2 = 459 mm^2$$

Tuloksesta näemme, että maksimikapasiteetille vaadittava raudoitus on suurempi olemassa olevaan raudoitukseen nähden. Lasketaan kapasiteetti olemassa olevalle raudoitusmäärälle.

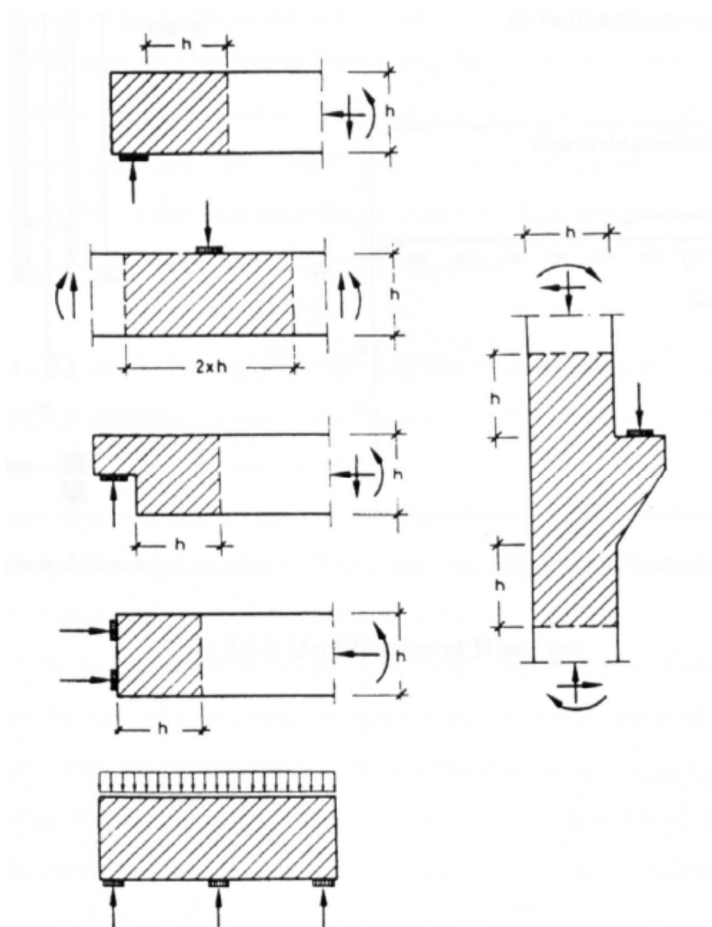
$$N_{sd,max} = A_s * f_{ym} = 679mm^2 * 550N/mm^2 = 373,6 kN$$

$$F_{d,max} = \frac{N_{sd,max} * d}{\beta_1 * a + 0,2 * \beta_2 * d} = \frac{373,6kN * 0,199m}{1,4 * 0,099m + 0,2 * 1,375 * 0,199} = 385 kN$$

Laskennan perusteella pilarikonsoli ja lovipää kestävät yhtä suuren kuormituksen.

4.2 Tarkastelu eurokoodin mukaan

Rakenteen toimintaa tutkittiin eurokoodin mukaisesti ristikkomallin avulla. Ristikkomallit (STM, Strut-and-Tie Models) kuvaavat hyvin teräsbetonirakenteiden toimintaa murtorajatilassa ja ovat hyödyllisiä mitoitusapuvälineitä. Rakenneanalyysissä ristikkomallia käytetään niin sanottujen D-alueiden (discontinuity region, epäjatkuvuusalue) tutkimiseen. Epäjatkuvuusalueet esiintyvät rakenteissa siellä, missä suunta tai jokin muu ominaisuus muuttuu epäjatkovasti. Tällaisia kohtia ovat esimerkiksi kehänurkat, pilariulokkeet tai keskittyneen kuorman vaikutuskohdat. Tyypillisiä D-alueita on esitetty tummennettuina kuvassa 13. Ristikkomallin kokonaisuus ja yksinkertaisuus riippuu rakenteen koosta. Hyvin yksinkertainen kolmioristikkomalli soveltuu hyvin moniin perustuksiin ja pistekuormittuihin seiniin tai palkkeihin, joissa raudoituksen ei tarvitse olla korkeussuunnassa jakaantunutta.



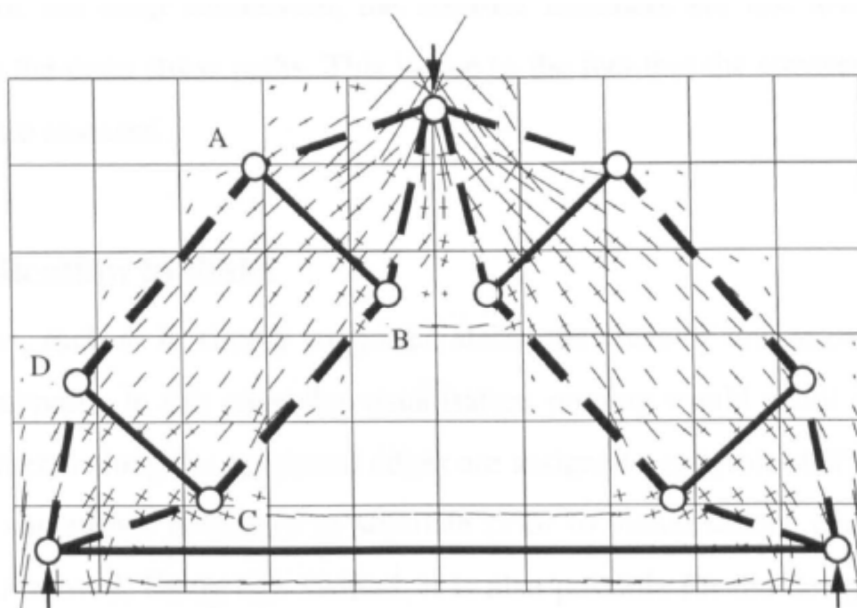
KUVA 13. Rakenteiden staattisia ja/tai geometrisia epäjatkuvuuskohtia (Cunningham 2000, 9).

D-alueen vastakohtat, B-alueet (sanasta Bernoulli), ovat alueita joissa jännitysten jakaantuminen poikkileikkauksessa on tasaista, ja poikkileikkaukset säilyvät tasoina Bernoullin hypoteesin mukaisesti. Näillä alueilla vallitsevat jännitykset saadaan laskettua helposti taivutusteorian mukaisilla lauseilla. (Cunningham 2000, 6.)

Leskelän (2006, 159–161) mukaan ristikkomallien puutteena on se, ettei niihin liity keinoja millä tarkistetaan mallin yhteensopivuus muodonmuutostilan kanssa. Ristikkomalleissa tarkastellaan kappaleen voimatasapainoa sen sisälle ajateltavan yksinkertaisen ristikkorakenteen avulla. Teoreettisesti samalle rakenteelle on olemassa useita hyväksyttäviä tasapainomalleja, jotka ovat vielä kestävyysden

suhteen varmalla puolella niin kauan kuin rakenne on riittävän sitkeä. Silti näistä toteutuu vain yksi. Ainoa keino mallin todellisuuden toteamiseksi onkin tutustua kimmoteorian mukaiseen pääjännityksien jakautumiseen, mistä saadaan käsitys mahdollisesta halkeamien kehityksestä ja puristavien pääjännityksien muodostamista voimajakaantumista. Lisäksi mallit eivät ota huomioon paikallista murtumista ristikon solmupisteissä tai puristussauvoissa, mikä onkin aina tutkittava erikseen.

Kuvassa 14 on esitetty seinämäisestä palkista tehty FEM-mallinnus, jonka perusteella on laadittu palkin ristikkomalli. FEM-analyysin perusteella on todettu puristuskaistojen laajenevan niin paljon, että ne vaativat erillisen, poikittaisen, halkeamista estävän raudoituksen.



KUVA 14. Seinämäisen palkin FEM mallinnus ja sen mukainen ristikkomalli. (Cunningham 2000, 61.)

Ristikkomallin solmukohtat ovat pisteitä, joissa sauvat liittyvät toisiinsa ja voimien tulee olla tasapainossa. Solmut muodostuvat sauvojen keskiviivojen leikkauspisteisiin, ja puristussauvojen siteinä toimivien vetosauvojen tulee ulottua solmujen taakse puristussauvan oletettuun laitaan saakka. Rakenteessa voidaan olettaa toimivan kahta erilaista solmutyppiä, joista toisessa solmun leviäminen on rajoitettu ja voimat keskittyvät pienelle, määritellylle alalle, esimerkiksi tuen laakerin tai vetoteräksen ankkurin kohdalla, ja toisessa voimat pääsevät jakaantumaan suuremmalle alalle. (Leskelä 2006, 159–160; Cunningham 2000, 14.)

Cunninghamin (2000, 26) mukaan ristikkomallimitoituksessa juuri solmujen mitoitus on äärimmäisen tärkeää, sillä puristus- ja vetosauvojen liittymäkohtaan muodostuva solmu voi muodostua pienemmäksi kuin näiden sauvojen ajateltu toimiva leveys edellyttää, mikä johtaa solmujen kohdalla suurempaan halkeilu- ja murtumisvaaraan. Solmujen kestävyysvaikutavat kolme pääseikkaa ovat

- solmuun tukireaktioista, puristussauvoista, ankkurilevyistä, laakereista ja raudoituksesta muodostuvat rajoitukset
- jännityskentän häiriöt solmun alueella, kuten raudoituksen ankkurointi puristussolmun alueella tai puristussolmun poikki ja
- raudoituksen ankkuroinnista solmuun tai heti sen taakse johtuvat halkaisuvoimat.

Cunninghamin (2000, 26) mukaan Slaigh ym. (1987) määrittivät rakenteen turvalliseksi, jos ras-
kaimmin kuormitetuissa, pinta-alaltaan rajoitetuissa solmuissa pätee

$$\sigma \leq 0,6 * f_{cd}$$

Tämä olettaus perustuu siihen, että tällöin sekä puristuskestävyys että terästen ankkurointipituu-
det muodostuvat väkisin riittäväksi.

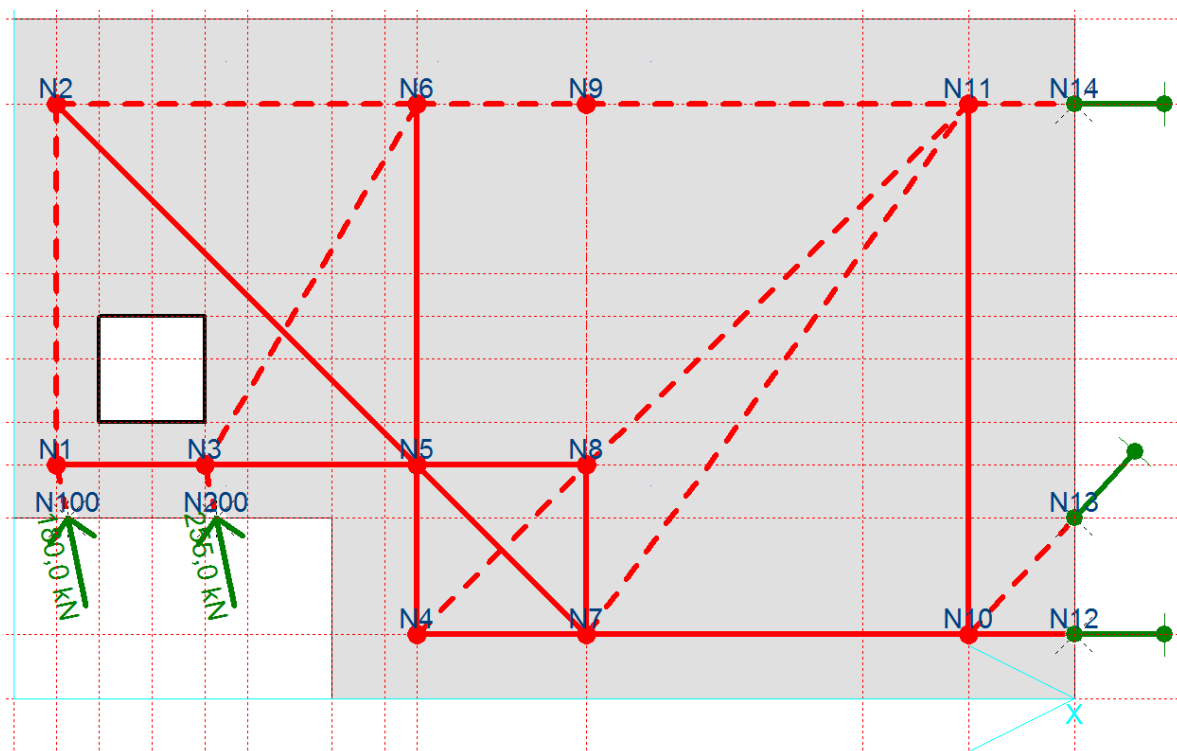
Opinnäytetyössä käytettävät ristikkomallit

Pilarin ja palkin liitoksen ristikkomallit luotiin CAST-ohjelman avulla (Computer Aided Strut-and-Tie),
jonka avulla D-alueen rajaaminen ja ristikon puristus- ja vetosauvojen piirto on yksinkertaista. Var-
sinkin ristikkomallia muutettaessa ovat ohjelman edut kiistattomat. Ohjelma myös laskee annetun
kuormituksen ja tukiehtojen avulla sauvoissa vaikuttavat voimat, sekä tutkii solmupisteiden ja sau-
vojen kestävyyskun betonin ja teräksen tiedot sekä suunnittelun varmuuskertoimet on annettu.

