

■ OPINNÄYTETYÖ - AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO  
TEKNIIKAN JA LIIKENTEEN ALA

# ULOKKEENA TOIMIVAN TERÄSPONTTISEINÄN SIIRTYMÄTARKASTELU

TEKIJÄ : Rosa Sirén

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala	
Koulutusohjelma Rakennustekniikan koulutusohjelma	
Työn tekijä Rosa Sirén	
Työn nimi Ulokkeena toimivan teräsponttiseinän siirtymätarkastelu	
Päiväys 6.4.2013	Sivumäärä/Liitteet 53/4
Ohjaaja(t) Raimo Lehtiniemi, lehtori; Juha Pakarinen, tuntiopettaja	
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Skanska Infra Oy/Niko Asikainen, projekti-insinööri	
<p>Tiivistelmä</p> <p>Tämän insinööryön tarkoituksena oli tutkia ulokkeena toimivan teräsponttiseinän käyttäytymistä. Tavoitteena oli verrata teräsponttiseinän todellista siirtymää laskennalliseen siirtymään sekä tutkia maaparametrien ja kuormitusten vaikutusta tukiseinän siirtymiin. Työ tehtiin Skanska Infra Oy:lle.</p> <p>Työssä tutkittiin Porin Puuvilla -hankkeessa tehdyn tukiseinän siirtymiä ja verrattiin niitä GeoCalc-ohjelmassa saatuihin siirtymiin. Tukiseinien siirtymiä mitattiin tammikuun alusta maaliskuun loppuun vuonna 2013. GeoCalcilla yritettiin löytää siirtymiin vaikuttavia tekijöitä laskemalla erilaisia tilanteita ja kokeilemalla erilaisia laskenta-arvoja. Lisäksi opinnäytetyössä tarkkailtiin työmaalla tapahtuvia siirtymiä ja mietittiin työvaiheiden vaikutusta niihin. Työ sisältää myös yleiskuvauksen tukiseinistä ja niiden tuennasta, lyhyen katsauksen ulokkeena toimivan tukiseinän mitoittamiseen ja GeoCalc-ohjelman toiminnan kuvauksen.</p> <p>Johtopäätöksenä saatiin, että kaikista suurin merkitys mitoituksessa oli maanpinnalla vaikuttavilla kaatavalla ja vakauttavalla kuormalla. Lisäksi maan koheesiolla, kitkalla ja kokoonpuristuvuusominaisuuksilla oli merkittäviä vaikutuksia siirtymiin. Tätä työtä voidaan käyttää pohjana jatkotutkimuksille, joiden avulla halutaan tutkia pohjatutkimuksien merkittävyyttä mitoituksessa.</p>	
Avainsanat Teräsponttiseinä, ulokkeena toimiva tukiseinä, vapaasti tuettu tukiseinä, GeoCalc	

Field of Study Technology, Communication and Transport			
Degree Programme Degree Programme In Construction Engineering			
Author(s) Rosa Sirén			
Title of Thesis Displacements of unsupported sheet pile wall			
Date	6 April 2013	Pages/Appendices	53/4
Supervisor(s) Raimo Lehtiniemi, Lecturer; Juha Pakarinen, Lecturer			
Client Organisation/Partners Skanska Infra Oy/Niko Asikainen; Project Engineer			
<p>Abstract</p> <p>This thesis was made for Skanka Infra Oy to examine the behavior of unsupported sheet pile wall. The purpose of this thesis was to find a correspondence between the actual displacements and the calculations and try to figure out what caused the difference between these two.</p> <p>On the construction site called Porin Puuvilla the excavation was decided to support with a cantilever sheet pile wall, instead of an anchored supporting structure. The behavior of the sheet pile wall was monitored at the construction site and the calculations were made with the designing program GeoCalc. The monitoring was made from beginning of January till the end of March 2013.</p> <p>As a result it was noticed that the wall did not move as much as it was expected to move. Also it was noticed that the main reason for displacements was caused by destabilizing and supporting loads. The displacements had variation also caused by cohesion, a friction angle and compressibility characteristics of soil. These results can be used as a base for further examinations for usage of the unsupported sheet pile walls.</p>			
Keywords Sheet pile wall, unsupported wall, GeoCalc			

## ESIPUHE

Opinnäytetyön ohjaajina toimivat Skanska Infra Oy:stä Niko Asikainen ja Savonia-ammattikorkeakoulun lehtori Raimo Lehtiniemi ja tuntiopettaja Juha Pakarinen

Haluan kiittää Skanska Infra Oy:n geoteknikko Tarmo Tarkkiota työn aiheesta, mikä oli mielenkiintoinen ja opettava. Asikaiselle erityiskiitos neuvoista ja ohjeista työn aikana. Lisäksi haluan kiittää työn ohjaajia Lehtiniemeä ja Pakarista työn tarkastamisesta ja valvomisesta.

Kiitokset myös kotiin kärsivällisyydestä ja kannustuksesta.

Kuopiossa 2013

Rosa Sirén

## SISÄLTÖ

1	JOHDANTO .....	9
2	KAIVANTOJEN TUENTA .....	10
2.1	Yleistä kaivantojen tuennasta .....	10
2.1.1	Kaivannon sisäpuolelta tuetut tukiseinät .....	10
2.1.2	Kaivannon ulkopuolelta tuetut tukiseinät .....	10
2.2	Tukiseinät .....	11
2.2.1	Teräsponttiseinä .....	11
2.2.2	Työmenetelmän kuvaus .....	12
2.2.3	Teräsponttiseinän toiminta .....	12
3	ULOKKEENA TOIMIVAN TUKISEINÄN MITOITUS .....	13
3.1	Mitoituksen yleisperiaatteet .....	13
3.1.1	Murtorajatila ja käyttörajatila .....	14
3.1.2	Mitoitusarvot .....	14
3.1.3	Murtorajatilatarkastelut .....	16
3.1.4	Käyttörajatilatarkastelu .....	18
3.1.5	Seurantamenetelmä .....	19
3.2	Kuormat .....	19
3.3	Ulokkeena toimiva tukiseinä .....	20
3.3.1	Upotussyvyyden mitoitus .....	20
3.3.2	Tukiseinän vaikutusalue ja ympäristön liikkeet .....	25
4	GEOCALC-MITOITUSOHJELMA .....	27
4.1	CeoCalc-mitoitusohjelman esittely .....	27
4.2	Tukiseinän mitoitus .....	27
4.3	Laskennan kulku .....	30
5	KOHDE-ESITTELY .....	32
5.1	Porin Puuvilla -hankkeessa tehtävä kauppakeskus .....	32
5.1.1	Pohjaolosuhteet .....	33
5.1.2	Kaivannon tuenta .....	34
5.2	Työvaiheet .....	34
5.3	Mittaukset .....	35
5.4	Laskennassa käytettävät maaparametrit .....	37

6	TULOKSET .....	39
6.1	Toteutuneet liikkeet .....	39
6.1.1	Toteutuneet liikkeet tukiseinällä A.....	39
6.1.2	Toteutuneet liikkeet tukiseinällä C.....	40
6.2	Laskennalliset liikkeet .....	42
6.2.1	Tukiseinä A.....	42
6.2.2	Tukiseinä C.....	46
7	JOHTOPÄÄTÖKSET .....	49
7.1	Tukiseinän toiminta .....	49
7.2	Laskentojen paikkansapitävyys ja virhettä aiheuttavat asiat .....	50
7.3	Jatkotoimenpiteet ja -ehdotukset.....	51

LÄHTEET

LIITTEET

## SYMBOLIT JA LYHENTEET

$C_d$	rajoittava mitoitusarvo kuorman vaikutukselle
$E$	kuormien vaikutus
$E_d$	kuormien vaikutuksen mitoitusarvo
$F_d$	kuorman mitoitusarvo
$F_k$	kuorman ominaisarvo
$F_{rep}$	kuorman edustava arvo
$G_{kj;inf}$	edullisen pysyvän kuorman vaikutus
$G_{kj;sup}$	epäedullisen pysyvän kuorman vaikutus
$G_{stb;d}$	vakauttavien pysyvien pystysuorien kuormien mitoitusarvo maan hydraulista nousua vastaan mitoittaessa
$G'_{stb;d}$	vakauttavien pysyvien pystysuorien kuormien mitoitusarvo maan hydraulista nousua vastaan mitoittaessa
$H$	kaivannon syvyys
$H_w$	vedenpaine korkeus
$K_a$	aktiivisen maanpaineen kerroin
$K_{FI}$	kuormakerroin
$K_p$	passiivisen maanpaineen kerroin
$M$	kokoonpuristuvuusmoduuli
$P_a$	Maanpaineen aktiivipuolen resultantti
$P_p$	Maanpaineen passiivipuolen resultantti
$Q$	keskitetty kuorma
$Q_{k;1}$	määräävän muuttuvan epäedullisen kuorman vaikutus
$Q_{k;i}$	muun muuttuvan epäedullisen kuorman vaikutus
$R_d$	kestävyyden mitoitusarvo
$R_f$	hyperbolisen funktion skaalauskerroin
$S_{dst;d}$	kaatavan suotovirtausvoiman mitoitusarvo maassa
$U_{dst;d}$	kaatavan kokonaishuokosvedenpaineen mitoitusarvo
$X_d$	materiaaliominaisuuden mitoitusarvo
$X_k$	materiaaliominaisuuden ominaisarvo
$a$	adheesio
$a_d$	mittatiedon mitoitusarvo
$b$	voiman etäisyys kiertokeskiöstä
$c$	koheesio
$c'$	tehokas koheesio
$h_w$	hydrostaattinen vedenpaine korkeus
$i_a$	hydraulinen gradientti aktiivipuolella
$i_p$	hydraulinen gradientti passiivipuolella
$k$	konsolidaatioasteen huomioiva eksponentti
$m$	moduuliluku

$\beta$	jännitysekspONENTTI
$p$	kuorma
$p_a$	aktiivinen maanpaine
$p_p$	passiivinen maanpaine
$q$	viivakuorma
$t$	voimajakauman pituus
$u$	huokosvedenpaine
$\gamma$	tilavuuspaino
$\gamma'$	tehokas tilavuuspaino
$\gamma'_a$	tehokas tilavuuspaino aktiivisen maanpaineen puolella
$\gamma_E$	Kuorman vaikutuksen osavarmuusluku
$\gamma_F$	kuorman osavarmuusluku
$\gamma_G$	pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G;sup}$	epäedullisen pysyvän kuorman kokonaisvaikutusta arvioiva kerroin
$\gamma_{G;inf}$	edullisen pysyvän kuorman kokonaisvaikutusta arvioiva kerroin
$\gamma_M$	maaparametrin tai materiaaliominaisuuden osavarmuusluku
$\gamma'_p$	tehokas tilavuuspaino passiivisen maanpaineen puolella
$\gamma_Q$	muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\gamma_R$	kestävyyden osavarmuusluku
$\gamma_{R;d}$	kestävyydshallin epävarmuuden osavarmuusluku
$\gamma_{S;d}$	kuormien vaikutusten mallintamisen epävarmuuden osavarmuusluku
$\gamma_{sat}$	vedellä kyllästetyn maan tilavuuspaino
$\gamma_w$	veden tilavuuspaino
$\psi$	kerroin osavarmuusluvun muuntamiseksi edustavaksi arvoksi
$\sigma$	maanpaineen aiheuttama jännitys
$\sigma_a$	vertailujännitys (100 kPa)
$\sigma'_v$	tehokas pystysuora jännitys
$\sigma_{stb,d}$	vakauttavan pystysuoran kokonaisjännityksen mitoitusarvo
$\varphi$	leikkauskestävyydshallma "kitkakulma"
$\varphi'$	tehokas leikkauskestävyydshallma
DCM	jousimalli, mikä perustuu maan ääripaineiden kehittymistä vastaavaan siirtymään
MCM	jousimalli, mikä perustuu maan muodonmuutosmoduuliin
OCR	ylikonsolidaatioaste (Over Consolidation Ratio)
TKK	Teknillinen korkeakoulu
TTY	Tampereen teknillinen yliopisto



## 1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on tutkia ulokkeena toimivan tukiseinän käyttäytymistä. Työssä seurataan Porin Puuvilla -hankkeessa toteutetun teräsponttiseinän siirtymiä. Toteutunutta siirtymää verrataan laskennalliseen ja tutkitaan, mitkä maaparametrit vaikuttavat laskentaan. Työ toteutetaan Skanska Infra Oy:lle.

Ulokkeena toimiva tukiseinä tuetaan upottamalla se niin syväälle maan sisään, että siihen kohdistuvat kaatava ja vakauttava voima ovat tasapainossa. Ulokkeena toimiva tukiseinä soveltuu ainoastaan mataliin kaivantoihin ja sen käyttäytymistä pitää aina seurata. Maan jännitystilojen muuttuessa kaivun ja muiden työvaiheiden johdosta tukiseinään saattaa aiheutua yllättäviä kuormitusyhdistelmiä. Tällöin tukiseinä saattaa käyttäytyä arvaamattomasti. Tutkittavassa kohteessa kaivannon tuenta piti alun perin tehdä kokonaan ankkuroituna, kuitenkin suunnitelmia muutettiin ja päädyttiin ulokkeena toimivan tukiseinän käyttämiseen.

Työ alkaa aiheeseen johdattelevalla yleiskuvauksella kaivannoista ja kaivantotyypeistä, erilaisista tukiseinistä ja niiden tuentatavoista. Mitoitusosioissa kerrotaan peruseriaatteet eurokoodimitoituksesta ja tukiseinien mitoituksesta, kuitenkin rajautuen ulokkeena toimivien teräsponttiseinien mitoitukseen. Tämän jälkeen tutustutaan Novapoint GeoCalc -mitoitushjelman käyttöön. Tässä työssä kaikki mitoitusapaukset lasketaan GeoCalcilla.

Lopuksi tutustutaan opinnäytetyön kohdehankkeeseen, sen yleisiin hankeratkaisuihin ja mitoitukseen vaikuttaviin asioihin. Työssä seurataan kahden tukiseinän liikkeitä kolmen kuukauden ajan. Seuranta tapahtuu vuoden 2013 tammikuun alusta maaliskuun loppuun. Toteutuneita ja laskennallisia siirtymiä vertaillaan ja tutkitaan GeoCalcin avulla laskennan tuloksiin vaikuttavia tekijöitä. Viimeinen kappale sisältää yhteenvedon työn havainnoista ja tukiseinän käyttäytymiseen vaikuttaneista tekijöistä.

## 2 KAIVANTOJEN TUENTA

### 2.1 Yleistä kaivantojen tuennasta

Rakennuskaivannot tulee tehdä pohjarakennesuunnitelmien ja työ- ja laatusuunnitelmien mukaisesti. Työstä ei saa aiheutua vaaraa tai kohtuutonta haittaa ympäristölle, eikä sen vaikutusalueella oleville rakennuksille, rakenteille tai laitteille. Seuranta- ja tarkkailumittauksilla pystytään varmistamaan työn kelpoisuus ja laatu. (Pohjarakennusohjeet: RIL 121 - 2004, 2006.)

Rakennuskaivanto voidaan tehdä luiskattuna tai tuettuna kaivantona. Luiskattu kaivanto soveltuu mataliin kaivantoihin ja työmaille, missä on runsaasti tilaa. Kaivannossa tehtävät työvaiheet on suunniteltava niin tarkasti, että voidaan varmistaa töiden tekeminen sujuvasti ja turvallisesti. Luiskatuissa kaivannoissa yleinen vaaratilanne aiheutuu, kun liian jyrkkään tehty luiska sortuu. Kaivanto mitoitetaan luiskan sortumisvaaran mukaan, mutta työvaiheiden ja työkonoiden, pakkasen tai veden aiheuttamat vaikutukset on haastavaa arvioida täydellisesti.

Tuettua kaivantoa käytetään, kun luiskatun kaivannon luiskan sortumavaara on liian suuri tai rakennusalue halutaan tehokkaampaan käyttöön. Syviin kaivantoihin ja haasteellisiin pohjaolosuhteisiin tuettu kaivanto on ainoa vaihtoehto. Tuetussa kaivannossa tehdään tukiseinä, joka tuetaan kaivannon ulko- tai sisäpuolelta. (Rantamäki & Tammirinne 1979.)

#### 2.1.1 Kaivannon sisäpuolelta tuetut tukiseinät

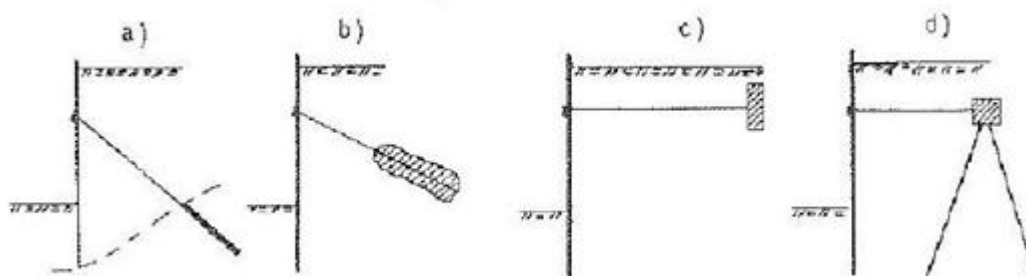
Tukiseinät voidaan tukea kaivannon sisäpuolelta erilaisilla palkki- ja kehäratkaisuilla. Kaivannon ollessa kapea voidaan tukiseinä tukea vaakatuilla suoraan vastaseinään. Tällöin saadaan aikaiseksi jäykkä tukiseinä, mikä toimii kehärakenteen tavoin. Vaakaan tuettuja tukiseiniä käytetään eniten putki- ja kanaalikaivannoissa. Jos kaivantoalue on laaja, tehdään sisäpuolinen tuenta usein vinotuilla kaivannon pohjalle. Vinotuet tuetaan yleensä kaivannon pohjalle tehtyihin perustusrakenteisiin. Tällöin perustusten mitoittamisessa tulee ottaa huomioon myös tukiseinän välittämä vaakakuorma. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)

Sisäpuolisessa tuennassa on suunniteltava tarkasti kaikki työvaiheet, niin että tukirakenteet eivät haittaa työntekoa. Yleensä tukiseinien kulmat tulee myös vahvistaa pienemmillä jänneväleillä, mikä pienentää kulmissa työskentelytilaa. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)

#### 2.1.2 Kaivannon ulkopuolelta tuetut tukiseinät

Kaivannon ulkopuolelta tuetut tukiseinät soveltuvat kaivantoihin, joissa halutaan koko työskentelyalue tehokkaaseen käyttöön. Lisäksi ne ovat järkevin ja tehokkain tuentatapa syviin ja ahtaisiin olosuhteisiin. Kaivannon ulkopuolinen tuenta toteutetaan yleensä ankkureilla, mikä on yleensä kallista ja venyttää työaikataulua. Toisaalta kaivantoon päästään töihin heti tuentatyön jälkeen ja kaivannossa ei ole työtä haittaavia esteitä. Tällöin itse rakentamiseen tarvittava aika lyhenee. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)

Tuenta voidaan tehdä ulokkeena toimivana, yhdeltä tasolta tuettuna tai useammalta tasolta tehtynä tumentana. Ulokkeellinen tukiseinä vastaanottaa kuormituksen passiivisen maanpaineen avulla kaivannon pohjaa syvemmälle ulottuvalla seinällä. Yhdellä tai useammalta tasolta tuettu tukiseinä vastaanottaa kuormituksen yleensä maasta tai kalliosta ankkureilla ja kuormansiirtorakenteella. Tuenta voidaan tehdä myös vaakaan, jolloin ankkurointi kiinnitetään vastatukiseinään tai anturaan (kuva 1.) (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)



Kuva 1: Erilaisia ankkurointitapoja (Rantamäki & Tamminen 1979, 136).

## 2.2 Tukiseinät

Tuetun kaivannon perustukiseinätyypit ovat settiseinä, porapaaluseinä, teräsponttiseinä ja patoseinä. Settiseinä tehdään säännöllisin välein upotetuista pilareista, joiden väliin asennetaan vaakaan tukilankkuja kaivun edetessä. Porapaaluseinässä tehdään porapaaluja, mitkä porataan noin metri kalliioon ja valetaan täyteen betonia. Teräsponttiseinä tehdään teräsprofieista, jotka upotetaan täryttämällä tai lyömällä maahan, niin että niiden kyljessä olevat kiinnitykset lukkiutuvat toisiinsa. Patoseinä tehdään kaivamalla maahan pilareita ja korvataan maa-aines betonimassalla. Patoseinää voidaan käyttää rakenteen pysyvänä seinänä tai perustuksena. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)

Tukiseinätyyppi valitaan kaivannon kestoajan, syvyyden, vesiolosuhteiden, maaperän sekä ympäristön sallimien painumien ja siirtymien perusteella. Kestoiällä tarkoitetaan tukiseinän käyttöikää eli tuleeko tukiseinästä osa pysyvää rakennetta vai onko se tarkoitettu ainoastaan työnaikaiseen käyttöön. (Rantamäki & Tamminen 1979.)

