



Osaamista
ja oivallusta
tulevaisuuden
tekemiseen

Juhan-Petteri Laakso

Paaluanturan mitoitus ristikkomenetelmällä käytettäessä paalumäärää 10...16

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK)

Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma

Insinööriytyö

17.4.2020

Tekijä Otsikko Sivumäärä Aika	Juhan-Petteri Laakso Paaluanturan mitoitus ristikkomenetelmällä käytettäessä paalumäärää 10...16 60 sivua + 2 liitettä 17.4.2020
Tutkinto	insinööri (AMK)
Tutkinto-ohjelma	Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma
Ammatillinen pääaine	Rakennetekniikka
Ohjaajat	erikoissuunnittelija Arto Hokkanen, DI laboratorioinsinööri Matti Leppä
<p>Ristikkomenetelmää (STM) voidaan tutkimusten perusteella hyödyntää betonirakenteissa, joissa on epälineaarinen jännitys jakauma. Tutkimukset perustuvat puristuskokeisiin, joita on tehty täyden mittakaavan kokoisille sekä todellista pienemmän kokoluokan koekappaleille. Paaluanturoissa jännitys jakauma on tyypillisesti epälineaarinen ja Bernoullin tekninen taivutusteoria ei ole voimassa.</p> <p>Perusajatuksena STM-mallissa on, että betoni ottaa vastaan oletetun STM-ristikon puristusjännitykset ja betoniteräksiset vetojännitykset. Näiden voimien ja jännitysten ratkaiseminen on STM-menetelmän keskiössä. Valitussa STM-mallissa voimien tulee olla tasapainossa sekä ulkoisesti että sisäisesti.</p> <p>Toimeksiannon insinöörityölle on antanut A-insinöörit Suunnittelu Oy. Yrityksen tavoitteena on kehittää STM-menetelmän hyödyntämistä vakiopaaluanturoita suuremmassa kokoluokassa oleville anturoille. Tällaisia kohteita muodostuu nykyään mm. korkealle rakentamisen johdosta, jolloin kuormat perustuksille kasvavat vakiopaaluanturoiden kapasiteetin ulkopuolelle.</p> <p>Kirjallisuustutkimuksen perusteella tutkittiin vaihtoehtoja työssä tarkastelussa olevalle paaluanturalle ja löydettiin ratkaisu, miten STM-malli on mahdollista muodostaa ja antura mitoittaa. Laskenta esimerkissä havainnollistettiin tarvittavan pääraudoituksen määrää.</p> <p>Laskennan perusteella tuloksena määriteltiin alapinnan raudoitus ja mitoittavaksi tekijäksi havaittiin käyttörajatilan halkeamaleveys kyseisessä STM-mallissa. Havaittiin myös Eurocoden kaavojen soveltuvan parhaiten tasossa kuvattuun STM-malliin.</p>	
Avainsanat	STM-menetelmä, ristikkomenetelmä, paaluantura

Author Title	Juhan-Petteri Laakso Design of A Large-Scale Pile Cap Using Strut and Tie Method
Number of Pages Date	60 pages + 2 appendices 17th April 2020
Degree	Bachelor of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Professional Major	Structural Engineering
Instructors	Arto Hokkanen, MEng, (A-insinööri) Matti Leppä, Laboratory Engineer (Metropolia)
<p>The strut and tie method was found in the 1980s. The method was developed by practical full scale and miniature scale compression tests. The theoretical basis of the calculations is classical truss analogy. Pile cap is a construction with non-linear stress field, why Bernoulli's theorem is not valid.</p> <p>This thesis was commissioned by A-insinööri Suunnittelu Ltd. The aim was to develop formulas for the utilisation of strut and tie model to design large-scale pile caps. On the basis of the previous studies, alternatives to design pile caps were investigated, and a solution for how to construct and measure strut and tie model was found. Formulas were calculated to define the required number of main reinforcements in large scale pile caps.</p> <p>The designed strut and tie model was defined by dimensioning of reinforcement. It was found that the crack width of the serviceability limit state was the dimensioning factor in the STM model. It was concluded that Eurocode formulas were most applicable for the strut and tie model, which was described in the 2D-plane. The example provided in the thesis shows how to reinforce a large-scale pile cap with the strut and tie model. Finally, a good strut and tie model considers principal stress, and pile cap is reinforced for these stresses</p>	
Keywords	STM-method, strut and tie method, pile cap

Alkusanat

Insinööriytyö on tehty A-insinöörit Suunnittelu Oy:lle ja kuuluu Metropolia ammattikorkeakoulun rakennetekniikan opintoihin.

Haluan kiittää työni ohjaajaa DI Arto Hokkasta hyvistä neuvoista, kommenteista ja ideoista projektin edetessä. Kiitän myös oppilaitoksen ohjaaja Matti Leppää arvokkaasta työstä. Lisäksi kiitän kommentoinnista ja avusta A-insinöörien DI Olli Aspia, DI Ville Lainetta, DI Jari Hietalaa ja DI Arttu Yli-Pietilää.

Kiitän tuesta ja kärsivällisyydestä vaimoani Sailaa, joka on jaksanut kannustaa minua tämän työn ja opintojen edetessä.

Espoossa 17.4.2020



Juhan-Petteri Laakso

Sisällys

Lyhenteet

1	Johdanto	1
1.1	Tausta ja tavoitteet	2
1.2	Rajaukset ja työn rakenne	2
2	Kirjallisuuskatsaus paaluanturoihin ja ristikkomenetelmään	4
2.1	Ristikkomallin (STM) muodostuminen	5
2.1.1	Ristikkomallin toimivuus kokeellisesti	7
2.1.2	Puristussauvat	10
2.1.3	Solmupisteet	10
2.2	Ristikkomenetelmä (STM) kotimaisessa kirjallisuudessa.	12
2.3	Vakiopaaluanturoiden laskentataulukot	15
2.4	Ristikkomalli (STM) kolmiulotteiselle paaluanturalle	17
2.5	Paaluanturan geometria	18
2.6	Paaluanturan jäykkyys	19
2.7	Paaluantura lämmönkehityksen huomiointi suunnittelussa ja toteutuksessa	22
2.8	Tarkastelu lävistymisen kautta	23
2.9	Paaluanturan raudoitusjärjestelyt	23
2.9.1	Raudoitus jakaminen paaluanturan alalle.	24
2.9.2	Vähimmäispääraudoitus	27
2.9.3	Betoniterästen taivuttaminen	27
2.9.4	Halkeamaleveys	29
2.9.5	Ankkurointi	30
2.9.6	Tankovälit	30
3	Suunnitteluperusteet	32
3.1	Yleiset säännöt ja kuormia koskevat säännöt	32
3.2	Tarkastelu murtorajatilassa (MRT tai eng. ULS)	32
3.2.1	Kuormien laskeminen murtorajatilassa	33
3.2.2	Materiaalin suunnitteluarvot	34
3.3	Tarkastelu käyttörajatilassa (KRT tai eng. SLS)	35
3.4	Maapohjan ja rakenteen yhteistoiminta	35
4	Paaluanturan mitoitus	37

4.1	Paaluanturan geometria	38
4.2	Paaluanturan korkeuden valinta	39
4.3	Paaluantura lämmönkehitys	42
4.4	Paaluanturan jäykkyyden arviointi geometrian perusteella	43
4.5	Raudoituksen sääntöjä ja reunaehtoja	43
4.5.1	Vähimmäisraudoituksen määrä	43
4.5.2	Betoniterästen taivuttaminen ja ankkurointi	44
4.5.3	Tankovälit	46
4.6	Esimerkki alapinnan pääraudoituksen laskennasta	46
4.6.1	Osaristikoiden muodostuminen	47
4.6.2	Statiikan tarkastuslaskema	50
4.6.3	Raudoitusmäärä alapinnassa	51
4.6.4	Ripustushaات ja kokonaisraudoitusmäärä	55
4.6.5	Halkeamaleveys	55
4.6.6	Puristuspaarten tarkastus nurkkasolmussa	57
5	Yhteenveto	59
	Lähteet	61
	Liitteet	
	Liite 1. Laskentaesimerkin pilarin laskentaraaportti.	
	Liite 2. Laskentaesimerkin paalukuormien laskentataulukko.	

Lyhenteet ja määritelmät

BY	Suomen Betoniyhdisty ry.
EC	Eurocode, Eurooppalainen suunnittelustandardikokoelma. Rakennusten suunnittelu on käytännössä tehtävä Eurocoden ja suomen kansallisten valintojen mukaisesti (Ympäristöministeriön asetus 477/2014: 3§).
FEM	Elementtimenetelmä (eng. finite element method). Numeerinen laskenta menetelmä, jolla voidaan ratkaista tietokoneavusteisesti monimutkaisia (todellisia) rakenteita. [Salmi & Kuula 2012: 317-318.]
FI NA	National annex (suomen kansallinen liite). Eurocode:ssa annettava mahdollisuus erikseen mainituissa kohdissa tehdä kansallinen valinta esim. kertoimen suhteen.
KRT	Käyttörajatilamitoitus (eng SLS) EC:n ja Suomen rakentamismääräysten mukainen menetelmä rakennusten mitoittamiseen, jossa tarkastellaan rakenteelle tai rakennukselle asetettuja toiminnallisten vaatimusten täyttymistä (mm. taipuma).
LVI	Lämpö-, vesi- ja ilmanvaihtojärjestelmä tai sen osa.
MRT	Murtorajatilamitoitus (eng. ULS). EC:n ja Suomen rakentamismääräysten mukainen menetelmä rakennusten ja rakenneosien mitoittamiseen, jossa kuormia kasvatetaan ja rakennetta heikennetään varmuuskertoimilla.
RakMK	Rakentamismääräyskokoelma. Aiemmin voimassa olleet ympäristöministeriön rakentamismääräykset, jotka korvattiin maankäyttö- ja rakennuslain mukaisesti asetuksilla. [Ympäristöministeriön verkkosivut: 2016. Luettu 18.2.2020.]
STM	Strut and tie method (suom. ristikkomenetelmä). Menetelmässä kuvitellaan avaruusristikko betonirakenteen sisään, jonka perusteella ratkaistaan ristikon sisäiset voimasuorat ja johdetaan tarvittava raudoitus.

1 Johdanto

Talonrakentamisessa paaluperustukset ovat käytössä pääosin kahdesta syystä. Asutuksen ja rakentamisen tiivistyessä kaupungeissa ja asutuskeskuksissa on otettu käyttöön myös perustamisolosuhteiltaan haastavimmat rakennuspaikat. Näissä maapohjan kantavuus ns. geotekninen kantavuus ei riitä kantamaan rakennuksen kuormia ilman paalutusta. Eli käytännössä maapohja murtuu tai painuu liikaa perustusten alla maanvaraisella perustamistavalla. Toinen yleinen tilanne, jolloin päädytään paaluperustukseen, on rakennuksen suuret kuormat, joita ei yleisesti hyvänäkään pidetty maapohja pysty kantamaan. Tämä on myös osaltaan seurausta nykyrakentamisen kehityksestä. Rakennetaan isompaa ja korkeammalle, jolloin perustuksille tulevat kuormat kasvavat.

Betoniyhdistys ja Rakennusteollisuus on laskenut ja mitoittanut raudoituksen paaluperustuksille, ja tuottanut valmiit raudoitusohjeet ja kestävyystaulukot 2...9 paalun anturoille. Näitä kutsutaan vakiopaaluanturoiksi. A-Insinööreiltä Olli Asp on mukana päivittämässä vakiopaaluantura -ohjetta. Päivitys on juuri meneillään. Myös SSAB Oy on tehnyt valmiita taulukkomitoituksia teräsmaaluille betonisten lyöntipaalujen tapaan. Molempien ohjeiden perustana on mitoitus ristikkomenetelmällä. [Eurokoodin ja PO-2011 mukaiset vakiopaaluanturat. 2011; Perustukset. Teräsbetoniset vakiopaaluanturat RR- ja RD-paaluille (FPS). 2016.]

Vakiopaaluanturoita suurempien paaluanturoiden tai -laattojen mitoitus on perinteisesti sisältänyt Suomessa ja maailmalla myös empiirisiä piirteitä tarkempien suunnitteluohjeiden puutteen vuoksi. Monesti on päädytty poikkileikkaus- tai taivutusmitoitukseen, joka ei kuvaa parhaiten paksun betonirakenteen eli paaluanturan toimintaa. Vastaus ongelmaan on ristikkomenetelmä. [Abdul-Razzaq 2017: 6.]

Ristikkomenetelmä (STM-malli) on todettu käytännöntutkimuksin soveltuvaksi betonirakenteiden mitoitukseen. Ristikkomallilla voidaan kuvata betonirakenteiden murtomekanismeja usein hyvin tuloksin, mutta niiden toiminta ja rajoitukset tulee tuntea. Tämä vaatii rakennesuunnittelijan hyvää perehtymistä aiheeseen, jotta mitoitus on varmallalla puolella. Ristikkomallissa betonirakenteen sisään kuvitellaan oletettu taso- tai avaruusristikko, josta ratkaistaan sauvojen voimasuureet usein kimmoteoriaan perustuen. Puristetut

sauvat ajatellaan betoniksi ja vedetyt sauvat ajatellaan betoniraudoitukseksi. Näiden yhdistymiskohtia kutsutaan solmupisteiksi. Sauvojen ja solmupisteiden säännöt ja ohjeet on rakennesuunnittelijan syytä tuntea hyvin ristikkomallia käyttäessä. Rakenteen sisään voi kuvitella lukuisia eri ristikkomalleja, mutta vain yksi näistä on todellinen, ja tämä malli on tietysti suunnittelijan tarkoitus löytää ja käyttää mitoituksessa. [Leskelä 2008: 159-161.]

Vaikka itse ristikkorakenteet ja ristikkoanalogia on löydetty jo 1800-luvun loppupuolella, on niiden hyödyntäminen betonirakenteisiin ja mallien kehittäminen alkanut saada soveluksia betonirakenteisiin vasta 1980-luvun loppupuolella. Ristikkorakenteita käytetään luonnollisesti myös muualla talonrakentamisessa mm. kattokannattajina, jotka on valmistettu teräksestä tai puusta.

1.1 Tausta ja tavoitteet

Toimeksianto insinööriyöstä on tullut A-insinöörit Suunnittelu Oy:ltä. A-insinöörit konserni on Suomen mittakaavassa suuri insinööritoimisto ja mukana useissa pienissä ja suurissa rakennushankkeissa, joissa käytetään paaluanturoita. Yrityksen tavoitteena on saada kehitettyä vakiopaaluanturoita suuremmille paaluanturoille soveltuva laskentamalli ristikkomenetelmää hyödyntäen.

Tavoitteena on perehtyä ristikkomentelmän mitoitus- ja laskentaperusteisiin tutkimalla kirjallisuudesta löytyvää tietoa ja Eurocoden suunnitteluohjeita sekä kansallisia ohjeita. Työhön on tarkoitus kuvata riittävän laajasti taustatiedot paaluanturan mitoituksesta yleisesti ja ristikkomenetelmällä, jotta lukijalle tulisi käsitys mitoitusprosessista ja prosessiin liittyvistä muuttujista. Kirjallisuustutkimuksen jälkeen on tavoitteena muodostaa ja etsiä sopivia ristikkomalleja 10...16 paalun anturoille. Lopuksi on tarkoitus laskea esimerkkitapaus soveltaen ristikkomenetelmää.

1.2 Rajaukset ja työn rakenne

Insinööriyö alkaa kirjallisuuskatsauksella perehtymällä ristikkomenetelmän ja sen paaluntura sovellusten kirjallisuuteen, tehtyihin tutkimuksiin ja -opinnäytetöihin. Tarkemmin

sisältö jakautuu neljään pääosaan, kirjallisuuskatsaus, suunnitteluperusteet, paaluanturan mitoitus ja laskenta esimerkki. Insinööriyössä pyritään etenemään loogisesti perusteista syvemmälle ja johdattaa lukija paaluanturan mitoitukseen ja problematiikkaan.

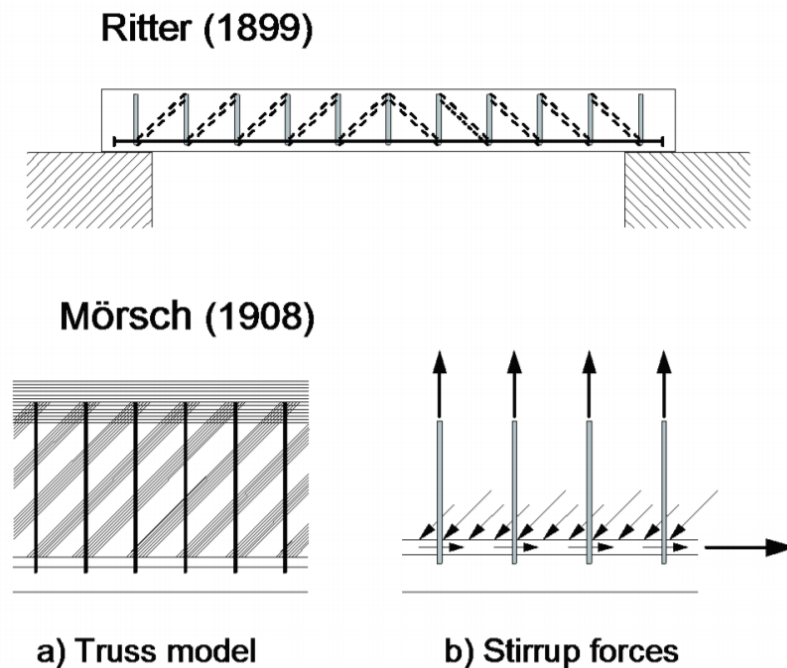
Vaikka käsitellään vain yhtä rakenne osaa, on siihen liittyviä muuttujia löydettävissä, jopa usealta suunnittelualalta. Todellisuudessa mitoitus- ja suunnitteluprosessi vaatii suunnittelualojen asetettujen vaatimusten yhteensovituksen. Geoteknisen kantavuuden tarkastelut ja geotekniikka käsitteleminen syvällisemmin jätetään työn ulkopuolelle. Paaluanturan kuormatiedot oletetaan työssä lähtöarvoiksi ja rakennuksen ja rakenneosien kokonaisstabiliteetti varmistetuksi.

Tässä insinööriyössä tehdään yksinkertaistus olettamalla, että lähtötietona paalut ovat tuettu kovaan maapohjaan esimerkiksi kallioon. Paalujen geoteknisiin- tai rakenteellisiin kantavuuksiin tai erikoistapauksiin, joita voisi tulla vaikkapa jyrkän kallion alueella, ei pureuduta tarkemmin. Tällöin on mahdollista esimerkiksi toisen paalun osua kallioon ja toisen päätyä maakerrokseen, jolloin paalujen siirtymätilat on arvioitava erityisen tarkkaan.

Laskentaesimerkissä paalujen kapasiteetti otetaan lähteestä Tuotelehti PO-2016 mukaiseen paalutuksen suunnitteluun ja paalutustyöhön 2016. Rakennemalliksi valitaan keskeisesti normaalivoiman kuormittama betonipilari, jonka päihin oletetaan nivelet. Työssä käytetään teräsbetonisia lyötäviä tukipaaluja. Työssä ei käytetä vinopaaluja, vaan paalut oletetaan asennettavan pystysuoraan. Kuormitukset paaluanturalle työssä oletetaan aiheutuvan ulkoisista kuormista ja mm. pakkovoimien vaikutusta ei tarkastella.

2 Kirjallisuuskatsaus paaluanturoihin ja ristikkomenetelmään

Ristikkoanalogia hyödyntäminen betonirakenteiden mekaniikassa on saanut alkunsa jo 1800-luvun lopussa klassisen ristikkoanalogian mukaisesti, jonka kuvasivat Ritter 1899 ja Mörsch 1908. Tästä ristikkoanalogiasta käytetäänkin yleisesti RITTER-MÖRSCH -nimitystä ja on havainnollistettu kuvassa 1. [Chapter 14 Design with strut-and-tie models examples. 2018: 14-1; Grandić ym. 2015: 1.]



Kuva 1. Ritter-Mörsch:n mukainen ristikkomalli. [Grandić ym. 2015: 1.]

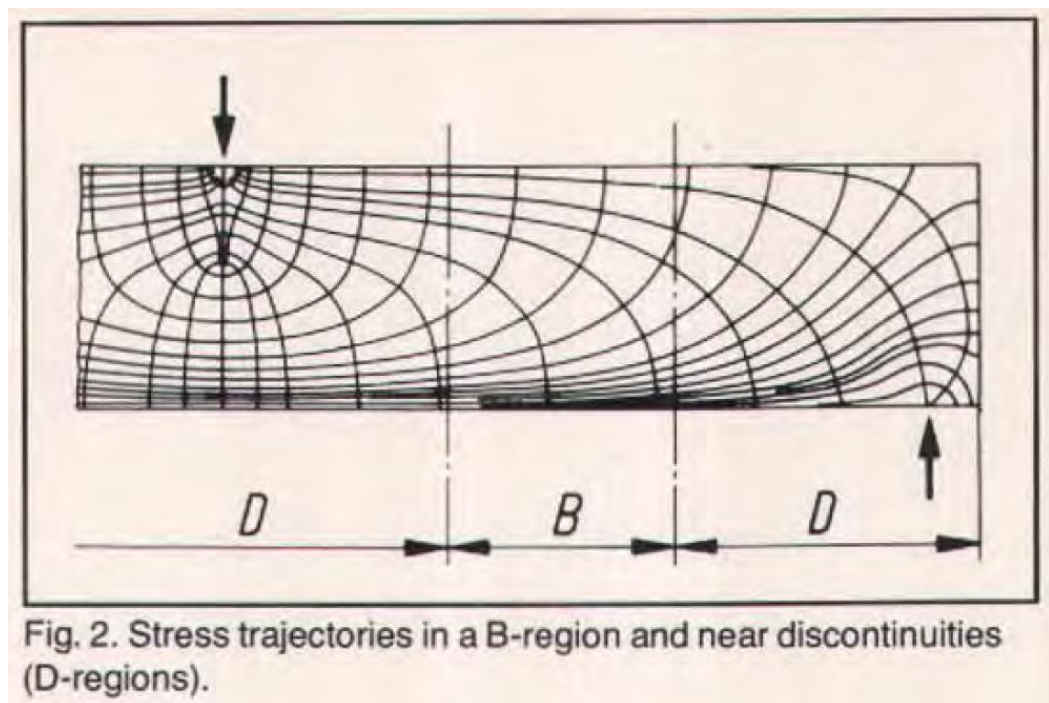
Klassisella ristikkoanalogialla voidaan kuitenkin kuvata vain osa betonirakenteista. Epäjatkuvuuskohtissa ja epälineaarisisessa jännitysjaakausmassa teoria ei toimi oikein. Tähän tarkoitukseen on kehitelty ristikkomenetelmä (eng. strut and tie method). [Schlaich ym. 1987: 76.]

Tarkemmin ristikkomenetelmä (STM) ajatellaan lujuusopin plastisuusteorian alarajalauseen mukaiseksi ja näin ollen oletetaan olevan varmallalla puolella mitoituksessa. [Chapter 14 Design with strut-and-tie models examples. 2018: 14-1; Chantelot & Mathern 2010: 45.]

Eri suunnittelu normeihin STM-mallit ovat tulleet Kanadaan jo 1984 ja Eurocode:en 2004, jota suomessakin voidaan soveltaa. Lisäksi mm. Amerikassa ja Englannissa on suunnitteluohjeet STM-menetelmään. [Chantelot & Mathern 2010: 46.]

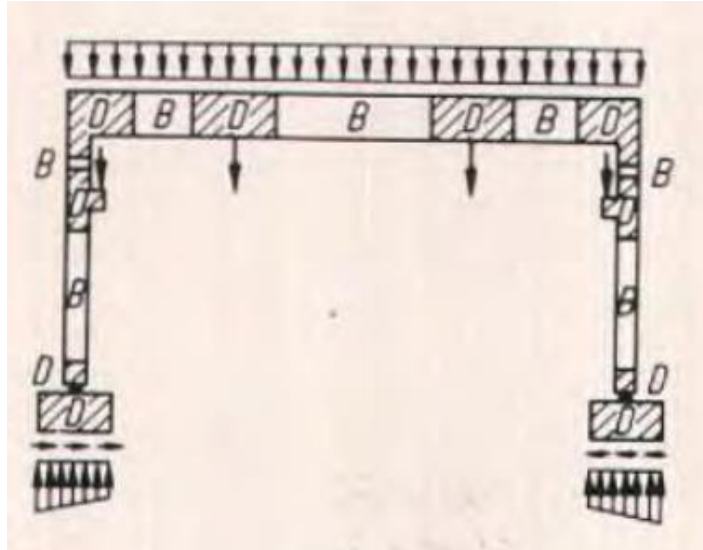
2.1 Ristikkomallin (STM) muodostuminen

Betonirakenteet voidaan jakaa D- ja B-alueisiin. B-alueet luetaan toimivan Bernoullin teknisen taivutusteorian mukaan, jossa tasot pysyvät tasoina ja jännitykset jakautuvat lineaarisesti. D-alueissa (eng. discontinuity region) tapahtuu epälineaarista jännitysja-kaumaa kuten kuvasta kaksi voidaan havaita. [Schlaich ym. 1987: 77-79.]



