



VAASAN AMMATTIKORKEAKOULU
UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Tuukka Harsunen

MAAPERÄTUTKIMUSTEN KAIRAUS-
TULOSTEN TULKINTA JA HYÖDYN-
TÄMINEN SUUNNITTELUSSA

ABB Power Grids, Grid Integration Oy

Tekniikka
2018

TIIVISTELMÄ

Tekijä	Tuukka Harsunen
Opinnäytetyön nimi	Maaperätutkimusten kairaustulosten tulkinta ja hyödyntäminen suunnittelussa
Vuosi	2018
Kieli	suomi
Sivumäärä	42 + 4 liitettä
Ohjaaja	Tom Lipkin

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli oppia tulkitsemaan maaperätutkimusten kairausnäytteiden tuloksia ja miten tulkittua tietoa voidaan käyttää sähköasemarakentamisen geoteknisessä suunnittelussa.

Työssä esitellään mitoitusmenettely nykyisin käytettävän eurokoodin mukaisesti. Menettelyn keskeisimmät huomioitavat asiat ovat maaperän kestävyys murtumista vastaan sekä painumien pysyminen sallituissa rajoissa. Työssä esitellään erilaiset yleisesti käytetyt kairausmenetelmät sekä havainnollistetaan esimerkkien avulla erilaisten kairaustulosten tulkitsemista. Tulkinnessa on käytetty kirjallisuutta sekä muita alan julkaisuja.

Työn teorian kasaamisessa onnistuttiin hyvin, mutta itse pohjatutkimukset ovat kuitenkin tapauksesta riippuen tulkinnanvaraisia. Maan mitoitusparametrien määrittäminen varsinkin pehmeillä koheesiomailla tulisi aina perustua laboratoriotuloksiin. Suoraan kairaustuloksista taulukoiden avulla määritetyt parametrit ovat aina ainoastaan suuntaa antavia arvioita.

ABSTRACT

Author	Tuukka Harsunen
Title	Interpretation of Drilled Ground Samples
Year	2018
Language	Finnish
Pages	42 + 4 Appendices
Name of Supervisor	Tom Lipkin

The purpose of this thesis was to learn how to interpret the results of a drilled ground sample from a soil examination and how to convert that knowledge into Geotechnical Design. In case of substations, the soil is often very soft cohesion-soil which the thesis was focused on.

The presentation of the Design Methods for founding was based on eurocodes. The main focus was on the stability against fracture and the limiting values for the structural movement in the ground-soil. The most common ground drilling methods are presented together with the instructions to interpret the results. The thesis materials were from the literature and regulations in the construction field.

Even though the theory base in the thesis is good, the soil examinations are a bit ambiguous. Especially in soft cohesion soils, the design parameters should be determined by laboratory tests. Determination directly from drilled ground samples is uncertain.

Keywords	Geotechnics, settlement, geotechnical capacity, and drilled ground sample
----------	---

SISÄLLYS

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

1	LÄHTÖKOHDAT	7
1.1	Taustaa	7
1.2	Tavoitteet ja työn rajaus	7
1.3	Tutkimusmenetelmät.....	7
1.4	ABB Power Grids, Grid Integration	8
2	GEOTEKNINEN SUUNNITTELU	9
2.1	Geotekniset luokat	9
2.2	Seuraamus- ja luotettavuusluokat	10
2.3	Mitoitus	12
2.3.1	Murtorajatilat.....	12
2.3.2	Mitoitustavat	12
2.3.3	Osavarmuuskertoimet	13
2.3.4	Käyttörajatilat.....	15
3	KAIRAUS	16
3.1	Maalajit	16
3.2	Luokitus	17
3.3	Kairausmenetelmät	18
3.3.1	Painokairaus	18
3.3.2	Siipikairaus.....	20
3.3.3	CPTU-kairaus eli puristinkairaus	22
3.3.4	Heijarikairaus ja puristinheijarikairaus	26
4	POHJAMAAN KANTAVUUSMITOITUS EUROKOODIN MUKAAN....	28
4.1	Geotekninen kantokestävyys.....	28
4.2	Painumat.....	31
4.3	Painuman laskeminen	33
5	EXCEL MITOITUSOHJELMA	36
6	YHTEENVETO	38
6.1	Tulokset.....	38

6.2 Pohdinta	38
--------------------	----

LÄHTEET.....	41
--------------	----

LIIKTEET

LIITELUETTELO

LIITE 1. Painokairausnäytteiden tulkinta

LIITE 2. Siipikairausnäytteiden tulkinta

LIITE 3. Puristinkairausnäytteiden tulkinta

LIITE 4. Puristin-heijarikairausnäytteiden tulkinta

1 LÄHTÖKOHDAT

1.1 Taustaa

Sähköasemia rakennetaan usein alueille, jossa maaperä on rakentamisen kannalta vähintäänkin haasteellista. Eri alueilla tehtyjen pohjatutkimusten laatu ja laajuus vaihtelee. Niukoista pohjatutkimuksista joudutaan arvioimaan tarjousvaiheessa perustamiskustannuksia ja tällöin tutkimusten oikea tulkinta rakentamisen kannalta on tärkeää ja sillä voidaan saavuttaa kustannussäästöjä.

Olen työskennellyt ABB Power Grids, Grid Integration Oy:ssä kevästä 2017 lähtien. Työn aihe tuli työnantajalta, jonka tarpeissa on parantaa yrityksen geoteknistä suunnittelutietämystä.

1.2 Tavoitteet ja työn rajaus

Työn tavoitteena on tutkia, miten erilaisista kairausnäytteistä ja pohjatutkimuksista voidaan määritellä maan ominaisuuksia rakentamisen kannalta. Tässä työssä kairaustuloksia tulkitaan erityisesti maanvaraisen anturaperustamisen kannalta. Tällöin kyseeseen tulee kantokestävyyden mitoitusarvo sekä pehmeillä hienora-keisilla mailla usein määrääväksi mitoitusarvoksi tuleva painuma.

Tavoitteena on myös tehdä Excel-pohjainen mitoitusohjelma, jolla voitaisiin määrittää anturaperustukselle mitoituspohjapaine sekä arvioida painumaa. Ohjelmaa on tarkoitus myöhemmin käyttää ABB Power Grids, Grid Integration Oy:n tarpeisiin.

Opinnäytetyön luettuaan lukijalla tulisi olla käsitys siitä, miten erilaisia kairaustuloksia tulkitaan sekä miten niistä voidaan määrittää maaperän ominaisuuksia.

1.3 Tutkimusmenetelmät

Työn lähteinä käytän rakennusalan kirjallisuutta sekä julkaisuja. Laskentaohjelman tekemisessä tulkitsen alan kirjallisuutta. Maaperän kantavuutta laskeva Excel-mitoitusohjelma perustuu eurokoodissa oleviin kantavuuskaavoihin, ja painumaa arvioiva Excel-ohjelma perustuu Nilmar Janbun tangenttimoduulimenetel-

mään, johon ”RIL 207-2017 Geotekninen suunnittelu” viittaa yleisesti hyväksytynä painumalaskentamenetelmänä.

1.4 ABB Power Grids, Grid Integration Oy

ABB:n historia Suomessa ulottuu vuoteen 1889 kun Gottfrid Strömberg aloitti sähköliiketoiminnan Helsingissä. 1940-luvulla alkoi Strömbergin tehtaiden toiminta Vaasassa. ABB-yhtymä syntyi, kun Asea ja Brown Boveri yhdistivät sähköteknisen liiketoimintansa. /1,2/

ABB:n toiminta tapahtuu neljässä eri divisioonassa, jotka ovat: Electrification Products, Robotics and Motion, Industrial Automation sekä Power Grids. Grid Integration Oy kuuluu Power Grids -divisioonan alaisuuteen. /1,2/

ABB Power Grids, Grid Integration Oy toimittaa sähköasemia osatoimituksina tai kokonaispakettina kaikkialle maailmaan. Sen toiminta Suomessa keskittyy Strömberg Parkiin Vaasassa. Suomessa yhtiö työllistää noin 90 ammattilaista. /1,2/

2 GEOTEKNINEN SUUNNITTELU

Eurokoodi-standardi SFS-EN 1997-1 käsittelee sekä rakennusten että maa- ja vesirakennuskohteiden suunnittelua. Siinä on esitetty mitoitusohjeet ja kuormat geotekniseen suunnitteluun.

