

KIVIKON TEOLLISUUSALUEEN STABILOINNIN KOERAKENTAMINEN

**Pasi Hautalahti
Hannu Halkola
Niina Puumalainen**



Helsinki 2007
ISBN 978-952-223-008-9
ISSN 1458-2198

KIVIKON TEOLLISUUSALUEEN STABILOINNIN KOERAKENTAMINEN

**Pasi Hautalahti
Hannu Halkola
Niina Puumalainen**

TIIVISTELMÄ

Kivikon turvesuolla toteutettiin vuosina 1997-2003 useasta koerakenteesta koostuva stabilointitutkimushankkeiden sarja. Kokeiden tuloksena kehitettiin Kivikon pienteollisuusalueelle soveltuva massastabilointirakenne sekä kokeiltiin massastabiloinnin ja pilaristabiloinnin yhdistämistä samaan rakenteeseen. Koeprojektien lisäksi tonttialueilla toteutettiin massastabilointia vuosina 2000-2003 kolmella urakka-alueella, jossa aiemmin kehitettyä laitteistoa ”ajettiin sisään” suurten alueiden stabilointiin.

ESS-projektissa kehitettiin pehmeille orgaanispitoisille maille massa- ja pilaristabiloinnin suunnittelua, rakennusmenetelmiä sekä tutkittiin uusien sideaineiden käyttäytymistä luonnon olosuhteissa. Pilareista tutkittiin eri sideaineilla saavutetut lujuudet ja pilareiden kokoonpuristuminen. Lisäksi tutkittiin rakenteiden käyttäytymistä erilaisilla pilariväleillä ja kuormituksilla. Stabiloinnin yhteydessä testattiin myös uudentyypisiä sekoitinkärkiä. Massastabiloinnissa tutkittiin turve- ja liejuseoksen lujittumista ja käyttäytymistä eri sideainemäärällä.

Stabiloinnin kehittämisprojektissa kehitettiin uusi massastabilointilaitteisto, kokeiltiin GPS:n hyväksikäyttöä sekä testattiin reaaliaikaisen sideainemittausmenetelmän käyttöönottoa. Laadunvalvontaan kehitettiin uusi laatuluokitus ja stabilointiprosessiin ohjeistus. Pilaristabiloinnin osalta selvittiin sekoitustyön määrän vaikutusta stabilointityön laatuun. Projektissa kehitettiin myös uudenlainen massa- ja pilaristabilointityömenetelmä, jossa massastabilointi tehdään ennen pilaristabilointia. Käytetyllä työjärjestyksellä on se etu, että massastabiloinnilla saadaan hyvä ja kantava työskentelyalusta pilaristabilointikoneelle. Työjärjestyksen avulla vältetään myös turhia massansiirtoja.

ESS-koepenkereen pilareissa, suhteellisesti parhaimpaan lopputulokseen päästiin yleissementin ja kalkin seoksella 120 kg/m^3 . Stabiloinnin kehittämisprojektin pilareihin valittiin edellä mainituin perustein kalkin ja yleissementin (1:1) seos ja sekoitusmäärää vaihdeltiin. Stabiloinnin kehittämisprojektin pilareissa leikkauslujuudet jäivät tavoitellusta. Tulosten perusteella todettiin, että sekoitustyön määrää kasvattamalla ei voida vaikuttaa pilareiden lujuuksiin, mutta pilareihin joutuvaa ilmamäärää vähentämällä voidaan ehkä parantaa lujuuksia. Massastabiloidulle turve- ja liejuserrokselle saatiin paras toimivuus, kun sideaineena käytettiin yleissementtiä 100 kg/m^3 . Havaintojen mukaan leikkauslujuudet alenivat selvästi, jos sideainemäärä jäi alle 100 kg/m^3 . Stabiloinnin kehittämisprojektin massastabiloiduissa koerakenteissa jäätiiin tavoitelluista leikkauslujuuksista, kun massastabiloinnin läpi oli tehty pilaristabilointi.

Ennusteiden perusteella vuonna 2003 ESS-penkereillä painumaa oli jäljellä noin 100...150 ja Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkereillä 280...440 mm. Pelkästään massastabiloitujen alueiden pinnan painuma johtuu suurelta osin massastabiloidun kerroksen alapuolisten savikerrosten kokoonpuristumisesta. Massastabiloitu kerros kokoonpuristui seurantajakson aikana ainoastaan 2 %. Erilaiset painumat ja painumaennusteet johtuvat erimittaisista seuranta-ajoista.

Toteutettujen kohteiden perusteella massastabilointitöiden pääasiallinen kustannustekijä on sideainekustannukset, jotka ovat pelkästään massastabiloinnissa lähes 50 % kokonaiskustannuksista. Yhdistetyssä massa- ja pilaristabilointityössä massastabiloinnin sideainekustannukset, muodostavat noin kolmanneksen kokonaiskustannuksista.

ABSTRACT

Two stabilization projects containing the construction of several full-scale test structures were carried out in Kivikko during 1997-2003. As their result, a mass stabilization structure suitable for the difficult geotechnical conditions of Kivikko peat and clay area was invented. For the first time in Helsinki a combination structure with both mass and column stabilization was tested. In addition, three contract-areas were mass stabilized during 2000-2003 in order to get information of the implementation of the process in large scale.

The EuroSoilStab-project (1999-2002) concentrated on structural designing and construction techniques of mass and column stabilization. New binder combinations were tested in-situ. The shear-strength of the columns obtained with each binder mixture and the compaction of the columns were examined. The column distance and the load on top of the structure varied. Also new mixing tools were tested. Mass stabilization was done by using different binders and the strengthening and overall behavior of the treated peat and slurry were investigated.

The N&N project was carried out during 2000-2003. A new mass stabilization unit was invented and GPS-techniques were tested in the measuring of the binder content. A new classification system for quality control and stabilization instructions were invented. The correlation between the mixing amount and the final quality was also tested. A new working order in which mass stabilization was executed before column stabilization was developed. Within 24 hours the bearing capacity of the mass stabilized layer had increased enough to carry the column stabilization unit. With this order needless mass transportations could be avoided.

In ESS-project the best results were obtained by using a binder which contained Portland cement and lime 120 kg/m³. In the N&N project this binder mixture was used in all test structures and the amount of mixing was varied. In the N&N project none of the stabilized columns obtained the desired shear strength. The results proved that the column strength can not be improved by increasing the amount of mixing. For better results the quantity of air bubbles within the columns should be decreased. In mass stabilized layers the best results were gained by using Portland cement 100 kg/m³. The shear strength was significantly lower if the binder amount didn't reach 100 kg/m³. The mass stabilized test structures didn't reach the desired shear strength when the mass stabilized layer was pierced with column stabilization.

In 2003 the predicted settlements for the ESS-test structures varied between 100 mm and 150 mm and for the N&N test structures between 280 mm and 440 mm. In mass stabilized contract-areas the total settlement was mainly caused by the settlements of the non stabilized clay layers underneath the treated peat. During the measuring period the settlement of the mass stabilized layer was only 2 %. The variation between the settlements is mainly due to the variation in the monitoring time.

The large scale tests confirmed that 50 % of the total cost of mass stabilization is caused by the binder price. In combined mass and column stabilization contracts approximately 40 % of the total costs are due to binder price.

ALKUSANAT

Helsingin kaupunki on perinteisesti ollut tienraivaajan asemassa uusien esirakentamistekniikoiden käyttöönotossa. Uusien, pehmeikköalueiden esirakentamiseen soveltuvien menetelmien käyttöönotto laajassa mittakaavassa edellyttää niiden monipuolista testaamista. Parhaat tulokset saavutetaan tavallisesti ainoastaan koerakentamisen avulla. Useiden avoimien kysymysten ratkaiseminen saman kokeen yhteydessä ei ole mielekästä ja lisäksi kokeiden aikana havaitaan tavallisesti uusia ratkaisemattomia ongelmia. Uuden tekniikan kehittäminen ja testaus onkin pitkäjänteistä työtä, jossa toisiaan seuraavilla kokeilla ja koerakenteilla edetään askel askeleelta kohti teknisesti ja taloudellisesti toimivaa lopputulosta.

Helsingin Kivikkoon kaavoitetusta ja rakenteilla olevasta pienteollisuusalueesta noin 50 % sijoittuu pohjasuhteiltaan erittäin haasteelliselle turve-/savimaalle. Kivikon alueella toteutettiin vuosina 1997-2003 useasta koerakenteesta koostuva stabilointitutkimushankkeiden sarja. Kokeiden tuloksena kehitettiin Kivikon olosuhteisiin soveltuva massastabilointirakenne sekä kokeiltiin ensimmäistä kertaa Helsingissä massastabiloinnin ja pilaristabiloinnin yhdistämistä samaan rakenteeseen. Huolella suunnitellut ja toteutetut koerakenteet ja niistä saadut hyvät tulokset ovat edesauttaneet oleellisesti massastabiloinnin käyttöönottoa Suomessa. Menetelmästä on tullut yleisesti hyväksytty vaihtoehto turpeen tai liejumaan esirakentamisessa. Tällä hetkellä massastabilointikalustoa on Suomessa jo usealla urakoitsijalla, mikä on laskenut menetelmän hintaa ja lisännyt massastabiloinnin käyttöä.

Vuosina 1997-2000 toteutettuun EuroSoilStab-projektiin osallistuivat Helsingin kaupunki, Ramboll Finland Oy, Partek Nordkalk Oy ja Junttan Oy. Kansainvälistä EuroSoilStab-tutkimusta tehtiin samanaikaisesti viidessä muussa EU maassa ja hankkeita tuettiin Euroopan komission tutkimusmäärärahoilla. Kansainvälisen tutkimushankkeen kenttäkokeiden päätoteutuspaikaksi valittiin Kivikko. EuroSoilStab-projektin rohkaisevien tulosten jatkona toteutettiin Kivikossa vuosina 1999-2003 Stabiloinnin kehittämisprojekti, johon osallistuivat rahoittajina Niska & Nyyssönen Oy, TEKES, Helsingin kaupunki, Tampereen kaupunki ja Ideachip Oy. Toteuttamisesta vastasivat edellisten lisäksi Ramboll Finland Oy ja Envitop Oy. Kivikon projektin ohella tehtiin koerakenne Tampereelle, jossa kokeen toteuttamiseen osallistui myös Tampereen teknillinen korkeakoulu. Koeprojektien rinnalla kehitystyötä tehtiin vielä toteuttamalla massastabilointia laajemmassa mittakaavassa kolmella urakka-alueella. Helsingin kaupungin yksiköistä Kivikon koekohteiden ja urakka-alueiden toteuttamiseen ovat osallistuneet Kiinteistöviraston geotekninen osasto, Talous- ja suunnittelukeskuksen kehittämisosasto, Rakennusviraston katu- ja puisto-osasto sekä itäinen katuyksikkö.