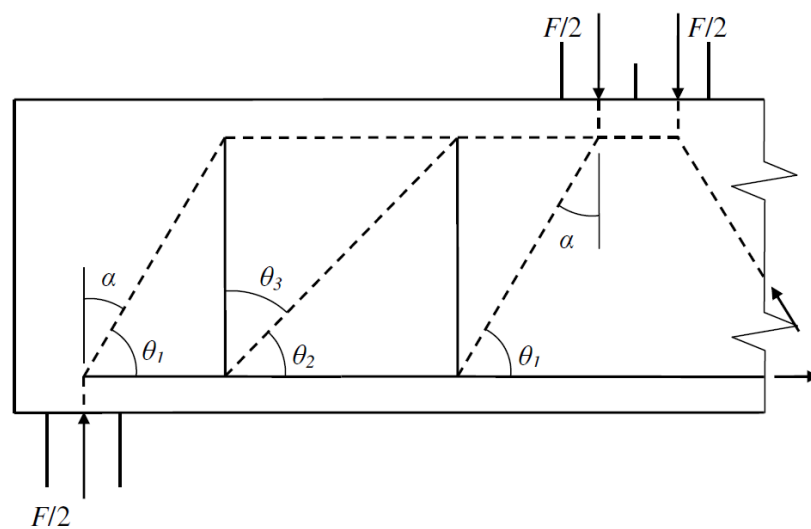
Kuva 2. Jännitystrajektit ja D- sekä B-alueet pistevoiman rasittamassa rakenteessa. [Schlaich ym.1987: 79.]

STM-menetelmällä suunniteltaessa aloitetaan rakenneanalyysi muodostamalla ja määrittämällä D- ja B-alueet. Ristikkomallissa yksinkertaisesti kuvitellaan betonirakenteen sisään voimamonikolmioista ristikko tai avaruusristikko, joka on voimien suhteen tasapainossa. Kuvasta kolme nähdään kehärakenne, jossa määritelty erään rakenteen alueet kokonaisuudessaan.



Kuva 3. B- ja D-alueet konsoleilla varustetussa kehässä. [Schlaich ym. 1987: 84.]

STM-mallissa ajatellaan betonin toimivan puristettuina sauvoina ja betoniteräksiset asetetaan vedetyiksi sauvoina. Kuvassa neljä on esitetty yleinen tapa esittää STM-rakenne-malli. Katkoviivalla puristetut sauvat (eng. struts) ja jatkuvana viivana vedetyt sauvat (eng. ties). Kuvassa nähdään, kuinka ajatellaan voiman ja tuen väliin kaksi välivertikaalia joilla "ripustetaan" voima ylös. Tällä tavoin saadaan kulmat sopivan suuruisiksi, josta tarkemmin edempänä.



Kuva 4. Yksinkertainen palkin STM-malli. [Chantelot & Mathern 2010: 49.]

Paaluanturoissa lähes aina päädytään kolmiulotteiseen ristikkomalliin lukuun ottamatta kahden paalun anturaa, jota voidaan käsitellä tasossa. Paalut verrattuna pilariin tai seinään eivät luonnostaan sijaitse tasossa muissa paaluanturatyypeissä. Tällöin voidaan noudattaa Schlaich:n alla lainattua ohjetta ja tarkastella STM-mallia kolmiulotteisesti.

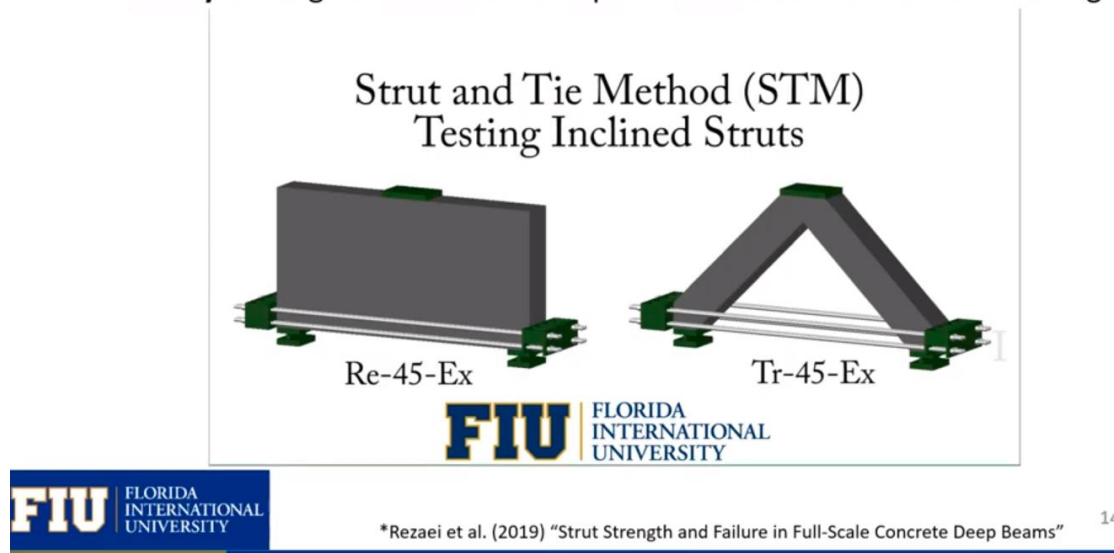
If the state of stress is not predominantly plane, as for example in the case with punching or concentrated loads, three-dimensional strut-and-tie models should be used. [Schlaich 1987, p. 8.]

2.1.1 Ristikkomallin toimivuus kokeellisesti

Ristikkomallin toimivuudesta on tehty lukuisia tutkimuksia, joista mm. Razaie ym. (2019) on todistanut sen toimivaksi kokeellisesti. Täyden kokoluokan puristuskokeessa kuormitettiin murtoon asti alla olevan kuvasarjan rakenteita, joissa oli samat ulkomitat. Kuvan viisi kolmiorakenne on ideaali ristikkomalli, josta kuorittu ”ylimääräinen” betoni ympäriltä. Rakennemalli voidaan soveltaen yhdistää myös kahden paalun anturaan, jota pilari kuormittaa. Kuvissa kuusi ja seitsemän esitetty alkutilanne ja murtotilanteet rakenteista.

Struts

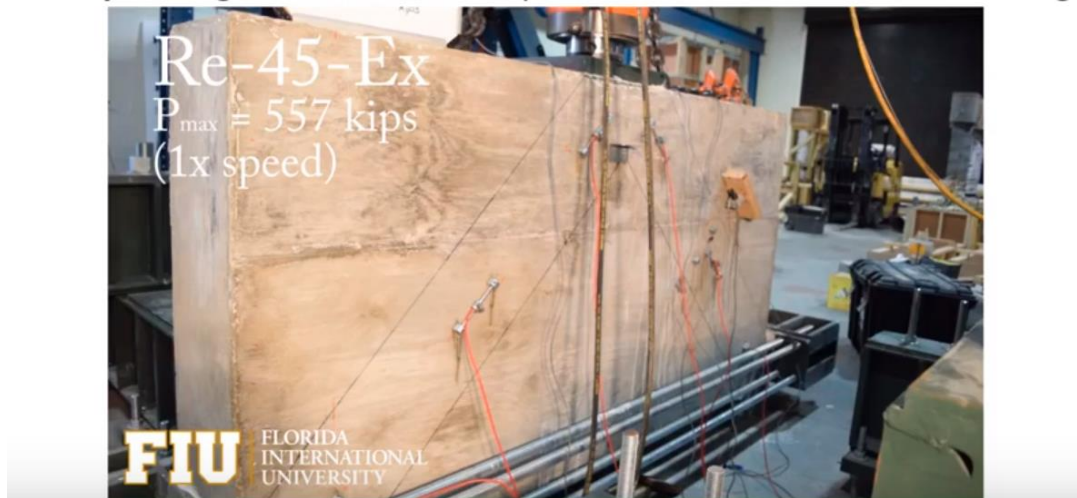
Theory 2: diagonal tension develops in struts because of beam bending



Kuva 5. Koekappaleet. Seinämäinen palkki ja kolmiorakenne. [Garber 2018.]

Struts

Theory 2: diagonal tension develops in struts because of beam bending



Struts

Theory 2: diagonal tension develops in struts because of beam bending



Kuva 6. Seinämäinen palkki. Ylempi kuvattuna ennen kuormitusta ja alempi juuri murtumisen jälkeen. [Garber 2018.]

Kuvasta kuusi nähdään, että oletettu STM-malli pystyy kuvaamaan varsin hyvin rakenteen toimintaa murtuman syntymiseen asti. Rakenne murtuu oletetusta kohdasta.

Struts

Theory 2: diagonal tension develops in struts because of beam bending



Struts

Theory 2: diagonal tension develops in struts because of beam bending



Kuva 7. Kolmiorakenne. Ylempi kuvattuna ennen kuormitusta ja alempi juuri murtumisen jälkeen. [Garber 2018.]

Rakenteiden alapää oli sidottu kuvissakin nähtävillä terästangoilla leviämisen estämiseksi eli samalla idealla kuten STM-malli halutaan toimivan. Mielenkiintoisen kokeesta tekee kuvista 6 ja 7 nähtävät P_{\max} -arvot. Seinämäinen rakenne kesti ennen murtoa 557 kips (=2778kN) ja kolmiorakenne 717 kips (=3189kN). Eli kolmiorakenne kesti n. 29% enemmän kuormaa. Kokeessa seinämäisen palkin murto tapahtui kulman lohkeamisella, kuten STM-malli on kuvattu seinämäiseen palkkiin. [Garber 2018.]

2.1.2 Puristussauvat

Puristussauvojen jännityskentät voidaan jakaa kolmen kategoriaan muotonsa perusteella. Sauvat ovat joko viuhka, pullo tai prisma tyyppiä. Kuvassa kahdeksan Schlaich ym. (1987) esittäneet jännityskentät. Näiden perusteella suunnittelija valitsee sopivan tyyppin rakenteeseen ja tarkastelee, että sallitut jännitykset eivät ylitä.

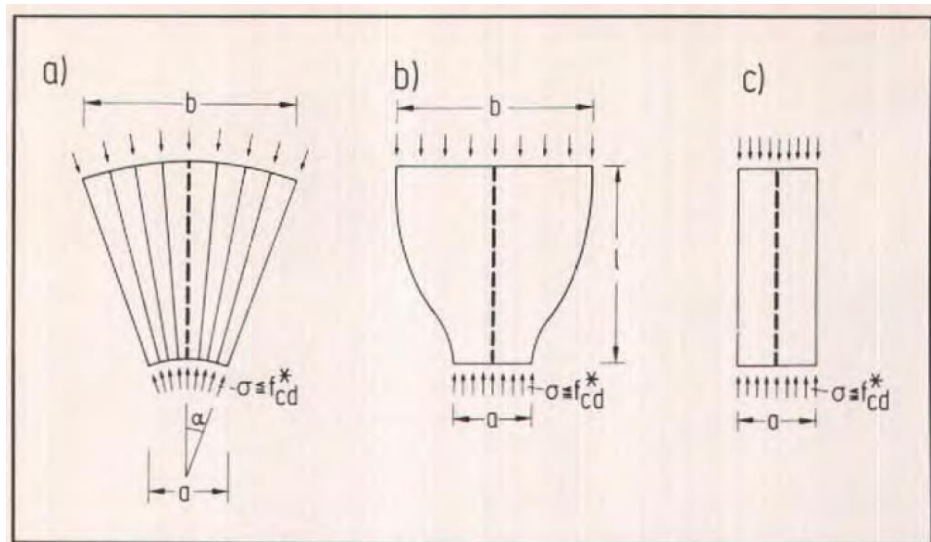


Fig. 20. The basic compression fields: (a) the "fan"; (b) the "bottle"; (c) the "prism".

Kuva 8. Puristussauvojen tyypit. [Schlaich ym. 1987: 102.]

2.1.3 Solmupisteet

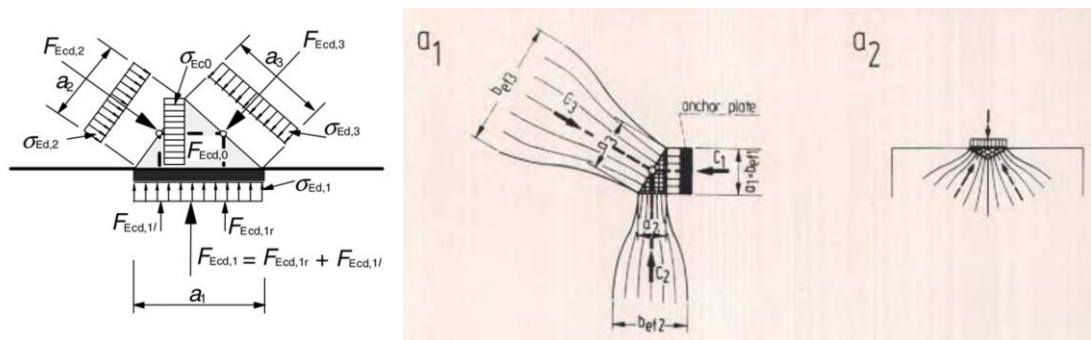
STM-mallin sauvat yhdistyvät solmupisteisiin, jotka asetetaan puristus- ja vetosauvojen keskilinjaan. Kaksiulotteisessa tapauksessa solmuvaihtoehtoja on neljä kappaletta. Solmujen nimeämisessä on noudatettu logiikkaa solmuun vaikuttavan jännityksen suhteen, jossa "C" tarkoittaa puristusta (eng. compression) ja "T" tarkoittaa vetoa (eng. tension). [Schlaich ym. 1987: 97.]

Solmujen variaatiot ja nimeäminen:

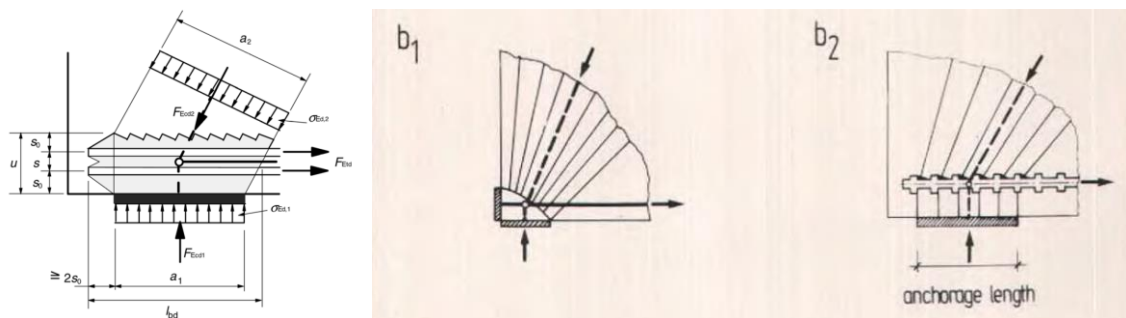
- CCC. Solmuun vaikuttaa puristus kaikissa suunnissa. Havainnollistettu kuvassa yhdeksän.

- CCT. Solmuun vaikuttaa puristus kahdessa suunnassa ja veto yhdessä. Havainnollistettu kuvassa 10.
- CTT. Solmuun vaikuttaa puristus yhdessä suunnassa ja veto kahdessa.
- TTT. Kaikista suunnista vedetty. Harvinainen tilanne.

Kuvasta yhdeksän nähdään vasemmalla puolella EC-2:n mukainen CCC-solmu ja oikealla Schlaich ym. (1987) mukainen ”alkuperäinen” kuvaus CCC-solmusta.



Kuva 9. Solmu, johon liittyy vain puristussauvoja. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 108; Schlaich ym. 1987: 102.]



Kuva 10. Puristettu ja vedetty solmu, johon liittyy yhden suunnan vetoraudoitus. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 108; Schlaich ym. 1987: 102.]

Chantelot & Matheron (2010) ovat laajentaneet solmujen käsitystä ja nimeämistä paaluanturaan soveltuvaksi. Tämä on tarpeen, koska paaluantura toimii valtaosassa tapauksia kolmiulotteisena rakenteena. Periaatteena nimeämislle ja solmuun vaikuttavien jännitysten esittämiselle on samat kirjaimet kuten Schlaich ym. (1987) on esittänyt.

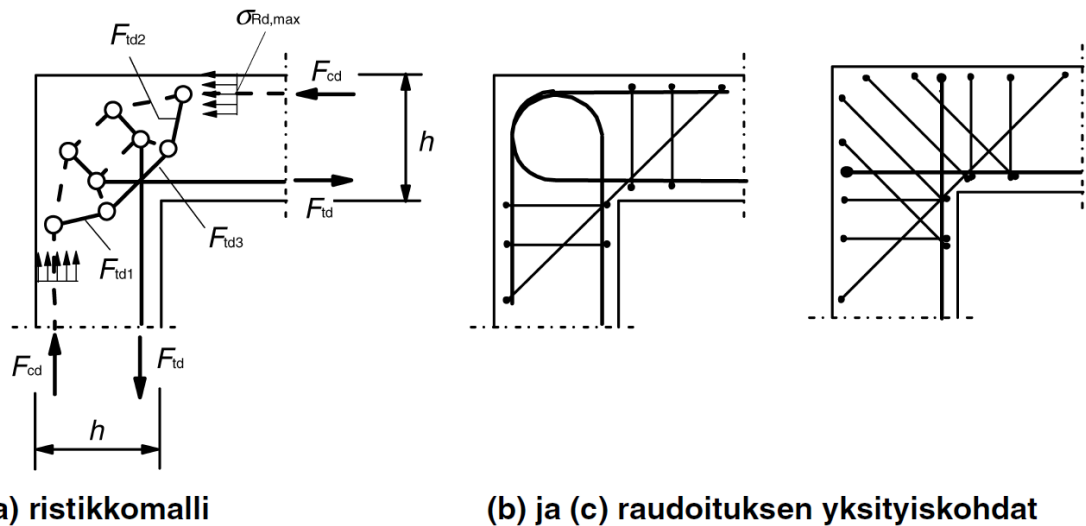
Solmupiste nimetään siihen vaikuttavien voimavektorien mukaan kuvaamalla jokaisella vaikuttavalle puristussauvalle "C" ja vetosauvalle "T". Tällöin voidaan kuvata solmu esimerkiksi 2C2T-tyyppiseksi, johon vaikuttaa kaksi puristavaa ja kaksi vedettyä sauvaa (Chantelot & Mathern 2010: 61-62). Paaluanturan tapauksessa on tavanomaista, että rauditus jakautuu kahteen suuntaa kaistoiksi paalujen päälle, jolloin rauditus eli vetosauvat ovat toisiaan vastaan kohtisuorassa kerroksittain. Tällöin muodostuu ainakin kaksi vedettyä sauvaa paalun päälle.

2.2 Ristikkomenetelmä (STM) kotimaisessa kirjallisuudessa.

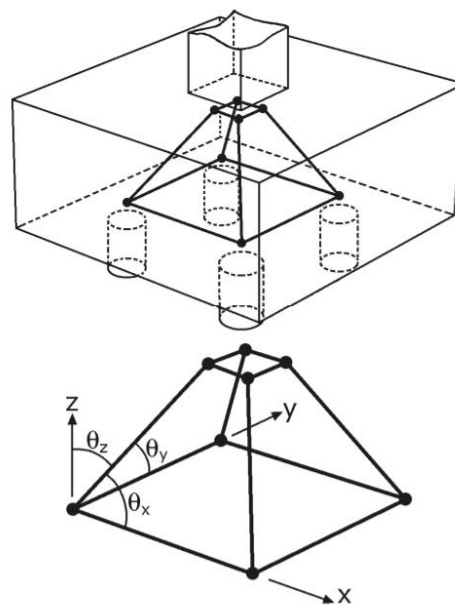
Suomen Betoniyhdistys ry on julkaissut useita betonirakenteiden suunnitteluun- ja opiskeluun soveltuvia oppikirjoja. Näissä on myös luonnollisesti esitetty sovellutuksia ristikkomenetelmän hyödyntämiseen eri betonirakenteissa. Käyttökohteita on helposti löydettävissä esimerkiksi lähteestä Leskelä (2008) mm. seinämäisen palkin mitoitus, konsolin mitoitukseen ja paaluanturan mitoitukseen.

Lähihistoriasta selviää mielenkiintoinen kehitys ajattelussa rakenteen toimintatavasta. 1980-luvun lopulla ja 1990-luvun alussa Suomen betonitieto ry (BY 30-2: 33) ja Saarinen & Kähkönen (1992: 432) ovat julkaisseet teoriaa aiheesta kirjoissa BY 30-2 ja BY202 osa 2. Näissä on kuvattu kahden paalun antura toimivaksi lyhyen ulokkeen tavoin. Leskelä (2008: 454-455) ja Leaflet osa 6: (2011: 7) ovat kuvanneet vastaavan rakenteen olevan riittävän paksu paalujen keskiöväliin verraten ja mahdolliseksi paaluanturan mitoituksen ristikkomentelmällä D-alueen tavoin. Tässä on hyvä huomata edellisen kappaleen julkaisun ajoittuminen 1980-luvun loppuun.

Paaluantura poikkeaa useimmissa tapauksissa konsolista ja seinämäisestä palkista, johon tuen kolmiulotteisesta ristikkomallista. Paaluanturan puristus vyöhykkeet muodostuvat kolmiulotteiseksi lukuun ottamatta kahden paalun anturaa, jonka puristus- ja rauditusvyöhykkeet voidaan jakaa leveyden suhteen. Eli rakenteen sisään on oletettu avaruusristikko eikä tasoristikko. Seinämäisessä palkissa ja konsolissa oletettu ristikko ajatellaan olevan tasossa. STM-mallien vertailuna on EC-2:sta löytyvä opastava liite, jossa esitetty kuvassa 11 konsolien ja kehänurkkien rauditus, ja 12 3D paaluanturan ristikkomalli (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 215-216).



Kuva 11. Kehänurkka, johon vaikuttaa suuri positiivinen momentti (esim. $AS/bh > 2\%$). [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 216.]



Kuva 12. Paaluanturan eräs mahdollinen ristikkomalli. [Park ym. 2008: 1400.]

Lähtökohtaisesti avaruusristikon voimasuureiden ratkaiseminen ei ole suuri ongelma tietokoneavusteisesti, mutta käsin laskennassa voi olla jokseenkin työlästä. Ristikon voimasuureiden selvittämisen jälkeen haastavuus kirjoittajan mielestä muodostuu siitä, koska kansallisessa kirjallisuudessa ei ole otettu juurikaan kantaa kolmiulotteisen solmun ratkaisemiseksi, saati esitetty laskentaesimerkkejä. Vastaava vajavainen

kolmiulotteisten ristikkomallien ja etenkin solmujen käsittelyn vähyys on havaittavissa myös maailmalla. STM-malleista löytyy kylläkin useita tutkimuksia maailmalta, mutta detaljitasolla on otettu vähemmän ongelmaan kantaa (Chantelot & Mathern 2010: 59).