2.1 Geotekniset luokat

Geoteknisessä suunnittelussa kohteet voidaan jakaa suunnitteluvaatimusten mukaan kolmeen geotekniseen luokkaan 1, 2 ja 3. Tavallisesti geotekninen suunnitteluluokka määrätään jo alustavasti ennen kuin mitään tutkimuksia on suoritettu. /3/

Geotekniseen luokkaan 1 (GL1) kuuluvat tavallisesti pienet ja yksinkertaiset rakenteet:

- joissa perusvaatimusten täytyminen voidaan varmistaa kokemuksen ja kvalitatiivisten eli laadullisten tutkimusten avulla
- joista ei aiheudu merkittävää riskiä. /3/

GL1:n mukaisia menetelmiä voidaan käyttää vain, kun riski kokonaisvakavuuden tai maapohjan liikkeiden suhteen on merkityksetön, tai pohjaolosuhteissa jotka ovat kokemuksen perusteella riittävän yksinkertaisia. Kyseisen luokan menetelmät ovat käyttökelpoisia ainoastaan, kun kaivu ei ulotu vedenpinnan alapuolelle tai jos kokemuksen perusteella voidaan osoittaa, että vedenpinnan alapuolelle tehtävä kaivanto on yksinkertainen toteuttaa. /3/

Geotekniseen luokkaan 2 (GL2) kuuluvat tavalliset rakenne- ja perustustyypit, joihin ei liity normaalista poikkeavia riskejä tai erityisen vaikeita pohja- tai kuormitusolosuhteita. GL2:ssa vaaditaan normaalisti kvantitatiivisia eli määrällisiä lähtötietoja ja laskelmia, jotta voidaan varmistua kyseisen luokan täyttyvyydestä. /3/

GL2:een kuuluvat esimerkiksi seuraavat rakenteet tai rakenneosat:

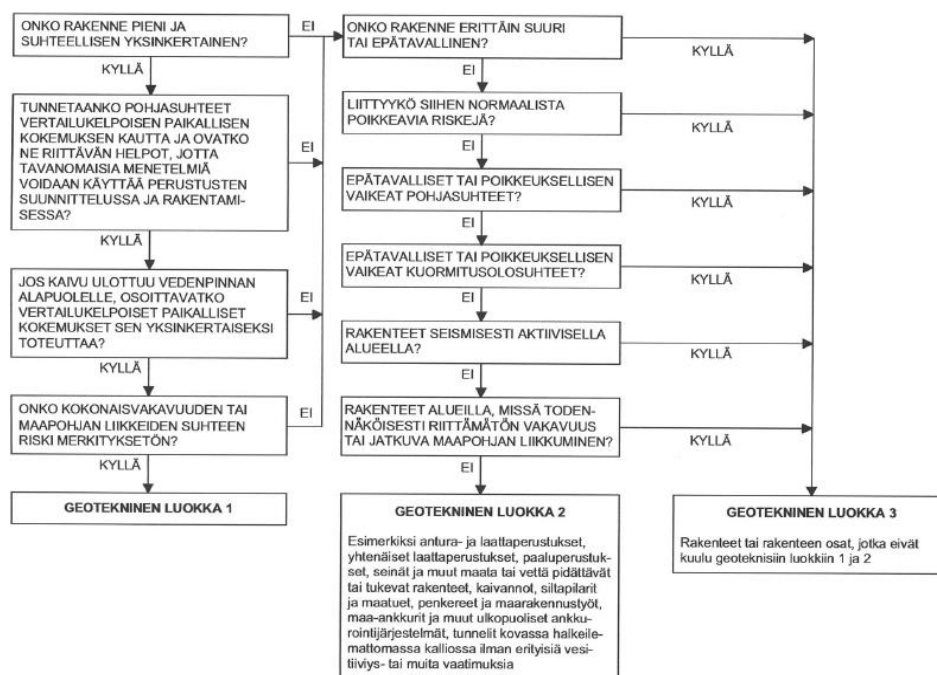
- antura- ja laattaperustukset
- paaluperustukset

- kaivannot
- penkereet ja maanrakennustyöt.

Geotekniseen luokkaan 3 (GL3) kuuluvat esimerkiksi:

- erittäin suuret tai epätavalliset rakenteet
- rakenteet, joissa suuria riskejä
- poikkeuksellisen vaikeat pohja- tai kuormitusolosuhteet
- rakenteet seismisesti aktiivisella alueella
- sekä rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin GL1 tai GL2. /3/

Kuviossa 1 on esitetty geoteknisen luokan määräytyvyys kaavion muodossa.



Kuvio 1. Geotekniset suunnitteluluokat. /3/

2.2 Seuraamus- ja luotettavuusluokat

Geoteknisen luokan lisäksi suunnittelua varten tulee määrittää kuormakerroin K_{FI} , joka määrittämisessä käytännössä arvioidaan suunniteltavan kohteen seuraamusta

ihmishengille onnettomuuden sattuessa. Rakennusinsinööriliiton julkaisussa ”RIL 207-2017 Geotekninen suunnittelu” on esitetty kuviona seuraamusluokkien määrittely:

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä maa- ja vesirakennuskohteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä, kuten <ul style="list-style-type: none"> – yli 8-kerroksiset²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset – konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot. Raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esim. korkeat tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakeisten maalaajien alueilla.
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkitävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienien tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset ²⁾ rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä ³⁾ , kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300 m ² tai suurin jänneväli enintään 6 metriä. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa, kuten <ul style="list-style-type: none"> – matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja – ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne – sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana

¹⁾ Pienehköt rakennusrungosta erilliset välipohjat kuuluvat kuitenkin luokkaan CC2, elleivät ne toimi koko rakennusta jäykistävänä rakenteena.

²⁾ Kellarikerrokset mukaan luettuina.

³⁾ Tilapäisenä oleskeluna pidetään päivittäistä käymistä rakennuksessa, mutta ei siellä pidempään viipymistä.

Kuvio 2. Rakennusten seuraamusluokat. /3/

Seuraamusluokat CC1, CC2 ja CC3 määräävät suunnitteluun luotettavuusluokan RC1, RC2 tai RC3. Kuormakerroin K_{FI} määritetään luotettavuusluokan mukaan seuraavasti:

- luokka RC1 $K_{FI} = 0,9$

- luokka RC2 $K_{FI} = 1,0$
- luokka RC3 $K_{FI} = 1,1$. /3/

2.3 Mitoitus

2.3.1 Murtorajatilat

Geoteknisessä suunnittelussa on useita murtorajajiloja (EQU, STR, GEO, UPL, HYD) joiden suhteen eri tilanteissa mitoitus tulee tarkastaa.

Rajatilassa EQU tarkastellaan jäykkänä kappaleena rakennetta tai maapohjaa, jossa rakennemateriaalien ja maapohjan lujuudet ovat merkityksettömiä kestävyuden aikaansaamiseksi. HYD tarkastelee veden suotovirtauksen aiheuttaman hydraulisen murtuman vaaraa sekä eroosiota. UPL tarkastelee vedenpaineen nosteen tai muun pystysuuntaisen kuorman aiheuttamaa tasapainotilan menetystä. STR tarkastelee esim. perustusten, paalujen tai kellarinseinien rakenteen sisäistä murtumista tai liiallista muodonmuutosta. GEO tarkastelee rakennuspohjan murtumista, tai liiallista muodonmuutosta kun maan tai kallion lujuus on merkittävä kestävyuden kannalta. /3/

Tässä työssä käsitellään jatkossa murtorajatarkastelua tilojen STR/GEO mukaan.

2.3.2 Mitoitustavat

Mitoitustapoja (Design Approach) on kolme. Mitoitustavat määräävät erilaiset osavarmuuskertoimet kuormille, maaparametreille ja kestävyydelle. Mitoitustapaa DA1 ei Suomen kansallisen liitteen mukaan käytetä. /3/

Mitoitustapoja DA2 ja DA2* käytetään antura-, laatta-, ja paaluperustusten, ankureiden ja tukirakenteiden suunnittelussa. DA2:ssa osavarmuuskertoimet otetaan käyttöön heti laskennan alussa, vaihtoehtoisesti tavassa DA2* vasta lopussa kestävyyttä laskettaessa. /3/ Mitoitustapaa DA2 käytettäessä laskenta helpottuu ja mitoitus on yleensä varmallalla puolen /4/.

Mitoitustapaa DA3 käytetään luiskien ja kokonaisvakavuuden laskennassa. Siinä osavarmuuskertoimet otetaan kuormiin ja maaparametreihin, mutta kestävyuden osavarmuuskerroin on 1,0. /5/ Jatkossa tässä työssä käsittelemme mitoitus tapaa DA2.

2.3.3 Osavarmuuskertoimet

Eri asioilla ja mitoitus tilanteilla on erilaiset osavarmuuskertoimet eli sarjat. Esimerkiksi mitoitus tavassa DA2 tulee käyttää osavarmuuskertoimille sarjayhdistelmää "A1 + M1 + R2". Osavarmuuskertoimet määräävät eri sarjat seuraavasti: kuormille (A) kuviosta 3:

Kuorma	Merkintä	Sarja	
		A1	A2
Pysyvä: Epäedullinen (Yht.6.10a) (Yht.6.10b) (Yht.6.10) Edullinen (Yht.6.10a) (Yht.6.10b) (Yht.6.10)	$\gamma_{Gk, sup}$ $\gamma_{Gk, inf}$	1,35 K_{FI} 1,15 K_{FI} 0,9 0,9	1,0 K_{FI} 1,0
Muuttuva: Epäedullinen (Yht.6.10b) (Yht.6.10) Edullinen	γ_Q	1,5 K_{FI} 0	1,3 K_{FI} 0

Kuvio 3. Kuormien osavarmuusluvut (STR/GEO) /3/.

maaparametreille (M) kuviosta 4:

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyysskulma ^a ("Kitkakulma")	γ_{ϕ}	1,0	1,25
Tehokas koheesio	γ_c	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,5
Yksiakiaalinen puristuskoee	γ_{qu}	1,0	1,5
Tilavuuspaino	γ_r	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Kuvio 4. Maaparametrien osavarmuusluvut (STR/GEO) /3/.

sekä kestävyydelle (R) kuviosta 5:

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukuminen	$\gamma_{R,h}$	1,1

Kuvio 5. Antura- ja laattaperustusten kestävyden osavarmuusluvut (STR/GEO) /3/.