Ohjelmalla voidaan myös tutkia solmupisteiden kestävyyttä. Ohjelma laskee solmupisteiden kestä-
vyudet yhdysvaltalaiseen ACI (American Concrete Institute)-normiin perustuen. Laskentaan vaikut-
tavat arvot voidaan kuitenkin muuttaa, joten ohjelman käyttö eurokoodilaskennassa on mahdollinen.
Tätä ei kuitenkaan opinnäytetyössä hyödynnetty, vaan kriittiset solmupisteet tutkittiin käsin laske-
malla. Myös ristikon sauvavoimat ratkaistiin tarkastuksen vuoksi käsin laskemalla. Käsin lasketut tu-
lostet löytyvät liitteestä 1.

4.2.1 Lovipään ristikkomalli

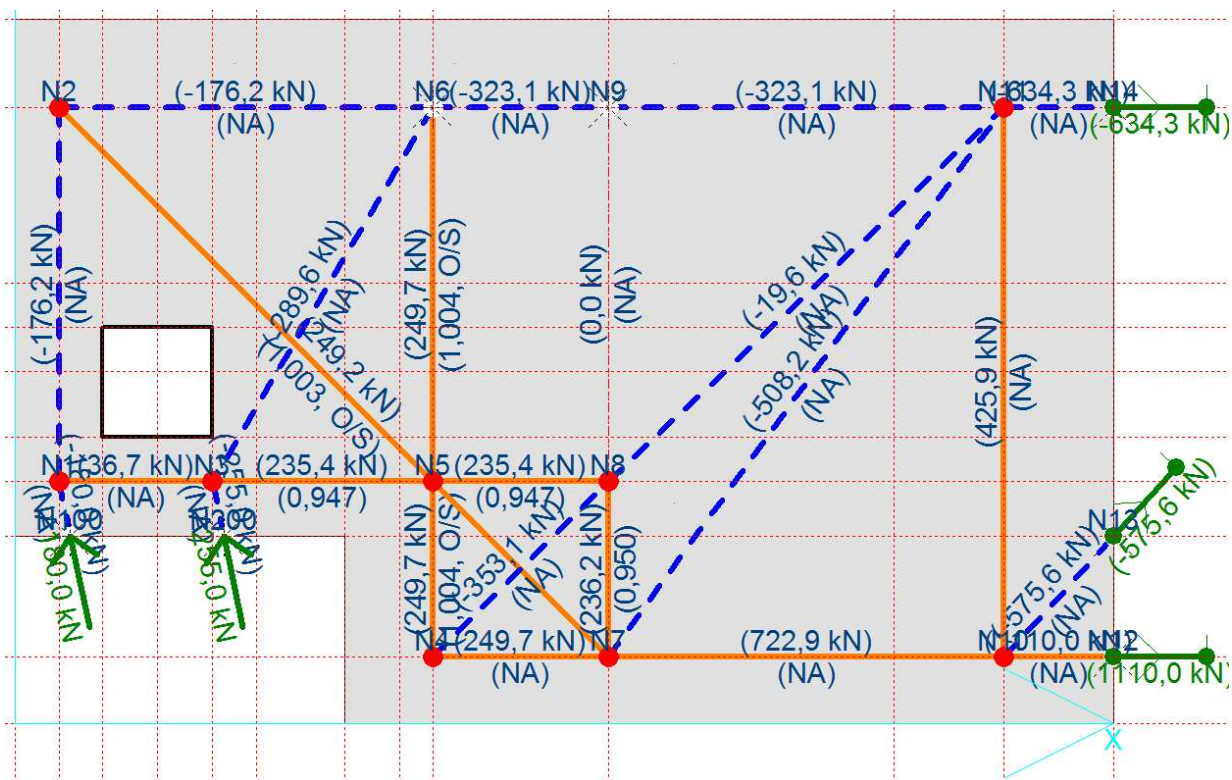
Lovipään ristikkomalliksi pyrittiin löytämään malli, joka on mahdollisimman samankaltainen Runko-
BESin käyttämän laskentamallin kanssa. Työssä käytettiin mallia, jossa kuormitus tapahtuu kahdesta
pisteestä lovipäässä olevan reiän molemmin puolin. Tällöin tukireaktion toinen osa otetaan kiinni
lovipään vinoraidoituksella ja toinen osa lovipään vaakaraidoituksella. Malli vastaa hyvin Runko-
BESin laskentatapaa, jossa tukireaktio jaetaan kertoimilla K ja (1-K) vinoteräkselle sekä vaakateräk-
selle tuleviin kuormituksiin. Laadittu ristikkomalli on esitetty kuvassa 15.



KUVA 15. Lovipään ristikkomalli.

Mitoituksen vaakavoimana käytettiin 20 % pystykuormasta, neopreenilaakereita koskevan yleisen ohjeistuksen mukaisesti. Mallissa tämä otetaan huomioon kääntämällä rasiusten resultanttivoimaa $11,3^\circ$ tuelle päin. Kokeilemalla huomattiin vinoteräksen ottavan tukireaktiosta maksimissaan 41 %. Sama suhde saatiin myös Runko-BESin laskennassa, jossa se määriteltiin laskun alussa lovipään riipustus- ja vinorauoituksen määrien sekä vinorauoituksen ja palkin pituusakselin välisen kulman avulla.

Kriittiset solmut sekä puristussauvat mitoitettiin käsin laskemalla BY 210 ja BY 60 ohjeiden mukaisesti. Solmuista kriittisiä ovat moniakselisesti kuormitetut solmut, joiden taakse ankkuroituu vetosauvoja puristussauvojen lisäksi. Solmuista tutkittiin raskaimmin kuormitetut solmut N7 ja N3. Lisäksi tarkastuksen kohteeksi joutui lovipään betoninen puristussauva solmupisteiden 3 ja 6 välillä, jonka halkaiseva vinoteräs aiheuttaa sauvaan poikittaista vetojännitystä. Laskelmat täyttivät vaatimukset, ja ne löytyvät liitteestä 1.



KUVA 16. Lovipään ristikkomallin lasketut rasitukset.

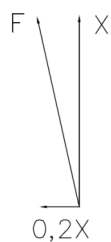
Kuvasta 16 voidaan huomata, että kuormasuhteella 41/59 kuormitettuna ovat lovipään vinoteräs sekä pystyhaat yhtä suuren rasituksen alaisia. Vaikka lovipään kuormituksessa on huomioitu 20 % vetovoima liitoksessa, ei alapinnan vetoteräs muodostu mitoittavaksi, mikä oli tilanne myös Runko-BES tarkastelussa. Jos sekä vinoteräs että pystyteräkset saavuttavat täyden vetovoiman, muodostuu pystykuormituskestoksi 427 kN, sillä kuvan 17 mukaisesti

$$x^2 + 0,2x^2 = (180 + 255)^2$$

$$x^2(1 + 0,04) = 435^2$$

$$x = \sqrt{\frac{435^2}{1,04}} = 427 \text{ kN}$$

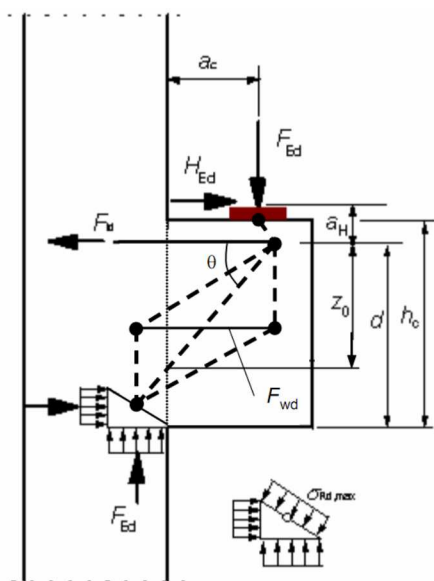
Tulos on hieman enemmän kuin Runko-BESin mukaisen laskennan tulos 390 kN.



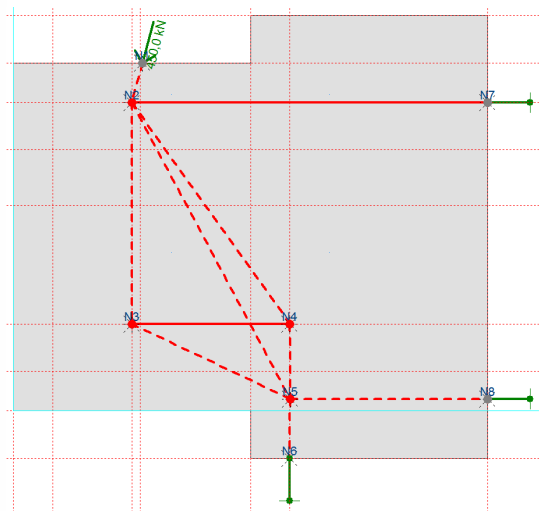
KUVA 17. Tukireaktion komponentit

4.2.2 Pilarikonsolin ristikkomalli

Pilarikonsolin ristikkomalli muodostettiin täysin eurokoodin esimerkin mukaisesti. Konsolin ristikkomallin esimerkki löytyy julkaisusta "Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu" liitteestä J. Väliteräksen paikka on, tarkasteltavana olevan konsolin muodosta johtuen, käytetyssä mallissa kuitenkin alempana. Konsolin muoto ja toiminta poikkeaa niin paljon ristikkomallista, että laskelmien paikkansapitävyyttä on vaikeaa etukäteen arvioida. Konsolin ristikkomalli ratkaistiin käyttäen CAST-ohjelmaa. Lisäksi pilarikonsolin kesto laskettiin käyttäen käyttäen BY 210 (2006, 457) mainittua solmupisteiden tarkastelutapaa. BY 210 mukaisessa tarkastelussa puristussolmujen kesto ratkaistiin laske- malla Excel-taulukkoon tehdyllä laskimella. Eurokoodin ristikkomalli sekä käytetty ristikkomalli on esitetty kuvissa 18 ja 19.



KUVA 18. Konsolin ristikkomalli. (Eurokoodi 2, 220.)

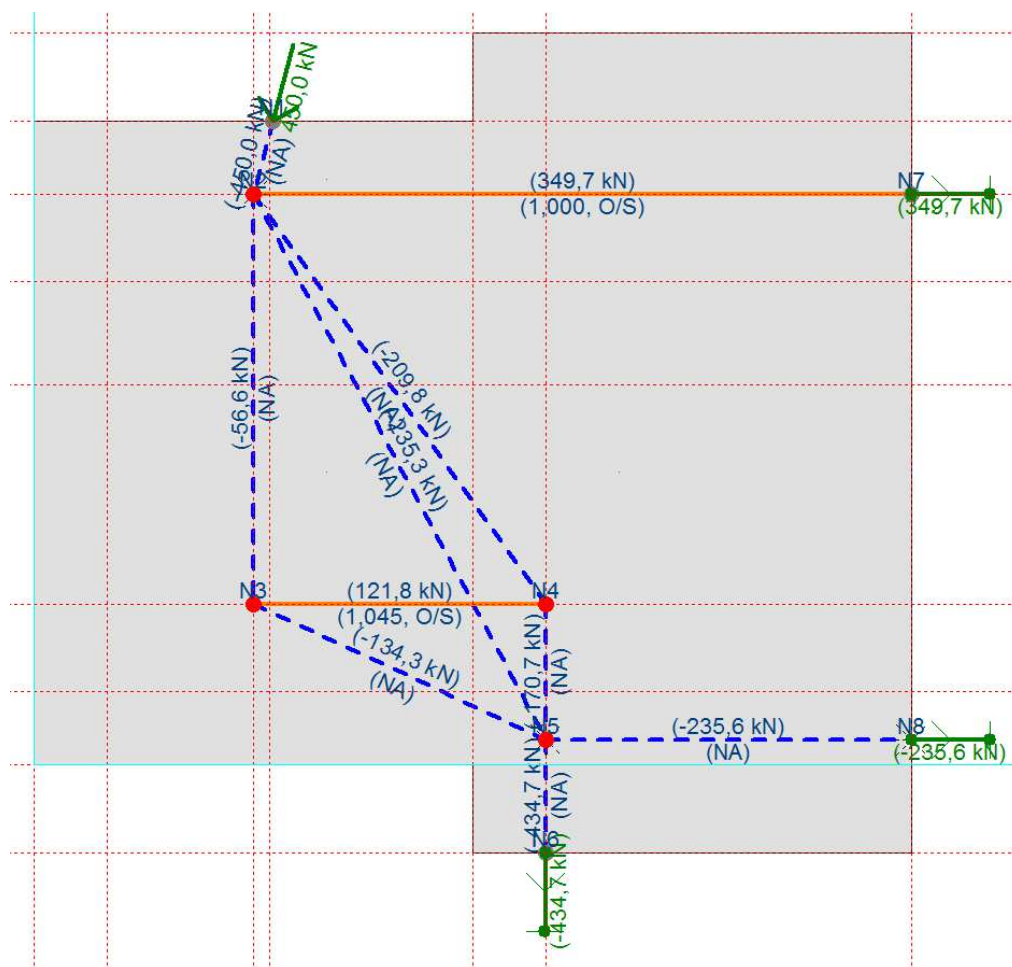


KUVA 19. Konsolin ristikkomalli.