Tässä julkaisussa kuvataan Kivikon teollisuusalueen stabilointikoeprojektit sekä niiden tulokset. Raportin kirjoitustyöstä on vastannut Pasi Hautalahti Ramboll Finland Oy:stä. Kirjoitustyön ohjausryhmään ovat kuuluneet Heikki Rinne Helsingin talous- ja suunnittelukeskuksen kehittämisosastosta, Hannu Halkola, Niina Puumalainen ja Kalle Rantala Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekniseltä osastolta sekä Juha Forsman Ramboll Finland Oy:stä. Kirjoitustyön on rahoittanut kaupunginkanslian kehittämistoimisto. Tulosten käsittelyn osalta raportti rajautuu projektien päättymisvuoteen 2003.

Koerakenteiden tulosten perusteella Kivikon teollisuusalueen tontit päätettiin jo ennen viimeisen kokeen päättymistä esirakentaa massastabiloimalla. Katualueen rakenteeksi on valittu yhdistetty pilari- ja massastabilointi. Esirakentamisen avulla 30 vuodessa muodostuvat käyttöaikaiset painumat pyritään rajoittamaan tonteilla 400 mm:iin ja ka-
duilla 100 mm:iin.

Kivikon alueella on vuoden 2007 loppuun mennessä massastabiloitu tonttimaata yhteensä 5.5 ha. Kivikon esirakentaminen jatkuu ainakin vuoteen 2011 asti.

EuroSoilStab-kenttien painumamittaukset lopetettiin vuonna 2003. Vuonna 2000 ja sen jälkeen stabiloiduilla alueilla painumamittauksia jatketaan edelleen. Stabiloinnin kehittämisprojektin massa- ja syvästabiloitujen koekenttien kokonaispainumaennuste vaihtelee viimeisimpien mittaustulosten perusteella alle 100 mm:stä 500 mm:iin. Koekentillä 1 ja 2 ennustetusta kokonaispainumasta jäljellä oleva osuus vuoden 2007 lopusta eteenpäin vaihtelee rajoissa 60-80 mm ja koekentällä 3 välillä 160-210 mm. Vuosina 2000-2003 massastabiloiduilla urakka-alueilla saven paksuus vaihtelee voimakkaasti. Ennustettu kokonaispainuma on 320-1220 mm. Tästä ennusteesta urakka alueella 1 jäljellä oleva osuus vuoden 2007 lopusta eteenpäin on 290-350 mm, urakka-alueella 2 noin 190-350 mm ja urakka-alueella 3 noin 110-200 mm. Maanpinta on marraskuussa 2007 lopullisen tasauksen mukaisessa tasossa tai hieman ylempänä.

Tämän hetkisten mittaustulosten perusteella kaikki massastabiloidut urakka-alueet näyttäisivät täyttävän niille asetetun käyttöaikaisen painumakriteerin. Pilari- ja massastabiloidut alueet täyttävät niin ikään katualueelle asetun käyttöaikaisen painumakriteerin lukuun ottamatta koekenttää 3, jonka pilaristabiloinnin tiheys k/k 1.8 m on erittäin harva.

Helsingissä 30.11.2007



Ilkka Vähäaho
osastopäällikkö

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ	5
ABSTRACT	6
ALKUSANAT	7
1. JOHDANTO	12
1.1 Yleistä	12
1.2 Turpeen esirakentaminen	13
1.3 Ratkaistavat kysymykset	13
2. KIVIKON TEOLLISUUSALUE	14
2.1 Kivikon esirakennettavan alueen sijainti	14
2.2 Alueen käyttötarkoitus	15
2.3 Pohjaolosuhteet	15
2.4 Kivikon koerakennusalueen esirakentamismenetelmän valinta	15
3. STABILOINTIMENETELMÄT	17
3.1 Pilaristabilointi	17
3.2 Massastabilointi	18
3.3 Yhdistetty massa- ja pilaristabilointi	19
3.4 Stabilointityön toteutus	20
3.5 Massa- ja pilaristabiloinnin vertailu	21
4. STABILOINNIN LAADUNVALVONTAMENETELMÄT	22
4.1 Stabiloitavuuskokeet	22
4.1.1 Yleistä	22
4.1.2 Esitutkimukset	22
4.1.3 Peruskokeet laboratoriossa	23
4.1.4 Näytteenotto stabiloitavuustutkimuksia varten	24
4.1.5 Stabiloitavuustutkimukset	24
4.2 Sideainemittaukset kentällä ja laboratoriossa	25
4.2.1 Yleistä	25
4.2.2 Sideainemäärän mittaaminen pilaristabiloinnissa	25
4.2.3 Sideaineen määrän mittaaminen pH-menetelmällä	26
4.2.4 Sideaineen määrän mittaaminen röntgenfluoresenssianalysaattorilla	26
4.2.5 Sideaineen määrän mittaaminen titraamalla	28
4.2.6 Sideaineen mittausten menetelmien vertailu	28
4.3 Kairaus ja näytteenottomenetelmät	29
4.3.1 Yleistä	29
4.3.2 Pilarikaira	30
4.3.3 Puristinkaira	31
4.3.4 Pilarisiipikaira	32
4.3.5 Puristin – heijarikaira	32
4.3.6 Näytteenotto	33
5. ESIRAKENTAMISURAKAT JA TUOTANTOALUEET	34
5.1 EuroSoilStab-koerakenteet	34

5.1.1	Yleistä	34
5.1.2	Ennakkotutkimukset	34
5.1.3	Rakenteet	35
5.1.4	Rakentaminen ja laitteisto	36
5.1.5	Instrumentointi	39
5.2	Stabiloinnin kehittämisprojekti	40
5.2.1	Yleistä	40
5.2.2	Ennakkotutkimukset	41
5.2.3	Rakenteet	42
5.2.4	Rakentaminen ja laitteisto	43
5.2.5	Instrumentointi	46
5.2.6	Laatuluokituksen kehittäminen	47
5.3	Tuotantoalueet	48
5.3.1	Yleistä	48
5.3.2	Ennakkotutkimukset	48
5.3.3	Rakenteet	48
5.3.4	Rakentaminen ja laitteisto	49
5.3.5	Instrumentointi	51
6.	TULOKSET JA ANALYSOINTI	52
6.1	ESS-koerakenteet	52
6.1.1	ESS-projektin ennakkotutkimukset	52
6.1.2	ESS-koerakenteiden laadunvalvontatulokset ja analysointi	53
6.1.3	ESS-koerakenteiden seurantamittauksien tulokset ja analysointi	56
6.1.4	Yhteenveto ja analysointi ESS-koepenkereiden tutkimustuloksista	63
6.2	Stabiloinnin kehittämisprojektin koerakenteet	64
6.2.1	Stabiloinnin kehittämisprojektin laadunvalvontatulokset ja analysointi	64
6.2.2	Stabiloinnin kehittämisprojektin seurantamittauksien tulokset ja analysointi	69
6.2.3	Yhteenveto ja analysointi Stabiloinnin kehittämisprojektin tutkimustuloksista	70
6.3	Tuotantovaiheen rakenteet	71
6.3.1	Urakka-alueen 1 laadunvalvontatulokset ja analysointi	71
6.3.2	Urakka-alueen 1 seurantamittauksien tulokset ja analysointi	72
6.3.3	Urakka-alueen 2 laadunvalvontatulokset ja analysointi	74
6.3.4	Urakka-alueen 3 laadunvalvontatulokset ja analysointi	75
6.3.5	Yhteenveto urakka-alueiden laadunvalvonta- ja seurantamittauksista	76
6.4	Työsaavutus	77
7.	KIVIKON TEOLLISUUSALUEEN PAINUMIEN ENNUSTAMINEN	78
7.1	Yleistä	78
7.2	Alustavat painumaennusteet	78
8.	KUSTANNUKSET	80
8.1	Yleistä	80
8.2	Syvästabiloinnin kustannukset vuonna 2003	80
8.3	Kustannusten teoreettinen muodostuminen urakka-alueella 3	81
9.	JOHTOPÄÄTÖKSET	84
	KIRJALLISUUTTA	86

LIITTEET	90
-----------------------	-----------

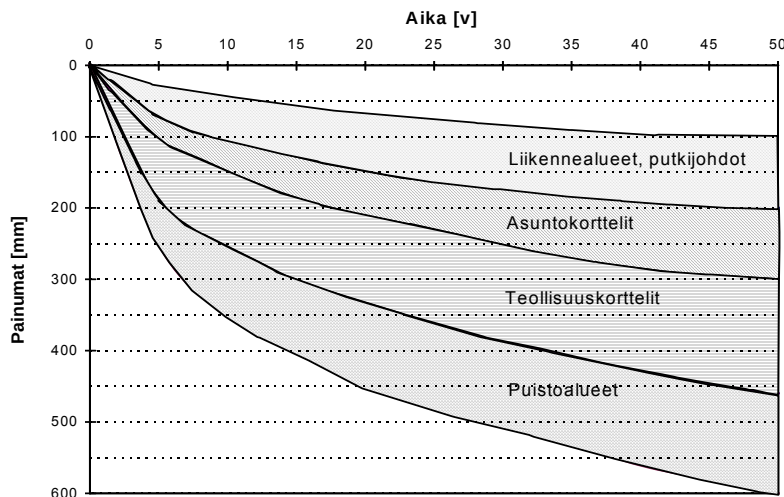
1. JOHDANTO

1.1 Yleistä

Pääkaupunkiseudun kasvu on aiheuttanut helposti rakennettavien tonttimaiden vähenemisen alueella. Rakentamista on tämän seurauksena suunnattu yhä heikommille tonttimaille. Uudet rakennettavat alueet sijaitsevat usein vanhalla merenpohjalla, jolle on tyypillistä pintaosia peittävät lieju- ja turvekerrostumat ja niiden alla paksut savikerrokset. Perinteistä rakentamistapaa käytettäessä pehmeikköalueilla on jouduttu ongelmatilanteisiin jo 5...10 v kuluessa rakentamisesta. Suurten epätasaisten painumien seurauksena viemäreitä, vesijohtoja, kaukolämpöputkia yms. rakenteita on vaurioitunut eikä pinta-kuivaus toimi odotetulla tavalla.

Ennen rakentamista pehmeikköalueille voidaan luoda rakentamisedellytykset esirakentamalla alue. Esirakentamisella tarkoitetaan huonojen maapohjien laadun parantamista maarakennustekniikan keinoin. Pää tavoitteita on vaadittavan alueellisen stabiiliteetin ja kantavuuden varmistaminen sekä painumien vähentäminen hyväksyttävälle tasolle. Esirakentamisen avulla parannetaan samalla alueen rakennettavuutta ja turvataan tietty käytönaikainen laatutaso.

Helsingin kaupungissa on laadittu aluesuunnittelua varten ehdotus eri käyttötarkoituksiin varattavien alueiden käytönaikaisten painumien raja-arvoiksi, joiden ylittyessä esirakentamistoimenpiteisiin tulisi ryhtyä (kuva 1.1). Raja-arvoja käytetään alueen laatutason varmistamiseksi ja mahdollisen alueellisen pohjanvahvistustarpeen arvioimiseksi. Rakenteiden painumien raja-arvot määritetään yksityiskohtaisessa suunnittelussa. Eri käyttötarkoituksiin varattujen alueiden painumien raja-arvot määräytyvät joko alueen rakenteiden rakenteellisista ominaisuuksista tai alueen ulkonäköseikkojen perusteella asetetuista laatuvaatimuksista.



