

Petri Rantanen

Torninosturin perustuksen mitoitus

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK)

Rakennustekniikka

Insinööriytyö

29.4.2014

Alkulause

Tämä insinööriyö tehtiin Pasilassa, Finnmap Consulting Oy:lle.

Haluan esittää kiitokset koko osastolle opiskeluaikanani saamasta tuesta sekä opinnäytetyötä tehdessäni asiantuntevasta ohjauksesta ja kärsivällisyydestä. Suuri kiitos kuuluu opinnäytetyön ohjaajalle Ilkka Wirkkalalle sekä oppilaitoksen puolesta työtä valvoneelle Timo Leppäselle. Lisäksi haluan kiittää hyvistä kommenteista ja neuvoista Jan Walleniusta, Tommi Hokkasta ja kaikkia, jotka olivat avuksi tämän työn tekemisessä.

Erytiskiitos kuuluu kuitenkin puolisololleni Kirsille sekä lapsilleni Mikolle ja Vilmalle siitä, että olen saanut omaa aikaa, tilaa ja muutakin ajateltavaa opiskeluaikanani.

Petri Rantanen



Tekijä Otsikko	Petri Rantanen Torninosturin perustuksen mitoitus
Sivumäärä Aika	75 sivua + 3 liitettä 29.4.2014
Tutkinto	insinööri (AMK)
Koulutusohjelma	Rakennustekniikka
Suuntautumisvaihtoehto	Rakennetekniikka
Työn ohjaaja	Projektipäällikkö Ilkka Wirkkala
Työn valvoja	Lehtori Timo Leppänen
<p>Tämä opinnäytetyö tehtiin Finnmap Consulting Oy:lle. Työn tavoitteena oli toteuttaa Mathcad-laskentapohja torninosturin maanvaraiselle perustukselle ja paaluperustukselle. Laskentapohjat on tarkoitettu yrityksen sisäiseen käyttöön ja niiden tarkoituksena on tarkentaa yrityksen nykyisiä laskentamalleja. Laskentapohjat mitoittavat torninosturin anturan geometrian ja tarvittavan raudoituksen lähtötietojen perusteella. Laskentapohjien rinnalle, suunnittelijan avuksi, luotiin mallipiirustukset sekä maanvaraiselle perustukselle että paaluperustukselle. Lisäksi tässä opinnäytetyössä oli myös tavoitteena tuoda esille rakennesuunnittelijan ja geosuunnittelijan vastuunjako rakentamisvaiheessa.</p> <p>Taustatietoa tälle työlle kerättiin perehtymällä torninosturin toimittajalta saatuun materiaaliin, kuten torninostureiden valmistajien antamiin mitoitusohjeisiin. Tämän työn alussa käytiin läpi geoteknistä suunnittelua ja mitoitusta sekä näihin liittyviä eurokoodin mukaisia yleisiä suunnitteluperusteita. Lisäksi työssä käytiin läpi maanvaraisen perustuksen ja paaluperustuksen suunnitteluun ja mitoitukseen liittyviä laskentamenetelmiä.</p> <p>Lopputuloksena tässä opinnäytetyössä saatiin laskentapohjat sekä maanvaraisen perustuksen että paaluperustuksen suunnitteluun. Molemmille perustamistavoille tehtiin myös mallipiirustukset. Paaluperustus tässä työssä käsittää kahdeksan tasajäykkää yhtä pitkää paalua, joille laskentapohja määrittää paalukuormat sekä laatan raudoituksen ja geometrian. Maanvaraisen laattaperustuksen laskentapohja määrittää raudoituksen ja anturan pienimmän mahdollisen pohjanpinta-alan, jolla sallittu maanpaine ei ylity. Lisäksi työssä on esitetty rakennesuunnittelijan ja geosuunnittelijan rakentamisvaiheen aikaiseen valvontaan, seurantaan ja tarkastuksiin liittyviä toimenpiteitä.</p> <p>Tutkimuksen avulla ei saatu suuria eroavaisuuksia aikaisempiin yrityksen käytössä oleviin maanvaraisen laattaperustuksen laskentamalleihin. Paaluperustuksen mitoituksessa saatiin mielenkiintoista lisämateriaalia, jota voidaan käyttää hyvänä lähtökohtana jatkoselvityksissä.</p>	
Avainsanat	Torninosturi, perustukset, sydänkuvio, geotekniikka

Author Title	Petri Rantanen Design of footings on tower crane
Number of Pages Date	75 pages + 3 appendices 29 th Apr 2014
Degree	Bachelor of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Specialisation option	Structural Engineering
Instructor	Ilkka Wirkkala, Project Manager
Supervisor	Timo Leppänen, Senior Lecturer
<p>This thesis was made for Finnmap Consulting Oy. The purpose of the research was to implement the Mathcad engineering calculation software for a natural foundation bed of a tower crane and pile foundations. The calculation software is meant for the company's own use only and its purpose is to make the existing calculation models more accurate. Based on the initial data, the calculation software dimensions tower crane footing geometry and all required reinforcements. Together with calculations, model drawings for a natural foundation bed and pile foundation were created to assist the designer. In addition, the purpose of this thesis was to describe the distribution of liabilities between structural and geo-designers at the building stage.</p> <p>The background information for this work was obtained by studying the material performed by a tower crane's supplier, e. g. dimensioning instructions by a tower crane manufacturer. In the beginning of the work, we looked through geotechnical engineering designs and dimensions, and related to them the general design criteria according to Eurocode. In addition, we looked through calculation methods related to natural foundation beds and pile foundation design and dimensioning.</p> <p>As a result of this thesis, calculation forms for natural foundation beds and pile foundations design were obtained. Model drawings for both types of foundations were also made. In this thesis, pile foundation means eight equally rigid and long piles, for which the calculation form defines pile loads, slab reinforcements and geometry. For the slab foundation, the calculation form defines reinforcements and the minimum possible area for the footings, where the permissible earth pressure is not exceeded. In addition, the work presents actions of a structural designer and geo-designer connected to advanced supervision, monitoring and inspection of building stages.</p> <p>The research did not result in big differences between calculation forms used in the company earlier for ground slab foundations. Interesting additional material was obtained by dimensioning pile foundation, which can be used as a good basis for future studies.</p>	
Keywords	Tower crane, Foundations, Kern area, Geotechnics

Sisällys

Sanasto

Merkinnät

1	Johdanto	1
1.1	Lähtökohdat	1
1.2	Tilaaja	1
1.3	Työn tavoite	2
1.4	Työmenetelmät	6
2	Geotekninen suunnittelu	7
2.1	Maaperän kuvaus	7
2.1.1	Geotekninen maaluokitus	7
2.2	Geotekniset tutkimukset	12
2.3	Rakenteiden geotekniset luokat	12
2.4	Paalutusluokat	14
2.5	Paalutustyöluokka	15
2.6	Paalukuormat	16
2.7	Raportointi	18
2.7.1	Rakentamisen valvonta ja seuranta	18
3	Geotekninen mitoitus	19
3.1	Kuormien ominaisarvot	19
3.2	Yhdistelykertoimet	20
3.3	Kuormakerroin	20
3.4	Osavarmuusluvut	21
3.4.1	Staattinen tasapainorajatila (EQU)	22
3.4.2	Rakenteen ja maapohjan välinen tasapainorajatila (STR / GEO)	23
3.5	Mitoitustavat	25
4	Maanvarainen laatta	25
4.1	Geometrian määrittäminen	27
4.1.1	Leveyden määrittäminen	27
4.1.2	Korkeuden määrittäminen	28
4.1.3	Kuormien epäkeskisyyden huomioiminen	30

4.2	Raudoituksen määrittäminen	31
4.2.1	Pääraudoitus	31
4.2.2	Lävistysmurtuminen	33
4.2.3	Ankkurointi	34
5	Paaluperustus	37
5.1	Geometrian määrittäminen	38
5.2	Paalukuormat	39
5.2.1	Pystykuormat	39
5.2.2	Momenttikuormitus	40
5.2.3	Avaruustapaus	42
5.3	Raudoituksen määrittäminen	43
5.4	Ripustusraudoitus	45
5.5	Pulttiliitos	46
6	Sydänalue	47
6.1	Neutraaliakseli	49
6.2	Sydänalueen laskentaesimerkki	51
7	Laskentapohjat	54
7.1	Maanvarainen laattaperustus	55
7.1.1	Lähtöarvot	55
7.1.2	Rakennemalli	56
7.1.3	Laatan mitoitus	57
7.1.4	Taivutus	59
7.1.5	Lävistys ja ankkurointi	61
7.2	Paaluperustus	64
7.2.1	Lähtöarvot	64
7.2.2	Laatan mitoitus	65
7.2.3	Paaluryhmä	65
7.2.4	Lävistys	71
7.2.5	Taivutus	71
7.2.6	Pulttien mitoitus	71
7.3	Yhteenveto	72
8	Lopputulokset	72
	Lähteet	74

Liitteet

(Vain työn tilaajan käyttöön)

Liite 1. Maanvaraisen laattaperustuksen laskentapohja (.mcdx-tiedosto).

Liite 2. Paaluperustuksen laskentapohja (.mcdx-tiedosto).

Liite 3. Mallipiirustukset (.dxf-tiedosto).

Sanasto

Alavastapaino

Torninosturin alapäähän ladottuja irtopainoja, joiden tarkoituksena on tuoda nosturin painopistettä mahdollisimman alas.

Apupaalu

Lyönninaikainen jatkososa, jonka avulla paalua voidaan lyödä maanpintaa syvemmällä.

EQU

Rajatila. Tarkastellaan rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menettämistä jäykkänä kappaleena.

Epäkeskisyys

Tässä opinnäytetyössä epäkeskisyydellä tarkoitetaan torninosturin kuormista aiheutuvaa epäkeskisyyttä perustuksen.

GEO

Rajatila. Maapohjan murtuminen tai liiallisen muodonmuutoksen estäminen, jossa maan tai kallion lujuus on merkittävä kestävyuden aikaansaamisessa.

Hydrauliset ominaisuudet

Tarkoitetaan eri maalajien vedenläpäisevyyttä, kapillaarisuutta ja huokosveden painetta erilaisissa kuormitustilanteissa.

Kivennäismaalajit

Kallioperästä irronnutta ja hienontunutta kiviaineksesta. Nimetään savea (Sa) lukuun ottamatta keskimääräisen raekoon perusteella. Savi nimetään savilajitteen määrän perusteella.

Maaperä

Yleisesti kallion päällä oleva irtomaakerros.

Myötöraja

Materiaalin myötäämisen aiheuttama jännityksen raja, jonka jälkeen tapahtuu pysyviä muodonmuutoksia ja materiaalin pettäminen otaksutaan tapahtuvan.

Paalujärkäle

Iskevä laite, jolla paalu asennetaan maahan.

PDA-mittaus

Paalun kantavuuden määrittävä mittaus.

STR

Rajatila, jossa estetään rakenteen tai rakenteen sisäisten osien murtumista tai liiallisia muodonmuutoksia. Rakennusmateriaalin ja maapohjan lujuus on merkittävä lujuuden aikaansaamisessa.

Teräsvanne

Paalun päähän valmistusvaiheessa sijoitettu teräsvanne, jonka tarkoituksena on osaksi vastaanottaa lyönnistä paaluun kohdistuvia voimia.

Tuentakehikko

Torninosturin kiinnityspisteiden ja perustuksen välinen kiinnitys osa.

Ulottuma

Torninosturin nostosäde, jossa työskentelyä voidaan suorittaa.

Vetopaalu

Paalu, johon kohdistuu aksiaalista vetokuormaa.

Merkinnot

Latinalaiset kirjaimet:

a	Anturan ulkoneman pituus
A	Anturan pinta-ala
A_s	Raudituksen poikkileikkauspinta-ala
$A_{s,min}$	Raudituksen vähimmäispoikkileikkauspinta-ala
b	Anturan sivumitta tarkasteltavalla alueella
b	Tuentakehikon leveys
b_m	Metrin kaista tarkasteltavalla alueella
B	Anturan sivun mitta
b_f	Anturan leveys taivutuksen suunnassa
c_s	Laatan alapinnan ja maapohjan välisen jännitysjakautuman pituus
c_w	Laatan alapinnan ja maapohjan välisen jännitysjakautuman pituus
D_f	Anturaan kohdistuva puristusjännitys torninosturin kiinnityspisteessä
d	Raudituksen tehollinen korkeus
d	Kappaleeseen kohdistuvan voiman etäisyys origosta
e	Momentin ja normaalivoiman aiheuttama epäkeskisyys
e_d	Momentin ja normaalivoiman aiheuttama epäkeskisyys mitoitusarvo
E_d	Kuormien vaikutusten mitoitusarvo
F	Torninosturin alavastapaino
$F_{t.Ed}$	Pultin varren suuntainen voiman mitoitusarvo
$F_{t.Rd}$	Pultin vetokestävyyden mitoitusarvo
f_{bd}	Tartuntalujuuden mitoitusarvo
f_{cd}	Betonin mitoituslujuus
f_{ck}	Betonin ominaispuristuslujuus
$f_{ctd,pl}$	Betonin vetolujuus
$f_{ctk,005}$	Betonin ominaisvetolujuus
f_{ctm}	Betonin keskimääräinen vetolujuus
F_s	Ankkuroitavaan teräkseen kohdistuva vetovoima
F_t	Rauditukseen kohdistuva puristus- tai vetovoima
F_p	Paalukuorma
f_{yd}	Raudituksen mitoituslujuus
f_{yk}	Raudituksen ominaislujuus
g_{ck}	Teräsbetonin tilavuuspaino
$G_{kj,inf}$	Pysyvän vakauttavan voiman ominaisarvo
$G_{kj,sup}$	Pysyvän kaatavan voiman ominaisarvo
h_f	Anturan korkeus
H_s	Torninosturin vaakakuorma levossa
H_w	Torninosturin vaakakuorma käytössä
i	Poikkileikkauksen jäyhyys säde
I	Jäyhyysmomentti
I_X	Jäyhyysmomentti x-akselin suhteen
I_Y	Jäyhyysmomentti y-akselin suhteen

k	Huomioi erisuuruisten toisiaan tasapainossa pitävien jännitysten vaikutuksen
K_{FI}	Kuormakerroin
L	Anturan sivun mitta
M	Momentti
$M_{d.s}$	Momentin mitoitusarvo torninosturin ollessa levossa
$M_{d.w}$	Momentin mitoitusarvo torninosturin ollessa käytössä
M_{Ed}	Mitoitustaivutusmomentti
$M_{keh.s}$	Momentti, torninosturin alapään tuentakehikon kohdalla
$M_{keh.w}$	Momentti, torninosturin alapään tuentakehikon kohdalla
M_s	Torninosturin momentti levossa
M_w	Torninosturin momentti Käytössä
M_y	Mitoitustaivutusmomentti y-akselin suhteen
M_z	Mitoitustaivutusmomentti z-akselin suhteen
n	Paalujen lukumäärä paaluryhmässä
N_{Ed}	Pystykuorman mitoitusarvo
N_i	Yksittäinen paalu
P	Sydänalueen reunalla vallitseva jännitys
$Q_{k.2}$	Muuttuvan kuorman ominaisarvo
$Q_{k.i}$	Muiden muuttuvien kuormien ominaisarvo
R_d	Kestävyysmitoitussarvo
R_d	Pohjapaineen resultantti
r_i	Yksittäisen paalun epäkeskisyyden paaluryhmän painopisteeltä
r_{yi}	Yksittäisen paalun epäkeskisyyden paaluryhmän painopisteeltä y-akselin suhteen
r_{zi}	Yksittäisen paalun epäkeskisyyden paaluryhmän painopisteeltä z-akselin suhteen
V	Pystysuuntainen kokonaiskuorma
$V_{d.s}$	Leikkausvoiman mitoitusarvo torninosturin ollessa levossa
$V_{d.w}$	Leikkausvoiman mitoitusarvo torninosturin ollessa käytössä
V_s	Torninosturin pystykuorma levossa
V_w	Torninosturin pystykuorma käytössä
Z_e	Pohjapaineen ulkoisen momenttivarren pituus
Z_f	Anturaan kohdistuva vetojännitys torninosturin kiinnityspisteessä
Z_i	Anturan raudituksen sisäinen momenttivarssi.

Kreikkalaiset kirjaimet:

α_{cc}	Betonin lujuuden alennuskerroin
β	Puristetun pinnan suhteellinen pituus
Δ_p	Paalun sallittu mittapoikkeama
γ_c	Betonin osavarmuusluku normaaliolotilassa
$\gamma_{G.dst}$	Kaatavan pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G.stb}$	Vakauttavan pysyvän kuorman osavarmuusluku
γ_Q	Muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Q.dst}$	Kaatavan muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Q.stb}$	Vakauttavan muuttuvan kuorman osavarmuusluku
γ_s	Raudoituksen osavarmuusluku
μ	Suhteellinen momentti
$\sigma_{1.s}$	Jännitys laatan reunalla torninosturin ollessa levossa
$\sigma_{1.w}$	Jännitys laatan reunalla torninosturin ollessa käytössä
σ_{gd}	Pohjapaineen mitoitusarvo
$\sigma_{keh.s}$	Jännitys tuentakehikon kohdalla, kun torninosturi on levossa
$\sigma_{keh.w}$	Jännitys tuentakehikon kohdalla, kun torninosturi on käytössä
$\sigma_{g.Rd}$	Maapohjan mitoituskantavuus
σ_s	Raudoituksen sallima suurin jännityksen itseisarvo
$\sigma_{sallittu}$	Suurin sallittu maanpaine
δ	Anturan pohjalle epäkeskisestä kuormasta syntyvä jännitys
ζ	Sydänalueen pituus kappaleen painopisteeltä x-suuntaan
η	Sydänalueen pituus kappaleen painopisteeltä y-suuntaan
$\psi_{0.1}$	Kuormien yhdistelykerroin
\emptyset	Raudoituksen halkaisija.

1 Johdanto

1.1 Lähtökohdat

Tällä hetkellä Finnmap Consulting Oy käyttää torninosturin perustuksen suunnittelussa Eurokoodin SFS-EN 1990, SFS-EN 1991 ja SFS-EN 1992-1-1 [1,2,4] ja Suomen rakentamismääräyskokoelman osia B3 ja B4 yhdessä laitetoimittajan laskentaesimerkkien ja kuormitustaulukkojen kanssa. Rakennesuunnittelija laatii nosturiperustusten mitoituksen näiden ohjeiden ja määräysten mukaan.

Lähtökohtana tutkimukselle on rakennesuunnittelijan torninosturin perustuksen mitoitus. Rakennesuunnittelijoilla on käytössä laskentapohjat, joilla torninosturin perustukset mitoitetaan. Laskentapohjien tarkkuutta halutaan vielä parantaa, jolloin työmaa saa valmiudet toteuttaa perustukset edullisemmin. Tämän lisäksi tarkennetut laskentapohjat ja mallipiirustukset antavat rakennesuunnittelijalle mahdollisuuden toteuttaa torninosturin perustukset nopeammin ja tarkemmin.

1.2 Tilaaja

Finnmap Consulting Oy kuuluu osana FMC Group -konsernia. Pasilassa sijaitsevan pääkonttorin lisäksi Finnmap Consulting Oy:llä on toimistot myös Hämeenlinnassa, Lappeenrannassa, Oulussa, Porvoossa ja Rovaniemellä. Finnmap Consulting Oy:n osaamisvahvuutena on suurten rakennushankkeiden suunnittelu hankkeen alusta loppuun, johon kuuluu monialaprojektien hallinta sekä uudis- että korjausrakentamisessa.

Helmikuussa vuonna 2012 FMC Group fuusioitui ruotsalaisen Sweco-konsernin kanssa. Sweco on kansainvälinen konsulttiyritys, jonka asiantuntemus kattaa muun muassa arkkitehtisuunnittelun ja tekniset konsultointipalvelut. Sweco-konsernilla on lähes 9000 työntekijää 12 maassa. Suomessa konserni työllistää noin 1800 henkilöä.

1.3 Työn tavoite

Opinnäytetyön tavoitteena on selvittää, millä tavalla rakennesuunnittelijan laskentaa voidaan tarkentaa mitoittaessa torninosturin perustus maanvaraisena tai paaluperusteisena.



Kuva 1. Torninosturin tuentakehikko [kuva, Petri Rantanen].

Torninosturin kiinnityksessä perustukseen käytetään kahta erityyppistä ankkurointijalkaa. Kuva 1 esittää valun sisälle asennettavaa tuentakehikkoa, jossa ankkurointijalat ovat asennuksen helpottamiseksi hitsattu kiinni toisiinsa. Tuentakehikko asennetaan joko anturan sisälle ennen valua, kuten kuvassa 2, tai anturan päälle kiinnitettynä pulteilla ja muttereilla (ks. Kuva 3). Anturan sisälle valettava malli on kustannuksiltaan kallis, koska kehikkoa voidaan käyttää vain kerran. Toisaalta sen etuna ovat valmiit kiinnityspisteet, joita rakennesuunnittelijan ei tarvitse erikseen mitoittaa.



Kuva 2. Maanvaraisen laattaperustuksen raudoitustyö [kuva, Petri Rantanen].



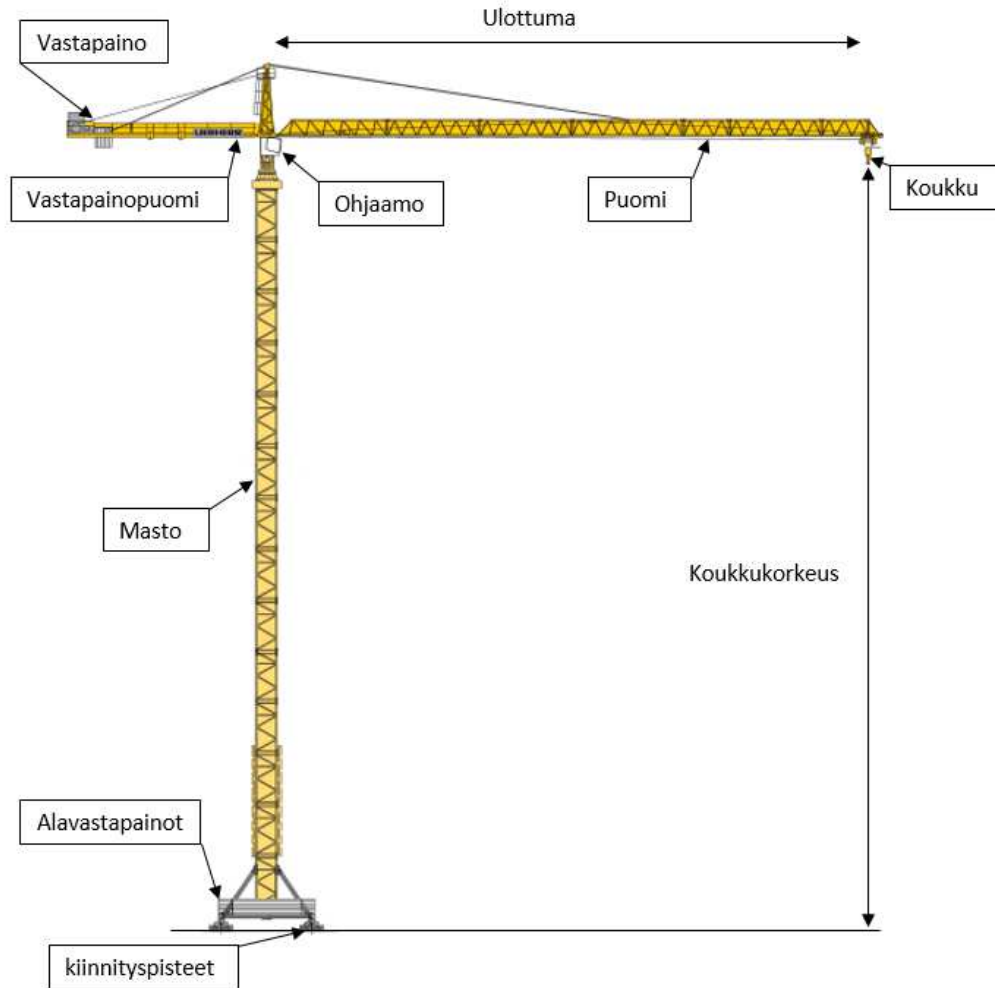
Kuva 3. Uudelleen käytettävä tuentakehikko [kuva, Petri Rantanen].