### 2.2.1 Teräsponttiseinä

Teräsponttiseinät voidaan ryhmitellä kevyisiin, raskaisiin ja erikoisprofieihin. Kevyet pontit ovat lähes levymäisiä ja aaltoilevat hieman. Raskaiden ponttien taivutusvastus on suuri ja ne ovat joko U- tai Z-profiileja, niiden kiinnityskohdan mukaan. U-profiilit ovat yleisimpiä ja ne kiinnitetään toisiinsa poikkileikkauksen neutraaliakselilta. Erikoisprofiiliponteilla saadaan kaikista jäykimpiä rakenteita. Erikoisprofiilipontit ovat erilaisia koteloituja teräslevyjä. Niitä voidaan myös yhdistää raskaisiin pontteihin. (Rantamäki & Tamminen 1979.)

Teräsponttiseinästä saadaan lähes vedenkestävä lyömällä pontit lukkoon. Pontin lukkokiinnityksiin on myös saatavana tiivisteitä, joilla saadaan parempi vedenpitävyys. Työnaikaisessa pontituksessa voidaan käyttää samoja pontteja useamman kerran (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989).

### 2.2.2 Työmenetelmän kuvaus

Teräsponttiseinät upotetaan täryttämällä maahan pontti kerrallaan tai ryhmissä. Jos pontit lyödään yksi kerrallaan, ne on vaikeampi saada suoraan ja menemään lukkoon. Ryhmässä lyötäessä lyödään noin 5 - 10 ponttia osittain maahan, niin että ne pysyvät pystyssä. Tämän jälkeen lyödään uusi ryhmä viereen ja lyödään aikaisemmat pontit tavoitesyvyyteen. Näin saadaan helpommin ja varmemmin suora ja oikealla paikalla sijaitseva jatkuva seinä. Teräsponttiseinän lyöntiä varten upotetaan maahan ohjauspalkit. Ohjauspalkkien tarkoitus on asettaa ponteille selkeä upotuslinja niin, että pontit saadaan asennettua oikealle paikalle ja pystysuoraan. Pontteja lyötäessä lyöntiyksikössä on yläpäässä myös pontin ohjain, jolla pontti saadaan pysymään suorassa upotuksen ajan. (Rantamäki & Tammirinne 1979.)

Teräspontti soveltuu kaikkiin maalajeihin, mutta kivisiin ja koviin maalajeihin sen upottaminen on haastavaa. Ongelmia saattaa tulla, jos pontti osuu isoon kiveen. Tällöin voi olla, ettei ponttia saada upotettua ollenkaan tai pontti saattaa taipua, irrota lukosta tai mennä rikki. Jos ponttien lukkoon lyönti ei onnistu, voidaan pontit kiinnittää toisiinsa myös muilla tavoin. Kuitenkin vedenpaineen ja vuotovesien ollessa suuria, pitää ottaa huomioon, että veden kulkiessa ponttien läpi mukanaan siirtyy myös maa-ainesta. Maa-aineksen kulkeutuessa kaivantoon, tulee kaivannon ulkopuolelle painuma. (Rantamäki & Tammirinne 1979.)

### 2.2.3 Teräsponttiseinän toiminta

Teräsponttiseinän toiminta alkaa heti upotuksen jälkeen. Teräsponttiseinän asentamisen jälkeen voidaan maa kaivaa tuentatasoon tai ulokkeena toimivan tukiseinän tapauksessa kaivannon pohjan tasoon. Yleensä teräsponttiseinä ankkuroidaan. Tällöin teräsponttiseinän jäykkyys määrää usein käytettävän ankkurointivälin. Ankkuroinneissa pyritään mahdollisimman pieneen ankkurien lukumäärään, koska ankkurointityön lisääntyminen on yleensä kalliimpaa, kuin ankkurikoon kasvattaminen.

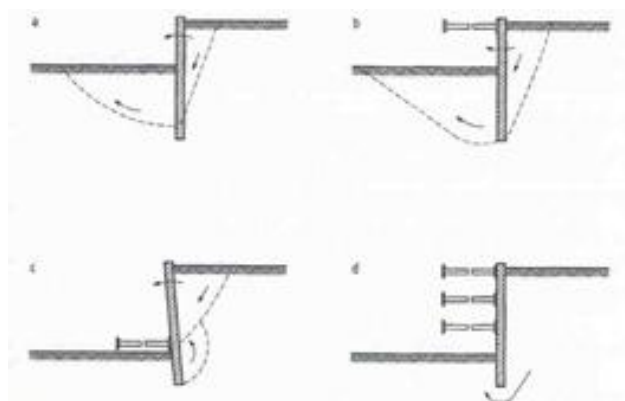
Teräsponttiseinän taipuminen vaakasuunnassa lisää riskiä lukkojen pettämiseen tai raottumiseen ja taipuminen pystysuunnassa voi nurjauttaa ponttiseinän. Teräsponttiseinä voidaan tukea alapäästään kolmella eri tavalla: vapaasti, juuritapeilla tai juuritapeilla ja juuripalkilla. Teräsponttiseinä pitää tukea juuritapeilla, mikäli pontit upotetaan kallioon asti ja tukiseinän vaakastabiliteetti edellyttää tuki-voimaa tukiseinän alapäähän. Jos kaivanto kaivetaan pohjaan asti, pitää asentaa juuritappien lisäksi juuripalkki. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)

### 3 ULOKKEENA TOIMIVAN TUKISEINÄN MITOITUS

#### 3.1 Mitoituksen yleisperiaatteet

Laskelmiin perustuvassa suunnittelussa tulee noudattaa EN 1990:2002:n perusvaatimuksia ja standardin RIL 207 - 2009 erityissääntöjä. Maanpaineiden suuruuteen ja jakaumaan, sisäisiin voimiin ja taiputusmomenttiin vaikuttaa paljon rakenteen jäykkyys ja lujuus sekä maan jännitystila. Tällöin maapohjan ja rakenteen yhteistoimintaongelmien tarkastelussa käytetään maapohjalle ja rakenne-materiaalille riittävän edustavia jännitysmuodonmuutosuhteita ja maapohjan jännitystiloja, jotta saavutetaan turvallinen tulos kyseisessä rajatilassa. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

Ohuet ulokkeelliset teräsponttiseinät tuetaan passiivisella maanpaineella. Seinien taipumiskyky on merkittävä tekijä tuennassa, kun taas seinän paino taas on merkityksetön. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.) Kuvassa 2 on esitetty tukiseinän mahdollisia murtumistapoja.



Kuva 2. Ulokkeellisen tukiseinän murtumistapoja (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009, 166)

Mitoitustilanteista ja rajatiloja määritettäessä on huomioitava seuraavat tekijät (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009):

- alueen olosuhteet, jotka vaikuttavat kokonaisvakavuuteen ja maapohjan liikkeisiin
- rakenteen ja sen osien koko ja luonne mukaan lukien mahdolliset erityisvaatimukset kuten suunniteltu käyttöikä
- ympäristön asettamat ehdot (esimerkiksi: lähellä olevat rakenteet, liikenne, kunnallistekniset järjestelmät, kasvillisuus, vaaralliset kemikaalit jne.)
- pohjaolosuhteet
- pohjavesiolosuhteet
- alueellinen seismisyys
- ympäristön vaikutukset (hydrologia, pintavesi, maan painuminen, kosteuden ja lämpötilan vuorokausvaihtelut).

Rajatilat voivat esiintyä maapohjassa tai rakenteessa, mutta lisäksi täytyy ottaa huomioon molempien yhdistetty murtuminen. Käytännössä kokemus yleensä osoittaa, mikä rajatila on mitoittava ja loput rajatilat voidaan osoittaa valvontamittauksin. Mitoitustilanteet on tarkasteltava lyhytaikaisina ja

pitkäaikaisina. Suunnitteluvaiheessa ympäristöolosuhteiden merkittävyys tulee arvioida säilyvyyden kannalta. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

### 3.1.1 Murtorajatila ja käyttörajatila

Murtorajatilassa tarkastellaan rajatilaa, minkä toteutuminen johtaa maan tai rakenteen murtumiseen. Käyttörajatilassa tarkastellaan rajatilaa, jonka toteutuminen johtaa jonkin tekijän epäsallittuun suuruuteen. Esimerkiksi liian suureen siirtymän arvoon.

Murtorajatila suunnittelussa tarkastettava, ettei seuraavia murtorajajaloja ylitetä (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009):

- rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menettäminen, kun sitä tarkastellaan jäykkänä kappaletena, jossa rakennemateriaalien ja maapohjan lujuudet ovat merkityksettömiä kestävyysajan aikaansaamiseksi (EQU)
- rakenteen tai rakenteellisen osien sisäinen murtuminen tai liiallinen muodonmuutos, mukaan lukien esimerkiksi perustukset, paalut tai kellarin seinät, joissa rakennemateriaalinen lujuus on merkittävä kestävyysajan aikaansaamiseksi (STR)
- rakennuspohjan murtuminen tai liiallinen muodonmuutos, jossa maan tai kallion lujuus on merkittävä kestävyysajan aikaansaamiseksi (GEO)
- vedenpaineen aiheuttamasta nosteesta tai muusta pystysuuntaisesta kuormituksesta johtuva rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menettäminen (UPL)
- hydraulisten gradienttien aiheuttama hydraulinen pohjannousu, sisäinen eroosio ja sisäinen putkieroosio maassa (HYD).

Geoteknisten parametrien ominaisarvot tulee valita kenttä- ja laboratoriokokeista saatujen tulosten ja johdettujen arvojen perusteella. Saadut ominaisarvot tulee täydentää vertailukelpoisella kokeuksella. Lisäksi ominaisarvo tulee valita rajatilan esiintymiseen vaikuttavan arvon varovaisena arvona. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

### 3.1.2 Mitoitusarvot

Kuormien mitoitusarvo tulee määrittää EN 1990:2002:n mukaisesti. Kuorman mitoitusarvo tulee joko arvioida suoraan tai johtaa edustavista arvoista käyttäen yhtälöä 1. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009, 41.)

$$F_d = \gamma_F * F_{rep} \quad (1)$$

missä,

$$F_{rep} = \psi * F_k \quad (2)$$

$\psi$ :n kyseeseen tulevat arvot tulee ottaa EN 1990:2002:sta

Kaavan 1 arvo  $\gamma_F$  saadaan kyseisen mitoitustavan kuormien osavarmuuslukutaulukosta. Osavarmuuslukujen arvot pätevät normaalisti vallitseville ja tilapäisille tilanteille. Poikkeuksellisen suuren riskin tapauksessa, epätavallisissa tai poikkeuksellisen vaikeissa pohja- ja kuormitusolosuhteissa sekä väliaikaisissa rakenteissa ja tilapäisissä mitoitulosuhteissa käytetään kyseeseen tulevia kuorman osavarmuuslukuja  $\gamma_G K_{FI}$  ja  $\gamma_Q K_{FI}$ . Kuormakerroin  $K_{FI}$  valitaan luotettavuusluokan perusteella, luotettavuusluokkien kuormakertoimet ovat RC3:  $K_{FI} = 1,1$ , RC2:  $K_{FI} = 1,0$  RC1:  $K_{FI} = 0,9$ . (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

Rajatiloissa, joissa on vakavia seurauksia (yleensä murtorajatilat), pohjavedenpaineen mitoitusarvojen tulee edustaa epäedullisimpia arvoja, jotka voivat esiintyä rakenteen suunnitellun käyttöajan aikana. Rajatiloissa, joissa on vähemmän vakavia seurauksia (yleensä käyttörajatilat), mitoitusarvoina tulee olla epäedullisimmat arvot normaaleissa olosuhteissa. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

Pohjavesihavaintojen perusteella määritetään yli-, keski- ja alivedenpinnan korkeudet vertaamalla havaintoja vastaavissa olosuhteissa tehtyihin pitkäaikaishavaintoihin, sekä huomioimalla vuotuiset korkeusvaihtelut ja sadanta. Vedenpinnan korkeus saadaan kertomalla havaintojakson korjauskerroimella tutkinnassa saatu arvo. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

Geoteknisten parametrien mitoitusarvot johdetaan kaavalla 3, missä käytettävät ominaisvarmuusluvut ( $\gamma_M$ ) saadaan tarkastellun rajatilan osavarmuuslukutaulukosta. Taulukossa 1 on esitetty osavarmuusluvut, joita käytetään rakenteen ja maapohjan kestävyys tarkasteluissa (STR/GEO). Tilavuuspainon osavarmuusluku on yksi, jolloin se on ainut maaparametri mikä ei tarvitse lisävarmuutta murtumaa vastaan. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

$$X_d = \frac{X_K}{\gamma_M} \quad (3)$$

Taulukko 1. Maaparametrien osavarmuusluvut ( $\gamma_M$ ) (STR/GEO)  
(Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009, 48.)

Maaparametri	Merkintä	Arvo
Leikkauskestävyysskulma * ("kitkakulma")	$\gamma_\phi$	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_c$	1,25
Suljettu leikkauslujuus	$\gamma_{cu}$	1,5
Yksiaksiaalinen puristuslujuus	$\gamma_{qu}$	1,5
Tilavuuspaino	$\gamma_\gamma$	1
* Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan\phi'$		

Kuormien ja materiaalien osavarmuuskertoimet  $\gamma_M$  ja  $\gamma_F$  sisältävät varautumisen vähäisiin vaihteluihin mittatiedoissa. Mittatietojen poikkeamilla ollessa merkittävä vaikutus rakenteen luotettavuuteen on mittatietojen mitoitusarvot johdettava ohjeen EN 1990:2002 mukaisesti. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

Kestävyyden ( $R_d$ ) ja kuormien vaikutuksen ( $E_d$ ) mitoitusarvoa laskettaessa voidaan käyttää mallikertoimia  $\gamma_{R;d}$  ja  $\gamma_{S;d}$  varmistamaan, että laskelman tulokset ovat tarkkoja tai varmoja. Kun mallikertoimelle ei esitetä selvästi numeroarvoa, suunnittelijat voivat käyttää oman valintansa mukaisia arvoja. Kansallisen kokonaisvarmuustason on kuitenkin säilyttävä. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

### 3.1.3 Murtorajatilatarkastelut

Tarkasteltaessa rakenneosan tai maapohjan liiallisen muodonmuutoksen tai murtorajatilan arvoa (SRT ja GEO) on osoitettava, että kuormien vaikutuksen mitoitusarvo ( $E_d$ ) on pienempi kuin kestävyyden mitoitusarvo ( $R_d$ ) (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009).

$$E_d \leq R_d \quad (4)$$

Osavarmuusluvut voidaan kohdistaa joko kuormiin ( $F_{rep}$ ) tai niiden vaikutuksiin ( $E$ ), jolloin kuormien vaikutus voidaan laskea kaavoilla 5a ja 5b (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009).

$$E_d = E \left\{ \gamma_F * F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (5a)$$

$$E_d = \gamma_E * E \left\{ F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (5b)$$

Eurokoodissa on tukirakenteille kolme eri mitoitusapaa; 1, 2 ja 3. Antura- ja laattaperustusten, paa-luperustusten, ankkureiden ja tukirakenteiden mitoituksessa käytetään mitoitusapaa 2. Mitoitustapaa 3 käytetään luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa. Tukirakenteet mitoitetaan mitoitus-tavalla 2, mikä sisältää mitoitustavat DA2 ja DA2\*. Mitoitustavassa DA2 ominaisvarmuusluvut koh-distetaan ominaisarvoihin laskelmien alussa ja itse laskelma tehdään mitoitusarvolla. Mitoitustavassa DA2\* laskelmat suoritetaan ominaisarvoilla ja laskelman lopussa murtorajatilaehto tarkasteltaessa käytetään osavarmuuslukuja. Tällöin osavarmuusluku sovelletaan kuorman vaikutuksiin. Lisäksi me-netelmässä kaikki pysyvät kuormat otaksutaan epäedullisiksi. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

Mitoitustavassa 2 tulee osoittaa, ettei murtorajatilaa tai liiallista muodonmuutosta esiinny seuraavalla osavarmuuslukujen yhdistelmällä A1 "+" M1 "+" R2. Osavarmuuslukujen yhdistelmässä A merkintä tarkoittaa kuormia, M merkintä maaparametreja ja R kestävyttä. Sarja A1 sisältää kaksi eri mitoi-tuskaavaa, joita kutsutaan 6.10a ja 6.10b. Tässä työssä kuormituskaavasta 6.10a puhuttaessa tar-koitetaan kaavaa 6a ja kaavasta 6.10b puhuttaessa tarkoitetaan kaavaa 6b. Mitoituskaavoja sovelle-taan niin, että kuormien yhdistelmänä käytetään epäedullisempaa kahdesta seuraavasta kaavasta 6.10a ja 6.10b. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009, 50.)

kuormituskaava 6.10a:



$$1,35 K_{FI} G_{kj;sup} + 0,9 G_{kj;inf} \quad (6a)$$

kuormituskaava 6.10b:

$$1,15 K_{FI} G_{kj;sup} + 0,9 G_{kj;inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k;1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0;i} Q_{k;i} \quad (6b)$$

Luiska- ja kokonaisstabiileettitarkasteluissa käytetään mitoitustapaa 3. Mitoitustavassa 3 tulee osoittaa, ettei liiallista muodonmuutosta tai murtumaa esiinny yhdistelmällä A2 "+" M2 "+" R3. Osavarmuusluvut voidaan kohdistaa kuormiin tai kuormien vaikutuksiin ja maan lujuusparametreihin. Maahan kohdistuvia kuormia käsitellään geoteknisinä kuormina käyttäen osavarmuuslukuja A2.

Mitoitustavassa kolme käytetään sarjaa A2, jolloin sovelletaan mitoituskavaa 6.10. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009, 49.) Tässä työssä mitoituskavasta 6.10 puhuttaessa tarkoitetaan kaavaa 7.

kuormituskaava 6.10:

$$1,0 K_{FI} G_{kj;sup} + 1,0 G_{kj;inf} + 1,3 K_{FI} Q_{k;1} + 1,3 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0;i} Q_{k;i} \quad (7)$$

Samankaltaisten tekijöiden aiheuttamat pysyvät kuormat (ominaisarvot) kerrotaan osavarmuusluvulla  $\gamma_{G;sup}$  kokonaisvaikutuksen ollessa epäedullinen ja osavarmuusluvulla  $\gamma_{G;inf}$  kokonaisvaikutuksen ollessa edullinen.

Kestävyyden mitoitussarvoja laskiessa osavarmuusluvut voidaan kohdistaa joko maan ominaisuuksiin (X), kestävyteen (R) tai molempiin, seuraavaan tapaan (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009):

$$R_d = R \left\{ \gamma_F * F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (8a)$$

$$R_d = R \frac{\{ \gamma_F * F_{rep}; X_k; a_d \}}{\gamma_R} \quad (8b)$$

$$R_d = R \left\{ \gamma_F * F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} / \gamma_R \quad (8c)$$

Kaava 8c. ei ole käytössä Suomessa mitoitustavoissa 2 ja 3. Taulukosta 2 saadaan osavarmuusluku-  
jen arvot. Taulukon 2 arvoja käytetään mitoittaessa maapohjan ja rakenteen kestävyttä.

Taulukko 2. Tukirakenteiden kestävyden osavarmuusluvut ( $\gamma_R$ ) (STR/GEO)  
(Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009, 52).

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukumiskestävyys	$\gamma_{R,h}$	1,1
Maan kestävyys (passiivipaine)	$\gamma_{R,e}$	1,5

Veden suotovirtauksesta johtuvan hydraulisen nousun aiheuttamaa murtorajatilaa (HYD) tarkasteltaessa tulee osoittaa jokaiselle kyseeseen tulevalle maaprismalle, että kantavan (murtuvan) kokonaisuvedenpaineen mitoitusarvo ( $U_{dst;d}$ ) prisman pohjalla tai suotovoiman mitoitusarvo ( $S_{dst;d}$ ) prismassa on pienempi tai yhtä suuri kuin vakauttava pystysuora kokonaisjännitys ( $\sigma_{stb;d}$ ) prisman pohjalla tai saman prisman vedenaikainen paino ( $G'_{stb;d}$ ). (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

$$U_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (9a)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (9b)$$

Yhtälöissä 9a ja 9b tulee käyttää taulukon 3 osavarmuuslukuja mitoitusarvoille  $U_{dst;d}$ :lle,  $\sigma_{stb;d}$ :lle,  $S_{dst;d}$ :lle ja  $G'_{stb;d}$ :lle. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.) Taulukossa on esitetty osavarmuusluvut pysyväille ja muuttuvalle kuormalle hydrostaattisen nousun estämiseksi. Pysyväille kuormalle osavarmuusluku on jaettu epäedulliseen ja edulliseen kuormitukseen, joista epäedullinen kuorma on jaettu lisäksi edullisiin ja epäedullisiin pohjaolosuhteiden perusteella. Muuttuvalle kuormalle osavarmuusluku on pelkästään kaatavalle kuormalle.