Kuva 1.1. Painumarajat, käytönaikainen painuma, joiden ylittyessä suositellaan esirakentamista. Helsingin kaupungin geoteknisen osaston suositus (Nauska & Havukainen 1998).

1.2 Turvesuon esirakentaminen

Tässä julkaisussa tarkasteltavien koeprojektien tarkoituksena oli tuottaa Helsinkiin Kivikon pienteollisuusalueen rakentamiseksi soveltuva menetelmä. Kivikon teollisuusalueen kokonaispinta-ala on noin 23 ha, josta noin 12 ha sijoittuu geoteknisesti haastavalle turvesuolle. Aiemmin Tattarinsuon luoteisreunaan Malmin lentokentän läheisyyteen on toteutettu vastaavantyyppinen Tattarinsuon teollisuusalue. Tattarinsuon teollisuusalueella on tapahtunut huomattavaa painumista rakentamisen jälkeen. Painumat olivat 2000-luvun vaihteessa jopa yli 2 m. Kivikon teollisuusalueen esirakentamissuunnitelmassa oli tarkoitus välttää vastaavanlainen käytönaikainen painuminen.

Kivikon pohjaolosuhteet ovat vaikeat. Paksuhkon turvekerrostuman alla on erittäin paksut savikerrokset. Saven pintaosa on kuormitettaessa voimakkaasti kokoonpuristuvaa liejua. Perinteinen turpeen esirakentamismenetelmä, jossa turve kaivetaan pois ja tilalle tuodaan hiekkaa tai soraa ei sovellu Kivikon teollisuusalueelle. Turpeen korvaaminen painavammalla hiekalla saa aikaan saven hallitsemattoman painumisen. Loppusijoituspaikan löytäminen 12 ha alueelta poiskaivettavalle turpeelle on lisäksi vaikeaa. Saven stabilointiin yleisesti käytetty pilarointitekniikka ei puolestaan sovellu turpeen stabilointiin. Pilarointi voidaan toki toteuttaa turpeessa toisiaan leikkaavista pilareista muodostuvana blokkina, mutta tämä menetelmä on erittäin kallis.

Kivikon pienteollisuusalueen toteuttamiseksi oli löydettävä ratkaisu, joka olisi paitsi teknisesti toimiva, myös kustannuksiltaan hyväksyttävä. Alueen tuleva käyttötarkoitus ei edellytä täysin painumatonta rakennetta, joten aluetta ei haluttu esirakentamisen yhteydessä yllirakentaa. Esirakentamisen lopputuloksena haluttiin tuote, jossa pienteollisuusalueen maapohja on vahvistettu mahdollisimman edullisesti siten, että alueella vuosien kuluessa tapahtuva painuminen on siedettävällä tasolla.

Turpeen ja liejun stabilointiin kehitetyn massastabilointitekniikan arvioitiin soveltuvan Kivikon teollisuusalueen esirakentamiseen. Pelkän pintaosan turvekerroksen vahvistamisen ei uskottu rajoittavan painumia riittävästi etenkin katualueilla, joiden painumakriteerit ovat teollisuustontteja tiukemmat. Kivikossa päätettiin kokeilla massa- ja pilaristabiloinnin yhdistämistä samaan rakenteeseen. Kerrosmaisessa rakenteessa alemmat savikerrokset esirakennettiin perinteisellä pilaristabilointitekniikalla ja pintaosan turve massastabiloimalla. Laajamittaisesta massastabiloinnista oli Suomessa erittäin vähän kokemuksia. Yhdistelmärakennetta ei oltu testattu Helsingissä ennen Kivikkoon toteutettuja koerakenteita.

1.3 Ratkaistavat kysymykset

Massastabiloinnin sekä yhdistetyn massa- ja pilaristabiloinnin käyttöönottoon liittyi useita ratkaisemattomia kysymyksiä. Ensiksikin oli selvitettävä soveltuisivatko menetelmät ylipäänsä Kivikon alueelle ja voitaisiinko niitä käyttäen saavuttaa hyväksyttävät käyttöaikaiset painumat. Oli löydettävä oikeantyyppiset sideaineet ja selvitettävä tarvittava sideainepitoisuus. Lisäksi yhdistelmärakenteessa oli ratkaistava eri tekniikoilla käsiteltävien kerrosten paksuudet, pilaristabiloinnin pilarikoko sekä pilaritiheys. Myös

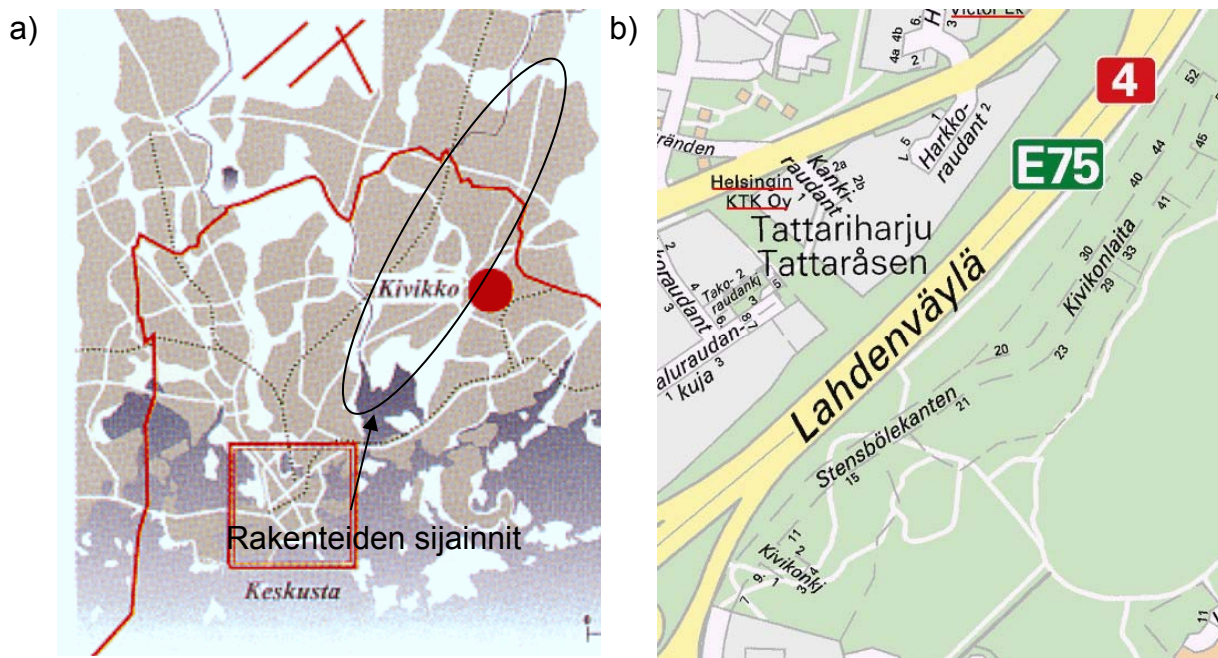
laitteistojen ja työtekniikan osalta oli monia avoimia kysymyksiä mm. sekoitinkärkien, sideaineen syötön ja sekoitusmäärien osalta. Yhdistelmärakenteessa oli myös löydettävä toimiva ja kustannustehokas työjärjestys. Työnaikainen sekä lopputuloksen varmistava laadunvalvonta ja siihen soveltuvat luotettavat menetelmät olivat niin ikään ratkaisematta. Erittäin merkittävä seikka menetelmien käytölle olivat luonnollisesti niiden kustannukset, joista ei ollut olemassa luotettavaa tietoa.

Yhdistetyn pilari- ja massastabilointimenetelmän soveltuvuuden testaamiseksi ja niiden käyttöön liittyvien teknisten seikkojen ratkaisemiseksi Kivikossa toteutettiin vuosina 1997-2003 kaksi koerakennusprojektia, joista molemmilla oli omat tutkimuksen painopistealueensa. Ennen massastabiloinnin laajamittaista käyttöönottoa toteutettiin alueella vuosina 2000-2003 massastabilointia koerakennustyyppisesti kolmella urakka-alueella, jolloin saatiin teknisten seikkojen lisäksi täsmällisempää tietoa työtehosta ja kustannuksista.

2. KIVIKON TEOLLISUUSALUE

2.1 Kivikon esirakennettavan alueen sijainti

Kivikon rakennuskohde sijaitsee Koillis-Helsingissä Mellunkylän kaupunginosassa. Tar kasteltavat koerakenteet ja urakka-alueet sijaitsevat Lahdenväylän itäpuolella kulkevan Kivikonlaitakadun jatkeena tai kadun viereen kaavoitetuilla tonteilla. Kuvassa 2.1 a on esitetty rakennuskohteen sijainti Helsingissä. Kuvassa b rajattu alue, jolla kaikki tarkastellut rakenteet sijaitsevat. Liitteessä 1 on esitetty eri vaiheessa toteutettujen rakenteiden sijainnit.



Kuva 2.1 a). Kivikon sijainti Helsingissä. b) Rakenteiden sijainti alueella.
Kartat Helsingin kaupunki.

2.2 Alueen käyttötarkoitus

Tarkasteltava noin 12 ha kokoinen pehmeikköalue on osa suurempaa alueelle toteutettavaa rakennushanketta. Kivikon alueelle tullaan rakentamaan asuintaloja, ulkoilualue sekä teollisuutta. Lahdenväylän kupeeseen rakennettavan pienteollisuusalueen kokonaispinta-ala on 23 ha. Alueelle on kaavoitettu teollisuutta noin 2000 työpaikan verran. Teollisuusrakennukset tulevat sijoittumaan Kivikonkuja ja Kivikonlaita kadun molemmin puolin.

2.3 Pohjaolosuhteet

Kaavoitettu teollisuusalue sijaitsee pääosin Tattarinsuolla, joka on itäosastaan rakentamatonta korpisuota. Tattarinsuon halkaisee Lahdenväylä, johon rakennettava teollisuusalue rajautuu luoteessa. Etelä- ja itäpuolella kaavoitettu teollisuusalue rajautuu jyrkästi nouseviin kallioihin. Pohjois- ja koillispuolella alue jatkuu pohjasuhteiltaan kuivempana kuusimetsänä. Maanpinnan korkeusasema on alueella välillä +18.00...+19.50. (SCC Viatek 2002a). Alueelta mitattu pohjavedenpinta on vaihdellut vuosina 1997-2003 välillä +17.50...+18.50.

Esirakennettavalla alueella kallion pintaa ei ole varmuudella saavutettu kairauksilla. Syvimmät kairaukset ulottuvat n. 35 metriä maanpinnan alapuolelle. Kallion pinta nousee näkyviin esirakennettavan alueen etelä- ja itäreunalla. Osittain kallion pintaa peittää moreeni- ja hiekkakerrokset. Kairauksilla moreenikerroksen yläpinnan on todettu olevan keskimäärin noin 18...19 metrin syvyydellä. Syvimmillään moreenipinta on EuroSoilS-tab- ja Stabiloinninkehittämishankkeen koerakenteiden alla, jossa moreenin yläpinta on noin 25...27 metriä maanpinnan alapuolella.