Kuva 4 esittää kallion pinnalle kiinnitettävää tuentakehikkoa, jota voidaan käyttää myös normaalisti anturan päällä. Anturan päällä sijoitettaessa kiinnitys tapahtuu muttereilla anturan sisälle valettuihin pultteihin. Näissä tapauksissa rakennesuunnittelija mitoittaa tuentakehikon kiinnityspulttien vetokestävyyden.



Kuva 4. Kallioon kiinnitettävä tuentakehikko [kuva, Jan Wallenius].

Opinnäytetyön tavoitteena on kehittää kahteen ennalta sovittuun torninosturin perustamistapaan yksinkertainen taulukko, mallisuunnitelma ja tarkennetut laskentapohjat. Lisäksi opinnäytetyössä on tavoitteena tutkia, miten torninosturin anturan päälle sijoitettavat alavastapainot tai torninosturin puomin pituus vaikuttavat anturan geometriaan tai paalujen lukumäärään. Alavastapainolla tarkoitetaan torninosturin maston alapäähän sijoitettuja painoja, joiden tarkoituksena on saada nosturin painopiste mahdollisimman alas (ks. kuva 5). Paaluperustuksen osalta tutkimuksen tavoitteena on selvittää, miten paalujen sijoittelulla voidaan vähentää paaluperustuksen kustannuksia tai paalukuormia. Tämän lisäksi opinnäytetyössä tuodaan esille rakennesuunnittelijan sekä geoteknisen suunnittelijan välisiä tehtäviä ja vastuunjakoa.



Kuva 5. Torninosturin keskeisimmät rakenneosat ja mitat [21].

Tutkimusaineistona käytetään laitetoimittajan taulukoita, olemassa olevia laskelmia sekä Eurokoodien SFS-EN 1990, SFS-EN 1991 ja SFS-EN 1992-1-1 [1,2,4] ja niiden kansallisia liitteitä.

Torninosturilla on monia eri perustamistapoja, joihin vaikuttaa muun muassa torninosturin koko, maanpaine ja torninosturin nostokyky. Tästä johtuen tutkimus rajataan koskemaan ainoastaan yleisesti käytössä oleviin torninostureihin, joiden nostokorkeus on alle 40 metriä ja voidaan perustaa joko maanvaraisesti tai paaluperustuksella.

Opinnäytetyön toteutetaan sekä taulukon että laskentapohjan osalta jo olemassa oleviin tietojen ja laitetoimittajan antamien arvojen perusteella. Torninosturin ja perustuksen välisten pulttien mitoitus mitoitetaan Eurokoodin SFS-EN 1993-1-3 mukaan.

1.4 Työmenetelmät

Laskentapohjat tehdään Mathcad Prime 2.0 -ohjelmaan ja mahdollisen perustuksen kuormajakauman tutkimisessa käytetään FEM-Design-mallinnusohjelmaa. Tutkimuksessa käytettävien laskelmien eri vaiheet esitetään tarkemmin työn aikana.

Esitutkimuksessa kerätään teoretietoa torninosturin perustuksen mitoitukselta laskentapohjia varten esimerkiksi nosturitoimittajien taulukoista ja laskelmista.

Esitutkimuksen jälkeen luodaan alustava laskentapohja maanvaraisen perustuksen mitoitukselle. Maanvaraisen anturan laskentapohjan oikeellisuus tarkistetaan vertaamalla tuloksia vanhoihin laskentapohjiin, joiden pohjalta tehdään tarvittavat muutokset. Paaluperustuksen mitoituksessa ja laskentapohjan laatimisessa edetään samalla tavalla kuin maanvaraisen perustuksen osalta. Paaluperustuksen mitoitukseen lisätään vielä torninosturin kiinnityspulttien mitoitus (ks. Kuva 6).



Kuva 6. Torninosturin pulttikiinnitys perustukseen [kuva, Jan Wallenius].

Laskentapohjien ollessa valmiina ja viimeisteltynä luodaan taulukko laskentapohjien liitteeksi yleisimmin käytössä olevista nostureista. Lisäksi tehdään mallipiirustukset torninosturin maanvaraisesta perustuksesta ja paaluperustuksesta, opinnäytetyön toimeksiantajayrityksen sisäisiä piirustusohjeita noudattaen.

2 Geotekninen suunnittelu

Geoteknisen suunnittelun tarkoituksena on selvittää maapohjan geotekniset ominaisuudet, joita ovat maaperän laatu, lujuusominaisuudet ja maapohjan geotekninen kantavuus. Lisäksi geoteknisessä suunnittelussa tutkitaan muun muassa maakosteuden, roudan ja sortumariskin vaikutusta yhdessä yläpuolisten rakenteiden kanssa. Geoteknisen suunnitelman lopputuloksena esitetään lausunto mahdollisista perustamismenetelmistä. [10.]

2.1 Maaperän kuvaus

2.1.1 Geotekninen maaluokitus

Maalajiryhmät

Geotekninen maaluokitus sisältää geoteknisen maalajiluokituksen lisäksi maalajien ja maapohjan kuvauksen [10, s. 19]. Geoteknisen maalajiluokituksen perustana oli maalajin syntytyyppi. Maalajien ominaisuudet poikkeavat toisistaan huomattavasti. Maalajit jaotellaan neljään ryhmään niiden geologisen syntytyypinsä ja jossain määrin myös humuspitoisuuden sekä raekoostumuksen perusteella. Taulukossa 1 on esitetty geotekninen maalajiluokitus maalajiryhmittäin. [9, s. 55-57.]

Taulukko 1. GEO-luokituksen maalajiryhmät [11, s. 6].

Maalajiryhmä	Lyhenteet	Ominaisuudet
Eloperäiset maalajit	E	koostuu pääasiallisesti eloperäisestä aineksesta tai sisältää eloperäistä ainesta > 20 %.
Hienorakeiset maalajit	H	Lajittuneet hienorakeiset maalajit Hienoainespitoisuus (≤ 0.06) < 50 % Humuspitoisuus ≤ 20 paino- %.
Karkearakeiset maalajit	K	Lajittuneet karkearakenteiset maalajit Hienoainespitoisuus < 50 paino- %.
Moreenimaalajit	M	Lajittumattomat, usein eri lajitteita sisältävät maalajit.

Maalajit

Maalajien nimeäminen tapahtuu niiden sisältämän eloperäisen aineksen suhteellisen osuuden ja kivennäisaineksisen lajitepitoisuuden mukaan. Alla olevassa taulukossa 2 on esitetty maalajiryhmät ja niitä vastaavat geotekniset päämaalajit. [9, s. 55-59.]

Taulukko 2. GEO-luokituksen mukaiset maalajit ja maalajiryhmät [11, s. 7].

Maalajiryhmät	Maalajit	Lyhenteet	Lajitepitoisuus, paino- %			Raekoko [mm]
			Savi	Hienoaines	Sora	
Eloperäiset	Turve Lieju	Tv Lv				
Hienorakeiset	Savi Siltti	Sa Si	≥ 30 <30	≥ 50 ≥ 50	<5 <5	<0.06 >0.006...2
Karkearakeiset	Hiekka Sora	Hk Sr		<50 <5	<50 <50	>2...60
Moreeni	Silttimoreeni	SiMr		≥ 50	<5	<0.006
	Hiekkamoreeni	HkMr		5...50	5...50	>0.06...2
	Soramoreeni	SrMr		≥ 5	>50	>2

Maalajien ominaisuudet voidaan jakaa kahteen eri pääryhmään, joita ovat luokitusominaisuudet ja geoteknisien ominaisuudet. Luokitusominaisuudet jaotellaan vielä rakenne- ja koostumuksien perusteella omiin ryhmiin. Nämä on esitetty taulukossa 3. [9, s. 71.]

Taulukko 3. Maalajien ominaisuuksien ryhmittely [9, s. 71].

Luokitteluominaisuudet		Geotekniset ominaisuudet
Koostumusominaisuudet	Rakenneominaisuudet	Hydrauliset ominaisuudet
Raemuoto	Vesipitoisuus	Routivuusominaisuudet
Lajitepitoisuus	Rakennetyyppi	Lujuusominaisuudet
Humuspitoisuus	Tiiviys	Painumisominaisuudet
Kiintotiheys	Tiivistyminen	Muodonmuutosominaisuudet
	Plastisuus	Lämpötekniset ominaisuudet

Geoteknisillä ominaisuuksilla tarkoitetaan ominaisuuksia, joilla on merkitystä maa- ja pohjarakenteiden suunnittelussa. Näitä ominaisuuksia ovat esimerkiksi maalajien ja maakerrosten routivuus tai lujuusominaisuudet.

Luokitteluominaisuuksilla tarkoitetaan maalajien ja maakerrosten yleisiä ominaisuuksia. Luokitusominaisuuksien tarkoituksena on kuvata maakerrostuman koostumusta ja rakennetta. [9, s. 71.]

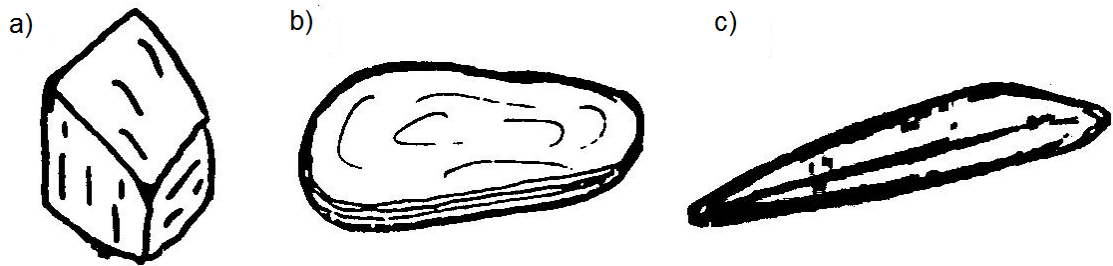
Koostumusominaisuudet

Raemuoto

Kivennäismaalajit voidaan ryhmitellä kolmeen pääryhmään [9, s. 72]:

- Vakioläpimittaiset rakeet
- Litteät rakeet
- Neulamaiset rakeet.

Vakioläpimittaiset rakeet koostuvat maalajeista, kuten sorasta (Sr) ja hiekasta (Hk). Litteärakeiset maalajit ovat yleisesti hienorakeisia maalajeja, kuten savea (Sa) ja silttiä (Si). Neulamaista raemuotoa esiintyy harvemmin maalajeissa, koska niiden rakenne on suhteellisen heikko. Kuvassa 7 esitetään kivennäismaalajien raemuodot. Kiviaineksen raemuoto vaikuttaa hyvin paljon siihen, millainen on maan tiiviys ja kokoonpuristuvuus. Kun taas rakeen kulmien särmikkyydellä on erityinen merkitys maan leikkauslujuuteen.[9, s. 71-72.]



Kuva 7. Kivennäismaalajien raemuodot a) vakioläpimittainen, b) litteä, c) neulamainen [9, s. 72].

Lajitepitoisuus

Lajitepitoisuuksilla on suuri merkitys maalajien rakenneominaisuuksiin ja etenkin geoteknisiin ominaisuuksiin. Lajitepitoisuus määritellään maalajin raekoon ja humuspitoisuuden perusteella. [9, s. 71-77.]

Humuspitoisuus

Humuspitoisuudella tarkoitetaan maalajin sisältämän eloperäisen aineksen suhteellista osuutta maa-aineksen määrästä. Humuspitoisuudella on suuri vaikutus maalajin geoteknisiin ominaisuuksiin. Humus lisää kuivana ollessaan maan lujuutta, kun taas kosteana sen taipumuksena on heikentää sitä. [9, s. 77-78.]

Kiintotiheys

Kiintotiheydellä tarkoitetaan kuivan maa-aineksen tiheyttä eli massaa tilavuusyksikköä kohden. Kivennäismaalajien kiintotiheys vaihtelee 2.6-2.8 t/m³ välillä. Eloperäisten ainesten, kuten turpeen (Tv), kiintotiheyden arvona voidaan käyttää 1.25 t/m³. [9, s. 78.]

Rakenneominaisuudet

Vesipitoisuus

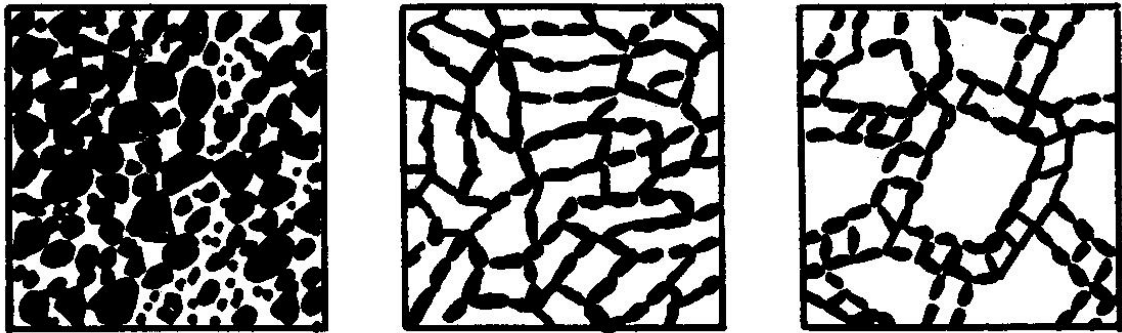
Vesipitoisuudella tarkoitetaan maa-aineksessa olevaa veden määrää suhteessa kuivan maa-aineksen massaan [9, s. 79].

Maaperässä oleva vesi voi esiintyä vapaana, kapilaarisena ja vaippavetenä. Vapaa vesi liikkuu maahuokosissa ainoastaan painovoiman vaikutuksesta. Kapilaarivesi on kiinnittynyt maarakeiden väliin pintajännityksen vaikutuksesta. Pienten maarakeiden välit

ovat kokonaan kapilaariveden peittäminä. Vaippavesi on maakerrosten pinnalle ohuina kalvoina sitoutunutta vettä. [9, s. 49.]

Rakennetyyppi

Maalajin rakenne riippuu siitä, millainen on ollut maalajin syntymäolosuhde. Maalajit jaetaan kolmeen ryhmään irtorakenne, kennorakenne ja kasautumarakenne. Irtorakenne muodostuu maan painovoiman vaikutuksesta, joka vaikuttavat eniten karkearakeisissa maalajeissa. Hienorakeisissa maalajeissa vaikuttaa rakeiden väliset kitkavoimat, joista muodostuu kennomainen rakenne. Erittäin hienorakeiset maalajit muodostavat kasautumarakenteen. Kuvassa 8 havainnollistetaan maalajien eri rakennetyyppejä. [9, s. 79.]



irtorakenne

kennorakenne

kasautumarakenne

Kuva 8. Maalajien rakennetyypit [9, s.79].

Tiiviys

Maakerrosten tiiveydellä määritetään varsinkin karkearakeisten maakerrosten lujuutta ja kantavuusominaisuuksia. Kantavuudella on suuri vaikutus siihen, miten hyvin maaperä soveltuu rakennuspohjaksi. Tästä syystä tiiveyttä voidaan pitää tärkeimpänä käsitteenä kaikessa pohjarakentamisessa. [9, s. 82.]

Geotekniset ominaisuudet

Maalajin geoteknisissä ominaisuuksissa tutkitaan maalajien hydraulisia ominaisuuksia sekä lujuus- ja kokoonpuristuvuusominaisuuksia. Hydraulisilla ominaisuuksilla tarkoitetaan vedenläpäisevyyttä, kapillaarisuutta ja huokosveden painetta erilaisissa kuormitustilanteissa. Lujuus- ja kokoonpuristuvuusominaisuuksia tutkittaessa kenttäolosuhteissa ei ole yksiselitteisiä taulukkoarvoja vaan mitoitukseen

vaikuttavat muun muassa kuormituksen suunta ja aika. Maalajin geoteknisen ominaisuuden määrittelyssä pyritään jäljittelemään mahdollisimman tarkasti rakennuspaikalle suunniteltua rakennetta. Maakerrosten ominaisuuksia kuvaavat geotekniset lukuarvot esitetään ominaisarvoina. Ominaisarvot, kuten maalajin irtotiheys, valitaan geoteknisen mitoituksen kannalta varmemmalle puolelle. [10, s. 23.]

2.2 Geotekniset tutkimukset

Geoteknisen tutkimuksen eli pohjatutkimuksen tavoitteena on selvittää rakennuspaikan pohjaolosuhteet siten, että rakennuspaikalta ja sen välittömästä läheisyydestä saadaan riittävästi tietoa maapohjan ominaisuuksista. Geoteknisen tutkimuksen pohjalta voidaan suunnitella ja rakentaa alueelle mahdollisimman luotettavalla tavalla. [1, s. 35.]

Geoteknisen tutkimuksen laajuus määräytyy maapohjan, kuormituksen ja rakenteiden mukaan. Geoteknisten tutkimustulosten perusteella tulee voida [9, s. 257]:

- todeta rakennuspaikan soveltuvuus siihen varattuun tarkoitukseen
- suunnitella riittävän varma perustus
- arvioida ympäristövaikutukset sekä rakennushankkeen kustannukset
- tunnistaa projektin aikana turvallisuuteen, taloudellisuuteen ja aikatauluun liittyvät riskit
- määrittää maaperän kerrokset sekä niiden ominaisuudet.

Geoteknisen tutkimuksen yksityiskohtaiset suunnittelun sekä tutkimuksen vaiheet on esitetty Eurokoodin SFS-EN 1997 luvuissa 2 ja 3 [1].

2.3 Rakenteiden geotekniset luokat

Geoteknisen luokituksen avulla määritetään pohjatutkimuksen laajuus ja suunnittelijan pätevyys. Rakenteiden geoteknisessä mitoituksessa tulee osoittaa, ettei määritettyä rajatilaa ylitetä. Geoteknisen suunnitteluvaatimuksen määrittämiseen voidaan käyttää kolmea eri geoteknista luokkaa 1, 2 ja 3, joihin vaikuttavat tutkimuksen luonne ja laajuus. Geotekniset luokat GL1, GL2 ja GL3 vastaavat Suomen Rakentamismääräyskokoelman osan A2 vaatimusluokkia B, A JA AA, joista AA on vaativin. [2, s. 30.]

Geotekninen luokka määritetään mahdollisimman aikaisessa vaiheessa, jota yleensä projektin aikana tarkennetaan ja mahdollisesti myös muutetaan. Seuraavaksi selostetaan geoteknisen luokituksen määrittämistä. [1, s. 17.]

GL 1

Geoteknistä luokaa 1 käytetään kun pohjaolosuhteet ovat riittävän yksinkertaisia. Geotekniseen luokkaan 1 kuuluvat suhteellisen pienet rakenteet, jossa kokonaisvakavuuden ja maapohjan liikkeen suhteen ei ole merkittävää riskiä. Geoteknisen luokan 1 menetelmiä voidaan käyttää ainoastaan silloin, kun kaivuu ei ulotu vedenpinnan alapuolelle tai jos todetaan esimerkiksi kokemuksen pohjalta, että vedenpinnan alapuolelle ulottuva kaivanto on helppo toteuttaa. [1, s. 17.]

GL 2

Geotekniseen luokkaan 2 kuuluvat tavanomaiset rakenteet, joissa ei ole tavanomaisuudesta poikkeavia riskejä. Suunnittelussa sekä toteutuksessa käytetään tavallisesti rutiinimenetelmiä. Näissä kohteissa vastaavan pohjarakennesuunnittelijan pitää olla selvillä, että pohjatutkimuspisteitä on riittävästi ja pohjatutkimus on suoritettu rakennuskohteen vaativuus huomioiden ja sopivalla pohjatutkimusmenetelmällä. Geoteknisen luokan 2 tavanomaisia rakenteita ovat muun muassa,

- antura- ja laattaperustukset
- paaluperustukset
- siltapilarit. [1, s. 17.]

GL 3

Geotekniseen luokkaan 3 kuuluvat epätavalliset rakenteet ja rakenteet, jotka eivät kuulu kahteen edellä mainittuun luokkaan. Tässä geoteknisen luokan suunnittelussa voidaan soveltaa muita kuin Eurokoodin antamia ohjeita. Tavanomaisia rakenteita, jotka kuuluvat tähän luokkaan ovat rakenteet,

- joissa on normaalia poikkeavia riskejä
- joissa on vaikeat pohja- ja kuormitusolosuhteet

- joissa on suuret ja epätavalliset rakenteet. [1, s. 17-19.]

2.4 Paalutusluokat

Suomen geoteknillisen yhdistyksen vuoden 2005 lyöntipaalutusohjeen mukaan paalutusluokkia on kolme (3, 2, 1B ja 1A), jossa siis paalutusluokka 1 jakautuu luokkiin 1B ja 1A.

Paalutusluokka 3

Paalutusluokassa 3 voidaan käyttää puupaaluja. Tavallisesti paalutusluokassa 3 on pieniä kohteita, joissa paaluille tulevat kuormat ja paalutustyön suoritus ei muuten täytä paalutusluokan 2 vaatimuksia. [13, s. 44.]

Paalutusluokka 2

Paalutusluokassa 2 on asetettu paalutusluokan 3 lisäksi seuraavia vaatimuksia [13, s. 44]:

- Suunnitelmat toteutetaan riittävän laajaan pohjatutkimuksen perusteella
- Apupaalujen käyttö sallitaan vain erityistapauksissa
- Paalutuspöytäkirjan on oltava riittävän yksityiskohtainen
- Paalujen ehjänä säilyminen täytyy olla tarkoin selvitettävissä
- Paalut on varustettava kalliokärjellä, jos ne ulottuvat kovaan kallioon tai lohkaraiseen maahan
- Teräsbetonipaalujen betonin lujuusluokka on vähintään C35/45.