Taulukko 3. Kuormien osavarmuusluvut ( $\gamma_F$ ) (HYD) (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

Kuorma	Merkintä	Arvo
<b>Pysyvä:</b>		
Epäedullinen <sup>a</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,35 $K_{F1}$ (edulliset pohjaolosuhteet)
Epäedullinen <sup>a</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,8 $K_{F1}$ (epäedulliset pohjaolosuhteet)
Edullinen <sup>b</sup>	$\gamma_{G,stb}$	0,9 $K_{F1}$
<b>Muuttuva</b>		
Epäedullinen <sup>a</sup>	$\gamma_{Q,dst}$	1,5 $K_{F1}$
<sup>a</sup> Kaatava kuorma (murtava)		
<sup>b</sup> Vakauttava kuorma		

### 3.1.4 Käyttörajatilatarkastelu

Maapohjassa tai rakenteellisessa poikkileikkauksessa, kantavassa rakennusosassa tai liitoksessa tulee varmuuden osoittamiseksi varmistaa, että

$$E_d \leq C_d \quad (10)$$

missä,

$E_d$  = kuormien vaikutuksen mitoitusarvo ja  $C_d$  = rajoittava mitoitusarvo kuorman vaikutukselle. Osavarmuuslukuina käytetään arvoa 1,0 (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009).

Vaihtoehtoisesti käyttörajatilassa voidaan myös osoittaa, että tarpeeksi pieni osa maan lujuudesta on mobilisoitu. Muodonmuutokset pysyvät sallittujen käyttökelpoisuusrajojen sisällä, mikäli menettely rajoittuu mitoitustilanteisiin, joissa muodonmuutoksen arvoa ei tarvita käyttörajatilan tarkistamiseen tai tarjolla on vertailukelpoista kokemusta samanlaisesta maapohjasta, rakenteesta ja käytettyä menetelmästä.

Käyttörajatilassa on huomioitava maan ja rakenteiden ominaisuuden mahdolliset muutokset. Jos rakenteen elinaikana voi tapahtua muutoksia, on myös ominaisarvoja muutettava asianmukaisesti. Käyttörajatilan muodonmuutoksen raja-arvo on arvo, jolloin oletetaan käytännössä tapahtuvan muodonmuutos, mikä ei ole hyväksyttävä. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

### 3.1.5 Seurantamenetelmä

Seurantamenetelmää käytetään, kun tukirakenteen käyttäytymistä on vaikea ennustaa. Menetelmässä määritetään tarkat rajat sallituille siirtymille ja painumille, joita seurataan koko rakennustyön ajan. Seurantamenetelmässä laaditaan seurantasuunnitelma, jonka perusteella voidaan tarkkailla, että sallitut muodonmuutokset syntyvät hallitusti ja niihin osataan varautua ajoissa. Tärkeää on myös määrittää mittaustavat ja -laitteet, niin että jokainen liike voidaan arvioida luotettavasti. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

Seurantamenetelmää käytetään usein tukirakenteiden mitoituksen apuna. Harvoin on mahdollista ja kannattavaa tehdä niin kattavia pohjatutkimuksia, että voitaisiin täydellisesti ennustaa tulevan tukirakenteen käyttäytyminen. Lisäksi maapohjassa tapahtuvat jännitystilat ja rakenteen ja maapohjan yhteistyö saattaa yllättää. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

## 3.2 Kuormat

Tukiseinien mitoituksessa tulee ottaa huomioon erilaisia tukiseinää rasittavia kuormia ja niiden yhdistelmiä. Mitoituksessa huomioitavia peruskuormia: (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009)

- maan-, kallion- ja vedenpaino
- jännitykset maapohjassa
- maanpaineet
- vapaan veden paineet ja pohjavedenpaine
- suotovirtauksesta aiheutuvat voimat
- pysyvät- ja hyötykuormat rakenteissa,
- pintakuormat
- ankkurointivoimat
- kuorman poistuminen tai maankaivu
- kasvillisuuden, ilmaston tai kosteusvaihtelujen aiheuttama paisuminen ja kutistuminen
- maamassojen virumisen, liukumisen tai painumisen aiheuttamat siirtymät
- räjäytyksistä, tärinästä, tai dynaamisesta kuormituksesta aiheutuvat siirtymät ja kiihtyvyydet
- lämpötilan vaikutukset (mm. routanousu)

- jääkuormat
- maa-ankkurien ja tukien esijännitys
- negatiivinen vaippahankaus (=kitka).

Kuormat voivat esiintyä yksittäin tai niiden yhdistelminä. Ne voivat esiintyä pitkäaikaisina tai hetkellisinä tai ne voivat esiintyä vain paikallisesti. Tukirakenteen molemmin puolin oleva pohjavedenpintojen korkeusero aiheuttaa suotovirtauksia, mikä voi muuttaa maanpainetta tukiseinän takana ja pienentää maan kestävyyttä seinän edessä.

Tukiseinän edessä olevan maapohjan kestävydestä riippuva tukiseinän vakavuus murtorajatilassa on huomioitava alentamalla vastustavaa maanpintaa. Vastustavan maanpinnan tasoa alennetaan oletetusta tasosta  $\Delta a$  verran. Arvo määräytyy työn valvonnan mukaan, ulokkeelliselle seinälle  $\Delta a$  on 10 % kaivutason yläpuolisen seinän korkeudesta, rajoitettuna maksimiarvoon 0,5 m. Epävarmoissa oloissa käytettävä suurempia arvoja, pienempiäkin arvoja voidaan käyttää, jos korkeutta valvotaan luotettavasti. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

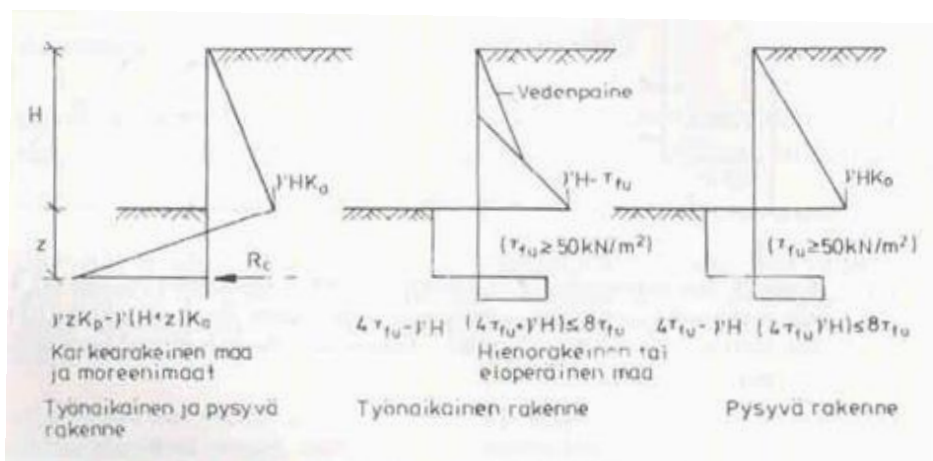
### 3.3 Ulokkeena toimiva tukiseinä

Ulokkeena toimiva tukiseinä soveltuu mataliin ja työnaikaisiin kaivantoihin. Ideana on upottaa tukiseinä niin syväälle kaivannon pohjan alapuolelle, että seinään kohdistuvat kaatava ja vakauttava voimat ovat tasapainossa. Ulokkeena toimivan tukiseinän etuna on sen aikataulu ja kustannukset. Suhteessa ankkuroituun tukiseinään sen kustannukset ovat murto-osa ja aikataulu huomattavasti lyhyempi. Ulokkeellisella tukiseinällä saadaan myös rakennusala tehokkaampaan käyttöön. Hienorakeisissa maissa, missä kaivannon pohjan alapuolisen maan suljettuleikkauslujuus on  $<50 \text{ kN/m}^2$ , ei suositella käytettävän ulokkeena toimivaa tukiseinää (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989).

Tukiseinää mitoittaessa on tutkittava ainakin kokonaisstabiileetti, rakenteellisten osien tai niiden osien liitoksen murtuminen, maapohjan ja rakenteen osan yhdistetty murtuminen, hydraulisen nousun aiheuttama murtuminen, siirtymä, liiallinen veden tai maan vuoto seinän ali tai lävitse, mahdollinen liiallinen muutos pohjavesiolosuhteissa, sekä seinän tai sen osan siirtymästä tai kiertymästä aiheutuva murtuminen (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009).

#### 3.3.1 Uputussyvyyden mitoitus

Ulokkeena toimiva tukiseinä upotetaan kaivannon pohjaa syvemmälle, kuvassa 3 mitta  $z$ . Tukiseinään kohdistuu maan- ja vedenpaine ja lisäksi maanpinnalla vaikuttava muuttuva kuorma. Vapaan tukiseinän toiminta perustuu seinän eri puolilla vaikuttaviin aktiivi- ja passiivipaineisiin. Kuormat muodostavat seinään kaatavia ja vakauttavia kuormia. Vakauttavien voimien ollessa suurempia seinä pysyy pystyssä. Maassa tapahtuvat jännitystilojen muutokset saattavat aiheuttaa odottamattomia kuormia tukiseinään, jolloin muutokset tukiseinän liikkeissä ovat nopeita ja arvaamattomia. Ulokkeena toimiva tukiseinä soveltuu vain työnaikaiseksi tukiseinäratkaisuksi ja seinälle tulee määrittää tarkat siirtymien ja painumien seuranta-ajat työvaiheiden mukaan. (Rantamäki & Tammirinne 1979.)



Kuva 3. Ulokkeena toimiva tukiseinä (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989, 50).

Karkearakeisessa maassa maanpaineen laskemiseen kaivutason alapuolella käytetään Blumin korvausmenettelyä. Aktiivisen ja passiivisen maanpaineen vaikutus yhdistetään kiertoakeskukseen asti kolmion muotoiseksi. Eli lasketaan jokaiseen tasoon vaikuttavat aktiivisen ja passiivisen maanpaineen vaikutus yhteen. Kun passiivinen ja aktiivinen maanpaine ovat yhtä suuret, on leikkausvoima nolla ja taivutusmomentti maksimissa. Passiivipaineen täydennys ja kiertoakeskukseen alapuolella vaikuttavat paineet muodostavat voiman  $R_c$ , mikä vaikuttaa kiertoakeskuksessa. Hienorakeisessa ja eloperäisessä maassa maanpaine täydennetään kiertoakeskukseen asti suorakulmion muotoiseksi passiivipuolella (kuva 3). (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989).

Kuvassa 3 on esitetty yksinkertaistettu periaate ulokkeellisen tukiseinän toiminnalle. Tukiseinälle pitää muodostaa tasapainoyhtälö kiertoakeskuksessa vaikuttavan voiman  $R_c$  suhteen kaavan 11 mukaisesti. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989).

$$P_a * b - P_p * \frac{t}{3} = 0 \quad (11)$$

Voimat  $P_a$  ja  $P_p$  ovat aktiivisen ja passiivisen maanpaineen aiheuttamien jännitysten resultantit. Resultantit määritetään yksinkertaisilla pinta-alakaavoilla. Kolmion muotoisella jakaumalla resultantti on  $\frac{1}{2} t \sigma$  ja suorakulmaisella jännitys jakaumalla resultantti on  $t \sigma$ , missä  $\sigma$  on maanpaineen aiheuttama maksimijännitys ja  $t$  on voimajakauman pituus. Kaavassa 11  $b$  on aktiivipaineen resultantin etäisyys kiertoakeskukseen ja  $t$  on passiivipaineen etäisyys kiertoakeskukseen.

### 3.3.1.1 Maanpaine

Mitoitettavaa maanpainetta ja maanpaineen jakautumista laskettaessa on otettava huomioon kaikki maanpainetta korottavat ja toisaalta maan leikkauslujuutta alentavat tekijät. Näitä tekijöitä ovat vedenpaine, viivakuorman tai keskitetyn kuorman aiheuttama maanpaine, tiivistyksen aiheuttama maanpaine, pohjarakennustöiden ja liikenteen ja louhinnan aiheuttama maanpaine (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)

Huomioitavia asioita mitoittavan maanpaineen suuruutta ja voimien suuntaa laskettaessa: (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009)

- maanpinnan kaltevuus ja pinnalla olevat lisäkuormat
- seinän kaltevuus pystysuoran suhteen
- vedenpinnan korkeudet ja suotovirtausvoimat maapohjassa
- seinän liikkeiden määrä ja suunta suhteessa maapohjaan
- koko tukirakenteen sekä vaaka- että pystysuuntainen tasapaino
- maapohjan leikkauslujuus ja tilavuuspaino
- seinän ja tukijärjestelmän jäykkyys
- seinän karkeus.

Maapohjan ja seinän välisen kosketuspinnan parametrilla  $\delta$  määritetään mobilisoituvan leikkausjäntäytymisen suuruus. Teräsponttiseinälle, mikä tukee sora- ja hiekkamateriaaleja, voidaan maapohjan ja seinän välisen kosketuspinnan mitoitusparametrin olettaa olevan  $\delta_d = k\varphi_{cv;d}$ , missä  $k$ :n arvo ei saa ylittää  $2/3$  arvoa. Aktiivipuolen seinäkitkan ja ankkuroinnin aiheuttamien pystykomponenttien summan on oltava suurempia kuin passiivipuolen seinäkitkan pystykomponentti.

Teräspontilla ei oleteta olevan adheesio- tai kitkakestävyyttä heti asennuksen jälkeen, mikäli se on suljetuissa oloissa savessa. Kestävyys kuitenkin lisääntyy ajan kuluessa. Maapohjan paisumisipotentiaali tulee ottaa huomioon tukirakenteeseen kohdistuvien paineiden laskennassa. Maanpaineen kehittyminen vaatii seinän siirtymisen. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

Aktiivinen maanpaine (aktiivinen rajatila) lasketaan kaavalla 12a ja passiivinen maanpaine (passiivinen rajatila) kaavalla 12b, molemmissa kaavoissa integrointi on maanpinnasta syvyyteen  $z$  (Geotekninen suunnittelu: RIL 207- 2009). Tehokkaan maanpaineen arvot  $K_a$  ja  $K_b$  saadaan joko käyrästöstä tai analyyttisellä menetelmällä. Kaavoissa 12a ja 12b käytetty kerroin  $K_{ac}$  on rajoitettu arvoon  $2,56 \sqrt{K_a}$  ja  $K_{pc}$  on rajoitettu arvoon  $2,56 \sqrt{K_p}$ . (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 – 2009.)

$$\sigma_a(z) = K_a \left[ \int \gamma_{dz} + q - u \right] + u - cK_{ac} \quad (12a)$$

$$\sigma_p(z) = K_p \left[ \int \gamma_{dz} + q - u \right] + u + cK_{pc} \quad (12b)$$

kaavoissa,

$$K_{ac} = 2 \sqrt{K_a \left( 1 + \frac{a}{c} \right)} \quad (13a)$$

$$K_{pc} = 2 \sqrt{K_p \left( 1 + \frac{a}{c} \right)} \quad (13b)$$

Jokaiselle kerrokselle tuleva pintakuorma ( $p$ ), määräytyy kerroksen yläpuolisen maakerroksen painosta ja pinnalla vaikuttavista kuormista. Kaavoissa  $c$  tarkoittaa koheesion arvoa, koheesio suurentaa passiivipainetta ja pienentää aktiivipainetta. Kitka vähentää aktiivipainetta ja suurentaa passiivipainetta moreenisissa ja kovissa, kivisissä maissa. Kitkakulma määräytyy tukiseinämateriaalin ja maan sisäisen kitkakulman perusteella. Kitkakulma on vaakasuora hienorakeisissa ja eloperäisissä maissa. Tukiseinämateriaalin ollessa terästä on passiivinen seinäkitkakulma  $1/2\varphi$  ja aktiivinen seinäkitkakulma  $2/3\varphi$ . (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)

### 3.3.1.2 Vedenpaine

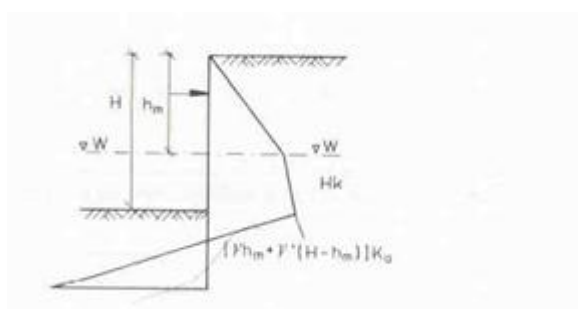
Maan tehokastilavuuspaino pohjavedenpinnan alapuolella lasketaan kaavalla 14

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (14)$$

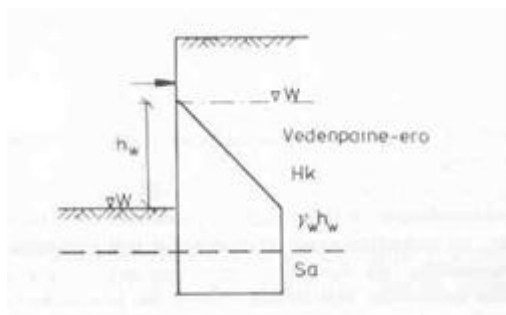
missä,

$\gamma_{sat}$  = vedellä kyllästetyn maan tilavuuspaino (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989).

Pohjaveden virtauksen takia aiheutuva maantehokkaan tilavuuspainon lisääntyminen tai pienentyminen tulee ottaa huomioon maanpainelaskuissa. Hienorakeisissa maissa voidaan käyttää pelkästään vedellä kyllästetyn maan tilavuuspainoa pohjaveden alapuolella. Karkearakeisissa maissa on huomioidava maanpaineeseen vaikuttava pohjavesi maan tehokkaan tilavuuspainon avulla, vaikka pohjaveden pinnat olisivat samassa tasossa molemmin puolin tukiseinää (kuva 4). Jos pohjavesi on tukiseinän molemmin puolin samassa tasossa, ei vedenpaine-eroa ole. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)

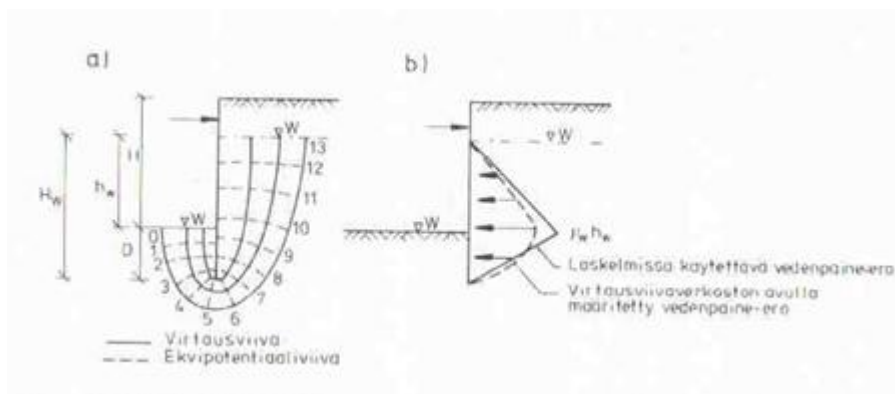


Kuva 4. Pohjaveden vaikutus maanpaineeseen, pohjavesi samalla korkeudelle tukiseinän molemmin puolin (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989, 55).



Kuva 5. Pohjaveden vaikutus maanpaineeseen, pohjaveden pinta on eri tasoilla tukiseinän eri puolilla (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989, 55).

Hydrostaattinen paine-ero syntyy, kun pohjavesi on eri korkeudella tukiseinän eri puolilla, eikä pohjaveden virtausta esiinny (kuva 5). Orsivesi pitää ottaa huomioon laskelmissa, koska se lisää vedenpainetta ja aiheuttaa kuormituslisäyksen huonosti vettä läpäisevän maakerroksen alapuolisille kerroksille. Veden paine-ero on otettava huomioon, jos suotovirtausta tapahtuu ja pohjaveden pinta on eri tasoilla tukiseinän eri puolilla (kuva 6). Laskelmissa on myös tarkastettava, ettei kaivannon pohjalla pääse tapahtumaan hydraulista murtumaa. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)



Kuva 6. Tukiseinään kohdistuva vedenpaine-ero virtaustilassa (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989, 57).

Hydraulisen gradientin avulla laskettu pohjaveden virtauksen vaikutus maan tehokkaaseen tilavuuspainoon lasketaan kaavoilla 15a ja 15b (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989):

$$\gamma'_a = \gamma' + i_a \gamma_w \quad (15a)$$

$$\gamma'_p = \gamma' - i_p \gamma_w \quad (15b)$$

hydrauliset gradientit saadaan laskettua kaavoista 16a ja 16b (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989). Kuvassa 6 on esitetty tarvittavat mittatiedot.

$$i_a = \frac{0,7h_w}{H_w + \sqrt{H_w D}} \quad (16a)$$

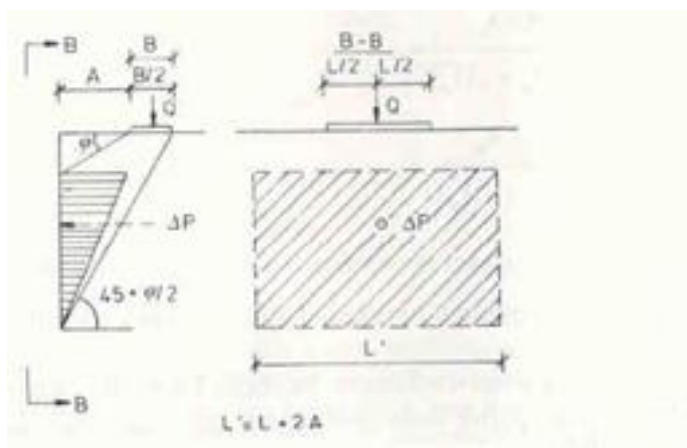


$$i_p = \frac{0,7h_w}{D + \sqrt{H_w D}} \quad (16b).$$

### 3.3.1.3 Viivakuorman tai keskitetyn kuorman aiheuttama maanpainenlisäys

Viivakuorman tai keskitetyn kuormituksen aiheuttama maanpainenlisäys riippuu seinän liikkumisesta. Siirtyvän seinän viivakuorman tai keskitetyn kuorman maanpaine ( $\Delta P$ ) lasketaan murtotilaan perustuvalla laskennalla. Kaavassa keskitetty kuormitus on  $Q$  ja viivakuorma  $q$ . Kuvassa 7 on esitetty käytettävät mittatiedot. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)

$$\Delta P = Q(q) \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (17)$$



Kuva 7. Viiva- ja keskitetyn kuormituksen aiheuttama maanpaine siirtyvälle rakenteelle (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989, 58).