Suoalueen päällimmäisenä maakerroksena on 2-3 m paksu turvekerrostuma, jonka vesipitoisuus on 400-1000 % ja hehkutushäviö 72-97 %. Turvealueen koillisosassa maanpinta kohoaa ja turvekerros ohenee ja muuttuu kuivemmaksi. Turvekerroksen alapuolella on savea. Savikerroksen paksuus on 4,5-9,5 m. Myös savikerros ohenee alueen koillisosassa. Savi on pintaosastaan liejuista. Liejukerroksen paksuus on 0,5-2 m ja vesipitoisuus 100-150 % kuivapainosta. Liejun alla olevan saven vesipitoisuus on 35-80 % kuivapainosta ja siipikairalla mitattu leikkauslujuus 4-14 kN/m². (Helsingin kaupungin geotekninen osasto 2002).

Savikerroksien välissä on kaksi kovaa silttikerrosta. Näistä ylempi sijoittuu savikerroksen liejuiseen yläosaan noin 2,5-3,5 m syvyyteen maanpinnasta. Savea ja hiekkaa sisältävän silttikerroksen paksuus on noin 0,5-1 m ja vesipitoisuus 20-60 % kuivapainosta. Alempi kova silttikerros sijoittuu savikerroksen keskelle noin 7-8 m syvyyteen maanpinnasta. Kerroksen paksuus on noin 1 m ja vesipitoisuus 25-45 % kuivapainosta. Saven alla on savea ja silttiä. Savi- ja silttikerroksen alla on useita metrejä hiekkaa sekä alimmaisena moreenia. (Helsingin kaupungin geotekninen osasto 2002). Liitteissä 2 ja 3 on esitetty alueen maaperän poikki- ja pituusleikkaus. Liitteessä 1 on esitetty leikkausten sijainnit alueella.

2.4 Kivikon koerakennusalueen esirakentamismenetelmän valinta

Alue on teknistaloudellisesti haastava rakennuskohde. Alueen myöhempi käyttö edellyttää taloudellisesti edullista esirakentamista, mutta alueen geotekniset ominaisuudet ovat vaikeat. Rakennettava teollisuusalue sijaitsee lähes kokonaisuudessaan savi-, lieju- ja

turvekerrostumien päällä. Rakentamisen kannalta suurimmat ongelmat syntyvät pehmeikön heikosta kantavuudesta ja suuresta kokoonpuristuvuudesta.

Alueella toteutettiin vuosina 1997-2002 useita erilaisia koerakenteita, joissa tutkittiin stabilointimenetelmän soveltuvuutta alueen rakentamiseen sekä eri sideainevaihtoehtoja. Tehtyjen koerakenteiden kokemusten ja havaintojen perusteella alueen esirakentamismenetelmäksi valittiin tonttialueiden osalta massastabilointi ja tiealueiden osalta yhdistetty massa- ja pilaristabilointi. Alueen esirakentamismenetelmäksi harkittiin myös muita vaihtoehtoja, mutta stabilointi arvioitiin kustannuksiltaan edullisimmaksi ratkaisuksi. Muita harkittuja esirakentamismenetelmiä alueella olivat:

- Esikuormitus (liuskapystyöjitus)
- Kevennys
- Massanvaihto
- Paalulaatta

Stabiloinnin eduksi katsottiin mm. seuraavat seikat esirakentamissuunnitelmaa tehtäessä.

- Stabiloinnilla arvioitiin saatavan aikaiseksi riittävä kantavuus ja painumattomuus.
- Alueella ei tarvitse tehdä suuria massan siirtoja.
- Menetelmä arvioitiin kustannuksiltaan edulliseksi.

Muista esirakentamismenetelmistä luovuttiin mm. seuraavista syistä:

- Esikuormittaminen saattaa aiheuttaa alueelle vakavuusongelmia ja alueen pehmeikön paksuus aiheuttaa pitkän painuma-ajan.
- Tie- ja tonttialueiden keventäminen saattaisi aiheuttaa käytön aikana stabiliteettiongelmia painumisen ja heikon kantavuuden seurauksena.
- Massanvaihto vaatii huomattavia massamääriä tuotavaksi ja poistettavaksi alueelta. Massanvaihdon yhteydessä alueelta tulisi poistaa ainakin turve- ja liejukerrostumat sekä korvata ne ulkopuolelta tuotavalla materiaalilla. Poistettujen maiden läjittäminen aiheuttaisi myös ongelmia.
- Käyttämällä paalulaatta aluetta olisi saatu täysin painumattomaksi. Menetelmä on alueen tuleva käyttö huomioiden tarpeettoman ”raskas”, koska maapohjalta ei edellytetä täydellistä painumattomuutta. Esirakentamismenetelmänä paalulaatta olisi lisäksi hintavampi kuin alueella toteutettu stabilointi. Alueelle rakennettavat teollisuusrakennukset tulevat sijoittumaan paalulaatoille.

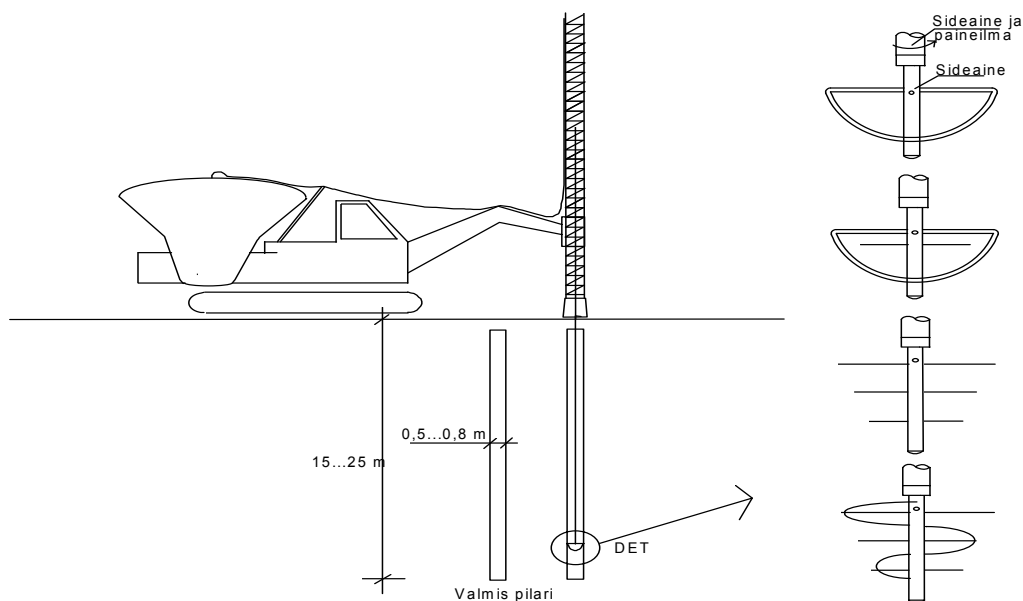
3. STABILOINTIMENETELMÄT

3.1 Pilaristabilointi

Pilaristabilointi on pehmeiden maakerrosten pohjanvahvistusmenetelmä, jossa maahan painetun sekoittimen avulla sekoitetaan sideaine pohjamaahan siten, että siihen muodostuu ympäröivää maata lujempia sylinterimäisiä pilareita. Sideaineena käytetään yleensä kalkkisementtiä. Menetelmää käytetään pääasiassa runsaasti kokoonpuristuvien savikerrosten vahvistamiseen.

Pilaristabiloinnissa pilarointikoneen sekoitinkärki upotetaan pyörittäen pilarin suunnitellun alapään tasoon, jolloin rikotaan saven luonnontilainen rakenne. Kairaa ylös nostettaessa, kairan pyörityssuunta vaihdetaan ja sideaineen syöttö aloitetaan. Sekoituskärjen siivekkeet sekoittavat ja levittävät syötetyn sideaineen sekoitinkärjen levyiselle alueelle. Pohjoismaisessa syvästabiloinnissa ns. kuivamenetelmässä sideaine syötetään maahan jauhemaisena ilmanpaineen avulla. Suomessa on kokeilumielessä käytetty myös Keski-Euroopassa, Yhdysvalloissa ja Japanissa käytettyä ns. märkämenetelmää, jossa sideaineeseen (sementti) sekoitetaan vettä ennen maahan sekoittamista. (Aalto 1998).

Pilaristabiloinnin peruskoneena on tela-alustainen kaivinkone, johon kiinnittyvän pystysuoran maston varassa pyöritetään keilitankoon kiinnitettyä sekoitinkärkeä. Pilareiden halkaisijat vaihtelevat yleensä 500...800 mm, joista yleisin on 600 mm. Suurilla pilarihalkaisijoilla voi tulla ongelmaksi saada sideaine jakautumaan tasaisesti koko pilarin poikkileikkausalueelle. Suomessa käytössä olevilla laitteilla päästään 15...22 m ja poikkeusjärjestelyillä 25 m syvyyteen. Maksimisyvyyttä lähentelevät pilarit ovat harvoin taloudellisia (Tiehallinto 2001). Kuvassa 3.1 on esitetty pilaristabiloinnin periaate. Nykyaikainen pilaristabilointilaitteisto on esitetty valokuvassa 5.3.



Kuva 3.1. Pilaristabiloinnin periaatekuva. Kuvan oikeassa reunassa on periaatekuva vaihtoehtoisista sekoitinkärkivaihtoehdoista. (KPO 2002).

3.2 Massastabilointi

Paikalla tehtävä massastabilointi

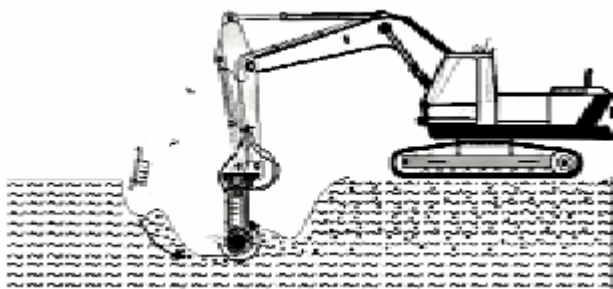
Paikalla tehdyllä massastabiloinnilla tarkoitetaan sideaineen sekoittamista stabiloitavaan maamassaan siten, että lopputuloksena syntyy sideaineen ja maamassan muodostama homogeeninen laattamainen vyöhyke. Massastabiloitavat kohteet ovat usein turve- tai liejukerroksia, joiden alapuolinen savikerros pilaristabiloidaan. Massastabiloinnilla voidaan korvata mm. massanvaihto.