Kuvassa 20 on esitetty CAST – ohjelmalla lasketut ristikkomallin rasitukset. Pilarikonsolin kuormituskestoksi CAST-mallissa saatiin 450,0 kN, jossa on huomioituna liitoksessa vaikuttava 20 prosentin vetovoima. Tästä maksimitukireaktioksi saadaan 441,0 kN. BY 210 (2006, 458) mukaisen tarkastelun perusteella tukireaktion maksimiarvoksi saatiin huomattavasti enemmän, jopa 495,0 kN. Ylipäätään pilarikonsolin kestävyysarvot ovat Runko-BESin mukaiseen laskentaan verrattuna huomattavasti korkeammat; ristikkomallin mukaan konsoli kestäisi jopa 30 % suuremman tukireaktion. Laskelmat ovat liitteenä 1B.

Näistä kahdesta tarkastelutavasta saattaa CAST – ohjelmalla luodun mallin mukainen laskenta olla tarkempi, sillä se kuvaa tarkasti lovipäässä olevien teräksien sijainnin. Kuorman siirtymistä rakenteeseen mallissa ei sen sijaan voida ottaa huomioon. Lovipään ja konsolin muodosta johtuen osa rasituksesta siirtyy pilarikonsoliin sen reunojen kautta ja osa pohjan välityksellä. Ristikkomallissa kuormitus siirtyy puristuksena konsolin yläreunasta. Tämän erikoisen kuorman siirtymisen vaikutusta rakenteen toimintaan ei ristikkomallilla, eikä millään muullakaan perinteisellä mallilla, voida ottaa huomioon. Ainoa keino arvioida realistisemmin pilarikonsolin toimintaa olisi FEM-mallinnus. Sama pätee

tietysti myös palkin lovipään osalta, vaikka sen toiminta ja muoto onkin selkeästi enemmän totutun kaltainen.



KUVA 20. Konsolin ristikkomallin lasketut rasitukset.

CAST -mallin osalta tehtävistä solmutarkasteluista todetaan vain, että solmussa N5 vaikuttava puristusvoimien resultantti on

$$F_c = \sqrt{235,6^2 + 434,7^2} \text{ kN}$$

$$F_c = 494,5 \text{ kN}$$

Koska puristusleveys on minimissään – kaiken tukireaktion välittyessä pohjan tai sivujen kautta – 112 mm, voidaan tästä ratkaista solmulta vaadittava korkeus

$$h = \frac{494500 \text{ N}}{112 \text{ mm} * \frac{550 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 95 \text{ mm}$$

Koska puristuskaistat solmusta pääsevät laajenemaan vapaasti pilariin päin, ilman rajoittavia teki-
jöitä, todetaan tämän olevan varmalla puolella oleva vaatimus.

5 KOEKAPPALEIDEN SUUNNITTELU JA TESTAUS

Alun perin suunnitelmana oli suorittaa koekappaleiden kuormituskokeet elementtitehtaan tiloissa. Selvitysten jälkeen todettiin, että hallittujen kuormituskokeiden järjestäminen tehtaalla olisi erittäin hankalaa. Tämän johdosta koestuspaikaksi päätettiin Savonia-ammattikorkeakoulun betonimateriaalilaboratorio, jonka resurssien mukaan koesuunnitelma tehtiin. Koesista pyrittiin saamaan mahdollisimman paljon tulevia tuotantokappaleita vastaavia, minkä vuoksi palkki päädyttiin tekemään jännebetonipalkkina.

5.1 Koekappaleet

Savonia-ammattikorkeakoulun laboratoriossa koestuslaitteena on Fiskarsin valmistama puristin, jonka maksimikuormituskyky on 2400 kN. Kuormitus tapahtuu 600 mm korkean teräspalkin päällä, jonka laippaveveys on 300 mm. Näitä, sekä aiemmin mainittuja eurokoodin ja betoninormien koestusta koskevia reunaehtoja noudattaen, suunniteltiin mahdollisimman hyvin todellisuutta vastaavat koestusosat sekä niiden testaukseen soveltuva koestustilanne.

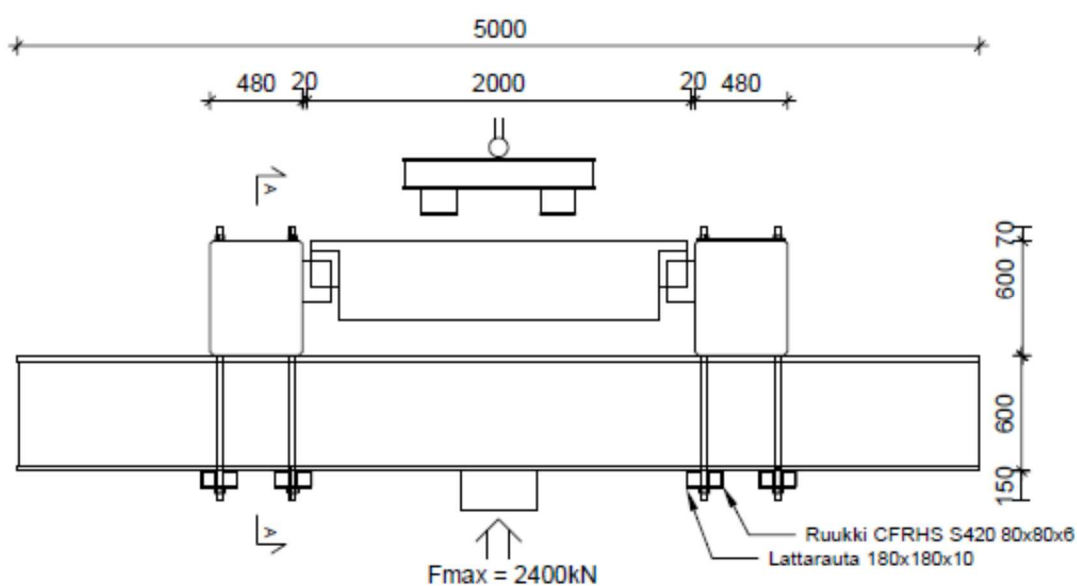
Koekappaleiden mitoituksessa valmistauduttiin 650 kN murtokuormaan liitososien osalta, joten palkki mitoitettiin 1300 kN kuormitukselle. Jännebetonipalkin mitoituksen suoritti rakennusinsinööri Marko Kokkonen Insinööritoimisto SRT:stä, toimiston omalla ohjelmistolla. Koesuunnittelun yhteydessä konsultoitii sähköpostilla betonirakenteiden erityisasiantuntija Matti Pajaria VTT Expert Services Oy:stä, joka kertoi arvokkaita vinkkejä rasituskokeiden suorittamisesta.

Koepalkin mitoituksessa kohdattiin ongelma, kun tuotantopalkin kaltainen 320 mm korkea matalapalkki ei olisi kestänyt vaadittua kuormaa. Palkkia päätettiin korottaa 100 mm. Valmistuksen aikana kuitenkin huomattiin, että palkin yläpinnan korotetussa osassa sijaitseva puristusraudoitus estää palkin hakaraidoituksen asentamisen kriittisessä kohtaa palkin päässä. Asia korjattiin siirtämällä palkin korotus palkin alapintaan; samalla todettiin tämän tilanteen vastaavan paremmin normaalitilannetta lovipään olosuhteiden kannalta.

Pilarikonsolin valmistuksessa kohdattiin useita ongelmia. Alun perin konsoli oli mitoitettu kuudella erillisellä 12 mm yläpinnan teräksellä, joista kaksi olisi toiminut samalla ripustusteräksinä ja terästen ankkurointi olisi tapahtunut hitsattujen U-tankojen kautta. Valmistuksessa kuitenkin todettiin, ettei U-lenkillinen teräs konsoliin mahdu. Lisäksi terästen vetokokeessa todettiin, ettei U-terästen hitsausliitos riitä teräksen ankkurointiin. Tehtaalla oli esittää vaihtoehtoinen suunnitelma, jossa ripustusteräksät hitsataan suoraan pääteräksiin, mikä ratkaisi U-terästen mahtumisongelman. Tämä vaihtoehto osoittautui vetokokeissa hyväksi; luokkahitsarin tekemä hitsi ei heikentänyt päävetoteräksen lujuutta, vaan vetokokeessa murtuminen tapahtui hitsin vierestä ja kappaleesta saatiin peruskappaleen kestoja vastaavat arvot. Kuvat koekappaleista sekä mittaustulokset ovat liitteessä 6.

Pilarikonsolin yläpinnan teräsmäärä oli kuitenkin edelleen riittämätön. Tilanteen ratkaisemiseksi päätettiin pilarikonsoli toteuttaa siten, että konsolin reikä muodostuu vahvaseinäisestä rakenneputkesta, jonka ympäri kolmas vetoteräs kiertää. Teräs hitsataan rakenneputkeen kiinni, jolloin sen ankkurointi on täydellinen ja teräksen koko vetolujuus saadaan käytettyä hyväksi konsolin yläpinnassa.

Pilarin kiinnitystä koetilanteessa mietittiin hyvä tovi; lopulta päädyttiin toteuttamaan raudoitus Peikko HPM P -peruspulteilla, jolloin pilari saadaan kiinnitettyä pulteilla suoraan koestuslaitteistoon. Kiinnitykseen käytetään koestuslaitteen palkin ali kulkevaa teräsprofiilia, johon on tehty reiät peruspulttien kiinnitystä varten. Kuvassa 21 on havainnekuva laboratorioissa suoritettavasta koejärjestelystä. Koekappaleiden valmistuspiirustukset ovat liitteenä 3 ja rakennelaskelmat liitteenä 4.



KUVA 21. Havainnekuva koejärjestelystä.

5.2 Koejärjestely

Erilaisia koekuormitustyypppejä on kolme erilaista, ja kuormituskertoja suoritetaan yhteensä 20 kappaletta. Kokeessa kuormitetaan rakenteessa toimivia pilarikonsoleita sekä palkin lovipäitä erikseen että yhdessä, jotta voidaan todeta konsolin ja lovipään yhteistoiminta. Kokeita varten valmistetaan 10 kappaletta BM-palkkeja, joista 5 kappaletta yksinkoestukseen ja 5 kappaletta kehänä koestukseen. Yksinkoestettavissa palkeissa lovipää on vain palkin toisessa päässä.

Lisäksi valmistetaan pilareja yhteensä 20 kappaletta, joista kymmenen kappaletta on tarkoitettu yksin koestukseen ja kymmenen kappaletta kehänä koestukseen. Yksin koestettavissa pilareissa testataan kahta erilaista konsolin valmistamistapaa siten, että viidessä pilarissa konsoli muotitetaan pilarin kanssa yhtä aikaa valettavaksi, ja viidessä pilarissa etukäteen valettu konsoli liitetään valuvaiheessa pilariin.

Palkkien taipumaa mitataan koetilanteessa anturein. Lisäksi koekappaleiden vetoteräksiin sijoitetaan terästen venymää mittaavia antureita yhteensä 60 kappaletta. Anturit sijoitetaan palkissa lovipään

alapinnan vetorausoituksen, vinorausoituksen sekä leikkausraudoituksen leikkauskohtaan em. raudoituksiin. Konsolin anturit sijoitetaan yläpinnan vetorausoitukseen konsolin ja pilarin liittymäkohtaan, mahdollisen taivutusmurtuman kehittymiskohdalle. Konsolin pituuden ja sisäisen momenttivarren suhde $L_s/d > 0,5$ (BY 210 2006, 287), jolloin konsolin puhdas leikkautuminen on epätodennäköistä. Anturien asennustapa sekä sijaintipiirrokset ovat liitteenä 5.

Koetta varten varataan koulun betonilaboratorio käyttöön kahden viikon ajaksi. Tapahtuman kuvaamiseksi on käytössä oltava vähintään kaksi videokameraa, jotta kehänä koestettaessa palkin molemmat päät saadaan kuvattua. Lisäksi käytössä tulee olla digitaalikamera sekä väriliitu, jolla koekappaleiden muutoksia merkitään ja kuvataan koestuksen eri vaiheissa. Venymäanturien datan luenta tapahtuu koulun henkilökunnan toimesta kokeen aikana.

Kokeet suoritetaan murtamalla ensimmäisenä ne yksin koestettavat pilarit ja palkit, joissa ei ole venymäantureita, jonka jälkeen kuormitetaan anturilliset yksittäisosat ja viimeisenä suoritetaan kehärakenteiden testaus. Tällä tavoin koestuslaitteiston käyttöä päästään harjoittelemaan etukäteen, ennen antureilla varustettujen kappaleiden murtamista.

Lopullisien laskelmien perusteella lovipään ja konsolin murtokuorma tulee olemaan 400 kN tienoilla. Murtokuorman perusteella laadittu kuormitustaulukko on alla (taulukko 1). Murtokuormalaskelman epätarkkuuteen on kuitenkin varauduttava, ja kuormituksen aikana tulee varautua sekä aiemmin että myöhemmin tapahtuvaan murtoon.