Tällöin kuormien määrävänä kuormayhdistelmänä käytetään epäedullisempaa seuraavista /3,5/:

$$1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

tai

$$1,35 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} \quad (2)$$

2.3.4 Käyttörajatila

Käyttörajatilassa tarkastellaan perustusten siirtymien raja-arvoja. Käyttörajatilassa painumat ja siirtymät lasketaan ominaisarvoja käyttäen. Eurokoodissa 7: Geotekninen suunnittelu on esitetty kuvion 6 mukaisia rakennusten kokonaispainumien ja kantavien rakenteiden kulmakiertymien suuntaa antavia raja-arvoja:

Rakennetyyppi	Kokonaispainuman raja-arvoja (mm)	Kulmakiertymien raja-arvojen vaihteluväli	
		Karkearakeinen maapohja	Hienorakeinen maapohja
Massiiviset jäykät rakenteet	100	1/250–1/200	1/250–1/200
Staattisesti määräytyvät rakenteet	100	1/400–1/300	1/300–1/200
Staattisesti määräämättömät rakenteet:			
– Puurakenteet	100	1/400–1/300	1/300–1/200
– Teräsrakenteet	80	1/500–1/200	1/500–1/200
– Muuratut rakenteet	40	1/1000–1/600	1/800–1/400
– Teräsbetonirakenteet	60	1/1000–1/500	1/700–1/350
– Teräsbetonielementtirakenteet	40	1/1200–1/700	1/1000–1/500
– Teräsbetonikehärakenteet	30	1/2000–1/1000	1/1500–1/700

Kuvio 6. Rakenteiden painumien ja kulmakiertymien raja-arvoja /3/.

Selvennetään kulmakiertymistä esimerkin avulla:

Kaksi pilarianturaa ovat 5 metrin päässä toisistaan ja niiden päälle tulee jokin rakennelma. Rakennelmalta tulee ensimmäiselle pilarille kuormaa 100 kN ja se aiheuttaa pilarianturalle 20 mm painuman. Toiselle pilarille kuormaa tulisi vain 10 kN ja se aiheuttaisi painumaa 2 mm. Tällöin kulmakiertymä δ olisi:

$$\delta = \frac{\Delta h}{l} = \frac{20-2}{5000} = 0,0036 \quad (3)$$

3 KAIRAUS

3.1 Maalajit

Geoteknisen maalajiluokituksen mukaan kivennäismaalajit voidaan nimetä kuvion 7 mukaisesti. Maalajiluokitukset ovat yleispäteviä koko maailmassa. /5/

Päälajite		Alalajite	Rakeiden läpimitta, mm
Nimi	Lyhennys		
Savi	Sa		< 0,002
Siltti	Si		> 0,002... 0,06
		Hienosiltti	> 0,002...0,006
		Keskisiltti	> 0,006...0,02
		karkeasiltti	> 0,02...0,06
Hiekka	Hk		> 0,06...2,0
		Hienohiekka	> 0,06...0,2
		Keskihiekka	> 0,2...0,6
		karkeahiekka	> 0,6...2,0
Sora	Sr		> 2,0...60,0
		Hienosora	> 2,0... 6,0
		Keskisora	> 6,0...20,0
		Karkeasora	> 20,0...60,0
Kivet	Ki		> 60...600
		Pienet kivet	> 60...200
		Suuret kivet	> 200...600
Lohkareet	Lo		> 600

Kuvio 7. Kivennäismaalajit /5/.

Suomessa maalajimäärittämisessä käytetään vielä myös lajitenimiä hiesu ja hieta. Hiesu on käytännössä hienoa silttiä ja hieta karkeaa silttiä sekä hienoa hiekkaa. Hiesu ja hieta ovat vanhan rakennusteknillisen maalajiluokituksen mukaisia nimiä, mutta nykyisin käytetty geotekninen maalajiluokitus ei näitä maalajeja erottele. /5,6/

Eloperäiset maalajit ovat turve ja lieju. Eloperäiseksi maalaji katsotaan sen humuspitoisuuden ylittäessä 20 %. Turve on lähinnä kasvien jätteistä syntyneitä maa-ainesta. Lieju sisältää eloperäisen aineksen lisäksi jotain hienoa kiviainesta.

Turpeelle ja liejulle on tyypillistä suuret painumat ja puristumat kuormitettaessa, joten niiden soveltuminen rakennuspohjaksi voidaan katsoa heikoksi. /5/

Moreeniksi katsotaan maalaji, jossa on samaan aikaan vähintään 5 % sekä soraa, että silttiä. Keskimääräinen raekoko määrää onko kyseessä siltti-, hiekka-, vai so-ramoreeni. Moreeni on kuivana erittäin kantavaa, mutta hienoainespitoisuus tekee siitä routivan ja heikosti vettä läpäisevän. EU-standardi SFS-EN ISO 2008, joka määrittelee materiaalin rakeisuuden perusteella, ei tunne moreenia nimityksenä. Sen mukaan moreenin tilalle on tulossa yhdistelmänimet esim. silttinen hiekka. Savesta käytetään usein lisänimityksiä lihava, tai laiha savi niiden savipitoisuuden mukaan. Maa-aineksen sisältäessä 30 – 50 % savea on se tällöin laihaa savea. Mikäli savea on yli 50 %, kutsutaan maata tällöin lihavaksi saveksi. /5,7,8/

3.2 Luokitus

Maapohjan kantavuuden rakenteiden alla määrää pitkälti maan leikkauslujuus. Leikkauslujuus maaperässä muodostuu maan rakeiden välisestä koheesiosta sekä kitkakulmasta. Leikkauslujuuden muodostumisen perustella maalajit voidaan jakaa seuraavasti kolmeen ryhmään:

- kitkamaalajit
- koheesiomaalajit
- välimaalajit. /5/

Kitkamaalajeiksi katsotaan sora ja hiekka. Kitkamaalajeissa maan leikkauslujuus muodostuu pelkästään kitkasta. Tällöin maan leikkauslujuuden määrää maan sisäinen kitkakulma. Leikkauslujuuden τ_f kaava kitkamaalla on:

$$\tau_f = \sigma' * \tan\varphi \quad (4)$$

missä σ' = tehokas jännitys

φ = kitkakulma. /5/

Koheesiomaalajeihin luetaan tavallisesti savi sekä lieju. Koheesiomaalajeissa leikkauslujuuden määrittää tavallisesti maan koheesio, ja tällöin kitkakulma otak-

sutaan nollaksi. Todellisuudessa myös koheesiomailla on lähes aina jokin kitkakulma, mutta sen määrittäminen edellyttää tarkempia kokeita esim. kolmiakselikoetta. Koheesiomaalajien leikkauslujuuden τ_f kaava on yksinkertaisesti:

$$\tau_f = c \quad (5)$$

missä c = koheesio. /5/

Välimuotomaalajeja ovat siltti ja moreeni, mutta myös savi voidaan katsoa sellaiseksi. Välimuotomaalajien leikkauslujuuden muodostaa sekä koheesio, että kitkakulma. Välimuotomaalajien leikkauslujuuden laskennassa huomioidaan tavallisesti vain koheesio tai kitkakulma, koska molempien huomioiminen johtaa usein liian suuriin leikkauslujuusarvoihin. Moreenit katsotaan geoteknisissä tarkasteluissa usein kitkamaiksi, koska niissä kitkan osuus koheesioon nähden on niin hallitseva. /6/

3.3 Kairausmenetelmät

Kairausmenetelmiä on useita erilaisia ja niillä voidaan selvittää maaperästä eri asioita. Nykyään kairaukset suoritetaan usein monitoimikairoilla, joilla voidaan tehdä useita erilaisia kairauksia. Seuraavaksi käsitellään maaperän lujuusominaisuuksien arvioimisen kannalta parhaita kairaustapoja sekä käydään lyhyesti toimintatapaa läpi. Tämän opinnäytetyön liitteissä on havainnollistettu esimerkkien avulla kairaustulosten tulkintaa.

Joistakin kairaustavoista, esimerkiksi täry- ja porakonekairauksien tuloksista, ei voi juurikaan tehdä tulkintoja maan lujuudesta. Nämä ovatkin tarkoitettu lähinnä kallion pinnan tai tiiviin pohjakerroksen selvittämiseen ja siksi ne sivuutetaan tässä työssä.