Leskelän (2008: 159-164, 430-444, 454-465) oppikirjassa on lukumääräisesti eniten ja voidaan sanoa, että myös laajoin esitys ristikkomentelmällä mitoituksesta BY:n kirjasarjoista, joissa aihetta on käsitelty. Kirjasta löytyy esimerkkikaava, jolla voi laskea 2...6 paalun anturaan raudoituksen:

$$F_t = k * \frac{s_p}{d} * \left(1 - \frac{h_c}{2*s_p}\right) * N_{Ed} \quad (1)$$

F_t = raudoituksen vetovoima

k = paalumäärästä ja anturasta riippuva kerroin

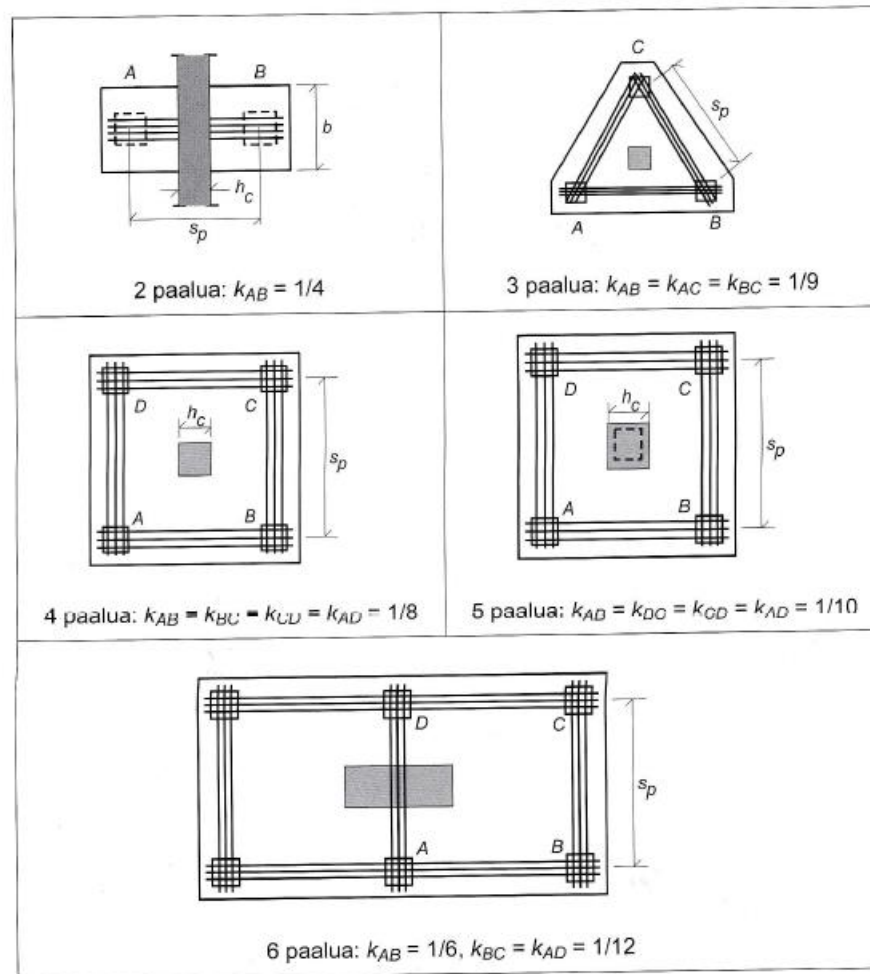
s_p = paalujen keskiöväli raudoituksen suunnassa

d = tehollinen korkeus

h_c = kuormitusalueen leveys

N_{Ed} = kuormittava normaalivoima

Kaavassa redusoidaan paalumäärän ja anturan mittojen sekä muodon mukaan vetovoimaa k -kertoimella. Muut tekijät saadaan geometrian perusteella. Kuvassa (13) nähdään havainnollisemmin kaavan k -kertoimen muodostuminen.



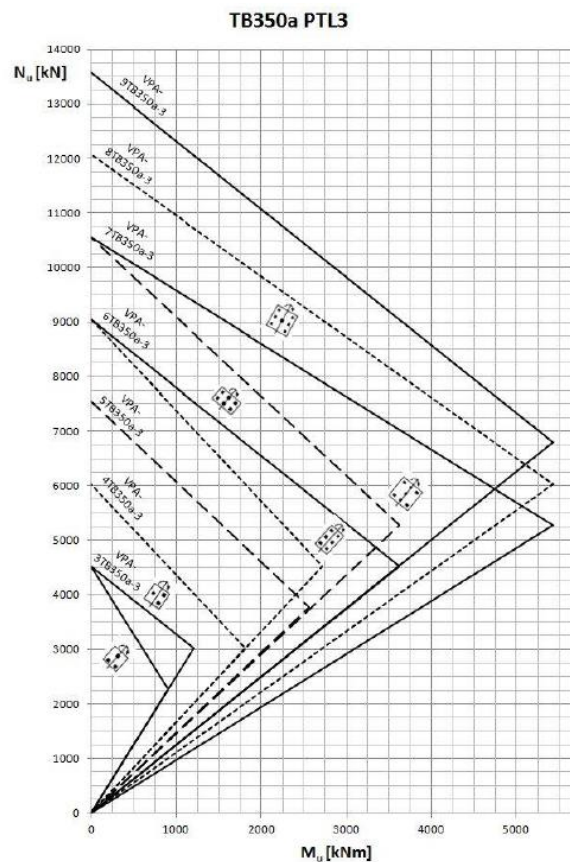
Kuva 13. k-kerroin raudoituksen vetovoiman määrittämiseen. [Leskelä 2008: 456.]

Ristikkommentelmän käyttörajatilatarkastelusta on EC-2:ssa selkeä maininta. Ristikkommentelmää voidaan hyödyntää KRT-tarkasteluun. Leskelä (2008: 159) toteaa, että ristikkomalli ei soveltuisi KRT-tarkasteluihin. Tässä on ristiriita standardin ja kirjan välillä. Myös vakiopaaluanturoissa, joissa hyödynnetty ristikkomallia, on tehty KRT-tarkastelu. Teräsmäärässä on huomioitu säilyvyys, jotta halkeamaleveys ei ylittäisi asetettua 0,3mm:n leveyttä. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 63; Laitakari 2012: 10.]

2.3 Vakiopaaluanturoiden laskentataulukot

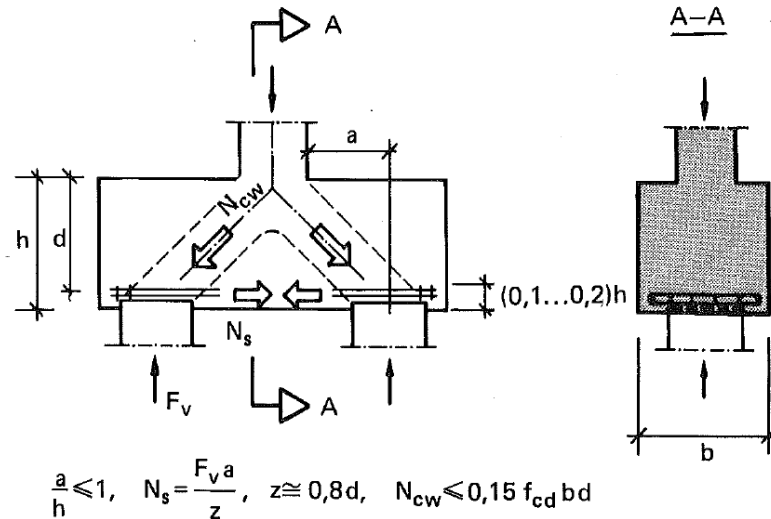
Vakiopaaluanturat on muodostettu ja laskettu valmiiksi paaluperustuksiin suunnittelutyön nopeutumisen, tasalaatuisuuden ja helpottumisen vuoksi. Vakiopaaluanturoiden

laskennassa on hyödynnetty ristikkomenetelmää. Vakiopaaluanturaohje sisältää 2...9:n paalun anturoista muodostettavia anturoita. Taulukoissa on esitetty suunnittelijalle mielekkäitä kuvaajia, joissa on esitettyä maksimiarvot normaalivoima ja taivutusmomentin yhteisvaikutukseen. Esimerkkinä nähdään kuvassa 14 350*350 paalun paaluanturoille kestävyys $N_{Rd,max}$ = noin 13,5MN. Momenttikestävyys $M_{Rd,max}$ vastaavasti 5,25MNm ja tällöin sallitaan normaalivoimaa lisäksi n. $N_{Rd,max,2}$ = 6,75MN. Jotta saa käsityksen suuruusluokasta, niin 10MN paino vastaa noin 1020t massaa, joka taas on noin 500 kpl 2500kg:n henkilöautoa. [Eurokoodin ja PO-2011 mukaiset vakiopaaluanturat 2011.]



Kuva 14. Esimerkkinä vakiopaaluanturan kestävyys kuvaaja RTC-350-16 paaluja käytettäessä paalutustyöluokassa 3. [Eurokoodin ja PO-2011 mukaiset vakiopaaluanturat 2011: 19.]

Vakiopaaluperustusten laskenta ja mitoitus BY 30-2 (1998: 33-34) on todettu olevan epävarmalla puolella ja tämän vuoksi vakiopaaluanturoiden ohjeet on päivitetty edellisen kerran 2011. Uudelleen päivitys on meneillään jälleen. Epävarmalla puolella olevan mitoituksen eräs lähde selviää kuvasta 15. Mitta "a" on laskettu pilarin ulkoreunasta. Myöskään paalujen tavallista 50mm upotusta anturaan ei otettu huomioon. [Laitakari 2011: 3.]

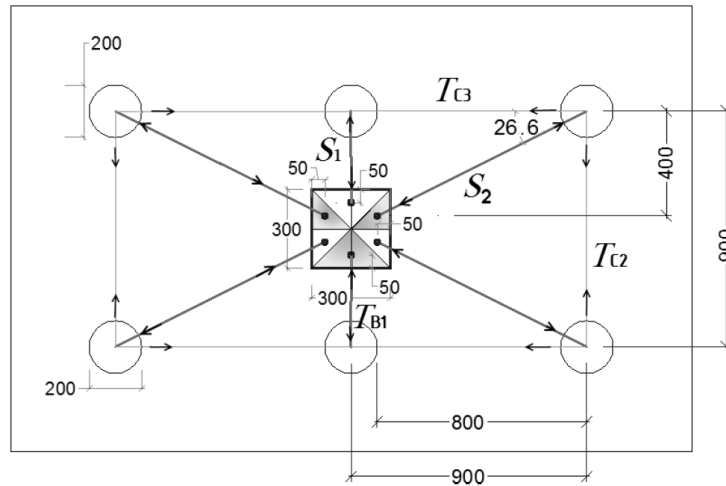


Kuva 15. BY 30-2 mukainen paaluantura kahdella paalulla. [BY 30-2: 33.]

2.4 Ristikkomalli (STM) kolmiulotteiselle paaluanturalle

Lähimpänä kirjoittajan aihetta ja tämän työn ydintä on Chantelot & Mathern (2010) tekemä diplomityö, jossa tutkitaan ja kuvataan laajasti paaluanturan mitoitusprosessia. Työssä on laskettu mm. myös 10:n paalun anturalle STM-mallilla raudoitus, jossa otetaan kantaa myös kirjoittajan mielestä tämän työn yhteen keskeisistä ongelmista eli 3D-solmun mitoitukseen.

Useat tutkimukset osoittavat kolmiulotteisen ristikkomallin toimivaksi. harvoissa kuitenkin esitetään detalleja, kuinka käsitellään kolmiulotteista solmua. Monissa myös on yksinkertaistettu STM-malli kaksiulotteiseksi. Esimerkiksi kuuden paalun paaluantura voitaisiin tarkastella kolmella osaristikolla kuvan 16 mukaan.



Kuva 16. Kuuden paalun 3D-STM-malli ylhäältä kuvattuna. [Mohamed E ym. 2016.]

Ulkoinen kuorma voidaan jakaa osakuormiksi (Leskelä 2008: 438). Tällä voidaan myös osaltaan vaikuttaa edullisesti STM-mallin kulmien suuruuksiin ja sen kautta sisäisiin voimasuureisiin esimerkiksi levypilareita käytettäessä.

2.5 Paaluanturan geometria

Käytettäessä teräsbetonista valmistettuja tukipaaluja muodostuu geometria melko yksinkertaisesti paalujen keskiö- ja reunaetäisyys vaatimuksista. Molemmat mitat, paalujen keskiöväli ja reunaetäisyys, ovat riippuvaisia käytettävän paalun dimensioista. Paalujen keskiöväli on tarpeen rajoittaa, jotta viereiset paalut eivät heikennä paalun geoteknistä kantavuutta tai paalut eivät törmää asennuksen aikana. [RIL-254-2016: 179-180.]

Taulukko 1. TB-tukipaalujen keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot. Lisäksi tukipaalujen keskiöväli tulee olla min. 800mm. Merkki "d" taulukossa tarkoittaa paalun halkaisijaa. [RIL 254-2016: 179.]

Paalun pituus [m]	Tuki- ja kitkapaalu	
	Pyöreä	Neliömäinen
10	2,7d	3d
10-25	Väliarvot interpoloidaan	
25	3,5d	4d

2.6 Paaluanturan jäykkyys

Paaluanturaa jäykkänä massiivisena rakenteena tarkoittaa tilannetta, jossa Eulerin tekninen taivutusteoria ei ole voimassa ja rasitukset jakautuvat epälineaarisesti (Design of Pile Foundations. 1991: 4-30). Paaluanturat oletetaan ristikkomenetelmää käytettäessä D-alueiksi (eng. discontinuity region), joissa jännitys jakauma ei ole lineaarinen. Mikään rakenne ei tietysti ole absoluuttisen jäykkä vaan joustaa aina enemmän tai vähemmän. Se, kuinka paljon rakenne joustaa on monen tekijän summa. Joustamiseen liittyy ainakin rakenteen geometria, kuormitus, betonirauditus ja betonin ominaisuudet esimerkiksi halkeilu.

Jäykkyyttä ja rakenteen toimintaa voidaan myös tutkia tietokoneavusteisesti varsinkin, jos on käytössä hyvin kehittynyt ohjelma, joka ymmärtää tulkita epälineaariset jännitykset ja halkeilun tai rakenteen 3D-mallissa. A-insinööreillä on käytössä Dlubal RFEM -ohjelma, joka on ns. FEM-analyysin pohjalta toimiva statiikka- ja rakenteiden mitoitusohjelma. Vaikkakin RFEM sisältää lisäosan perustusten suunnitteluun, niin valitettavasti RFEM ei sisällä moduulia, joka olisi tarkoitettu paaluanturan mitoitukseen. RFEM -ohjelmalla voi soveltaen tutkia esimerkiksi paalujen ja pilarin lävistymistä pilarilaattana, mutta rakenteen paksuudesta vuoksi saadut tulokset eivät ole varmallalla puolella. [Dlubal yrityksen verkkosivut 2019: luettu 27.2.2020; Romakkaniemi 2019: 46.]

Paaluanturoista löytyy tutkimuksia enimmäkseen kansainvälisesti maailmalla tehtyinä. Kansallisesti löytyy muutamia tutkimuksia ja opinnäytetöitä. Hyvin useissa näissä tutkimuksissa keskitytään vakiopaaluanturoiden kokoluokkaan, jossa käytössä olevat paalumäärät vaihtelevat 2...9 paalun välillä eli vakiopaaluanturoiden kokoluokassa.

Siltarakenteiden paaluperustuksiin tehty tutkimus (Ghali 1999) antaa suhteellisen yksinkertaisen tavan määrittellä paaluantura joko jäykäksi tai joustavaksi. Tutkimuksessa selvitettiin jäykkyyttä laskennallisesti tyypillisen siltarakenteen vaihtamalla paaluanturan paksuutta välillä 1...5m. Nämä paaluanturat ovat suunniteltu AASHTO -standardia hyödyntäen (Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State-Highway and Transportation Officials, Interim Specifications 1994). Tutkimuksessa vertailtiin paaluanturoiden taipumia, jotka olivat korkeuteen nähden pieniä (<1cm). Tutkimuksessa luotiin 3D-FEM-malli paaluanturoista käyttäen SAP90 -ohjelmaa. Kuvassa 17

nähdään tutkimuksessa käytetty paaluanturan tyyppi ja jäykkyyden suhde paaluanturan paksuuteen. Kuvaajassa pystyakselilla on suhde $P_{F.E.}/P_{Rigid}$, jossa $P_{F.E.}$ on tulos FEM-analyysistä ja P_{Rigid} jäykän kappaleen analyysistä. Kuormituksen tutkimuksessa käytettiin omaa painoa 12MN. Hyötykuormana 0.4MN, joka vastaa 4 kaistaista autotiesiltaa ja tästä aiheutuu momentti 12MNm.

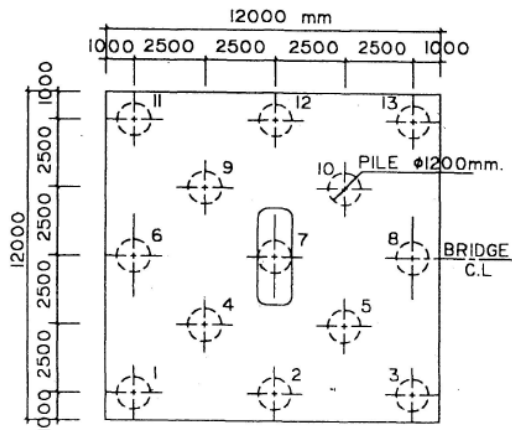


Fig. 2 Typical pile cap plan

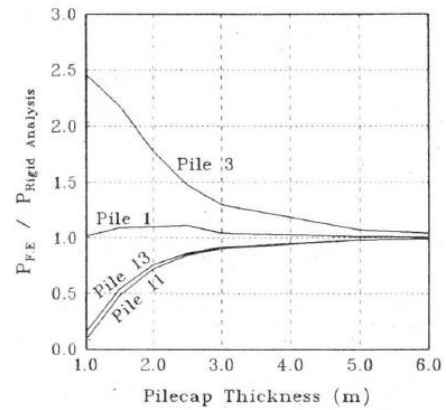


Fig. 9 $(P_{F.E.}/P_{Rigid})$ ratio for corner piles

Kuva 17. Tutkimuksessa käytetty paaluantura ja kuvaaja tuloksista. [Ghali 1999.]

Tutkimuksen perusteella paaluantura voidaan tarkastella jäykkänä kappaleena, jos kaavan kaksi ehto täyttyy:

$$L/T < 2.4 \quad (2)$$

L = pilarin ja kauimmaisen nurkkapaalun välinen keskiöetäisyys

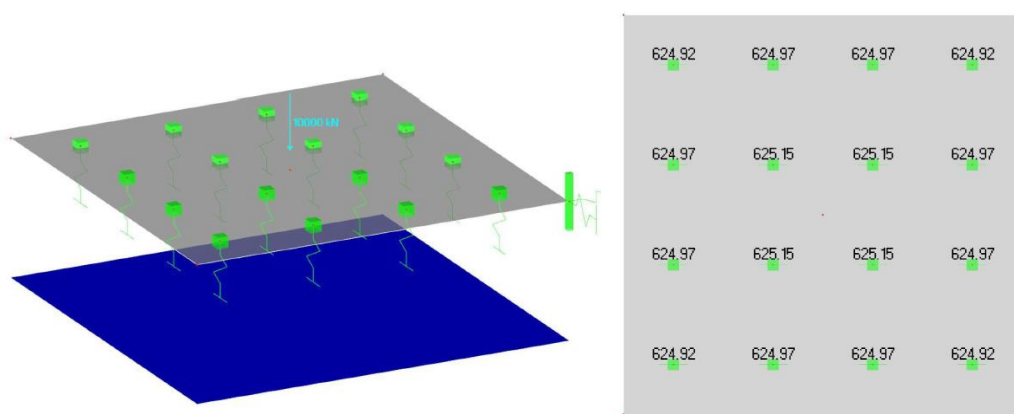
T = paaluanturan paksuus

Yksi mahdollisuus hyödyntää FEM -ohjelmaa paaluanturan rakenteen jäykkyyden tutkimiseen on mallintaa paaluantura esimerkiksi pilari-paalulaattana pitämällä pilarilta tuleva kuorma saman ja muuttamalla paaluanturan eli laatan paksuutta. Tarkastelu hieman saman tyyppisesti kuten Ghali (1999).

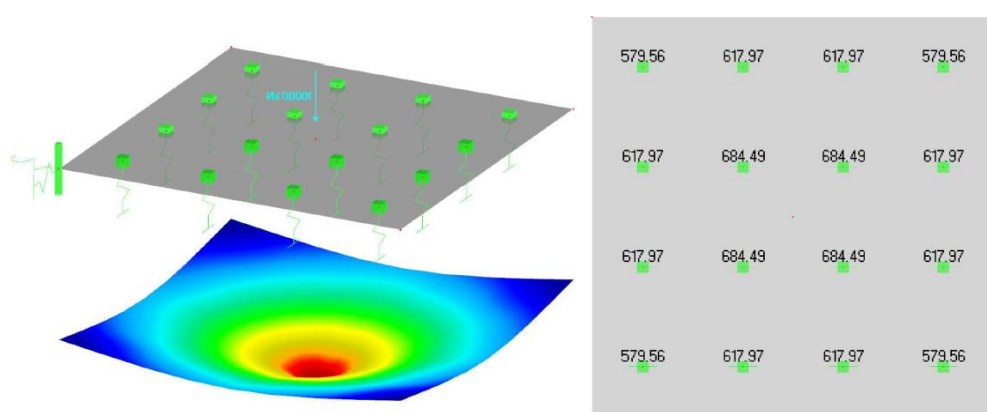
Tarkemmin ottaen voidaan tarkastella anturan muodonmuutoksia laatan paksuuden muuttuessa. Ja kun muodon muutokset alkavat pysymään likimain samana voidaan

olettaa anturan jäykäksi riittävällä tarkkuudella. Myös Cheng'n (2005) on tutkinut jäykkyyttä anturan taipuman kautta.

Taipuma siirtää kuormat paaluille eri suuruisesti. Tällöin on mahdollista verrata ohjelman antamia paalukuormien eroavaisuuksia ja laatan paksuutta. Oletettavasti absoluuttisen jäykkä kappale siirtäisi kuormat tasaisesti kaikille paaluille ja joustava rakenne siirtäisi kuormia keskimmaisille paaluille enemmän. Yli-Pietilä (2019: 23-27) tutki osana diplomityötä tämän kaltaista ongelmaa. Tulokset osoittavat jopa noin 18% eron paalukuormissa joustavalla ja jäykkällä paaluanturalla. Paaluantura jäykkänä kappaleena muodostettiin asettamalla paksuus ohjelman antamaan maksimiarvoon 100m ja joustavan anturan paksuus asetettiin 1m suuruiseksi. Anturaa kuormitti 10MN pistekuorma. Kuvissa 18 ja 19 havainnollistettu tuloksia. [Yli-Pietilä 2019.]



Kuva 18. Paaluantura jäykkänä kappaleena. Voiman yksikkö kN. [Yli-Pietilä 2019: 24.]



Kuva 19. Paaluantura joustavana kappaleena. Voiman yksikkö kN. [Yli-Pietilä 2019: 25.]

Idea jäykkyyden selvittämisessä on tarpeen, jotta suunnittelukohteen kuormilla saataisiin ristikkomallin voimasuureet selville. Lisämausteen tähän joustavuus tarkasteluun tuo paalujen kokonpuristuma ja painuma. Paalujen painumatarkastelut suoritetaan yleensä käyttörajatilassa tarpeellisissa määrin ja maapohja huomioiden. [RIL 254-2016:86.]

2.7 Paaluantura lämmönkehityksen huomiointi suunnittelussa ja toteutuksessa

Betonin hydrataatio kemiallisena reaktiona tuottaa lämpöä, kun betonin ainesosat ovat alkaneet reagoida keskenään. Betoni koostuu vedestä, sementistä ja runkoaineesta, joka pääosin on hiekkaa ja karkeampaa kiviainesta. Myös lisäaineita esimerkiksi masuunikuonaa käytetään betonin valmistuksessa parantamaan lopputuotteen ominaisuuksia tai tuotannollisista syistä. Lujuuden kehityksen kannalta liian korkea lämpötila aiheuttaa ns. lujuuskadon ja toisaalta liian matalassa lämpötilassa lujuus ei pääse kehittymään. Tästä syystä lämmön kehitystä tulee arvioida seurata rakennesuunnittelussa ja valun suunnittelussa ja -aikana. Betonin pinnan ja sisäosien lämpötilaero ei saa olla liian suuri. Maksimi erotuksena pidetään 20 C° ja maksimi lämpötilana lujuuden kehityksen kannalta pidetään +60 C° ilman erityisiä toimenpiteitä. [BY 201 2018 24-66, 376-380.]

Betonitoimittajilla on tietokonepohjaisia laskentaohjelmia, joilla voidaan arvioida lämmönkehitystä. Heillä on myös paras tieto (pitää olla) massan käyttäytymisestä, koska tietävät ”omistamansa” valmistusreseptin tarkkaan. Esimerkiksi sementin määrällä ja korvaamalla tätä masuunikuonalla voidaan vaikuttaa edullisesti betonin lämmönkehitykseen. Toinen vaihtoehto on valita alhaisen lämmöntuoton sementti tai sopia lujuuden arvosteluikä 91 vrk kohdalla suoritettavaksi aikataulujen salliessa. Lämmönkehityksessä ja ongelmien välttämiseksi kannatta olla yhteydessä valmisbetonin toimittajaan. [BY 201 2018: 379.]

Lämmönkehityksessä oman haasteen tuo valut kylminä talviaikoina, jolloin rakenteet tulee lämpöeristää. Betoni ei saa päästä jäätymään ennen 5 MPa:n lujuutta. Muutoin rakenteeseen tulee lopullisia rakenteellisia vaurioita. Alkueletus vallitsevasta ympäristön lämpötilasta valmisbetonin lujuuden kehittymiselle 28 vrk:n ikäisenä on 20 C°. Lujuuden kehitys betonin ollessa 10 C°:n lämpötilassa, on jo merkittävän hidasta. 5 C°:n lämpötilaa ei enää voida yleensä rakentamisessa hyväksyä. [BY201 2018: 85-88, 91, 491-494; Hämäläinen & Manninen 2011.]

Massiiviset betonirakenteet luonnollisesti tuottavat enemmän lämpöenergiaa kuin pienemmät betonirakenteet, koska niistä ei lämpö pääse yhtä helposti haihtumaan. Massiivisuuden mittarin voidaan pitää pienimmän sivun mitta 1m. Lujuuden kehityksen kannalta lämpötilan haitallisten vaikutusten ehkäisemiseksi voidaan suunnittelussa vaikuttaa mm. valitsemalla suunnittelulujuus sopivaksi eli ei ylimitoiteta, jolloin voidaan sementtiä mahdollisesti vähentää ja tästä seuraa edullinen vaikutus lämpötilaan hydrataation aikana. On mahdollista, että massiivivaluissa joudutaan suunnittelemaan myös rakenteen jäähdytys. [BY201 2018: 341-343, 376-379.]