### 3.3.1.4 Pohjarakennustöiden, liikenteen ja louhinnan aiheuttama maanpaine

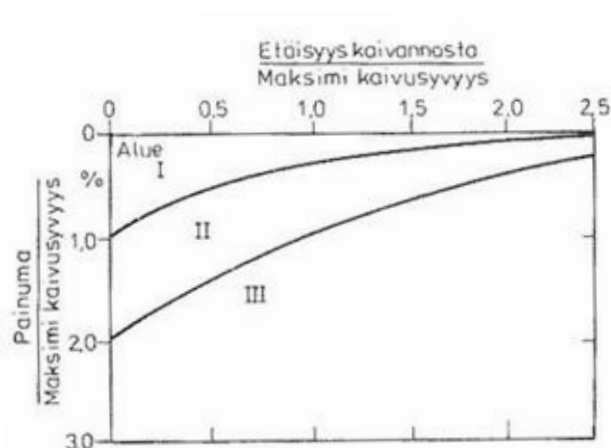
Tärinää aiheuttavia töitä ovat muun muassa raskas liikenne, paalutus, maan tiivistäminen ja louhinta. Kun tärinä kohdistuu maahan tai tukirakenteeseen, se vähentää maan ja tukirakenteen välistä kitkaa sekä pienentää maan lujuutta. Samalla maata kuormittava maanpaine lisääntyy ja tukeva maanpaine pienenee. Tärinän vaikutusta arvioidessa on otettava huomioon tärinän laatu, sen etäisyys sekä maakerrosten ominaisuudet. (Pohjarakennusohje: RIL 204 - 2004.)

Yleensä tukirakenteiden, tukimuurien ja luonnonmaakerrosten tärinän ohjearvot määritetään tapauskohtaisesti (Rakentamisen aiheuttamat tärinät: RIL 253 - 2010). Jos muuta laskentatapaa ei ole aktiivista maanpainetta on korotettava  $> 25\%$  ja passiivista maanpainetta on pienennettävä  $> 20\%$  tärinää aiheuttavan kohteen läheisyydessä (Pohjarakennusohje: RIL 204 - 2004).

### 3.3.2 Tukiseinän vaikutusalue ja ympäristön liikkeet

Teräsponttiseinän vaikutusalue määräytyy maakerroksien mukaan. Kuvassa 8 on esitetty maakerroksien vaikutusalue. Alue I kuvaa karkearakeista, moreeni- tai kovaa savikerrosta, alue II kuvaa löyhää hiekka- tai savikerrosta ja alue III kuvaa pehmeää savikerrosta. Vaikutusalue saattaa kasvaa

kaivun aiheuttaman pohjavedenpinnan laskun tai paalutuksen, liikenteen, louhinnan tai muun tärinän aiheuttamana. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)



Kuva 8. Ponttiseiniin tuetun kaivannon vaikutusalue on maakerroksista riippuen kuvan mukainen (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989, 41.)

Kaivannon rakentaminen on vaiheittainen prosessi, jossa maapohjan jännitykset muuttuvat jokaisen kaivu- ja työvaiheen seurauksena. Maapohjan liikkeitä ilmenevät maanpinnan ja rakenteiden painumina ja vaakasiirtyminä. Kaivannossa tapahtuvien siirtymien suuruus riippuu pohjaolosuhteista, mitoituksessa sallituista muodonmuutoksista, mitoituksen varmuuskertoimista, tuentatavasta, kaivannon työtavasta ja työjärjestyksestä. Kaikki rakennusalueella tehtävät toiminnot, jotka aiheuttavat jännitystiloja maapohjaan ovat merkittäviä siirtymätarkastelun kannalta. Töiden vaikutuksen arviointi on yleensä hankalaa, joten helpompaa on pyrkiä tekemään kaikki työvaiheet mahdollisimman huolella, oikeilla työtavoilla ja työjärjestyksessä. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)

Tukiseinän siirtymiin vaikuttaa oleellisesti, kuinka tiheästi tukiseinä on tuettu ja onko tukiseinä tuettu sisä- vai ulkopuolelta. Ulokkeena toimivassa tukiseinässä erillistä tuentaa ei ole ja seinä tukeutuu vain ulokkeellaan maahan. Tällöin sen sallittu siirtymä määritetään niin, ettei tukiseinän siirtymä ylitä sallittuja maksimi arvoja. Sallitut arvot on määritettävä tukiseinää mitoittaessa ja ne on ilmoitettava työselostuksessa. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)

Kaivantotyöstä ei saa aiheutua haitallisia siirtymiä tai painumia ympäristössä oleville rakenteille tai rakennuksille, eikä niiden ulkonäköön tai rakenteeseen saa tulla vaurioita. Jos rakennusalueella ei ole erityisen arkoja rakenteita, voidaan kaivanto mitoittaa pysyvänä rakenteena. Tällöin ei tarvitse tehdä käyttörajatilatarkastelua siirtymien pysyessä sallituissa rajoissa. Vaikasiirtymät ovat n. 1/4 - 1/3 painumista. Vaikutusalueen rakenteiden rakennusmateriaaleista ja ominaisuuksista riippuen sallittu vaakasiirtymä kaivussyvyydestä vaihtelee välillä 0,15 % - 0,6 %. Kuitenkin vaakasiirtymän arvon ollessa välillä 10 - 30 mm. Suurimmat sallitut vaakasiirtymän arvot ovat piha ja puistoalueilla olevilla rakenteilla ja pienimmät arvot ovat muuratuilla- ja teräsbetonirakenteilla. (Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181 - 1989.)

## 4 GEOCALC-MITOITUSOHJELMA

### 4.1 CeoCalc-mitoitusohjelman esittely

Novapointin GeoCalc on geotekniseen laskentaan suunniteltu apuväline. Se koostuu neljästä alueesta mitkä ovat painuma-, tukiseinä-, stabiliteetti ja paalulaskenta. GeoCalc on suunniteltu toimimaan Windowsin käyttöliittymällä ja se aukeaa 2D- CAD-piirustusohjelle. Stabiliteettilaskenta perustuu Slope2000-ohjelmaan, mikä on kehitetty Hong Kongin teknillisessä yliopistossa. Painumalaskenta on kehitetty TKK:n Settle-laskentaohjelman pohjalta ja tukiseinä- ja paalulaskenta pohjautuvat TTY:n laskentamalleihin. (Vianovan www-sivut)

GeoCalc käyttää stabiliteettilaskennassaan palkki-jousimallia, mikä toimii elementtimenetelmällä. Jouselementit kuvaavat tukiseinän ja maan käyttäytymistä kaivannon puolella ja tukiseinä mallinnetaan palkkina. Tukiseinään kohdistuvat kuormat muutetaan kuormafunktioksi ja siitä edelleen solmupistevoimiksi. Käyttäjä itse määrittää tukiseinässä käytettävän solmupistevälin. (Novapoint GeoCalc -käyttöohje.)

### 4.2 Tukiseinän mitoitus

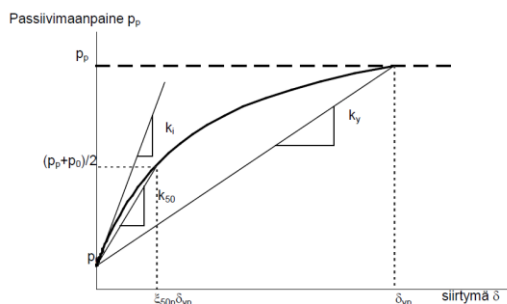
Jousimalliin perustuvassa mitoitusmenetelmässä kaikki pysyvät kuormat, maaparametrit, jousien jäykkyydet ja nettovedenpaine syötetään ominaisarvoilla. Muuttuvien kuormien arvoksi tulee syöttää  $q = q_k(\gamma_Q/\gamma_G)$ , missä on otettu huomioon kuormien osavarmuuslukujen ero. Mitoituksessa saadut ratkaisut; tukireaktiot, seinän rasitukset ja mobilisoituneen maan kestävyys eivät sisällä osavarmuuksia, joten ne tulee kertoa mitoitusarvon mukaisesti epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluvulla  $\gamma_G$ . (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

Lisäksi laskennassa tulee varmistaa seinän riittävä lyöntisyvyys seinän alaosan pyörähtämisen estämiseksi. Riittävä lyöntisyvyys varmistetaan tarkistamalla, että laskennassa mobilisoitunut maan kestävyys (passiivipaine tai passiivipaineen resultantin momentti) ei ylitä kestävyysmitoitussarvoa. Epäedullisen pysyvän kuorman ja maankestävyyden osavarmuuslukujen tulon käänteisluvulla saadaan maksimi mobilisaatio. Kuormitustapausta 6.10a käyttämällä maksimi mobilisaatio on 0,49 ja kuormitustapausta 6.10b käyttämällä 0,58. (Geotekninen suunnittelu: RIL 207 - 2009.)

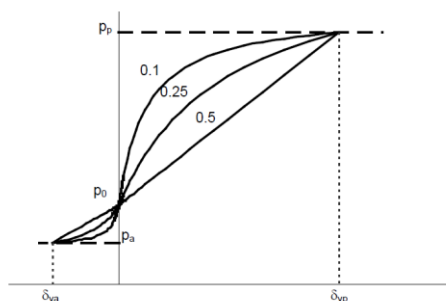
Tukiseinä voidaan mitoittaa CeoCalcilla käyttämällä kahta eri jousimallia. Ensimmäinen vaihtoehto on DCM, mikä perustuu ääripaineiden kehittymistä vastaavan siirtymään ja toinen vaihtoehto on MCM, mikä perustuu maan muodonmuutosmoduuliin. Molemmissa tavoissa käytetään hyperbeliä esittämään maan epälineaarista käyttäytymistä. Mallit määrittävät maan jäykkyyden ja syvyysriippuvuuden. (Novapoint GeoCalc -käyttöohje.) Tässä työssä tukiseinä mitoitetaan maan muodonmuutosmoduuliin perustuvalla menetelmällä.

DCM (Displacement Controlled Model) jousimallissa on määritettävä vaadittavat siirtymät aktiivi- ja passiivipaineiden muodostumiseksi. Näiden ohjearvoja saa esimerkiksi Rakennusinsinööriin oh-

jeesta RIL 181 - 1989. Näiden lisäksi tulee antaa puolikkaan passiivipaineen muodostumisen siirtymäarvot, mitkä määräytyvät käytettävän hyperbelin muodon mukaan (kuva 9). Eli jos hyperbeli muodostaa suoran, on kyseinen arvo 0,5 (kuva 10). (Novapoint GeoCalc -käyttöohje.)



Kuva 9. Passiivipaineen muodostumiseen tarvittava siirtymä (Novapoint GeoCalc -käyttöohje).



Kuva 10. Hyperbelin muodon vaikutus siirtymään (Novapoint GeoCalc -käyttöohje).

MCM (Modulus Controlled Model) mallissa jäykkyys muodostetaan moduulien avulla. Tällöin maan jäykkyys saadaan maan pystysuuntaisen kokoonpuristuvuusmoduulin avulla. GeoCalc muuttaa pystysuuntaisen moduulin vaakasuuntaiseksi jousivoimaksi. Näin saatava vaakasuuntainen jäykkyys on 80 % kokoonpuristuvuusmoduulista avoimissa olosuhteissa ja 110 % suljetuissa olosuhteissa. Kokoonpuristuvuusmoduuli määritetään kaavalla 18. Kaavassa  $k$  kuvaa ylikonsolidaatiota. Kun  $k$  saa arvon 1, suoritetaan lasku alkuperäisen jännitystilän mukaisesti. Kun  $k$  saa arvon 0, suoritetaan lasku kaivuuvaihetta vastaavan jännitystilän mukaan. (Novapoint GeoCalc -käyttöohje.)

$$M = m * \sigma_a * \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma_a}\right)^{1-\beta} * OCR^{k(1-\beta)} \quad (18)$$

$m$  = moduuliluku

$\beta$  = jännitysekspONENTTI

$\sigma'_v$  = tehokas pystyjännitys

$\sigma_a$  = vertailujännitys = 100 kPa

$OCR$  = kaivuun liittyvä ylikonsolidaatioaste

$k$  = konsolidaatioasteen huomioiva eksponentti,  $k = [0,1]$

Hyperbolinen funktio skaalataan arvolla  $R_f$ , sen oletusarvo on 0,98. Arvoa ei ole syytä muuttaa paitsi tilanteessa, jossa halutaan laskea malli lineaarisesti. Tällöin arvon tulee olla 0. Koska moduuliperus-

teisessa menetelmässä määritetään maan jäykkyys suoraan, eikä lujuus vaikuta siihen, ei erikseen tarvitse tarkastella suljetun ja tehokkaan leikkauslujuuden tilanteita. Toisaalta maalaji vaikuttaa tarkasteluun. Savimailla kokoonpuristuvuusmoduulikäyrä jakaantuu konsolidaatiojännityksen eripuolille. Kokoonpuristuvuusmoduulilla kuvataan usein ylikonsolidoitunutta aluetta ödometrikoikeessa, tällöin jännityseksponentti  $\beta$  on 1. Toisaalta lineaarinen malli on yleensä suosituin malli saven jäykkyyden kuvaamiseen, eli tällöin  $\beta$  on 0. Jännityseksponentin valinta riippuu myös siitä, kuinka savelle on annettu lujuus. (Novapoint GeoCalc -käyttöohje.)

Kitkamailla kokoonpuristuvuusvastus määritetään usein kairausvastuksen avulla. Hiekoilla ja sitä karkeammilla mailla jännityseksponentiksi sopii usein 0,5 ja silteillä tätä pienempi arvo, arvon ollessa kuitenkin suurempi kuin nolla. (Novapoint GeoCalc -käyttöohje.)

Maalajien kokoonpuristuvuutta kuvaavia kertoimia on pohjatutkimusten lisäksi saatavilla kirjallisuudesta. Taulukossa 4 on nähtävissä, että esimerkiksi moreenin moduuliluku saattaa vaihdella välillä 200 - 2500 ja soran 200 - 1700. Ylikonsolidoituneella savella vaihteluväli on 40 - 140 ja hiekalla 100 - 800. Taulukoissa 5 ja 6 on määritetty moduuliluku ja jännityseksponentti kairausvastuksen perusteella. Näistä taulukoista saadaan hieman pienempi vaihteluväli ja näin myös tarkemmat arvot. Toisaalta taulukko 5 ei sovellu ollenkaan siltille ja hiekalle, jos painokairauksella saadaan erittäin pieniä arvoja, kuten tässä työssä käytettävässä mitoitustapauksessa.

Laboratoriokokein voidaan määrittää staattista kuormitustilannetta vastaavat lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet. Ödometrikoikeella määritetään tavallisesti kokoonpuristuvuusominaisuudet maalajeilla, joista saadaan häiriintymättömiä näytteitä. Häiriintymättömiä näytteitä saadaan yleensä savista ja savisista siltimaista. (Tien geotekninen suunnittelu.)

Taulukko 4. Maakerrosten  $\beta$  ja  $m$  arvoja (Jääskeläinen, Rantamäki, Tammirinne 1999)

Maalaji	Jännityseksponentti $\beta$	Moduuliluku $m$	Konsolidoitumistila
Lieju, liejusavi	-0,1...-0,5	5...10	NK
Lieju, liejusavi	0	50...60	YK
Savi	-0,1...-0,4	5...20	NK
Savi ( $S_t \approx 10$ )	-0,5		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 maakerros  
YK = ylikonsolidoitunut maakerros

Taulukko 5. kairausvastuksen perusteella saatavia  $\beta$  ja  $m$  arvoja siltille ja hiekalle (Tien geotekninen suunnittelu)

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> ) pohjavedenpinnan		Leikkauskestävyyskulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutosparametri		Kairausvastus		
		Yläpuolella	Alapuolella		$m$	$\beta$	Puristinkairaus $q_c$ (MPa)	Painokairaus $P_k/0,2 m$	Heijari-kairaus $L/0,2 m$
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

\*Taulukon käytössä huomioitavaa:

Yksittäiset kivetkin voivat aiheuttaa kairausvastuksen, joka ei vastaa maakerroksen tiiveyttä. Painokairaus vastus hiekassa ja karkeassa siltissä voi olla myös erittäin alhainen (< 10  $P_k/0,2 m$  tai < 100 kg/0,2m), jolloin taulun arvot eivät ole voimassa.

Taulukko 6. Kairausvastuksen perusteella saatavia  $\beta$  ja  $m$  arvoja soralle ja moreenille (Tien geotekninen suunnittelu)

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> ) pohjavedenpinnan		Leikkauskestävyyskulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutosparametri		Kairausvastus		
		Yläpuolella	Alapuolella		$m$	$\beta$	Puristinkairaus $q_c$ (MPa)	Painokairaus $P_k/0,2 m$	Heijari-kairaus $L/0,2 m$
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	( $\leq 100$ ) * 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	-	Lyömälä	> 140

#### 4.3 Laskennan kulku

CeOCalc laskenta etenee loogisilla laskentavaiheilla, jotka on jaettu eri välilehdille. Siinä projekti aloitetaan tekemällä kansio ja nimeämällä projekti. Seuraavalla välilehdellä maakerrokset määritetään

valmiiseen taulukkoon ja kolmannella välilehdellä jokaiselle maakerrokselle on määritettävä kerrospaksuus ja materiaalitiedot. Materiaalitietoihin kuuluu kerroksen tilavuuspaino, onko kyse avoimista vai suljetuista olosuhteista, maalajin kitkakulma ja koheesio, sekä laskentatavasta riippuvat kertoimet. Jotta maanpaine siirtyvää rakennetta vasten saadaan laskettua, pitää laskea lepopaine ja aktiivi- ja passiivipaine. Nämä muodostavat paine- siirtymämallin. Ohjelma käyttää aktiivisen ja passiivisen maanpaineen laskentaan Coulombin teoriaa. Coulombin teoria voi kuitenkin arvioida passiivipuolen kitkakertoimen liian suureksi, tällöin käyttäjä voi itse myös muuttaa kitkakertoimet esimerkiksi euronormien mukaisiksi. (Novapoint GeoCalc -käyttöohje.)

Jos laskennassa käytetään avoimen tilan mallia, ohjelma laskee maanpaineet tehokkaiden jännitysten perusteella. Mallissa on estetty negatiivisen maanpaineen syntyminen. Jos lasketaan suljetun tilan mallilla, käytetään laskennassa kokonaisjännityksiä. Tällöin aktiivisen maanpaineen oletetaan olevan vähintään vedenpaineen suuruinen. CeoCalcissa tärinän vaikutus voidaan ottaa huomioon, laskemalla seinään kohdistuva paine lepopaineena ja pienentämällä passiivipuolen maanpainetta neljännes. (Novapoint GeoCalc -käyttöohje.)

Maalajien määrityksen jälkeen suunnitellaan käytettävä tukiseinä. CeoCalcissa on kaikki yleisimmät käytettävät tukiseinä tyytit valmiiksi valittavina. Tukiseinälle määritetään materiaalitiedot, upotussyvyys, kaivannon syvyys, tukiseinän kaltevuus, maanpinnan kaltevuus tukiseinän takana, tukiseinän korkeus maanpinnan yläpuolella ja mahdollinen juuritappi. (Novapoint GeoCalc -käyttöohje.)

Viidennellä välilehdellä määritetään vedenpaine. Pohjavedenpinta määritetään erikseen molemmiin puolin tukiseinää. Vedenpaine voidaan laskea hydraulisena paine-erona tai olettamalla että suotovirtausta tapahtuu seinän ali. Pohjaveden virtaus otetaan huomioon hydraulisen gradientin avulla. Tämän jälkeen luodaan malliin ulkoiset kuormat. Jokaiselle kuormalle voidaan määrittää kaivussyvyys jolla kuorma aktivoituu. Malliin voi myös asettaa solmukuormia. Lisäksi kuudennella välilehdellä voidaan luoda tukiseinään ankkurit. (Novapoint GeoCalc -käyttöohje.)

Viimeinen työvaihe on laskenta. Laskennassa täytyy valita elementtien lukumäärä, iterointikriteerit ja niiden maksimimäärä. Tulokset tulevat kuvaajina; ankkurivoimakuvaaja, pystysuuntainen voimakuvaaja, taivutusmomenttikuvaaja, yhdistetty taivutus ja puristusjännityskuvaaja, maanpaineokuvaaja, vaakasuuntainen siirtymäkuvaaja, leikkausvoimakuvaaja ja varmuus ja mobilisaatiokuvaaja. (Novapoint GeoCalc -käyttöohje.)