Paalutusluokka 1B

Paalutusluokassa 1B asetetaan seuraavia lisävaatimuksia edellä käytyihin paalutusluokkiin [13, s. 45]:

- Käytettävä vähintään lujuusluokan C40/50 betonia
- Sallitaan vain paalutuskone, jossa on hydraulisesti toimiva paalujärkäle

- Paalujen päissä käytetään vahvikkeena teräsvannetta
- Apupaalujen käyttöä ei suositella
- Paalutustöiden laadunvalvojana on riittävän ammattitaitoinen henkilö, jonka tehtävänä on avustaa paalutustyönjohtajaa mittauksissa
- Loppulyönnit tehdään PDA-mittausta apuna käyttäen.

Paalutusluokka 1A

Paalutusluokka 1A on paalutustöiden erityisluokka, jonka vaatimukset ovat paalutusluokkaa 1B:tä suuremmat. Tässä luokassa määritetään vaatimukset aina tapauskohtaisesti. Paalutusluokkaa 1A suunniteltaessa tulee pohjarakenteiden vastaavalla suunnittelijalla sekä geoteknisellä suunnittelijalla olla AA-luokan pätevyys. [13, s. 46.]

2.5 Paalutustyöluokka

Lyöntipaalutusohjeiden mukaan paalutustyöt määräytyvät paalujen laadun, paalutusolosuhteiden, paalutuskaluston ja valvonnan sekä tarkastustoimenpiteiden perusteella. Paalutustyöt jaetaan vanhan lyöntipaalutusohjeen mukaan kolmeen ryhmään 1, 2 ja 3, jossa 1 on vaativin.

Paalutuksen mitoituksessa pääsääntöisesti noudatetaan Paalutusohje-2011 mukaista menettelyä. Tässä Paalutusohje-2011 käyttää paalutusluokan sijaan paalutustyöluokkaa, jossa luokitukselle on määritelty uudet reunaehdot. Paalutusohje-2011 mukaan voidaan paalut jaotella paalutustyöluokkiin PTL1-PTL3, josta PTL3 on vaativin. Taulukosta 4 voidaan todeta, että uuden paalutustyöluokan myötä paalut luokitellaan rakenteen seuraamusluokan ja geoteknisen luokan mukaan. [15, s. 99-100.]

Taulukko 4. Paalutustyöluokat tavanomaisissa rakenteissa [15, s. 100].

Geotekninen luokka	Seuraamusluokka		
	CC1	CC2	CC3
GL1*	≥ PTL1	≥ PTL2	≥ PTL2
GL2	≥ PTL1	≥ PTL2	PTL3
GL3	≥ PTL2	≥ PTL2	PTL3

Taulukossa:

* on kohde, joka ei yleensä edellytä paalutusta

CC1 on helpot rakenteet, joissa ei yleensä oleskele ihmisiä

CC2 on normaalit rakenteet, joissa seuraamukset ovat keskisuuret

CC3 on vaikeat rakenteet, joissa on suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten johdosta.

Tarkemmin seuraamusluokat CC1-CC3 määritellään Eurokoodissa SFS-EN 1990 ja kansallisen liitteen taulukossa B1 [3, s. 90].

2.6 Paalukuormat

Kitkapaalujen toiminta perustuu paalun vaipan pintaa kohdistuvasta kitkasta. Kitkapaalujen kantavuus määritellään kitkamaan tiiveyden, paaluryhmän koon ja vaipan pinta-alan mukaan. Kantavuuden määrittäminen voidaan todeta myös koepaalutuksista saatujen mittausten ja kokemusperäisten paalukaavojen avulla. Tällöin paaluille sallitaan suurimmillaan 150 kN:n kuorma. Kuitenkin täytyy huomata, että kantavuus ei voi olla suurempi kuin tukipaaluille määritetty kantavuus yleensä. Kitkapaaluja käytetään yleensä kohteissa, joissa maaperän kovan pohjan päällä on paksu karkearakenteinen kerros tai moreenikerros ja kantava maakerros on niin syvällä, että tukipaalujen käyttö ei ole taloudellista [10, s. 84].

Koheesiopaaluina käytetään yleensä puupaaluja. Puun kartiomainen muoto varmistaa tiiviin otteen paalun ja maaperän välille, josta koheesiopaalun kantavuus määräytyy.

Koheesiopaalun haittana voidaan pitää mahdollisesta kuormituksesta aiheutuva painuminen lyöntihetken jälkeen. Tästä johtuen koheesiopaalujen kantavuutta ei voida määrittää lyöntihetkellä, vaan kantavuus kasvaa noin kuukauden kuluessa maahan lyönnin jälkeen. Koheesiopaaluja käytetään rakenteissa, joissa painumista ei tarvitse rajoittaa. Tavanomaisia tällaisia rakenteita ovat lyhytaikaiset perustusrakenteet ja tukimuurit. [12, s. 38.]

Torninosturin paaluperustuksena käytetään yksinomaan tukipaaluja. Tukipaalut siirtävät kuormat kärjen välityksellä kallioon tai tiivisrakenteiseen maakerrokseen. Taulukossa 5 on esitetty lyöntipaalutusohjeen mukaiset geotekniset kantavuudet eri paaluluokissa oleville paalutypeille. Lopullisiin paaluille sallittuihin geoteknisiin kantavuuksiin sekä sallittuihin kuormiin vaikuttavat paalun tyyppi, maaperä ja yläpuoliset rakenteet. [12, s. 39; 52-53.]

Taulukko 5. Tukipaalujen suurimmat sallitut jännitykset eri paalutusluokissa [12, s. 53].

Paalutyyppi	Paalutusluokka			
	1A	1B	2	3
Puupaalut	-	-	-	5 MN/m ²
Teräsbetonipaalut	Määritellään erikseen	9 MN/m ²	7 MN/m ²	5 MN/m ²
Teräspaalut	Määritellään erikseen	100 MN/m ²	70 MN/m ²	40 MN/m ²

Eurokoodi SFS-EN 1997 ei määrittele paalutypeille sallittuja jännityksiä. Eurokoodin SFS-EN 1997:n mukaan paalut tulisi koekuormittaa paalun puristuskestävyyden arvioimiseksi tilanteissa, joissa kokemus tai teoria ei anna riittävää varmuutta mitoituskeleeseen. Paalun koekuormitusmenettelyssä käytetään paalun ennalta suunniteltua kuormitusta. Koekuormituksen tuloksesta voidaan päätellä paalun kestävyys ja eheyden lisäksi pohjatutkimuksen oikeellisuus. [12, s. 67-69.]

2.7 Raportointi

Raportointi eri osapuolten välillä on osa rakentamista. Rakentaminen on projektitoimintaa ja projektitoiminnan edellytyksenä on suunnitelmallisuus. Suunnitelmallisuutta ohjataan projektisuunnitelmalla, jossa keskeisenä osana kuvataan projektin valvonta- ja raportointikäytännöt. [17, s. 23.]

2.7.1 Rakentamisen valvonta ja seuranta

Geotekniseen suunnitteluraportti sisältää valvonta- ja seurantasuunnitelman, jonka tarkoituksena on määrittää rakennuskohteen valvonnan laatu ja määrä. Valvontasuunnitelmassa esitetään mahdollisen suunnittelussa tulevat epävarmuudet, kuormitusten ja maaperän monimutkaisuus ja maaperän murtumariski työn aikana. Seurannalla pyritään tarkistamaan suunnittelun aikana tehtyjen laskelmien ja ennusteiden paikkansapitävyys. [2, s. 84.]

Kunkin suunnittelualan suunnittelijan on laadittava vastuullaan olevat suunnitelmat, joiden toteutuksen paikkaansa pitävyyttä tulisi työmaalla jatkuvasti valvoa. Rakenteiden todellista käyttäytymistä tulisi tarkkailla ja havainnoista tulisi tehdä tarvittavat muistiinpanot. [17, Liite 1.]

Suomen rakentamismääräyskokoelman A2 mukaan, tulee suunnittelijalla olla annettuun tehtävään riittävä pätevyys. Valvontatyössä tehdyt havainnot tulisi raportoida hyvissä ajoin virheiden minimoimiseksi ja niihin tulisi puuttua ennen työn aloittamista eikä vasta niiden tultua esille. [2,17.]

Kuvassa 9 on esitetty eri lähteistä kerättyjä geo- ja rakennesuunnittelijan rakentamisvaiheen aikaiseen valvontaan, seurantaan ja tarkastuksiin liittyviä toimenpiteitä. [22.]

GEOSUUNNITTELIJA	RAKENNESUUNNITTELIJA
<ul style="list-style-type: none"> • RAKENTAMISEN AIKAINEN VALVONTA, SEURANTA JA TARKASTUKSET • Laajuus määräytyy geoteknisen luokan perusteella • Osallistuu työmaakokouksiin maa- ja pohjarakennusvaiheessa • Osallistuu aloitus- ja lopetuskokoukseen • Huolehtii siitä, että käytettävät rakentamismenetelmät vastaavat suunnitteluraportissa esitettyä menetelmää • Poikkeamat suunnittelussa oletetusta tulee ilmoittaa viipymättä. Yleensä raportointi rakennesuunnittelijalle. 	<ul style="list-style-type: none"> • RAKENTAMISENAIKAINEN VALVONTA, SEURANTA JA TARKASTUKSET • Osallistuu rakenteiden suunnittelukatselmuksiin työmaalla • Tarkistaa ja hyväksyy asennussuunnitelman • Suorittaa raudoituskatselmuksen • Osallistuu työmaakokouksiin perustusvaiheessa • Laatii mahdolliset muutokset suunnitelmaan.

Kuva 9. Geo- ja rakennesuunnittelijan rakentamisen aikaisia tehtäviä [22].

3 Geotekninen mitoitus

Geoteknisellä mitoituksella tarkoitetaan geoteknisten mitoitusarvojen hyväksikäyttöä maaperää kuormittavien rakenteiden laskennassa. Geoteknisessä mitoituksessa määritellään pohjarakenteiden geometria niin, että muodonmuutokset ja pohjapaine eivät ylitä sallittuja arvoja. [10.]

3.1 Kuormien ominaisarvot

Kuormien ominaisarvot ja kuormien osavarmuus- ja yhdistelykertoimet käyttörajatilassa valitaan Eurokoodien SFS-EN 1990:n ja SFS-EN 1997:n [3,4] mukaan. Geoteknisten parametrien ominaisarvojen, kuten maa- ja kalliomassojen, valinta perustuu kenttä- ja laboratoriokokeista saatuihin tuloksiin, joita täydennetään aiempien vastaavanlaisten

projektien perusteella saaduilla arvoilla. Maapohjan kantavuuden ominaisarvo voidaan valita myös tilastollisin menetelmin, jolloin ominaisarvo määräytyy alueella yleisesti saatuihin vertailukelpoisiin tuloksiin. Tilastollisissa menetelmissä erotellaan paikallinen ja alueellinen näytteenotto ja näistä ominaisarvo määritellään hyvin varovaisena arviona keskiarvon perusteella. [1, s. 24.]

3.2 Yhdistelykertoimet

Rakenteeseen vaikuttavia kuormia ovat jännitykset, ulkoiset voimat ja sisäiset voimat. Voimat voidaan jakaa joko vakauttaviin voimiin tai kaataviin voimiin.

Kuormitusyhdistelmän sisältäessä enemmän kuin yhden muuttuvan kuorman, käytetään muissa kuin määräävässä muuttuvassa kuormassa yhdistelykerrointa ψ . Muuttuvien kuormien yhdistelykertoimen ψ -arvona voidaan käyttää arvoa 1 tai sitä pienempää arvoa. Pysyvillä kuormilla ei kohdisteta eurokoodissa yhdistelykerrointa ψ . Eurokoodin SFS-EN 1990 [3.] ja kansallisen liitteen taulukossa A1.1(FI) on esitetty yleisimpien kuormien yhdistelykertoimien arvoja. [3, s. 86.]

Murtorajatilassa rakenteelle määritetään riittävä kestävyys erilaisten ominaisuuksien pohjalta. Tässä opinnäytetyössä esitellään seuraavat rajatilat [3, s. 45]:

EQU	eli rakenteen staattisen tasapainon varmistaminen
STR	eli rakenneosien tai rakenteen sisäisten osien liiallisen muodonmuutoksen estäminen
GEO	eli maapohjan pettäminen tai haitallisten siirtymien estäminen.

3.3 Kuormakerroin

Kuormakerroin K_{FI} on kerroin, jota käytetään normaalisti murtorajamitoituksessa. Tavanomaisissa rakenteissa, kuten CC2, sallitaan kuormituskerroimen arvona käyttää kerrointa 1. Eurokoodi SFS-EN 1990 [3] ohjaa käyttämään tapauksissa, joissa on kaatavaa kuorma ja vakauttavaa kuormaa, kuormakerrointa K_{FI} ainoastaan epäedullisten eli kaatavien kuormien kertoimena. Alla olevassa taulukossa 6 on esitetty käytettävät kuormakerroimet eri seuraamusluokissa. [3, s. 90.]

Taulukko 6. Kuormakerroin K_{FI} seuraamusluokan mukaan [3, s. 138].

Kuormakerroin	Seuraamusluokka		
	CC1	CC2	CC3
K_{FI}	0.9	1.0	1.1

Kuormakertoimen K_{FI} valinta tapahtuu seuraamusluokan perusteella. Seuraamusluokassa tarkastellaan mahdollisten rakenteellisten vikojen, taloudellisten vahinkojen aiheuttamaa haittaa sekä ihmishenkien menetyksestä johtuvaa riskiä. Seuraamusluokan määrittely on esitetty Eurokoodin SFS-EN 1990 ja kansallisen liitteen taulukossa B1. [3, s. 90.]

3.4 Osavarmuusluvut

Osavarmuuslukuja käytetään murtorajamitoituksessa, jossa tarkastellaan rakenneosan kestävyyttä. Lisäksi maapohjan kantavuus tulee ottaa huomioon koko rakenteen kestävyuden aikaansaamiseksi, tähän kuuluu myös rakenteen tasapainon tarkastaminen kuormien suhteen eli staattisen tasapainon EQU: n määrittäminen.

Mitoitustilanteessa osavarmuuslukuja käytetään pohjatutkimusasiakirjan tuloksiin silloin, kun geosuunnittelijan antamat arvot ovat kestävyuden ominaisarvoja.

Antura- ja laattaperustuksille on rajatiloissa STR / GEO määritetty kestävyuden osavarmuusluvut taulukon 7 mukaisesti. [2, s. 52.]

Taulukko 7. Geoteknisen kestävyuden ominaisarvot [2, s. 52].

Kestävyys	Merkintä	Osavarmuusluku
Kantokestävyys	$\gamma_{R.v}$	1.55
Liukuminen	$\gamma_{R.h}$	1.1

Yleisenä mitoitusehtona voidaan pitää, ettei kuormien vaikutusten mitoitusarvo ylitä kestävyysmitoitussarvoa. [2, s. 48.]

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

Jossa:

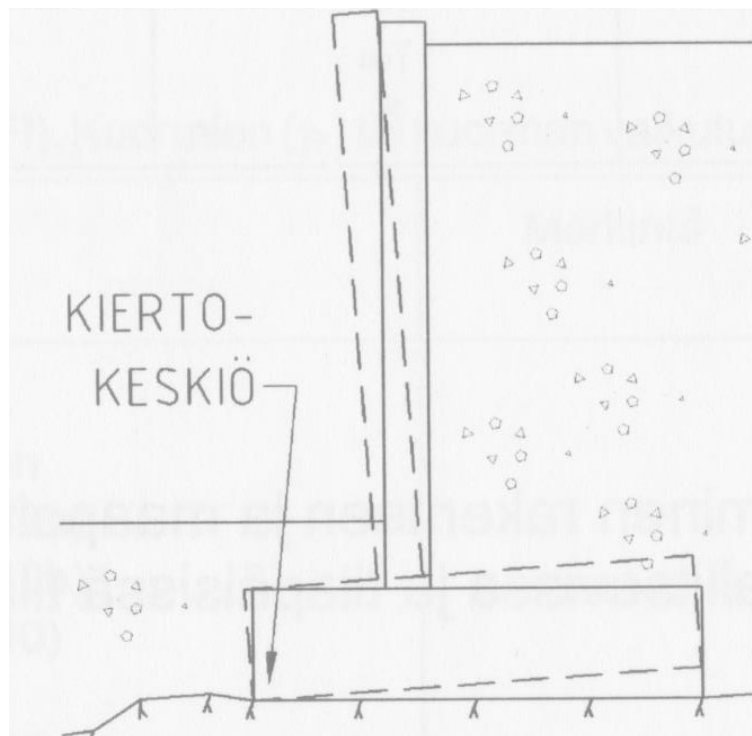
E_d on kuormien vaikutusten mitoitusarvo

R_d on kestävyysmitoitussarvo.

Kuormitusyhdistelmien osavarmuusluvut määräytyvät tarkastettavan rakenteen murtorajatilasta siten, että seuraavien lukujen 3.4.1 ja 3.4.2 kestävyysmitoitussarvoja ei ylitetä.

3.4.1 Staattinen tasapainorajatila (EQU)

Rajatilassa EQU tarkastetaan maapohjan tai rakenteen staattista tasapainoa kaatumista vastaan. Geoteknisessä mitoituksessa staattinen tasapainon EQU:n määrittäminen rajoittuu harvoin tilanteisiin. Staattista tasapainotilaa tarkistellaan yleensä tilanteissa, joissa jäykkä perustus on lähellä kallion pintaa (ks. kuva 10). [3, s. 46.]



Kuva 10. Jäykkä perustus lähellä kallion pintaa [2, s. 47].

Taulukkoon 8 on koottu staattisen tasapainorajatilan osavarmuusluvut.

Taulukko 8. Staattisen tasapainotilan EQU: n osavarmuusluvut [2, s. 47].

Yhtälö	Kuorma	Merkintä	Osavarmuusluku
3.2	Pysyvät: <ul style="list-style-type: none"> • Kaatava kuorma • Vakauttava kuorma 	$\gamma_{G, dst}$ $\gamma_{G, stb}$	1.1 • Pysyvät kaatavat kuormat 0.9 • Pysyvät vakauttavat kuormat
	Muuttuva: <ul style="list-style-type: none"> • Kaatava kuorma • Vakauttava kuorma 	$\gamma_{Q, dst}$ $\gamma_{Q, stb}$	+ 1.5 • Määräävä muuttuva kuorma
	Samanaikaiset muuttuvat kuormat	γ_Q	+ 1.5 • ψ • Muut muuttuvat kuormat

Taulukossa 8 kerroin ψ saadaan Eurokoodin SFS-EN 1990 ja kansallisen liitteen taulukosta A1.1.

Kuorman mitoitusarvo voidaan määrittää seuraavalla kaavalla [2, s. 48-50]:

$$E_d = K_{FI} 1.1 \cdot G_{kj, sup} + 0.9 \cdot G_{kj, inf} + K_{FI} 1.5 \cdot Q_{k, 1} + K_{FI} \sum 1.5 \cdot \psi_{0.1} \cdot Q_{k, i} \quad (3.2)$$

Jossa:

$G_{kj, sup}$ on pysyvän kaatavan voiman ominaisarvo

$G_{kj, inf}$ on pysyvän vakauttavan voiman ominaisarvo

$Q_{k, 1}$ on muuttuvan kuorman ominaisarvo

$\psi_{0.1}$ saadaan standardin EN 1990 kansallisesta liitteestä.

3.4.2 Rakenteen ja maapohjan välinen tasapainorajatila (STR / GEO)

Rajatilassa STR ja GEO tarkastetaan maapohjan kantavuus ja rakenneosan kestävyys [3, s. 48.].

Taulukossa 9 on esitetty maapohjan ja rakenneosien osavarmuusluvut.

Taulukko 9. Rakenneosien tai maapohjan kuormien osavarmuusluvut [2, s. 49].

Yhtälö	Kuorma	Merkintä	Osavarmuusluku
3.3	Pysyvät:		
	<ul style="list-style-type: none"> Kaatava kuorma Vakauttava kuorma 	$\gamma_{G,dst}$ $\gamma_{G,stb}$	1.35 • Pysyvät kaatavat kuormat 0.9 • Pysyvät vakauttavat kuormat
Vaihtoehtoisesti			
3.4	Pysyvät:		
	<ul style="list-style-type: none"> Kaatava kuorma Vakauttava kuorma 	$\gamma_{G,dst}$ $\gamma_{G,stb}$	1.15 • Pysyvät kaatavat kuormat 0.9 • Pysyvät vakauttavat kuormat
	Muuttuva kuorma:		
	<ul style="list-style-type: none"> Kaatava kuorma 	γ_Q	+ 1.5 • Määrävä muuttuva kuorma
	Samanaikaiset muuttuvat kuormat	γ_Q	+ 1.5 • ψ • Muut muuttuvat kuormat

Taulukossa 9 kerroin ψ saadaan Eurokodin SFS-EN 1990 ja kansallisen liitteen taulukosta A1.1.

Kuormien mitoitusarvot voidaan määrittää seuraavilla kaavoilla siten, että laskennassa käytetään epäedullisempaa lauseketta [2, s. 48-50]:

$$E_d = K_{FI} 1.35 \cdot G_{kj,sup} + 0.9 \cdot G_{kj,inf} \quad (3.3)$$

$$E_d = K_{FI} 1.15 \cdot G_{kj,sup} + 0.9 \cdot G_{kj,inf} + K_{FI} 1.5 \cdot Q_{k,1} + K_{FI} \sum 1.5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i} \quad (3.4)$$

Jossa:

K_{FI} on kuormakerroin

$G_{kj,sup}$ on pysyvän kaatavan voiman ominaisarvo

$G_{kj,inf}$ on pysyvän vakauttavan voiman ominaisarvo

$Q_{k,1}$ on muuttuvan kuorman ominaisarvo

$\psi_{0,1}$ saadaan Eurokoodin SFS-EN 1990 kansallisesta liitteestä.

3.5 Mitoitustavat

Eurokoodissa SFS-EN 1997 on esitetty kolme rajatilan mitoitustapaa geotekniseen suunnitteluun. Nämä poikkeavat keskenään siten, että osavarmuusluvut jakautuvat eri kuormien osalla hieman eritavalla. Tällä tavoin pyritään osittain ottamaan varmuutta kuormien vaikutuksiin. [1, s. 127.]