Massastabilointilaitteisto koostuu kaivinkoneeseen asennetusta sekoituslaitteistosta ja sideaineensyöttöjärjestelmästä. Sideaine syötetään liikuteltavasta 5-15 m³ säiliöstä paineilmalla sekoituslaitteeseen. Nykyisillä massastabilointilaitteistoilla stabilointi voidaan ulottaa noin 5 m syvyyteen saakka, riippuen kaivinkoneen puomiin kiinnitetyn sekoituslaitteiston varren pituudesta. (Määttä 2000). Kuvissa 3.2 a ja b on esitetty massastabiloinnin periaate. Valokuvassa 5.8 on esitetty massastabilointilaitteisto. Massastabilointia on tehty myös pilaristabilointilaitteistolla, jossa stabilointivaiheessa pilarit limitetään osittain toisiinsa, jolloin muodostuu yhtenäinen stabiloitu rakenne (Jelisic 2002).

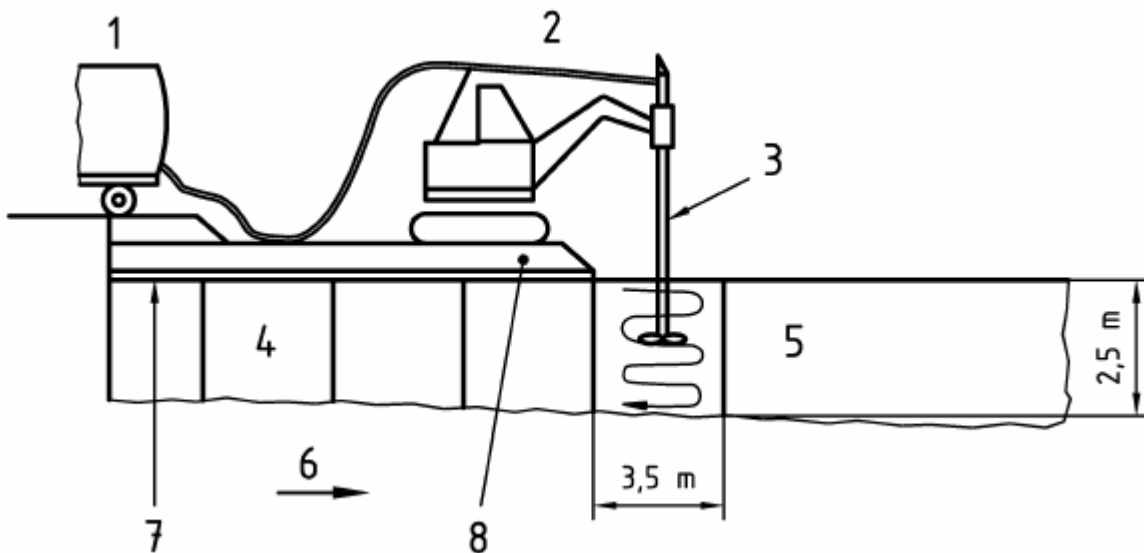
Ylijäämäsavien massastabilointi

Ylijäämäsavilla tarkoitetaan sellaisia savia, joita ei voida sellaisenaan hyödyntää välittömästi rakennuskohteessa, mutta jotka voidaan jalostamalla saada maarakentamiseen paremmin soveltuvaksi (Rekonen ja Halkola 1994).

Ylijäämäsavien stabilointia voidaan suorittaa kolmella eri tavalla. Sideaine voidaan sekoittaa stabiloitavaan saveen in situ, läjitettyyn saveen tai asemasekoituksena. In situ -menetelmässä sideaine sekoitetaan maaperässä olevaa luonnontilaiseen saveen, joka sekoituksen jälkeen kaivetaan ylös ja siirretään joko kohteeseen tai välivarastoon. Kasaan sekoitettaessa savi kaivetaan ensin ylös ja läjitetään välivarastoon tai aumaan, minkä jälkeen sideaine sekoitetaan läjitettyyn massa. Asemasekoituksessa savi syötetään sekoittimeen hihnakuljettimella ja sideaine putkia pitkin. Sekoittuminen tapahtuu aluksi murskaimessa ja jatkuu sitten ruuvikuljettimessa. Sekoittunut massa pumpataan joko kuorma-autoon tai välivarastoon. (Karlstedt ja Halkola 1993).



Kuva 3.2 a. Massastabiloinnin periaatekuva ruuvimallisella sekoitinrummulla. (Aalto 2002)



Selitykset:

- | | |
|---|-------------------------------------|
| 1. Sideainesäiliö ja vaaka | 5. Turve, lieju tai pehmeä savi |
| 2. Kaivinkone | 6. Massastabiloinnin etenemissuunta |
| 3. Sekoitinvarsi ja sekoitin | 7. Geotekstiili (geovahviste) |
| 4. Massastabiloitu turve, lieju tai pehmeä savi | 8. Esikuormituspenger |

Kuva 3.2 b. Massastabiloinnin periaatekuva perinteisellä sekoitinkärjellä. (Aalto 2002).

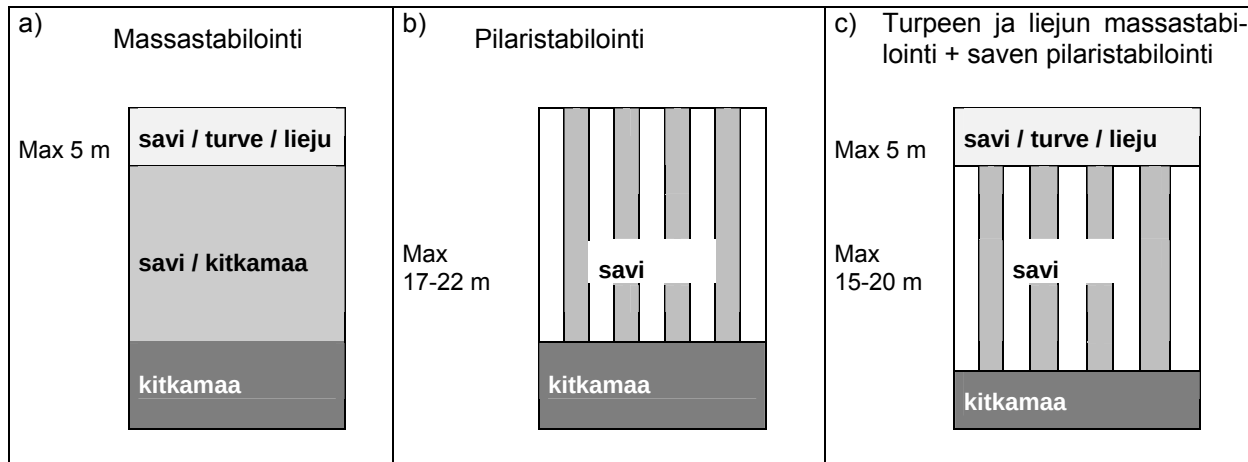
3.3 Yhdistetty massa- ja pilaristabilointi

Yhdistetyssä massa- ja pilaristabiloinnissa tehdään savi-, lieju- ja turvepehmeiköstä stabiloimalla rakenne, jossa eri maakerrokset stabiloituvat kantavaksi kokonaisuudeksi. Pehmeikön yläosasta tehdään massastabiloimalla kuivakuorikerroksen kaltainen homogeeninen lujittunut laatta, jonka alapuolinen savi pilaristabiloidaan. Massastabiloitu kerros jakaa kuormat alapuoliseen pilaristabiloituun kerrokseen, joka jakaa kuormituksen alapuolisiin kantaviin kerroksiin.

Yhdistetyssä massa- ja pilaristabiloinnissa käytetään samoja laitteistoja ja menetelmiä kuin erikseen tehtävissä massa- ja pilaristabiloinnissa. Yhdistetty massa- ja pilaristabilointi tehdään yleensä siten, että pilaristabilointi tehdään työpenkereen päältä, jonka jälkeen tehdään pintaosien (saven, liejun tai turpeen) massastabilointi. Nykyisillä stabilointilaitteistoilla ja -menetelmillä on mahdollista tehdä massa- ja pilaristabilointi käänteisessä järjestyksessä, jolloin pilaristabilointi tehdään työpenkereen ja massastabiloidun kerroksen läpi. Tällöin massastabilointi toimii kantavana alustana pilaristabilointikoneelle.

Stabilointimenetelmän soveltuvuuteen vaikuttaa alueen maalaji. Massastabilointi soveltuu erityisesti ohuille (< 5 m) pehmeiköille, joissa stabiloitavana materiaalina on pehmeä savi, lieju tai turve. Kuivakuorisavi soveltuu huonosti massastabilointiin vähäisen vesipitoisuutensa takia stabiloitaessa kuivamenetelmällä. Pilaristabilointi soveltuu syvien savi-alueiden (< 20 m) stabilointiin. Massa- ja pilaristabiloinnin yhdistelmä soveltuu alueilla,

joissa maan pintaosia peittää pehmeä savi-, turve tai liejukerros, jonka alla on savikerros (kuva 3.3).



Kuva 3.3. Massa- ja pilaristabiloinnin käyttö turpeessa, liejussa ja savessa. a) massa-stabilointi b) pilaristabilointi c) yhdistetty massa- ja pilaristabilointi.

3.4 Stabilointityön toteutus

Pilaristabilointi

Pilaristabiloinnissa pilareiden kohdat merkitään maastoon etukäteen merkkitikuin. Merkitsemisen jälkeen pilaristabilointikoneen kuljettaja kohdistaa koneen maston oikealla kohdalle. Sekoituskärki painetaan pyörittämällä haluttuun syvyyteen ja samanaikaisesti paineilmalla puhaltamalla pidetään sekoituskärjen yläsiipien tasolla oleva sideaineen syöttöreikä avoimena. Ylösvetovaiheessa pyöritysputken kiertosuunta muutetaan vastakkaiseksi ja sideaine puhalletaan maahan. Sideaineen sekoitus tapahtuu pyöritysputken päässä olevan sekoituskärjen avulla.

Yhden pilarin tekemiseen kuluva aika riippuu pilarin pituudesta. Yleensä sekoitusterän nostonopeutena pidetään 10-20 mm/terän kierros. Käytettävät sideainemäärät vaihtelevat kuivamenetelmässä pilareilla 85-190 kg/m³ välissä. Märkämenetelmässä sideaineen määrä voi olla huomattavastikin suurempi. (Aalto 1998).

Paikalla tehtävä massastabilointi

Ennen massastabilointityön aloitusta stabiloitavalta alueelta poistetaan puut, isot kivet, kannot, routa, juuret ja mahdollisesti huonosti stabiiloituva pintakerros. Massastabiloitava alue rajataan merkkitikuin, maalilla tai narumerkintää käyttäen sopivan kokosiin lamelleihin, joiden koko usein on noin 4 x 4 m². Stabilointi aloitetaan alueen kulmasta edeten koneasema kerrallaan sivusuunnassa siirtyen. Stabilointityö tehdään painamalla sekoitinlaitteiston terä stabiloitavan kerrokseen, jonka jälkeen sideaineen syöttö ja terän pyörittäminen aloitetaan. Sekoitustyötä jatketaan sekä pysty- että vaakasuunnassa niin kauan, kunnes sideaine on sekoittunut tasaisesti stabiloitavaan maahan. Vierekkäisten lamellien rajalla sekoitustyö tehdään kumpaankin suuntaan rajan yli, ettei massa jää huonommin sekoittuvia kohtia.