Koetilanteessa rakenne kuormitetaan ensin noin puoleen murtokuormasta useita kertoja, kunnes rakenteen vaste vakiintuu. Vastetta tarkkaillaan mittaamalla palkin taipumaa, jonka tulee vakiintua tietyllä kuormitustasolla ennen testin jatkamista murtoon asti. Vakiintumisen jälkeen kuormitusta lisätään kymmenen prosentin portaissa murtoon asti. Tietyllä kuormitustasolla pysähdytään siksi aikaa, että palkissa ja pilareissa tapahtuvat muutokset ehditään dokumentoida.

Taulukossa 1 on nähtävissä arvioitu aikataulu rasituskokeen suorittamisesta. Arvioidut kuormitustasot palkille ovat 400 kN, 500 kN, 600 kN, 700 kN, 800 kN ja 900 kN, jolloin liitoksen murtuminen tapahtuu tukireaktion arvolla 450 kN. Arvioitu kesto aika näin suoritettulle kokeelle on noin 60 minuuttia.

TAULUKKO 1. Kuormituskokeen suorittaminen.

Kuormi- tustaso	Muutos	Pitoaika	Kuormitusaika	
			kumulatiivinen	
50 %	1	3	4	min
0 %	1		5	min
50 %	1	3	9	min
0 %	1		10	min
50 %	1	3	14	min
0 %	1		15	min
50 %	1		16	min
60 %	2	3	21	min
70 %	3	4	28	min
80 %	4	4	36	min
90 %	5	4	45	min
100 %	10	-		
aika murtoon			55	min

6 JOHTOPÄÄTÖKSET JA POHDINTA

Opinnäytetyön tavoitteena oli laskea BM-palkin liitoksen kuormituskapasiteetti, sekä suunnitella sopiva koejärjestely kapasiteetin testaamiseksi. Taulukkoon 2 on kerätty laskelmien tulokset, ja niiden perusteella lovipään ja konsolin kestävyudet tulevat olemaan 400 kN paikkeilla. Jännebetonileukapalkin liitoksen kestävyudeksi tämä alkaa olla riittävällä tasolla. Koska palkille asennetun ontelolaataston kantokyky heikkenee nopeasti matalapalkin pituuden kasvaessa, on palkkien suositeltu pituus 320mm korkealla ontelolaatalla vain 6-8 metriä, ja ontelolaattojen suositeltu pituus välillä 5-10 metriä.

TAULUKKO 2. Lasketut murtokuormat materiaalilujuuksien keskiarvoilla.

Osa / Laskentatapa	RUNKO-BES	Ristikkomalli
Lovipää	390 kN	427 kN (CAST)
Konsoli	385 kN	441 kN (CAST)
		495 kN (BY210)

Lasketaan erään välipohjassa olevan matalaleukapalkin tukireaktio varmuuskertoimet huomioiden. Välipohjarakenteen ontelolaatan (h=320 mm) omapaino lisättynä pintavalulla ja pintarakenteilla olkoon 5,5 kN/m², ja hyötykuorma 2,5 kN/m². Pilariväli olkoon 7200 mm ja palkkiväli 8400 mm. Tällöin palkin murtorajatilan tukireaktioksi saadaan

$$2 * F_T = 7,2m * 8,4m * (1,15 * 5,5 \frac{kN}{m^2} + 1,5 * 2,5 \frac{kN}{m^2})$$

$$F_T = \frac{609,4kN}{2} = 304,7 kN$$

Tämä on mitoitusarvo, joka tutkittavan liitoksen tulee täyttää, jotta sitä voidaan rakenteessa käyttää. Kun murtokuormituskokeen tuloksista aikanaan lasketaan konsolille ja lovipäälle mitoitusarvoja, vaikuttaa mitoitusarvon laskentaan erityisesti koetulosten jakauma. Jos palkkien ja konsolien kuormituskokeista saadaan johdonmukaisesti yli 400 kN olevia tuloksia, saadaan näistä tuloksista todennäköisesti johdettua liitokselle mitoitusarvo, jossa on riittävä varmuus murtumiseen nähden ja joka on riittävä rakenteen käyttämiseksi matalapalkin tuentaan.

Koejärjestely saatiin suunniteltua Savonia-ammattikorkeakoulun betonilaboratorioon sopivaksi, ja valmistettavista koekappaleista tehtiin valmistuspiirustukset. Alun perin työssä oli tarkoitus myös koestaa elementit ja käsitellä kokeen tulokset, mutta poikkeuksellisen työntäyteinen talvi esti koekappaleiden valamisen elementtitehtaalla aikataulussa. Lisäksi, kun valmistusvaiheeseen vihdoin päästiin, huomattiin valmistusteknisiä ongelmia kappaleiden suunnitellun raudoitusten suhteen, joiden korjaaminen entisestään myöhästytti valmistusta. Näiden seikkojen seurauksena tässä opinnäytetyössä käsitellään ainoastaan rakenteen lujuuslaskelmat sekä koejärjestely. Varsinainen osien koestaminen sekä tulosten tarkastelu jätetään seuraavalle opinnäytetyön tekijälle.

Aikataulun pettämistä lukuun ottamatta työn tekeminen sujui onnistuneesti. Työ oli erittäin mielenkiintoinen, ja eritoten tutustuminen eurokoodin mukaiseen ristikkomallitarkasteluun tulee olemaan hyödyksi tulevissa suunnittelutehtävissä. Työn kirjoitusta haittasi osien valmistuksen viivästyminen, sillä koko työn kirjoituksen ajan suunnitelmat olivat muutoksen alla. Vielä huhtikuun puolivälissä suoritettiin raudoituksille vetokokeita koulun materiaalilaboratoriossa. Tämän seurauksena työn vaiheista kirjoittaminen oli hankalaa, sillä lähes joka osiossa eteen tuli keskeneräisiä asioita, ja työn viimeistely tapahtuikin lopulta vasta myöhään keväällä.

7 KEHITYSEHDOTUKSET

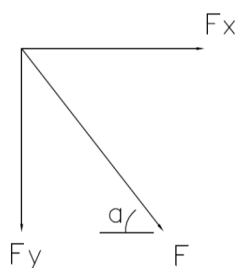
Lovipään ja pilarikonsolin raudoitusratkaisut ovat hyvin mietittyjä käytettävissä olevaan tilaan nähden. Teräsmäärien lisääminen rakenteessa ei nykyisillä ulkomoitoilla onnistu, sillä vaaditut minimimitäivutussäteet rajoittavat käytettävän teräskoon 12 millimetriksi. Valmistusvaiheessa eteen tulleet parannus- ja muutostarpeet koekappaleisiin ja raudoitukseen toteutettiin jo työn aikana valmistuksen mahdollistamiseksi.

Lisäkapasiteettia liitokseen on saatavissa teräksen lujuutta kasvattamalla. Suojaetäisyydet lovipäässä ja konsolissa jäävät pieniksi joka tapauksessa, joten ruostumattoman raudoituksen käyttö tuotantokappaleissa on perusteltua pitkän aikavälin toiminnan varmistamiseksi. Samalla teräksen lujuus kasvaa. Lovipään osalta vinoteräksen kapasiteetin lisäämiseksi tulee tutkia myös mahdollisuutta kasvattaa vinoteräksen ja palkin pituusakselin välistä kulmaa yli 45 asteen. Tämä voisi onnistua esimerkiksi viistämällä konsolin reunaa. Jyrkemmässä kulmassa oleva teräs rasittuu liitoksessa vähemmän, kuten kuvasta 25 johdettavasta lausekkeesta

$$F = \frac{F_y}{\sin \alpha}$$

voidaan huomata.

Lisää kehitysehdotuksia on mahdollista tehdä kun rakenteen toiminnasta saadaan lisätietoa kuormituskokeissa.

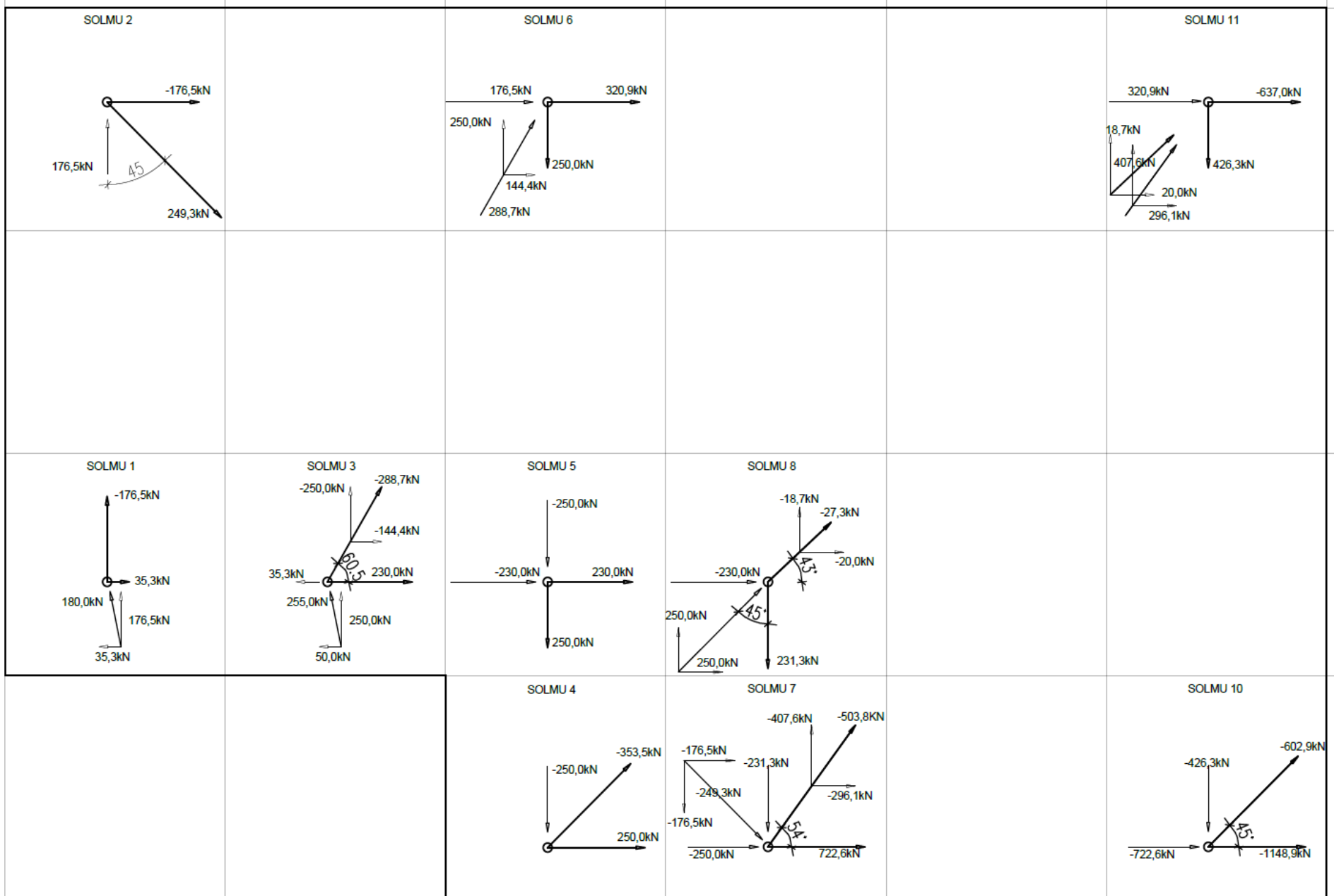


Kuva 22. Lovipään rasituskomponentit.

LÄHTEET

- CUNNINGHAM, Lee. 2010. Automatic design of concrete structures using a strut-and-tie approach. PhD Thesis. Glasgow: University of Glasgow. [viitattu 2014-03-15] Saatavissa: <http://theses.gla.ac.uk/1726/>
- Elementtisuunnittelu.fi a[verkkoaineisto]. [viitattu 15.4.2014] Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi> Polku: elementtisuunnittelu.fi. Runkorakenteet. Palkit. Matalapalkit.
- Elementtisuunnittelu.fi b[verkkoaineisto]. [viitattu 15.4.2014] Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi> Polku: elementtisuunnittelu.fi. Runkorakenteet. Pilarit. Ulokkeet.
- Eurokoodi 0. RAKENTEIDEN SUUNNITTELUPERUSTEET. SFS-EN 1990-1-1. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.
- Eurokoodi 2. BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. SFS-EN 1992-1-1. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.
- Eurokoodi normikortti Nr 18. Palkkeihin tuetun ontelolaataston suunnittelu.. Versio 1.5.2012. [viitattu 15.4.2014]
- Eurokoodimitoituksen perusteet. 1999. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan osa 1. Rakennustuoteollisuus RTT ry, betoniteollisuus -jaosto.
- HEIMONEN, T. 2010. *Ontelolaatan tuenta pilariin vaarnalengkien avulla*. Kuopio: Savonia-ammattikorkeakoulu. Opinnäytetyö.
- HOLICKÝ, Milan & VROUWENVELDER, Ton. 2005. Chapter I – Basic Concepts of Structural Reliability. Julkaisussa Implementation of Eurocodes. Handbook 2 - Reliability Backgrounds. Leonardo Da Vinci Pilot Project. Praha. Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi/1990/paasivu1990/sahkoinen1990/handbook2%5B1%5D.pdf>
- HÄYRINEN P, KAJAVA, A. ja SINIRANTA, J. 1996. Nykyaikainen järjestelmärakentaminen. Julkaisussa Teollinen betonirakentaminen. 1996. Toimittanut Eero Laitinen.
- Insinööritoimisto SRT Oy. 2010. Mestari-palkki suunnitteluohje. Dokumentti yrityksen hallussa.
- LAITINEN, E. ja LUHANKA, J. 1996. *Teollisen betonirakentamisen kehitys*. Julkaisussa *Teollinen betonirakentaminen. 1996*. Toimittanut Eero Laitinen.
- LESKELÄ, M. 2006. By 210. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y.
- PAJARI, Matti 2013-11-22. Betonirakenteen koekuormitus [sähköpostiviesti]. Vastaanottaja Visa Järvinen. Ei julkaistu.
- Runko-BES. Julkaisu 8. Teräsbetonipilarit. Helsinki: Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö.
- Runko-BES. Julkaisu 9. Teräsbetonipalkit. Helsinki: Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö.
- SCHLAICH, J. ja ANAGNOSTOU, G. 1987. Stress Fields for Nodes of Strut and Tie Models. Julkaisussa: ASCE Journal of Structural Engineering. Tammikuu 1990.
- Suomen Betoniyhdistys Ry. 2011. Betoninormit 2012 BY 50. Helsinki: BY-koulutus Oy.
- VTT Expert Services Oy. Rakennustuote hyväksytysti markkinoille [verkkoaineisto] [viitattu: 2014-04-15] Saatavissa: http://www.vttexpertservices.fi/files/services/exp/brochures_fin/Rakennustuote_hyvakstysti_markkinoille_low.pdf
- WECK, T. 2008. Eurooppalaisen rakenteiden mitoitusnormiston varmuusperusteet. Julkaisussa Rakenteiden Mekaniikka vol 41, Nro 2, 2008, s. 99-107. Helsinki: Rakenteiden Mekaniikan Seura ry.