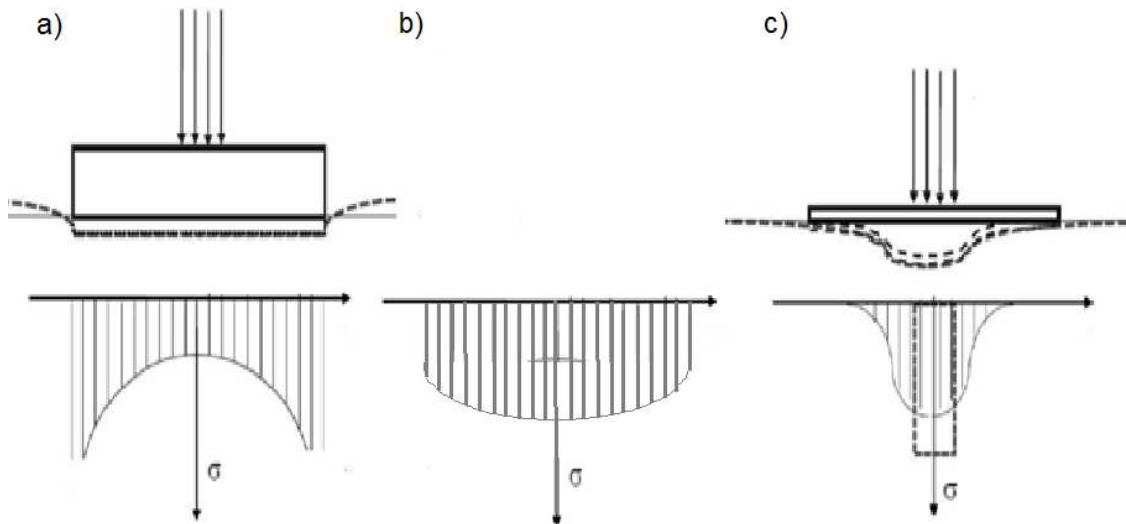
Eurokoodissa SFS-EN 1997 ja sen kansallisen liitteen mukaan, Suomessa on valittu käytettäväksi kahta mitoitustapaa DA3 ja DA2. Mitoitustapa 3 (DA3) osavarmuusluvut kohdistuvat kuormien vaikutuksiin sekä maan lujuusparametreihin. Tätä mitoitustapaa käytetään rakenteen ja maapohjan vakavuuden tarkasteluun.

Perustusten mitoituksessa käytetään mitoitustapaa 2 (DA2), jota voidaan soveltaa kahdella eri tavalla DA2 ja DA2*. Mitoitustavassa DA2* kaikkia pysyviä kuormia pidetään epäedullisina. Tämän lisäksi mitoitustavassa DA2* osavarmuuslukuja käytetään laskelman lopussa, tällöin varmuutta ei lisätä momenttikuormitukseen vaan varmuus kohdistetaan maanpinnan ja rakenteen välille. Tästä johtuen tämä mitoitustapa on suositeltavampi anturan mitoituksessa. Mitoitustapaa DA2 käytetään yleensä yksinkertaisissa rakenteissa. Tämä johtuu siitä, että mitoitusarvojen vertailu voi olla vaikeaa tai se tuottaa merkittävää haittaa laskennassa. vrt. taulukkoa 9 sekä kaavoja (3.3) ja (3.4). [2, s. 53.]

4 Maanvarainen laatta

Laattaperustuksia käytetään yleisesti useiden pilareiden perustuksena. Torninosturin perustana maanvaraista laattaa käytetään silloin, kun maapohjan kantavuus on riittävä.

Laattaperustuksen etuna anturaperustukseen nähden on voimien tasaisesti jakautuminen suuremmalle pinta-alalle laatan alapinnalla.



Kuva 11. Pohjapaine jakauma jäykän laatan alla a) koheesiomaassa, b) kitkamaassa sekä c) pohjapaine taipuisan laatan alla [23].

Laatan jäykkyydellä on suuri vaikutus pohjapaineen jakautumiseen, kuten kuvasta 11 voidaan nähdä. Jäykän laatan pohjapaineen maksimi jakaantuu hienorakenteisella perusmaalla laatan reunoille kuvan 11a mukaisesti. Vastaavasti karkearakenteisella perusmaalla pohjapaine jakaantuu laatan alla kuvan 11b mukaisesti. Toisaalta kun laatan jäykkyyttä pienennetään, kasvaa pohjapaine laatan keskiosassa (ks. kuva 11c). [23.]

Laatat voidaan jakaa kahteen ryhmään niiden toimivuuden kannalta [14]:

Jäykät laatat:

- Paksuus suuri, jota käsitellään jäykkinä kappaleina
- Pohjapaine määräytyy maanpohjapaineesta.

Taipuisat laatat:

- Matalat laatat
- Pohjapainejakaumaan vaikuttaa myös laatan taipuma.

4.1 Geometrian määrittäminen

4.1.1 Leveyden määrittäminen

Laatan pohjan pinta-alan tulee olla riittävä siten, että pohjapaine ei kasva yli sallitun käyttörajatilassa. Pohjapaineen jakautuminen laatan ja maapohjan rajalla riippuu maapohjasta, laatan paksuudesta ja tavasta, jolla laattaa kuormitetaan. Yksinkertaisessa laatan tai anturan leveyden määrittämisessä otaksutaan pohjapaineen olevan rakenteen ja maapohjan rajalla tasan jakautunut. Tällöin leveys voidaan määrittää neliön muotoiselle perustukselle murtorajatilassa kaavalla. [5, s. 446.]

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{g,Rd}}} \quad (4.1)$$

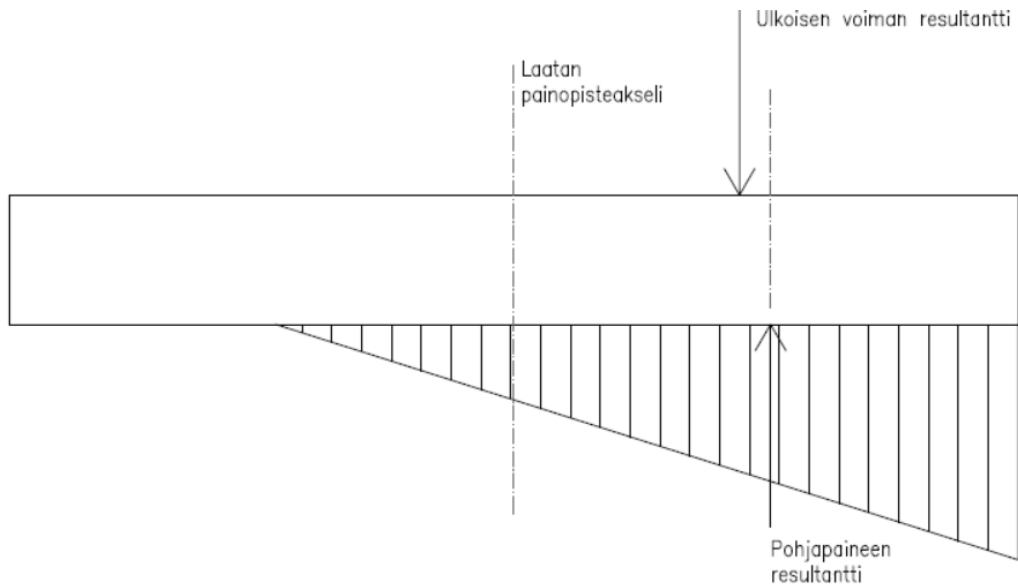
Jossa:

N_{Ed} on perustusta rasittava mitoituskuorma

$\sigma_{g,Rd}$ on maapohjan mitoituskantavuus.

Torninosturin ja sen lisäksi myös jäykän laatan leveyden määrittämisessä voidaan pohjapaineen laatan alapinnassa olettaa jakautuvan lineaarisesti. Tällä tavoin saadaan tarkempaa kuvaa maapohjan ja rakenteen yhteisvaikutuksesta. Tätä tarkempaa laskentatapaa voidaan pitää myös taloudellisempänä vaihtoehtona kuin edellä mainittu yksinkertainen leveyden määrittäminen.

Torninosturin pienimmän mahdollisen laatan leveyden määrittämiseen tässä opinnäytetyössä käytettiin tapaa, jossa pohjapaineen laatan alapinnassa oletetaan jakautuvan lineaarisesti (ks. kuva 12). Pohjapaineen resultantin ja ulkoisten voimien resultantin välisestä vuorovaikutuksesta voidaan määrittää pienin mahdollinen sivumitta siten, että puristavan voiman resultantti on laatan painopiste akselin ja lineaarisen pohjapaineen resultantin välillä.



Kuva 12. Laatan lineaarisesti jakautuneen pohjapaineen mitoituskriteeri.

4.1.2 Korkeuden määrittäminen

Antura voidaan toteuttaa raudoittamattomana, ollessaan riittävän paksu verrattuna anturan ulkonemaan a (ks. kuva 13). Tällaisessa tapauksessa antura pysyy taivuttamattomana ja anturan kuorma siirretään suoraan maapohjalle anturan puristuksen välityksellä. [5, s. 446.]

Normaalivoiman kuormittama anturan korkeus voidaan määrittää eurokoodin antaman ohjeen mukaan seuraavasti [5, s. 193]:

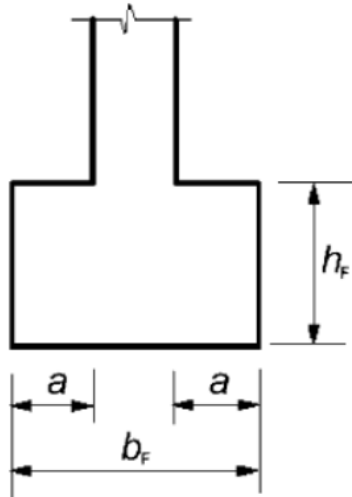
$$h_f = \frac{a}{0.85} \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}} \quad (4.2)$$

Jossa:

a on anturan ulkonema (ks. kuva 13)

σ_{gd} on maapohjan mitoituskestävyys

$f_{ctd,pl}$ on betonin vetolujuus.



Kuva 13. Raudoittamattoman anturan merkinnät [4. s.193].

Antura voidaan suunnitella raudoittamattomana, jos seuraavanlainen yksinkertaistettu ehto toteutuu [5, s. 193]:

$$\frac{h_f}{a} \geq 2 \quad (4.3)$$

Jossa:

h_f on anturan korkeus

a on anturan ulkonema (ks. kuva 13).

Torninosturin anturat mitoitetaan poikkeuksetta raudoitettuna kantamaan momentin ja leikkausvoiman rasitukset.

Suuria anturoita ei pitäisi koskaan toteuttaa raudoittamattomina, koska betoni tuottaa kovettuessaan myös hydrataatiolämpöä. Tämä sementin ja veden välisen reaktion tuottama lämpö poistuu betonin pinnan kautta, jolloin pinnan ja anturan sisäosan lämpötilan epätasainen jakaantuminen aiheuttaa betonin halkeilua. Betonin kovettumisvaiheessa syntyvä lämpötilaero aiheuttaa rakenteeseen pakkovoimia. Pakkovoimien seurauksena nuoren betonin alhainen vetolujuus voi ylittyä aiheuttaen betonin pinnalle halkeamia. [6, s. 92-94.]

Raudoitetun anturan korkeuden määrittämiseen voidaan käyttää alla olevaa likiarvokaavaa [5, s. 194]:

$$h_f = \frac{b_f}{3} \dots \frac{b_f}{4} \quad (4.4)$$

Jossa:

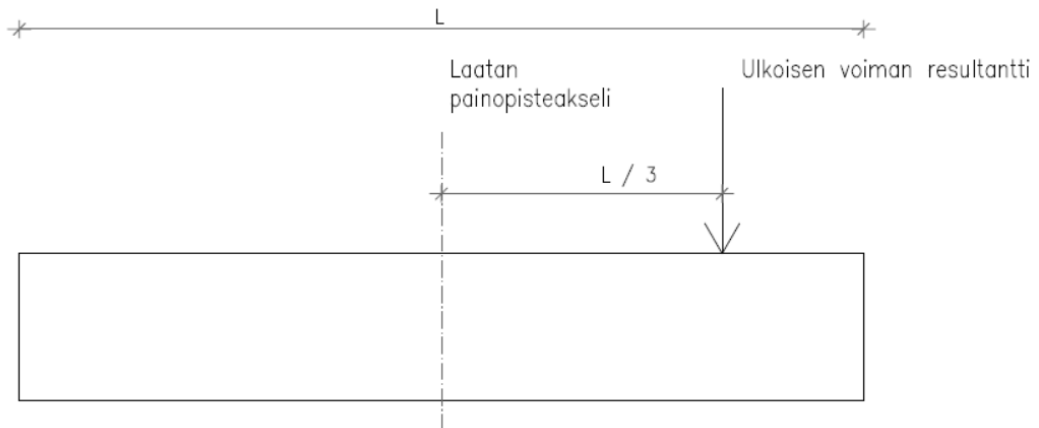
b_f on anturan leveys (ks. kuva 13).

Anturan lopullinen geometria voidaan todeta, kun raudoitusmitoitus on tehty Eurokoodin SFS-EN 1992:n [4] mukaisesti [5, s. 194].

4.1.3 Kuormien epäkeskisyyden huomioiminen

Perustukseen voi kohdistua keskeisen normaalivoiman lisäksi myös poikittaista vaakakuormaa tai momenttia, jotka voivat olla esimerkiksi torninosturin aiheuttamia kuormia. Tällaisissa tapauksissa tulee perustuksen mitoituksessa käyttää erityistä huolellisuutta. Otaksuttu pohjapaine voi hyvinkin pienellä mittaepätarkkuudella kasvaa yli sallitun niin, että se voi aiheuttaa vakavan turvallisuusriskin. Turvallisuuteen voi vaikuttaa myös rakennusaikainen toiminta, kun esimerkiksi torninosturin perustusta kuormitetaan työmaalla muilla rakenteilla tai pidetään betonielementtien varastoalueena. Tällaisissa tilanteissa torninosturin perustuksen toiminta poikkeaa huomattavasti suunnitellusta. [2, s. 109.]

Erityistä huolellisuutta vaativat tapaukset, joissa mitoittavan ulkoisen voiman epäkeskisyys on suurempi kuin kolmasosa suorakulmaisen anturan leveydestä. Mitoituksessa tulisi aina pyrkiä tilanteeseen, jossa epäkeskisyys on niin sanotun sydänalueen rajoittamalla alueella. Kuva 14 on esitetty suorakaideanturan poikkileikkaus, jossa voidaan nähdä epäkeskisen kuorman suurin sallittu epäkeskisyys suhteessa anturan leveyteen. Käytettäessä mitoitus tapaa DA2* anturan mitoituksessa on huomioitava, että pysyvien kuormien tulee olla sydänalueen sisällä. Sydänalueen määrittäminen käydään tarkemmin läpi tämän opinnäytetyön luvussa 6. [18.]



Kuva 14. Suorakaideanturan epäkeskinen kuorma.

4.2 Raudoituksen määrittäminen

4.2.1 Pääraudoitus

Taivutusrasitukset otetaan vastaan vetorausitoituksella. Murtumismuodon luonne määräytyy poikkileikkauksen koosta ja raudoituksen määrästä. Murtumisen luonne voidaan erotella toiminnan perusteella seuraavasti [16, s. 97]:

Haurasmurtuma

- Liian heikosti raudoitettu poikkileikkaus, jossa murtuminen tapahtuu heti ensimmäisen halkeaman avauduttua. Rauditus ei kykene ottamaan sille tulevia vetovoimia. Murtuman estämiseksi tulee rakenteessa olla vähimmäisraudoitus.

Normaaliraudoitus

- Poikkileikkauksen murtuminen alkaa terästen myötäämisellä. Tämä johdosta puristusvyöhykkeen korkeus pienenee, jolloin betoni puristuspuolella lopulta murtuu. Murtumisen luonne on sitkeä.

Yliraudoitus

- Yliraudoitetussa poikkileikkauksessa betoni murtuu ennen kuin vetorausitoituksessa alkaa myötäämään. Murtuman luonne on hauras ja murtuminen tapahtuu äkillisesti.

Tasapainorauhoitus

- Tasapainorauhoitus on normaalirauhoituksen ja ylirauhoituksen välinen rajatapaus. Tasapainorauhoitetussa poikkileikkauksessa puristuspuolella betoni murtuu yhtä aikaa, kun vetorauhoitus alkaa myötäämään.

Pääraudoitus mitoitetaan taivutusrasituksia vastaan murtorajatilassa. Vetorauhoituksen laskennassa käytettävään suhteellisen momentin kaavaa [5, s. 203]:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} \quad (4.5)$$

Jossa:

M_{Ed} on mitoitusmomentti

b on laskentaleveys

d on puristetun reunan etäisyys vetorauhoituksen painopisteeseen

f_{cd} on betonin mitoituspuristuslujuus, joka saadaan kaavalla [7, s. 18]:

$$f_{cd} = (\alpha_{cc} f_{ck}) / \gamma_c \quad (4.6)$$

Jossa:

α_{cc} on lujuuden pienennyskerroin, Suomessa käytetään arvona 0.85

f_{ck} on betonin ominaispuristuslujuus

γ_c on betonin osavarmuusluku normaaliolotiloissa arvo Suomessa 1.5.

Vaadittavan vetorauhoituksen määrä saadaan kaavalla [5, s. 203]:

$$A_s \geq \beta b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.7)$$

Jossa:

β on puristetun pinnan suhteellinen pituus, joka saadaan kaavasta:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\gamma_L} \quad (4.8)$$

f_{yd} on raudoituksen mitoituslujuus, joka saadaan kaavasta:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (4.9)$$

Jossa:

f_{yk} on teräksen ominaislujuus

γ_s on teräksen osavarmuusluku arvo Suomessa 1.15. [7, s. 18.]

Pääraudoituksen vähimmäisala $A_{s,min}$ määrittämiseen voidaan käyttää eurokoodin esittämää palkkien vähimmäisraudoituksen ehtoa [4, s. 150]:

$$A_{s,min} = \min\left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}; 0.0013bd\right) \quad (4.10)$$

Jossa:

f_{ctm} on betonin keskimääräinen vetolujuus

f_{yk} on teräksen ominaislujuus

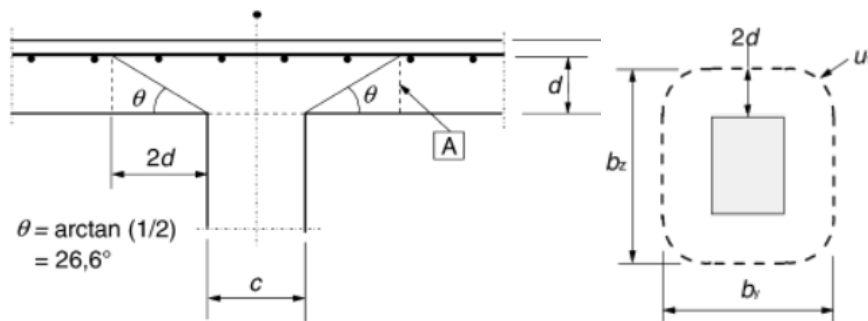
b on laskentaleveys

d on puristetun reunan etäisyys vetoraudoituksen painopisteeseen.

4.2.2 Lävistysmurtuminen

Lävistysmurtumisen aiheuttaa usein pistekuorma tai muu reaktio, joka vaikuttaa rakenteeseen pienellä alueella. Lävistysmurtuminen aiheuttaa rakenteen poikkipintaan äkillisen suppilomaisen murtokartion.

Lävistyminen tapahtuu kuormituksen reunasta vastakkaisen pinnan raudoitukseen noin etäisyydelle $2d$. Pienempää vaikutusaluetta kuin $2d$ voidaan käyttää, kun pistekuorman vastaisella puolella vaikuttaa esimerkiksi huomattava pohjapaine tai pääraudoitus pystyy kestämään myös leikkauksen aiheuttaman lisävoiman. Lävistysmurtuminen ja läpileikkaantumisaalue on esitetty kuvassa 15. [4, s. 84-96.]



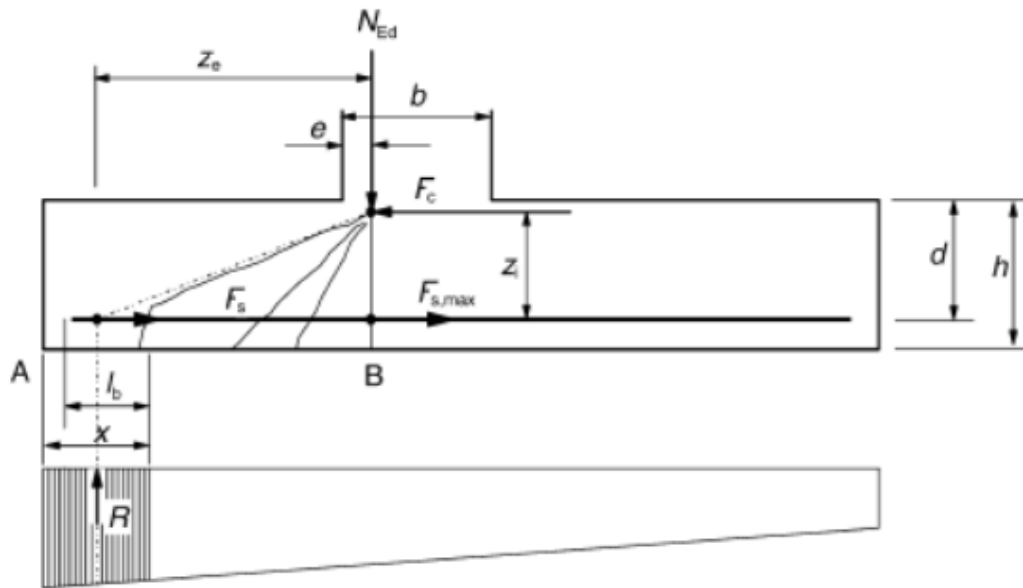
Kuva 15. Eurokoodin mukainen laatan läpileikkautumista kuvaava alue [4, s. 96].

Tyypillisesti anturan paksuus pyritään valitsemaan siten, ettei leikkausraudoitusta tarvita. Lisäksi lävistyskestävyyden parantamiseksi voidaan leikkautumisen vaikutusalueelle sijoittaa vetoteräksiä tai siihen kehiteltyjä erikoisvahvikkeita. Laatoissa, joissa lävistymisleikkausraudoitusta käytetään, sijoitetaan leikkausraudoitus lävistyvälle alueelle, joka on esitetty kuvassa 15 alueelle $2d$. Vaadittavan leikkausraudoituksen laskenta voidaan toteuttaa Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 6.1 mukaisesti. [4, s. 159.]

4.2.3 Ankkurointi

Pääraudoitukset toimivat taivutetussa rakenteessa vetoteräksinä ja raudoitustangot tulee suunnitella siten, että teräkset on ankkuroitu vaikutusalueen ulkopuolelle riittävällä ankkurointipituudella vastaten ankkuroitavaa voimaa. Pääraudoitukselta vaadittavaan ankkurointipituuteen vaikuttaa raudoituksen teräsjännitys. Liian lyhyelti ankkuroitu raudoitus ei kykene takaamaan raudoitteen ja teräsbetonin yhteistoimintaa.

Raudoitukseen kohdistuva vetovoima määritetään tasapainoehdoilla, joissa otetaan huomioon laattaan kohdistuvien vinohalkeamien vaikutus, katso kuva 16 [4, s. 163].