## 5 KOHDE-ESITTELY

### 5.1 Porin Puuvilla -hankkeessa tehtävä kauppakeskus

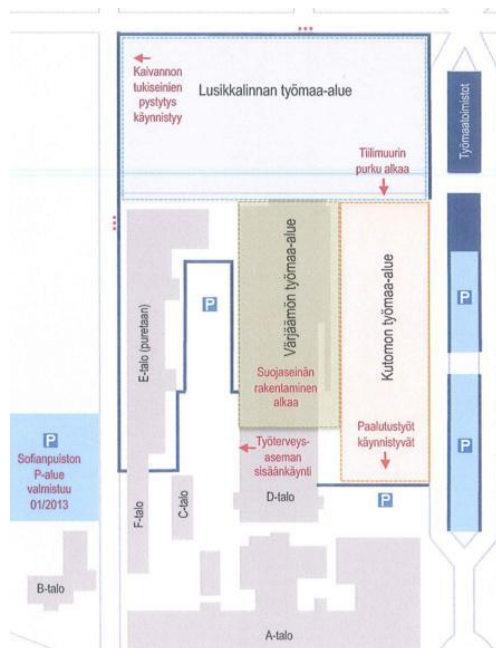
Puuvilla kauppakeskuksen kokonaisvastuu-urakan toteuttaa Skanska Talonrakennus Oy. Tulevan kauppakeskuksen on tarkoitus aukaista ovensa joulukuussa 2014 ja samalla 130 miljoonan euron hanke tulee sijoittumaan Suomen kymmenen suurimman kauppakeskuksen kastiin. Rakennushanke on jaettu kolmeen eri lohkoon, jotka ovat Lusikkalinna, Värjäämö ja Kutomo. Kuvassa 12 näkyy kyseiset työmaa-alueet. Lusikkalinnan työmaa on nähtävissä kuvassa 11. Kuva on otettu tukiseinien A ja D nurkasta (Kuva 14).



Kuva 11. Porin Puuvilla, Lusikkalinnan kaivanto. Kuva Rosa Sirén 2013

Lusikkalinnan runko perustetaan teräsbetonisilla kitkapaaluilla (350\*350) ja teräksisillä porapaaluilla (RD170/12,5 ja RD220/12,5). Lusikkalinnan alueelle tehtävän kaivannon pinta-ala on noin 2,1 ha ja sen kellariin tulevan pysäköintitilan lattia on keskimäärin tasolla + 0,37 (N2000). Kaivannon kuivatus toteutetaan pumppaamalla ja työnaikaisella salaojituksella.





Kuva 12. Lusikkalinna (kuvakaappaus Puuvillan työmaatiedote)

### 5.1.1 Pohjaolosuhteet

Maanpinta rakennusalueella vaihtelee tason  $+0,9 \dots +2,80$  välillä. Lusikkalinna-alueella on tehty pilaantuneiden maiden puhdistusta. Alueelta on ajettu maita pois siten, että ympäröivät katualueet ovat ylempänä ja alueen keskiosalla maanpinta sijaitsee tasolla  $+0,9 \dots +1,7$  (kuva 13).

Rakennusalueella päällimmäiset maalajikerrokset ovat kitkamaalajeja. Ensimmäisenä kerroksena on sorasta tehty täyttökerros, jonka paksuus on 1,8 m ja tämän alla saman paksuinen silttinen hiekka kerros. Näiden alla on noin 15 m paksu koheesiomaakerros, jonka maalaji on pääasiassa savista silttiä. Pohjimmaisena kerroksena on liejuista savea noin 10 m. Laskennassa käytetyt maalajikerrokset näkyvät kuvissa 20 ja 21. Vesipitoisuus on suurimmillaan 60 % ja siipikairalla määritetty leikkauslujuus välillä 25 - 35 kN/m<sup>2</sup>. Hiekassa on orsivesikerros, mikä vaihtelee tasolta  $+ 0,7 \dots + 1,4$ .

Lusikkalinna-alueella on tehty pohjatutkimuksia Ramboll Finland Oyj:n ja Geotesti Oy:n toimesta. Pohjatutkimukseen on sisällytetty 4 siipikairausta, 24 painokairausta ja 11 puristinheijarikairausta. Alueelle on asennettu 2 pohjaveden havaintoputkea ja 5 orsiveden havaintoputkea, joista on tutkittu vedenpintaa kesästä 2010 lähtien.

Kallionpinta on löydetty porakonekairauksella tasolta - 42. Lusikkalinna-alueella tehdyistä kairauksista yksi puristinheijarikairaus on päätynyt kiveen, lohkareeseen tai kallioon tasolla - 29,18. Muut kairaukset on päätetty määräsyyvyyteen, mikä on keskimäärin tasolla - 28,40. Alueelta on otettu 6 häiriintynyttä näytettä.

Alueella on tehty myös värinämittauksia koepaalutuksella. Kokeessa tehtiin 5 paalua, joiden teon aiheuttama värinä mitattiin kolmella Instantel MiniMate Plus -seismografilla. Mittauspisteet asennettiin puuvillan sokkeleihin. Paalussa MP2 saatiin suurin heilahdusnopeus 2,86 mm/s, etäisyyden koepaa-

luryhmään ollessa 15 - 20 m. 50 m etäisyydellä sijaitsevalla M3:lla suurin heilahdusnopeus oli 0,873 mm/s. Paalutustyön pitkäaikaiskestoisuus ja vanhan rakennuksen värinäherkkyyden takia heilahdusnopeuden raja-arvona 3,4 mm/s (Rakentamisen aiheuttamat värinät: RIL 253 – 2010).

### 5.1.2 Kaivannon tuenta

Alkuperäisen tuentasuunnitelman mukaan kaivannon tuenta oli tarkoitus tehdä käyttämällä työnaikaista ponttiseinää ja maa-ankkureita, sekä ulokkeena toimivaa teräsponttiseinää. Kohteeseen oli suunniteltu 106 maa-ankkuria ja ulokkeena toimivaa tukiseinää hankkeeseen oli tulossa 320 jm. Lopullisessa toteutussuunnitelmassa ankkurit vähentyivät 20 kappaleeseen ja ulokkeena toimivaa tukiseinää päätettiin käyttää pääasiallisena tuentana. Lisäksi osa tuennasta tehdään luiskattuna.

Työnaikainen teräsponttiseinä on tyypiltään PU12. Tämä tarkoittaa U-profiiliponttia, mikä kuuluu raskaisiin ponttiprofiileihin. Teräsponttiseinää tehdään kaivantoon yhteensä 550 jm. Pontit ovat keskimäärin 10 m korkeita vaihdellen kahdestatoista metristä neljään metriin.

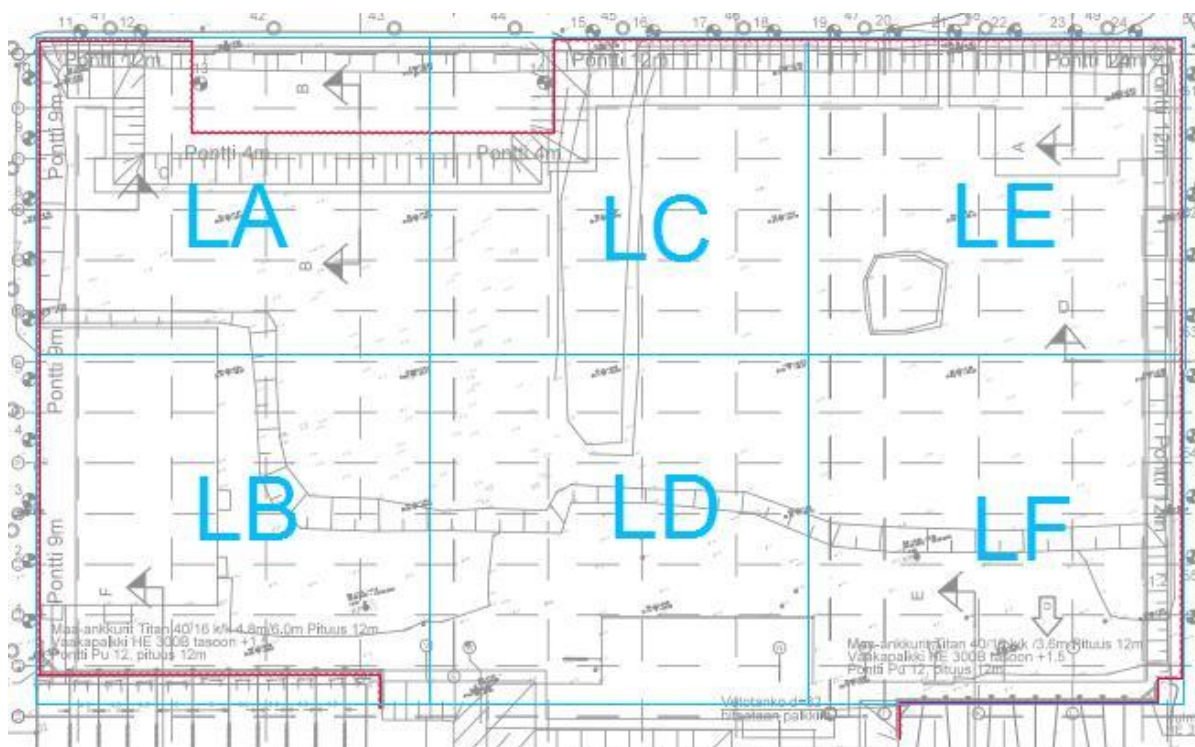
Kaivannon yksi sivu tuetaan tankoankkureilla ja kaivannon muut sivut tehdään ulokkeena toimivana tukiseinänä. Ankkurit tehdään maa-ankkureina 7,5 asteen kulmaan 30/16 titaanilla. Ankkureiden koeveto on 315 kN ja jättövoima 150 kN, niiden tartuntapituus on 7 m ja kokonaispituus 12 m. Kuormansiirtorakenteena toimii HE300B ja tuentataso on +1,5.

Ulokkeena toimivaa tukiseinää tehdään kaivantoon yhteensä 440 jm ja sen pinta-ala on 4 470 m<sup>2</sup>. Ulokkeena toimivat tukiseinät tuetaan kaivannon sisäpuolelle tehtävällä luiskalla. Luiska tehdään kaivun edetessä maassa olevista materiaaleista, niin että maan kerrosrajat säilyvät.

### 5.2 Työvaiheet

Perustusvaiheen työt aloitettiin marraskuussa 2012 vanhan rakennuksen purkutöillä. Lusikkalinnan alue on jaettu työalueisiin, mitkä on esitetty kuvassa 13. Ponttien lyönti aloitettiin viikolla 50 alueella LA ja se eteni kiertäen kaivantoa vastapäivään. Pontitus kesti neljä viikkoa. Ankkurit tehtiin kahdessa osassa, viikoilla 2 ja 9.

Maankaivu aloitettiin tammikuun alussa alueilta LE ja LA. Kaivu saatiin kokonaisuudessaan valmiiksi viikolla 5. Maalämpökaivojen asennus aloitettiin viikolla 3 alueella LA ja työ valmistui viikolla 9. Lyöntipaalujen asennus aloitettiin viikolla 5. Paalutuksen arvioitu valmistumisaika on viikolla 17. Anturakuoppien kaivu aloitettiin viikolla 7.



Kuva 13. Lusikkalinnan aluejako ja kaivannon maanpinnan lähtötilanne

Ulokkeena toimivan tukiseinän toiminnan kannalta oleellisia työvaiheita ovat kaikki edellä mainitut. Tärinä aiheuttaa maaperän häiriintymistä, kaivu jännitystilojen muutoksen ja paalutus maan syrjäytymistä ja tiivistymistä. Tässä työssä seurataan ulokkeena toimivan tukiseinän siirtymiä tammikuun alusta maaliskuun loppuun.

### 5.3 Mittaukset

Ponttiseinän liikkeitä tutkitaan 34 havaintopisteestä, lisäksi työmaan ympäristössä seurataan viereisen kadun siirtymiä ja painumia 43 havaintopisteestä. Ponttiseinän siirtymämittauspisteet on merkitty ponttiseinien ylälaitaan ja niitä mitataan kerran viikossa takymetrillä. Vaativissa työvaiheissa mitaus tehdään kolmesti viikossa. Vaativiin työvaiheisiin luetaan paalutus ja anturoiden kaivu. Sallittu liike on 100 mm, jonka ylittyessä on keskeytettävä työt ja otettava yhteys geosuunnittelijaan.

Kuvaan 14 on merkitty punaisella viivalla teräsponttiseinä. Siniset pallot merkitsevät ponttiseinän painuma- ja siirtymätarkkailupisteitä ja vihreät ovat kadun painuma- ja siirtymätarkkailupisteitä. Kuvaan on merkitty jokainen työssä puhuttu tukiseinä isolla kirjaimella. Tässä työssä tarkkaillaan tukiseinien C ja A siirtymiä. C-seinällä on 10 mittauspistettä (mittauspisteet 1 - 10) ja A-seinällä on 10 mittauspistettä (mittauspisteet 15 - 24). Kuvassa 14 näkyy myös kaivannon lähtökohtainen tilanne.

Kuvissa 15 ja 16 on Lusikkalinnan tukiseinät A ja C. Kuvat on otettu 8.2.2013 ja niistä näkee sen hetkisen työtilanteen. Paalutus on alkanut tukiseinällä C ja A seinän edessä ei ole menossa työvaiheita. A-tukiseinän luiska näyttää myös hieman suunniteltua 1:2 kaltevuutta jyrkemmältä. Kuvassa 16 näkyy myös tukiseinän C siirtymämittauspiste 4 ja sen merkintätapa.



Kuva 14. Mittauspisteet



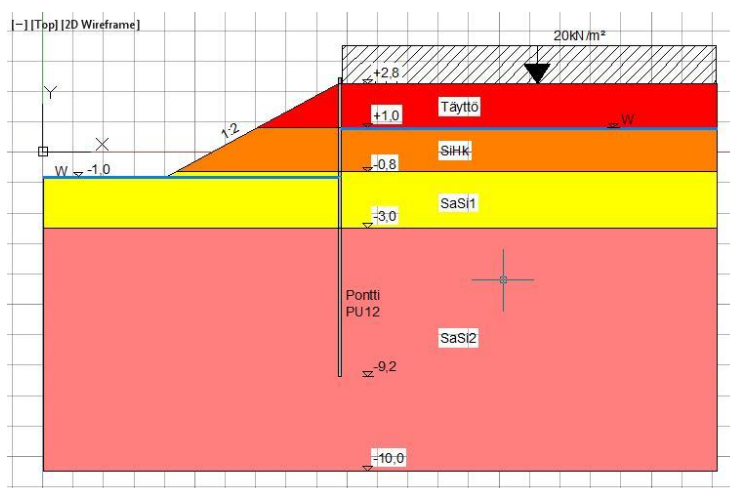
Kuva 15. Tukiseinä A. Kuva: Rosa Sirén 2013



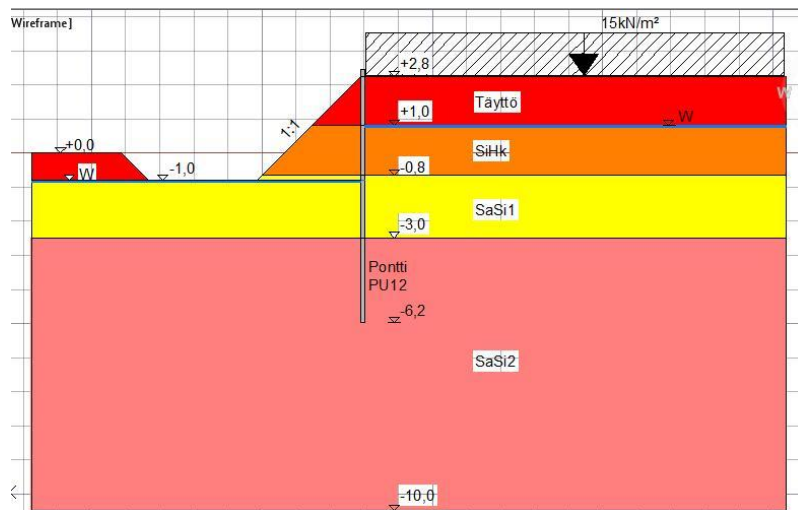
Kuva 16. Tukiseinä C ja mittauspiste 4. Kuva: Rosa Sirén 2013

#### 5.4 Laskennassa käytettävät maaparametrit

Kuvassa 17 on esitetty A-tukiseinän maalajikerrokset, joita on käytetty kyseisen tilanteen mitoituksessa. Pinnalla on  $20 \text{ kN/m}^2$  muuttuva kuorma, mikä kuvastaa tukiseinän taustalla olevaa katua ja sen liikennettä. Tukiseinän kaivannon puolella on 1:2 luiska ja vedenpinta kaivannon taustalla on tasolla +1. Tukiseinä upotetaan tasolle -9,2 ja on siis yhteensä 12 m korkea. Kuvassa 18 on esitetty C-tukiseinän maalajikerrokset. Tukiseinä C on 9 m korkea ja kaivannon puolelle jätettävä luiska on 1:1 kaltevuudessa. Tukiseinän takana vaikuttava pintakuorma on  $15 \text{ kN/m}^2$ . Maalajikerrokset ovat molemmissa leikkauksissa samat. Kuvassa 19 on esitetty kunkin maalajikerroksen materiaalitiedot, materiaalitiedot ovat peräisin tukiseinälle tehdystä stabiiteettilaskennasta. Taulukon 4 arvoista laskentaan valittiin moduuliluvulle ja jännityseksponentille lähtökohdaksi keskiarvoja edustavat arvot.



Kuva 17. mitoituskuva tukiseinästä A



Kuva 18. Mitoituskuva tukiseinästä C

	A	B	C	D	E	F
1	Porin Puuvilla					
2	Tukiseinä C ja A					
3						
4	pintakuorma (A)		20,0 kN/m <sup>2</sup>			
5	pintakuorma (C)		15,0 kN/m <sup>2</sup>			
6	pohjaveden taso		1,0 m			
7	kaivannon pohjan taso		-1,0 m			
8	maanpinnan taso		2,8 m			
9						
10	MAALAJIKERROKSET		täyttö	SiHk	SaSi1	SaSi2
11	kerrospaksuus (m)	h	1,8	1,8	2,3	10
12	tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> )	γ	18	18	17	17
13	koheesio (kPa)	c	0	0	24	34
14	kitkakulma(°)	φ	33	32	0	0
15	moduuliluku (m)	m	950	450	80	80
16	jännityksen eksponentti	n	0,4	0,6	0,3	-0,3
17	konsolidaatioasteen exp.	k	1	1	1	1
18						

Kuva 19. Maalajien parametrit tukiseinälle A ja C

## 6 TULOKSET

### 6.1 Toteutuneet liikkeet

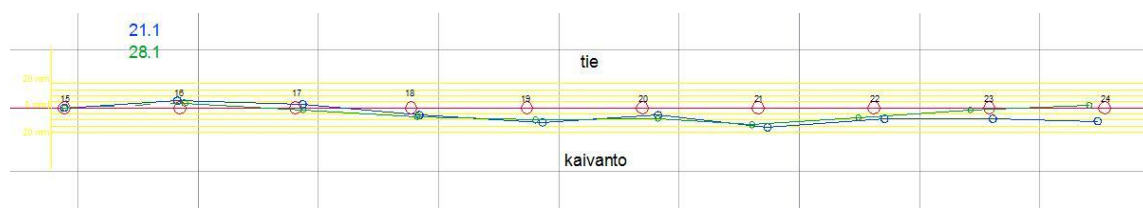
Tukiseinän siirtymiä on tarkkailtu tukiseinillä A ja C tammikuulta maaliskuuhun 2013. Toteutuneet liikkeet on esitetty tukiseinäkohtaisesti. Aluksi käsitellään tukiseinällä A tapahtuneet liikkeet, sitten tukiseinällä C tapahtuneet liikkeet. Tukiseinä C liikkui huomattavasti enemmän, kuin tukiseinä A.

Toteutuneet siirtymät on esitetty tukiseinille piirroksina. Kuvissa punainen väri kuvastaa ponttiseinän alkuperäistä sijaintia. Ympyröillä on kuvattu mittauspisteet. Jos jotakin mittauspistettä ei ole mitattu kyseisenä ajankohtana, on mittaamattomien mittapisteiden väli piirretty katkoviivalla. Keltaisella värillä on piirretty taustalle linjasto, jossa raitojen väli kuvastaa 5 mm:n siirtymää. Kuvassa siirtymät ovat esitetty todellisiin siirtymiin nähden satakertaisina, että tukiseinän siirtymä olisi havainnollisempi. Kaikki siirtymäkuvat on esitetty suurempina kuukausittain liitteissä 1, 2 ja 3.