2.8 Tarkastelu lävistymisen kautta

Paaluanturan paaluvälin kasvaessa paaluantura on syytä tutkia paalulaattana. Tällöin tarkasteluun tulee paalujen lävistyminen laatasta ja kyseeseen tulevat pilarilaatan reunaehdot suunnittelussa.

Eurocode 2:n periaatesäännöissä lävistyksestä ei suoraan mainita paaluanturaa. Ainoastaan sallitaan sovellettavaksi pilarianturoissa. Lävistymiselle tyypillisiä rakenteita on ohuet betonirakenteet kuten laatat, joissa on suuria keskittyneitä kuormia kuten pilareita tai paaluja. Lävistymisessä betonista leikkautuu irti lävistyskartion muotoinen pala. Tapahtuma voi olla äkillinen kuormituksen kasvaessa. [Leskelä 2008: 288, SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2015.]

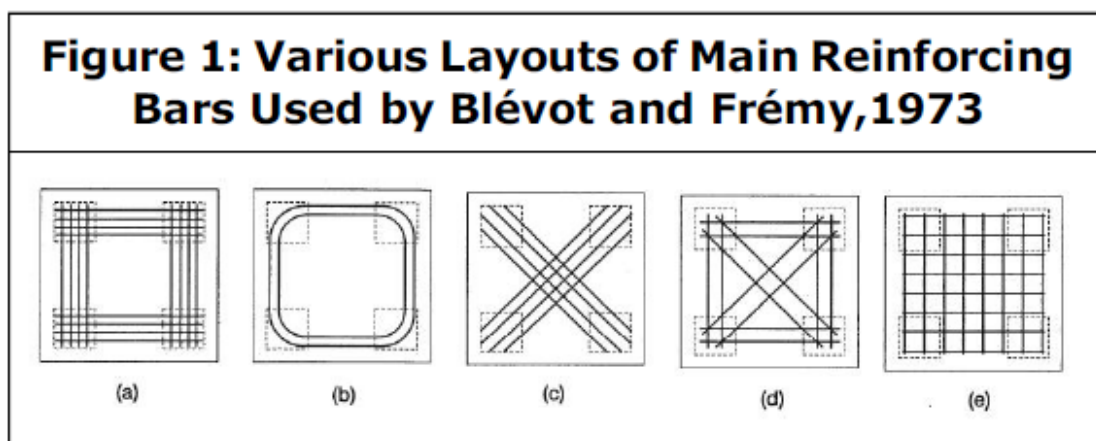
Lävistymisen tapahtuminen paaluanturassa on hyvin epätodennäköistä, koska ristikkomallissa anturan paksuun valitaan luonnostaan suureksi. (Laitakari 2012: 5). Kuten jo aiemmin sivuttiin RFEM tarkastelu paaluanturalle pilarilaattaan voi antaa epävarmalla puolella olevia tuloksia. Tämän on syytä suunnittelijan tiedostaa soveltaessa RFEM punch pro -moduulia esimerkiksi paalulaatan mitoittamiseen, koska paalulaatta on yleisesti paksumpi kuin pilarilaatta. [Romakkaniemi 2019.]

2.9 Paaluanturan raudoitusjärjestelyt

Tähän kappaleeseen on koottu kirjallisuudesta ja standardeista paaluanturan raudoituksen suunnittelun keskeisimpiä tekijöitä ja huomioon otettavia seikkoja.

2.9.1 Raudoitus jakaminen paaluanturan alalle.

Paaluantura raudoitus on tarkoituksen mukaista keskittää paalujen päällä olevalle alueelle. Maailmalta löytyy lukuisia käytännön puristuskokeita, joissa on käytetty sekä täyden kokoluokan anturoita että skaalattuna kokoa luokkaa pienemmäksi tehtyjä anturoita. Raudoitus voitaisiin suunnitella myös tasan jakautuneena anturan alalle kuvan 20/e tyyliin tai vetotangot voitaisiin sijoittaa myös diagonaalimuotoon anturan lävitse kuvan 20/c mukaisesti. Esimerkiksi neljän symmetrisesti paalutetun ja neliön muotoisen anturan raudat nopeasti ajateltuna voisi olla mielekästä sijoittaa 20/c:ssä mainitulla tavalla, jos käytetään saman suuntaista tasoristikkoa voimien selvittämisessä. Tutkimukset kuitenkin osoittavat toisin. [Abdul-Razzaq 2017.]



Kuva 20. Raudoituksen variaatiot koekuormituksessa. [Abdul-Razzaq 2017: 2.]

Blévet & Frémy (1973) ovat tehneet kymmeniä puristuskokeita kuvan 20 mukaisille anturoille murtoon asti. Raudoitus kuvan 20/a mukaan antaa noin 20% paremman kapasiteetin anturan kuormankestolle kuin kuvan 20/e mukaisesti jaettu sama raudoitusmäärä. Myös Clarke (1973) on todennut vastaavan luokan eron kestävydessä. Clarke:n (1973) testeissä murtomekanismi oli 4/15 tapauksessa taivutusmurto ja lopuissa kokeita rakenne murtui leikkausmurtona. Tästä voidaan päätellä, että paaluanturoissa Eulerin taivutusteorian toiminta ei ole paras mahdollinen kuvaamaan sisäisiä rasituksia, vaan ristikkomalli kuvaa rakenteen toimintaa paremmin. [Abdul-Razzaq 2017.]

Blévet & Frémy (1973) toteavat kuitenkin, että pelkästään paalujen päälle sijoitettu raudoitus antaa huonon halkeilukestävyden ja suosittavat yhdistämään raudoitustyyppit,

jotta rakenne toimisi paremmin halkeilua vastaan. Chantelot & Mathern (2010: 152) ovat laatineet yhteenvetotaulukon (taulukko 2) tehdyistä puristuskokeista ja siinä esitetään murtokuorma raudoituksen funktiona ja muut oleelliset tiedot. He myös tekivät myös taulukon tutkimuksiin vertailua EC-2:een ja Ruotsin kansalliseen ohjeeseen (BBK04), joissa tutkittiin kapasiteettia ja raudoitusta. [Chantelot & Mathern 2010: 152-161.]

Paaluanturan paalujen keskiövälin kasvaessa yli 4 * paalun halkaisijan on raudoitusta ulotettava myös paalujen vapaaseen välin. Tällöin paalujen päällä olevat raudoituskaisat on ripustettava haoilla. Tarvittava leikkausvoima ja ripustusten teräsmäärä tässä tapauksessa voidaan laskea kaavoilla: [Leskelä 2008: 456-457.]

$$V_{sv.Ed} = \frac{N_{Ed}}{1,5 * n} \quad (3)$$

$$V_{sv.Ed}$$

$$n = \text{paalumäärä}$$

$$N_{Ed} = \text{pilarikuorma}$$

$$A_{sv} = \frac{V_{sv.Ed}}{f_{yd}} \quad (4)$$

$$f_{yd} = \text{betoniteräksen suunnittelulujuus}$$

Taulukko 2. Paaluanturoille tehtyjen puristuskokeiden tuloksia. Taulukossa (harmaa kenttä) tekijän nimen vieressä vuosiluku, jolloin suoritettu. Oikealla nähdään murtokuorma. [Chantelot & Mathern 2010: 152.]

28 Pile caps	L (m)	h (m)	Pitch between piles e (m)	Width of columns w_c (m)	Diameter of round piles (m)	Equivalent square width of piles w_s (m)	Reinforcement layout	A_s (one direction) (cm ²)	Steel yielding strength f_{yk} (Mpa)	Concrete cylinder strength f_{ck} (Mpa)	d (m)	Failure load (kN)
Clarke73												
A2	0,95	0,45	0,6	0,2	0,2	0,177	bunched square	7,85	410	27,2	0,4	1420
A8												1510
A5	0,95	0,45	0,6	0,2	0,2	0,177	bunched square	7,85	410	26,6	0,4	1400
A3	0,95	0,45	0,6	0,2	0,2	0,177	bunched square	5,50	410	30,4	0,4	1340
A6	0,95	0,45	0,6	0,2	0,2	0,177	bunched square	5,50	410	25,8	0,4	1230
B1	0,75	0,45	0,4	0,2	0,2	0,177	grid	6,28	410	26,7	0,4	2080
B3	0,75	0,45	0,4	0,2	0,2	0,177	grid	4,71	410	35	0,4	1770
Suzuki98												
BP-20-2-grid	0,9	0,2	0,54	0,3	0,15	0,133	grid	5,67	413	20,4	0,15	480
BP-30-25-2-grid	0,8	0,3	0,5	0,25	0,15	0,133	grid	5,67	413	26,3	0,25	725
BPC-20-30-1	0,8	0,2	0,5	0,3	0,15	0,133	bunched	4,25	405	29,8	0,15	495
BPC-20-30-2	0,8	0,2	0,5	0,3	0,15	0,133	bunched	4,25	405	29,8	0,15	500
BPC-20-1	0,9	0,2	0,54	0,3	0,15	0,133	bunched	5,67	413	21,9	0,15	519
BPC-20-2	0,9	0,2	0,54	0,3	0,15	0,133	bunched	5,67	413	19,9	0,15	529
Blévoit & Frémy67												
4N1	1,59	0,75	1,2	0,5		0,35	combined	78,37	277,8	36,5	0,674	6865
4N1b	1,59	0,75	1,2	0,5		0,35	combined	47,16	479,6	40	0,681	6571
4N2	1,59	0,75	1,2	0,5		0,35	combined	67,86	289,4	36,4	0,66	6453
4N2b	1,59	0,75	1,2	0,5		0,35	combined	42	486,3	33,5	0,67	7247
4N3	1,59	1	1,2	0,5		0,35	combined	60,82	275	33,5	0,925	6375
4N3b	1,59	1	1,2	0,5		0,35	combined	38,47	453,3	48,3	0,931	8826
4N4	1,59	1	1,2	0,5		0,35	combined	58,88	291,4	34,7	0,92	7385
4N4b	1,59	1	1,2	0,5		0,35	combined	37,68	486,4	41,5	0,926	8581
Suzuki00												
BDA-40-25-70-1	0,7	0,4	0,45	0,25	0,15	0,133	grid	6,28	358	25,9	0,35	1019
BDA-40-25-70-2	0,7	0,4	0,45	0,25	0,15	0,133	grid	6,28	358	24,8	0,35	1068
BDA-20-25-90-1	0,9	0,2	0,45	0,25	0,15	0,133	grid	3,14	358	25,8	0,15	333
Sabnis and Gogate84												
SS1	0,325	0,15	0,2	0,0673 (equivalent)	0,076	0,067	grid	1,491	499,4	31,27	0,11	250
SS2	0,325	0,15	0,2	0,0673 (equivalent)	0,076	0,067	grid	0,974	743,2	31,27	0,11	245
SS3	0,325	0,15	0,2	0,0673 (equivalent)	0,076	0,067	grid	1,252	886	31,27	0,109	248
SS4	0,325	0,15	0,2	0,0673 (equivalent)	0,076	0,067	grid	1,819	599,8	31,27	0,11	226

2.9.2 Vähimmäispääraudoitus

Betonirakenteille on tarve asettaa minimirauδοitus vaatimus, jotta murtumismekanismi olisi sitkeä. Paaluanturoilla tulee olla vähintään minimirauδοitusmäärä, jolla osaltaan ehkäistään haurasmurtuman syntyminen. Minimirauδοitus määräytyy poikkileikkauksen pinta-alan mukaan. [Leaflet osa 6. 2011: 7.]

Betoni ilman terästä murtuu hauraasti ja äkillisesti rajakuorman saavutettua. Tästä kertoo pieni vetolujuus puristuslujuuteen verrattuna. Minimi rauδοituksen alalle löytyy kaksi kaavaa, joista valitaan suurempi, vaikka laskettu tarvittava rauδοitusala olisi tätä vähemmän:

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \\ 0,0013 * b_t * d \end{cases} \quad (5)$$

f_{ctm} = keskimääräinen vetolujuus

f_{yk} = rauδοituksen lujuuden ominaisarvo

b_t = vedetyn alueen keskileveys

d = tehollinen korkeus

2.9.3 Betoniterästen taivuttaminen

Betoniterästen taivutukselle on EC-2:ssa asetettu taivutustelanhalkaisijalle minimiarvo, jotta rauδοitus ei vaurioidu taivutuksen yhteydessä ja pystyy edelleen ottamaan vetoa vastaan riittävästi. Toinen vaikuttava seikka taivutustelan rajoittamiseen on betonijännitys taivutuskohdassa. Betoni ei saa murtua rauδοituksen taivutuksen sisäkaareissa.

Betoniteräkset tulee ankkuroida riittävästi tangoissa vaikuttavalle vetovoimalle. Paaluanturassa on mahdollista ja järkevää käyttää taivutettuja teräksiä, jotta ankkurointipituus toteutuu. Säilyvyyden kannalta vaadittu mitta rasiusluokan mukaisesti on 50mm:ä Eurokoodin ja PO-2011 mukaiset vakioaaluanturat 2011 -ohjeessa. Vaihtoehtona koukuankuroinnille on hitsattu ankkurointiteräs. [Eurokoodin ja PO-2011 mukaiset vakioaaluanturat 2011: 7; Betoninormit BY 65 2016: 60.]

Taulukko 3. Pienimmät sallitut taivutustelan halkaisijat teräksen vaurioitumisen välttämiseksi. [Suomen rakentamismääräyskokoelma, betonirakenteet 2016: 23.]

a) Tangot ja langat

Tangon halkaisija	Taivutustelan vähimmäishalkaisija taivutuksille, koukuille ja lenkeille (ks. kuvaa 8.1)
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	$4,5\phi$
$\phi > 16 \text{ mm}$	9ϕ
Huomaus. Taivutustelan vähimmäishalkaisijana voidaan käyttää vaihtoehtoisesti arvoja, jotka ovat vähintään 2 kertaa kyseisen teräsluokan taivutuskokeessa käytettävän tuurnan halkaisija.	

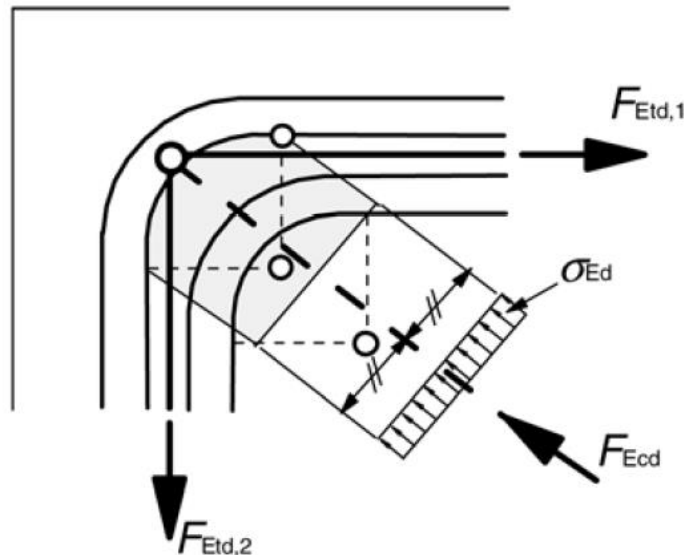
Betonijännitys taivutuskohdassa on esitetty Eurocodessa ristikkomenetelmän mitoituskappaleessa. Jännityksen tarkastus voidaan suorittaa kuvan 21 mukaisesti hyödyntäen kaavaa 6. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 109.]

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 * v' * f_{cd} \quad (6)$$

$\sigma_{Rd,max}$ = maksimijännitys solmun reunalla

$$k_3 = 0,75 \text{ (FI NA)}$$

$$v' = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$



Kuva 21. Betonijännitykset taivutuksessa [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 109.]

2.9.4 Halkeamaleveys

Paaluanturan halkeamaleveys tarkastelut suoritetaan käyttörajatilassa pitkäaikaiskuormitusyhdistelmällä. Ristikkomenetelmällä on mielekästä tarkastella EC-2:n antamaa vaihtoehtoa teräsännitystä ja rajoittaa terästankojen jännitys halkaisija taulukon mukaiseksi. Toinen vaihtoehto olisi tarkastella teräsännitystä ja rajoittaa tankojen keskiöväli taulukon mukaiseksi. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 121-122.]

Taulukko 4. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tangon enimmäishalkaisijat φ^* s. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 122.]

Teräsännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Suurin tankokoko [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

Taulukko 5. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämä tankojaon enimmäisarvo. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 122.]

Teräsännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Tankojaon enimmäisarvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

2.9.5 Ankkurointi

Vetorausituksen ankkurointi on syytä mitoittaa täydelle vetovoimalle. (Leskelä 2008: 163). Erikoispaikoissa voi olla jopa syytä ankkuroinnin toteutumiseksi käyttää ankkurointilaitteita yksinkertaisesti tilan puutteen vuoksi.

Ankkurointipituuden maksimi 25mm betoniteräksen, B500B lujuusluokan ja C30/37 betonin lujuuden perusteella täydelle kapasiteetille saadaan kaavasta 7. Tämän jälkeisellä pituudella ei ole ankkuroinnin kanalta merkitystä teräksen myötäämisen alkaessa. Vastaavasti pituus lasketaan myös toisen kokoisille tangoille. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 132-133.]

$$l_{b,rqd.T25} = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 905,797mm \quad (7)$$

$$\phi = 25mm \text{ (ankuroitavan tangon halkaisija)}$$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = \frac{500 MPa}{\gamma_s} = 434,7826 MPa \text{ (tangossa vaikuttava vetojännitys)}$$

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 3 MPa \quad (8)$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk,005}}{\gamma_c} = 1,3333 MPa \quad (9)$$

$$\alpha_{ct} = 1 \text{ (FI NA)}$$

$$f_{ctk,005} = 2,0 MPa \text{ (C30/37)}$$

$$\eta_1 = 1 \text{ (hyvät tartunta olosuhteet)}$$

$$\eta_2 = 1 \text{ (\phi < 32mm)}$$

2.9.6 Tankovälit

Tankojen välisessä etäisyydessä on huomioitava kaksi näkökulmaa. Molempiin vaikuttaa suunnittelijan tekemät valinnat ja rauditusjärjestelyt. Rakenteen toiminnan kannalta on terästen ankkuroiduttava riittävästi betoniin. Toisaalta rakenne on oltava toteutettavissa. Betoni pitää pystyä valamaan ja tiivistämään. Betonin pumppauksessa käytettävän kaluston siirtoletkut ovat luokkaa 3”...4” rakennebetonille ja tiivistys kaluston eli sauvatäryttimen halkaisija on luokkaa 20-60 mm. Näillä pitää pystyä operoimaan muotin ja raudituksen sisällä. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 130; BY201 2018: 331-332; Betonikoneet.com 2019: Luettu 4.3.2020; BY 201 2018: 332.]

Yksinkertaiset kaavat (10) samaan suuntaan vaikuttavien tankojen tankoväleille löytyy EC-2:sta, joissa huomioidaan teräksen koko ja betonimassan kiviaineksien raekoko. Välejä noudatetaan pysty- ja vaaka suuntaan. Kaavoista valitaan suurin määrääväksi: [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 130.]

$$\max \begin{cases} k_1 * \phi \\ d_g + k_2 \\ 20mm \end{cases} \quad (10)$$

$$k_1 = 1(FI NA)$$

$$\phi = \text{tangon halkaisija}$$

$$d_g = \text{kiviaineksen max.raekoko}$$

$$k_2 = 3mm (FI NA)$$

3 Suunnitteluperusteet

Paaluperustukset kuten muutkin talonrakenteet suunnitellaan lähtökohtaisesti eurooppalaisilla EC:n mukaisilla standardeilla ja kansallisilla valinnoilla. Suomen rakentamismääräyskokoelma on ollut viime vuosina uudistuksen kohteena ja lähes kaikki aiemmin voimassa olleet RakMK:n mukaiset ohjeet on korvattu Ympäristöministeriön asetuksilla. Rakenteiden ja rakennusten toteutuksesta on lisäksi omat standardinsa materiaalikohtaisesti kuten suunnittelustakin, joita käytetään Eurocoden kanssa yhdessä. Toteutusstandardeja ei käsitellä tässä työssä tarkemmin.

3.1 Yleiset säännöt ja kuormia koskevat säännöt

Eurocode:t sisältävät pääosin kahden lajin sääntöjä. Periaatesäännöille ei ole vaihtoehtoja vaan ne ovat määräyksiä, joita tulee noudattaa. Toinen laji sääntöjä on soveltamis-säännöt, jotka ovat yleisesti hyväksytyjä sääntöjä. Kansalliset EC:n valinnat vahvistaa ympäristöministeriö. Kansallisesti on myös yleisesti hyväksytyjä tahoja, jotka tuottavat (kansallisia) ohjeita, antavat tulkintoja ja mahdollisesti esimerkkilaskelmia. Näistä voisi mainita esimerkkinä Betoniyhdistys ry, Puuinfo Oy ja Rakennusteollisuus ry. Eurocode:ssa on erikseen mainittu kohdat, joihin voidaan tehdä kansallinen valinta. Tarkka lista kansallisista valinnoista löytyy: EC 2:n sivulta 14 (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2015). Mainittakoon tästä esimerkkinä aiheeseen liittyvä betonin lujuuden pienennyskerroin $\alpha_{cc} = 0.85$, joka on kansallinen valinta. [RIL 201-1-2017: 15,17.]

Suomen rakennusinsinööriliitto on laatinut oppaita, jotka pohjautuvat EC-standardeihin ja helpottavat tiedon löytymistä ja tulkintaa. Näissä on myös huomioitu ympäristöministeriön kansalliset valinnat. RIL 201-1-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat sisältää yleisohjeet suunnitteluperusteista SFS-EN 1990, painoista ja hyötykuormista SFS-EN 1991-1-1, lumikuormista SFS-EN 1991-1-3 ja tuulikuormista SFS-EN 1991-1-4.

3.2 Tarkastelu murtorajatilassa (MRT tai eng. ULS)

Periaatteellisena ajatuksen EC-suunnittelustandardeissa ja murtorajatilamitoituksessa on, että rakennetta heikennetään ja kuormia kasvatetaan tietyillä kertoimilla. Tällä tavoin

saadaan turvallinen ja luotettava rakenne suunnitelluksi ja kestäväksi suunnitellun käyttökäytönsä. [RIL 201-1-2017: 29-30.]

3.2.1 Kuormien laskeminen murtorajatilassa

Kuormat määritellään niiden luonteen mukaan joko pysyviksi tai muuttuviksi. Muuttuvista kuormista käytetään myös nimitystä ”hyötykuorma”. Molemmilla kuormatyypeillä on oma varmuuskertoimensa, jota käytetään kuormien yhdistelykaavoissa. Kuormista käytetään yleensä nimitystä ominisarvo ennen kuin kuorma on korotettu varmuuskertoimella. Korottamisen jälkeen kuormasta käytetään yleensä suunnittelu-arvo nimitystä. Kaavojen merkeistä asia selviää myös. F_k on yleensä ominisarvo ja F_d on yleensä suunnittelu-arvo. RIL 201-1-2017: 21-22, 31-33, 40-41.]

Edellisessä kappaleessa kuvatulla tavalla EC-0:n periaatesääntö saadaan toteutumaan, joka lainattuna alla: [SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006: 44.]

(1)P Rakenne tulee suunnitella ja toteuttaa siten, että se suunnitellun käyttökäytönsä ajan tarvittavat luotettavuustasonsa säilyttäen ja taloudellisesti

— kestää kaikki kuormat ja vaikutukset, joita todennäköisesti esiintyy toteutuksen ja käytön aikana ja

— |AC> pysyy vaadittuun tarkoitukseensa käyttökelpoisena.

HUOM. Ks. myös kohtia 1.3, 2.1(7) ja 2.4(1)P. <AC|

(2)P Rakenne tulee suunnitella siten, että sillä on riittävä:

— kestävyys

— käyttökelpoisuus ja

— säilyvyys.