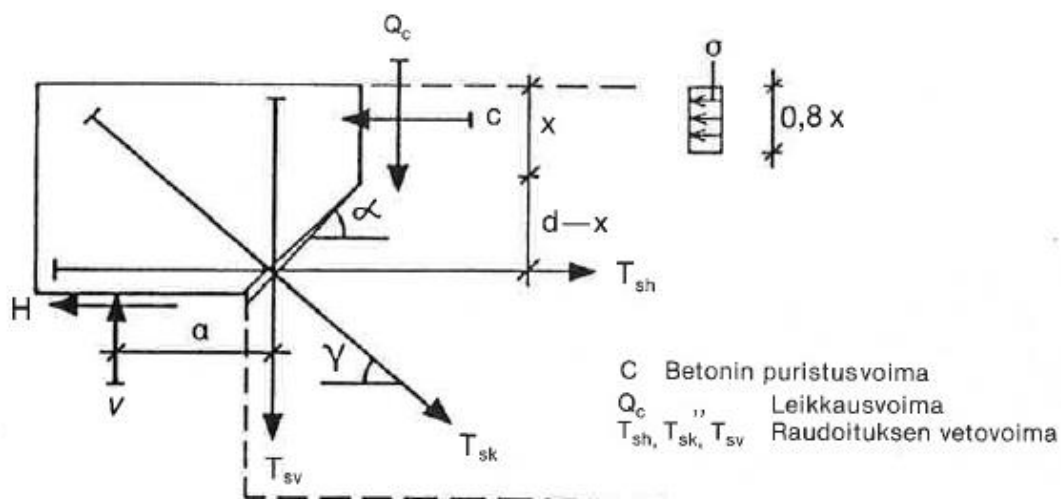
LIITE 1A: LOVIPÄÄN RISTIKKOMALLIN RASITUKSET KÄSIN RATKAISTUNA



Konsolin lovipään laskenta Runko-BES mukaisesti

Laskennan lähtötiedot:

Betoni C50/60,	$f_{cm}=58 \text{ N/mm}^2$
Teräs A500HW,	$f_{ym}=550 \text{ N/mm}^2$
$d=215 \text{ mm}$	(tehollinen korkeus)
$b=245 \text{ mm}$	(palkin pään leveys puristuspuolella)
$T_{sv}=452 \text{ mm}^2$	(ripustusraudoitus)
$T_{sh}=452 \text{ mm}^2$	(konsolin ap vetorausoitus)
$T_{sk}=452 \text{ mm}^2$	(vinorausoitus)



KUVA 1. Halkeamassa vaikuttavat voimat ja puristusjännityksen jakauma. (Runko-BES 9 1983, 108.)

Voimien tasapaino lasketaan seuraavien yhtälöiden avulla:

$$V = Q_c + T_{sv} + T_{sk} \cdot \sin \gamma$$

$$C = T_{sh} + T_{sk} \cdot \cos \gamma$$

$$V \cdot a = C(d - 0,4x) - Q_c(d - x) \cot \alpha$$

1. Puristuspuolelman korkeus

- ϵ_c =betonin murtopuristuma
- ϵ_s =raudoituksen murtovenymä
- α =muodostuvan halkeaman kulma

$$\frac{x}{d} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s \cdot \sin \alpha}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,0035}{(0,0035 + 0,010 \cdot \sin[45])}$$

$$\frac{x}{d} = 0,33$$

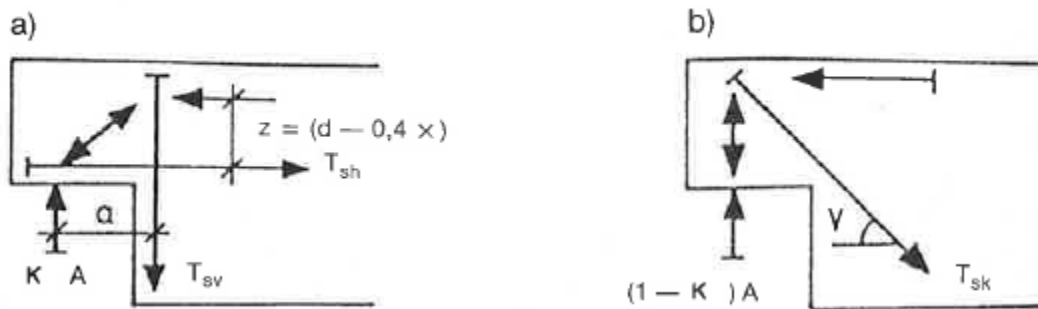
$$\rightarrow x = 0,33 * d$$

2. Tehollinen korkeus:

$$z = d - 0,4 * x$$

$$z = 215\text{mm} - 0,4 * 0,33 * 215\text{mm}$$

$$z = 186,5 \text{ mm}$$



KUVA 2. Lovetun palkin pään ristikkoanalogia. (Runko-BES 9, 1983. 110.)

Lovipäässä vaikuttavat voimasuureet ratkaistaan ristikkoanalogian mukaisesti tapauksista a) ja b). Lovipään tukireaktio jaetaan tapauksille käyttäen kerrointa κ . Määrittettäessä κ :a lovetun pään otaksutaan murtuvan sitkeästi vinojen terästankojen (A_{sk}) ja pystyhakojen (A_{sv}) myödetessä, jolloin

3. Kerroin κ

$$\kappa = \frac{A_{sv}}{A_{sv} + A_{sk} * \sin \gamma}$$

4. T_{sh}

$$T_{sh} = \kappa * A * \frac{a}{z}$$

5. T_{sv}

$$T_{sv} = \kappa * A$$

6. T_{sk} (tapauksesta b)

$$T_{sk} = \frac{(1 - \kappa)A}{\sin \gamma}$$

Lopullisiksi tasapainoyhtälöiksi muodostuu

$$\begin{aligned} V &= Qc + T_{sv} + T_{sk} * \sin \gamma \\ &= Qc + \kappa A + \frac{(1 - \kappa)A}{\sin \gamma} * \sin \gamma \\ &= Qc + A \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C &= Tsh + Tsk * \cos\gamma \\
&= \kappa * A * \frac{a}{z} + \frac{(1 - \kappa)A}{\sin\gamma} * \cos\gamma \\
&= \left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan\gamma} \right) A
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V * a &= C(d - 0,4x) - Qc(d - x) \cot\alpha \\
V * a &= \left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{1 - \kappa}{\tan\gamma} \right) (V - Qc)(d - 0,4x) - Qc(d - x) \cot\alpha \\
&\dots \\
\rightarrow [a - C(d - 0,4x)]V &= -[C(d - 0,4x) + (d - x)]Qc
\end{aligned}$$

Palkin pään kestävyyttä tarkastellaan betonin halkeamaehdon perusteella. Se on muotoa

$$\begin{aligned}
\frac{1}{2}(1 + 0,1)(\sigma^2 + 3\tau^2)^2 + \frac{1}{2}(1 - 0,1)\sigma &= 0,1 * f_{cd}, \text{ jossa} \\
\tau &= \text{leikkausjännitys} \\
\sigma &= \text{puristusjännitys}
\end{aligned}$$

Edellä mainituista yhtälöistä saadaan leikkaus- ja puristusjännityksille yhtälöt

$$\sigma = - \left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan\gamma} \right) * \left(1 - \frac{a - \left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan\gamma} \right) * z}{\left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan\gamma} \right) * z + (d - x)} \right) * \frac{Vu}{0,8 * b * x}$$

$$\sigma = k_{f1} * Vu$$

$$\tau_{xy} = \frac{a - \left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan\gamma} \right) * z}{\left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan\gamma} \right) * z + (d - x)} * \frac{Vu}{0,8 * b * x}$$

$$\tau_{xy} = k_{f2} * Vu$$

Lisäksi

$$\tau_{xz} = \frac{Tu}{0,8 * b * x * z}$$

Kun yhtälöt sijoitetaan halkeamaehtoon, saadaan

$$\begin{aligned}
(0,100 * k_{f1}^2 + 0,908 * k_{f2}^2)Vu^2 + 0,090 * f_{cd} * k_{f1} * Vu - (0,010 * f_{cd}^2 - 0,908 * T_{xz}^2) &= 0 \\
Vu &= \frac{-0,090 * f_{cd} * k_{f1}}{0,200 * k_{f1}^2 + 1,816 * k_{f2}^2} \\
&\pm \sqrt{\frac{0,008 * f_{cd}^2 * k_{f1}^2 + 4(0,100k_{f1}^2 + 0,908k_{f2}^2)(0,010f_{cd}^2 - 0,908\tau_{xz}^2)}{0,200k_{f1}^2 + 1,816k_{f2}^2}}
\end{aligned}$$

Apusuureiden laskenta:

Jakokerroin kappa teräsmäärien suhteen:

$$\kappa = \frac{452mm^2}{452mm^2 + 452mm^2 * \sin 45}$$
$$\kappa = 0,58$$

Betonin puristusvoima C:

$$C = \left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan \gamma} \right) A$$
$$= \left(\frac{0,58 * 120mm}{186,53mm} + \frac{(1 - 0,58)}{\tan 45^\circ} \right) A$$
$$= 0,79 * A$$

Puristuspuinnan korkeus x:

$$x = 0,33 * d$$
$$x = 0,33 * 215mm$$
$$x = 71mm$$

Sisäinen momenttivarsi z:

$$z = d - 0,4 * x$$
$$z = 215mm - 0,4 * 71mm$$
$$z = 186mm$$

Ratkaistaan puristus- ja leikkausvoimat momenttitasapainosta:

$$\sigma = - \left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan \gamma} \right) * \left(1 - \frac{a - \left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan \gamma} \right) * z}{\left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan \gamma} \right) * z + (d - x)} \right) * \frac{Vu}{0,8 * b * x}$$
$$\sigma = -0,791 \left(1 - \frac{120mm - 0,791 * 186mm}{0,791 * 186mm + (215mm - 71mm)} \right) * \frac{Vu}{0,8 * 245mm * 71mm}$$
$$\sigma = -6,21 * 10^{-5} * Vu$$
$$(= k_{f1} * Vu)$$

$$\tau_{xy} = \frac{a - \left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan \gamma} \right) * z}{\left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan \gamma} \right) * z + (d - x)} * \frac{Vu}{0,8 * b * x}$$
$$\tau_{xy} = \frac{120mm - \left(\frac{0,586 * 120mm}{186mm} + \frac{(1 - 0,585)}{\tan 45^\circ} \right) * 186mm}{\left(\frac{0,585 * 120mm}{186mm} + \frac{(1 - 0,585)}{\tan 45^\circ} \right) * 186mm + (215mm - 71mm)} * \frac{Vu}{0,8 * 245mm * 71mm}$$

$$\tau_{xy} = -6,78 * 10^{-6} * Vu$$

$$(= k_{f2} * Vu)$$

$$\tau_{xz} = 0 \text{ (ei vääntöä palkille)}$$

Palkin pään ominaiskapasiteetti saadaan betonin halkeamishedosta:

$$Vu = \frac{-0,090 * f_{cd} * k_{f1}}{0,200 * k_{f1}^2 + 1,816 * k_{f2}^2} \pm \sqrt{\frac{0,008 * f_{cd}^2 * k_{f1}^2 + 4(0,100k_{f1}^2 + 0,908k_{f2}^2)(0,010f_{cd}^2 - 0,908\tau_{xz}^2)}{0,200k_{f1}^2 + 1,816k_{f2}^2}}$$