#### 6.1.1 Toteutuneet liikkeet tukiseinällä A

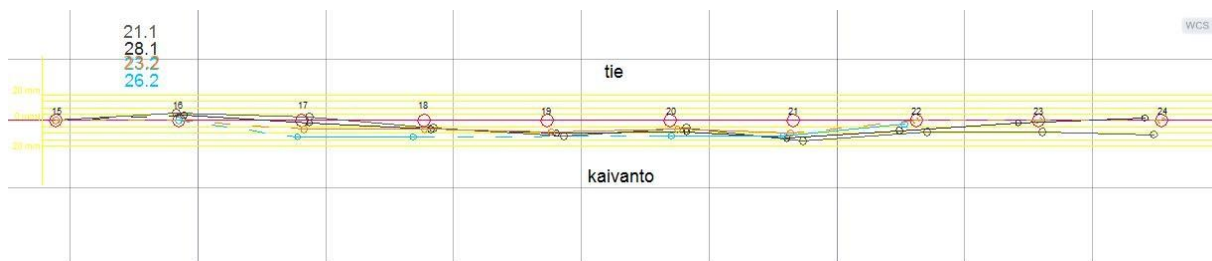
Tammikuun toisella viikolla kaikki lusikkalinan alueen ponttiseinät oli asennettu, minkä jälkeen työmaalla alkoi maankaivu ja maalämpökaivojen asennus. Tammikuun aikana ponttiseinän mittauspisteet siirtyivät keskimäärin 10 mm ja seinän A suurin siirtymä oli 16 mm. Maankaivu valmistui kokonaisuudessaan viikolla 4.

Kuvassa 20 on esitetty tukiseinän A liikkeet tammikuun ajalta. Kuvassa on esitetty sinisellä värillä 21.1. tehty mittaus ja vihreällä värillä 28.1. tehty mittaus. Tukiseinä A on siirtynyt kaivannon suuntaan suurimmillaan 21.1. mitatuissa pisteissä. Tässä kohdassa siirtymän arvo on 16 mm. Tämän jälkeen seinä on liikkunut hieman kohti alkuperäistä sijaintiaan 28.1. mennessä.



Kuva 20. A-tukiseinä tammikuun siirtymät

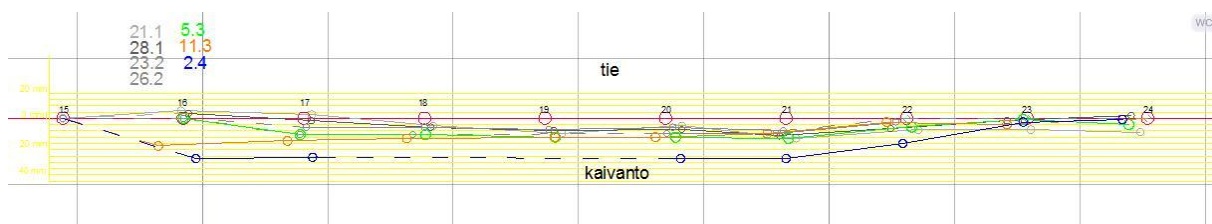
Kuvassa 21 on esitetty tukiseinän A siirtymät helmikuussa. Tukiseinän edessä lyöntipaalutus on aloitettu alueella LC helmikuun 11. päivä. LC alue sijaitsee mittauspisteiden 15 - 18 edessä. A-seinällä oranssiväri kuvaa 23.2. mitattuja ja sininen 26.2. mitattuja siirtymiä. Tukiseinällä A ei tapahtunut helmikuun aikana suuria liikkeitä. Pisteet 17 - 21 liikkuvat noin 10 mm kaivannon suuntaan. Suurin siirtymä oli pisteillä 17 ja 18 mitkä siirtyivät 13 mm.



Kuva 21. A-tukiseinän helmikuun siirtymät

Lyöntipaalutus aloitettiin 7.3. alueella LE, mikä on mittauspisteiden 19 - 24 edessä. Kuvassa 22 on nähtävissä maaliskuun siirtymät. Kuvassa on esitetty 5.3. mitattu siirtymä vihreällä, 11.3. mitattu siirtymä oranssilla ja 2.4. mitattu siirtymä sinisellä. Huhtikuun mittaus otettiin vielä huomioon, koska se oli työmaan viimeinen mittaus ja siinä tukiseinä on liikkunut eniten. Tämän jälkeen tukiseinän eteen tehtiin elementtiseinä eikä tukiseinää enää tarvittu.

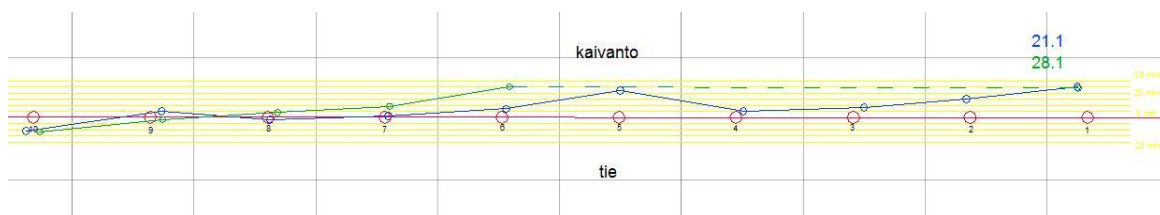
Maaliskuun ensimmäinen mittaus tehtiin 5.3., silloin suurin siirtymä tapahtui pisteessä 21, ollen 16 mm. Seuraavalla mittauskerralla 11.3. suurin siirtymä oli 22 mm, mikä mitattiin pisteessä 16. Huhtikuun alussa seinä oli liikkunut enemmän ja siirtymän suurin arvo oli 32 mm, mikä mitattiin pisteissä 16, 20 ja 21. Tukiseinän A siirtymät jäivät siis erittäin pieniksi tarkkailuajan jakson aikana. Suurin hyppäys siirtymään tuli maaliskuun lopulla, jolloin lyöntipaalutus aloitettiin.



Kuva 22. A-tukiseinän maaliskuun siirtymät

### 6.1.2 Toteutuneet liikkeet tukiseinällä C

Tammikuun suurin siirtymä tapahtui tukiseinällä C siirtymän arvon ollessa 25 mm. Kuvassa 23 on esitetty tukiseinän siirtymät tammikuussa, sinisellä värillä on esitetty 21.1. tehty mittaus ja vihreällä värillä 28.1. tehty mittaus. Tukiseinä C oli liikkunut 21. päivä 22 mm pisteessä 5 ja 25 mm pisteessä 1. Mittauspäivänä 28.1. mitattiin pisteen 6 siirtyneen 25 mm. Pisteiden 2 - 5 siirtymiä ei mitattu ollenkaan 28. päivä. Tammikuun aikana C-tukiseinän edessä porattiin maalämpökaivoja.

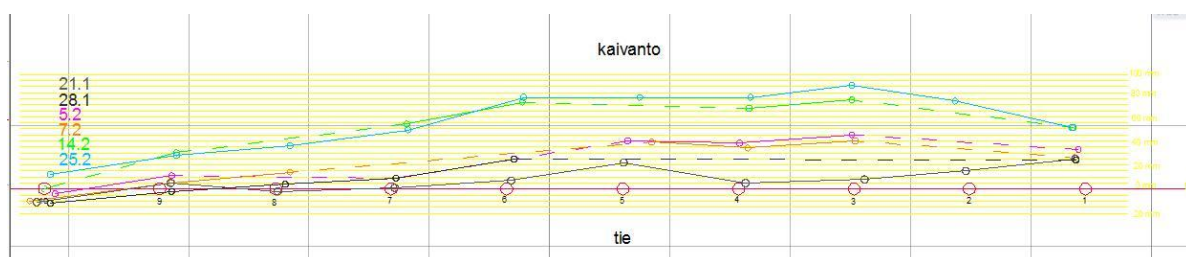


Kuva 23. C-tukiseinän tammikuun siirtymät



Lyöntipaalu-asetus aloitettiin tammikuun viimeisellä viikolla tukiseinän C edustalla. Lyöntipaalu-asetus kesti alueella reilun kuukauden maaliskuun toiselle viikolle. Kuvassa 24 on esitetty tukiseinän C siirtymät helmikuussa. Kuvassa violettiväri kuvaa 5.2. mitattuja, oranssi 7.2. mitattuja, vihreä 14.2. mitattuja ja sininen 25.2. mitattuja siirtymiä. Tukiseinän suurin liike oli 3 pisteessä, missä tapahtui 86 mm:n siirtymä.

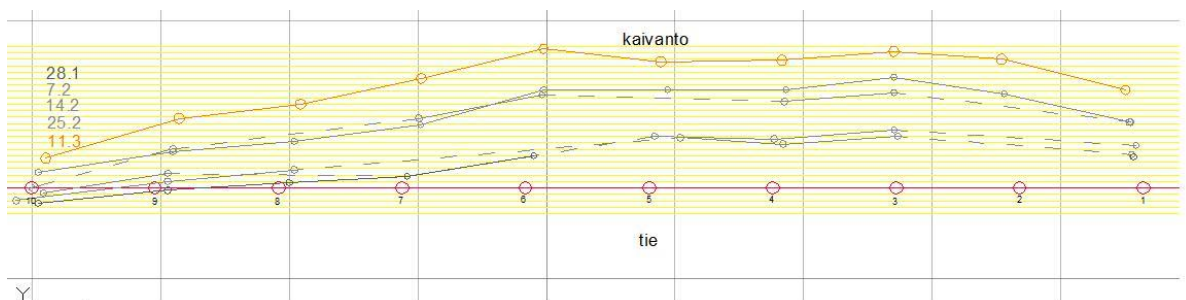
C-tukiseinä oli liikkunut 5. päivä helmikuuta 45 mm mittauspisteessä 3 ja pisteet 1, 4 ja 5 siirtyneet noin 40 mm. 7. päivä samat pisteet olivat liikkuneet hieman takaisin päin. 14.2. mitatut pisteet olivat liikkuneet huomattavasti. Piste 3 liikkui 74 mm:iin, 6 piste 72 mm:iin, sekä pisteet 7 ja 1 noin 50 mm:iin. Helmikuun 25. päivä C-seinä oli liikkunut keskimäärin edelliseen mittauskertaan 10 mm lisää kaivannon suuntaan. Siirtymälukema oli 3 mittauspisteessä 86 mm. Pisteet 4 - 6 olivat siirtyneet 76 mm ja 2 piste 73 mm.



Kuva 24. C-tukiseinän helmikuun siirtymät

Kuvassa 24 on nähtävissä, että tukiseinä C on liikkunut eniten mittauspisteiden 1 - 6 välillä. Tätä selittää kaivannon lähtökohtainen maanpinnan taso, mikä on nähtävissä kuvassa 13. Kun rakennusalueelta on poistettu pilaantunutta maata, on C-seinän eteen jäänyt maanpinta korkeimmalle. Lisäksi C-seinän edessä samalla kohdalla on sijainnut poistettava rakennus. C-tukiseinän edestä on siis poistettu kaikista suurin kuorma.

Kuvassa 25 on esitetty tukiseinän C siirtymät maaliskuussa. Kuvassa on esitetty maaliskuun ainoa mittauskerta 11.3. oranssilla. Tällöin tukiseinän suurin siirtymä oli 108 mm, joka myös jäi tukiseinän suurimmaksi siirtymäksi. Tukiseinän eteen tehtiin lopullinen elementtiseinä maaliskuun puolessa välissä, jonka jälkeen siirtymiä ei enää mitattu. Kuvasta on nähtävissä, että edelliseen mittauskertaan nähden tukiseinä oli siirtynyt tasaisesti jokaisessa pisteessä helmikuun lopun ja maaliskuun alun välillä.



Kuva 25. C-tukiseinän maaliskuun siirtymät

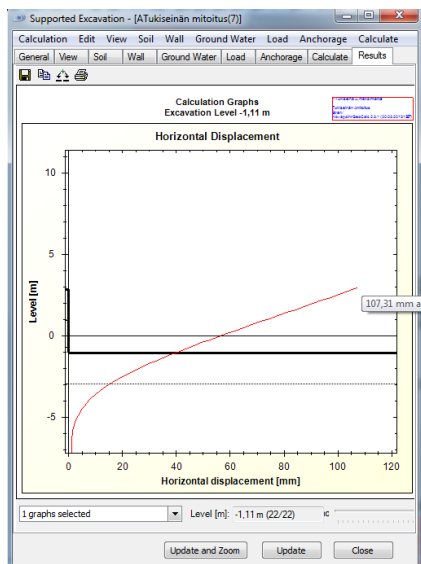
## 6.2 Laskennalliset liikkeet

Tässä opinnäytetyössä laskennat suoritettiin GeoCalcilla käyttörajatilassa, koska tarkoituksena on vertailla todellista käyttäytymistä laskennalliseen, ei mitoittaa tukiseinää murtumista varten. Käytetyt maaparametrit on saatu alkuperäisestä stabiileittilaskennasta, lukuun ottamatta moduulilukua  $m$  ja jännityseksponenttia  $\beta$ . Laskennassa käytetyt parametrit on esitetty kuvassa 19.

Ulokkeena toimivan tukiseinän eteen tehtyä luiskaa ei voi mallintaa GeoCalcissa. Luiska on korvattu laskennassa  $30 \text{ kN/m}^2$  suuruisella pintakuormalla kaivannon puolella, mikä vaikuttaa tasolla +1.

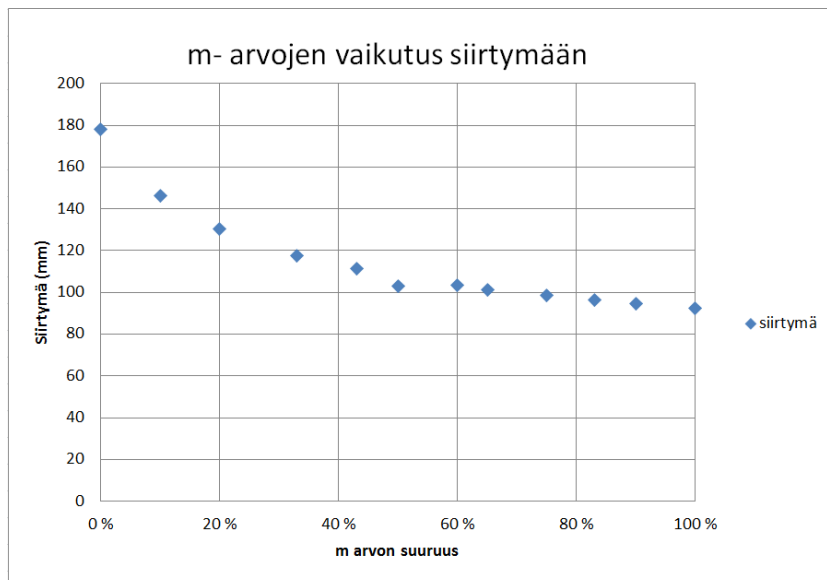
### 6.2.1 Tukiseinä A

Kun laskennassa käytettiin kuvan 19 mukaisia maaparametrien arvoja, saatiin tukiseinän siirtymäksi  $107 \text{ mm}$ , mikä on esitetty kuviossa 1. Koska tukiseinä A ei siirtynyt maaliskuuhun mennessä kuin  $32 \text{ mm}$ , kokeiltiin laskennalla, mitkä tekijät saattoivat vaikuttaa toteutuneisiin liikkeisiin. Laskennan parametreista muutettiin moduuliluvun  $m$  ja jännityseksponentin  $\beta$  arvoja, mitkä taulukoitujen arvojen perusteella oli hankala arvioida tarkasti. Lisäksi kokeiltiin, mikä vaikutus siirtymän arvoon on, jos muutetaan koheesion ja kitkan arvoja tai jos maanpinnalla vaikuttavat tukeva ja kaatava kuorma muuttuvat.



Kuvio 1. Alkuperäisen laskennan mukainen tukiseinän A siirtymä

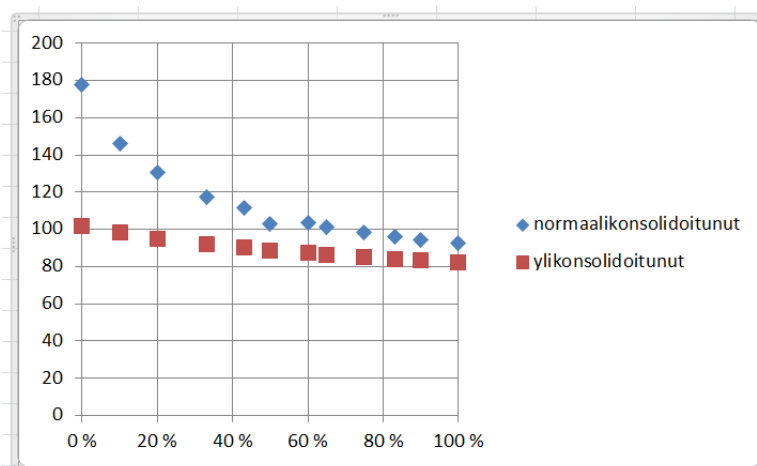
Ensimmäiseksi kokeiltiin, kuinka  $m$ - ja  $\beta$ - arvojen muuttaminen vaikuttaa laskentatulokseen. Taulukossa 4 annettujen moduulilukujen vaihteluväli määritettiin prosentuaalisesti jokaiselle maalajille. Liitteessä 4 on esitetty laskennassa käytetyt tarkat arvot. Aluksi määritettiin, mikä siirtymän arvoksi saadaan, jos käytetään taulukon minimi- ja maksimiarvoja. Tämän jälkeen haarukoitiin näiden väliiltä prosentuaalisia  $m$ - ja  $\beta$ - arvoja. Minimiarvojen käyttö aiheutti siirtymän suuruudeksi  $178 \text{ mm}$  ja maksimiarvojen käyttö  $92 \text{ mm}$ . Kuvioista 2 on nähtävissä, kuinka siirtymä käyttäytyi näiden välillä.



Kuvio 2. Moduulilukujen vaikutus siirtymiin

Kuvaajasta on nähtävissä, että pienellä  $m$ - arvolla on suurempi vaikutus siirtymän arvoon, kuin suurilla. Pienillä  $m$ - arvoilla käyrällä on suurempi derivaatta kuin suurilla arvoilla. Moduuliluvun valinta taulukosta 4 vaikuttaa siis kokonaisuudessaan 85 mm siirtymään. JännitysekspONENTIN muutos taulukossa annetulla välillä vaikutti tuloksiin noin millimetrin.

Koska  $m$ - arvo taulukossa 4 on annettu ylikonsolidoituneelle maalle huomattavasti suurempia arvoja, kun normaalikonsolidoituneelle maalle, tutkittiin myös ylikonsolidoitumisen merkitys maankäyttäytymiseen. Kuvio 3 on nähtävissä ero edellä mainittuun tapaukseen ja mahdollisuuteen, että maaperä olisikin ylikonsolidoitunut. Konsolidaatitila voidaan tutkia ödometrikokeella.



Kuvio 3. Normaalikonsolidoitunut ja ylikonsolidoitunut pohjamaa

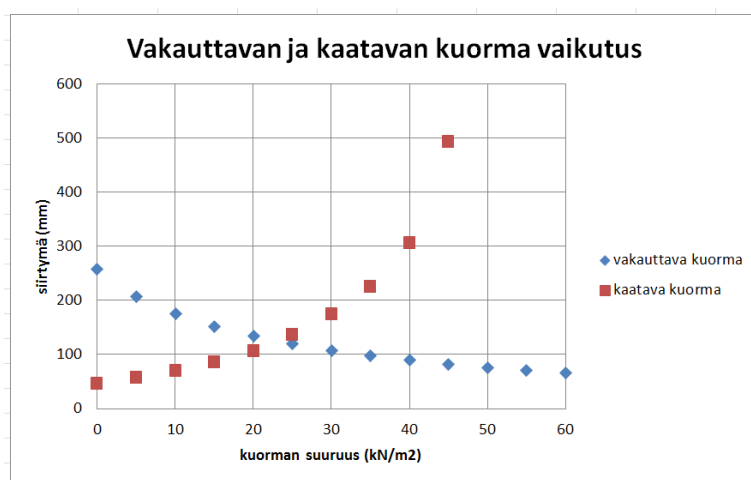
Kuvio 3 on nähtävissä, että ylikonsolidoituneessa maassa siirtymän arvot ovat pienempiä kuin normaalikonsolidoituneessa. Ylikonsolidoituneelle maalle  $m$ - arvot ovat suurempia, joten myös maan on lujempaa. Vaikka taulukossa 4 annetut moduuliluvun arvot ylikonsolidoituneelle maalle vaihtelevat enemmän kuin normaalikonsolidoituneella maalla, on kuitenkin siirtymän vaihteluväli pienempi

ylikonsolidoituneelle maalle. Ylikonsolidoituneessa maassa  $m$ - arvon maksimi arvolla siirtymän suuruus oli 82 mm ja minimiarvolla 102 mm, jolloin vaihteluväli on ainoastaan 20 mm.

GeoCalcilla kokeiltiin myös konsolidaatioasteen huomioivan kertoimen  $k$  vaikutusta siirtymiin. Laskennalla huomattiin, että kerroin aiheuttaa samanlaisen vaikutuksen kun muodonmuutosparametrit. Moduuliluvun ja jännityseksponentin keskiarvoilla kerroimen  $k$  muuttaminen yhdestä nolnaan kasvatti siirtymää 26 mm. Kun käytettiin muodonmuutosparametrien maksimiarvoja, siirtymä kasvoi vain 11 mm ja minimiarvoilla siirtymä muuttui 90 mm.