3.3.1 Painokairaus

Painokairaus on yleisin Suomessa käytetty kairausmenetelmä. Se antaa perustietoa lähes kaikista maaperistä. Sillä voidaan selvittää kärkevyyden avulla maa-

kerrosten rajat ja kerrospaksuudet. Savimaissa tulokset ovat osittain epäluotettavia. /6/

Painokairaus suoritetaan periaatteeltaan seuraavasti: Ensiksi kairan upottamista kokeillaan pelkästään painoilla. Painoja lisätään aina 100 kg:aan asti, kunnes kaira ei enää painu. Tämän jälkeen kairaa aletaan kiertää. Kairauksessa merkitään montako puolikiertoa kairaa tulee kiertää, jotta kaira painuu 20 cm alaspäin. Mikäli kaira alkaa uudelleen painua ilman kiertämistä tulee painot poistaa. Tarkoituksena on löytää aina minimikuorma millä kaira saadaan painumaan maahan. Mikäli kaira ei etene kiertämälläkään voidaan kairaa lyödä nuijalla. Lyönnin merkiksi diagrammiin merkataan L. Kun kairaus ei etene enää lyömälläkään on kairaus päätynyt. /5/

Maaperän ominaisuuksien tulkinta painokairaustuloksista on aina likimääräistä. Parhaiten se soveltuu hiekan, soran sekä löyhien moreeneiden tulkintaan. Koheesiomaille ljuuksia ei painokairauksella pystytä juurikaan määrittämään. Mikäli koheesiomaassa tulos on kiertämisen puolella, uskotaan leikkauslujuuden olevan vähintään 20 kN/m^2 /5/. Liikenneviraston ohjeista löytyy taulukoita (kuviot 8 ja 9), joiden perusteella kairaustuloksia voidaan tulkita kitkamaissa.

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m^3) pohjavedenpinnan		Kitkakulma ($^\circ$)	Janbun yhtälön muodonmuutosparametri		Kairausvastus		
		Yläpuolella	Alapuolella		Moduuliluku m	Jännityksen eksponentti β	Puristin-kairaus q_c (MPa)	Painokairaus $P_k/0,2 \text{ m}$	Heijari-kairaus $L/0,2 \text{ m}$
Karkea siltti	Löyhä	14 ... 16	9 ...	28	30 ... 100	0,3	< 7	< 40	< 8
	Keskitiivis			30	70 ... 150	0,3	7 ... 15	40 ... 100	8 ... 25
	Tiivis	16 ... 18	11	32	100 ... 300	0,3	> 15	> 100	> 25
Hieno hiekka $d_{10} < 0,06$	Löyhä	15 ... 17	9 ...	30	50 ... 150	0,5	< 10	20 ... 50	5 ... 15
	Keskitiivis			33	100 ... 200	0,5	10 ... 20	50 ... 100	15 ... 30
	Tiivis	16 ... 18	11	36	150 ... 300	0,5	> 20	> 100	> 30
Hiekka $d_{10} > 0,06$	Löyhä	16 ... 18	10 ...	32	150 ... 300	0,5	< 6	10 ... 30	5 ... 12
	Keskitiivis			35	200 ... 400	0,5	6 ... 14	30 ... 60	12 ... 25
	Tiivis	18 ... 20	12	38	300 ... 600	0,5	> 14	> 60	> 25

Kuvio 8. Maan lujuusparametrejä. /9/

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m ³) pohjavedenpinnan		Kitkakulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutosparametri		Kairausvastus		
		Yläpuolella	Alapuolella		Moduulilukum	Jännityksen eksponentti β	Puristuskairaus q _c (MPa)	Painokairaus Pk/0,2 m	Heijarikairaus L/0,2 m
Sora	Löyhä	17 ... 19	10 ...	34	300 ... 600	0,5	< 5,5	10 ... 25	5 ... 10
	Keskitiivis			37	400 ... 800	0,5	5,5 ... 12	25 ... 50	10 ... 20
	Tiivis	18 ... 20	12	40	600 ... 1200	0,5	> 12	> 50	> 20
Moreeni	Hyvin löyhä	16 ... 19	10 ... 12	... 34	(≤100)* 300 ... 600	0,5	< 10	< 40	< 20
	Löyhä	17 ... 20	10 ... 12	... 36	(100...250)* 600 ...	0,5	> 10	40 ... 100	20 ... 60
	Keskitiivis	18 ... 21	11 ... 13	... 38	800 ...	0,5	-	> 100	60 ... 140
	Tiivis	19 ... 23	11 ... 14	... 40	1200 ...	0,5	-	Lyömällä	> 140

(*) jos moreeni ei ole ollut jäätikön puristamana

Kuvio 9. Maan lujuusparametrejä. /9/

3.3.2 Siipikairaus

Yleensä siipikairaus suoritetaan muita kairautuloksia täydentävänä kairauksena. Tavallisesti muilla kairautavoilla on tehty jo tutkimuksia alueella ennen siipikairausa. Siipikairauksella voidaan arvioida maan leikkauslujuutta ensisijaisesti koheesiomaissa. Kitkamaahan siipikairausa ei tule tehdä. Siipikairaus on ainoa kentätutkimusmenetelmä, jossa leikkauslujuus voidaan määrittellä kentällä ilman maanäynteitä. /5,10/

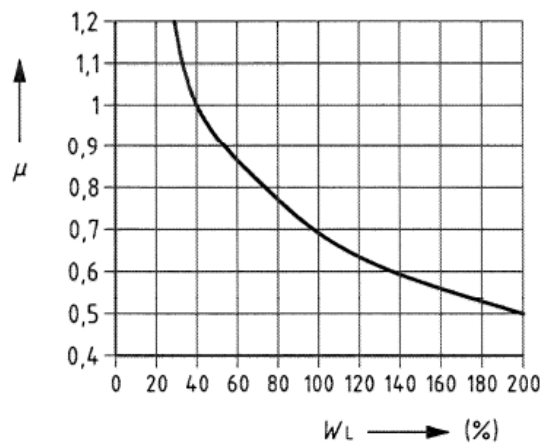
Siipikairauksessa kairaus tulee suorittaa tasaisesti ja hitaasti, ohjeiden mukainen pyörittänopeus on 6 astetta/min. Kiertämiseen tarvittava momentin avulla voidaan laskea maan siipikairaleikkauslujuus. /5/

Siipikairatulosteessa on yleensä ilmoitettu häiriintymätön siipikairaleikkauslujuus s_v sekä häiritty siipikairaleikkauslujuus s_{vr} . Näitä leikkauslujuuksia ei tule kuitenkaan käyttää sellaisenaan vaan leikkauslujuuteen vaikuttaa myös maan konsoli-

daatioaste. Konsolidaatiota on käsitelty tarkemmin tämän opinnäytetyön kappaleessa 4.

Konsolidaatioasteella maassa on yhteys maan vesipitoisuuksiin, juoksurajaan sekä plastisuuteen. Sen määrittäminen vaatii usein tarkempia laboratorionkokeita eikä onnistu suoraan kentällä. Jos käytämme liikenneviraston /11/, oletusta juoksurajasta w_L vesipitoisuuden likiarvona, niin normaalikonsolidoituneissa maalajeissa redusointikerroin voidaan määrittellä kuvion 10 avulla. Tällöin maan leikkauslujuus määritellään kaavalla:

$$s_u = \mu * s_v \quad (6)$$



Kuvio 10. Redusointikerroin normaalikonsolidoituneille saville. /12/

Siipikairauksen häiriintymättömän (s_v) ja häirityn (s_{vr}) leikkauslujuuden suhdetta sanotaan sensitiivisyydeksi (s_t). Sensitiivisyydellä tarkoitetaan hienorakeisen maan herkkyyttä lujuuden alentumiselle. Sensitiivisyyden kaava saa muodon:

$$s_t = \frac{s_v}{s_{vr}} \quad (7)$$

Tielaitoksen mukaan sensitiivisyysastetta voidaan arvioida kuviosta 11:

Nimitys	Leikkauslujuuksien suhde s_t
Vähän sensitiivinen	< 10
Kohtalaisen sensitiivinen	10-30
Hyvin sensitiivinen	> 30

Kuvio 11. Maan sensitiivisyyden arviointi. /12/

Koheesiomaiden lujuus luonnontilassa voidaan määrittellä suljetun leikkauslujuuden mukaan kuviosta 12:

Nimitys	Suljettu leikkauslujuus s_u , kN/m ²
Hyvin pehmeä	< 10
Pehmeä	10-25
Sitkeä	25-50
Kova	50-100
Hyvin kova	> 100

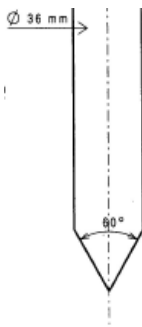
Kuvio 12. Maan lujuuden määrittäminen suljetusta leikkauslujuudesta. /12/

3.3.3 CPTU-kairaus eli puristinkairaus

CPT-kairaus eli Cone Penetration Test on yksi parhaista maan lujuusominaisuuksia selventävistä kairausmenetelmistä. CPTU-kairaus on puristinkairausta sillä lisäyksellä, että myös maan huokosvedenpainetta mitataan. /13/

Puristinkairauksessa vakiokokoista (kuvio 13) kärkeä puristetaan maahan vaki-nopeudella 20 mm/s. Kairauksessa saadaan jatkuvana mittauksena:

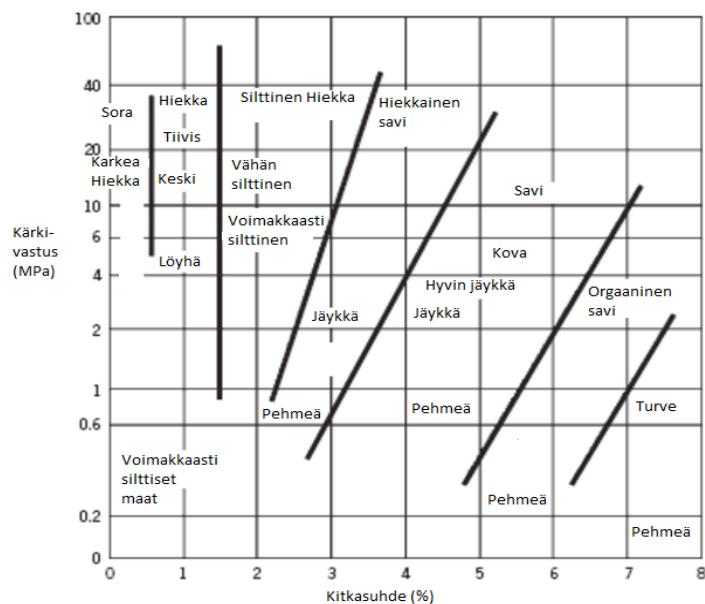
- korjaamaton kärkivastus q_c
- korjaamaton vaippakitkavastus f_c
- kokonaishuokospaine u
- kairausvyvyys.