Yleensä yhden lamellin sekoittamiseen kuluu aikaa 15-20 minuuttia. Stabiloinnin päälle asetetaan välittömästi geotekstiili. Kankaan päälle ajetaan 0,5-1 m korkea työpenger

moreenista, murskeesta tai muusta karkeasta kiviaineesta noin neljän tunnin kuluessa stabiloinnista. Stabilointia jatketaan työpenkereen päältä (Määttä 2000).

Massastabiloinnin ja laaduntarkistuskairausten jälkeen voidaan työpenkereen päälle levittää tarvittaessa painopenger, jonka tarkoituksena on tiivistää stabiloitua massaa ja aikaansaada stabiloidun kerroksen alapuolisissa maakerroksissa suurin osa painumista jo ennen varsinaista rakentamista. Alueen painumista seurataan painumamittauksin. Painopenger voi osittain tai kokonaan toimia stabiloinnin päälle rakennettavien maaraken- teiden osana.

3.5 Massa- ja pilaristabiloinnin vertailu

Massa- ja pilaristabilointi soveltuvat erilaisten ominaisuuksiensa takia eri tavoin erityyp- pisiin käyttökohteisiin. Taulukossa 3.1 on vertailtu massa- ja pilaristabiloinnin ominai- suuksia ja soveltuvuutta erilaisissa kohteissa.

Taulukko 3.1. Massa- ja pilaristabiloinnin ominaisuuksien vertailua.

	Massastabilointi	Pilaristabilointi
Stabiliteetti/stabiliteetin parantaminen	+++	+
Painumattomuus/painumia estävä vaikutus	+++	+
Haitta-aineiden sitominen	++	-
Toteutettavuus huonosti kantavalle pohjamaalla	+++	++
Toteutettavuus routaantuneelle maaperälle	-	+
Sekoitustyön dokumentointi	+	+++
Stabiloidun materiaalin työnaikainen laadunvalvonta *	+++	-
Lujittuneen stabiloinnin laadun varmistuksen toteutus **	+++	+
Stabiloinnin maksimisyvyys	-	+++
Putkikaivantojen tuenta	+++	+

* Näytteenotto + kenttätutkimukset ** Kairaukset + näytteenotto

+++	soveltuvuus / toteutettavuus erittäin hyvä
++	soveltuvuus hyvä
+	soveltuvuus tyydyttävä
-	soveltuvuus huono

Pelkkä massastabilointi on parhaimmillaan alueilla, joilla savi-, lieju- tai turvekerroksen paksuus on rajallinen (< 5 m). Tällöin massastabiloinnin alapuolella voi olla joko vähän painuvia savikerroksia tai kantavia kitkamaita. Pilaristabilointi on parhaimmillaan savi- koilla, joissa savikerroksen paksuus on 5...20 m. Massa- ja pilaristabiloinnin yhdistelmä- rakenne on soveliaain alueilla, joilla kohtuullisen ohuen pehmeän savi-, lieju- tai turveker- roksen alla on painuvia savikerroksia.

4. STABILOINNIN LAADUNVALVONTAMENETELMÄT

4.1 Stabiloitavuuskokeet

4.1.1 Yleistä

Stabiloinnissa laadunvalvonta perustuu useimmiten sekä työnaikaiseen että lopputuloksen laadunvalvontaan. Laadunvalvonnalla pyritään varmistamaan, että stabilointityö sujuu suunnitelmien mukaisesti ja stabiloinnin lujuudenkehitys vastaa mitoituslujuuden arvoja.

Stabilointityön laadun varmistamiseksi stabilointityö vaatii suuren määrän tutkimuksia ennakkoon. Esitutkimukset on syytä aloittaa jo ennen varsinaisen suunnittelun aloitusta, koska tutkimuksen vaiheistus ja eri tekijöiden optimointi vie aikaa. Stabiloitavuuskokeiden toteuttamiseen tarvittava aika on hankkeesta riippuen 1-7 kk. Minimissään tutkimustulosten tulisi perustua 30 vrk kokeille. Suositeltavaa kuitenkin olisi, että stabiloitavuustutkimuksissa hyödynnettäisiin 90 vrk tutkimustuloksia. Lujuuden lisäys saattaa olla 30-90 vrk välillä jopa 100 %.

EuroSoilStab-projektin yhteydessä laaditussa suunnitteluoppaassa on ohjeet näytteiden ottamisesta, varastoinnista sekä kenttä- ja laboratoriotutkimusten suorittamisesta. Oppaassa viitataan eurooppalaisiin standardeihin, joita suositellaan aina käytettäväksi tutkimuksissa. Tällä hetkellä stabiloitavuuskokeita tekevät laboratoriot eivät kuitenkaan noudata ESS-projektin suunnitteluohjeita vaan stabiloitavuuskokeet saattavat vaihdella jopa stabiloitavuuskokeiden tilaajan toivomusten mukaan. Tästä syystä eri laboratorioden stabiloitavuustutkimuksissa on vaihtelua.

4.1.2 Esitutkimukset

Stabiloitavuustutkimukset jakaantuvat neljään eri tutkimusvaiheeseen, tutkimustulosten esittämiseen sekä mitoitusparametrien määrittämiseen. Ensimmäisessä vaiheessa stabilointitutkimuksia ohjelmoitaessa tulee pyrkiä valitsemaan mahdollisimman hyvin kokonaisuutta edustavat tutkimuspisteet. Tutkimuspisteistä tutkitaan aluksi pehmeikön ominaisuuksien vaihtelut, kuten kerrosrajat CPT-kairauksin ja näytteenotoin (mieluiten häiriintymättömät näytteet) sekä maaperän leikkauslujuus siipikairalla. Leikkauslujuus voidaan määrittää myös laboratoriossa kartiokokeella, jolloin saadaan lisäksi saven sensitiivisyys. Tutkimusalueelle asennetaan lisäksi pohjavesiputket pohjaveden pinnankorkeuden seuraamiseksi. Kuvassa 4.1 on esitetty stabiloitavuustutkimusten eteneminen vaihteittain.



Kuva 4.1. Stabiloitavuustutkimusten eteneminen.

(*) Tehdään poikkeustapauksissa.

(Aalto 1998, Tiehallinto 2001, täydennettynä kirjoittajan kommenteilla)

4.1.3 Peruskokeet laboratoriossa

Stabiloitavuuskokeiden toinen vaihe koostuu laboratoriotutkimuksista, joissa tutkitaan näytteiden geokemialliset ja geotekniset ominaisuudet. Maalajien fysikaalis-kemiallisten ominaisuuksien perusteella voidaan alustavasti arvioida erilaisten sideaineiden soveltu-

vuotta stabiloitavassa kohteessa. Lujittumista ennakoivat ominaisuudet on esitetty taulukossa 4.1. Suoritettavien laboratoriokokeiden määrä riippuu erilaisten maakerrosten paksuuksista sekä niiden ominaisuuksista. (Tielaitos 1993).

Taulukko 4.1. Stabiloitavuustutkimuksissa määritettävät geotekniset ja geokemialliset ominaisuudet.

Geotekniset ominaisuudet	Geokemialliset ominaisuudet
- suljettu leikkauslujuus	- humuspitoisuus
- kokoonpuristuvuus	- pH
- vedenläpäisevyys	- kationinvaihtokyky *
- vesipitoisuus	- rikkipitoisuus *
- rakeisuus	- kloridipitoisuus *
- maalajimääritys	- karbonaattipitoisuus *
- tilavuuspaino	
- sensitiivisyys	

* *tutkitaan poikkeustapauksissa*

Useimmiten laboriotutkimuksissa selvitetään ainoastaan maalaji, tilavuuspaino, rakeisuus, humuspitoisuus, vesipitoisuus ja pH. Tutkimuksissa määritetään usein lisäksi ödömetrikokeella materiaalien kokoonpuristuvuusominaisuudet. Laboriotutkimuksissa selvitetään alustavasti maalajille sopivat sideainevaihtoehdot, edustavat näytteenotokohdat varsinaisille stabiloitavuuskokeille, edustava paikka mahdollisesti maastossa tehtäville koestabiloinneille sekä arvioidaan näytteiden alueellista edustavuutta.

4.1.4 Näytteenotto stabiloitavuustutkimuksia varten

Kolmannessa vaiheessa tehdään näytteenotto stabiloitavuustutkimuksia varten. Näytteiden määrässä on varauduttava mahdollisiin täydentäviin tutkimuksiin. Koekappaleet on pyrittävä tekemään mahdollisimman pian näytteenoton jälkeen välivarastoinnin aiheuttamien muutosten minimoimiseksi. Koekappaleiden valmistukseen saakka näytteet on säilytettävä ilmatiiviisti pakattuna. Koekappaleiden määrä riippuu hankkeen laajuudesta sekä rakentamisen ja pohjasuhteiden vaativuudesta.

4.1.5 Stabiloitavuustutkimukset

Neljännessä vaiheessa tehdään varsinaiset stabiloitavuuskokeet optimisideaineen löytämiseksi. Tutkimukset on syytä tehdä vähintään kolmella sideainepitoisuudella sekä vähintään kahdella rinnakkaisella koekappaleella ja mahdollisesti eri valmistajien toimitamilla sideaineilla. Tutkimuksissa selvitetään stabiloitujen näytteiden sideaineiden määrä, laatu sekä aikalujittumisominaisuudet. Yleisimmin koekappaleet tutkitaan yksiaksiaalisella puristuskokeella. Tällöin määritetään puristuslujuus ja muodonmuutosmoduuli, joiden perusteella arvioidaan mitoituksessa käytettävät parametrit. Mitoitusparametrit voidaan määrittää myös maastossa koestabiloinneilla tai aikaisempien stabilointitutkimusten perusteella, jotka sijaitsevat samassa geologisessa muodostumassa. Koetulos-

ten perusteella voidaan valita sopivin sideainevaihtoehto, optimaalinen sideainemäärä sekä määrittää karkeasti mitoituksessa tarvittavat puristuslujuus ja muodonmuutosmoduuli. (Aalto 1998).

Suuremmissa pilari- ja massastabilointikohteissa suositellaan tehtäväksi koestabilointi ennen varsinaisen stabilointityön aloittamista. Tarkoituksena on yleensä laboratorioko-keista saatujen tulosten tarkistaminen luonnollisissa olosuhteissa. Koestabilointi suositellaan sijoitettavaksi varsinaisen stabilointikentän ulkopuolelle. Joissakin tapauksissa koealue voi olla osa myös varsinaista rakennetta. Koepilarointi tulisi tehdä useita kuu-kausia ennen rakentamista riittävän lujitusajan varmistamiseksi.