Kuva 16. Vinohalkeamien mukainen vetovoimamalli [4, s. 163].

Ankkuroitava vetovoima F_s lasketaan kaavalla [4, s. 163]:

$$F_s = R \frac{z_e}{z_i} \quad (4.11)$$

Jossa:

R on pohjapaineen resultantti

z_i on sisäinen momenttivarsi, jossa voidaan käyttää arvoa $0.9d$.

d on raudoituksen tehollinen korkeus.

z_e on ulkoinen momenttivarsi, joka voidaan laskea kaavalla:

$$z_e = B \left(1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (4.12)$$

Jossa:

B on etäisyys laatan reunasta puristavaan voimaan

β on puristuspinnan suhteellinen korkeus.

Vaadittu raudoituksen poikkileikkauspinta-ala A_s tangon suuntaiselle vetovoimalle saadaan kaavalla:

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} \quad (4.13)$$

Jossa:

F_s on tankoon kohdistuva vetovoima

f_{yd} on raudoituksen mitoituslujuus.

Kaavan (4.13) perusteella valitaan raudoituksen halkaisija siten, että vaadittu raudoituksen poikkileikkauspinta-ala A_s täyttyy.

Ankkurointipituus

Ankkurointipituuden perusarvolla $l_{b.rqd}$ tarkoitetaan pituutta, joka tarvitaan ankkuroimaan tangossa esiintyvä voima. Tarvittava ankkurointipituus $l_{b.rqd}$ saadaan kaavan (4.14) avulla. Kaavassa ankkurointipituus määritetään teräksen täydelle myötölujuudelle f_{yd} . [5, s. 464.]

$$l_{b.rqd} = \frac{\emptyset \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \quad (4.14)$$

Jossa:

\emptyset on raudoituksen halkaisija

f_{yd} on raudoituksen mitoituslujuus

f_{bd} on tartuntalujuuden mitoitusarvo, joka saadaan seuraavalla kaavalla [4, s. 132]:

$$f_{bd} = 2.25 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot f_{ctd} \quad (4.15)$$

Jossa:

n_1	on tartuntaolosuhteista riippuva kerroin, jossa voidaan käyttää arvoa 1, kun on saavutettu hyvät olosuhteet. Muussa tapauksessa käytetään arvoa 0.7
n_2	riippuu tangon halkaisijasta ja voidaan käyttää arvoa 1, kun tangon halkaisija ≤ 32 mm
f_{ctd}	on betonin vetolujuuden mitoitusarvo.

Ankkurointipituudelle annetaan Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 minimiarvo $l_{b,min}$, jota ei saa kuitenkaan alittaa. Raudoitukseen ankkurointipituuden vähimmäisarvo [4, s. 134]:

$$l_{b,min} \geq \max[0.3l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm] \quad (4.16)$$

Jossa:

$l_{b,rqd}$	on tarvittava ankkurointipituus
ϕ	on raudoituksen halkaisija.

Pääraudoituksen ankkurointipituutta voidaan vielä pienentää käyttämällä Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 taulukosta 8.2 saatuja α -kertoimia [4]. Pääraudoitusten ankkuroinnin laskentaa on esitetty Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kohdassa 8.4 [4].

Ankkurointipituus voidaan määrittää yksinkertaistetulla taulukkomenetelmällä. Tässä työssä taulukkomenetelmää käytettiin torninosturin maanvaraisen laattaperustuksen pääraudoituksen ankkurointipituuden määrittämisessä. Taulukko on esitetty betonirakenteiden suunnitteluohjeessa RIL 202-2011 ja siinä olevassa taulukossa 8.2.1S. [7, s. 65.]

5 Paaluperustus

Paalut jaotellaan niiden toimintatapansa mukaan kitka-, koheesio- ja tukipaaluihin. Tukipaalutus on verrattavissa ristikkoon, jossa yksittäinen paalu on ristikkosauva. ristikkomallissa myös kitka- ja koheesiopaalujen paaluvoima oletetaan vakioksi koko paalun pituudelta. Paaluperustuksen kantavuus perustuu paalujen pituussuuntaiseen puristus- tai vetolujuuteen. [14.]

Paaluperustusta käytetään yleensä kun maan kyky kantaa yläpuolista rakennetta on heikko.

Torninostureiden paaluperustus toteutetaan pääsääntöisesti tukipaalujen varaan ja kuuluu seuraamusluokkaan CC2 tai CC3. Paalutusohjeen 2011 mukaisesti torninosturin paalutukset kuuluvat tapauskohtaisesti joko paalutustyöluokkaan PTL2 tai PLT3 siten, että olosuhteet geoteknisessä luokassa ovat vähintään GL2:n luokkaa (ks. taulukkoa 4 s. 16).

Paalut tulisi olla maahanlyönnin jälkeen mahdollisimman tarkasti suunnitellulla paikalla ja asennossa. Maahanlyönnin jälkeen paalujen päät katkaistaan siten, että paalujen päät jäävät laatan sisään noin 50-200 millimetriä. Paalut oletetaan olevan aina puristettuja, joten niiden yläpäättä ei tarvitse erikseen ankkuroida yläpuoliseen rakenteeseen. Laskennassa voidaan yksittäisen paalun yläpää ja laatan välinen liitos olettaa nivelelliseksi. [12.]

5.1 Geometrian määrittäminen

Torninosturin perustuksena käytetään usein tasapaksua ja suorakaiteen muotoista paalulaattaa, joka on yksinkertainen työmaan toteuttaa. Massiivista paalulaattaa voidaan mitoituksessa hyödyntää myös torninosturin alavastapainona. Torninosturin paalulaatta toteutetaan jäykkänä laattana.

Paalulaatassa maapohjan kantavuutta ei oteta huomioon rakenteen mitoituksessa muuten kuin erityistapauksissa. Tällaisissa tapauksissa laatan pohjapaineen voidaan olettaa jakautuvan lineaarisesti, kuten maanvaraisen perustuksen mitoituksessa aiemmin tässä opinnäytetyössä todettiin (ks. kuva 12).

Torninosturin anturalaattaa voidaan pitää jäykkänä rakenteena, joka ehkäisee epätasaista painumista paalujen välillä. Anturalaattaa voidaan pitää jäykkänä rakenteena, kun seuraavanlainen ehto toteutuu [16, s. 432]:

$$\frac{a}{h_f} \leq 1 \tag{5.1}$$

Jossa:

a on anturan ulkonema (ks. kuvaa 13)

h_f on anturan korkeus.

Torninosturin paalulaatta toteuttaa riittävän korkeana siten, että se voidaan toteuttaa leikkausraudoittamattomana rakenteena. Laatan geometriasta muodostuu jäykkä ja hyvän lävistyskapasiteetin omaava rakenne.

Laatan sivumitta määräytyy siten, että pääteräkset voidaan ankkuroidaan suorina tankoina ja paalun minimi reunaetäisyys toteutuu. Paalun reunanetäisyys tulisi normaalitapauksissa olla puolet paalun halkaisijasta tai paaluhatun reunasta lisättynä sallittu sijaintipoikkeama, joka on pysty- ja vinopaaluilla 100-150 mm:n riippuen paalun koosta. [15, s. 172-175.]

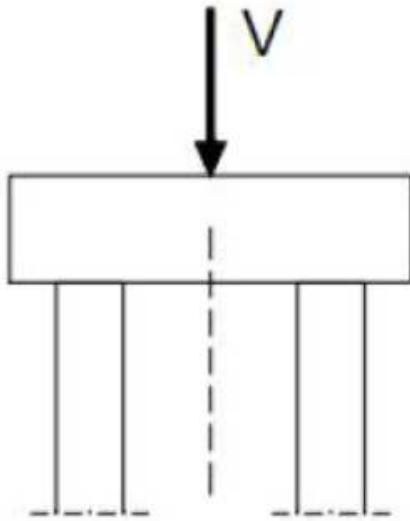
5.2 Paalukuormat

Tässä luvussa käsitellään geometrialtaan yksinkertaisia paalutuksia, joissa kappaleeseen vaikuttavien voimien määrittämiseen voidaan käyttää tasapainoyhtälöitä. Luvussa käsitellään pystysuoriin paaluihin kohdistuvia ulkoisia kuormia.

Tilanteessa, jossa paaluryhmä kannattelee jäykkää rakennetta, voidaan suunnittelussa ottaa huomioon rakenteen kyky siirtää kuormitusta tasan useammille paaluille. Rajatila saavutetaan silloin, kun merkittävä osa paaluista murtuu samanaikaisti. [1, s. 71.]

5.2.1 Pystykuormat

Optimaalinen kohta on kun pystysuuntainen kuorma vaikuttaa paaluryhmän painopisteeseen. Tilanteessa, joissa kaikkien paalujen jäykkyys on sama, voidaan paaluperustukseen vaikuttava pystysuuntainen kokonaiskuorma jakaa tasan kaikkien paalujen suhteen (ks. kuva 17).



Kuva 17. Pystysuuntaiseen paaluryhmään vaikuttava kokonaiskuorma [19, s. 66].

Yhteen paaluun vaikuttava kuorma voidaan laskea seuraavanlaisella kaavalla [14]:

$$N_i = \frac{V}{n} \quad (5.2)$$

Jossa:

V on pystysuuntainen kokonaiskuorma

n on paalujen lukumäärä.

5.2.2 Momenttikuormitus

Torninosturilla on aina paalujen painopisteeseen nähden epäkeskinen kuormitus. Kuormituksen epäkeskisyyttä e voidaan määrittää kaavan (5.3) avulla. Tapauksissa, joissa kuormitus tapahtuu paaluryhmän painopisteeseen nähden epäkeskisesti, voidaan yhteen paaluriviin kohdistuva kuormitus laskea kaavan (5.4) perusteella.

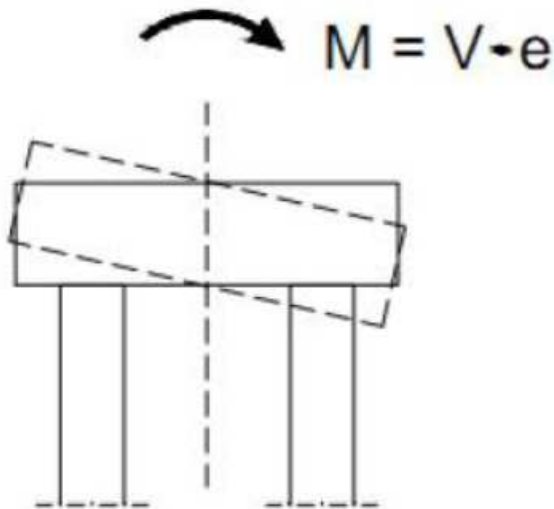
$$e = \frac{M}{V} \quad (5.3)$$

Jossa:

M on torninosturin momentti perustukseen

V on torninosturin pystysuuntainen normaalivoima.

Yksinkertaistetussa rakenteessa paaluihin aiheutuva kuormitus määräytyy pystysuuntaisten voimien tasapainoehdon mukaan. Tilanteessa, jossa epäkeskinen kuorma ei ole painopisteakselilla aiheuttaa se paaluun joko puristusta tai vetoa (ks. kuva 18).



Kuva 18. Epäkeskisestä normaalivoimasta aiheutuva taivutusmomentti [19, s. 66].

Yllä olevan kuvan 18 yhteen paaluun vaikuttava kuorma, epäkeskisestä normaalivoimasta voidaan laskea alla olevalla kaavalla (5.4). Yksittäisten paalujen momenttivarret sijoitetaan kaavaan etumerkkeineen. [14.]

$$N_i = \frac{M}{\sum r_i^2} \cdot r_i \quad (5.4)$$

Jossa:

r_i on epäkeskisyys, joko x - tai z -akselin suunnassa

M on taivutusmomentti.

5.2.3 Avaruustapaus

Avaruustapauksella tarkoitetaan tässä tilannetta, jossa tasajäykille paaluille vaikuttaa symmetrisen kokonaiskuorman lisäksi taivutusmomenttia kahteen suuntaan [14].

Yhdistämällä kaavat (5.2) ja (5.4) saadaan johdettua avaruustapauksessa yhteen paaluun vaikuttava kuorma [14]:

$$N_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y}{\sum r_{zi}^2} r_{zi} \pm \frac{M_z}{\sum r_{yi}^2} r_{yi} \quad (5.5)$$

Jossa:

- V on pystysuuntainen kokonaiskuorma
- M on momentti, joko x - tai z -akselin suunnassa
- n on paalujen lukumäärä
- r_{yi} on tarkasteltavan paalun etäisyys painopisteakselista y -akselin suunnassa
- r_{zi} on tarkasteltavan paalun etäisyys painopisteakselista z -akselin suunnassa.

Paalutuksen painopisteakselin paikka lasketaan alla olevilla yhtälöillä. Yhtälöiden tulos jaetaan paalujen lukumäärällä, jolloin painopisteen paikka määräytyy. Edellytyksenä kaavoilla kuitenkin on, että y - ja z -akselit ovat kappaleen pääjäyhyysuuntia [14]:

$$\sum r_{yi} = 0 \quad (5.6)$$

$$\sum r_{zi} = 0 \quad (5.7)$$

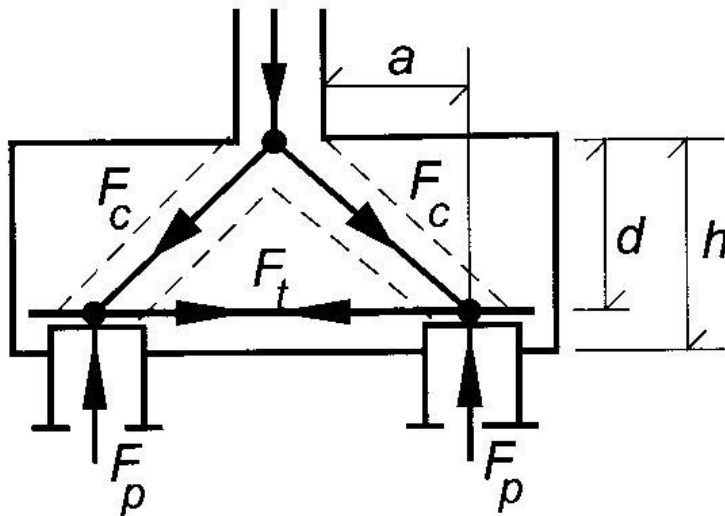
Jossa:

- r_{yi} on tarkasteltavan paalun etäisyys painopisteakselista y -akselin suunnassa
- r_{zi} on tarkasteltavan paalun etäisyys painopisteakselista z -akselin suunnassa.

Edellä käydyillä kaavoilla voidaan määrittää helposti geometrialtaan yksinkertaisten paalutusten paalukuormia. Normaalisissa talonrakentamisen paaluperustuksen mitoituksessa voidaan näitä kaavoja pitää riittävänä. Tässä opinnäytetyössä ei pidetä aiheellisena käydä läpi kaikkiin tapauksiin soveltuvia kaavoja, joita ovat esimerkiksi kaavat, joissa samassa paaluryhmässä olevien paalujen pituudet ja jäykkyydet ovat keskenään erilaiset tai osa paaluista on vinoja.

5.3 Raudituksen määrittäminen

Paaluanturan vetoraidituksen määrittämiseksi voidaan käyttää yksinkertaistettua ristikkomallia. Ristikkomallissa pystysuuntainen voima jaetaan veto- ja puristusdiagonaaleihin, joiden risteys kohtaa kutsutaan solmuksi. Ristikkomallissa tarkoituksena on määrittää solmun kestävyys. Kuvassa 19 on esitetty yksinkertaisen paaluanturan ristikkomalli. [5, s. 454.]



Kuva 19. Paaluanturan Ristikkomalli [5, s. 455].

Yksinkertaisessa tapauksessa voidaan vetoteräksiin kohdistuva vetovoima määrittää seuraavalla kaavalla:

$$F_t = F_p \frac{a}{z} \quad (5.8)$$

Jossa:

F_t on rauditukseen kohdistuva vetovoima

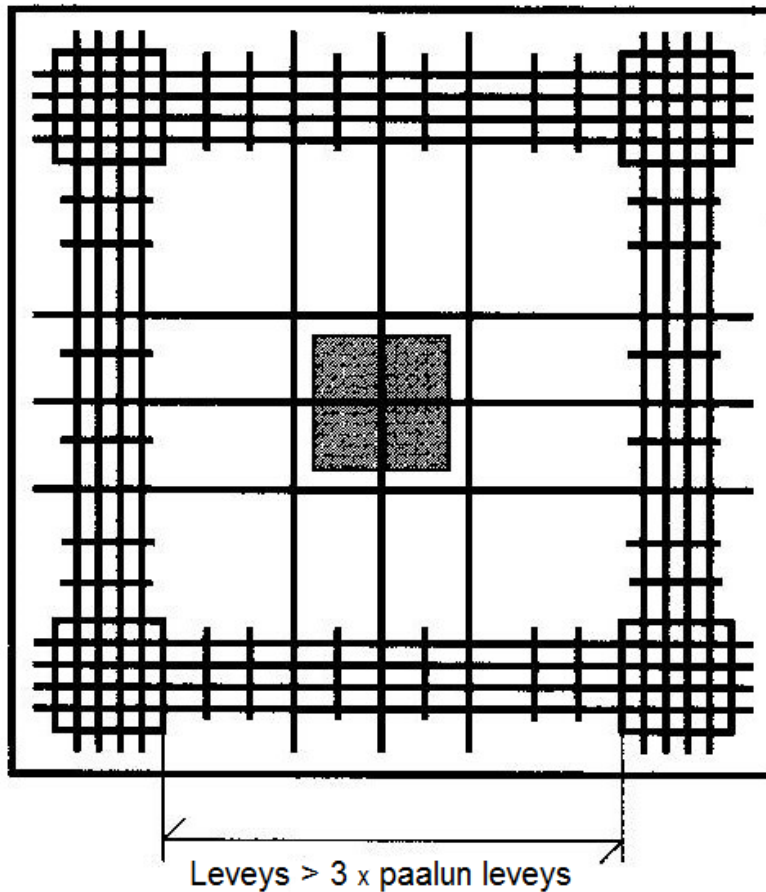
F_p on paalukuorma

a on anturan ulkonema (ks. kuva 13)

$z=0.8d$, jossa d on raudoituksen tehollinen korkeus.

Vaadittava raudoituksen poikkileikkauspinta-ala A_s saadaan, kun raudoitukseen kohdistuva voima F_t jaetaan raudoituksen mitoituslujuudella f_{yd} .

Paalujen välin ollessa enemmän kuin kolme kertaa paalun sivumitta, sijoitetaan osa raudoituksesta paalujen väliin. Kuvassa 20 esitetään vetoraudoituksen sijoittelu paalujen välille.



Kuva 20. Vetoterästen sijoittaminen [5, s. 457].

Raudoituksen ankkurointipituus määritetään tämän työn kohdan 4.2.3 mukaan. Paaluperustuksessa ankkurointipituus mitataan sisimmäisestä vetoteräksestä, kuten kuvasta 21 voidaan nähdä. [5, s. 457.]

5.4 Ripustusraudoitus

Torninosturin kuormien siirtyminen paaluille varmistetaan erillisellä ripustusraudoituksella. Ripustusraudoitus mitoitetaan leikkausvoimalle kaavalla [5, s. 456]:

$$V_{sv.Ed} = \frac{V}{1.5 \cdot n} \quad (5.9)$$

Jossa:

V on pystysuuntainen kokonaiskuorma

n on paalujen lukumäärä.

Tarvittava raudoituspinta-ala saadaan [5, s. 456]:

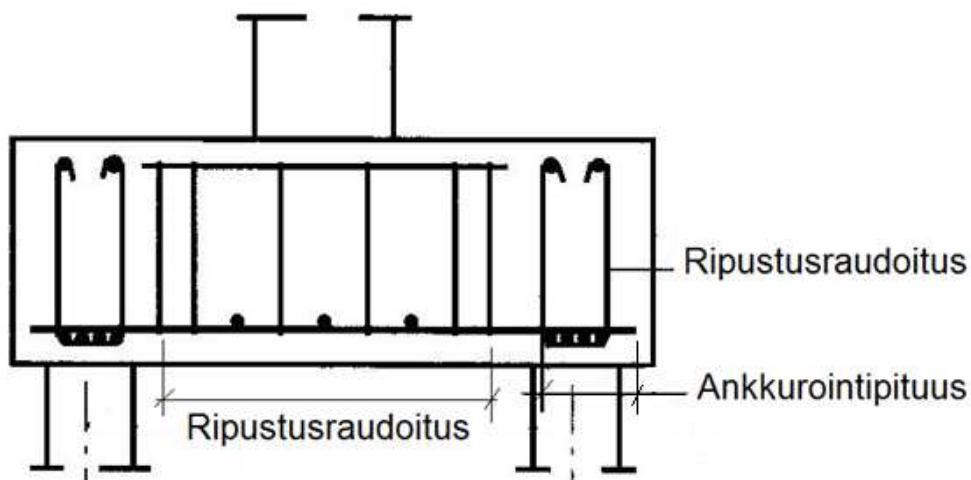
$$A_s = \frac{V_{sv.Ed}}{f_{yd}} \quad (5.10)$$

Jossa:

$V_{sv.Ed}$ on ripustusraudoituksen leikkausvoima

f_{yd} on raudoituksen mitoituslujuus.

Tuloksena saadaan, paalujen vapaavälille vaadittu raudoitusmäärä (ks. kuva 21).



Kuva 21. Vetoterästen ankkurointipituus ja ripustusraudoitusten sijoittelu [5, s. 457].

5.5 Pulttiliitos

Torninosturin alaosan kiinnitys laattaan tulee olla riittävän jäykkä siten, että pulttiin kohdistuva vetovoima ei ylitä sallittua arvoa. Pulttiliitoksen osalta tässä opinnäytetyössä keskityttiin perustuksen päälle kiinnitettävän torninosturin tuentakehikon pulttien vetokestävyyden mitoitukseen (ks. Kuva 22). [20, s. 335.]



Kuva 22. Perustuksen ja tuentakehikon välinen pulttiliitos [kuva, Jan Wallenius].

Pultin varren suuntaisen vedon mitoitusehto on [20, s. 335]:

$$F_{t.Ed} \leq F_{t.Rd} \quad (5.11)$$

Jossa:

$F_{t.Ed}$ on pultin varren suuntainen veto

$F_{t.Rd}$ on pultin vetokestävyyden mitoitusarvo.