Kuvio 13. CPTU-kairan kärkikappale. /13/

CPTU-kairauksen päätarkoitus ei ole maalajimäärityksen tekeminen vaan maakerrosten jatkuvuuden ja kerrosrajojen määrittäminen. Menetelmän tarkkuutta pidetään hyvänä hienorakeisista maalajeista aina soraan asti. /13/

Puristinkairaus on ulkomailla yleinen kairausmenetelmä /6/ ja J.J.M Brouwer onkin esittänyt kuvion 14 mukaisen menetelmän CPTU-kairauksesta maalajitulkinnan arvioimiseksi:



Kuvio 14. Maalajitulkinna CPTU-kairauksesta. /14/

Brouwerin kuviossa termi R_f kitkasuhde lasketaan kaavalla:

$$R_f = \frac{f_c}{q_c} * 100\% \quad (8)$$

Kairauksen tuloksia voidaan arvioida karkeammissa maalajeissa korjaamattoman kärkivastuksen q_c perusteella jo aiemmin puristuskairauksen yhteydessä esiintyneiden Liikenneviraston taulukoiden (kuviot 8 ja 9) mukaan.

Koheesiomaalajien määrittämisen tarkennusta varten CPTU-kairauksen korjaamattomia tuloksia tulee korjata sekä täydentää huokospaine.

Korjattu kärkivastus q_T saadaan kaavalla:

$$q_T = q_c + u * (1 - a) \quad (9)$$

jossa q_c = puristinkairauksen korjaamaton kärkivastus

u = huokospaine

a = pinta-alakerroin valmistajalta. /13/

Kärjen aiheuttama huokospaineen lisäys Δu :

$$\Delta u = u - u_0 \quad (10)$$

jossa u = kokonaishuokospaine

u_0 = maassa vallitseva huokospaine. /13/

σ_{v0} on maassa vallitseva pystyjännitys (kPa) korkeudella z . Kaavan muodossa asia voidaan esittää:

$$\sigma_{v0} = z * \gamma \quad (11)$$

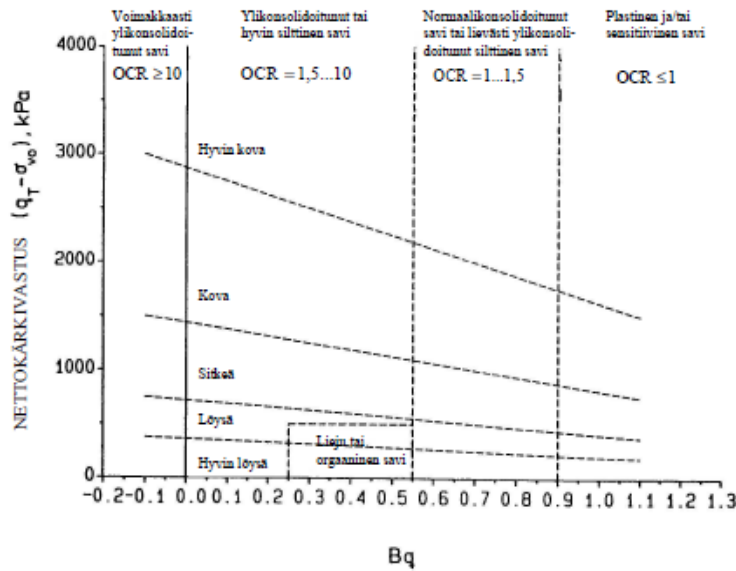
jossa γ = maan tilavuuspaino (kg/m^3)

z = korkeus (m). /13/

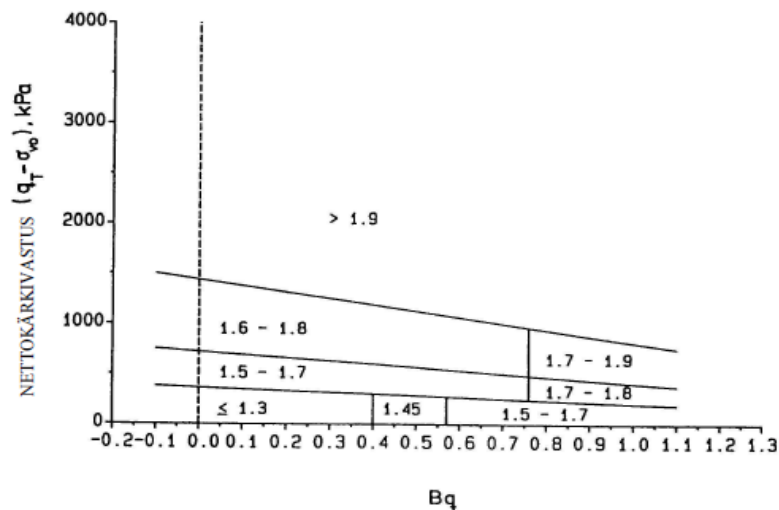
Huokospainesuhde lasketaan kaavalla:

$$B_q = \Delta u / (q_T - \sigma_{v0}) / 13 \quad (12)$$

Nyt selvillä olevilla tiedoilla voidaan arvioida koheesiomaan konsolidaatiota, (kuvio 15) sekä tiheyttä (kuvio 16).



Kuvio 15. Saven ja orgaanisen maan luokitusdiagrammi. /13/



Kuvio 16. Koheesiomaan arvioitu tiheys (t/m^3). /13/

CPTU-kairauksen perusteella kitkakulmaa voidaan arvioida suuntaa antavasti kappaleessa aiemmin esiintyneiden kuvioiden 8 ja 9 mukaan tai kaavalla /13/:

$$\varphi = \arctan(0,096 + 0,386 * \log(\frac{q_c}{\sigma_{v0}})) \quad (13)$$

Koheesiomaissa leikkauslujuutta voidaan arvioida kaavalla /13/:

$$s_u = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{13,4 + 6,65 * w_L} \quad (14)$$

3.3.4 Heijarikairaus ja puristinheijarikairaus

Heijarikairauksen pääkäyttötarkoituksena voidaan pitää paalupituuden arviointia, tiiviin pohjakerroksen sijainnin selvittämistä sekä maan lujuuden selvittämistä likimääräisesti. Se soveltuu myös hyvin maan tiiviyden selvittämiseen. /5/

Heijarikairauksessa pudotetaan Suomessa tavallisesti 63,5 kg:n, painoista heijaria aina samalta korkeudelta kairatankoon. Mittaamalla montako iskuä tarvitaan kairan 20 cm uppoamista varten, voidaan arvioida maan lujuusominaisuuksia ja maakerroksia. Heijarikairaus on menetelmänä kovin samankaltainen painokairauksen kanssa. Heijarikairausta käytetäänkin usein täydentämään painokairauksella siellä, missä painokairauksella ei ole päästy tiiviin maakerroksen läpi. /5/

Heijarikairauksen tuloste on hyvin samankaltaisen näköinen painokairaustulosteen kanssa, erottuen siten että heijarikairaustuloste tehdään katkoviivalla. Heijarikairauksen tuloksia voidaan tulkita jo aiemmin kohdassa 3.3.1 esiintyvien kuvioiden 8 ja 9 mukaan.

Puristinheijarikairaus soveltuu hyvin selvittämään suuntaa antavasti maan lujuusominaisuuksia lähes kaikissa maaperissä. Puristinheijarikairaus yhdistää sekä puristin- että heijarikairauksen parhaat puolet. Kärkenä käytetään heijarikairan kärkeä, mutta se ei eroa juurikaan puristinkairan kärjestä. Puristinheijarikairauksen tuloksia on tulkittu puristin- eli CPTU-kairalle tarkoitettujen kaavojen avulla ja

näihin tulisikin suhtautua varauksella. Niitä ei tulisi käyttää suoraan mitoitusparametreinä vaan enemmänkin suuntaa antavina tietoina. /13/ Suomen Geoteknisen Yhdistyksen oppaan VI CPTU-kairaus mukaan heijaripuristinkairauksen sekä CPTU-kairauksen välillä vallitsee yhteys:

$$q_c = 1,07 q_n \quad (15)$$

missä q_c = puristinkairauksen korjaamaton kärkivastus (MPa)

q_n = puristinheijarikairauksen nettokärkivastus (MPa).