Seuraavaksi tutkittiin kuormien vaikutusta siirtymän arvoihin. Kuviosta 4 on nähtävissä sinisellä värillä vakauttavan kuorman vaikutus ja punaisella kaatavan kuorman vaikutus. Aluksi kokeiltiin, kuinka tukiseinään vaikuttaa, jos tukiseinää vakauttava luiska poistetaan kokonaan. Jos luiskaa ei ole, siirtymän arvo on 258 mm ja jos kaivannon puolelle muodostuu  $60 \text{ kN/m}^2$  kuorma, siirtymän arvo on enää 66 mm. Todellisuudessa  $60 \text{ kN/m}^2$  vakauttava kuorma on tietenkin erittäin epätodennäköinen tapahtuma. Laskennassa kaatavana kuormana oli  $20 \text{ kN/m}^2$  ja moduulilukuna käytettiin taulukon 4 keskiarvoja.

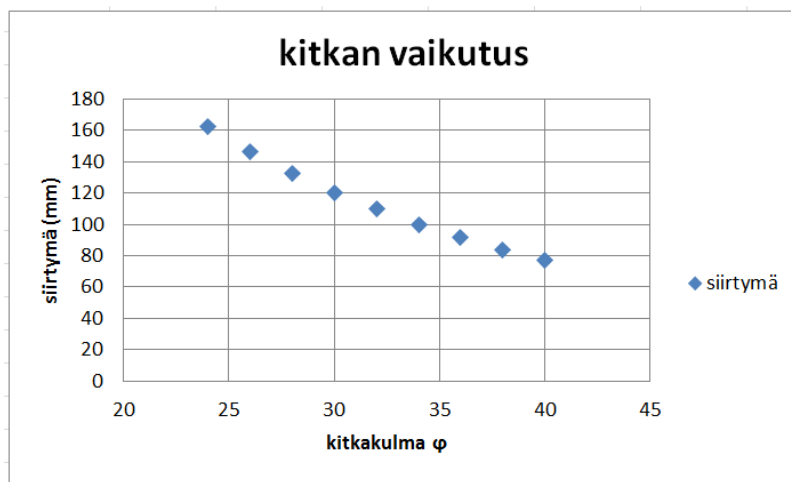
Tämän jälkeen asetettiin vakauttavaksi kuormaksi luiskakuorma ( $30 \text{ kN/m}^2$ ) ja tutkittiin kuinka tukiseinää kaatavan kuorman muutos vaikuttaa siirtymiin. Kun kaatava kuorma oli  $50 \text{ kN/m}^2$ , tukiseinän siirtymä oli 9,2 metriä. Tätä ei taulukkoon piirretty, koska se olisi pienentänyt muiden kuormamuu-  
tosten vaikutusta. Taulukosta on huomattavissa, että kaatavan kuorman kaksinkertaistuessa mitoitettavaan kuormaan ( $20 \text{ kN/m}^2$ ) seinän siirtymä on 2,86-kertainen. Kuorman kasvaessa  $40 \text{ kN/m}^2$ :stä  $50 \text{ kN/m}^2$ :een siirtymän arvo kasvaa 18,6-kertaiseksi. Näillä kuormituksen arvoilla siis seinä alkaa kaatua. On tietenkin myös huomioitava, että  $50 \text{ kN/m}^2$  kaatava kuorma on todella harvinainen. Esimerkiksi, jos tiellä lastattaisiin paalutuskone lavetin kyytiin, kuorma olisi noin  $25 \text{ kN/m}^2$ .



Kuvio 4. Vakauttavan ja kaatavan kuorman vaikutus

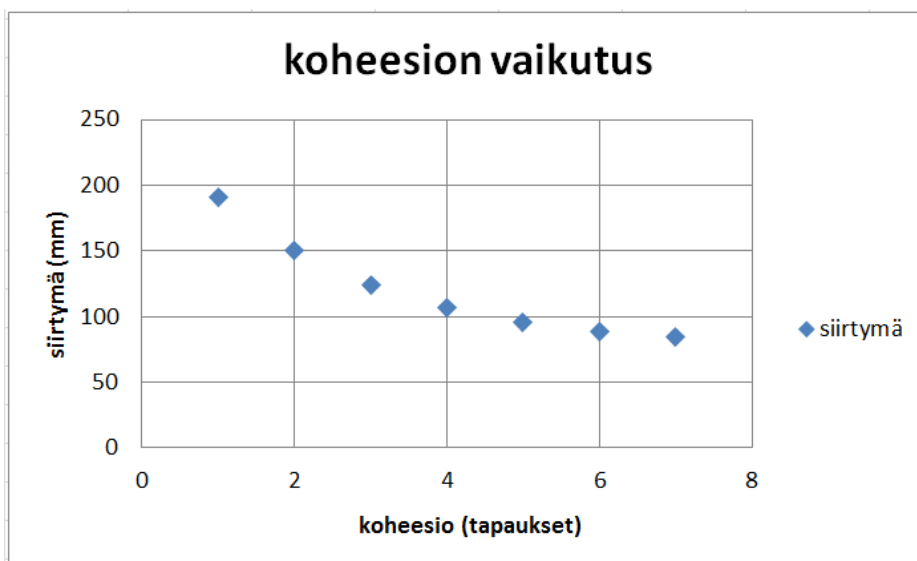
Lisäksi tutkittiin kitkan ja koheesion vaikutusta siirtymiin. Kitkan vaikutus on kuvattu kuviossa 5 ja koheesion vaikutus kuviossa 6. Molemmissa tarkasteluissa moduuliluku ja jännityseksponentti olivat taulukon 4 keskiarvoja. Maalajien tutkitut kitkan arvot ovat täyttökerrokselle 33 astetta ja sen ala-

puoliselle silttiselle hiekkakerrokselle 32 astetta. Kitkan vaikutusta tutkittiin siten, että molemmilla maalajeilla oli sama kitkan arvo ja arvot vaihtelivat 24 asteesta 40 asteeseen. Siirtymän arvoon muutos vaikutti 85 mm, vaikutuksen pysyessä tutkitulla välillä lähes lineaarisena.



Kuvio 5. Kitkan vaikutus siirtymään

Koheesion tutkittu arvo oli päällimmäisessä savisessa silttimaakerroksessa 24 kPa ja alemmassa 34 kPa. Näitä arvoja muutettiin niin, että kerroksien koheesion ero pysyi samana. Kuviossa 6 on koheesion muutokset esitetty tapauksittain. Ensimmäisessä tapauksessa päällimmäisen kerroksen koheesion arvo on 18 kPa ja alemman 28 kPa, arvot kasvavat tapauksittain 2 kPa. Tapauksessa 7 päällimmäisen savisen siltin koheesion arvo on 30 kPa ja alemman 40 kPa. Molempien maakerrosten koheesio muuttuu siis 12 kPa. Siirtymän arvoon koheesion muutos tutkitulla välillä vaikutti 107 mm. Ensimmäisessä tapauksessa siirtymä on 191 mm ja tapauksessa 7 siirtymän arvo on 84 mm.

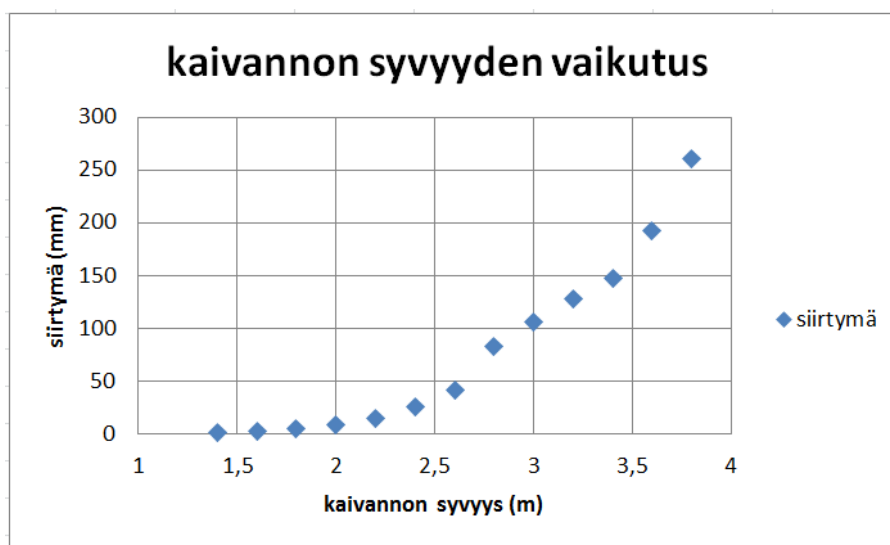


Kuvio 6. Koheesion vaikutus siirtymään

Koska ulokkeena toimivan tukiseinän edessä vaikuttava tukeva luiskakuorma mallinnettiin pintakuormana laskennoissa, kokeiltiin myös mallintaa luiskan vaikutusta nostamalla kaivannon pohjan tasoa. Tällöin tuki saatiin vaikuttamaan myös vaakasuunnassa, tukiseinään kaivannon pohjan ylä-

puolella. Tällä tavalla tukiseinään muodostuu todellisemman oloinen kuormitus, kuitenkin on vaikea arvioida, paljonko kaivannon pohjan tasoa pitäisi nostaa, että se vastaisi luiskakuorman suuruutta.

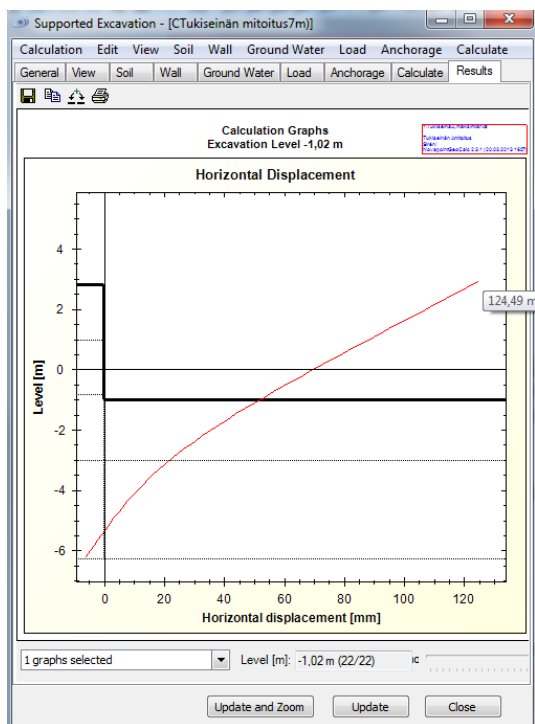
Tukiseinän siirtymä pysyi alle 50 mm:ssä, kun kaivannon syvyys oli 2,6 m. Tämän jälkeen siirtymän arvo alkoi kasvaa nopeasti kaivannon syventyessä. Koska tukiseinällä A luiskan kaltevuus oli 1:2, luiskan korkeus oli 3,8 m ja pituus 7,6 m. Jos maanpintaa nostettaisiin kolmasosa todellista kaivannon pohjaa korkeammalle, tasolle +0,4, siirtymän suuruus olisi 27 mm. Jos kaivantoa nostettaisiin neljäsosalla, tasolle +0, siirtymän suuruus olisi 83 mm. Kuviossa 7 on esitetty kaivannon syvyyden vaikutus ponttiseinän siirtymään. Tukiseinän todellisten siirtymien perusteella voisi ajatella, että kolmasosalla nostettu kaivannon pohja kuvaisi hyvin luiskan vaikutusta.



Kuvio 7. Kaivannon syvyyden vaikutus

### 6.2.2 Tukiseinä C

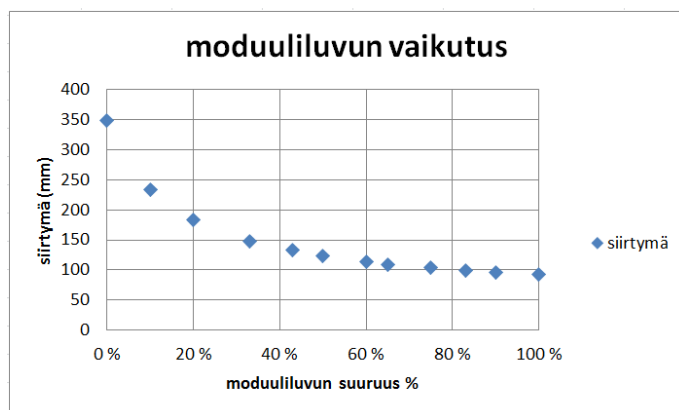
Tukiseinän C siirtymäksi saatiin 125 mm, kun laskennassa käytettiin kuvan 19 maaparametreja. Kuviossa 8 on esitetty GeoCalcin siirtymäratkaisu. Tukiseinä siirtyi todellisuudessa helmikuussa 68 mm. Tukiseinän C kaivannon puolella oli ennen kaivu-urakkaa rakennus sekä maanpinta korkeimmillaan. Maankaivun valmistuttua kaikista suurin maaperän jännitysmuutos kohdistui C-tukiseinään. Lisäksi on otettava huomioon, että kaikki työt on aloitettu seinän C läheisyydestä ja C-tukiseinän pontit ovat olleet kaikista pisimmän ajan paikoillaan. On myös siis odotettavissa, että töiden vaikutukset näkyvät ensimmäisenä tukiseinällä C.



Kuvio 8. C -tukiseinän siirtymä

Maankaivu aloitettiin heti vuoden alussa, maalämpökaivojen asennus aloitettiin viikolla 3 ja lyöntipaalaus aloitettiin helmikuun alussa. Paalutustyö todennäköisesti häiritsi maaperää ja aiheutti jännitystilojen muutoksia. Koska GeoCalc ohjelmaan on vaikea määrittää töistä aiheutuvia rasituksia maaperään, on näiden mahdollista vaikutusta tutkittu vain todellisten siirtymien kautta.

Moduuliluvun ja jännityksen eksponentin vaikutus tutkittiin tukiseinän C siirtymiin. Vaikutuksen tutkimuksessa oletettiin, että tukiseinän mitoituksessa  $m$ - arvon muuttaminen vaikuttaa siirtymään samalla tavalla, kun tukiseinällä A. Tukiseinän siirtymäksi saatiin moduuliluvun minimiarvoilla 349 mm ja maksimi arvoilla 93 mm. Moduuliluvun muutos vaikutti siis siirtymiin suuremman vaihteluvälin, kun tukiseinällä A. Koska minimi- ja maksimi arvon ero oli suuri, tutkittiin myös näiden väliltä arvoja, joiden vaikutus on esitetty kuviossa 9.



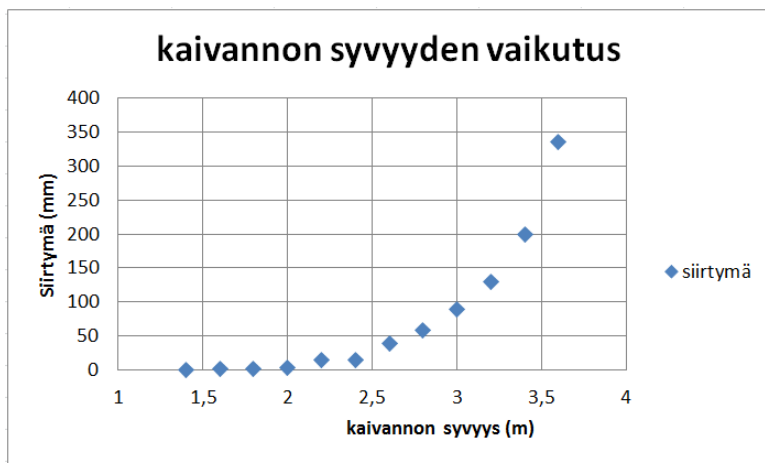
Kuvio 9. Moduuliluvun suuruuden vaikutus tukiseinällä C

Kuviossa 9 on nähtävissä sama käyttäytyminen, kun tukiseinällä A. Kun käytetään pienimpiä taulukon 4 moduuliluvun arvoja siirtymän suuruus kasvaa eniten. Jos käytetään keskiarvoja ja siitä suu-

rempia arvoja, siirtymän arvot vaihtelevat pienemmällä välillä. Myös tukiseinälle C kokeiltiin, miten tukiseinän siirtymään vaikuttaa, jos pohjamaa on ylikonsolidoitunut. Tällöin moduuliluvun minimiarvolla saatiin siirtymän arvoksi 109 mm ja maksimiarvolla 73,8 mm. Eli jos pohjamaa olisi ylikonsolidoitunut, vaihtelisi siirtymän arvo enää 35,4 mm.

Koska tukiseinillä A ja C oli kohtalaisen suuri ero moduulilukujen vaikutuksella, tutkittiin myös vaikuttaako siirtymän arvoon, se että tukiseinä C on 9 m korkea ja A on 12 m korkea. Eli seuraavaksi mitoitettiin C-tukiseinä 12 m korkealla pontilla. Tällöin moduuliluvun maksimiarvolla saatiin 90 mm:n ja minimiarvolla 182 mm:n siirtymä. Pontin pidentäminen kolmella metrillä vaikutti moduuliluvun minimiarvolla laskettaessa pontin siirtymän arvoon 167,2 mm.

Myös tukiseinälle C kokeiltiin muuttaa kaivannon pohjan korkeutta ja näin mallintaa luiskan vaikutusta. Kuviossa 10 on esitetty tukiseinän käyttäytyminen. C-tukiseinällä vaikuttava luiska on suunniteltu 1:1 kaltevuuteen, joten sen korkeus ja pituus ovat 3,8 m. C-tukiseinällä muutosnopeus on suurempi kuin A-seinällä. Tukiseinän siirtymät pysyvät alle 50 mm:n, jos kaivannon syvyys olisi 2,6 m. Tämän jälkeen siirtymän suuruus kasvaa metrin syvyyden kasvun aikana 300 mm.



Kuvio 10. kaivannon syvyyden vaikutus seinällä C

Kuviosta 10 on nähtävissä, että jos yritetään mallintaa luiskaa kaivannon pohjan tasoa nostamalla, voidaan syvyyttä arvioimalla saada todella suuria eroja siirtymän arvoihin. Esimerkiksi, jos kaivannon syvyyttä pienennetään kolmasosa, saadaan siirtymäksi 16 mm ja jos kaivannon syvyyttä pienennetään neljäsosa, saadaan siirtymäksi 60 mm.



## 7 JOHTOPÄÄTÖKSET

### 7.1 Tukiseinän toiminta

Välittömästi tukiseinän upotuksen jälkeen aloitettiin maankaivu ja kaivanto kaivettiin lopulliseen tasoon. Tukiseinän siirtymät eivät alkaneet välittömästä maamassan poistuttua vaan tukiseinä siirtyi muutamia kymmeniä millejä ensimmäisten kuukausien aikana. Helmikuun lopulla ainoastaan tukiseinä C oli siirtynyt. GeoCalcin antama siirtymä on laskettu suoraan maamassan poistuttua ja kaivun ollessa pohjalla. Laskenta ei kerro, kuinka kauan kestää, että laskennassa saatu siirtymän arvo saavutetaan. Todellisuudessa tukiseinän siirtymiä tapahtuu, kunnes maan jännitykset ovat tasapainossa.

Suurin vaikutus siirtymiin huomattiin olevan pintakuormilla tukiseinän vierellä. Tukiseinän takana sijaitsevalle ajotielle mitoitetaan kuormitus mikä saattaa tulla tukiseinän taakse. Suurimmaksi osaksi voidaan kuitenkin arvioida, että tukiseinän takana oleva pintakuorma on todellisuudessa huomattavasti pienempi. Lisäksi tukiseinää vakauttavan luiskakuorman mallinnustapa vaikutti merkittävästi mitoitukseen. Jos mitoittaja esimerkiksi ajattelee luiskan vaikuttavan samoin, kun maapinta olisi kolmasosan korkeammalla. Tällöin siirtymän arvot A-seinällä olisi hyvin toteutuneen kaltaiset ja C-tukiseinällä ne eivät vastaisi ollenkaan toteutunutta.

Tukiseinän C suurinta siirtymää selittää työmaan lähtötilanne, mikä on nähtävissä kuvassa 13. Tukiseinän mittauspisteiden 1 - 6 edessä maanpinta on ollut korkeimmillaan, joten siitä on poistunut suurin kuorma. Lisäksi kyseisellä kohdalla on seinän edestä poistettu rakennus. Tätä ei ole huomioitu GeoCalc-laskennassa.

Tukiseinän siirtymissä on myös havaittavissa dynaamisuutta. Tukiseinä ei liikkunut tasaisesti kohti kaivantoa vaan se saattoi mittausten välillä palata kohti alkuperäistä sijaintiaan. Tähän liikkeeseen on saattanut vaikuttaa työmaalla tehdyt työt. Lyöntipaalutus syrjäyttää ja tiivistää maata, joka voi tukea ponttia. Toisaalta lyönnistä aiheutuva värinä voi kasvattaa huokosvedenpainetta ja heikentää maan kantavuutta.