Näihin pohjautuu esimerkiksi rakenteen kestävyys tai rakennusten käyttöikävaatimus. Useimmissa tapauksissa määrääväksi MRT:n kuormitusyhdistelyksi tulee kuormien laskemisen kaavaa 11 tai 12, joka löytyy mm. oppaasta RIL-201-1-2017 (2017: 36-49). Oppaassa esitetään kuormienyhdistelykaavat yleisessä muodossa:

$$F_d = 1,15 * K_{FI} * \Sigma G_{kj} + 1,5 * K_{FI} * Q_{k,1} + 1,5 * K_{FI} * \Sigma(\psi_{0,i} * Q_{k,i}) \quad (11)$$

$$F_d = 1,35 * K_{FI} * \Sigma G_{kj} \quad (12)$$

G_{kj} = pysyvä kuorma (eng. dead load)

$Q_{k,1}$ = määräävä muuttuva kuorma

$\psi_{0,i} * Q_{k,i}$ = pienennyskerroin ja ei määräävä muuttuva kuorma

K_{FI} = seuraamuluokan mukainen kerroin

Näiden kaavojen perusteella voidaan etsiä anturan päällä olevilta rakenteilta suurimmat rasitukset, jotka anturaa rasittavat ja tulevat useimmissa tarkasteluissa määrääviksi. Kaavoissa 11 ja 12 ylempi osa sisältää pysyvät ja muuttuvat kuormat ja alempi tarkastaa tilanteen, jossa ainoastaan pysyvää kuormaa. Kaavoista suurin rasitus rakenteelle on määräävä. Eli summamerkki kaavoissa ei tarkoita yhteen laskemista, vaan kuormien yhteisvaikutusta. Esimerkkinä voidaan antaa pilari paaluanturan päällä, jotta kuormittaa katolta kattorakenteen oma paino sekä lumikuorma (muuttuva kuorma), välipohjasta omapaino sekä hyötykuorma (muuttuva kuorma) ja seinältä tuleva tuulikuorma (muuttuva kuorma). Näiden kuormien kertyminen ja kuormitusyhdistelyt paaluanturalle rakennesuunnittelijan tulee käydä läpi, jossa vuorotellen vaihtaa määräävää muuttuvaa kuormaa ja etsii suurimmat rasitukset pilarille.

3.2.2 Materiaalin suunnittelu-arvot

Betonirakenteille kuten muillekin rakennusmateriaaleille on oma materiaali-kohtainen EC-osa, jonka perusteella määritellään mm. betonille ja betoniteräkselle suunnittelussa käytettävät arvot. Paaluanturan mitoitusarvoihin tarvittavat suunnittelu-arvot löytyvät EC-2-osasta.

Betonin mitoituslujuus saadaan kaavasta 13:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (13)$$

f_{ck} = betonin puristuslujuuden ominaisarvo

α_{cc} = 0,85 (lujuuden pienennyskerroin, FI NA)

γ_c = 1,5 (osavarmuusluku betonille)

Betoniteräksen mitoituslujuus saadaan kaavasta 14:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (14)$$

f_{yk} = raudoituksen lujuuden ominaisarvo

γ_s = 1,15 (betoniteräksen osavarmuusluku)

Vastaavalla logiikalla saadaan betonin muutkin mitoitusarvot kuten esimerkiksi keskimääräinen kimmokerroin tai mitoitusvetolujuus. Ristikomenetelmässä betoni oletetaan puristetuksi ja betoniteräkset vedetyksi, joten näillä kaavoilla päästää hyvin alkuun.

3.3 Tarkastelu käyttörajatilassa (KRT tai eng. SLS)

Rakenteen mitoituksessa tulee huomioida myös käytön aikaiset vaatimukset. Käyttörajatilaan kuuluvia tarkasteluja on yleisesti mm. taipuma, värähtely, haitalliset muodonmuutokset kuten halkeama tai ulkonäkö. Paaluanturan tapauksessa kyseeseen tulee ainakin halkeamaleveyden tarkastelu, jota on mielekästä arvioida ristikkomallilla teräsännitysten kautta. Kun raudoituksen jännitys rajoitetaan kimmoisan rajan alapuolelle, niin halkeamaleveys pysyy riittävän pienenä. [Leskelä 2008: 317.]

Käyttörajatilassa kuormia ei koroteta MRT:n tavoin osavarmuusluvuilla, vaan tarkastelussa käytetään kuormien ominaisarvoja. Halkeamaleveyden arvioinnissa käytetään vielä kuormitusyhdistelyn pitkäaikaisosuutta, jossa huomioidaan, että muuttuvat kuormat rasittavat rakennetta vain osan sen käyttöiästä. KRT-kuormitusyhdistelyn pitkäaikaisosuus saadaan alla olevasta kaavasta 15: [RIL 201-1-2017: 44.]

$$F_d = \Sigma G_{kj} + \psi_{2,1} * Q_{k,1} + \Sigma(\psi_{2,i} * Q_{k,i}) \quad (15)$$

$\psi_{2,i}$ = muuttuvan kuorman pitkäaikaiskerroin

3.4 Maapohjan ja rakenteen yhteistoiminta

Eurocode 2:ssa on perustuksille oma lisävaateensa periaatesääntönä, jossa edellytetään maapohjan ja rakenteen yhteisvaikutuksen huomion ottamista, kun tällä on

merkittävä vaikutus kuormien vaikutuksiin. Vuorovaikutus on otettava tällöin huomioon Eurocode 7:n ohjeiden mukaan. Samassa kappaleessa myös mainitaan haitallisten painumien huomioon ottaminen. Painumien vuoksi on rakennuksia tarvittaessa purettu, joten asia ei ole vähäpätöinen. Muistaen tapauksen liittyen Metropolian lähimenneisyyteen ja Leppävaaran campukseen. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 27.]

4 Paaluanturan mitoitus

Kappaleessa neljä tarkastellaan paaluanturan mitoitusta kirjallisuustutkimuksen ja suunnittelustandardien perusteella. Aluksi tutkitaan geometrian valintaan vaikuttavia tekijöitä ja sivutaan rakenteen massiivisuudesta johtuvia tekijöitä. Paaluanturan jäykkyyttä tutkitaan, kun geometria on valittu. Lopuksi tarkastellaan vielä raudoitusmäärää ja raudoituksessa huomioitavia seikkoja.

Paaluanturan mitoitus kannattaa aloittaa valitsemalla paaluanturalle dimensiot. Suunnittelija arvio aluksi kokemusperäisesti laskettuihin kuormatietoihin pohjautuen tarvittavat ulkomitat ja paalumäärät. Talonrakennuksessa paalumäärän suunnittelija saa yksinkertaisesti normaalivoiman ja normaalivoiman epäkeskisyyden avulla (Saarinen & Kähkönen 1992: 431). Dimensioiden valinta ei yleensä tuota suunnittelijalla suurta ongelmaa. Valtaosassa tapauksia valinta voidaan tehdä rakenteellisin perustein ja paaluanturan geometrian ulkomitat määräytyvät paalutuksen perusteella. Mitoitus vaatii betonirakenteille tyypillisen alkuarvauksen ja mahdollisesti iterointia esimerkiksi tehollisen korkeuden suhteen.

Perustussuunnitteluvaiheessa ollaan luonnollisesti projektin alkuvaiheessa ja on hyvinkin mahdollista suunnitelmien tarkentuessa, että alkuperäinen oletus paaluanturoiden määrästä ja mitoista ei ollut riittävä. Kokenut suunnittelija tietysti pystyy arvioimaan aluksi luotettavammin, onko perustukset ja lähtöoletukset järkeviä.

Paaluanturan geometrian valinnan jälkeen on rakennesuunnittelijan mahdollista tarkastella ristikkomallin toimivuutta ja kestävyyttä esimerkiksi paalukuormien kautta asettamalla STM-malliin paalut kuormiksi ja ratkaisemalla tätä kautta STM-mallin sisäiset voimasuureet. Tämän työn laskenta esimerkissä on menetelty tällä tavoin.

Paaluanturat sijaitsevat rakennusten näkyvien osien alla, siis yleisesti maan alla. Tällöin ulkonäkö eli ns. arkkitehtoniset valinnat eivät muodostu suoraksi ongelmaksi. Väliillisesti ongelmia voi aiheutua mm. tontin rajan lähelle rakennettaessa, maan alla kulkevien LVI-kanaalien vuoksi tai rakennuksen korkeusaseman vuoksi.

4.1 Paaluanturan geometria

Paaluanturan geometrian valinnassa tulee huomioida useita eri reunaehtoja. Käytännössä paaluanturan korkeuden, paalujen keskiövälin ja kuormittavan pilarin sijainnin perusteella saadaan muodostettua kuviteltu avaruusristikko paaluanturan sisään, jolla ratkaistaan rakenteen sisäiset voimasuureet ja johdetaan tarvittava raudoitus. Paaluanturan geometria, paalujen sijainnit ja kuviteltu avaruusristikko kulkevat ”käsi kädessä” anturaa suunnitellessa. Toteutuksen ja tarketietojen jälkeen suunnittelijan on lopullisesti arvioitava rakennemallin oikea toiminta. [Leskelä 2008: 454-457; RIL 254-2016: 176-181.]

Aluksi rakennesuunnittelijan päästessä käsitykseen tarvittavasta paalumäärästä on järkevää sijoittaa paalut tasoon nähden symmetrisesti, jos se on mahdollista. Käytettäessä ristikkomenetelmää myös paaluanturan korkeudella on suuri merkitys, koska korkeus luonnollisesti vaikuttaa suoraan puristusdiagonaalin ja raudoituksen kulmaan. Korkeus on siis edullista valita siten, että rakenne toimii ja voidaan mitoittaa STM-menetelmää hyödyntäen. [Leskelä 2008: 454-457.]

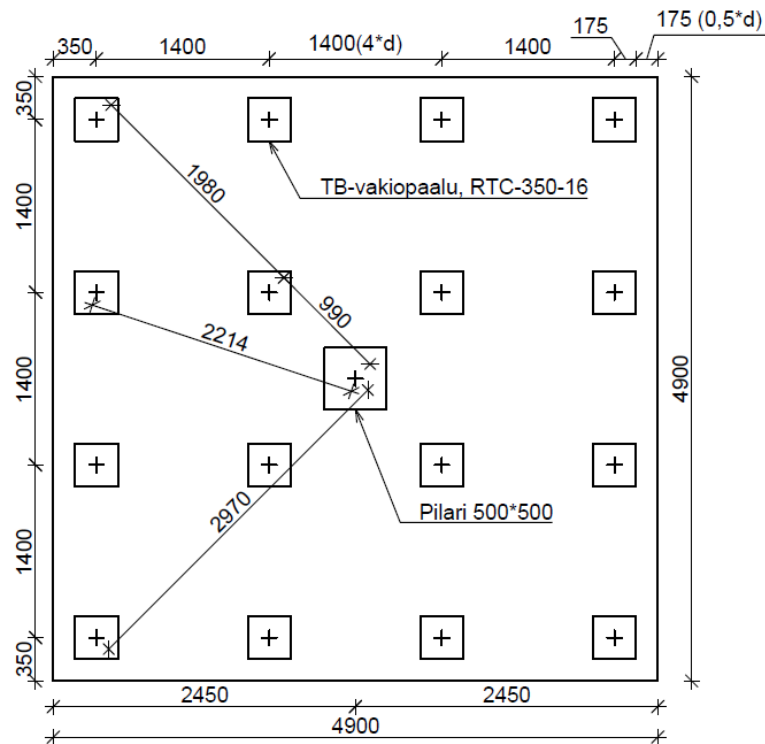
Taulukon 1. perusteella voidaan laskea helposti esimerkki 16 paalun anturan sivumitoille, jossa paalut on symmetrisesti sijoitettu. Alla havainnollistettu kaavalla 16 ja kuvalla 22 anturan sivumitat tasossa olettaen TB-paalut 25m pituisiksi.

$$Sivu_A = 2 * d + (n - 1) * 4 * d = 4,9m \quad (16)$$

$$d = 350mm \text{ (valittu paalun halkaisija)}$$

$$n = 4 \text{ (valittu paalumäärä rivissä)}$$

Paaluantura, jossa käytetään 16:sta symmetrisesti sijoitettua paalua, on neliö ja yllä olevan kaavan perusteella kooltaan vähintään 4900mm*4900mm. Kaavassa huomioitu anturan sivusta 1. paalun keskelle vaadittu minimi etäisyys ja paalujen välinen minimi keskiöetäisyys. Vastaavalla tavalla voidaan taulukon arvoilla laskea kaiken kokoiset paaluanturat.

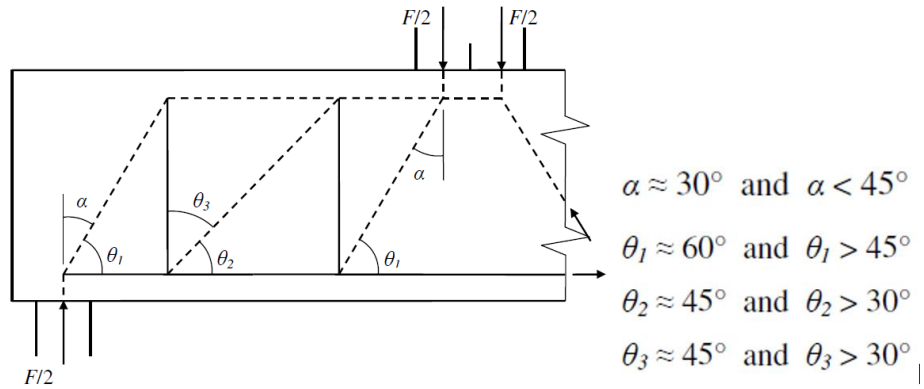


Kuva 22. Paaluantura, jossa 16 paalua symmetrisesti. Minimi reuna- ja keskiöetäisyydet RIL 254-2016 mukaan esitettyinä.

4.2 Paaluanturan korkeuden valinta

Korkeus on olennainen valinta sovitettaessa ristikkomallia paaluanturan sisään. STM-mallin luominen kannattaa luonnollisesti aloittaa ilman välivertikaaleja, jolloin säästytään ripustusraudoitukselta. Pysty- ja ripustushaajat ovat hitaita työmaalle toteuttaa ja sen vuoksi on parempi, jos saadaan rakenne kestämään ilman näitä. Toki hyvin suunniteltu on kustannustehokas valmistus teollisesti mahdollista.

Kulmasuosituksista on olemassa arvoja tapauskohtaisesti pistekuorman alle, nurkkaan ja välivertikaalien kohdalle. Kulmien arvoja on tutkinut ja esittänyt mm. Schlaich & Schäfer (1991: 114-115) artikkelissaan suosittaen suurten kuormien alle puristus- ja vetosauvojen väliseksi kulmaksi 60° kuitenkin $> 45^\circ$. Kulmaosituksista on havainnekuva 23. Tässä työssä noudatetaan näitä arvoja.

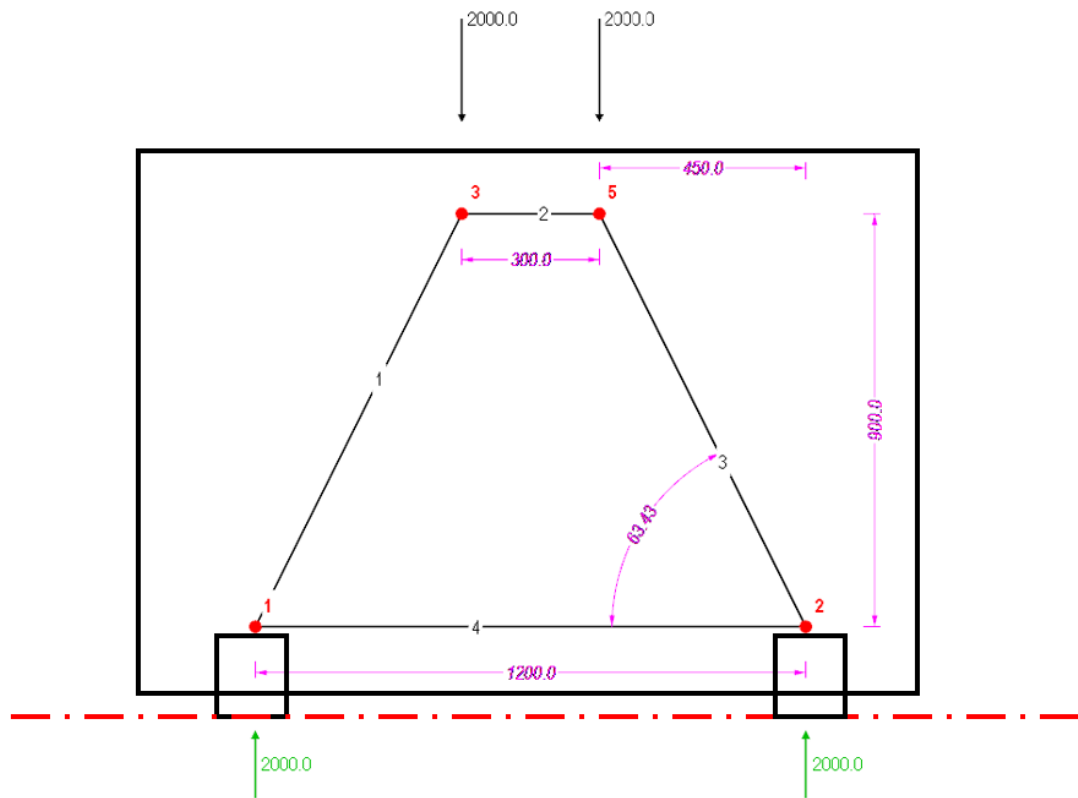


Kuva 23. Kulmien suositeltuja arvoja. [Chantelot & Mathern 2010: 49.]

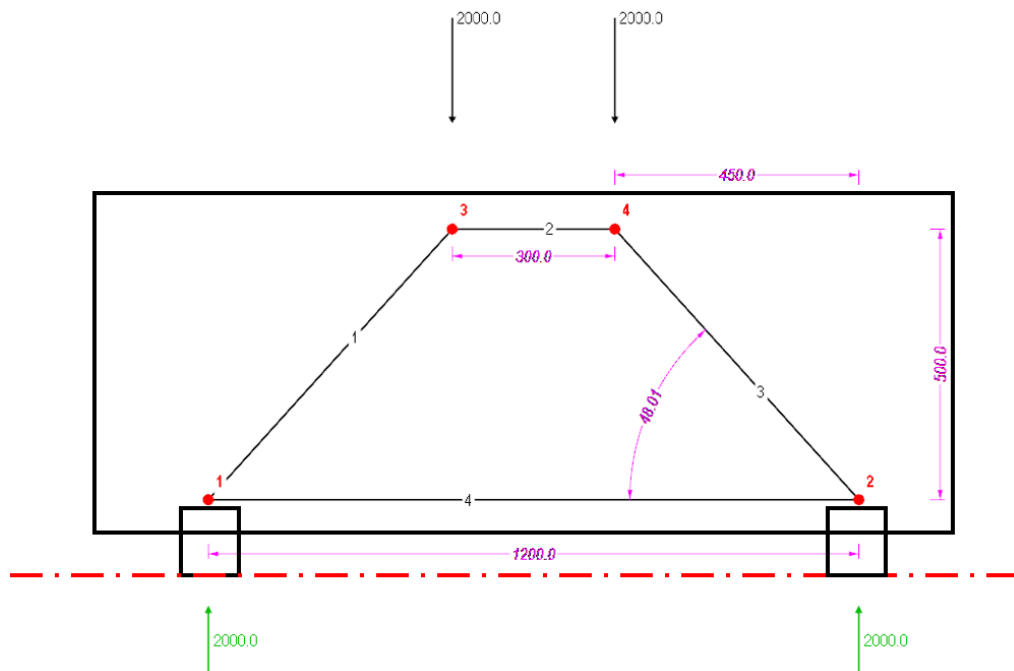
Korkeuden vaikutusta rasiin voi havainnollistaa yksinkertaisimmalla kahden paalun anturan STM-mallilla. Kahden paalun antura, jonka korkeus 1 m (tehollinen korkeus oletettu 900mm) ja kuormitus 4MN normaalivoimaa saa taulukon 6 mukaiset rasitukset. Tällöin kulma θ_1 on likimain 63° . Jos paaluanturan korkeutta lasketaan likimain puristusdiagonaalin θ_1 kulmaan 48° , niin rasitukset kasvavat huomattavasti. Vetosauvan rasitus 180% (1800kN/1000kN) ja puristussauvan rasitus 120% (2960kN/2236kN). Esimerkin rakennemallit kuvissa 24 ja 25.

Taulukko 6. Anturan korkeuden vertailu. RFEM raportti kuvien 24 ja 25 laskennasta. Sauvojen normaalivoimat positiivinen vetoa ja negatiivinen puristusta. Sauvoihin ei oleteta momenttia tarkastelussa.

Member (sauva) No.	Member (sauva) No.	Node (solmu) No.	Node (solmu) No.	Location (sauvan pituus) x [mm]	Location (sauvan pituus) x [mm]	Forces [kN]						
						N	N		V _y	V _y	V _z	V _z
STM-korkeus												
H=1000	H=600	H=1000	H=600	H=1000	H=600	H=1000	H=600	N _{H600} /N _{H1000}	H=1000	H=600	H=1000	H=600
1	1	1	1	0	0	-2236,1	-2690,7	120 %	0,0	0,0	0,0	0,0
		3	3	1006	673	-2236,1	-2690,7	120 %	0,0	0,0	0,0	0,0
2	2	3	3	0	0	-1000,0	-1800,0	180 %	0,0	0,0	0,0	0,0
		5	4	300	300	-1000,0	-1800,0	180 %	0,0	0,0	0,0	0,0
3	3	5	4	0	0	-2236,1	-2690,7	120 %	0,0	0,0	0,0	0,0
		2	2	1006	673	-2236,1	-2690,7	120 %	0,0	0,0	0,0	0,0
4	4	2	2	0	0	1000,0	1800,0	180 %	0,0	0,0	0,0	0,0
		1	1	1200	1200	1000,0	1800,0	180 %	0,0	0,0	0,0	0,0

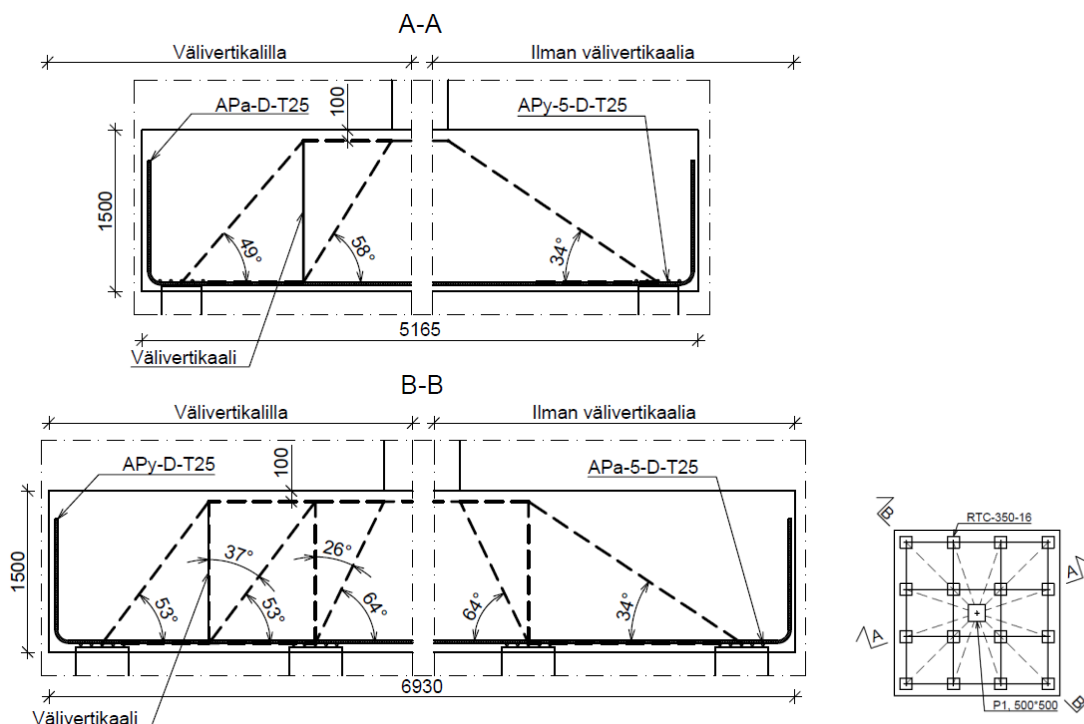


Kuva 24. Kahden paalun STM-mallin antura. Kokonaiskorkeus 1000mm. Yksiköt mm, kN ja deg.



Kuva 25. Kahden paalun STM-mallin antura. Kokonaiskorkeus 600mm. Yksiköt mm, kN ja deg.

Kuvassa 26 on havainnollistettu mahdollinen STM-malli, jossa vertailuna rakennemalli vasemmalle puolella välivertikaaleilla ja oikealla puolella ilman vertikaaleja. Kuvasta 26 nähdään, ettei ko. paaluanturan toteutus ilman välivertikaaleja ole realistinen valitulla korkeudella.



Kuva 26. 16 paalun anturan mahdollinen STM-malli. Esitetty välivertikaaleilla ja ilman.

Suunnittelijan on järkevää hyödyntää anturan vertikaaliraudoitusta, koska kyseessä olevan suureen valun paaluantura vaatii kuitenkin tietyn pystyraudoituksen asennettavaksi. BY65 Betoninormit (2016) ohjeistaa käyttämään tiettyä määrää työraudoitusta ja raudoitustukia, jotta valun aikana rauditus pysyy suunnitellulla sijainnillaan. Pääraudoitus hyvin suunniteltuna työmaan ei tarvitse lisätä työraudoitusta. Työraudoitusta ei huomioida rakennelaskelmissa, mutta pääraudoituksen voi huomioida työraudoituksena.