4 POHJAMAAN KANTAVUUSMITOITUS EUROKOODIN MUKAAN

Pohjamaan mitoituksessa eurokoodin mukaan tulee selventää aluksi muutama asia. Geotekninen kantokestävyys huomioi maapohjan kestävyiden ainoastaan murtorajatilassa murtumista vastaan. Suunnittelussa usein esiintyvä termi ”sallittu pohjapaine” tarkoittaa maan geoteknistä kantavuutta, joka huomioi maapohjan kestävyiden lisäksi myös käyttörajatilan painumat.

4.1 Geotekninen kantokestävyys

Perustusten geotekninen kantokestävyys eli käytännössä maan kestävyys murtumista vastaan jaetaan eurokoodimitoituksessa maan olosuhteiden mukaan kahteen eri tapaukseen. Käsiteltävänä ovat koheesiomailla suljetun tilan olosuhteet sekä kitkamailla avoimet olosuhteet. Suljetun tilan olosuhteissa koheesiomailla kantokestävyiden mitoitussarvo R_d/A' voidaan laskea kaavasta:

$$R_d/A' = (\pi+2) c_u b_c s_c i_c + q / \gamma_R \quad (16)$$

jossa $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$ α = anturan pohjan kaltevuus

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$$
 suorakaiteelle

$$s_c = 1,2$$
 neliölle tai ympyrälle

$$i_c = 0,5 (1 + \sqrt{1 - H/A'c})$$

$$H = \text{vaakakuorma (kN)} \cdot /3/$$

Normaalissa tilanteessa jos kuorma on pystysuora ja laatta vaakasuora kirjoitetaan kaava muotoon:

$$R_d/A' = 5,14 (1 + 0,2 (B'/L')) c_u + \gamma D / \gamma_R \quad (17)$$

jossa R_d = kantokestävyys (kN)

$$A' = \text{toimiva pinta-ala (m}^2 \text{)}$$

c_u = koheesiomaan leikkauslujuus (kN/m²)

B' = anturan tehokas leveys (m)

L' = anturan tehokas pituus (m)

γ = anturan yläpuoleisen maan tilavuuspaino (kN/m³)

D = anturan yläpuoleisen maan korkeus (m)

γ_R = kantokestävyyden osavarmuusluku. /3,5/

Kitkamailla avoimissa olosuhteissa kantokestävyyden mitoitusarvo R_d/A' laske-
taan kaavalla:

$$R_d/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma / \gamma_R \quad (18)$$

Termit N_c , N_q ja N_γ ovat kantavuusvakioita ja ne voidaan määrittellä pohjamaan
kitkakulman perusteella kuvion 17 mukaan:

ϕ	N_q	N_c	N_γ
0	1	5,14	0,00
2,5	1,25	5,76	0,02
5	1,57	6,49	0,10
7,5	1,97	7,34	0,25
10	2,47	8,34	0,52
12,5	3,12	9,54	0,94
15	3,94	11,0	1,58
17,5	5,01	12,7	2,53
20	6,40	14,8	3,93
22,5	8,23	17,5	5,99
25	10,7	20,7	9,01
27,5	13,9	24,8	13,5
30	18,4	30,1	20,1
32,5	24,6	37,0	30,1
35	33,3	46,1	45,2
37,5	45,8	58,4	68,8
40	64,2	75,3	106
42,5	91,9	99,2	167
45	135	134	268

Kuvio 17. Kantavuusvakiot. /3/

Termit b_c , b_q ja b_γ ovat perustuksen pohjan kaltevuuden huomioivia kertoimia ja ne on määritelty kuviossa 18, jossa α = perustuksen kaltevuus.

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$$

Kuvio 18. Perustuksen kaltevuuskertoimet. /3/

Termit s_q , s_c ja s_γ ovat perustuksen muodon huomioivia kertoimia ja ne määritellään kuvion 19 mukaan:

$s_q = 1 + (B' / L') \sin \varphi'$	suorakaiteelle
$s_q = 1 + \sin \varphi'$	neliölle tai ympyrälle
$s_\gamma = 1 - 0,3 (B' / L')$	suorakaiteelle
$s_\gamma = 0,7$	neliölle tai ympyrälle
$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$	suorakaiteelle, neliölle tai ympyrälle

Kuvio 19. Perustuksen muotokertoimet. /3/

Termit i_q , i_c sekä i_γ kertoimia vaakakuormalle ja ne on määritelty kuviossa 20:

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$i_q = [1 - H / (V + A'c' \cot \varphi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A'c' \cot \varphi')]^{m+1}$$

missä:

$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')]$	kun H vaikuttaa B' :n suunnassa
$m = m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')]$	kun H vaikuttaa L' :n suunnassa.

Kuvio 20. Vaakakuorman kertoimet. /3/

Kun kuorma perustukselle on keskeinen ja perustus tehdään vaakasuoraan kitka-
maalle, saadaan kaava lyhennettyä muotoon /5/:

$$R_d/A' = q' N_q s_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma / \gamma_R \quad (19)$$

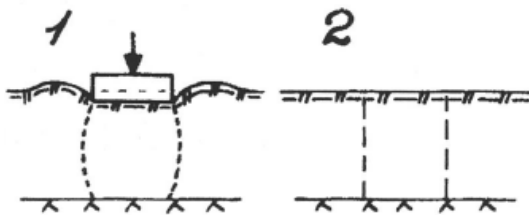
4.2 Painumat

Painumalaskelman tarkoitus on osoittaa, ettei suunniteltavaan kohteeseen synny teknisesti tai arkkitehtuurisesti vaurioittavia painumia tai painumaeroja. Tarkasteltavan kohteen painuman suuruuteen ja nopeuteen vaikuttaa, varsinkin pehmeillä koheesiomailla, niin monta eri asiaa, että sen määrittäminen matemaattisesti on mahdollista vain suuntaa antavasti. Hienorakeisilla ja eloperäisillä maaperillä konsolidaatiopainuma on merkittävin tarkasteltava painuma ja se tulee ottaa aina huomioon. /3,15/

Maan konsolidaatioaste on tärkeä asia painumaa arvioitaessa. Se määrittelee suu-
resti painumalaskelmissa tarvittavien moduuliluvun m , sekä jännitysekspONENTIN β
suuruuden. Kun puhutaan ylikonsolidoituneesta maasta, on maa ollut joskus iso-
jen kuormitusten alaisena. Hyvä esimerkki ylikonsolidoituneesta maasta on poh-
jajamoreeni, joka on jääkauden aikana ollut suurten jäämassojen kuormituksen alai-
sena ja tiivistynyt todella lujaksi. Nykyään ylikonsolidaatiota aiheuttavat esim.
läjitysmaa-alueet jotka ylikonsolidoivat niiden alle jäävää perusmaata. Kun yli-
konsolidoituneeseen maakerrokseen lisätään kuormaa, ei se aiheuta välttämättä
lainkaan painumaa. Normaalikonsolidoituneelle maalle kaikki lisättävä kuorma on
uutta kuormaa, mikä aiheuttaa maan tiivistymistä ja painumaa. /16/

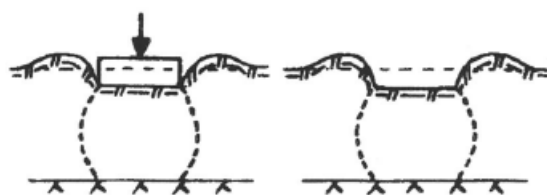
Pohjavesi ja sen pinnan korkeus tulee aina huomioida painumalaskennassa. Poh-
javedenpinta on Suomessa yleensä 2 — 4m syvyydessä maan pinnasta. Pohjave-
denpinnan alapuolella pohjavedestä aiheutuu maaperään veden tilavuuspainon
1000 kg/m³ suuruinen noste. Pohjaveden taso voi alentua esimerkiksi viemäri-
kaivannoista tai pohjaveden pumppaamisella. Pohjaveden pinnan lasku aiheuttaa
lisäkuormitusta maaperään, koska itse pohjaveden aiheuttama noste poistuu tai
sen pinta laskee. /5,6,16/

Maan puristumisessa kokoon tapahtuu periaatteessa kolmea erilaista toisistaan erotettavaa ilmiötä: kimmoinen muodonmuutos, plastinen muodonmuutos ja konsolidaatio. Kimmoinen muodonmuutos (kuvio 21) on muutos, joka aiheutuu jostakin ulkoisesta kuormasta ja muodonmuutos palautuu ennalleen, kun ulkoinen kuorma poistetaan. Kimmoinen muodonmuutos on maaperässä pientä eikä rakentamisen kannalta oleellista. /5/