Tässä työssä tutkitun kolmen kuukauden aikana tukiseinät eivät liikkuneet niin paljoa, kuin mitä taulukon 4 mukaisten muodonmuutosparametrien keskiarvolla saatu laskennallinen siirtymä antoi odottaa. Tämän tarkkailun perusteella voisi ajatella, että mitoituksessa voi käyttää taulukossa annettujen arvojen keskiarvoa suurempia arvoja muodonmuutosparametreille. Varsinkin tukiseinän A todellinen siirtymä on reilusti alle suurimmilla muodonmuutosparametrien arvoilla lasketun siirtymän. Toisaalta C-seinän toteutunut siirtymä vastasi laskentaa, jossa käytettiin 70 % muodonmuutosparametrien arvoja.

Lisäksi tukiseinällä C on helmikuussa nähtävissä, että tukiseinän siirtymiin saattoi vaikuttaa paalutus, koska paalutuksen alettua tukiseinä on siirtynyt tasaisesti joka puolelta. Liike nopeutui paalutuksen alettua ja hidastui sen loputtua. Tukiseinällä A tapahtui maaliskuussa suurimmat siirtymät. Kuten C-seinällä, siirtymät kasvoivat paalutuksen alettua.

Tukiseinän C edessä aloitettiin tulevan rakennuksen runkojen asennus maaliskuun alussa ja se valmistui maaliskuun puolella välissä. Ulokkeena toimiva C-tukiseinä siis teki työnsä. Tukiseinällä A saatiin asennettua elementtiseinä huhtikuun alussa, jolloin myös tukiseinä A toteutti tehtävänsä.

## 7.2 Laskentojen paikkansapitävyys ja virhettä aiheuttavat asiat

Mittauksia suoritettiin kerran viikossa, niin kuin työselostuksessa esitettiin. Kuitenkaan kaikkia pisteitä ei mitattu ja osaa pisteistä hyvin harvoin. Eniten mitattiin tukiseinän C liikkeitä, mikä liikkui mitta-usaikana eniten. Muiden tukiseinien liikkeitä suhteessa työvaiheisiin on vaikea arvioida, koska niiden liikkeitä on mitattu niin vähän. Tukiseinä C ylitti 100 mm hälytysrajan maaliskuussa, kuitenkin tukiseinän eteen asennettiin jo tässä vaiheessa tulevan kauppakeskuksen runkoa.

Lusikkalinnan alue on jaettu lohkoihin ja lohkoaikataulun perusteella on arvioitu töiden vaikutusta siirtymiin. Koska lohkot ovat kohtalaisen suuria alueita, on vaikea arvioida tarkasti kuinka joku työvaihe on vaikuttanut tuloksiin. Esimerkiksi, jos paalutus on ollut loholla LA, ei voi sanoa onko se ollut aivan tukiseinän läheisyydessä vai toisella puolella lohkoa. GeoCalc laskuissa ei huomioitu tätä. Tärinä on kuitenkin saattanut vaikuttaa oleellisesti tukiseinien käyttäytymiseen.

Maan jäätyminen on todennäköisesti myös vaikuttanut ponttiseinän liikkeisiin. Koska pintamaa on jäässä, pysyy pontti paremmin paikallaan. Työssä ei mitattu työmaan lämpötilaa, eikä maan routasyvyyyttä. Lämpötiloja seuraamalla myös talven vaikutus oltaisi voitu huomioida laskennassa.

Tukiseinää vakauttaa luiska kaivannon puolella. Tätä luiskaa ei kuitenkaan voi määrittää GeoCalcissa. GeoCalcissa luiska voidaan määrittää muuttuvana kuormana halutulle tasolle tai ankkurina tai nostamalla kaivannon pohjan tasoa. Muuttuvana kuormana kuorma on jatkuva, jolloin kuorma saattaa aiheuttaa suuremman tuen, kuin todellisuudessa ja ankkurina asetettuna kuorma keskittyy yhteen pisteeseen, kun oikeasti luiska tukee tasaisesti koko seinää. Jos luiskan mallintaa nostamalla kaivannon pohjan tasoa, on vaikea arvioida millainen on vaikutusta kuvaava pohjan korkeus.

Pohjatutkimukset on tehty kairauksilla ja häiriintyneillä näytteillä. Pohjatutkimukset on suoritettu niin kuin on nähty parhaaksi tavaksi kannattavuuden perusteella. Kuitenkin tulisi miettiä esimerkiksi laboratorionkokeiden suorittamista, joilla saataisiin tarkemmat arvot laskentaan vaikuttavista parametreista ja voitaisiin myös pienentää epävarmuutta laskennoista. Jos mitoitus menee riittämättömien pohjatutkimusten takia vaaralliselle puolelle, todennäköisesti myös kokonaiskustannukset nousevat ylimääräisten korjaustöiden takia.

Mitoituksen kannalta oleellisia arvoja ovat myös moduuliluku  $m$  ja jännityseksponentti  $\beta$ . Nämä arvot voidaan saada taulukosta, mutta ne voidaan myös tutkia tarkasti ödometrikokeella. Jos arvot määritetään taulukoiden avulla, on mitoittajan päätettävä mitä arvoja käytetään. Moduuliluku ja jännityseksponentti kuvaavat maan kokoonpuristuvuutta ja vaikuttavat oleellisesti myös siirtymien las-

kentaan. Tukiseinän tapauksessa näiden arvojen tutkimisella voidaan estää ylivoimaisuutta ja varmistaa myös turvallisuus.

Ödometrikokeen tuloksena saadaan myös arvio maan konsolidaatio-tilasta. Taulukossa 4 annetut moduuliluvun ja jännityseksponentin arvot ylikonsolidoituneelle maalle vaihtelevat enemmän kuin normaalikonsolidoituneelle maalle. Ylikonsolidoituneella maalla moduuliluku ja jännityseksponentti saavat suurempia arvoja. Kun tarkastellaan ylikonsolidaation vaikutusta pelkästään näiden arvojen perusteella, huomataan että ylikonsolidoituneen maan siirtymät pysyvät tasaisempina. Siirtymät ovat vähäisempinä ja niiden vaihteluväli on pienempi.

GeoCalcin käyttämällä konsolidaatioasteen huomioivalla eksponentilla  $k$  on samankaltainen vaikutus siirtymiin kuin muodonmuutosparametreilla. Käytettäessä pieniä muodonmuutosparametrien arvoja,  $k$ :n muutos vaikuttaa paljon siirtymien suuruuteen, kun taas suurilla muodonmuutosparametrien arvoilla vaikutus on vähäinen. Eksponentti  $k$  voi vaihdella välillä 0 - 1, missä arvo 1 kuvaa laskentaa, mikä suoritetaan alkuperäisen jännitystilän mukaisesti.

### 7.3 Jatkoimenpiteet ja -ehdotukset

Seinän siirtymiä ei seurata tämän työn jälkeen, koska tukiseinää ei enää tarvita rakennustyön edistymisen myötä. Siirtymien analysointia olisi mielenkiintoista jatkaa kohteessa jossa tuentatarve olisi pidempiaikainen. Tällöin nähtäisiin laajemmin kuinka seinä jatkaa liikettä. Pysähtyykö seinä jossain vaiheessa vai siirtyykö seinä edelleen. Laskelmien perusteella seinän liikkeen tulisi pysähtyä, mutta tämän tutkimusaikavälin perusteella siitä ei voida varmistua.

Siirtymäseuranta olisi mielenkiintoinen myös syvemmissä kaivannossa, missä kaivu tapahtuisi syvyyssasteittain. Tällöin kaivuvaiheiden välissä tulisi olla tarpeeksi aikaa, että siirtymä ehtisi tapahtua ja tutkimus vaatisi läsnäoloa työmaalla, jotta voitaisiin tarkasti nähdä mitä työvaiheita on menossa. Kaivuvaiheittaisella seurannalla saataisiin paremmin esille GeoCalcin ja todellisen siirtymän välinen yhteys.

Lisäksi eri työvaiheiden vaikutusten seuraaminen tulisi pystyä huomioimaan paremmin. Tällä tutkimuksella voi luoda johtopäätöksen, että paalutus on vaikuttanut oleellisesti seinän käyttäytymiseen. Kuitenkin työaikataulusta on nähtävissä suunnilleen missä työkoneet ovat liikkuneet, muttei tarkasti onko kone ollut esimerkiksi toiminnassa ja onko se tehnyt työtä niin kuin paikka-aikataulussa on esitetty. Lisäksi mittauspisteisiin voisi asentaa värinämittareita. Tällöin olisi paremmin nähtävissä kuinka suuresti värinä ja siirtymä vaikuttavat toisiinsa.

Jos unohdetaan ulokkeena toimiva tukiseinä ja tutkitaan pelkästään tukiseinän siirtymiä, tulisi tutkia mahdollisimman korkeaa ankkuroitua tukiseinää. Tällöin päästäisiin tutkimaan seinää, mihin voitaisiin asentaa anturit ankkureihin, mitkä kertoisivat jännitystilojen muutoksista. Lisäksi voitaisiin asentaa värinämittarit ja tarkkailla kaivuvaiheittain jännitysten ja siirtymien muutosta.

Murtorajatilamitoituksella estetään haitallisten muodonmuutosten ja murtumien syntyminen. Tämän työn laskennat suoritettiin käyttörajatilassa, jolloin osavarmuuskertoimet ovat 1,0. A-tukiseinälle saatiin kuitenkin laskennalliseksi siirtymäksi 107 mm, mikä on toteutuneeseen nähden yli kolminkertainen. Tässä laskennassa käytettiin moduuliluvun ja jännitysekspONENTIN keskiarvoja. Jos suunnittelijalla ei ole käsitystä arvojen vaikutuksesta, saattaa hän valita varmuuden vuoksi vielä keskiarvoja pienemmät arvot. Tällöin siirtymä kasvaa entisestään. Jos tällä laskennalla olisi tehty hankkeen oikea mitoitus murtorajatilassa, ei todennäköisesti olisi valittu tukiseinäksi ulokkeena toimivaa tukiseinää.

Työssä tehdyt GeoCalc-mitoituslaskelmat tehtiin moduuliperusteisella MCM-jousimallilla. Laskennallisen ja toteutuneen siirtymän korrelointia voitaisiin myös tutkia CeoCalcin toisen jousimallin avulla. DCM-jousimalli perustuu siirtymien kehittymiseen tarvittavien ääripaineiden muodostumiseen.

Jatkotutkimuksena voisi tehdä myös kustannusvaikutustutkimuksen. Paljonko maksaisivat perinpohjaiset pohjatutkimukset ja kuinka laskenta saaduilla "tarkoilla" arvoilla korreloisi oikeita tukiseinän siirtymiä. Jos tukiseinä voitaisiin mitoittaa tarkasti, ilman arveltuja arvoja ja riskivarautumisia, säästettäisiinkö tällöin kustannuksia.

Jos pohjatutkimukset tehtäisiin huolellisesti ja kaikki mitoitukseen vaikuttavat maaparametrit tutkitaisiin, voitaisiin toisaalta varmistaa riittävä mitoitus ja toisaalta välttää ylimitoitus. Samalla kustannukset pienenisivät, koska ei tehtäisi turhia toimenpiteitä, eikä jouduttaisi korjaamaan kaatuvia tukiseiniä. Yleinen asenne tuntuu olevan, että halutaan säästää pohjatutkimuksissa, vaikka niiden avulla voitaisiin saada huomattavia säästöjä tuentaratkaisuihin.

## LÄHTEET

Geomekaniikka II: RIL 157-2, 1990. Helsinki: Suomen Rakennusinsinööri liitto

Geotekninen suunnittelu: RIL 207-2009. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto

Jääskeläinen, R., Rantamäki, M. & Tammirinne, M. 1999. Geotekniikka 464. 17. painos. Helsinki: Otatieto Oy

Pohjarakennusohjeet: RIL 121-2004. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto

Rakennuskaivanto-ohje: RIL 181-1989. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto

Rakentamisen aiheuttamat värinät: RIL 253- 2010. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto

Rantamäki, M & Tammirinne, M. 1992. Pohjarakennus 465. 7. painos. Hämeenlinna: Karisto Oy.

ArcelorMittal:n www-sivut [viitattu 5.3.2013]. Saatavissa:

[http://www.arcelormittal.com/projects/europe/foundationsolutions/EN/sheet\\_piling/U\\_sections.htm](http://www.arcelormittal.com/projects/europe/foundationsolutions/EN/sheet_piling/U_sections.htm)

Novapoint GeoCalc -käyttöohje [verkkodokumentti]. Vianova [viitattu 5.3.2013]. Saatavissa:

<http://docs.vianova.fi/GeoCalc/2.3/index.html>

Porin puuvillan työmaatiedoite [verkkodokumentti]. Pori [viitattu 5.3.2013]. Saatavissa

[https://www.pori.fi/material/attachments/hallintokunnat/tekninenpalvelukeskus/ajankohtaistaliikenteesta/puuvilla/6CnospzN/tiedote\\_puuvilla\\_vk\\_50.pdf](https://www.pori.fi/material/attachments/hallintokunnat/tekninenpalvelukeskus/ajankohtaistaliikenteesta/puuvilla/6CnospzN/tiedote_puuvilla_vk_50.pdf)

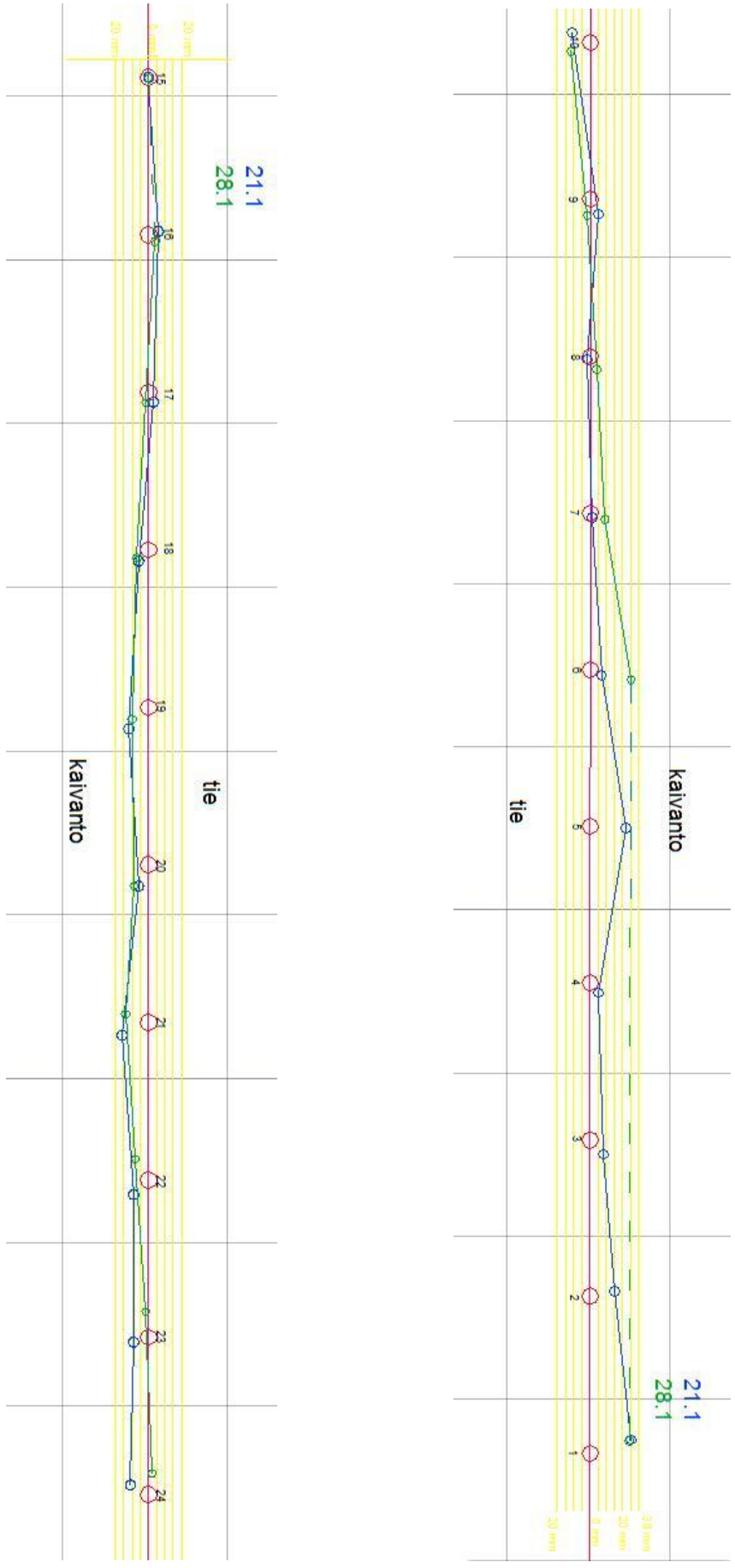
Tien geotekninen suunnittelu, liikenneviraston ohjeita 10/2012 [verkkodokumentti]. Liikennevirasto

[viitattu 21.3]. Saatavissa : [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo\\_2012-10\\_tien\\_geotekninen\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2012-10_tien_geotekninen_web.pdf)

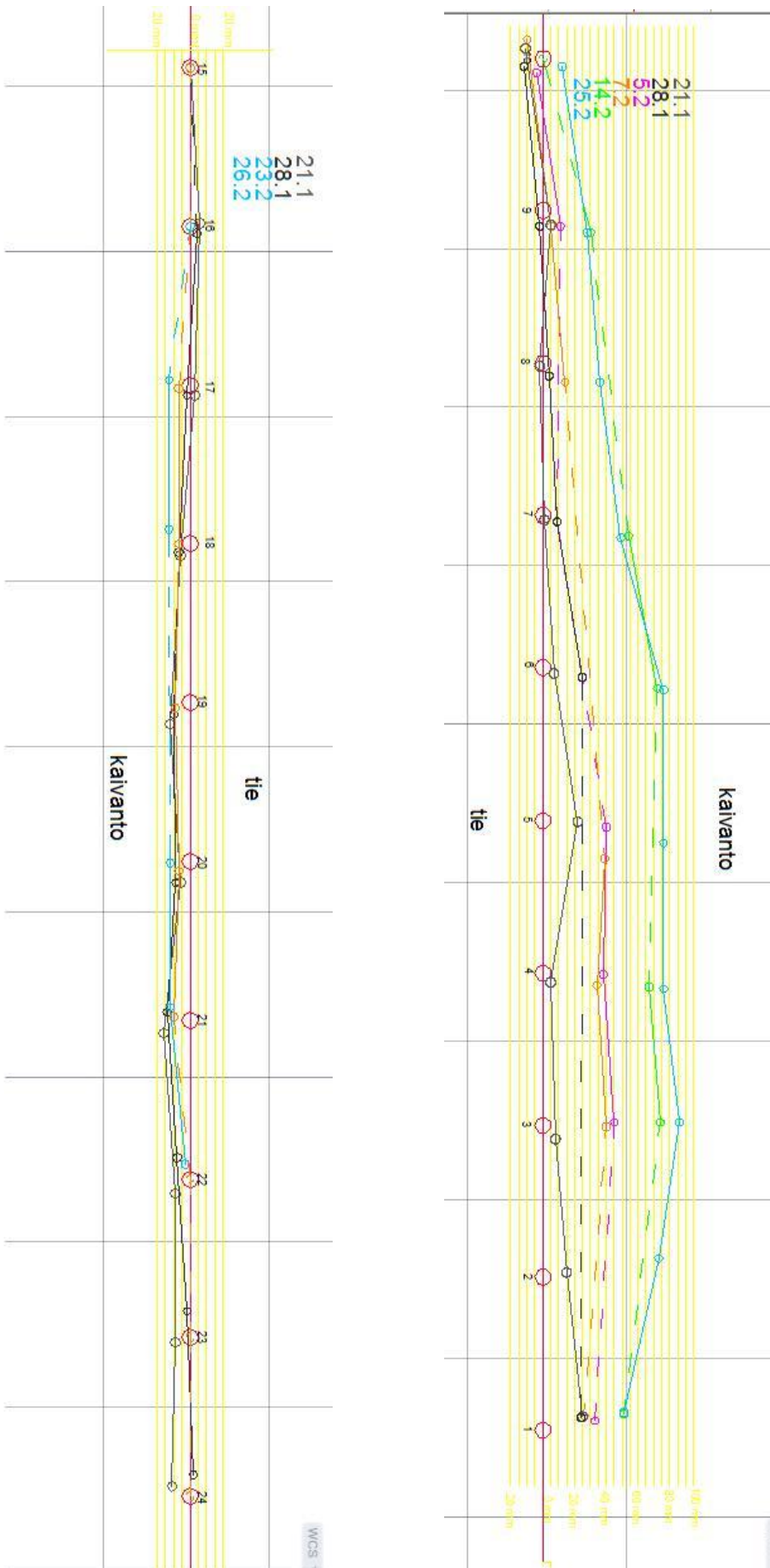
Vianovan www-sivut [viitattu 5.3.2013]. Saatavissa:

<http://www.vianova.fi/Toimialat/Geotekniikka/Novapoint-GeoCalc>

# LIITE 1. TAMMIKUUN SIIRTYMÄT



LIITE 2. HELMIKUUN SIIRTYMÄT (VASEMMALLA A SEINÄ JA OIKEALLA SEINÄ C)



LIITE 3. TUKISEINIEN LIIKKEET MAALISKUUSSA