Vu

$$= \frac{-0,090 * 58 \text{ N/mm}^2 * -6,21 * 10^{-5}}{0,200 * [(-6,21 * 10)^{-5}]^2 + 1,816 * [(-6,78 * 10)^{-6}]^2}$$

$$\pm \sqrt{\frac{0,008 * (58 \text{ N/mm}^2)^2 * [(-6,21 * 10)^{-5}]^2 + 4(0,100[(-6,21 * 10)^{-5}]^2 + 0,908[(-6,78 * 10)^{-6}]^2)(0,010(58 \text{ N/mm}^2)^2 - 0,908 * 0)}{0,200[(-6,21 * 10)^{-5}]^2 + 1,816[(-6,78 * 10)^{-6}]^2}}$$

$$Vu = 849\,571,0 \text{ N}$$

Lovetun pään kapasiteettia vastaavat raudituksen vetovoimat lasketaan kaavoista:

$$T_{sv} = \kappa * A = \kappa * \left(1 - \frac{a - \left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan \gamma} \right) * z}{\left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan \gamma} \right) * z + (d - x)} \right) * Vu$$

$$T_{sv} = 0,743 * \frac{120 \text{ mm} - \left(\frac{0,586 * 120 \text{ mm}}{186 \text{ mm}} + \frac{(1 - 0,586)}{\tan 45^\circ} \right) * 186 \text{ mm}}{\left(\frac{0,586 * 120 \text{ mm}}{186 \text{ mm}} + \frac{(1 - 0,586)}{\tan 45^\circ} \right) * 186 \text{ mm} + (215 \text{ mm} - 71 \text{ mm})} * Vu$$

$$T_{sv} = 544\,733 \text{ N}$$

$$A_{SVAAD} = \frac{544\,733 \text{ N}}{550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 990 \text{ mm}^2$$

$$A_{SOLEVA} = 452 \text{ mm}^2 \text{ (46\%)}$$

$$T_{sk} = \left(\frac{1 - \kappa}{\sin \gamma} \right) * A = \frac{1 - 0,586}{\sin 45} * \left(1 - \frac{a - \left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan \gamma} \right) * z}{\left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan \gamma} \right) * z + (d - x)} \right) * Vu$$

$$T_{sk} = \frac{1 - 0,586}{\sin 45} * \frac{120 \text{ mm} - \left(\frac{0,586 * 120 \text{ mm}}{186 \text{ mm}} + \frac{(1 - 0,586)}{\tan 45^\circ} \right) * 186 \text{ mm}}{\left(\frac{0,586 * 120 \text{ mm}}{186 \text{ mm}} + \frac{(1 - 0,586)}{\tan 45^\circ} \right) * 186 \text{ mm} + (215 \text{ mm} - 71 \text{ mm})} * Vu$$

$$T_{sk} = 544\,733 \text{ N}$$

$$A_{SVAAD} = \frac{544\,733 \text{ N}}{550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 990 \text{ mm}^2$$

$$A_{SOLEVA} = 452 \text{ mm}^2 \text{ (46\%)}$$

Lovipään alapinnan vetoraudoitusta laskettaessa oletetaan rakenteeseen kohdistuvan, palkin kuormituksesta ja neopreenin kitkasta johtuvan vaakakuorman olevan 20% palkin suunnitellusta kuormituksesta, joka on 650kN;

$$H = 0,2 * 650kN$$

$$Tsh = \left(\frac{\kappa * a}{z}\right) * A + H = \frac{0,586 * 120mm}{186,53mm} * \left(1 - \frac{a - \left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan \gamma}\right) * z}{\left(\frac{\kappa a}{z} + \frac{(1 - \kappa)}{\tan \gamma}\right) * z + (d - x)}\right) * Vu + H$$

$$Tsh = 0,478 * \frac{120mm - \left(\frac{0,586 * 120mm}{186mm} + \frac{(1 - 0,586)}{\tan 45^\circ}\right) * 186mm}{\left(\frac{0,586 * 120mm}{186mm} + \frac{(1 - 0,586)}{\tan 45^\circ}\right) * 186mm + (215mm - 71mm)} * Vu + 0,2 * 650kN$$

$$Tsh = 480\,449N$$

$$As_{VAAD} = \frac{480\,449N}{550 \frac{N}{mm^2}} = 873mm^2$$

$$As_{OLEVA} = 452mm^2 (52\%)$$

Lovipään kestävyttä arvioidaan toteutuneen rauditusmäärän perusteella. Pystyraudoitus Tsv sekä vinorausitus Tsk ovat laskun mukaan tiukimmalla, joten arvioidaan toteutuvan lovipään keston olevan suoraan prosenttiosuuden perusteella

$$\begin{aligned} A &= 0,46 * Vu \\ &= 0,46 * 849\,571N \\ &= 390kN \end{aligned}$$

ja murtumistapana vetomurto palkin reunimmaisissa haoissa ja vinoteräksissä.

LIITE 1B a) LOVIPÄÄN RISTIKKOMALLIN SOLMUTARKASTELUT

Puristussauva S3-S6 tarkastellaan erikseen, sillä sen ylittää poikittainen vetokenttä.

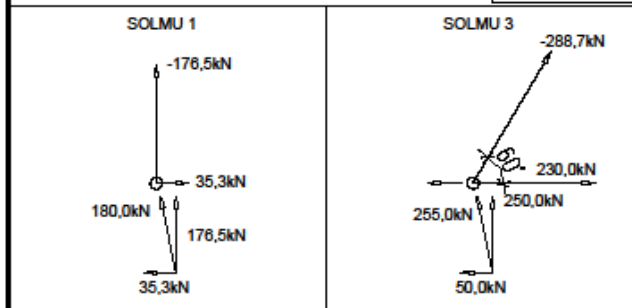
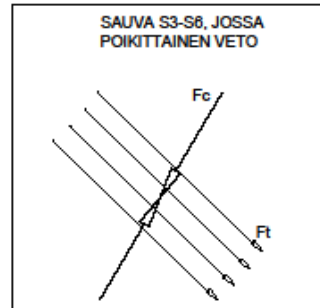
$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} \text{ (BY 60 2008,83)}$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \left(1 - \frac{50}{250}\right) * 58,00N/mm^2 = 27,84N/mm^2$$

$$b = \frac{288700N}{58,N/mm^2 * \sin 60^\circ * 88mm} = 136mm < 174mm \text{ OK}$$

Puristuskaista tuella oletetaan enintään $\frac{250kN}{(250+176,5)kN} * 150mm = 88mm$ pituiseksi.

Leveysvaatimus on tällöin 136mm, mikä alittaa vinoteräksen ja puristussauvan leikkauspisteessä käytettävissä olevan leveyden 174mm.

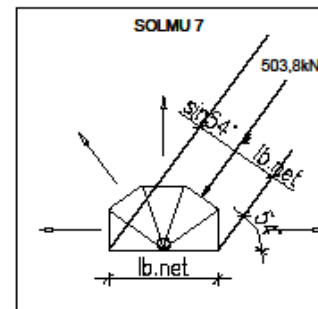


Solmussa 7 tarkistetaan, ettei betonin puristuskestävyys yliä matkalla $l_{b,net}$:

$$l_{b,net} = 0,7 * l_b \text{ (BY 210 2006,442)}$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} \text{ (BY 60 2008,85)}$$

$$\sigma_{Rd} = \frac{503800N}{(\sin 54^\circ * 0,7 * 195mm) * 380mm} = 12,0N/mm^2 < 34,8 N/mm^2 \text{ OK!}$$

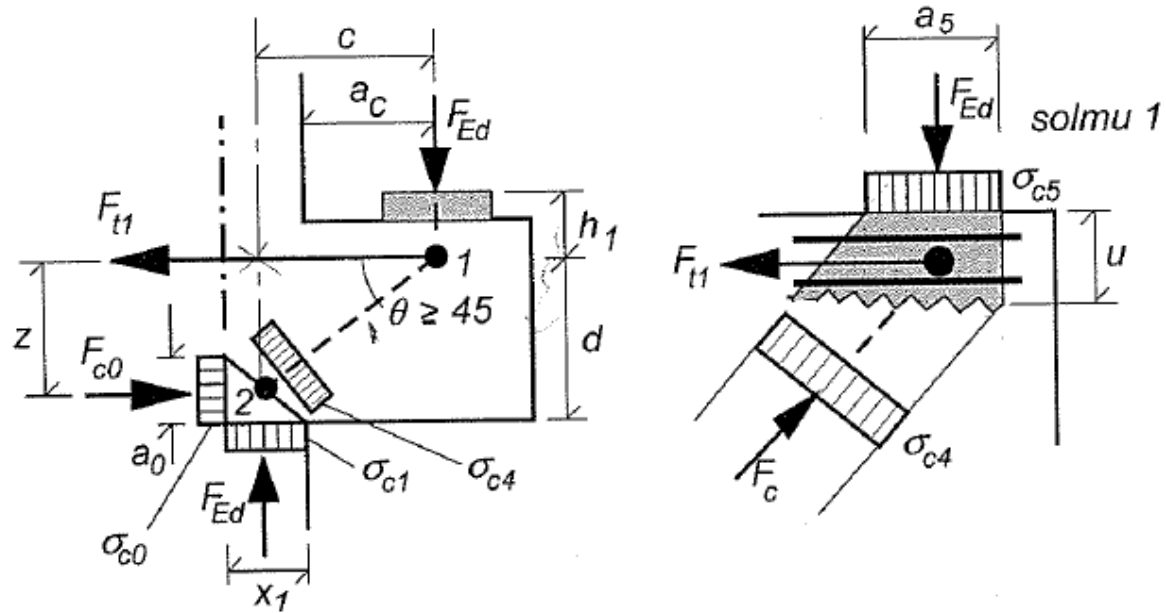


Tarkastetaan, että puristusjännitys pään alueella rajoittuu arvoon $0,6 * v' * f_{cd}$ (BY 60 2008, 85).

$$\frac{426500N}{150mm * 112mm} = 25,4N/mm^2 < 27,8 \frac{N}{mm^2}$$

Lovettu pää kestää puristuskestävyyden puolesta tukireaktion 426,5kN.

LIITE 1B b) PILARIKONSOLIN RISTIKKOMALLIN SOLMUTARKASTELUT



Ulokkeen ristikkomalli ja tarvittavien solmujen kestävyystarkastelu (BY 210 2006, 458)

Laskennan lähtötiedot:

$F_{ed} = 530,00 \text{ kN}$
 $F_{cd} = 58 \text{ N/mm}^2$
 $F_{sd} = 550 \text{ N/mm}^2$
 $b = 237 \text{ mm}$
 $d = 200 \text{ mm}$
 $c = 97,51 \text{ mm}$
 $H_{ed} = 106,00 \text{ kN}$
 $h_1 = 30 \text{ mm}$

Kuormittava tukivoima
 Betonin laskentalujuus
 Raudoituksen laskentalujuus
 Puristuspuunnan leveys
 Konsolin momenttivarsi
 Kuorman F_{ed} momenttivarsi $ac + x_1/2$
 Mitoitusvaakavoima
 Pystyettäisyys vetoraudoitukseen kuormituksen vaikutuspisteestä

Solmun 2 puristuslujuus on

$$\sigma_{Rd,max} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} \text{ (BY 60 2008, 84)}$$

$$\sigma_{Rd,max} = 46,4N/mm^2$$

Solmun 2 leveydeksi x_1 saadaan tällöin

$$x_1 = \frac{F_{ed}}{b * f_{cd1}} = \frac{495000N}{237mm * 46,4N/mm^2}$$

$$x_1 = 45,01mm$$

Iteroidaan solmun korkeus a_0 siten, että jännitys $\sigma_{c0} < f_{cd1}$

$$\sigma_{c0} = \frac{F_{c0}}{b * f_{cd1}}, \text{ jossa}$$

$$F_{c0} = \frac{M_{Ed,s}}{z}, \text{ jossa}$$

$$M_{Ed,s} = F_{ed} * c + H_{ed} * h_1$$

$$M_{Ed,s} = 51,24 \text{ kNm}$$

$$z = d - \frac{a_0}{2}, \quad a_0 \text{ valitaan } 24,90mm$$

$$z = 200mm - \frac{24,9mm}{2} = 187,55mm$$

$$F_{c0} = \frac{51,24kNm}{0,18755m} = 273,18kN$$

$$\sigma_{c0} = \frac{273180N}{237mm * 46,4N/mm^2} = 46,29N/mm^2 \text{ OK!}$$

Tällöin vetoraidoituksen Ft1 mitoitusvoima on

$$F_{t1} = F_{c0} + H_{ed}$$

$$F_{t1} = 273,18kN + 99,0kN = 372,18kN$$

Vetoraidoituksen mitoitusehto

$$F_{t1} < A_{s1} * f_{sd}, A_{s1} = 452mm^2$$

$$372,18kN < 452mm^2 * 550N/mm^2$$

$$372,18kN < 373,6kN$$

Tarkastetaan puristussolmu 1 konsolin nokassa

$$f_{cd3} = 0,85 * \left(1 - \frac{f_{cd}}{250}\right) * f_{cd}$$

$$f_{cd3} = 31,18N/mm^2$$

$$\sigma_{c5} = \frac{F_{ed}}{b * a_5} * 1 + \left(\frac{H_{ed}}{F_{ed}}\right)^2 < f_{cd3}$$

$$\sigma_{c5} = \frac{495000N}{237mm * 150mm} * 1,04 < f_{cd3}$$

$$14,48N/mm^2 < 31,18N/mm^2 \text{ OK!}$$

Tarkistetaan raudoituksen ankkuroinnista ulokkeen yläpinnassa syntyvä vetovoima. Käytetään pinta-alana konsolin reunoja, pultin varauksen alalaitaan saakka.