Pultin vetokestävyys $F_{t.RD}$ lasketaan kaavalla [20, s. 335]:

$$F_{t.RD} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (5.12)$$

Jossa:

k_2 on 0.9. Uppokantaruuveilla 0.63

f_{ub} on pultin murtolujuus

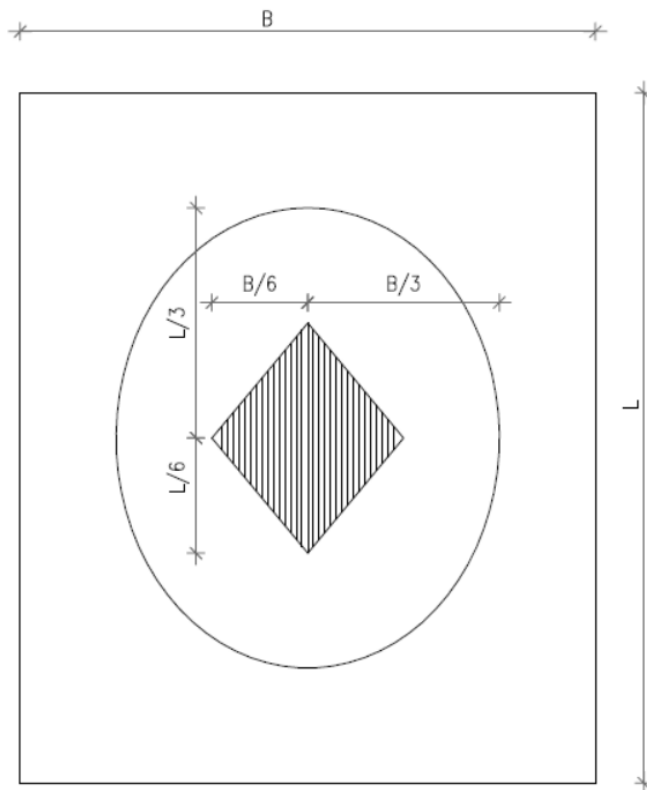
A_s on pultin jännityspinta-ala

γ_{M2} on kestävyden osavarmuusluku. Liitoksissa käytetään arvoa 1.25.

6 Sydänalue

Sydänalue on kappaleen tason muodosta riippuvainen alue, jonka suuruus ja muoto määräytyvät kappaleen geometriasta. Mitoituksessa tulisi pyrkiä tilanteeseen, jossa pystykuormituksen resultantti on sydänalueen rajoittamalla alueella, jolloin koko pohjan ala on puristettuna. Tästä voidaan kuitenkin poiketa siten, että pystykuormituksen resultantti on sellaisen ellipsin sisällä, jonka puoliakselit ovat peruslaatan sivumitoista kolmasosan ja keskipiste on anturan keskipiste (ks. kuva 22). [2, s, 109.]

Sydänalueen sisällä vaikuttava epäkeskinen voima aiheuttaa maapohjan ja kappaleen rajapintaan puristusta koko pinta-alalla. Sydänalueen tutkiminen tulee ajankohtaiseksi silloin, kun maapohjan ja perustuksen välisen kosketuspinnan ei oleteta kestävän vetoa tai ankkurointi ei ole mahdollista. Lisäksi voidaan olettaa, kun voima on sydänalueen ulkopuolella niin, maapohjan ja kappaleen välinen rajapinta aukeaa. Alla olevassa kuvassa 22 viivoitettu alue esittää tyypillistä poikkileikkauksen sydänkuviota. [14.]



Kuva 23. Anturan tasolla esiintyvä sydänkuvio ja ellipsi.

Seuraavaksi tässä opinnäytetyössä käydään läpi sydänalueen määrittämistä. Osa kaavoista on johdettu, joten kaavojen käyttöä tai niiden soveltamista muissa laskelmissa ei suositella.

Yksinkertaisena lausekkeena kappaleeseen kohdistuvan kuormituksen ollessa epäkeskinen, voidaan jännityksen suuruus laskea poikkileikkauksessa kaavalla [14]:

$$\delta = \frac{N}{A} + M_y \frac{x}{I_y} + M_x \frac{y}{I_x} \quad (6.1)$$

Kaavassa momentit lasketaan pääjäyhysakselien x ja y suhteen. Poikkileikkauksen momentin laskemisessa otetaan huomioon myös epäkeskisestä normaalivoimasta aiheutuva momentti. [14.]

$$M_y = N x_n \quad (6.2)$$

$$M_x = N y_n \quad (6.3)$$

Vastaavasti jännitys satunnaisessa pisteessä koordinaatilla x tai y saadaan kaavalla [14].

$$\delta = \frac{N}{A} + N \cdot x_n \frac{x}{I_y} + N \cdot y_n \frac{y}{I_x} \quad (6.4)$$

Kun kaavassa käytetään jäyhyysäteiden neliötä, joka on:

$$i^2 = \frac{I}{A} \quad \rightarrow \quad I = i^2 \cdot A \quad (6.5)$$

Saadaan seuraavanlainen jännityksen lauseke:

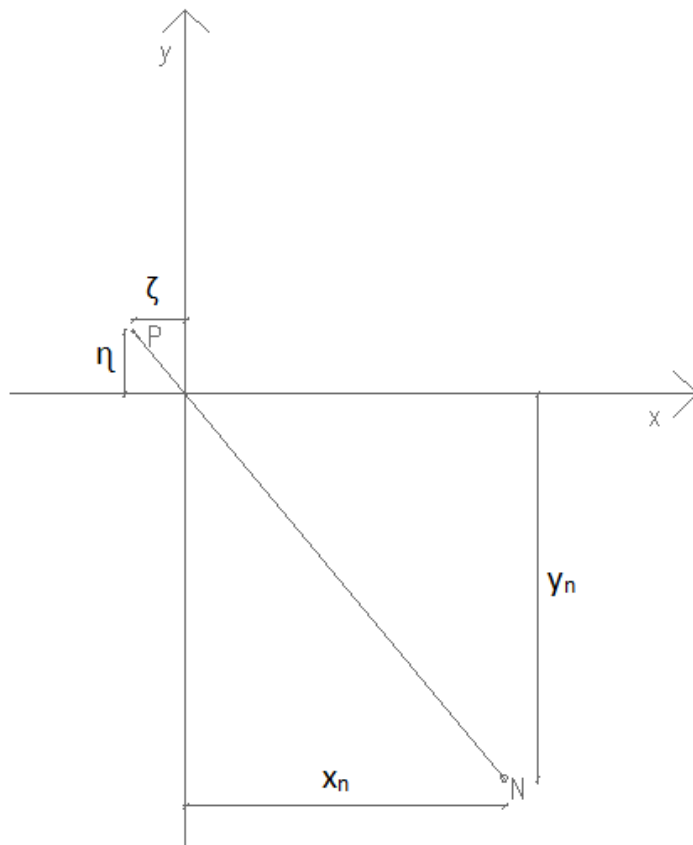
$$\delta = \frac{N}{A} + N \cdot x_n \frac{x}{i_y^2 \cdot A} + N \cdot y_n \frac{y}{i_x^2 \cdot A} \quad (6.6)$$

Kyseisellä lausekkeella voidaan määrittää jännitys, halutussa pisteessä x_n ja y_n [14].

6.1 Neutraaliakseli

Neutraaliakselilla kuvataan suoraa, jossa tason jännitys on sama kuin voiman vaikutusalueella. Neutraaliakseli liikkuu aina samassa suunnassa painopisteen negatiivisella puolella tasoa kuormittavan voimaan nähden. Toisaalta, jos neutraaliakseli on tiedossa, voidaan tästä määrittää kääntäen voimanvaikutuspiste.

Kuvassa 24 on esitetty tasoon kohdistavan voiman N aiheuttama jännitys pisteessä P yhtä suuret jännitykset. Neutraaliakselin sijainnin määrittämiseksi asetetaan tason x - ja y -koordinaatin leikkauspisteet vuorollaan nolliksi, jolloin voidaan määrittää sydäntä rajoittaman alueen kärkipisteet. [14.]



Kuva 24. Pisteiden P ja N samat tasoa vaikuttavat jännityspisteet

Jännityksen ollessa nolla, saadaan neutraaliakselin sijainti muodostettua koordinaatista leikkauspisteiden suhteen yhtälöllä [14]:

$$0 = 1 + \frac{x}{i_y^2} \frac{x_n}{x_n} + \frac{y}{i_x^2} \frac{y_n}{y_n} \quad (6.7)$$

Alla olevat kaavat ovat leikkauskohdat x - ja y -akselilla. Kaavat on johdettu neutraaliakselin sijainnin kaavasta (6.7) [14].

$$y = 0$$

$$\zeta = -\frac{i_y^2}{x_n} \quad (6.8)$$

$$x = 0$$

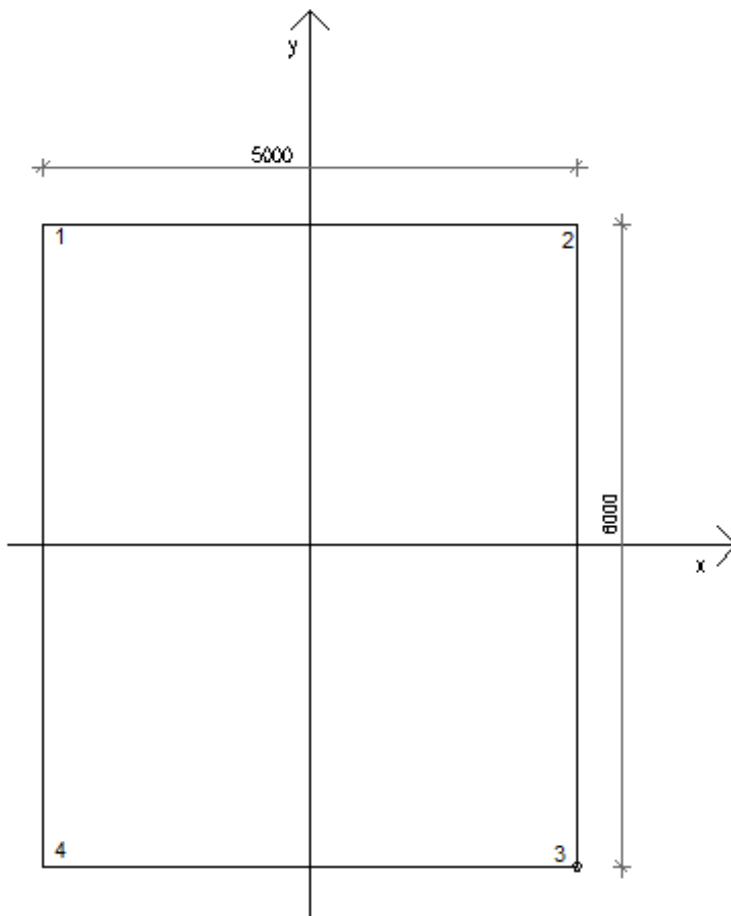
$$\eta = -\frac{i_x^2}{y_n} \quad (6.9)$$

Kaavojen (6.8) ja (6.9) avulla voidaan määrittää neutraaliakselin sijainti koordinaatissa. Samalla tavalla kaavoja voidaan käyttää kappaleen neutraaliakselin määrittämiseen. Tämä saadaan johdettua, kun kappaleeseen kohdistuvan voiman etäisyys origosta on suhteessa kääntäen neutraaliakselin sijaintiin nähden. [14.]

$$d = \frac{1}{\sqrt{\frac{y_n^2}{i_x} + \frac{x_n^2}{i_y}}} \quad (6.10)$$

6.2 Sydänalueen laskentaesimerkki

Tässä kappaleessa määritetään suorakaiteen muotoiseen kappaleeseen muodostuvan sydänalueen rajaama alue. Kuvassa 25 esitetään laskettavan kappaleen mitat. Apuna sydänalueen määrittämisessä käytetään neutraaliakseleita.



Kuva 25. Esimerkilaskelmassa käytettävän laatan geometria.

Profiilina laskentaesimerkissä on suorakaiteen muotoinen, sivumitoiltaan 6 metriä kertaa 5 metriä.

$$A = 6m \cdot 5m = 30m^2$$

$$I_Y = \frac{b h^3}{12} + (b h e_p^2) = 62.5m^4$$

$$I_x = \frac{b h^3}{12} + (b h e_p^2) = 90m^4$$

Merkintä e_p on etäisyys akselista, josta jäyhyysmomentti lasketaan.

1. Taulukossa 10 on kappaleen nurkkapisteiden etäisyydet x - ja y -koordinaatissa (origosta). Nurkkapisteiden avulla voidaan määrittää sydänkuvion rajoittama alue.

Taulukko 10. Nurkkapisteiden etäisyys painopisteakselista.

Nurkka	1	2	3	4
Piste				
x_n [m]	-2.5	2.5	2.5	-2.5
y_n [m]	3.0	3.0	-3.0	-3.0

2. Lasketaan pisteen 3 (ks. kuva 25), kaavoja (6.8) ja (6.9) hyväksi käyttäen, vastaan kohdistuvan sydänkuvion nurkkapiste. On huomattava, että symmetriasta johtuen voidaan loput sydänkuvion nurkkapisteet päätellä. Taulukossa 11 on laskennasta saatujen nurkkapisteiden arvot.

$$\zeta = -\frac{i_y^2}{x_n} = -\frac{2.083...}{2.5} = 0.83...$$

$$\eta = -\frac{i_x^2}{y_n} = -\frac{1.73...}{-3} = 1$$

Jossa:

i_i^2 on jäyhyysäteen neliö (kaava 6.5)

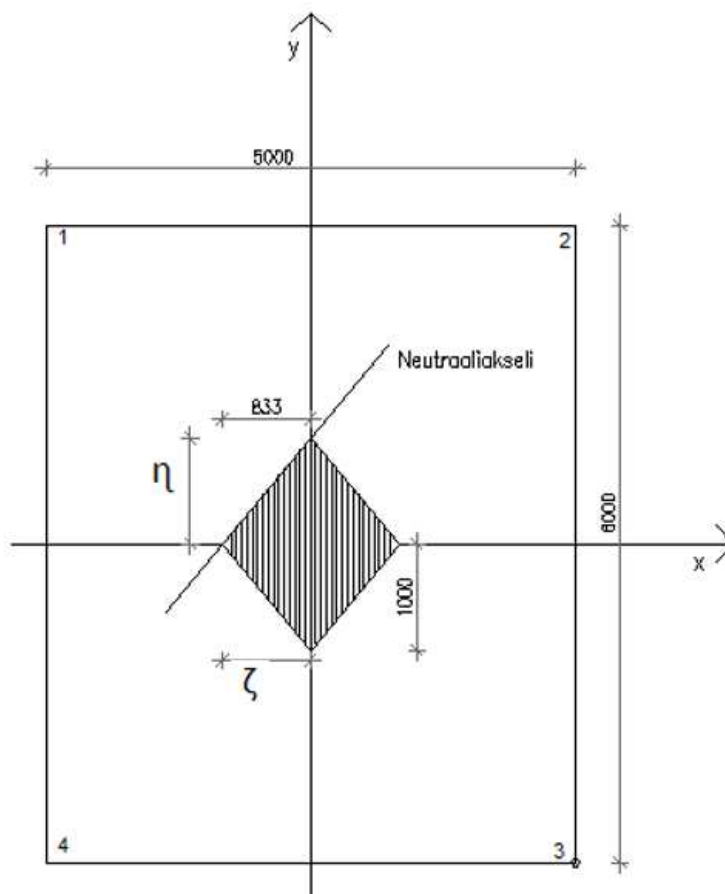
x_n on nurkkapisteen etäisyys x -akselin painopisteeltä

y_n on nurkkapisteen etäisyys y -akselin painopisteeltä.

Taulukko 11. Kappaleen nurkkapistettä vastaavat sydämen kärkipisteet.

Nurkka	1	2	3	4
Piste				
ζ [m]	0.83...	-0.83...	-0.83...	0.83...
η [m]	-1	-1	1	1

3. Kuvasta 26 viivoitettu alue kuvaa neutraaliakseleiden muodostamaa sydäneluetta. Muodosta voidaan todeta, että kuvio vastaa aiemmin tässä työssä esitettyä tyypillistä sydäneluetta.



Kuva 26. Esimerkkitapauksen sydänelue ja neutraaliakselin sijainti.

7 Laskentapohjat

Tämän työn tavoitteena on tuottaa laskentapohja sekä maanvaraiseen laattaperustukseen että paalulaattaperustukseen. Laskentapohjat tehdään Mathcad-ohjelmalle. Ohjelman avulla voidaan määrittää suorakaiteen muotoisen symmetrisen ja epäkeskisesti kuormitetun torninosturinperustuksen raudoitus sekä geometria.

Laskentapohjien laskenta perustuu torninosturin toimittajan ja geosuunnittelijan antamiin arvoihin, joita ovat muun muassa torninosturin normaalivoimat ja momentit sekä sallittu pohjapaine. Laskentapohjat määrittävät lähtöarvojen perusteella pienimmän sallitun laatan pinta-alan, jolle raudoitus sekä ankkurointi tai paaluperustuksessa paalut määritetään. Lähtöarvot syötetään laskentapohjassa punaisella merkittyihin kohtiin.

Laskentapohjista on yritetty tehdä mahdollisimman lyhyitä ja yksiselitteisiä siten, että suunnittelijan ei tarvitse tarkistaa montaa eri kohtaa tai yhtälöä tehdessään päätöstä käytettävästä perustuksesta. Laskentapohjat perustuvat Eurokoodien SFS-EN 1990, SFS-EN 1992-1-1 ja SFS-EN 1997 sekä Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 mukaiseen suunnitteluun. Laskentapohjassa osa kaavoista on johdettuja, jonka takia käyttäjällä on syytä olla tietoa syötettävien arvojen vaikutuksesta lopputulokseen. Edellä on esitetty laskentapohjien toimintaa sekä laskelmia valitusta torninosturista.

Laskentapohjan luominen aloitettiin tutustumalla torninosturin toimittajalta saatuihin laskentaesimerkkeihin. Lisäksi tutkittiin eri torninosturin valmistajien antamia kuormitustaulukoita sekä torninosturin käyttöön liittyvää materiaalia, joita ovat muun muassa kokoonpanopiirustukset ja kokoamisohjeet. Laskentapohjat toteutetaan lähes kokonaan laitetoimittajan antaman kuormitustaulukon mukaan. Rakennesuunnittelijan tehtäväksi jää anturan koon sekä vaadittavan raudoituksen mitoitus. Seuraavissa luvuissa käsitellään antura- sekä paalulaatan mitoitusta laskentapohjassa. Mitoitus tapahtuu tilanteessa, jossa perustuksiin vaikuttaa epäkeskinen normaalivoiman.

7.1 Maanvarainen laattaperustus

7.1.1 Lähtöarvot

Laskentapohjan alussa on käyttäjän pitänyt valita nosturityyppi ja määrittää nosturin koukkukorkeus ja ulottuma (ks. kuva 5 s. 5), joiden perusteella kuormitustaulukosta valitaan laskentapohjaan lähtöarvot.

Käyttäjä varmistaa torninosturin toimittajalta lähtöarvot ja syöttää ne laskentapohjaan. Kuormitustaulukon arvot on syytä sijoittaa oikein, koska laskentapohja ei pysty havaitsemaan virheellisiä arvoja. Alla on lueteltu laskentapohjaan syötettäviä lähtöarvoja ja kuvasta 27 on esitetty laattaperustuksen rakenne ja muuttujat:

Kuormitus:

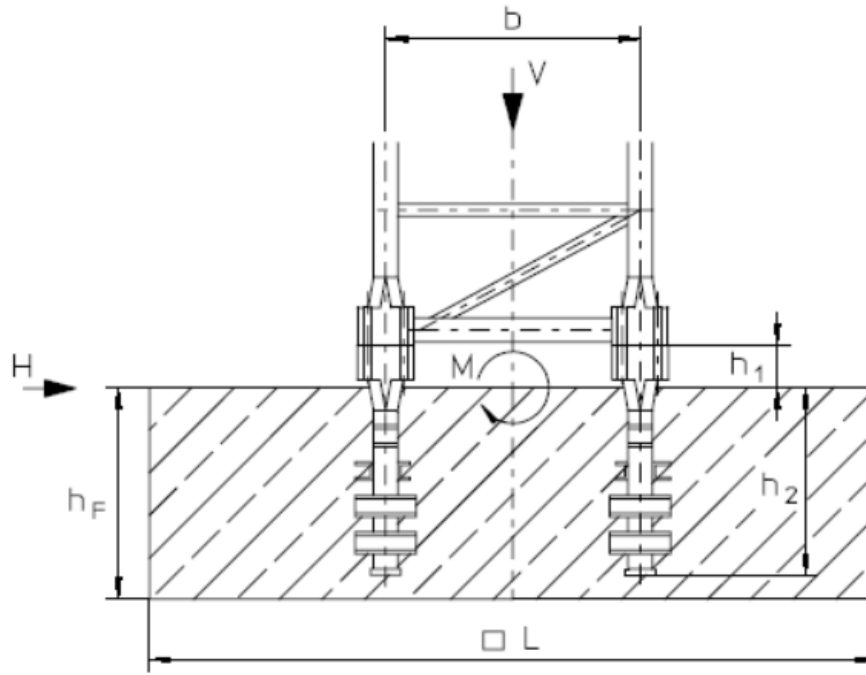
- Alavastapainon massa (F_k)
- Normaalivoima levossa (V_s) ja käytössä (V_w)
- Vaakakuorma levossa (H_s) ja käytössä (H_w)
- Momentti levossa (M_s) ja käytössä (M_w)
- Maanpaine ($\sigma_{sallittu}$)
- Arvio laatan leveydestä (L).

Tuentakehikon mitat:

- Leveys (b)
- Korkeus (h_f).

Betoni:

- Ominaispuristuslujuus (f_{ck})
- Keskimääräinen vetolujuus (f_{ctm})
- Ominaisvetolujuus ($f_{ctk.005}$).



Kuva 27. Maanvaraisen laattaperustuksen rakenne, muuttajat ja tukikehikko [21].

Taulukossa 12 käy ilmi tässä esimerkissä käytettävän torninosturin kuormitukset. Esimerkilaskelmissa käytetään sallittuna maanpaineena ($\sigma_{sallittu}$) 140 kN/m² kohden.

Taulukko 12. Torninosturin kuormitustaulukko.

Koukkukorkeus [m]	Nosturi käytössä			Nosturi levossa		
	M [kNm]	H [kN]	V [kN]	M [kNm]	H [kN]	V [kN]
37.3	2662	30	802	3882	75	682

7.1.2 Rakennemalli

Laskentapohjassa ei tehdä erillisiä kuormitusyhdistelyvertailuja. Torninosturin toimittajalta saatujen tietojen perusteella torninosturin kuormitustaulukot sisältävät jo tarvittavat osavarmuusluvut. Ainoa varmuuskerroin, jota laskentapohjassa käytetään, on pysyviin kuormiin eli laattaan sekä alavastapainoon lisätty osavarmuusluku. Pystysuuntaiset normaalivoimat sekä momentit, joiden sijainti anturalaatan

poikkileikkauksesta nähdään kuvassa 27, lasketaan seuraavilla kuvan 28 esittämällä kaavoilla:

<i>Normaalivoimat</i>	$V_{d,w} := V_w + \gamma_{G;stb} \cdot h_f \cdot L^2 \cdot g_c + \gamma_{G;stb} \cdot F_k = 2408.259 \text{ kN}$
	$V_{d,s} := V_s + \gamma_{G;stb} \cdot h_f \cdot L^2 \cdot g_c + \gamma_{G;stb} \cdot F_k = 2288.259 \text{ kN}$
<i>Momentti</i>	$M_{d,w} := M_w + H_w \cdot h_f = 2709.145 \text{ m} \cdot \text{kN}$
	$M_{d,s} := M_s + H_s \cdot h_f = 3999.862 \text{ m} \cdot \text{kN}$

Kuva 28. Laskentapohjassa lasketut mitoituskuormat.