Kuvio 21. Kimmoinen muodonmuutos maaperässä. /5/

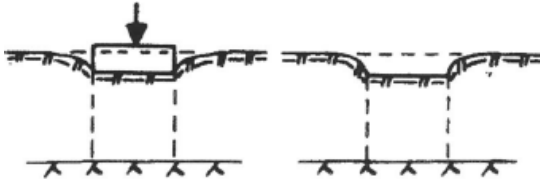
Plastinen muodonmuutoksen (kuvio 22) tapahtuessa maaperässä ovat jännitykset maaperässä kuormituksesta johtuen jo edenneet lähelle murtotilaa ja on tapahtunut pysyvää muodonmuutosta. Vaikka kuormitus poistettaisiin jäävät muodonmuutokset ennalleen. Plastinen muodonmuutos maaperässä estetään käyttämällä maaperän murtoa vastaan riittävän suuria varmuuskertoimia. /5/



Kuvio 22. Plastinen muodonmuutos maaperässä. /5/

Konsolidaatio (kuvio 23) on periaatteessa plastisen muodonmuutoksen kanssa hyvin samantapainen ilmiö. Siinä tapahtuu myös maaperään pysyvä muodonmuutos, mutta se ei johdu maan murtumisesta vaan maan tiivistymisestä. Geoteknisessä

suunnittelussa käytännössä suurin osa painumasta on konsolidaatiopainumaa, joten yleisesti tämän laskeminen riittää. /5/



Kuvio 23. Konsolidaatiopainuma. /5/

Konsolidaatiopainumisessa maa tiivistyy koska vettä ja ilmaa poistuu maaperästä. Aikojen saatossa maa on lujittunut kantamaan oman painonsa mutta kun ulkoista kuormaa lisätään yrittää vedellä kyllästynyt maa puristua kokoon. Samalla kuormituslisäyksen vaikutuksesta maaperän huokosissa olevaan veteen syntyy ylipaine ja se pyrkii pois puristetusta kohdasta. Veden siirtyminen on varsinkin hienorakeisessa maassa hidasta, jatkuen kunnes maa on tiivistynyt kantamaan koko kuormituksen. /5/

4.3 Painuman laskeminen

Hienorakeisilla maalajeilla konsolidaatiopainuma on merkittävin painuma ja se tulee aina ottaa huomioon painumia laskettaessa. Painumalaskennan pohjana tulisi aina olla riittävän laaja koeaineisto, työn vaativuus ja laajuus huomioiden. Tangenttimoduulimenetelmällä eli Janbun menetelmällä voidaan kokemukseräisillä arvoilla tehdä alustavia painumalaskelmia, mutta mikään oletusarvoilla tehty laskenta ei korvaa koetuloksista saaduilla arvoilla tehtävää laskentaa. /3,17/

Kun laskemme tangenttimoduulimenetelmällä painumia, tulee perustuksen alapuolinen maa jakaa kerroksiin. Mitä pienempiin kerroksiin maa jaetaan, sitä tarkempia tuloksia saadaan. Kun jännitysekspONENTTI $\beta \neq 0$ Janbun kaava on muotoa:

$$\Delta h = \frac{1}{m\beta} \left(\left(\frac{\sigma_c + \Delta\sigma}{\sigma_v} \right)^\beta - \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_v} \right)^\beta \right) * h \quad (20)$$

missä Δh = kerroksen kokoonpuristuma

m = kerroksen moduuliluku

β = kerroksen jännityseksponentti

σ_c = konsolidaatiojännitys

σ_v = vertailujännitys 100kN/m²

$\Delta\sigma$ = kerrokseen ulkoisista kuormista aiheutuva jännitys

h = kerroksen paksuus. /5/

Kun jännityseksponentti $\beta = 0$ Janbun kaava on muotoa:

$$\Delta h = \frac{1}{m} \ln \frac{\sigma_c + \Delta\sigma}{\sigma_c} * h \quad (21)$$

Moduulilukua ja jännityseksponenttia voidaan arvioida suoraan kairausvastusten avulla suuntaa antavasti kappaleessa 3.3.1 esiintyneiden kuvioiden 8 ja 9 mukaan. Savimailla jännityseksponentin β arvo vaihtelee välillä 0...-1, joillakin savilla jopa -2. Janbu on tutkinut runsaasti moduuliluvun vaihtelua ja on esittänyt kaavan moduuliluvun m määrittämiseksi normaalikonsolidoituneilla savilla:

$$m = \frac{700\%}{w\%} \pm 30\% \quad (22)$$

missä w = saven luonnollinen vesipitoisuus

Yhtälö soveltuu käytettäväksi, mikäli jännityseksponentti $\beta = 0$ sekä saven luonnollinen vesipitoisuus on alle 70 %. /17/

Rantamäki, Jääskeläinen ja Tammirinne ovat esittäneet moduulilukujen ja jännityseksponenttien vaihtelusta seuraavia suuntaa antavia arvoja:

GEOTEKNIikka 1993 RANTAMÄKI-JÄÄSKELÄINEN-TAMMIRINNE				
Maalaji	β	m	Konsolidoitumistila	
Lieju, liejusavi	-0,1...-0,5	5...10		NK
Lieju, liejusavi	0	50...60		YK
Savi	-0,1...-0,5	5...20		NK
Savi	0	40...140		YK
Kuivakuorisavi	0,5...1	50...130		YK
Siltti	0...0,5	20...140		NK
Siltti	0	100...250		YK
Kuivakuorisiltti	0,5...1	100...200		YK
Hiekka	0,4...0,7	100...800		NK
Sora	0,2...0,5	200...1700		NK
Moreeni	0,2...0,5	200...2500		NK
NK= NORMAALIKONSOLIDOITUNUT YK= YLIKONSOLIDOITUNUT				

Kuvio 24. Maalajien ominaisuuksia. /6/

5 EXCEL MITOITUSOHJELMA

Opinnäytetyön tuloksena on laskentaohjelma, joka arvioi pohjamaan painumaa sekä sallittua pohjapainetta. Painuman arviointia varten tulee laskuriin syöttää lähötiedoiksi eri maakerroksille niiden maaparametrit sekä kuormituksen tiedot. Painumalaskelma tapahtuu eurokoodin mukaan hyväksytyin tangenttimoduulimenetelmän mukaisesti.

	Painuma					Jännitysli							
	Maalaji	Moduuliluku (m)	Jännityseksponentti (β)	Paksuus (m)	n	Tehokas			sä			Painuma	
					laskenta	Tilavuus	Alkujän	Huokosved	Alkujännit	kuormist	loppu		loppu
					syvyys (m)	paino (kN/m ³)	nitys σ_{vo} (kN/m ²)	enpaine u (kN/m ²)	ys σ'_{vo} (kN/m ²)	a $\Delta\sigma$ (kN/m ²)	nnitys σ'_l (kN/m ²)		(m)
Kerros 1	Sora	200	0,5	0,5	0,25	18	4,5	0	4,5	80	84,5	0,00354	
Kerros 2	Savi	20	0	0,2	0,6	15	10,5	1	9,5	62,5	72,0	0,01939	
Kerros 3	Savi	20	0	0,2	0,8	15	13,5	3	10,5	55,6	66,1	0,01632	
Kerros 4	Savi	20	0	0,2	1	15	16,5	5	11,5	50,0	61,5	0,01394	
Kerros 5	Savi	20	0	0,2	1,2	15	19,5	7	12,5	45,5	58,0	0,01203	
Kerros 6	Savi	20	0	0,2	1,4	15	22,5	9	13,5	41,7	55,2	0,01048	
Kerros 7	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 8	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 9	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 10	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 11	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 12	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 13	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 14	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 15	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 16	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 17	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 18	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 19	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
Kerros 20	Moreeni	1	0,5	0	1,5	20	24	10	14	40,0	54,0	0,00000	
			$\Sigma=$	1,5							$\Sigma=$	75,7 mm	Arvioitu painuma

Kuvio 25. Kuvankaappaus painuman laskentaohjelmasta.

Sallittua pohjapainetta arvioiva laskentaohjelma perustuu eurokoodeissa esiintyviin kantavuuskaavoihin. Sen käyttämiseen tulee antaa jatkuvan anturan mittatiedot, kuormitustiedot sekä pohjamaan tiedot. Mitoitustapana on eurokoodin mukainen DA2 sekä kuormitustapaukset ovat eurokoodien mukaiset 6.10a ja 6.10b. Laskentaohjelmassa koheesiomaan ja kitkamaan sallitut pohjapaineet ovat käsitelty erillisinä tapauksina.

Anna anturan leveys B:	1	m	
Anna pysyvän pystykuorman V_G arvo:	10	kN/m	(Kaikkien yläpuolisten rakenteiden omat painot+koko anturan paino+anturan yläpuolisen maan paino.)
Anna muuttuvan pystykuorman V_Q arvo:	5	kN/m	(Lumi)
Anna perustamissyvyys D:	1	m	(Anturan alapinnasta maan pintaan)
Anna anturan yläpuolisen maan paino γ_d :	19	kN/m ³	
Anna anturan alapuolisen maan paino γ' :	12	kN/m ³	
Mitoituskuorma 6.10a:	13,5	kN/m	13,5 kN/m ²
Mitoituskuorma 6.10b:	19	kN/m	
□			
Laskenta kun pohjamaa on koheesiomaata:			
Anna pohjamaan koheesio c (leikkaujuus):	10	(kN/m ²)	
Sallittu pohjapaine = $R_d/A = p_{sall} = q_{md} =$	39,8	(kN/m ²)	
Laskenta kun pohjamaa on kitkamaata:			
Valitse pohjamaan kitkakulma:	25	°	
$N_c =$	10,7		
$N_q =$	9,01		
$q' =$	19	(kN/m ²)	
Sallittu pohjapaine = $R_d/A = p_{sall} = q_{md} =$	166,0	(kN/m ²)	

Kuvio 26. Kuvankaappaus pohjapaineen laskentaohjelmasta.