4.3 Paaluantura lämmönkehitys

Tämän työn paaluanturat voidaan helposti lukea massiivisiksi betonirakenteiksi. Kappaleen 4.6 esimerkissä paaluanturan pienin valittu sivumitta on 2m. Betonin lämmityksen

hallitsemiseen on lukuisia vaihtoehtoja, joita ei tässä työssä käsitellä tarkemmin. Rakennesuunnitelmissa on hyvä esittää valuun asennettavat lämmityskaapelit.

4.4 Paaluanturan jäykkyyden arviointi geometrian perusteella

Aiemman kappaleen 16 paalun paaluantura voidaan Ghalin (1999) mukaan laskea ja mitoittaa jäykkänä kappaleena kaavaa muokkaamalla valitsemalla anturan korkeudeksi:

$$T > \frac{L}{2,4} = 1237,5\text{mm} \quad (17)$$

$$L = 2970\text{mm} \text{ (pilarin keskeltä kauimmaisen nurkkapaalun keskelle)}$$

$$T = \text{(anturan vaadittu korkeus)}$$

Kaavan 17 mukainen korkeus aiheuttaa paljon välivertikaaleja kuten kuvasta 26 nähdään, jotta kulmavaatimukset on mahdollista saada suunnitteluohjeiden raameihin. Korkeuteen vaikuttaa toki rakentamiskohteessa käytävissä oleva tila, mutta jos oletetaan tila riittäväksi, niin korkeus kannattaa valita mahdollisimman suureksi. Tällä valinnalla saadaan raudoituksen ja puristusdiagonaalien välinen kulma riittävän suureksi.

4.5 Raudoituksen sääntöjä ja reunaehtoja

Kappaleessa käsitellään paaluanturan raudoitukseen liittyviä erityispiirteitä. Osa ehdoista on yleisiä, mutta kappaleessa on avattu vaikutus paaluanturan raudoitussuunnitteluun.

4.5.1 Vähimmäisraudoituksen määrä

Paaluanturassa vedetyn alueen keskileveys vaatii tarkempaa ajattelua STM-mallia hyödynnettäessä ja tarkkaan laskiessa. Lasketaan kaavalla 5 käyttäen koko poikkileikkauksen leveyttä (4,9m) parametrinä b_t saadaan paalujen päälle tulevaksi raudoitukseksi 25mm harjateräksiä 7,194kpl. Lujuusluokkana harjateräksillä B500B ja betonin ominaislujuutena C35/45. Eli voidaan todeta jo alkuvaiheessa, että minirauditus ei tule määrääväksi, kun vertaa laskettua määrää vakiopaaluanturoiden teräsmääriin.

4.5.2 Betoniterästen taivuttaminen ja ankkurointi

Ristikomenetelmän koko idea pettää, jos solmupisteiden vedetyt teräkset eivät ankkuroidu kunnolla, vaan pääsevät luistamaan. Aiemman esimerkin 16 paalun anturassa käytettiin RTC-350-16 TB-paaluja. Reunan ja paalun vapaa väli on esisuunnittelussa lähtöoletuksen puolelta paalun halkaisijasta eli 175mm. Tästä tulee vähentää vielä säilyvyyden vaatima suojaetäisyys, joka määräytyy rasitusluokkien mukaan. Vakiopaaluanturoissa on käytetty 50mm suojaetäisyyttä sivuille ja alas (Eurokoodin ja PO-2011 mukaiset vakiopaaluanturat 2011: 7). Tällä saavutetaan betoninormeissa (2016: 21-22) anturoille tyypillisen rasitusluokan XC2 tai XC3 mukainen minimi sivuille on 35 tai 40mm, koska anturaan asetetaan myös rengasraudoitus. Tämä mitta sisältää säilyvyyden kannalta vaaditun mitan ja toleranssin eli suunnittelussa huomioon otettavan mittapoikkeaman. Palonkestovaatimukset voivat kasvattaa vielä betonipeitettä, joskaan se ei tule kyseeseen maan alla olevissa anturoissa.

Käytetään esimerkin omaisesti T25 raudoitustankoja ja vastaavaa 250mm:n taivutustelaa kuten Eurokoodin ja PO-2011 mukaiset vakiopaaluanturat 2011 -ohjeessa ja lasketaan aiemman 16 paalun anturan päätankojen ankkurointipituus. Taivutustelaa määriteltäessä tulee huomioida myös terästangossa vaikuttava vetovoima ankkuroinnin alkupisteessä. Taivutustelan laskenta on esitetty EC-2:n kaavassa 8.1, josta saadaan minimi halkaisija. Kaava huomioi käytetyn betonin ja tankojen välisen keskiöetäisyyden, joten suunnittelijan valintoja tulee tehdä kaavaa käytettäessä. Rasitusluokassa XC2 kuvan 27 mukaiselle tapaukselle käytettävissä oleva ankkurointipituus anturan reunalle suorille tangoille saadaan kaavasta 18, jossa huomioidaan paalujen sijoittelu. Kaavaa 19 muokattu sallitun voiman selvittämiseksi ankkuroinnin alussa, kun taivutustela tunnetaan:

$$l_b = D_p + 0,5 * D_p - c_{min.dur} = 490mm \quad (18)$$

$$D_p = 350mm \text{ (paalun halkaisija)}$$

$$c_{min.dur} = 35mm \text{ (betonipeitteen vähimmäisarvo)}$$

$$F_{bt.sall} = (f_{cd} * 250mm) / \left(\left(\frac{1}{a_b} \right) + \left(\frac{1}{2 * 25mm} \right) \right) = 93kN \quad (19)$$

$$a_b = 30mm, \text{ tankojen keskiöetäisyyden puolikas}$$

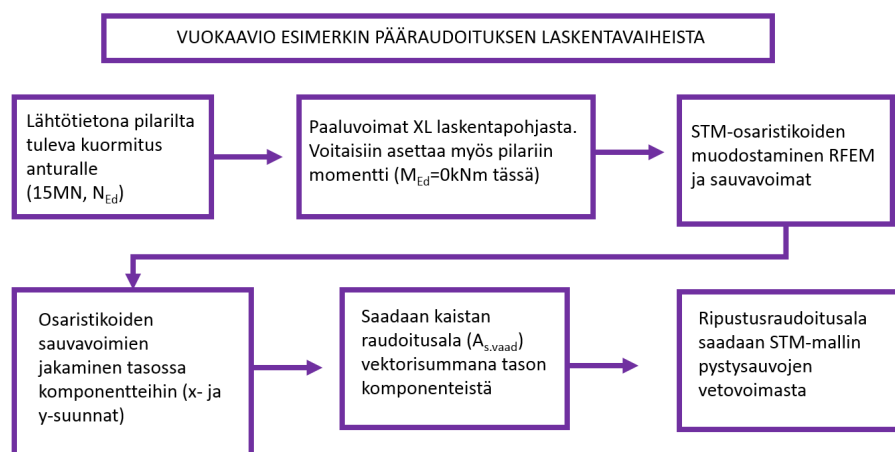
$$f_{cd} = 19,8MPa \text{ (betoni C35/45)}$$

4.5.3 Tankovälit

Paaluanturassa pääraudoitus on järkevä sijoittaa paalujen päälle molempiin suuntiin. Jos anturan reuna lähestyy, on myös edullista asettaa raudoitustankoja kerroksittain, koska EC-2:n mukaan sillä on edullinen vaikutus ja solmujen puristusjännityksiä voidaan korottaa 10% (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015: 109). Tämän kappaleen esimerkissä käytetään paaluanturalle betonitekniikan perusteella edullista suurta kiviaineskokoa 32mm. Kaavalla 10 määrääväksi tankoväliksi saadaan 35mm.

4.6 Esimerkki alapinnan pääraudoituksen laskennasta

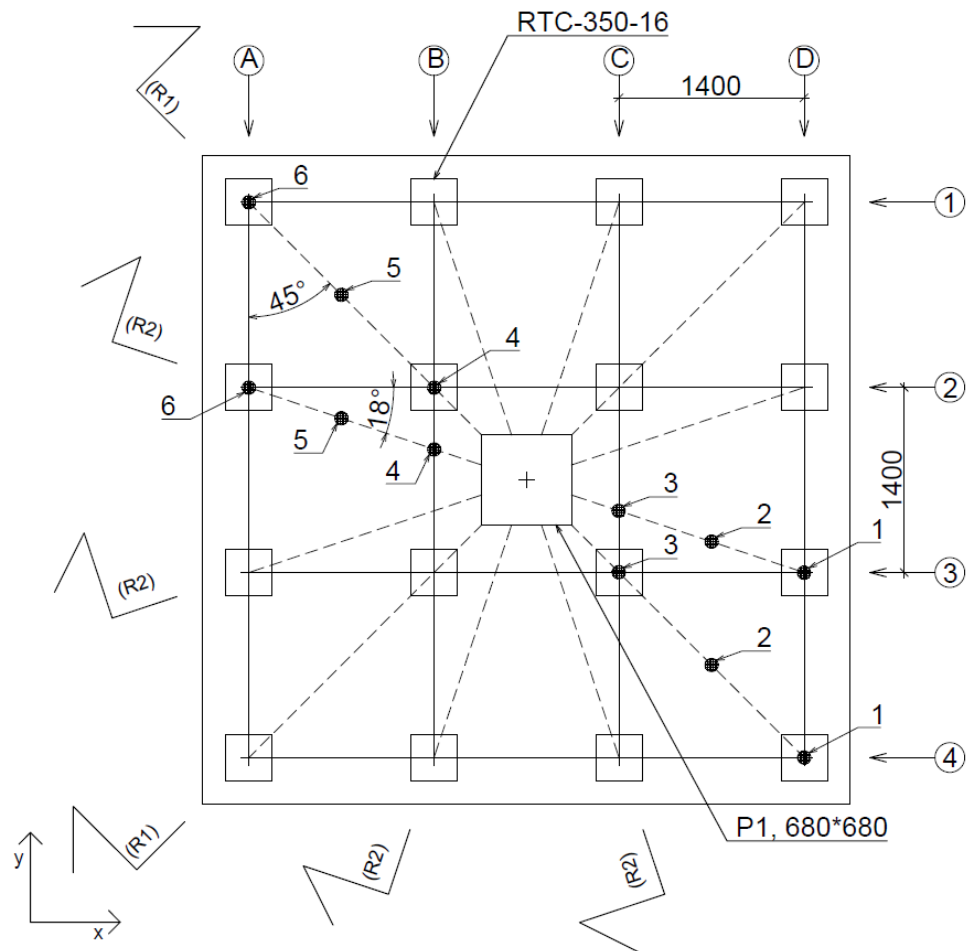
Laskentaesimerkissä otetaan tarkasteluun alapinnan vaadittu pääraudoitus. Pääpaino esimerkissä on alapinnan pääraudoituksen murtorajatilatarkastelussa. Muita laskennallisia tarkasteluja ei tehdä vastaavassa laajuudessa. Lähtötietoina käytetään pilarilta tulevaa 15MN normaalivoimaa, joka on iteroitu toteutettavaksi 680*680mm elementtipilarilla. Esimerkkipilarin kuormat ja toteutuskelpoisuus on esitetty liitteessä 1, jotta laskentaesimerkin lähtötiedot olisivat realistisella pohjalla. Paalukuormat on laskettu hyödynnäen A-insinöörien laskentapohjaa, jotka löytyvät kokonaisuudessa liitteestä 2. Anturan koko on valittu toimivaksi RIL-254:n paaluväleillä. Korkeus (2m) on valittu siten, että puristuspaarten kulmat olisivat edulliset. Näiden perusteella anturan koko on 4,9m*4,9m*2m. Rasitusluokkana käytetään XC2. Laskentajärjestys päävaiheissa esitetty vuokaaviossa kuvassa 29.



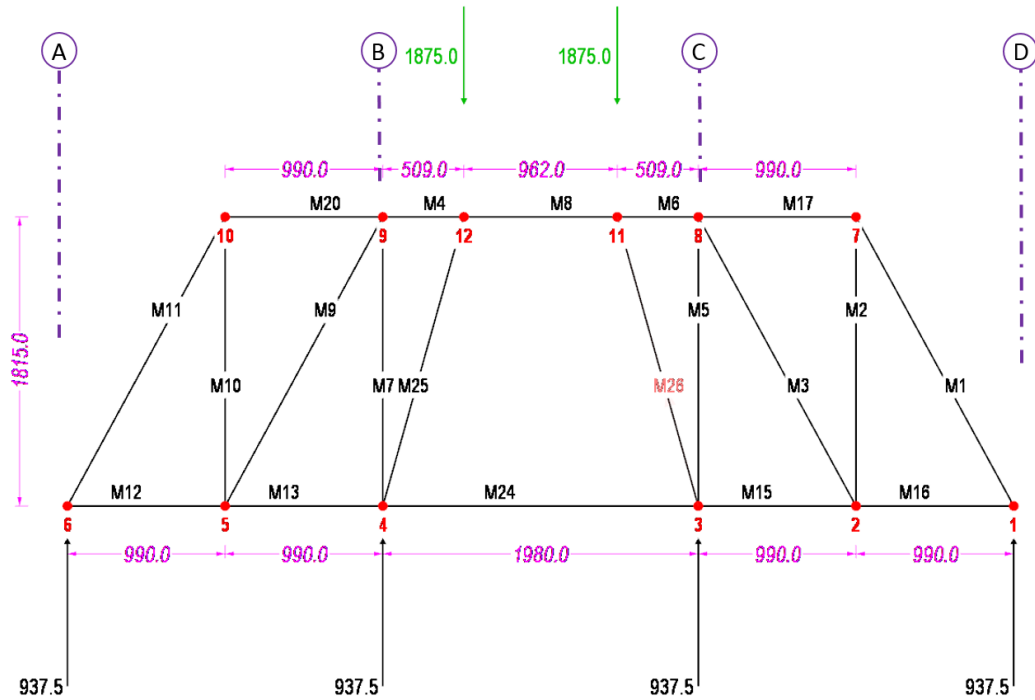
Kuva 29. Mitoituslaskennan eteneminen.

4.6.1 Osaristikoiden muodostuminen

Kuvasta 30 nähdään, että valittu STM-malli kokonaisuudessaan muodostuu kahdesta R1-osaristikosta ja neljästä R2-osaristikosta symmetrisen anturan perusteella. Esimerkkinä pääraudoituksen vetovoima moduulilinjalte A muodostuu valitussa mallissa kahden R1- ja R2-osaristikkon nurkkasolmuissa vaikuttavista voimista, ja tarkemmin näiden voimavektorien komponenttien summasta. Kuvassa myös havainnollistettu osaristikoiden alapaarten solmupisteiden sijainti tasossa. Raudoitusta jaetaan x- ja y-komponentteihin näiden pisteiden suhteen.



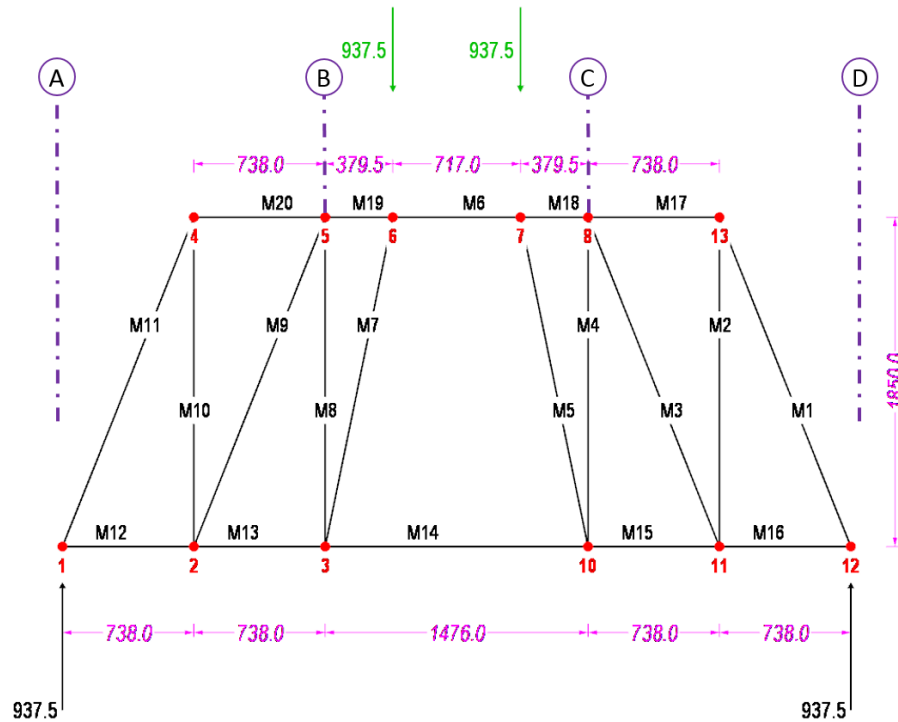
Kuva 30. STM-osaristikoiden sijainnit tasossa. Osaristikko esitetty katkoviivalla. Kuvassa lisäksi paalut, pilari, osaristikon alapaarten solmupisteet ja moduuliviivat.



Kuva 31. R1 osaristikko. RFEM-laskentamallin merkinnät, mitat, geometria ja moduuliviivat.

Taulukko 7. Taulukosta nähdään R1 osaristikon sauvavoimat ja tukireaktiot. Positiivinen vetoa ja negatiivinen puristusta. Vetovoima toimii resultanttina ja jaetaan x- ja y-suuntiin anturan tasossa.

Member No.	Member Type	Length L [mm]	Axial Force N [kN]	Member Coefficients [-]		Node No.	Support Forces [kN]			Support Moments [kNm]		
				ϵ_y	ϵ_z		P_x	P_y	P_z	M_x	M_y	M_z
1	Definable Stiffness	2067	-1067,9	0,000	0,000	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	Definable Stiffness	1815	937,5	-	-	2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	Definable Stiffness	2067	-1067,9	0,000	0,000	3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	Definable Stiffness	509	-1022,7	0,000	0,000	4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	Definable Stiffness	1815	937,5	-	-	5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	Definable Stiffness	509	-1022,7	0,000	0,000	6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7	Definable Stiffness	1815	937,5	-	-	11	0,0	0,0	1875,0	0,0	0,0	0,0
8	Definable Stiffness	962	-1548,6	0,000	0,000	12	0,0	0,0	1875,0	0,0	0,0	0,0
9	Definable Stiffness	2067	-1067,9	0,000	0,000	Σ Forces	0,0	0,0	3750,0			
10	Definable Stiffness	1815	937,5	-	-	Σ Loads	0,0	0,0	3750,0			
11	Definable Stiffness	2067	-1067,9	0,000	0,000							
12	Definable Stiffness	990	511,4	-	-							
13	Definable Stiffness	990	1022,7	-	-							
15	Definable Stiffness	990	1022,7	-	-							
16	Definable Stiffness	990	511,4	-	-							
17	Definable Stiffness	990	-511,4	0,000	0,000							
20	Definable Stiffness	990	-511,4	0,000	0,000							
24	Definable Stiffness	1980	1548,6	-	-							
25	Definable Stiffness	1885	-1947,3	0,000	0,000							
26	Definable Stiffness	1885	-1947,3	0,000	0,000							



Kuva 32. R2 osaristikko. RFEM-laskentamallin merkinnät, mitat, geometria ja moduuliviivat.

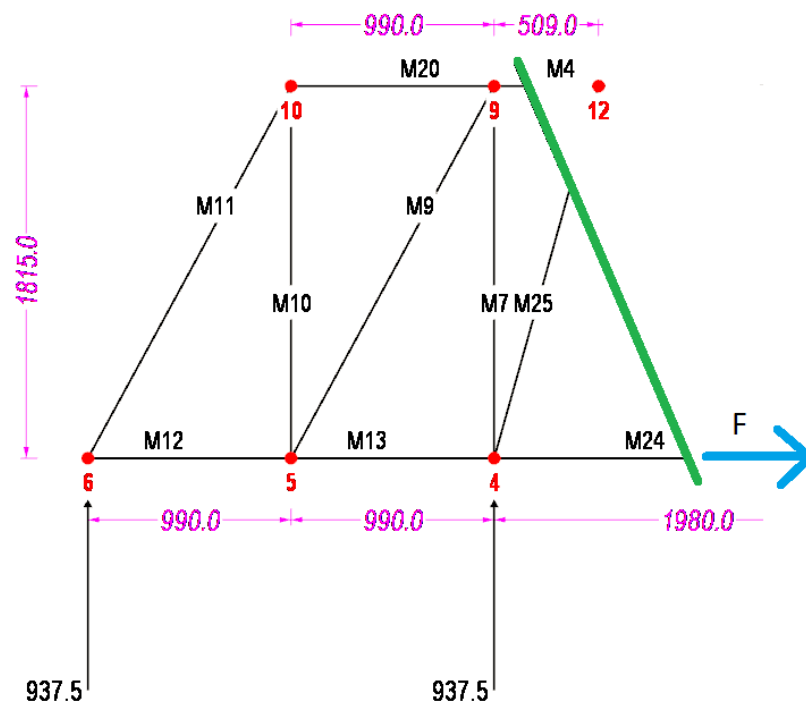
Taulukko 8. Taulukosta nähdään R1 osaristikon sauvavoimat ja tukireaktiot. Positiivinen vetoa ja negatiivinen puristusta. Vetovoima toimii resultanttina ja jaetaan x- ja y-suuntiin anturan tasossa.

Member No.	Member Type	Length L [mm]	Axial Force N [kN]	Member Coefficients [-]		Node No.	Support Forces [kN]			Support Moments [kNm]		
				ϵ_y	ϵ_z		$P_{x'}$	$P_{y'}$	$P_{z'}$	$M_{x'}$	$M_{y'}$	$M_{z'}$
1	Definable Stiffness	1992	-1009,3	0,000	0,000	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	Definable Stiffness	1850	937,5	-	-	2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	Definable Stiffness	1992	-1009,3	0,000	0,000	3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	Definable Stiffness	1850	937,5	-	-	6	0,0	0,0	937,5	0,0	0,0	0,0
5	Definable Stiffness	1889	-957,0	0,000	0,000	7	0,0	0,0	937,5	0,0	0,0	0,0
6	Definable Stiffness	717	-940,3	0,000	0,000	10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7	Definable Stiffness	1889	-957,0	0,000	0,000	11	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8	Definable Stiffness	1850	937,5	-	-	12	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	Definable Stiffness	1992	-1009,3	0,000	0,000	Σ Forces	0,0	0,0	1875,0			
10	Definable Stiffness	1850	937,5	-	-	Σ Loads	0,0	0,0	1875,0			
11	Definable Stiffness	1992	-1009,3	0,000	0,000							
12	Definable Stiffness	738	374,0	-	-							
13	Definable Stiffness	738	748,0	-	-							
14	Definable Stiffness	1476	940,3	-	-							
15	Definable Stiffness	738	748,0	-	-							
16	Definable Stiffness	738	374,0	-	-							
17	Definable Stiffness	738	-374,0	0,000	0,000							
18	Definable Stiffness	380	-748,0	0,000	0,000							
19	Definable Stiffness	380	-748,0	0,000	0,000							
20	Definable Stiffness	738	-374,0	0,000	0,000							

4.6.2 Statiikan tarkastuslaskema

Rakennelaskemissa on järkevää riittävässä määrin suunnittelijan tarkastaa ja varmistaa käsin laskentaan soveltuvalla menetelmällä, että ohjelmien tulokset ovat ainakin suuruudeltaan oikeaa luokkaa. Tällöin suunnittelija varmistuu laskentamallin toimivuudesta.

Tarkastetaan R1 osaristikon sauvan M24 voima Ritterin menetelmällä. Kirjoitetaan momenttitasapainoyhtälö solmupisteen 12 suhteen. Vapaakappalekuvan Mathcad ohjelmalla tehdyn tarkastuslaskun perusteella todetaan laskentamallin toimivan, kun vertaa tulosta taulukon 7 M24 aksiaalivoimaan, joka on arvoltaan sama.