4.2 Sideainemittaukset kentällä ja laboratoriossa

4.2.1 Yleistä

Työnaikaisella laadunvalvonnalla pyritään varmistamaan stabilointityön onnistuminen. Laadunvalvonnalla varmistetaan, että stabilointityö sujuu suunnitelmien mukaisesti, sideaineen sekoittuminen on tasaista ja stabiloidun materiaalin lujuuden kehitys on suunnitelmien mukaista. Perinteisesti pilari- ja massastabiloinnin sideainemäärän varmistaminen on perustunut pelkästään välillisiin menetelmiin tai jälkeinpäin tehtyihin lujuustutkimuksiin. Näitä ns. välillisiä menetelmiä ovat mm. syötetyn sideaineen määrän mittaaminen vaaitsemalla sideainetta syötettäessä ja pH-arvon määrittäminen ylösnostetusta näytteestä.

Nykyisin on mahdollista tehdä työnaikana tapahtuvaa reaaliaikaista stabiloidun massan laadunvalvontaa. Laadunvalvonnalla voidaan tällöin ohjata stabilointityötä ja siten vaikuttaa stabilointityön onnistumiseen. Reaaliaikaista sideainemäärän mittaamenetelmää voidaan käyttää erityisen hyvin massastabiloinnin sekoitustyön ohjaukseen, mutta myös pilaristabiloinnin sekoitustyön ohjaaminen on mahdollista. Pilaristabiloinnissa ongelmana on näytteiden saaminen syvältä pilarista. Tämä edellyttäisi kairavaunuun asennetun näytteenottimen käyttämistä. Massastabiloinnissa näytteen saaminen sekoitetusta massasta on huomattavasti helpompaa ja se on tehtävissä ilman kairavaunua "miesvoimin". Toisaalta pilaristabiloinnin sideaineensyöttö on nykyisillä laitteistoilla merkittävästi kehittyneempää kuin massastabilointilaitteistoilla, joten massastabiloinnin yhteydessä reaaliaikainen laadunvalvonta on välttämättömämpää.

4.2.2 Sideainemäärän mittaaminen pilaristabiloinnissa

Pilaristabiloinnissa sideaineen sekoittumista työnaikana seurataan vaaitsemalla syötetty sideainemäärä. Lisäksi sekoittamista pyritään ohjaamaan sekoituskärjen pyörimis- ja nousunopeudella. Sideaineen syötön määrän mittaaminen perustuu sideainesäiliön painon vähenemiseen, joka ei tarkkuudeltaan (suuri mitattava määrä, koneen värinä, epätasainen maasto) aina vastaa työn vaatimuksia. Tämä menetelmä ei myöskään kerro todellista maahan syötetyn sideaineen määrää johtuen tukoksista / katkoksista syötössä. Tällöin myös sekoitustyön tasaisuuden arvioiminen on epävarmempaa. (Aalto 1998).

4.2.3 Sideaineen määrän mittaaminen pH-menetelmällä

pH-arvon määrittäminen edellyttää kokonaisen pilarin ylösnostoa tai näytteenottoa kairaamalla. pH-mittauksilla määritetään näytteen happamuus, joka vaihtelee sen eri osissa johtuen mm. näytteen maalajien kerroksellisuudesta ja sideaineen erilaisesta jakautumisesta näytteen eri osissa. Sideaineen määrittäminen on tehtävä riittävän monelta syvyydeltä pilarista tai riittävän monesta näytteestä massastabiloidusta kerroksesta, jotta pystytään varmuudella arvioimaan sideaineen sekoittuminen koko rakenteen osalta. pH-mittauksia voidaan tehdä joko lattapäälle elektrodilla suoraan näytteestä tai laboratorioissa vesiliuoksesta. pH-mittauksen heikkoutena on se, että sillä ei pystytä ohjaamaan stabilointityön toteuttamista ja siten vaikuttaa lopputuloksen laatuun. (Tielaitos 1992). Lisäksi pH-mittauksen tulkinta vaatii kokeneen tulkitsijan tai erillisen sideainemäärittäyksen, kuten titrauksen, jotta maaperän omat ominaisuudet eivät vaikuta virheelliseen tulkintaan sideaineen sekoittumisen osalta. pH:n ja sideainemäärän suhde ei myöskään aina ole lineaarinen, joten virheen mahdollisuus on ilmeinen.

4.2.4 Sideaineen määrän mittaaminen röntgenfluoresenssianalyysaattorilla

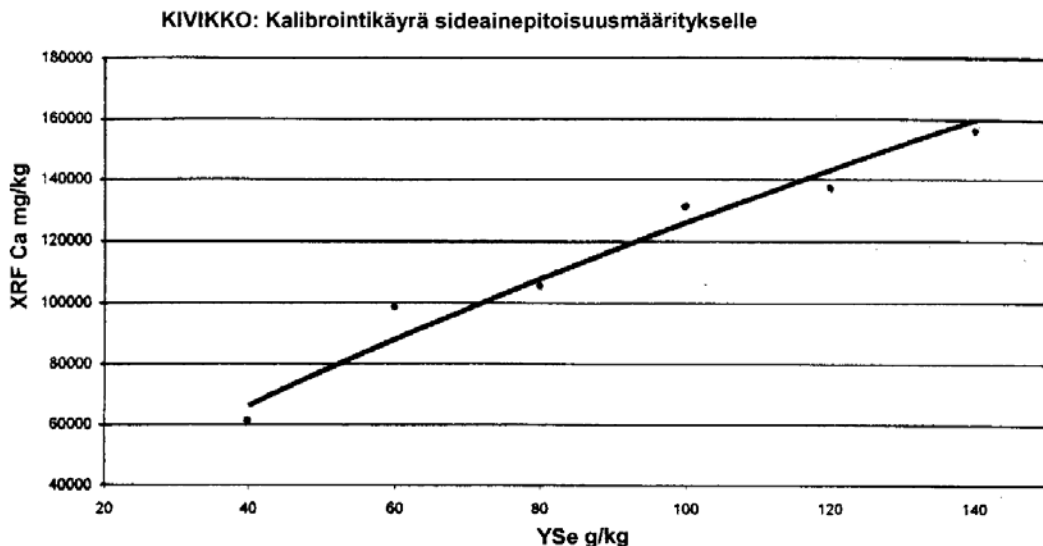
Röntgenfluoresenssianalyysaattorit ovat röntgensäteilyyn perustuvia mittalaitteita. Laitteilla voidaan mitata useiden alkuaineiden pitoisuuksia samanaikaisesti ja tulokset ovat käytössä välittömästi. Röntgenfluoresenssianalyysaattorin toiminta perustuu siinä olevien radioaktiivisten aineiden lähettämään säteilyyn. Säteilystä siirtää tutkittavassa näytteessä atomien uloimmilta elektronikuorilta elektroneja korkeammille energiatasolle virittäen atomin. Jokaisella atomilla on ominainen energiatila, jota alkuaine säteilee ulospäin. Niton-laitte mittaa ulos tulevan säteilyn, jonka laadusta, voimakkuudesta ja kestosta saadaan selville näytteen alkuaineet ja niiden pitoisuudet. Kuvassa 4.2 on esitetty Niton XRF 700.

Laitteiston käyttö kentällä vaatii näytteenottovälineistöä. Käytännössä riittäväksi näytteenottimeksi massastabiloidusta rakenteesta käy ylösnostettava avoin putki, joka painetaan stabiloitavaan maahan ja nostetaan ylös. Näytteistä mittaukset tehdään suorina pintamittauksina. Rinnakkaismäärittäyksiä tehdään ennalta valittu määrä (yleensä 5 kpl) ja näiden perusteella lasketaan kalsiumin keskiarvopitoisuus. Mittaukset voidaan tehdä myös näytepussiin laitetuista näytteistä pussin läpi.

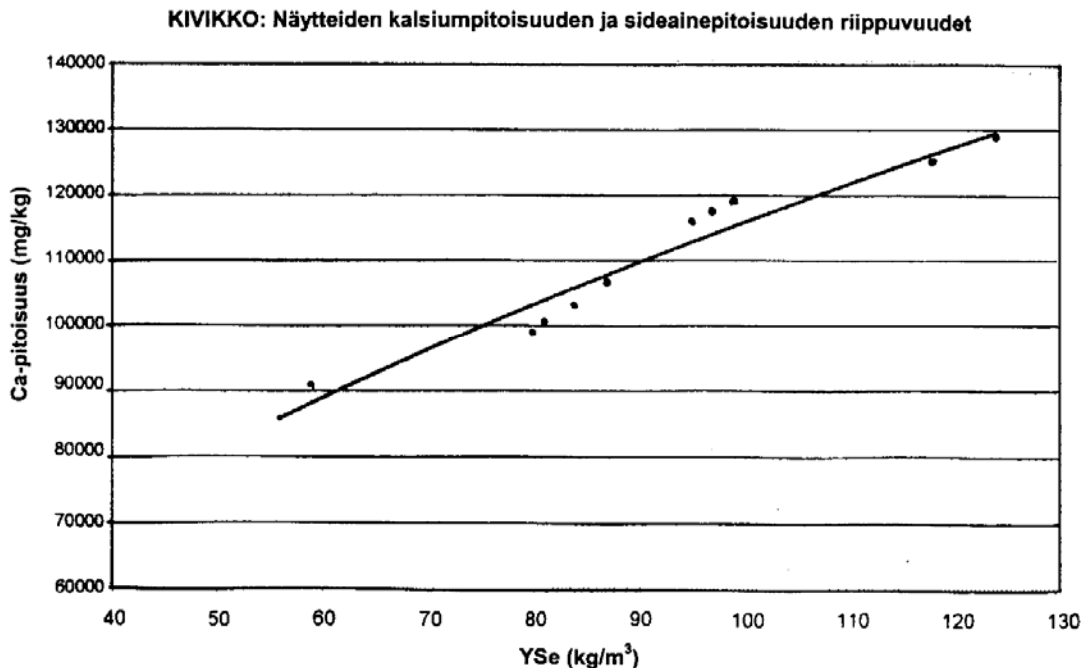


Kuva 4.2. Niton XRF 700 röntgenfluoresenssianalyysaattori.

Sideainemäärän mittaaminen perustuu kalsiumin määrän mittaamiseen. Mitattua kalsiumpitoisuutta verrataan laboratorioissa ko. materiaalilla ennakkoon määritettyyn kalibraatiokuvaajaan ja näin saadaan näytteen sideainemäärä. Kalibraatiokuvaaja määritetään laboratorioissa sekoittaen stabiloitavaa maata ja sideainetta tunnetuissa suhteissa toisiinsa. Luotettavan kalibraatiokuvaajan saamiseksi tehdään vertailevia näytteitä usealla eri seossuhteella. Näytteistä mitataan röntgenfluoresenssianalysaattorilla kalsiumpitoisuus, jonka perusteella tehdään kalibraatiokuvaaja. Kalsiumpitoisuus on tällöin Kivikon tapauksessa esitetty suhteessa sementin määrään näytteessä (kuvat 4.3 a ja b).



Kuva 4.3 a. Kivikonlaita, massa- ja pilaristabiloitu koetie. Kalibrintokuvaaja: kalsiumin ja yleissementin (g/kg) suhde röntgenfluoresenssianalysaattorilla määritettynä.



Kuva 4.3 b. Kivikonlaita, massa- ja pilaristabiloitu koetie. Kalibrintokuvaaja: kalsiumin ja yleissementin (kg/m^3) vuorosuhde.