$$\sigma_{c6} = \frac{F_{t1}}{b * u}, \text{ missä } u = 2 * \text{raudoituksen suojaetäisyys} + \phi/2$$

$$\sigma_{c6} = \frac{372180N}{2 * 5850mm^2} = 31,80N/mm^2 \sim 31,18N/mm^2 \text{ OK!}$$

Koekappaleiden rakennelaskelmat

1 PILARI P1

Pääraudoitus

Betoni $C50/60, f_{cd} = 28,33 \text{ N/mm}^2$

Raudoitus $A500HW, f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$

Pilarin koko $480 \times 480 \text{ mm}$

Pilarin korkeus $h = 600 \text{ mm}$

Hoikkuus $\lambda = \frac{l_0}{i}$, jossa

$$l_0 = 2 * l$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$$

$$\lambda = \frac{1200 \text{ mm}}{\sqrt{\frac{480 \times 480^3}{12}}}}{480 \times 480} = 8,7 \ll 25; \text{ pilari on jäykkä, lisäepäkeskisyyttä } e_2 \text{ ei huomioida}$$

Epäkeskisyyys $e_d = e_0 + e_a$, jossa

$$e_0 = \frac{480 \text{ mm}}{2} + \frac{150 \text{ mm}}{2} = 0,315 \text{ m}$$

$$e_a = \frac{l_0}{400} = \frac{2000}{400} \text{ mm} = 5 \text{ mm}$$

$$e_d = 315 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = 320 \text{ mm}$$

Mitoitusmomentti $M_{Ed} = 650 \text{ kN} * 0,320 \text{ m} = 208 \text{ kNm}$

Suhteellinen momentti $\mu = \frac{M_{Ed}}{b * h^2 * f_{cd}} = \frac{208,0 * 10^6 \text{ Nmm}}{480 \text{ mm} * 480^2 \text{ mm}^2 * 28,33 \text{ N/mm}^2} = 0,07$

Suhteellinen normaalivoima $\vartheta = \frac{N_{Ed}}{b * h * f_{cd}} = \frac{650 * 10^3 \text{ N}}{480 \text{ mm} * 480 \text{ mm} * 28,33 \text{ N/mm}^2} = 0,1$

Raudoituksen sijainti $d' / h = \frac{35 \text{ mm}}{480 \text{ mm}} = 0,07$

Raudoitusmäärä katsotaan yhteisvaikutusdiagrammista. Raudoitusmäärä poikkileikkauksessa on

$$A_s = \rho * A_c, \text{ jossa } \rho = \omega * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right), \omega = 0,2$$

$$A_s = 0,013 * 480 \text{ mm} * 480 \text{ mm}$$

$$A_s = 3001 \text{ mm}^2$$

Raudoitukseksi valitaan 4 T32 ($A_s = 3217 \text{ mm}^2$). Koeteknisistä syistä raudoitus toteutetaan HPM P30 peruspulteilla.

Pääraudoituksen ankkurointi

Tarkistetaan pääraudoituksen ankkurointikapasiteetti aiheutuvalle rasitukselle.

Sisäinen momenttivarsi $z = 364 \text{ mm}$

Raudoituksen vetovoima $F_t = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{208 \text{ kNm}}{0,364 \text{ m}} = 571,43 \text{ kN}$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}, \text{ jossa}$$

$\emptyset = \text{raudoituksen halkaisija}$

$\sigma_{sd} = \text{ankkuroitava teräsännitys}$

$f_{bd} = \text{tartuntalujuus betonissa} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$

$$l_{b,rqd} = \frac{32}{4} * \left(\frac{\frac{571,43 \text{ kN}}{2 * \pi * 16^2}}{2,25 * 0,7 * 1 * \frac{1,93 \text{ N}}{\text{mm}^2}} \right) = 935 \text{ mm}$$

Tartuntapituus

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 * l_{b,rqd} \text{ (BY 210, 466)}$$

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \emptyset) / \emptyset$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(42 - 32) / 32$$

$$\alpha_3 = 1 - K\lambda$$

$$\alpha_3 = 1 - 0,1 * \left(\frac{5 * \pi * 4^2 - \left(\frac{\pi * 4^2}{300 \text{ mm}} * 600 \text{ mm} \right)}{3001 \text{ mm}^2} \right)$$

$$\alpha_4 = 0,7$$

$$\alpha_5 = 1 - 0,04\rho$$

$$l_{bd} = 1 * 0,953 * 0,995 * 0,7 * 1 * 935 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 621 \text{ mm} > 600 \text{ mm}$$

Tehdään harjaterästappien yläosaan kierre M30, ja lisätään pilarin yläosaan teräslevy, johon peruspultit voidaan muttereilla kiristää. Tällöin kuormituksen aiheuttamana raudoituksen vetovoima vähennee. Samalla levyyn voidaan kiinnittää nostokorvake.

Pilarin hakaraudoitus

Hakaraudoituksen minimihalkaisija on neljäsosa pääraudoituksen halkaisijasta ja hakaväli on enintään 15 kertaa pääraudoituksen halkaisija. Hakojen katsotaan sitovan ne päätangot, joiden etäisyys haan nurkasta on enintään 20 kertaa pääraudoituksen halkaisija. Muut päätangot sidotaan väliha-oilla. Pilarikonsolin kohdalla käytetään tihennettyä hakajakoa pilarin suuremman sivumitan korkuisella alueella.

Haat $d = \emptyset / 4 = 8 \text{ mm}$

Hakaväli $s = \max\{15\emptyset = 480 \text{ mm}, 300 \text{ mm}, 480 \text{ mm}\}$

Valitaan pilarihaoiksi 5T8k130 koko pilarin matkalla.

Teräsmäärän tarkastus:

$$A_{s,min} = 0,002 * A_c \text{ tai } 0,10 * \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$$

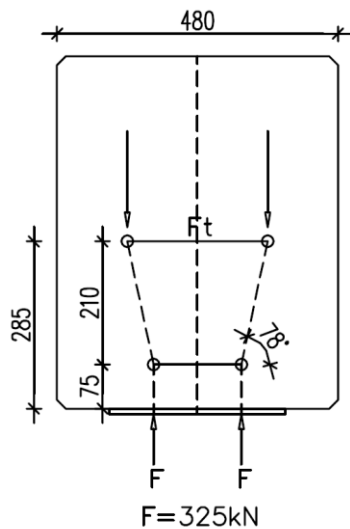
$$A_{s,min} = 461 \text{ mm}^2 \text{ tai } 150 \text{ mm}^2 \text{ OK!}$$

$$A_{s,max} = 0,06 * A_c$$

$$A_{s,max} = 13\,824 \text{ mm}^2 \text{ OK!}$$

Pilarin halkaisuraudoitus

Koska pilarin alapää on 300 mm leveän laipan päällä, kohdistuu pilarin pohjaan kuorman keskittymästä aiheutuva halkaisuvoima.



KUVA 1. Halkaisuvoiman ristikkomalli (BY 210, 436).

$$F_t = 325 \text{ kN} * \tan 12^\circ$$

$$F_t = 69 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{69 * 10^3 \text{ N}}{435 \text{ N/mm}^2} = 158,6 \text{ mm}^2$$

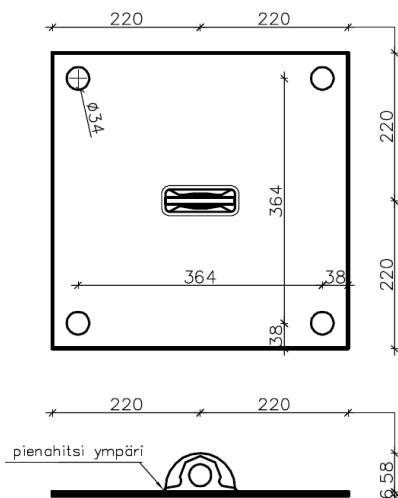
Todetaan, että pilarin alaosassa on riittävä hakaraudoitus 3T8. Lisätään varmuuden vuoksi poikittainen halkaisuraudoitus palkin päähän, 2T8k200, vaikkakaan Runko-BES mukaan halkaisuraudoitusta ei erikseen tarvita, jos

$$\frac{1,2 * F_d}{A_{co}} \leq F_{cd}$$

$$\frac{1,2 * 650\,000 \text{ N}}{480 \text{ mm} * 300 \text{ mm}} \leq 28,33 \text{ N/mm}^2$$

$$5,42 \text{ N/mm}^2 \ll 28,33 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

Teräslevyn mitoitus pilarin nostolle



Nostokorvakkeen suurin etäisyys kiinnityspisteestä

$$s = \frac{\sqrt{2} \cdot 364 \text{ mm}}{2} = 257 \text{ mm}$$

Levyn momentti

$$M_{Ed} = 0,257 \text{ m} \cdot \frac{0,48^2 \text{ m}^2 \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3}{2} = 0,45 \text{ kNm}$$

Tarvittava taivutusvastus

$$W = \frac{M}{\sigma_{max}} = \frac{0,45 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{\frac{355 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 1268 \text{ mm}^3$$

Lasketaan paksuus

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot W}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1268 \text{ mm}^3}{\sqrt{2} \cdot 364 \text{ mm}}} = 3,85 \text{ mm, valitaan } 6 \text{ mm levy}$$

Pulttiliitoksen tarkastelu

Vetovoima

$$F_{t,max} = 0,8 \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot 550 \text{ N/mm}^2 = 354 \text{ kN}$$

Mutterin aluslevy

$$d = 56 \text{ mm}, A = \pi \cdot (28^2 \text{ mm} - 15,5^2 \text{ mm}) = 1708 \text{ mm}^2$$

Pintapaine teräslevyyn

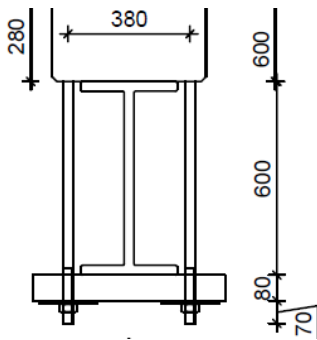
$$\rho_{max} = \frac{354000 \text{ N}}{1708 \text{ mm}^2} = 207 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2$$

Teräslevy S355, nostokorvakkeen hitsi ohjeen mukaan korvakkeen ympäri, a-mitta=4mm.

Pilarin kiinnitys koetilanteessa

Pilari kiinnitetään HPM P-peruspulttien kierreosasta vaakarakenteella koestimen palkin alapuolelta.

Tarkastellaan vaadittavaa kiinnityskappaletta.



Kiinnitysosan maksimietäisyys palkin laipasta on 50mm. Lasketaan tästä aiheutuva momentti teräkselle, sekä leikkausvoima vedosta.

Momentti $M_{Ed} = 0,05m * 354 kN = 17,7 kNm$

Leikkausvoima $\tau_{max} = 354 kN$

Käytetään kahta vierekkäistä profiilia, joiden välistä kiinnitys peruspulteilla. Tällöin leikkausvoima ja taivutusmomentti rasittavat molempia kappaleita. Leikkausvoimakestävyyden tulee olla suuri, joten valitaan putkiprofiili.

Leikkauskestävyys $V_{PL,Rd} > \frac{354}{2} = 177 kN$

Profiili taulukosta *Ruukki CFRHS 80 * 80 * 6mm S420,*

$$V_{PL,Rd} = 204,1 kN$$

$$W_{pl} = 45,79 * 10^3 mm^3$$

Tarkistus:

Lommahdukskestävyys $\frac{h}{t} \leq \frac{72\epsilon}{n} + 3 \rightarrow \frac{80}{6} \leq \frac{72 * \sqrt{\frac{235}{420}}}{1,0} \rightarrow 13,3 \leq 53,8 OK$

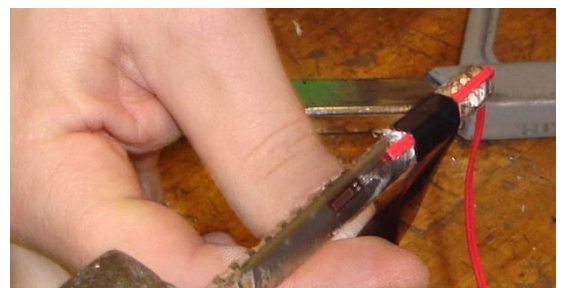
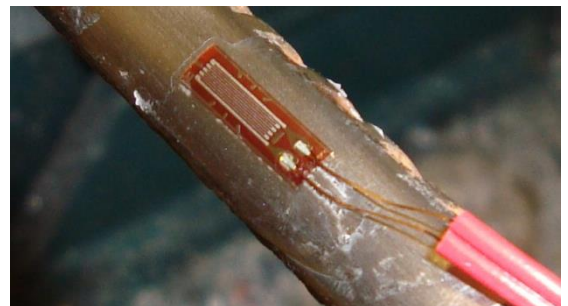
Leikkauslommahdukskestävyyttä ei tarvitse tarkistaa. Tarkistetaan yhteiskestävyys taivutukselle ja leikkaukselle. Koska leikkausvoima ylittää puolet leikkauskestävyydestä, käytetään myötölujuudelle pienennettyä arvoa $(1 - \rho)f_y$:

$$\rho = \left[\frac{2 * V_{Ed}}{V_{PL,Rd}} - 1 \right]^2 = \left[\frac{2 * 177000N}{204100N} - 1 \right]^2 = 0,54$$

Momenttikestävyys $M_{C,Rd} = M_{PL,Rd} = \frac{W_{PL,Rd} * \rho * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45790 * 0,54 * 420}{1,0} = 10,38 kNm > \frac{17,7}{2} kNm$

Valitaan kiinnitykseen kaksi 80x80x6mm neliöputkiprofiilia (S420).