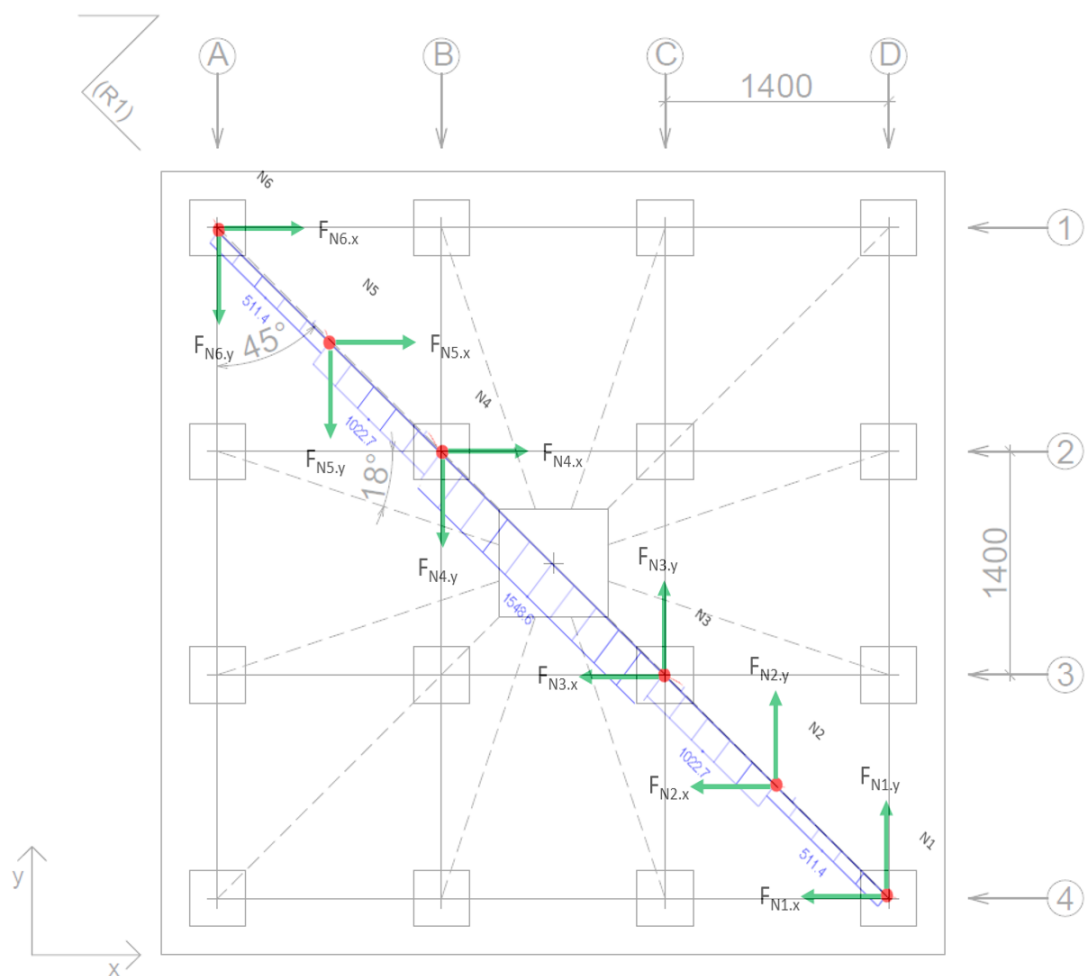
$$F_1 := 937.5 \text{ kN}$$

$$F := \frac{F_1 \cdot (2 \cdot 990 \text{ mm} + 509 \text{ mm}) + F_1 \cdot (509 \text{ mm})}{1815 \text{ mm}} = 1548.6 \text{ kN}$$

Kuva 33. Vapaakappalekuva ja tarkastus R1 osaristikon laskentamallista.

4.6.3 Raudoitusmäärä alapinnassa

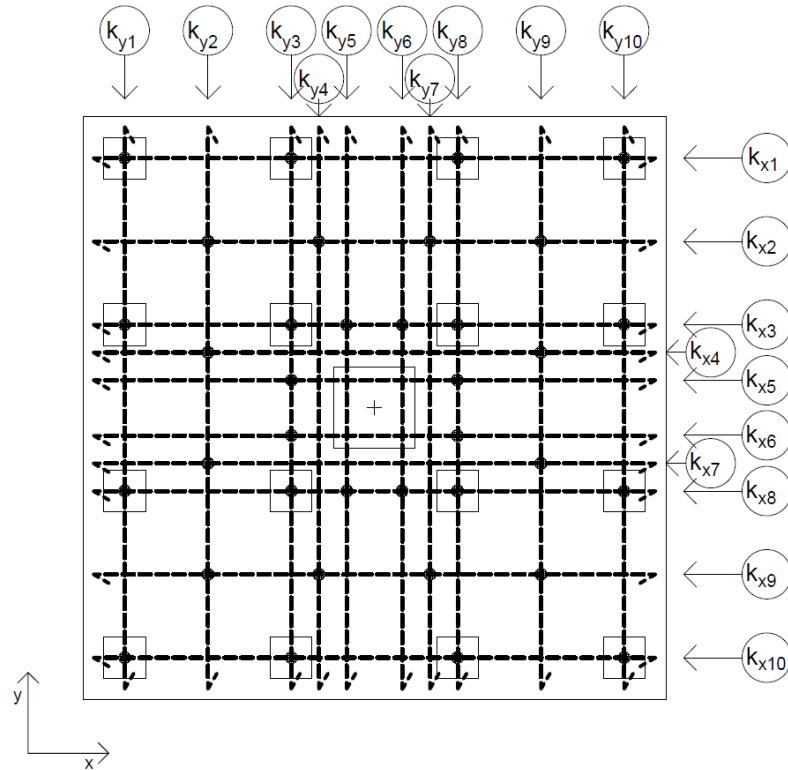
Taulukoista 7 ja 8 nähdään alapinnassa vaikuttava resultoiva vetovoima, jota vastaava määrä rauditusta asetetaan x- ja y-suuntiin anturaan solmupisteiden kohdalle kaistoiksi. Rauditusmäärä kaistoilla kasvaa mentäessä ulkoreunalta pilarin suuntaan, koska alapaarteen vetovoima lisääntyy. Tämä on loogista, kun lähestytään kuorman lähtöpistettä. Kuvassa 34 nähdään periaate osaristikon R1 komponentteihin jakamisesta. Samalla periaatteella jaetaan kaikki osaristikot ja niiden solmupisteet komponentteihin, ja summataan trigonometriallla lasketut voimavektorien komponentit, josta johdetaan tarvittava rauditusala.



Kuva 34. Osaristikon R1 komponentteihin jako. "N" merkitsee solmupistettä.

Rauditusmääriä laskiessa looginen tapa on jakaa tarvittava rauditus kaistoiksi. Kaistojen raudituksen kokonaisalan selvittyä, voidaan valita sopiva tankokoko ja tästä

voidaan laskea kappalemäärä. Kuvassa 35 esimerkkiin valittu 16 paalun antura on jaettu laskennallisiin raudituskaistoihin siten, että kaikista solmuista lähtee x- ja y-suuntainen kaista.



Kuva 35. Paaluanturan laskennalliset raudituskaistat ja STM-mallin solmupisteet.

Käytettäessä T25 (B500B) betoniterästä voidaan vetovoimia vastaavat teräsmäärät laskea kaavasta 20. Taulukosta 9 saadaan resultantti vetovoimat. Jakamalla tämä pinta-ala anturan geometrian mukaisesti x- ja y-komponentteihin, joihin rauditus käytännössä toteutetaan, ja summaamalla vetovoimat voimavektoreista saadaan vastaava pääteras- ja kappalemäärä trigonometrian perusteella. Taulukossa 9 esitetty koko anturan alapinnan rauditus. Esimerkkinä alla A-linjan suuntainen pääraudoitus:

$$A_{s.vaad} = \frac{\sum F_{Ed,i}}{f_{yd}} = xx \text{ mm}^2 \quad (20)$$

$$2 * (A_{s.vaad.R1} * \cos(45^\circ)) + 2 * (A_{s.vaad.R2} * \sin(18^\circ)) = 2197 \text{ mm}^2$$

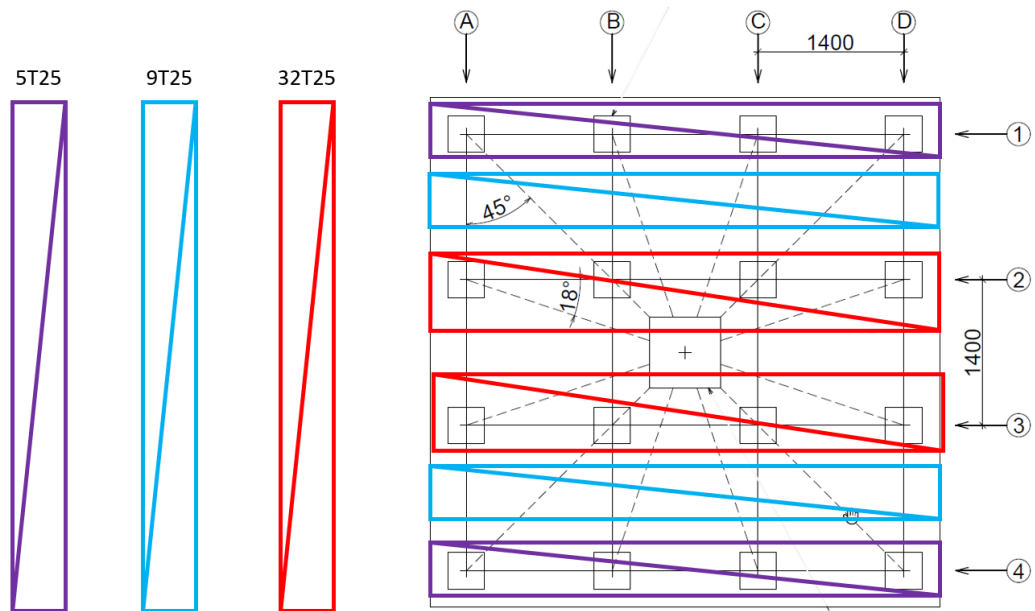
$$n_{vaad.T25} = \frac{2197 \text{ mm}^2}{A_{T25}} = 4,5; (kpl)$$

$$A_{T25} = (\pi * 25 \text{ mm})^2 / 4 = 490,9 \text{ mm}^2$$

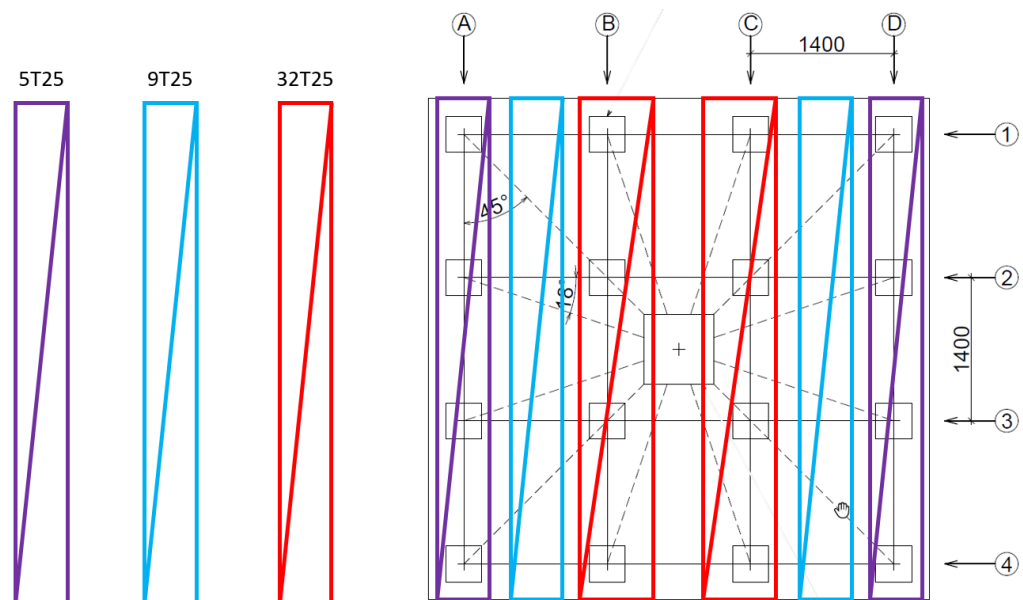
Taulukko 9. Paaluanturan tarvittava pääraudoitus MRT:ssa. Voimat taulukoista 7 ja 8 RFEM laskennan perusteella. Osaristikot jaettu komponentteihin x- ja y-suuntiin. Alapuo- lella taulukossa $k_{y,i}$ ja $k_{x,i}$ vastaavat kuvan 35 raudoituskaisioja ja esitetty kaistalla tarvittava MRT:n raudoitusmäärään summa.

osa- ristikon	Node	Member	Resultantti		Osaristikko 1		Osaristikko 2	
			Voima	$A_{s,vaad}$	x-suunta	y-suunta	x-suunta	y-suunta
					$A_{s,vaad} \cdot \cos(\varphi)$	$A_{s,vaad} \cdot \sin(\varphi)$	$A_{s,vaad} \cdot \cos(\beta)$	$A_{s,vaad} \cdot \sin(\beta)$
No.	No.	No.	(vetoa) [N]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]
R1	1	16	511400	1176,2	831,7	831,7		
R2	1	16	374000	860,2			816,1	272,0
R1	2	15	1022700	2352,2	1663,3	1663,3		
R2	2	15	748000	1720,4			1632,1	544,0
R1	4 ja 3	24	1548600	3561,8	2518,6	2518,6		
R2	4 ja 3	14	940300	2162,7			2051,7	683,9
R1	5	13	1022700	2352,2	1663,3	1663,3		
R2	5	13	748000	1720,4			1632,1	544,0
R1	6	12	511400	1176,2	831,7	831,7		
R2	6	12	374000	860,2			816,1	272,0
							$\beta=$	0,3217506 rad
							$\varphi=$	0,7853982 rad
			$A_{s,vaad}$	n_{T25}				
			[mm ²]	[kpl]				
ky1	$\Sigma=$	2207,46	4,5					
ky2	$\Sigma=$	4414,60	9,0					
ky3	$\Sigma=$	8037,04	16,4					
ky4	$\Sigma=$	3264,23	6,6					
ky5	$\Sigma=$	4103,42	8,4					
ky6	$\Sigma=$	4103,42	8,4	=ky5 (symmetrian perusteella)				
ky7	$\Sigma=$	3264,23	6,6	=ky4 (symmetrian perustella)				
ky8	$\Sigma=$	8037,04	16,4	=ky3 (symmetrian perustella)				
ky9	$\Sigma=$	4414,60	9,0	=ky2 (symmetrian perustella)				
ky10	$\Sigma=$	2207,46	4,5	=ky1 (symmetrian perustella)				
kx1	$\Sigma=$	2207,46	4,5					
kx2	$\Sigma=$	4414,60	9,0					
kx3	$\Sigma=$	8037,04	16,4					
kx4	$\Sigma=$	3264,23	6,6					
kx5	$\Sigma=$	4103,42	8,4	(vastaava kuin y-suunta, koska symmetrinen				
kx6	$\Sigma=$	4103,42	8,4	rakenne ja normaalivoiman kuormittama)				
kx7	$\Sigma=$	3264,23	6,6					
kx8	$\Sigma=$	8037,04	16,4					
kx9	$\Sigma=$	4414,60	9,0					
kx10	$\Sigma=$	2207,46	4,5					

Murtorajatilan teräsmäärää havainnollistettu kuvissa 36 ja 37 jakamalla toteutuskelpoisempiin kaistoihin. Rautojen kappalemäärät tulevat sen verran suuriksi, että luontevaa on raudottaa alapinta kahteen kerrokseen molemmissa suunnissa ainakin anturan keskimmaisilla kaistoilla.



Kuva 36. Tarvittava terästen kappalemäärä/kaista MRT:ssa x-suunnassa.



Kuva 37. . Tarvittava terästen kappalemäärä/kaista MRT:ssa y-suunnassa.

4.6.4 Ripustushaajat ja kokonaisraudoitusmäärä

Ripustushaajat tarvitaan vedettyjen pystysolmujen kohdalle nostamaan voima anturan yläpintaan. Haat on laskettu W-taivutusmuotoon, jolloin haassa 2-leikettä. Myös asennuksen kannalta avoin W-haka on toimiva tiheässä raudoituksessa.

Taulukko 10. Taulukon 8 perusteella laskettu yhden solmun tarvittava ripustusraudoitus. Yhden haan toimiva ala 12mm teräshalkaisijalla 226,2 mm².

Ripustushaajat: Kaikki ripustushaajat vedettyjä voimalla 937,5kN						
Voima (vetoa) [N]	$A_{s,vaad}$ [mm ²]	n_{W-T12} kpl/solmu]				
937500	2156,3	9,5				

Raudoituksen kokonaisuudessa on nopea arviointi keino massiivisissa valuisissa tarkasteltaessa suuruusluokan oikeellisuutta. Suuruusluokan >100kg/m³ raudoitusta voi pitää ”jäykkänä”. Vertailuna TB-vakiopaaluanturan VPA-9TB350a-2 raudoitussuhde on 42,6kg/m³. Esimerkin paaluanturan (taulukko 11) raudoitussuhdetta tulee vielä kasvattamaan yläpinnan raudoitus ja rengasraudoitus. Mahdollisesti myös KRT tarkastelun jälkeen raudoitus voi lisääntyä.

Taulukko 11. Anturan raudoitusmäärä summattuna. Massa laskettu raudan tiheydellä 7850kg/m³. L_{kok} oletettu yhden päätangon pituus. Haan pituutena käytetty 2,5m. Havainnollistettu myös käytännössä käytettyä suuruusluokkaa tarkastelua kg/anturan tilavuus.

Summa x- ja y-suunnat ja raudoitustiheys vertailuarvioinniksi							
	$A_{s,vaad}$ [mm ²]	n_{T25} [kpl]	L_{kok} n. [m]	Ripustushaajat $\Sigma=m3$	$\Sigma=$ Massa $\Sigma=kg$	BETm ³ m ³	kg/BET.m ³
$\Sigma=$	88107	179,5	8,0	0,0647	6041	48	125,8

4.6.5 Halkeamaleveys

Paaluanturan halkeamaleveys tarkastelut suoritetaan käyttörajatilassa pitkäaikaiskuormitusyhdistelmällä. Laskuesimerkissä keskiössä on MRT-tarkastelun vaatima raudoitus, joten KRT-tarkastelua sivutaan hieman halkeamaleveyden arvioinnissa. KRT-tarkastelu on kuitenkin syytä muistaa, koska se voi olla mitoittava kuormitustarkastelu.

Työssä käytetään kuormien pitkäaikaisyhdistelmää mitoitusoletuksella käyttörajatilan kuormalle, jotka vastaavat vakiopaaluanturoiden yhdistelmää, jossa pysyvän kuorman osuus 60 %, muuttuvan kuorman osuus 40 % ja muuttuvan kuorman pitkäaikaisosuus 30 %

Paaluanturan raudoitus ei ole tasan jakautunut koko pohjan alalle, vaan keskittynyt paalujen päälle. Kuitenkin paaluanturan halkeamat voi olettaa lähtöisin (suuresta) kuormituksesta. Tutkitaan ensisijaisesti terästen jännitystä, kun halutaan säilyttää 0,3mm halkeamaleveys.

Tarkastellaan esimerkkinä Linjan A halkeamaleveyttä. Linjalla A vaikuttaa vetojännitys noin 960kN MRT:ssa. Voima tulee muuttaa KRT:an, joka voidaan laskea muokkaamalla kaavaa 13 ja ratkaista kuorma lausekkeesta huomioiden mitoitusvalinnat. Iteroitu pysyvä- ja muuttuva kuorma sekä vaadittu KRT:n raudoitus kuvassa 38.

$$1.15 \cdot (1 - 0.4) + 1.5 \cdot 0.4 = 1.29 \quad (\text{Keskimääräinen osavarmuusluku})$$

$$\frac{960 \text{ kN}}{1.29} = 744.2 \text{ kN} \quad (\text{Kokonaiskuorman ominaisarvo})$$

$$Q_k := 744.2 \text{ kN} \cdot 0.4 = 297.7 \text{ kN} \quad (\text{Muuttuvan kuorman ominaisarvo})$$

$$G_k := 744.2 \text{ kN} \cdot 0.6 = 446.5 \text{ kN} \quad (\text{Pysyvän kuorman ominaisarvo})$$

$$1.15 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k = 960 \text{ kN} \quad (\text{Tarkastus, vastaa lähtöarvoa --> OK})$$

$$Q_{k,\text{pitkä}} := Q_k \cdot 30\% = 89.3 \text{ kN} \quad (\text{Muuttuvan kuorman pitkäaikainen osuus})$$

$$F_{k,s} := G_k + Q_{k,\text{pitkä}} = 535.8 \text{ kN} \quad (\text{A-linjan vetovoima pitkäaikaisella yhdistelyllä})$$

$$A_{s,\text{kok}} := 2207.46 \text{ mm}^2 \quad (\text{Teräsmäärä A-linjalla})$$

$$\sigma_s := \frac{F_{k,s}}{A_{s,\text{kok}}} = 242.7 \text{ MPa} \quad (\text{Teräsännitys A-linjalla})$$

$$\sigma_{s,\text{sall}} := 200 \text{ MPa} \quad (\text{Sallittu teräsännitys EC-2:n taulukko mukaan})$$

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,\text{sall}}} = 121.4\% \quad (\text{Käyttöaste})$$

$$A_{s,\text{vaad}} := \frac{F_{k,s}}{\sigma_{s,\text{sall}}} = 2679.1 \text{ mm}^2 \quad (\text{Vaadittu raudoitusala})$$

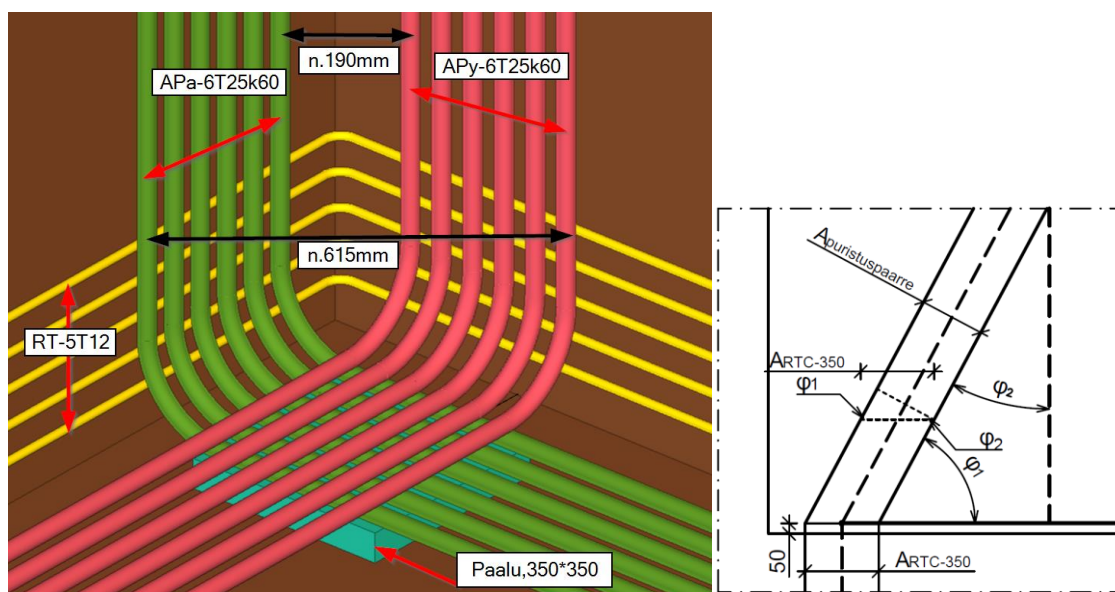
$$n_{T25} := \frac{A_{s,\text{vaad}}}{A_{T25}} = 5.5 \quad (\text{Vaadittu kappalemäärä teräksiä T25})$$

Kuva 38. Kuvakaappaus Mathcad KRT-tarkastuksesta A-linjalle.

Kuvasta huomataan, että MRT:n vaatima raudoitus ei riitä halkeamaleveystarkastelussa. A-linjalle tarvitaan yksi tanko lisää 25mm teräksiä käytettäessä

4.6.6 Puristuspaarteen tarkastus nurkkasolmussa

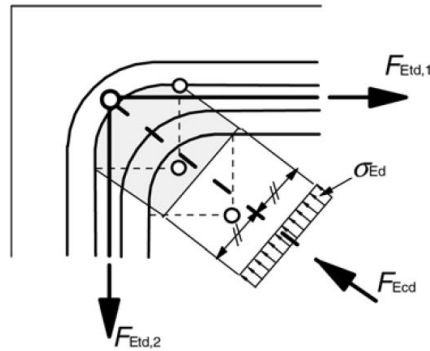
Tarkastetaan esimerkkinä yhden nurkan puristuspaarteen jännitys ja sallittu jännitys, koska tarkastelu on oleellinen osa rakenteen mitoitus STM-mallin mukaan. Statiikan perusteella nurkassa A/1 vaikuttaa puristussauvassa puristusvoima n. 1070kN. Sovellaan puristuspaarteen laskentaan EC-2:n ohjeita ja kaavaa 6.62, kun vedettyjä sauvoja on useammassa kuin yhdessä suunnassa. Kuvassa 39 esitetty geometrian ja raudoituksen muodostuminen. Tarkastelussa käytetään KRT:n perusteella kasvanutta kaistojen raudoitusmäärää 6T25/kaista.