Kuvassa:

w on indeksi, jolloin torninosturi on käytössä

s on indeksi, jolloin torninosturi on levossa

V pystykuorma

H vaakakuorma

M perustukseen vaikuttava momentti

F alavastapainon ominaisarvo

h_f perustuksen korkeus

g_c teräsbetonin tilavuuspaino

L laatan leveys

$\gamma_{G;stb}$ pysyvän vakauttavan kuorman osavarmuusluku.

7.1.3 Laatan mitoitus

Torninosturin pystyssä pysymisen edellytyksenä on, että kuormien resultantti ei saa ylittää arvoa $L/3$ ja sallittu maanpaine ei ylitä. Laatan mitoituksen tarkoituksena on saada pienin sallittu sivumitta, jolla maanpaine ei kasva yli sallitun. Mitoituksessa verrataan

torninosturin kuormitusta levossa sekä käytössä ja kummassakin tapauksesta määritetään anturan geometria ja jännitys jakauma anturan pohjalle.

Kuvassa 29 on laskentapohjan näkymä, jossa on yhtälöparin avulla laskettu laatan pienintä sallittua leveyttä, kun torninosturi on käytössä.

$$V_{d.w} - 0.5 \cdot L_w \cdot (3 \cdot c_w) \sigma_{sallittu} = 0$$

$$M_{d.w} - 0.5 \cdot L_w \cdot 3 \cdot c_w \cdot \sigma_{sallittu} \cdot \left(\frac{L_w}{2} - c_w \right) = 0$$

Kuva 29. Laatan leveyden ja jännitys jakauman määrittäminen.

Kuvassa:

$V_{d.w}$ käytössä olevan torninosturin normaalivoima. Katso kuva 28

$M_{d.w}$ momentti, kun torninosturi on käytössä. Katso kuva 28

$\sigma_{sallittu}$ sallittu maanpaine

L_w pienin sallittu laatan sivumitta, kun torninosturi on käytössä

c_w kolmasosa jännitys jakauman pituudesta torninosturin ollessa käytössä.

Tuloksena saadaan käytössä olevalle torninosturille, laatan pienin sallittu sivumitta L . Tämän lisäksi yhtälöparin avulla saadaan laatan alapinnan ja maapohjan rajapinnassa olevan jännitys jakauman pituus c , jota käytetään, kun määritetään tuentakehikon kohdalla olevaa jännitystä. Torninosturin laatan pienin sallittu sivumitta ja kolmasosa jännitys jakauman pituudesta on esitetty kuvassa 30.

$$tulos = \begin{bmatrix} \text{käytössä} \\ \text{levossa} \\ \text{käytössä} \\ \text{levossa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} L_w \\ L_s \\ c_w \\ c_s \end{bmatrix} \quad tulos = \begin{bmatrix} 6.081 \\ 6.734 \\ 1.953 \\ 1.679 \end{bmatrix} \text{ m}$$

Kuva 30. Torninosturin pienin sallittu sivumitta ja kolmasosa jännitys jakauman pituudesta.

Kuvassa:

L on laatan sivumitta

c on kolmasosa jännitysjakautaman pituudesta.

Sydänalue

Laskentapohjassa tutkitaan lisäksi tapausta, jossa kuormitus on sydänalueella. Laskennassa etsitään laatalle pienin mahdollinen sivumitta, jolla kuormituksen resultantti pysyy sydänalueella ja laatta on koko pohjan alalta puristettu.

Kuvan 31 tuloksista voidaan päätellä, kun kuormien resultantti tuodaan sydänalueen reunalle, joudutaan laatan sivumittaa kasvattamaan. Tästä voidaan päätellä, että epäkeskisen kuorman pakottaminen sydänalueen sisälle ei ole torninosturin mitoituksessa kustannustehokas ratkaisu. Laskentapohjan sydänalueen laskentaa voidaan kuitenkin soveltaa muihin laskentatapauksiin, jossa epäkeskisyyttä ei kasva liian suureksi kuten esimerkiksi tukimuurin mitoituksessa.

$$tullos_s = \begin{bmatrix} \text{käytössä} \\ \text{levossa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} L_w \\ L_s \end{bmatrix} \quad tullos_s = \begin{bmatrix} 6.526 \\ 10.13 \end{bmatrix} m \quad \begin{array}{l} \sigma_{d.1.w} = 117.125 \text{ kPa} \\ \sigma_{d.1.s} = 46.268 \text{ kPa} \end{array}$$

Kuva 31. Laatan sivumitta ja jännitys reunalla kun alapinta on koko alalta puristettu.

Kuvassa:

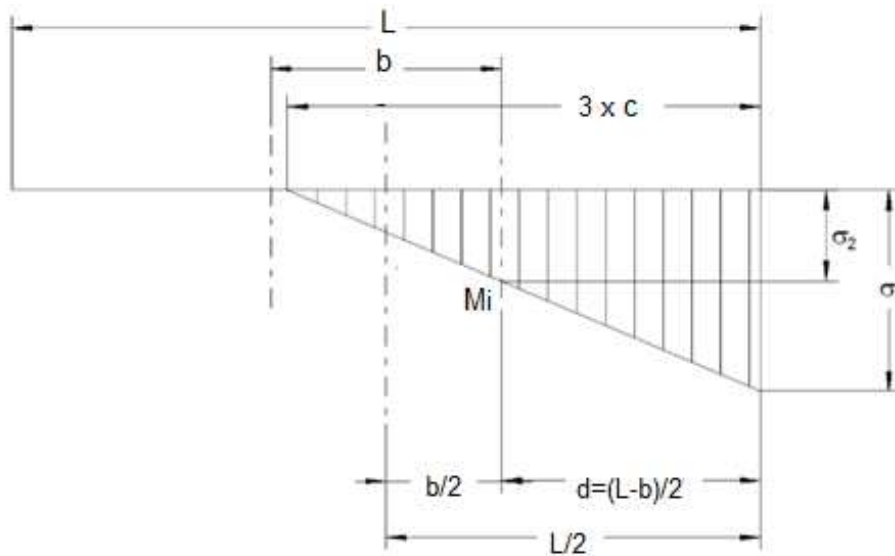
$\sigma_{d.1.w}$ on jännitys laatan reunalla, kun torninosturi on käytössä

$\sigma_{d.1.s}$ on jännitys laatan reunalla, kun torninosturi on levossa

$tullos_s$ laskentapohjan määrittämä laatan pienin sivumitta, kun torninosturi on käytössä ja levossa.

7.1.4 Taivutus

Taivutusraudoitus lasketaan ulokkeen periaatteella. Jännitys lasketaan torninosturin kiinnityspisteen kohdalle, johon määritetään laattaan vaikuttava momentti. Kuvasta 32 nähdään jännitysjakautama ja lisäksi momentin M_i sijainti suhteessa kiinnityspisteeseen.



Kuva 32. Periaatekuva jännitysjaumasta laatan alapinnassa [20].

Laskentapohja määrittää jännityksen torninosturin tuentakehikon kohdalle kaavalla, joka on esitetty kuvassa 33.

$$\sigma_{keh.w} := \frac{\sigma_{1.w}}{tulos_2} \cdot \left(tulos_2 - \frac{tulos_0 - b}{6} \right)$$

$$\sigma_{keh.s} := \frac{\sigma_{1.s}}{tulos_3} \cdot \left(tulos_3 - \frac{tulos_1 - b}{6} \right)$$

Kuva 33. Jännitys tuentakehikon kohdalla.

Kuvassa:

$\sigma_{1.w}$ maksimi jännitys laatan reunalla, kun torninosturi on käytössä

$\sigma_{1.s}$ maksimi jännitys laatan reunalla, kun torninosturi on levossa

b torninosturin tuentakehikon leveys

$tulos_i$ saadaan tuloksesta, joka on esitetty kuvassa 30. Indeks*i* on rivinumero.

Edellä käytyjen laskutoimitusten pohjalta laskentapohja määrittää tuentakehikon kohdalla olevan momentin. Momentin perusteella pääraudoitus määritetään aiemmin tässä työssä esitetyn kohdan 4.2.1 mukaan. Kuvassa 34 on laskentapohjan näkymä, jossa momentti määritetään.

$$M_{keh.w} := b_m \cdot \left(\sigma_{keh.w} \cdot \left(\frac{b_m \cdot d_w}{2} \right) - (\sigma_{1.w} - \sigma_{keh.w}) \cdot \left(\frac{b_m \cdot d_w}{3} \right) - g_c \cdot h_f \cdot \left(\frac{b_m \cdot d_w}{2} \right) \right) = 17.532 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$M_{keh.s} := b_m \cdot \left(\sigma_{keh.s} \cdot \left(\frac{b_m \cdot d_s}{2} \right) + (\sigma_{1.s} - \sigma_{keh.s}) \cdot \left(\frac{b_m \cdot d_s}{3} \right) - g_c \cdot h_f \cdot \left(\frac{b_m \cdot d_s}{2} \right) \right) = 78.448 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Kuva 34. Momentti tuentakehikon kohdalla.

Kuvassa:

b_m	1 metri
$\sigma_{keh.w}$	tuentakehikon kohdalla oleva jännitys, kun torninosturi on käytössä
$\sigma_{keh.s}$	tuentakehikon kohdalla oleva jännitys, kun torninosturi on käytössä
d	anturan reunan ja tuentakehikon välinen etäisyys. Katso kuva 32
$\sigma_{1.w}$	jännitys laatan reunalla, kun torninosturi on käytössä
$\sigma_{1.s}$	jännitys laatan reunalla, kun torninosturi on levossa
h_f	perustuksen korkeus
g_c	betonin tilavuuspaino.

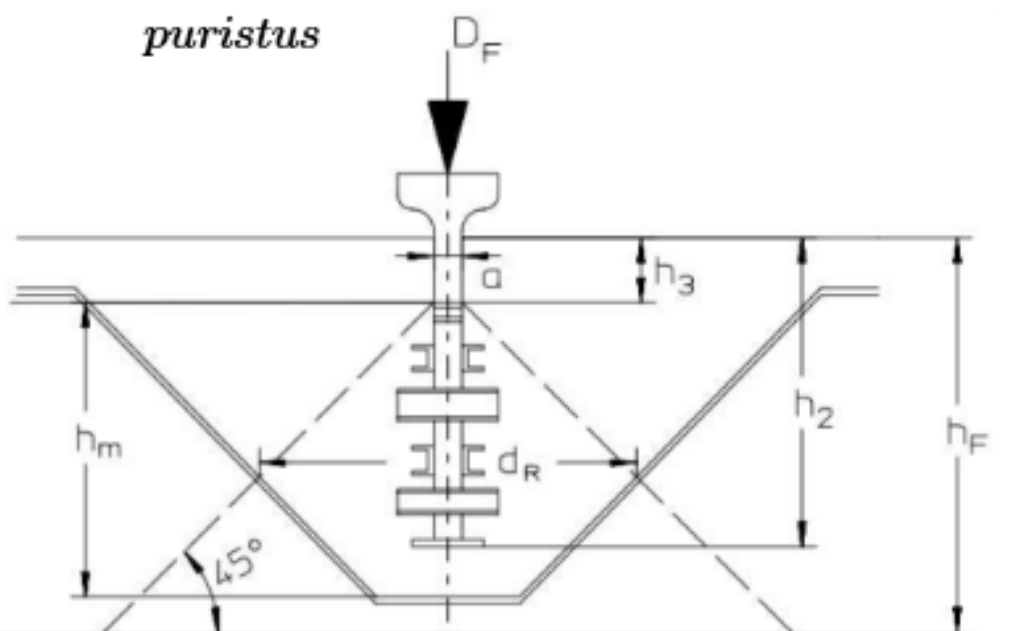
7.1.5 Lävistys ja ankkurointi

Laskentapohjassa lasketaan yhteen kiinnityspisteeseen kohdistuvat suurimmat puristusjäännityksen D_f ja vetojäännitykset Z_f kun torninosturi on käytössä ja levossa. Kuvassa 35 on torninosturin ankkurointijalat, joihin jännitykset laskentapohjassa määritetään.



Kuva 35. Perustuksen sisälle asennettavat ankkurointijalat [kuva, Petri Rantanen].

Laskentapohja valitsee arvoista suurimman, jolla vaadittu leikkausraudoitus määritetään. Arvojen perusteella määritetään vaadittu leikkausraudoitus. Kuvassa 36 on esitetty periaatekuva torninosturin kiinnityspisteestä, johon kohdistuu joko puristus- tai vetojännitystä.



Kuva 36. Yhden kiinnityspisteen periaatekuva [21].

Suomi ei toistaiseksi noudata Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaista lävistysmitoitusta. Tästä johtuen lävistyskapasiteetti lasketaan Suomen kansallisessa liitteessä esitetyn menetelmän mukaan, joka vastaa vanhaa Suomen RakMk B4 menetelmää.

Laskentapohja mitoittaa leikkauskapasiteetin kautta vaadittavan raudoituksen ja tarvittaessa osaa huomioida tilanteen, jossa raudoitusta ei tarvita (katso kuva 37).

5.4 Leikkauskapasiteetti:

$$V_{c.puristus} := \frac{k \cdot \beta \cdot (1 + 50 \cdot \rho_{laatta}) \cdot u_{antura} \cdot (h_f - c_{min}) \cdot f_{ctm}}{b_m} = 16548.284 \text{ kN} \quad [2.38 \text{ RakMk B4}]$$

$$V_{c.veto} := \frac{k \cdot \beta \cdot (1 + 50 \cdot \rho_{laatta}) \cdot u_{antura.veto} \cdot (h_f - c_{min}) \cdot f_{ctd}}{b_m} = 382.616 \text{ kN} \quad [2.38 \text{ RakMk B4}]$$

5.5 Lävistysraudoitusta puristuksen ja vedon osalta tarvita jos:

$$D_c := \max(|D_{f,w}|, |D_{f,s}|) \geq V_{c.puristus} = 0 \quad 1 = \text{tarvitaan raudoitus}$$

$$Z_c := \max(|Z_{f,w}|, |Z_{f,s}|) \geq V_{c.veto} = 1 \quad 1 = \text{tarvitaan raudoitus}$$

Jos leikkausraudoitusta tarvitaan lasketaan leikkauskapasiteetti ja vaadittu raudoitusmäärä kaavoilla:

$$V_{vaad} := \max(|D_{f,w}|, |D_{f,s}|) - 0.25 \cdot V_{c.puristus} = -2580.213 \text{ kN} \quad [2.39 \text{ RakMk B4}]$$

$$A_{s.d.puristus} := \frac{V_{vaad}}{f_{yd}} \cdot D_c = 0 \text{ mm}^2$$

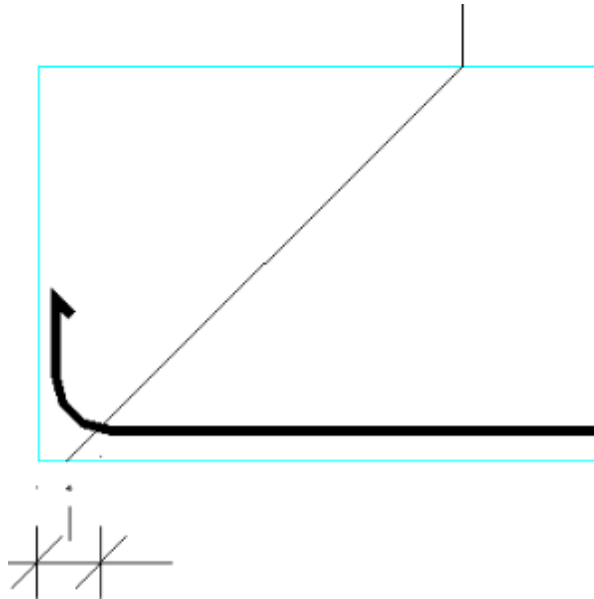
$$V_{vaad} := \max(|Z_{f,w}|, |Z_{f,s}|) - 0.25 \cdot V_{c.veto} = 1120.204 \text{ kN} \quad [2.39 \text{ RakMk B4}]$$

$$A_{s.d.veto} := \frac{V_{vaad}}{f_{yd}} \cdot Z_c = 2576.469 \text{ mm}^2$$

Kuva 37. Näkymä leikkausraudoituksen laskennasta laskentapohjassa.

Ankkurointi

Laskentapohja mitoittaa valitulle raudoitukselle tarvittavan ankkurointipituuden. Ankkurointipituuden laskentaan laskentapohjassa on esiasennettu betoni C30/37 sekä T20 terästanko. Ankkuroitavien terästen vaadittu ankkurointipituus i määräytyy torninosturin kiinnityspisteestä anturan alareunaan 45 asteen kulman ulkopuolella (ks. kuva 38). Raudoituksen tulee olla tämän kohdan ulkopuolella vähintään ankkurointipituuden verran. Tapauksissa, joissa raudoitusta ei voida asentaa suorina, joudutaan teräkset taivuttamaan vaadittavan ankkurointipituuden verran anturan reunalta ylös. Vaadittu ankkurointipituus laskentapohjassa määritetään betonirakenteiden suunnitteluohjeen RIL 202-2011/by61 ja siinä olevan taulukon 8.2.1S mukaan. [7.]



Kuva 38. Pääraudoituksen ankkurointi.

7.2 Paaluperustus

7.2.1 Lähtöarvot

Paaluperustuksen laskentapohjan toiminta on samankaltainen kuin maanvaraisen perustuksen laskentapohja. Laskentapohjaan syötetään torninosturin toimittajalta saadut lähtöarvot, josta ohjelma määrittää paalukuormat.

Laskentapohjan oletuksena on, että jäykkää laattaa kannattelee kahdeksaa paalua, joiden pituudet ja poikkileikkaukset ovat samoja. Lähtöarvojen perusteella laskentapohja määrittää jokaiselle paaluryhmän paalulle paalukuorman. Paalukuormat laskentapohja määrittää kahdessa erilaisessa tapauksessa, jotka määräytyvät torninosturin puomin asennon perusteella.

Laskentapohjaan syötettäviä lähtöarvoja ovat:

Kuormitus:

- Alavastapainon massa (F_k)
- Normaalivoima levossa (V_s) ja käytössä (V_w)
- Vaakakuorma levossa (H_s) ja käytössä (H_w)
- Momentti levossa (M_s) ja käytössä (M_w)

- Arvio paalulaatan sivumitasta (L)
- Paalun sallittu mittapoikkeama (Δ_p).

Tuentakehikon mitat:

- Leveys (b)
- Korkeus (h_f).

Betoni:

- Ominaispuristuslujuus (f_{ck})
- Keskimääräinen vetolujuus (f_{ctm})
- Ominaisvetolujuus ($f_{ctk.005}$).

7.2.2 Laatan mitoitus

Laatan geometrian määrittäminen laskentapohjassa on hieman monimutkaista. Jotta laatan mitat voidaan määritetään, täytyy laskentapohjaan antaa alustava arvio laatan sivumitasta. Tästä laskentapohja määrittää laatan sivumitan kaksi kertaa, jossa ensimmäisellä keralla saatu tulos tulee olla lähellä alustavaa arviota. Käyttäjän pitää muuttaa arviota laatan leveydestä, jos arvio poikkeaa oleellisesti laskentapohjan ensimmäisestä tuloksesta. Lopullisen laatan sivumitan pohjalta laskentapohja määrittää kaavalla (4.4) paalulaatan korkeuden.

Vaikka laskentapohja lopussa antaa tarkemman tuloksen laatan leveydestä, vaikuttaa tämä oleellisesti paalukuormin. Tapauksissa, joissa paalukuormat ylittyvät, joudutaan paalujen sallittua mittapoikkeamaa lähtöarvoissa kasvattamaan, joka myös vaikuttaa laatan leveyteen. Tällainen järjestely johtuu Mathcad-ohjelman laskennasta, koska ohjelma laskee tulokset aina etukäteen syötettyjen tai laskettujen arvojen pohjalta.

7.2.3 Paaluryhmä

Paaluryhmän sijoittelussa havaittiin opinnäytetyön teon alussa huomattavia eroja paaluihin kohdistuvan kuormituksen kannalta. Torninosturin paaluryhmän sijoittelussa päästään harvoin tilanteeseen, jossa missään paaluryhmän paalussa ei esiintyisi vetoa ja toteutus olisi taloudellista kannattavaa. Tästä huolimatta voidaan hyvällä suunnittelulla

ja kokemuksen tuomalla tiedolla suunnitella taloudellinen perustus ja vetopaalujen kuormia pienentää tai poistaa kokonaan.

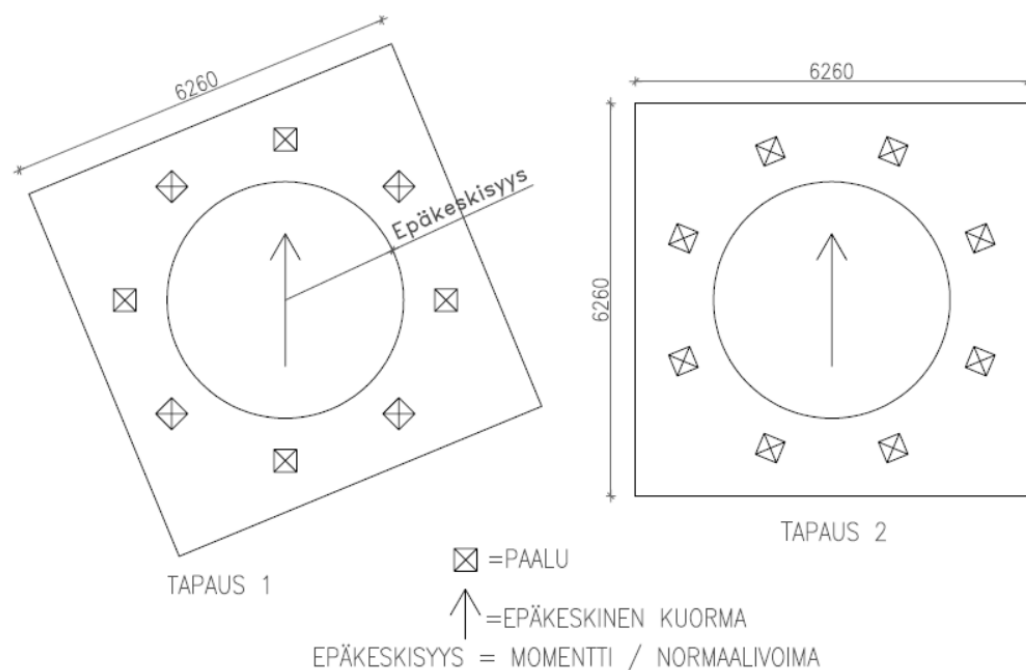
Paalujen voimasuureiden laskennan pohjana on tässä opinnäytetyössä aiemmin käydyt paalukuormiin esitetyt kaavat. Edellä esitellään tutkimuksen aikaisia tuloksia ja vertaillaan eri paaluryhmän sijoittelusta aiheuttamia kuormituseroja.