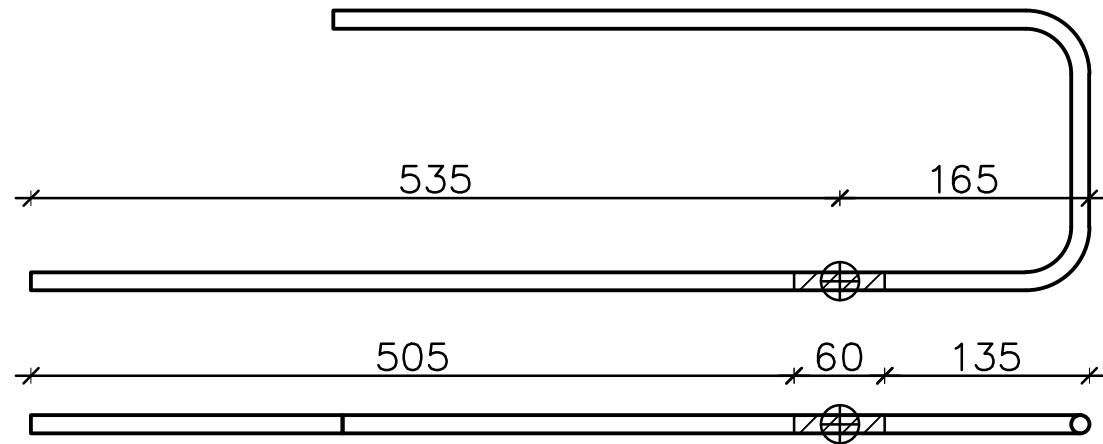
1. Tarkista anturin sijaintipaikka teräksessä piirustuksesta
2. Mittaa ja merkitse paikka
3. Teräksen hionta peiliksi
 - pinnan oltava tasainen ja ehdottoman puhdas, ei kuitenkaan vaakasuora! Hionta mahdollisimman vähän materiaalia kuluttavasti.
2. Hiontakohdan puhdistus
 - ensin puhdistusspray
 - viimeisenä sähköpuhdistusspray; normaalit puhdistussprayt jättävät pintaan kalvon
 - käytä nukkaamatonta liinaa!
3. Puhdistussprayn haihduttua anturi voidaan liimata
 - anturi liimataan mattapinta terästä vasten ja hilapuoli ulospäin
 - anturin oltava ehdottomasti samansuuntainen teräksen vetosuuntaan nähden!
 - mallaa anturia paikoilleen, taivuta johdot siten että saat anturin puristettua hyvin paikalleen
 - käytä mahdollisimman vähän liimaa
 - varmista, että anturista lähtevät johdot eivät ole kierteellä
 - purista anturia terästä vasten sormin n. 30 sekunnin ajan; käytä välissä muovia, tai peukalo ei irtoa teräksestä
4. Kun liima on kuivunut
 - irroita teräkseen liimautuneet, suojaamattomat anturin johdot ohuella muovinpalalla, ja nosta johtimien alkupää suojatulta osalta hieman irti teräksestä esim. teippiä tai kuumaliimaa käyttäen
 - tee vedonpoisto **värikoodatulla teipillä**
 - suihkuta päälle kerros suojalakkaa
5. Tarkista anturi yleismittaria käyttäen
 - vastus anturin johdoista 120Ω
 - vastus anturin ja teräksen välillä ääretön
6. Suojaa anturi
 - anturin ja suojaamattoman johdon päälle Sikaflex –kerros, anna kuivua
 - koko paketin päälle kutistesukka n. 60mm, keskeisesti anturiin nähden
7. Merkitse anturin johdon toinen pää **värikoodatulla teipillä!**
8. Kun anturi on asennettu, niputa johdot teräksiin teipillä tai nippusiteellä odottamaan asennusta muottiin
9. Valussa anturin johdot tuodaan muotista ulos sopivasta kohtaa, ja järjestellään yhdeksi ryhmäksi siten, että vedonpoisto voidaan järjestää.



Lovipään anturien sijoitus

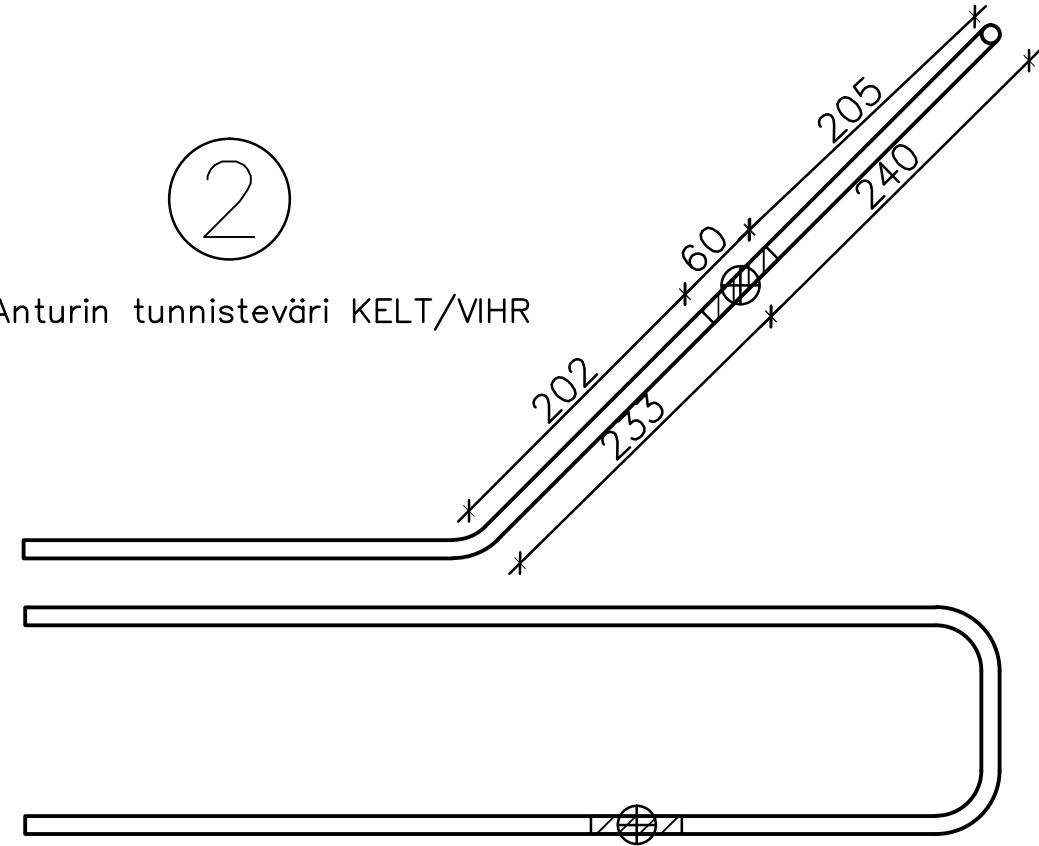
①

Anturin tunnisteväri SININEN



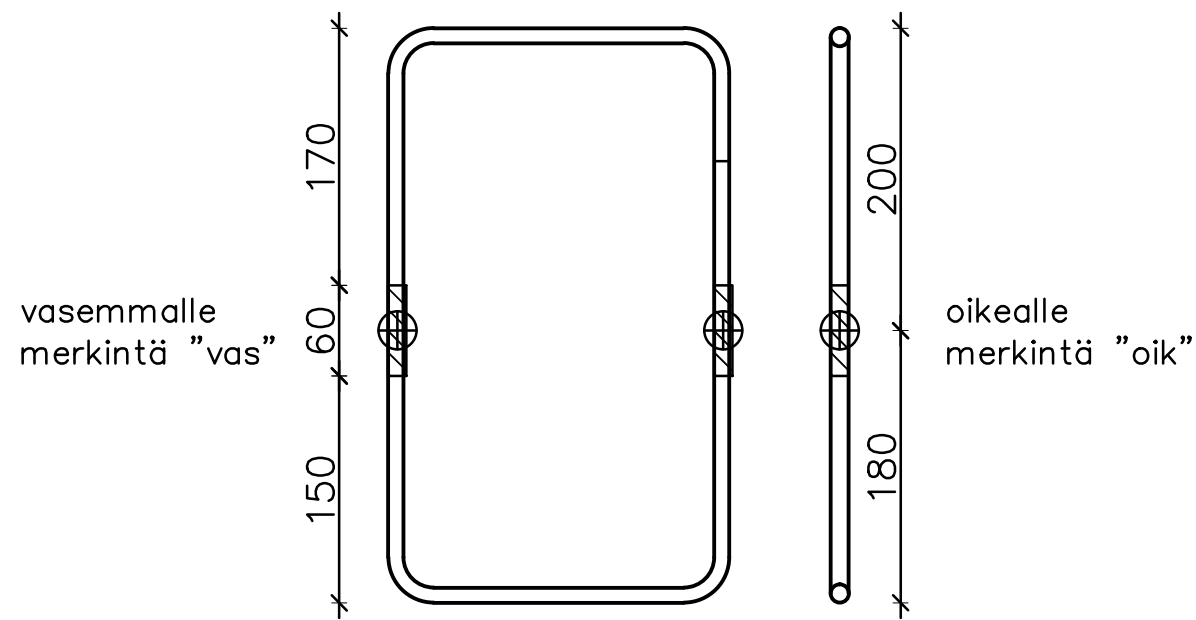
②

Anturin tunnisteväri KELT/VIHR



U1 (T12):

Anturin tunnisteväri PUNAINEN

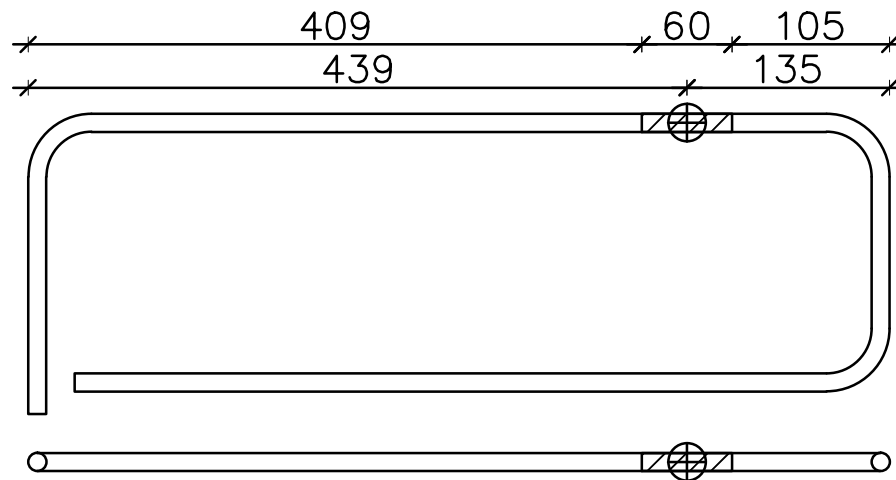


⊕ = anturi

▨ = kutistesukka

K.OSA	KORTTELI/TILA	TONTTI/RNo	RAKENNUSLUVAN TUNNUS	
RAKENNUSOIMENPIDE UUDISRAKENNUS		PIIRUSTUSLAJI RAKENNEPIIRUSTUS		JUOKS.No
RAKENNUSKOHTEEN NIMI JA OSOITE		PIIRUSTUKSEN SISÄLTÖ ANTURIEN SIJAINTI LOVIPÄÄN TERÄKSISSÄ Yhteensä 4kpl / lovipää		MITTAKAAVAT 1:5
SUUN.ALA		TYÖ No	PIIR.No	MUUTOS
RAK				
PÄIVÄYS 23.3.2014		YHT.HENK. VJA [REDACTED]		

Pilarikonsolin anturien sijoitus



Vasemmanpuoleisen tunnisteväri SININEN

Oikeanpuoleisen tunnisteväri PUNAINEN

⊕ = anturi

▨ = kutistesukka

K.OSA	KORTTELI/TILA	TONTTI/RNo	RAKENNUSLUVAN TUNNUS	
RAKENNUSOIMENPIDE UUDISRAKENNUS		PIIRUSTUSLAJI RAKENNEPIIRUSTUS		JUOKS.No
RAKENNUSKOHTEN NIMI JA OSOITE		PIIRUSTUKSEN SISÄLTÖ ANTURIEN SIJAINTI PILARIN TERÄKSISSÄ Yhteensä 2kpl / pilari		MITTAKAAVAT 1:5
		SUUN.ALA RAK	TYÖ No	PIIR.No
		PÄIVÄYS 23.3.2014	YHT.HENK. [REDACTED]	