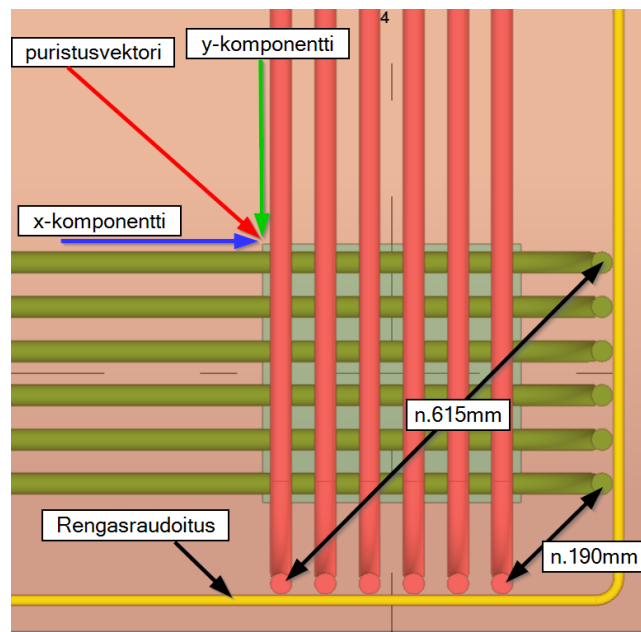
Kuva 39. Nurkan raudoitusjärjestelyt ja geometria. Nurkassa kaksi pääraudoituskaistaa ja rengasraudoitus.

Tarkastelussa valitaan EC-2:n kohdan perusteella (kuva 40) solmun korkeutena käytettäväksi taivutustelan halkaisijaa ja leveytenä raudoituskaistan leveyttä kuormitus suunnassa, josta vähennetty ”tyhjä” väli 190mm. Solmussa raudoitus on vaakatasossa 45° kulmassa kaistoilla. Solmun jännitystä tulee laskea EC-2:n kaavan 6.62 perusteella betonin mitoitus jännityksestä. Taulukossa 12 laskettu solmun mitoitus. Lisäksi solmu lukietaan rengasraudoituksella.

Nurkkasolmussa ei myöskään ylity kaavassa 19 laskettu terästen vetovoima ankkuroinnin alkupisteessä. Voima alkupisteessä johdettu vastaavasti kuin teräsmäärät ollessa noin 60kN ja sallittu 93kN



Kuva 40. Kahteen suuntaan vedetty solmu. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2015: 109.]



Kuva 41. Nurkan raudoitus tasossa kuvattuna ja puristusvektori sekä komponenttien suunnat.

Taulukko 12. Solmun mitoitus. Taulukossa laskentavaiheet solmun jännitystarkastelusta. Kerroin k_3 on kansallinen valinta. Taulukon perusteella solmu on toteutettavissa. F_{Ed} on solmun kuormitus statiikan perusteella taulukosta 8 ja F_{Rd} on solmun kestävyys.

A_{eff}	106250	mm^2	([solmun kokonaisleveys-190mm])*taivutustelan halkaisija)			
f_{cd}	19,83	N/mm^2	(betonin puristuslujuus, betoni C35/45)			
v'	0,860		(EC-2 kaava 6.57N)			
k_3	0,75		(EC-2 mukaan)			
$\sigma_{Rd,max}$	12,79	N/mm^2	$(k_3 * v' * f_{cd})$			
F_{Rd}	1359,20	kN	F_{Ed}	1070	kN	
Käyttöaste	79 %					

5 Yhteenveto

Lähtökohtana STM-menetelmässä on kokeellisesti tehdyt tutkimukset ja näiden perusteella STM-menetelmä on todettu soveltuvan paaluanturoiden mitoitukseen. Laskentamenetelmiä on kehitetty näiden pohjalta 1980-luvulta lähtien, jolloin mm. Schlaich ym. julkaisivat aiheesta tutkimuksia ja raportteja. STM-mallissa idea on luoda kuviteltu ristikko, jossa puristusjäännitykset oletetaan betonille ja vetojäännitykset betoniteräkselle.

Kirjallisuustutkimuksessa perehdyttiin laajalti kotimaiseen kirjallisuuteen ja aineistoihin, sekä kansallisiin tutkimuksiin STM-menetelmästä ja paaluanturoiden mitoituksesta. RFEM-ohjelmassa ei ole suoraan paaluanturan mitoitukseen soveltuvaa sovellusta. On kuitenkin mahdollista ja järkevää hyödyntää FEM-ohjelmaa mm. avaruusristikon sauva-voimien laskemisessa. Tällöin erityishuomiota laskentamallissa kannattaa kiinnittää solmupisteiden tarkasteluun ja sauvojen aksiaalisiin jäykkyyksiin.

STM-menetelmän kaavat käytössä olevassa standardissa, Eurocode:ssa soveltuvat parhaiten tasossa olevan oletetun ristikon käsittelyyn. Kun suunnitellaan paaluanturaa ja -raudoitusta STM-menetelmällä, päädytään lähes poikkeuksetta kolmiulotteiseen STM-malliin. Tämän vuoksi suunnittelijalle tulee helposti tarve perehtyä lisäksi kansainvälisiin tutkimuksiin STM-malleista ja detaljien ratkaisusta.

Paaluantura on mahdollista saada toimivaksi useammalla reunaehdot toteuttavalla STM-mallilla. Suunnittelijan valinnat muokkaavat STM-mallia, joten yhtä ainoa oikeaa ratkaisua ei tähän ole löydettävissä. Rakenteen mekaniikan perusteella pääjäännityksiä mukailtava raudoitus ja STM-malli on lähimpänä oikeaa valintaa. Kirjallisuustutkimuksen perusteella kehitettiin esimerkki STM-mallista 16 paalun anturalle. Tästä laskettiin esimerkin omaisesti alapinnan vaatima pääraudoitus murtorajatilassa.

Paalujen keskiöetäisyyksiin on olemassa selvät ohjeet, joten anturan dimensioihin tasossa suunnittelijalla on vähemmän mahdollista vaikuttaa. Sen sijaan korkeus kannattaa valita mahdollisimman suureksi, jotta puristus ja vetosauvan välinen kulma tulee edulliseksi. Pilarin ala vaikuttaa edellä mainittuun kulmaan myös ja tämä suunnittelijan kannattaa maksimoida mahdollisuuksien mukaan.

Käyttörajan tarkastelu on syytä suorittaa tarkkaan, koska laskentaa jatkettiin aloittamalla KRT-tarkastelu ja huomattiin KRT:n halkeamaleveyden tulevan mitoittavaksi ainakin esimerkin A-linjalla.

Jatkotutkimuksia aiheeseen liittyen on mielekästä tehdä ainakin kolmiulotteisten solmujen osalta, jolloin näihin voisi löytää kolmiulotteisuuden huomioiva laskentamalli. Tähän liittyy ja vaikuttaa anturan reunoille asetettavat rengasteräket, joiden vaikutusta on myös mielekästä tutkia lisää. Vinopaaluja käytetään isoissa anturoissa pitämään kappale paikallaan ja näiden vaikutus koko STM-malliin ja etenkin puristusdiagonaalin kestävyteen on myös lisätutkimukseen soveltuva aihe.

Lähteet

Abdul-Razzaq, Khattab Saleem. 2017. Designe and behavior of reinforced concrete pile caps, a literature rewiw. International journal of engineering research and science. & technology. vol.6, No.4. 2017.

Betonikoneet.com. 2019. Verkkoaineisto. <<https://betonikoneet.com/tuote/beton-trowel-pneumaattinen-vibra/>>. Luettu 4.3.2020.

BY 65. 2016. Betoninormi. Helsinki. BY-koulutus Oy

BY 201. 2018. Betonitekniikan oppikirja. Helsinki. BY-koulutus Oy

BY 30-2. 1988. Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet. Suomen betonitieto Oy

Chantelot, Gautier & Mathern, Alexandre. 2010. Strut-and-tie modelling of reinforced concrete pile caps. Master's Thesis. Chalmers University of Technlogy, Göteborg, Sweden.

Chapter 14 Design with strut-and-tie models examples. 2018. Opetusmateriaali. Verkkoaineisto. < https://mycourses.aalto.fi/pluginfile.php/731847/mod_folder/content/0/1_Design%20with%20strut-and-tie%20models_examples.pdf?forcedownload=1 >. Aalto-yliopisto.

Cheng, Chin Pang. 2005. Design the depth of reinforced concrete rigid-pile caps for tall buildings. The Hong Kong University Science and Technology. Hong Kong.

Clarke, J L. 1973. Behavior and Design of Pile Caps with Four Piles. Technical Report No. 42_489. Cement and Concrete Association. Wexham.

Design of Pile Foundations. 1991. US Army Corps of Engineers. Washington, DC.

Dlubal yrityksen verkkosivut. 2019. Verkkoaineisto. <<https://www.dlubal.com/en/support-and-learning/support/faq/003450>>. Päivätty 9.9.2019. Luettu 27.2.2020

Eurokoodin ja PO-2011 mukaiset vakiopaaluanturat. 2011. Betoniteollisuus ry.

Garber, David. 2018. Verkkoluento. < <https://www.youtube.com/watch?v=69uzSWatNek> >. Florida International University.

Ghali, Mona K. 1999. Effect of pile cap flexural rigidity on the behaviour of bridge foundations.

- Grandić, Davor.; Šćulac, Paulo. & Štimac-Grandić, Ivana. 2015. Shear resistance of reinforced concrete beams in depended on concrete strength in compressive struts. University of Rijeka, Croatia.
- Hämäläinen, Jari & Manninen, Petri. 2011. Betonin lämmittäminen talvivalussa. Piste-sarjat Oy & Rudus Oy
- Laitakari, Antti. 2012. Vakiopaaluperustusten laskenta. Rakennusteollisuus Ry.
- Leaflet osa 6. 2011. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, Perustukset. Rakennustuoteteollisuus RTT ry.
- Leskelä, Matti. 2008. BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. HKI. Suomen betonitieto Oy.
- Mohamed E, El-Zoughiby.; Salah E, El-Metwally. & Mohamed I. Metwally. 2016. Strut-and-Tie Model for Strength Assessment of Pile Caps. Engineering Research Journal 150 C23 –C46.
- Park, Jung Woong.; Kuchma, Daniel. & Souza, Rafael. 2008 Strength predictions of pile caps by a strut-and-tie model approach. Canadian Journal of Civil Engineering. November Vol. 35 2008.
- Perustukset. Teräsbetoniset vakiopaaluanturat RR- ja RD-paaluille (FPS). 2017. SSAB Oy
- Rezaei, Nazanin.; Klein, Gary. & Garber, David. 2019. Strut Strength and Failure in Full-Scale Concrete Deep Beams. Florida International University.
- RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- RIL 254-2016. Paalutusohje. PO-2016. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- Romakkaniemi, Paula. 2019. Betonirakenteiden lävistysmitoitus, Metropolia AMK, insinööriyö.
- Saarinen, Eero.; Kähkönen, Leo. 1992. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2 By202. Suomen betoniyhdistys Ry.
- Salmi, Tapio & Kuula, Kai. 2012. Rakenteiden mekaniikka. Tampere: Pressus Oy
- Schlaich, Jörg; Schäfer, Kurt & Jennewein Mattias. 1987. Toward a Consistent Design of Structural Concrete, Special Report.

Schlaich, Jörg. & Schäfer, Kurt. 1991. Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. The Structural Engineer, Volume 69, No. 6/19

SFS-EN 1990 + A1 + AC. 2006. Eurocode 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Suomen Standardisoimisliitto.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2015. Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen Standardisoimisliitto.

Suomen rakentamismääräyskokoelma, betonirakenteet. 2016. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Betonirakenteet. Ympäristöministeriö.

Tuotelehti PO-2016 mukaiseen paalutuksen suunnitteluun ja paalutustyöhön. 2016. RT-betonipaaulla®, Rakennusteollisuus ry.

Yli-Pietilä, Arttu. 2019. Paaluryhmän jäykkyyden vaikutus rungon suunnittelussa. Diplomityö. Tampereen yliopisto.

Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista (477/2014).

Ympäristöministeriön verkkosivut, 2016. Verkkoaineisto. <https://www.ym.fi/fi-FI/Maan kaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma>. Päiväty 23.5.2019. Luettu 18.2.2020

Laskentaesimerkin pilarin laskentaraaportti.

Kohde:	[REDACTED]		Siv:
Kat:	1-kerroksinen betonipilari		1/4
Peruste:	STM-pilari		Pvm: 18.3.2020
---	---		Suunnitelja: julaa1

Rakenne ja materiaalit			
Pilarin korkeus, L	3000 mm		XYH-680B-680d-630d-50
Pilarin pl. leveys, B	680 mm		
Pilarin pl. korkeus, H	680 mm		
Terästen p.p. alareunasta, d'	50 mm		
Poikkil. tehollinen korkeus, d	630 mm		
Suhteellinen kiertymäjoustavuus, YP	10000,00		
Suhteellinen kiertymäjoustavuus, AP	10000,00		
Hoikkusuulu λ	15,3		
Nurjahduspituus	2999 mm		

Suunnitteluikä	50 v.		
Seuraamusluokka	CC2		
Toteutusluokka	2		
Toleranssiluokka	1		
Ympäristöluokka	XC2		
Ympäristön suhteellinen kosteus RH	50 %		
Rakenteen kuormitusikä	28 vrk		

Betonin lujuusluokka	C35/45	Betoniteräs	B500B
- Materiaaliosavarmuuskerroin γ_c	1,5	- Materiaaliosavarmuuskerroin γ_s	1,15
- Lieriölujuuden ominaisarvo f_{ck}	35,0 MPa	- Myötölujuuden ominaisarvo f_{yk}	500,0 MPa
- Keskimääräinen vetolujuus f_{ctm}	3,21 MPa	- Myötölujuuden mitoitusarvo f_{yd}	434,8 MPa
- Puristuslujuuden mitoitusarvo f_{cd}	19,8 MPa	- Kimmokertoimen mitoitusarvo E_s	200000 MPa
- Sekanttimoduli E_{cm}	34077 MPa		
- Sementin tyyppi	Tyyppi N		

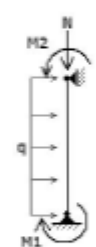
Säilyvyys / suojaus	
Ympäristöolosuhteiden vaatima min. betonipeite	20 mm
Tartunnan vaatima min. betonipeite - haat	12 mm
Tartunnan vaatima min. betonipeite - pääteräkset	32 mm

A-Insinöörit Oy | Puutarhakatu 10 | 33210 Tampere | Y-tunnus: 1841818-1

Tulostettu 18.3.2020 20:50 käyttäen Eurocode Genioa Oy web-palvelua www.eurocodegenio.fi

Kohde:	[Redacted]		Ohje:
JuLaa_ins_työ			2/4
Kat:	Käsitteilytyyppi:	Pvm:	
-	1-kerroksinen betonipilari	16.3.2020	
Paikka:	Nimi:	Suunnittelija:	
--	STM-pilari	julaa1	

Kuormitukset	Pysyvät	Muuttuvat
Pilarin omapaino Ng0	34,7 kN	-
Normaalivoima N	7460,0 kN	4250,0 kN
Vaakavoima H	0,0 kN	0,0 kN
Tas. vaakakuorma q	-	0,00 kN/m
Momentti M1	0,0 kNm	0,0 kNm
Momentti M2	0,0 kNm	0,0 kNm
Osavamuuskertoimet	$\gamma_g = 1,35$ (yhd.A) $\gamma_g = 1,15$ (yhd.B) $\gamma_g = 0,9$ (yhd.C)	$\gamma_q = 1,5$



Hyötykuorman pitkäaik. yhdistelykerroin $\psi_2 = 0,3$ - Hyötykuorma, Luokka A (asuintilat)

Kuormitusyhdistelmät

Murtorajatila, yhdistelmä A: $1,35 \cdot G$
Murtorajatila, yhdistelmä B: $1,15 \cdot G + 1,50 \cdot Q$
Murtorajatila, yhdistelmä C: $0,90 \cdot G + 1,50 \cdot Q$
Käyttörajatila, ominaisyhdistelmä: $G + Q$
Käyttörajatila, pitkäaik. yhdistelmä: $G + 0,30 \cdot Q$

Epäkeskisyyss- mittaepätarkkuudet

Vinous θ $1 / 0,0050$
Epäkeskisyyss ei 7 mm

Momentit (kNm)

h [mm]	Mg	Ng*ei	Mq	Nq*ei	M0(A)	M0(B)	M0(C)	M2(A)	M2(B)	M2(C)	M _{Ed} (A)	M _{Ed} (B)	M _{Ed} (C)
3000	0,0	±56,2	0,0	±31,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	75,9	112	98,4
2700	0,0	±56,2	0,0	±31,9	0,0	0,0	0,0	23,3	9,6	16,8	99,2	122	115
2400	0,0	±56,2	0,0	±31,9	0,0	0,0	0,0	41,4	17,0	29,8	117	129	128
2100	0,0	±56,2	0,0	±31,9	0,0	0,0	0,0	54,4	22,3	39,1	130	135	137
1800	0,0	±56,2	0,0	±31,9	0,0	0,0	0,0	62,1	25,5	44,7	138	138	143
1500	0,0	±56,2	0,0	±31,9	0,0	0,0	0,0	64,7	26,6	46,6	141	139	145
1200	0,0	±56,2	0,0	±31,9	0,0	0,0	0,0	62,1	25,5	44,7	138	138	143
900	0,0	±56,2	0,0	±31,9	0,0	0,0	0,0	54,4	22,3	39,1	130	135	137
600	0,0	±56,2	0,0	±31,9	0,0	0,0	0,0	41,4	17,0	29,8	117	129	128
300	0,0	±56,2	0,0	±31,9	0,0	0,0	0,0	23,3	9,6	16,8	99,2	122	115
0	0,0	±56,2	0,0	±31,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	75,9	112	98,4

A-Insinöörit Oy | Puutarhakatu 10 | 33210 Tampere | Y-tunnus: 1841818-1

Tulostettu 16.3.2020 20:56 käyttäen Eurocode Design Oy web-palvelua www.eurocode.fi

Kohde:	Projektin nro:	Sivu:
JuLaa_ins_työ		3/4
Katu:	1-kerroksinen betonipilari	Päivä:
-		16.3.2020
Postiosoite:	Nimi:	Suunnittelija:
--	STM-pilari	julaa1

Taivutus/puristuskestävyys (ULS)

Valittu rauditus: Nurkkateräskset 4 * 3 * T32 Haat T12 K400
Väliteräskset 2 * 5 * T32

Todellinen raud.ala As 17693 mm² > As,Vaadittu (16324 mm²) - OK
Raudoitussuhde ω 0,839
Minimi raud. pinta-ala As, min 3449 mm² < As,Valittu (17693 mm²) - OK
Maksimi raud. pinta-ala As, max 27744 mm² > As (17693 mm²) - OK

Mitoitusmomentin laskenta

Minimiepäkeskisyyks 23 mm
Virumaluku $\varphi(\infty,t_0)$ 1,92
Poikkileikkauksen tehollinen korkeus 630 mm
Kaarevuus 1/r0 0,008

	Yhdistelmä A	Yhdistelmä B	Yhdistelmä C
Normaalivoiman mitoitusarvo N_{Ed}	10118 kN	14994 kN	13120 kN
1. Kertaluvun momentti M_{0Ed} (max)	0 kNm	0 kNm	0 kNm
Pysyvän momentin osuus M_{0Edp}/M_{0Ed}	1,00	1,00	1,00
Virumisaste φ_{ef}	1,92	1,92	1,92
Korjauskertoin $K\varphi$	1,814	1,814	1,814
Korjauskertoin Kr	0,511	0,142	0,284
Kaarevuus 1/r	0,007	0,002	0,004
Taipuma e_2	6 mm	2 mm	4 mm
Nimellinen lisämomentti $M_2=N_{Ed}*e_2$ (max)	65 kNm	27 kNm	47 kNm
Lisämomentti $N_{Ed} * e_1$	76 kNm	112 kNm	98 kNm
Mitoitusmomentti $M_{Ed}=M_{0Ed}+N_{Ed} * e_1+M_2$	294 kNm	366 kNm	344 kNm
Määräävän poikkileikkauksen paikka (h)	1500 mm	1500 mm	0 mm

Poikkileikkauksen kestävyys

Betonipuristuma $\epsilon_c(\max)$	-3,50 ‰	-3,50 ‰	-3,50 ‰
Teräsvenymä/puristuma $\epsilon_s(\max)$	-0,97 ‰	-1,45 ‰	-1,31 ‰
Vaadittu teräsmäärä	4638 mm ²	16324 mm ²	11845 mm ²

A-Insinöörit Oy | Puutarhakatu 10 | 33210 Tampere | Y-tunnus: 1841818-1

Tulostettu 16.3.2020 20:56 käyttäen Eurocode Service Oy web-palvelua www.eurocodebook.fi

Kohde: JuLaa_ins_työ	Projektin no. [REDACTED]	Sivu: 4/4
Katu: -	Käyttötarkoitus: 1-kerroksinen betonipilari	Pvm: 16.3.2020
Paikastoite: --	Nimi: STM-pilari	Suunnittelija: julaa1


Halkeamatarkastelu - Käyttörajatila

	Pitkäaikaisyhdistelmä	Ominaisyhdistelmä
Normaalivoima N (max)	8770 kN	11745 kN
Taivutusmomentti M (max)	0 kNm	0 kNm
Virumaluku $\phi(\infty, t_0)$	1,92	-
Suurin halkeamaväli (sr,max)	0 mm	0 mm
Venymien erotus (εsm-εcm)	0,00 ‰	0,00 ‰
Halkeaman leveys (wk)	0,00 mm	0,00 mm
	≤ 0,3 mm - OK	
Jännitustarkastelu (SLS)		
Betonijännitys σc(max)	-11,4 MPa	-20,7 MPa ≤ 0,6*fck (21,0 MPa) - OK
Teräsännitys σs(max)	-196,4 MPa	-121,7 MPa ≤ 0,6*fyk (300,0 MPa) - OK

A-Insinöörit Oy | Puutarhakatu 10 | 33210 Tampere | Y-tunnus: 1841818-1

Tulostettu 16.3.2020 20:56 käyttäen Eurocode Service Oy web-palvelua www.eurocodebook.fi

Laskentaesimerkin paalukuormien laskentataulukko.

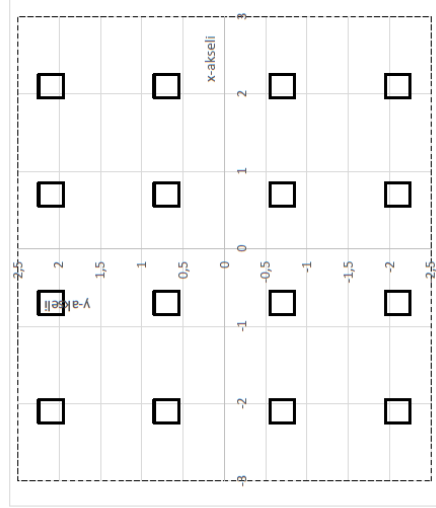
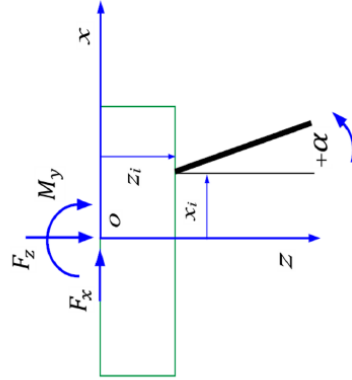
		Rakennelaskelma	
		Tekijä: JuLaa	Sivu: 1 (1)
Rakennuskohde: STM-malli ins.työ JuLaa		Työ nro:	
Päiväys: 12.3.20		Sisältö:	
Tukipaaluuperustuksen paaluvoimien laskenta, tasopaalutus			
Versio 1.0			

Kuormitukset

	CO1	CO2	CO3	CO4
F_z (kN) =	15000	-	-	-
F_x (kN) =	-	-	-	-
M_y (kNm) =	0	-	-	-

Siirtymät

δ_z (mm) =	5,47	-	-	-
δ_x (mm) =	-	-	-	-
φ_y (mrad) =	0,00	-	-	-



Paalu	Paalun yläpään sijainti				Kaltevuus α_i (deg)	Pinta-ala A (m ²)	K.kerroin E (GPa)	Pituus L (m)	Paaluvoimat, N _i (kN)				
	z_i (m)	x_i (m)	y_i (m)	v_i (m)					CO1	CO2	CO3	CO4	
1	0,00	-2,10	2,10	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
2	0,00	-0,70	2,10	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
3	0,00	0,70	2,10	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
4	0,00	2,10	2,10	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
5	0,00	-2,10	0,70	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
6	0,00	-0,70	0,70	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
7	0,00	0,70	0,70	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
8	0,00	2,10	0,70	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
9	0,00	-2,10	-0,70	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
10	0,00	-0,70	-0,70	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
11	0,00	0,70	-0,70	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
12	0,00	2,10	-0,70	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
13	0,00	-2,10	-2,10	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
14	0,00	-0,70	-2,10	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
15	0,00	0,70	-2,10	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
16	0,00	2,10	-2,10	2,10	0,00	0,12	35,00	25,00	937,50	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-