Paalun sijoittelu kehään

Esimerkin alussa keskityttiin paaluryhmään, joka sijoittuu ympyrän muotoon epäkeskisyyssalueen reunalle. Tämän tarkoituksena oli minimoida yksittäiseen paaluun kohdistuvaa negatiivista paalukuormaa.

Koska paalukuormien laskenta perustuu normaaliin statiikkaan, on järkevää suunnitella epäkeskisen kuormituksen kuormittama laatta siten, että mahdollisimman moni paaluryhmän paaluista saisi rasisusta momentista.

Aluksi tutkittiin tapausta, jossa paaluryhmän paaluille vaikuttaisi mahdollisimman samankaltainen voima, torninosturin asennosta riippumatta. Luonnollinen sijoittelu tällaiselle tapaukselle on sijoittaa paalut ympyrän muotoon. Mitoituksen periaate ja kuormituksen suunta voidaan nähdä kuvassa 39.



Kuva 39. Periaatekuva 8 paalun ryhmästä ympyrään sijoitettuna.

Paalujen toimintaan vaikuttaa oleellisesti torninosturin puomin sijainti suhteessa paaluryhmään, joka johtaa jatkuvaan ulkoisen momentin suunnan muutokseen ja samalla kunkin paalun kuormiin.

Taulukossa 13 on esitetty kahdeksan paaluryhmän kuormittaman perustuksen maksimi- ja minimikuormat sekä alavastapainon vaikutus mitoitukseen. Taulukon 13 arvot ovat saatu tilanteessa, jossa paaluryhmä on sijoitettu ympyrän muotoon.

Taulukko 13. Ympyrän muotoon sijoitettujen paalujen kuormat.

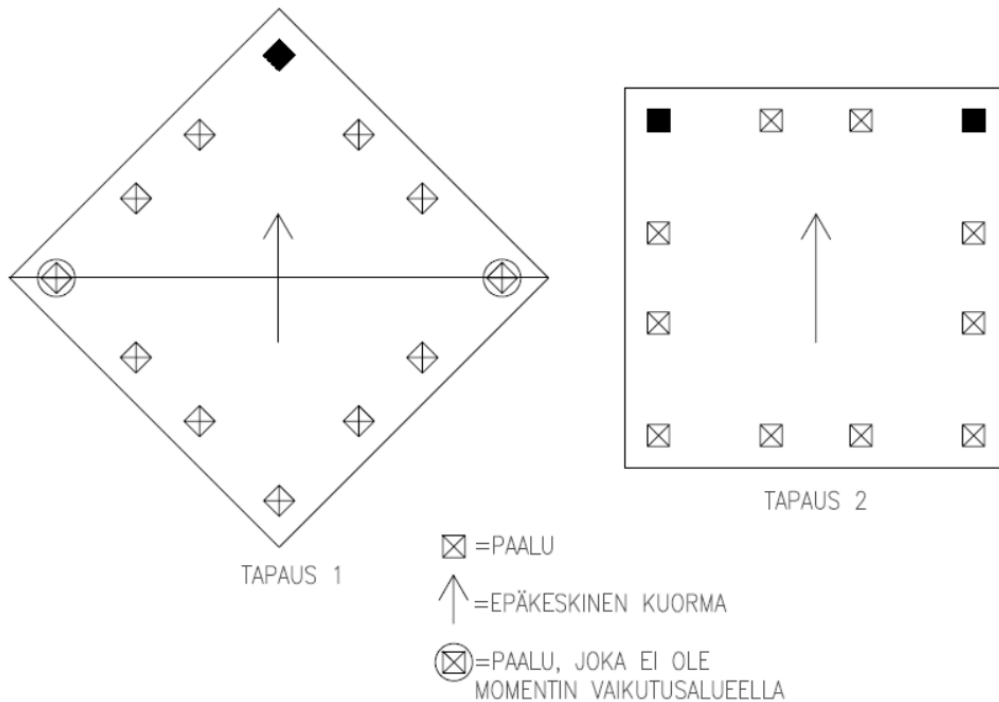
Kuormitus	Pohjan pinta-ala: [m ²]	Laatan korkeus: [m]	Epäkeskisyys: e_d [m]	Paalukuormat: [kN]	
				Tapaus 1	Tapaus 2
Normaalivoimat: $[V_d]$ 1826.7 kN Momentti: $[M_d]$ 3635.4 kNm	39.25	1.318	1.99	Min: -76	Min: -54
				Max: 515	Min: 493
Alavastapainon vaikutus $[F_k]$ 500kN				Min: -66	Min: -39
				Max: 630	Min: 603

Taulukossa negatiivinen arvo tarkoittaa, että jokin paaluryhmän paaluista on niin sanottu vetopaalu. Tämä ei kuitenkaan pidä paikkansa, koska paalut eivät ole ankkuroitu maaperään. Luotettavamman tuloksen aikaansaamiseksi tulisi vedetyt paalut poistaa ja suorittaa laskenta uudestaan.

Kahdeksan paalua suorakaiteen muodossa

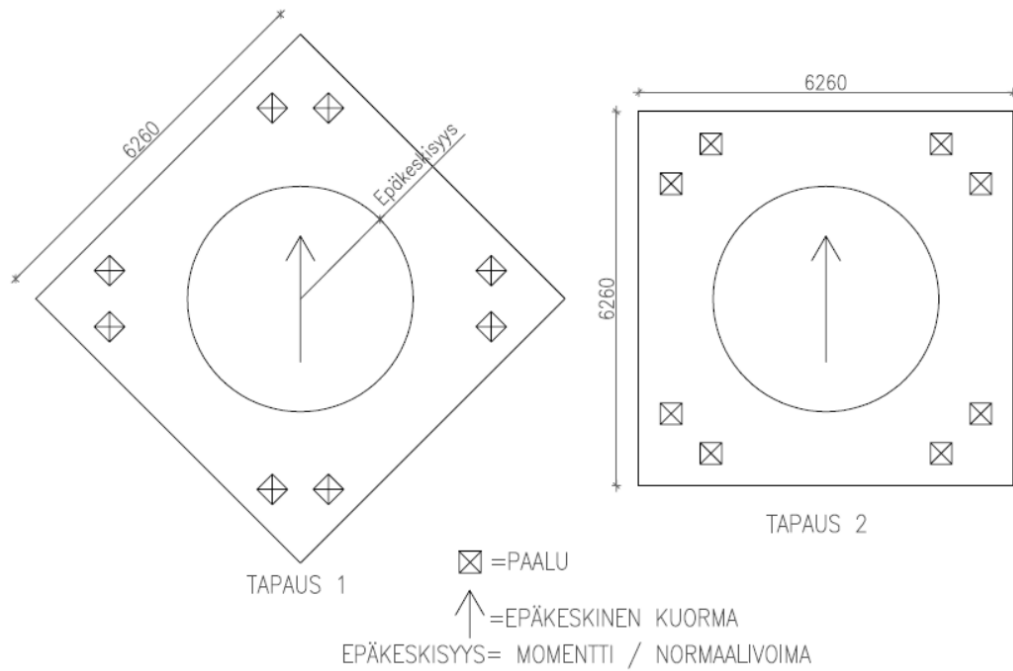
Normaalisti on totuttu tilanteeseen, jossa paaluja on 12 ja niiden sijoittelu tapahtuu kuvan 40 mukaisesti. Laskelmien perusteella tällaista järjestelyä voidaan järkevästi käyttää vain

tapauksessa, jossa pystysuuntaisen kuorman suhde momenttiin on oleellisesti suurempi. Tämä johtuu siitä, että neljän paalun lisääminen ei oleellisesti lisää paaluryhmän momenttikestävyyttä, vaan nurkkiin sijoitetuista paaluista ainoastaan yksi paalu toimii aktiivisena tapauksessa 1. Aktiivinen paalu on kuvassa 40 esitetty tummennettuna. Perustuksen symmetriasta johtuen olisi järkevintä lisätä paaluja aina kahdella kerrottuna, jolloin paaluja ei tarvitse sijoittaa laatan nurkkiin.



Kuva 40. Periaatekuva 12 paalun sijoittelusta.

Edellä käydyn perusteella voidaan todeta, että neljän paalun lisääminen kahdeksaan paaluun ei tuo kuin yhden paalun hyödyn. Tästä johtuen on taloudellisempaa pyrkiä kasvattamaan paalulaatan kokoa paalukuormien pienentämiseksi. Seuraavaksi tutkitaan tilannetta, jossa paalut sijoitetaan laatan reunalle kuvan 41 mukaisesti.



Kuva 41. Suositeltavampi tapa sijoittaa paalut torninosturin paaluperustukseen.

Esimerkkilaskelmien mukaan tämä on taloudellisin vaihtoehto paalujen sijoitteluun, koska mahdollisimman moni paaluista on momentin vaikutuksen alueella. Alla olevasta taulukosta 14 voidaan havaita sijoittelusta saatava hyöty.

Taulukko 14. Suorakaiteen muodossa oleva 8 paalun ryhmä.

Kuormitus	Pohjan pinta-ala: [m ²]	Laatan korkeus: [m]	Epäkeskisyyden e_d [m]	Paalukuormat: [kN]	
				Tapaus 1	Tapaus 2
Normaalivoimat: [V_d] 1826.7 kN Momentti: [M_d] 3635.4 kNm	39.25	1.318	1.99	Min: 34	Min: -13
				Max: 405	Min: 452
Alavastapainon vaikutus [F_k] 500kN				Min: 56	Min: 5
				Max: 508	Min: 559

Taulukossa negatiivinen arvo tarkoittaa, että jokin paaluryhmän paaluista on niin sanottu vetopaalu. Tämä ei täysin pidä paikkansa, koska paalut eivät ole ankkuroitu maaperään. Luotettavamman tuloksen aikaansaamiseksi tulisi vedetyt paalut poistaa ja suorittaa laskenta uudestaan.

Vertailulaskelma

Tehdään vertailulaskelma (taulukko 15) kahden edellä käydyn kahdeksan paaluryhmän kanssa. Vertaillaan ympyrän muotoisen paaluryhmän kuormia siten, että etsitään pienin mahdollinen pohjan pinta-ala, jossa tapauksen 2 paalukuorma on lähellä 5 kN:n kuormaa. Tuloksena (taulukko 15) on esitetty laatan tilavuus, joka on yleensä rakentamisen kannalta oleellisempaa tietoa kuin laatan sivumitta.

Taulukko 15. Kahden erimallisen paaluryhmän vertailu.

Kuormitus		Laatan tilavuus: [m ³]	Epäkeskisyys: e_d [m]	Paalukuormat: [kN]	
				Tapaus 1	Tapaus 2
Normaalivoimat: $[V_d]$ 1826.7 kN	Tavoite tulos	51.73	1.99	Min: 56 Max: 508	Min: 5 Min: 559
	Saavutettu tulos	58.55 (+6.8)	1.99	Min: -19 Max: 583	Min: 5 Max: 560

Paalukuormia saadaan kasvatettua, kun paaluryhmän halkaisijaa ja samalla laatan kokoa kasvatetaan. Tällöin normaalivoima V_d tulee määrääväksi ja momentin M_d vaikutus pienenee. Tuloksesta nähdään paalukuorman lisäämisestä johtuva laatan tilavuuden muutos.

12 paalun ryhmässä havaittiin sama reaktio, kuin edellä käydyssä vertailussa. Geometriasta johtuen kahdentoista paalun ryhmässä vertailu johti käsin laskennassa jopa huomattavasti suurempiin eroihin tavoite tulokseen nähden.

7.2.4 Lävistys

Paalulaatta suunnitellaan riittävän korkeaksi siten, että läpileikkautumista ei pääse tapahtumaan. Lävistyskapasiteetin tarkistus on kuitenkin aina syytä tarkastaa, jotta lopullinen laatan korkeus voidaan määrittää.

Laskentapohjassa lävistyskapasiteetti määritetään samalla tavalla kuin maanvaraisessa perustuksessa. Poikkeuksena on, että laskentapohja ei määritä tarvittavaa leikkausraudoitusta paalulaatalle. Sen sijaan oletetaan suunnittelijan muuttavan laatan korkeutta, jotta läpileikkautuminen ei tulisi määrääväksi.

7.2.5 Taivutus

Paalulaatan taivutustarkastelussa vetoterästen määrittämiseen käytettiin ristikkomalliin perustuvaa mitoitusta. Laskentapohja mitoittaa tarvittavan vetoterästen poikkipinta-alan paalujen yli meneville kaistoille. Ristikkomalliin perustuva mitoitus on esitetty tämän työn kohdassa 5.3. Vetoterästen vaadittu ankkurointipituus laskentapohjassa määritetään betonirakenteiden suunnitteluohjeen RIL 202-2011/by61 ja siinä olevan taulukon 8.2.1S mukaan.

Torninosturin kuorman siirtäminen paaluille varmistetaan ripustusraudoituksilla, joiden mitoituksessa käytetään torninosturin pystysuuntaista voimaa. Laskentapohja määrittää vaaditun ripustusraudoituksen poikkipinta-alan tämän työn kohdan 5.4 mukaan. Tarvittava raudoitusmäärä jaetaan tasan paalujen väliin jäävälle vapaalle alueelle.

7.2.6 Pulttien mitoitus

Laskentapohja käyttää samaa laskentatapaa tuentakehikon pulttien tukireaktion määrittämiseksi kuin paalukuormien määrittämisessä. Voima, joka siirtyy anturaan pulttiliitoksen kautta, saadaan pultin varren suuntainen vetovoima selville. Laskentapohja määrittää pultin vetokestävyyden tämän työn kohdan 5.5 mukaan.

7.3 Yhteenveto

Torninosturi voidaan perustaa maanvaraisen laatan tai paalulaatan päälle. Torninosturin perustuksen mitoituksessa käytetään levossa ja käytössä olevia kuormia. Näiden perusteella määritellään perustuksen geometria.

Torninosturin maanvarainen anturalaatta ja paalulaatta mitoitetaan hieman eri tavalla. Maanvaraisessa anturalaataassa maanpaine pidetään määrävänä, jonka perusteella anturalaatan geometria määritetään. Paalulaatan geometrian määrittämisessä reunaehtoja on kaksi. Ensimmäiseksi paalun kantokykyä ei saa ylittää ja toiseksi paaluryhmän sisällä ei voida sallia vetopaaluja. Paalukuormia laskettaessa, tulisi laskelmien välissä vedetyt paalut poistaa ja toistaa laskelmaa niin kauan, että yhdessäkään paalussa ei esiinny vetoa. Yleisenä periaatteena voidaan pitää, mitä suurempi pohjanpinta-ala on, sen vakaampaan lopputulokseen päästään. Tästä huolimatta torninosturin perustus tulisi suunnitella siten, että se on taloudellista toteuttaa.

8 Lopputulokset

Opinnäytetyön tavoitteena oli toteuttaa Mathcad-laskentapohjat maanvaraiselle anturalaatalle ja paaluperustukselle. Laskentapohjien tavoitteena oli määrittää perustuksille tulevat rasitukset ja kestävyudet. Laskentapohjien yhteyteen on tehty taulukko, jossa esitetään eri kokoluokan torninostureiden anturan geometria ja raudoitukset. Laskentapohjista pyrittiin tekemään käytön kannalta yksinkertaisia niin, että välituloksia on helppo seurata. Lisäksi opinnäytetyön tavoitteena oli luoda sekä maanvaraisesta perustuksesta että paaluperustuksesta detaljipiirustukset ja esittää rakenne- ja geosuunnittelijan vastuunjako rakentamisvaiheessa.

Eurokoodiin perustuvissa laskentapohjissa kaavat pyritään johtamaan toivottuun lopputulokseen ilman välivaiheita. Osassa kaavoja on lisätty ohjeita, joissa käyttäjän tulee tarkistaa lähtöarvojen oikeellisuus ja mahdollisesti muuttaa niitä. Käyttäjälle tarpeettomat laskentavaiheet on asetettu laskentapohjassa välilehden taakse piiloon.

Laskentapohjien luomisessa huomattiin työn edetessä, että kyseisen ohjelman käytettävyydessä on hieman hankaluuksia. Lähtöarvojen syöttäminen vaadittuun soluun

on hankalaa ja tämä saattaa sotkea laskentajärjestelmää, jonka seurauksena laskennassa tapahtuu virhe. Lisäksi laskentapohja ei toimi toivotulla nopeudella.

Edellä käydyistä perustamistavoista luotiin yrityksen käyttöön detaljipiirustukset. Detailjit ovat ohjeellisia ja niiden käytön tarkoituksena on olla mallipohjana suunnittelijoille.

Tutkimuksen aikana ei löytänyt suoraa vastausta siihen, miten suunnittelijoiden vastuut rakentamisvaiheessa jakautuisivat. Kuitenkin onnistuneen rakennushankkeen edellytyksenä on osallistuvien suunnittelijoiden välinen yhteistyö siten, että jokainen osapuoli noudattaa niin sanottua hyvää rakentamistapaa.

Esimerkkilaskelmien perusteella voidaan todeta, että lopputulos muuttuu merkittävästi jo pienestäkin sivumitan muutoksesta. Erityisesti paalulaatan laskennassa, kun leveyden määrittäminen aloitetaan sen karkealla arviolla, saattaa arvio vaikuttaa oleellisesti lopullisiin paalukuormiin. Laatan sivumitta määräytyy aina levossa olevan torninosturin kuormituksen perusteella, joten puomin pituudella ja siinä olevalla kuormituksella ei ole vaikutusta perustuksen mittoihin. Jatkoselvityksissä tulisi vielä tarkentaa paalujen sijoittamista ja niihin kohdistuvia kuormia käyttäen esimerkiksi FEM-ohjelmaa. Tällöin tämän työn tulokset toimivat hyvänä lähtökohtana jatkoselvityksille.

Yleisesti voidaan olettaa, että paalulaatan ja maanvaraisen anturalaatan käyttö on jatkuvassa kasvussa. Sitä vastoin radalla kulkevien torninostureiden käyttö tulee vähenemään ahtaiksi käyvien rakennuspaikkojen seurauksena. Tarkoilla laskelmilla perustuskustannuksiin saadaan säästöä ja samalla taataan turvallinen tapa toteuttaa torninosturin perustus, jossa tämän työn tulokset toimivat hyvänä lähtökohtana.



Kuva 42. Kuvassa torninosturi perustukseen kiinnitettynä [kuva, Jan Wallenius].

Lähteet

- 1 SFS-EN 1997-1, Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2005.
- 2 RIL 207- 2009, Geotekninen suunnittelu, eurokoodin EN 1997 – 1 suunnitteluohje, Suomen rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, 2009.
- 3 SFS-EN 1990, Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2006.
- 4 SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu, Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2006.
- 5 Leskelä Matti V., Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, BY 210. Jyväskylä. Gummerus Kirjapaino Oy 2008.
- 6 Suomen Betoniyhdistys ry., Betonitekniikan oppikirja 2004, BY 201. Jyväskylä. Gummerus Kirjapaino Oy 2009.
- 7 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, RIL 202- 2011, Betonirakenteiden suunnitteluohje, BY 61. Saarijärven Offset Oy, 2011.
- 8 Jääskeläinen Raimo. Geotekniikan perusteet. Jyväskylä. Gummerus Kirjapaino Oy 2009.
- 9 Rantamäki Martti, Jääskeläinen Raimo, Tamminrinne Markku. Geotekniikka 464. Helsinki. Hakapaino Oy 1999.
- 10 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry., RIL 121 - 2004, Pohjarakennusohjeet. Helsinki. Painopörssi, 2004.
- 11 Suomen Geoteknillinen Yhdistys. Soveltamisohja, SFS-EN ISO 14688-1, SFS-EN ISO 14688-2 [Pdf- dokumentti]. 4 / 2012 [viitattu 17.1.2014]. Saatavissa: http://www.google.fi/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=3&ved=0CDOQFjAC&url=http%3A%2F%2Fwww.getunderground.fi%2Fgetfile.ashx%3Fcid%3D104241%26cc%3D3%26refid%3D1&ei=u03ZUpSjEquFyAPe34CICQ&usq=AFQjCNFeCQhk_At2Q25V99b_WIUc7arjYQ
- 12 Jääskeläinen Raimo. Pohjarakennuksen perusteet. Tampere. Tehokopiointi, 2003.
- 13 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry., RIL 223 – 2005, Lyöntipaalausohje LPO-2005, Teräsbetoni- ja puupaalut, 2005. Hakapaino Oy, 2006.

- 14 Jutila Aarne, prof. Teknillinen korkeakoulu, Rakennusten perustukset [Luentomoniste]. 1995.
- 15 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, RIL 254- 2011, Paalutusohje 2011, PO-2011, osat 1-2. Saarijärven Offset Oy, 2011.
- 16 Suomen Betoniyhdistys ry. BY 202, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osat 1-3. 1982. Gummerus Kirjapaino Oy, Jyväskylä 1992.
- 17 Kankainen Jouko, Junnonen Juha-Matti. Rakennuttaminen, Espoo 2000. Tammer-Paino Oy, Tampere 2001.
- 18 Liikennevirasto. Eurokoodin soveltamisohje, Geotekninen suunnittelu - NCCI 7, [Pdf- dokumentti]. [viitattu 8.1.2014]. Saatavissa: <http://portal.liikennevirasto.fi/sivu/www/f/aineistopalvelut/julkaisut/ohjeita/2013>
- 19 Rantamäki Martti, Tamminrinne Markku. Pohjarakennus 465. Helsinki 1979. Hakapaino Oy, Helsinki 2006.
- 20 Ongelin Petri DI, Valkonen Ilkka DI. Hitsatut Profiilit EN 1993-käsikirja. Hämeenlinna 2010. Otavan Kirjapaino Oy, Keuruu 2010.
- 21 Skanska Oy. Torninosturi, Liebherr 256 HC, tekniset tiedot [Pdf- dokumentti]. [viitattu 20.2.2014]. Saatavissa: <http://www.skanskarakennuskone.fi/torninosturi-liebherr-245-ec-h>
- 22 Rakennustieto Oy. RT 10-11128, RT 10.11127. Geoteknisen suunnittelija tehtäväluettelo GEO12, Rakennesuunnittelijan tehtäväluettelo RAK12, [Pdf- dokumentti]. [viitattu 20.1.2014]. Saatavissa: <http://www.rakennustieto.fi/>
- 23 Aalto-yliopisto. Rak-11.2100 Perustusten ja tukimuurien rakennustekniikan suunnittelu, Maanvaraisen perustuksen mitoittamisen perusteet,[Pdf- dokumentti]. [viitattu 12.2.2014]. Saatavissa: <https://noppa.aalto.fi/noppa/kurssit/eng/t2060>