6 YHTEENVETO

6.1 Tulokset

Työn pääasiallisena tavoitteena oli parantaa sekä omaa, että ABB Power Grids, Grid Integration Oy:n geoteknistä suunnittelutietämystä sekä selvittää kuinka kairaustuloksista johdetaan geoteknisen suunnittelun lähtötietoja. Lisäksi tavoitteena oli tehdä mitoitusohjelma pohjapaineen ja painuman arvioimiseksi.

Oma käsitykseni kairausnäytteiden tulkinnasta on parantunut ja opinnäytetyön liitteinä olevat esimerkkitulkinnot ovat hyvänä tukena jatkossa.

Laskentaohjelmista painuman laskentaohjelman tekemisessä onnistuttiin. Ohjelma on helppokäyttöinen ja sisältää myös pienet käyttöohjeet. Varmasti käyttökelpoinen työkalu arjen suunnittelutyössä jatkossa.

Pohjapainetta laskevan ohjelman tekemisessä onnistuttiin, mutta sen soveltavuusalue on tällaisenaan kapea. Laskenta huomioi tällä hetkellä ainoastaan pystykuormat.

6.2 Pohdinta

Laskentaohjelmia on syytä jatkokehittää. Varsinkin sallitun pohjapaineen laskentaohjelma jäi suppeahkoksi. Erilaisille perustustavoille sallittuun pohjapaineeseen vaikuttaa hieman eri asiat, joten niitä voi olla hankalaa samaan laskentapohjaan tehdä. Esimerkiksi nyt tehty pohjapaineen laskentamenetelmä on soveltuva jatkuville anturoille ja tällaisilla anturoilla on usein ainoastaan pystykuormia. Pilarianturalla puolestaan vaakakuormiakin esiintyy ja nämä pienentävät anturan tehokasta pohjapaineen vaikutuspinta-alaa. Tehokasta pituutta tai leveyttä anturalle laskettaessa vähennetään anturaa kaatavan momentin ja pystykuorman osamäärästä aiheutuva epäkeskisyys anturan todellisesta leveydestä tai pituudesta.

Itse eurokoodit sanovat, että vertailukelpoista kokemusta voidaan käyttää suunnittelun perustana. Tähän tilanteeseen ajavat varmasti sekä kustannukset että itse maaperän ominaisuudet.

Maaperä ei ole koskaan täysin tasalaatuista kuten esimerkiksi rakenneteräs, jonka ominaisuudet voidaan tarkasti määrittellä. Maaperässä esimerkiksi koostumus, tiiviys, kosteus ja kuormitushistoria voivat vaihdella pienellä alueella suurestikin. Tällöin myös maaparametrit vaihtelevat. Raimo Jääskeläinen sanoo kirjassa Geotekniikan perusteet, 2011: ”Maaparametrien ominaisarvot otetaan varovaisina keskiarvoina havainnoista. Eräs ajatus on, että tilastollisesti ajateltuna ominaisarvoksi valitun varovaisen keskiarvon tulisi olla yli 95 % luotettavuustasolla.” Opinnäytetyötä varten haastattelin geoteknistä asiantuntijaa Martti Sorkamaa. Hänen mukaan maaparametrien määrittelyä tehty usein juuri näin menettelemällä. ”Kairaustuloksista määrittellen vertailukelpoisella kokemuksella ja kirjallisuutta tulkitsemalla maaparametriarvoja, ja suunnittelukohteen laajuus ja vaativuus huomioiden voidaan arvoja tarvittaessa säätää”. /18/

Tämä tekee pehmeille koheesiomaille rakentamisesta haastavaa. Jos maaparametrejä joudutaan niukoista pohjatutkimuksista johtuen arvioimaan alakanttiin, päädytään helposti tilanteeseen, missä ainoa mahdollinen perustamistapa olisi paalu-perustaminen.

Pohjatutkimusten laatu vaihtelee kohteesta riippuen suuresti. Lähtötiedot saattavat olla puutteellisia, tai on käytetty kyseiselle pohjamaalle huonosti soveltuvaa kairausmenetelmää. Tämä pakottaa käyttämään osalle lähtötiedoista oletusarvoja.

Luotettavasti painuman arviointia tehtäessä tangenttimoduulimenetelmällä maan painumaparametrit moduuliluku m ja jännityksen eksponentti β tulisi määrittää kokeiden avulla usealta eri syvyystasolta. Kyseisille parametreille ei ole mitään maalarjivakioita olemassa, vaan parametrit pätevät vain siinä kohdassa, mistä ne on koekallisesti määritetty.

Jotta maaparametrien määrittelyyn saadaan paremmat lähtötiedot, pitäisi pohjatutkimuksessa tehdä kairausten lisäksi näytteenottoa, josta tehdään laboratoriokokeita. Koheesiomailla maan vesipitoisuuden mittaaminen pohjatutkimusvaiheessa eri syvyyksillä auttaa jo painuma-arvioon luotettavuutta. Paremmat pohjatutkimukset ovat tietysti myös kalliimpia, mutta niiden avulla saatetaan saada varmuus edullisemmalle perustamistavalle.

Kevennysperustukset, geoverkkolujitteet, esikuormitus sekä stabilointi olisivat mielestäni lisäselvityksen arvoisia asioita. Kevennysperustuksien periaate on hyvin yksinkertainen. Poiskaivettava maa korvataan kevyemmällä aineella, esim. vaahtolasimurskeella tai leca-soralla. Kevennysvaikutus on huomattava, vaahtolasimurske painaa n. 250kg/m³ ja murske normaalisti n. 1800kg/m³. Lisäksi kevennysperustuksissa käytettävät materiaalit ovat samalla routaeristeitä.

Geoverkkolujitteet ovat olleet yleisemmin käytössä tien rakentamisessa ja alueellista kantavuutta parannettaessa, mutta niiden soveltuvuutta olisi mielestäni syytä selvittää lisää.

Pehmeille koheesiomaille tehtävällä stabiloinnilla pyritään maan leikkauslujuudeksi saavuttamaan yleensä vähintään 70 kN/m². Näiden menetelmien kustannustaso ei ole tarkkaan tiedossa. Lisäksi stabiloinnissa ja esikuormituksessa ongelmaksi saattaa muodostua niiden vaatima kuormitusaika.

LÄHTEET

- /1/ ABB. 2018. <http://new.abb.com/fi/abb-lyhyesti/historia/suomalaiset-juuret>
Viitattu 26.3.2018
- /2/ ABB. 2018. <http://new.abb.com/fi/abb-lyhyesti/suomessa/yksikot/grid-integration>
Viitattu 26.3.2018
- /3/ RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu – Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2017.
- /4/ Kansallinen liite, SFS-EN 1997-1 Geotekninen suunnittelu, Yleiset säännöt: Soveltaminen Infrarakenteisiin. Liikenne- ja viestintäministeriö. 2015.
- /5/ Jääskeläinen, R. 2011. Geotekniikan perusteet. Jyväskylä. Bookwell Oy. 2011.
- /6/ Rantamäki, M., Jääskeläinen R., Tammirinne M. Geotekniikka – 464. Hämeenlinna. Karisto Oy. 1993.
- /7/ Tielaitoksen selvityksiä 20/1993. Moreeni ja sen käyttö. Geokeskus, Oulu. 1993.
- /8/ Korkiala-Tanttu, L., Juvankoski M., Kivikoski H., Eskola P., Kiviniemi M. Moreeni tehokäyttöön! VTT Julkaisu. 2008.
- /9/ Liikenneviraston ohjeita 13/2017. Geotekninen suunnittelu NCCI 7, Eurokoodin soveltamisohje.
- /10/ Suomen Geoteknillinen Yhdistys ry. Kairausopas II Siipikairaus. 1999.
- /11/ Kärki, I. Liikenneviraston tutkimuksia 20/2010. Suljetun leikkauslujuuden määrittäminen rataympäristössä. Liikennevirasto. 2010.
- /12/ Tielaitos. 1993. Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset. Helsinki. 1993.
- /13/ Suomen Geoteknillinen Yhdistys ry. Kairausopas VI CPTU /Puristinkairaus ja puristin-heijarikairaus. 2001.
- /14/ Brouwer, J.J.M. In-situ soil testing. IHS BRE Press, 2007.
- /15/ RIL 157-1. Geomekaniikka 1. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 1985.
- /16/ RIL 95. Pohjarakennus. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 1974.

- /17/ Länsivaara, T. Tielaitoksen selvityksiä 44/2000. Painumalaskentamethodien käyttökelpoisuuden arviointi. Tiehallinto. 2000.
- /18/ Sorkamo, M. 2018. Geotekninen asiantuntija. Puhelinhaastattelut. 8.3, 26.3 sekä 27.4.2018