Mittauksen luotettavuuteen vaikuttaa useat eri tekijät. Näytteen heterogeenisuuden vaikutusta pyritään eliminoimaan riittävän usealla rinnakkaisnäytteen analysoinnilla sekä näytteen riittävällä sekoittamisella. Kalibrointikuvaajan tekemisen ajankohta vaikuttaa kalsiumin ja sementin suhteeseen siten, että röntgenfluoresenssianalysaattorilla saatava kalsiumpitoisuus muuttuu ajan myötä. Kalibrointikuvaajan tekeminen ja näytteiden mitaus olisi syytä aina tehdä mahdollisimman tuoreista näytteistä, jolloin virheen mahdollisuus pienenee. Kalibrointikuvaajan tekemiseen käytettävän maa-aineksen tulisi vastata koostumukseltaan maastossa mitattavien näytteiden koostumusta. Esimerkiksi turpeen maatuneisuus ja vesipitoisuus eivät todennäköisesti kaikilla syvyyksillä ole vastaavia kuin kalibrointikuvaajassa käytetyn maa-aineksen.

Kalibrointisuora tehdään tietylle näytteen tiheydelle. Luonnosta otettavien näytteiden tiheydet todennäköisesti poikkeavat siitä tiheydestä, jolla kalibrointikuvaaja on määritetty. Lisäksi näytteiden sisältämä vesi itsessään pienentää röntgenfluoresenssianalysaattorin antamaa tulosta. Mittaajan oma mittaustekniikka vaikuttaa myös tulokseen. Mittaus olisi syytä tehdä näytteestä jokainen mittauskerta yhtä tiiviistä kohdasta. Maaperässä esiintyy luontaisesti jonkin verran kalsiumia. Maaperän sisältämä kalsiumpitoisuus on tavallisesti hyvin vähäistä, eikä siten juuri yleensä vaikuta röntgenfluoresenssianalysaattorilla saataviin tuloksiin.

4.2.5 Sideaineen määrän mittaaminen titraamalla

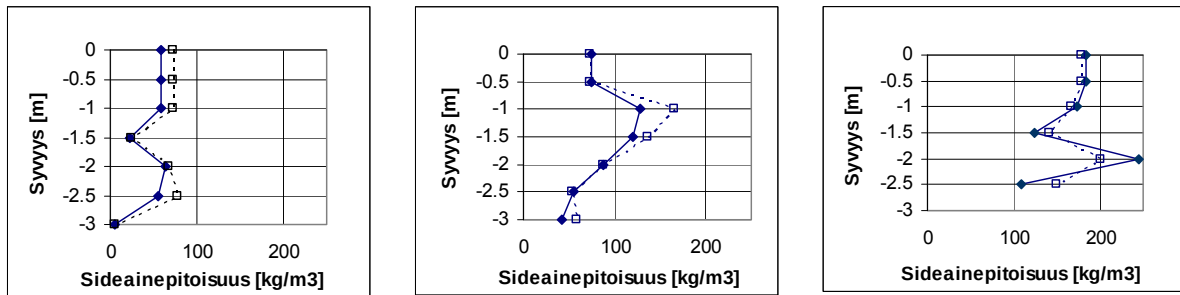
Sideaineen määrää voidaan mitata laboratoriossa titraamalla näyte British Standards BS 1924:1976 menetelmän mukaisesti. Mittaus tehdään 10 gramman suuruisesta suolahappoon liuotetusta näytteestä. Menetelmässä sideaineen määrittäminen perustuu kalkkipitoisuuden vertailuun. Sideaineen tulee sisältää kalkkia, mutta sen ei tarvitse olla puhdasta kalkkia. Sideaineen kalkkipitoisuus huomioidaan vertailunäytteen avulla. Kalkkimäärä mitataan titraamalla kaikki näytteet samalla EDTA-liuoksella. Koska maa sisältää kalkkia, niin se kuluttaa tietyn määrän titrausliuosta. Sideainepitoiset näytteet lisäävät titrausliuoksen kulutusta. Titrauskulutusten erotus kertoo sideainepitoisuuden.

Titrausmenetelmää on käytetty mm. Helsingissä Arabianrannan tuotantopilareiden laadunvalvontatutkimuksiin. Menetelmän luotettavuutta on arvioitu referenssinäytteiden avulla. Pilareiden tutkimuskohtaa vastaavalta syvyydeltä on otettu puhdasta sideainetonta maata, johon on sekoitettu tunnettu määrä stabilointiin käytettyä sideainetta. Näytteestä on laskettu teoreettinen sideainepitoisuus, jota on verrattu titraamalla saatuun sideainepitoisuuteen. Saadulla virhemarginaalilla pystytään arvioimaan pilareihin sekoituneen sideaineen todellinen määrä. Titraamalla referenssinäytteistä saatu sideainepitoisuus erosi 0,15-1,6 % lasketusta teoreettisesta sideainepitoisuudesta.

4.2.6 Sideaineen mittausten menetelmien vertailu

Röntgenfluoresenssianalysaattoria on tiettävästi ensimmäisen kerran käytetty reaaliaikaiseen sideainemäärän määrittämiseen maastossa Stabiloinnin kehittämisprojektin aikana vuonna 2000. Maastossa tehtiin sideainemäärän mittauksia välittömästi näytteiden ottamisen jälkeen Niton XRF 700:lla. Nitonilla mitatut näytteet on myöhemmin analysoitu laboratoriossa BS 1924:1976 menetelmän mukaisesti. Kuvassa 4.4 on esitetty kolmen näytteen osalta sideainepitoisuuksien vaihtelu Kivikossa stabiloidusta rakenteesta (näyt-

teet urakka-alueelta 3). Niton -analyysimittaukset on tehnyt Envitop ja näytteiden titraus-analyysin SCC Viatek Oy SGT.



Kuva 4.4. Kolmen näytteen sideainepitoisuuden vertailua Niton XRF 700 ja titrausmenetelmillä Kivikon teollisuusalueelta. Yhtenäinen viiva kuvaa titraamalla saatua sideainepitoisuutta ja katkoviiva Nitonilla mitattua sideainepitoisuutta. Tulokset on esitetty syvyyden funktiona. Alueen tavoitteellisena sideainepitoisuutena pidettiin 100 kg/m^3 .

Kuvasta 4.4 havaitaan, että XRF- ja titrausmenetelmillä on päädytty lähes vastaaviin sementtipitoisuuksiin rakenteessa. Enimmillään menetelmien poikkeavuus on ollut näytteessä 3 syvyydellä -2 m, jossa titraamalla saatu näytteen sementtipitoisuus on noin 250 kg/m^3 ja Niton-mittauksella noin 200 kg/m^3 . Muutoin pitoisuuksien vaihtelu röntgenfluoresenssianalysointorin ja titrausmenetelmän välillä on ollut suuruudeltaan $0 \dots 20 \text{ kg/m}^3$ ($0 \dots 12 \%$). Niton mittauksia tehtiin jokaisesta näytteestä viisi kertaa. Kuvassa esitetty tulos on mittaustulosten keskiarvo. Useimmissa mittauksissa titrausmenetelmällä saatu tulos on ollut Niton mittaustulosten hajonnan sisäpuolella.

Niton-mittauksen ja titraamalla saadun pitoisuuden poikkeamat voivat johtua mm. seuraavista syistä: Titraukseen käytetty massamäärä on hyvin pieni. Tällöin titratavan näytteen heterogeenisuus saattaa vaikuttaa ratkaisevasti sementtipitoisuuteen. Nitonilla analysoitava näyte sisältää vettä, jolloin Niton mittauksella saadaan todellista hiukan pienempi kalsiumpitoisuus. Niton mittauksella tulokset saadaan muodossa g/kg. Tämän muuttaminen muotoon kg/m^3 vaatii ennakkoon tehdyn kalibraatiokuvaajan. Kalibraatiokuvaajan suora määritetään pienimmän neliösumman menetelmällä, jolloin itse suora saattaa sisältää pientä virhettä kalsiumin ja sideainemääräsuhteen välillä.

4.3 Kairaus ja näytteenottomenetelmät

4.3.1 Yleistä

Kentällä tapahtuvaa laadunvalvontaa käytetään kontrolloimaan stabiloidun massan homogeenisuutta ja tarkentamaan ennakolta laboratoriossa tehtyjen stabiloitavuuskokeiden tuloksia. Perinteisesti käytössä olevat, kentällä tehdyt laadunvalvontamittaukset ovat olleet ns. ainetta rikkovia menetelmiä, jotka eivät kuitenkaan tee normaalitapauksessa pilareista käyttökelvottomia. Suomessa tavallisia kairaamalla tehtäviä tutkimusmenetelmiä ovat pilarikairaus, puristinkairaus (CPT), pilarisiipikairaus ja puristin-heijarikairaus.

4.3.2 Pilarikaira

Yleisin tutkimusmenetelmä Suomessa ja Ruotsissa on perinteinen pilarikairaus. Pilarikairassa on erityinen ohjainkärki, jonka tarkoituksena on pitää kairan kärki pilarin heikommassa keskiosassa (keskireiässä). Kairaa puristetaan tai heijaroidaan alas ja tuloksena saadaan pilarikairan alas painamiseen tarvittava puristusvoima syvyyden funktiona tai lyöntien lukumäärä 0,2 m matkalla. Puristusjännitys saadaan jakamalla voima kairan poikkipinta-alalla. Suomalaisen kärjen poikkipinta-ala on $A = 0,01 \text{ m}^2 / 100 \text{ cm}^2$ (kärjen leveys $d = 0,375 \text{ m}$).

Ruotsissa käytetään pilarikairoja, joiden kärjen leveys on 400 mm ϕ 500 mm pilareissa ja 500 mm ϕ 600 mm pilareissa. Leveydeltään suuremmassa kairassa terä on ohuempi ja kummankin kairan poikkipinta-ala on vastaava kuin Suomessa ($A = 0,01 \text{ m}^2$). Suuremmissa pilareissa (ϕ 800 mm) käytetään leveydeltään 600 mm pilarikairoja, jotka ovat paksuudeltaan vastaavia kuin 500 mm pilarikairat ($t = 15 \text{ mm}$); kokonaispoikkipinta-ala on tällöin yli $0,01 \text{ m}^2$.

Suomessa on laadunvalvontatutkimuksissa käytetty myös kärkeä, jossa kahden siiven sijasta käytetään kolmea siipeä (3-siipinen kaira pysyy yleensä paremmin pilarissa). Kairan poikkipinta-ala on kuitenkin sama kuin kaksisiipisessä kärjessä. (Melandar 2003).

Pilareissa, joiden leikkauslujuus on suurempi kuin 300 kPa käytetään leveydeltään pienempiä pilarikairoja (kuitenkin: $d \geq 200 \text{ mm}$). Kairaustuloksiin pitää suhtautua tällöin varauksella, sillä ne edustavat vain osaa pilarin kokonaispoikkipinta-alasta ja pilarin heikko keskiosa saattaa korostua.

Pilarikairan hyvinä puolina voidaan pitää mittausten suoritusnopeutta ja sitä, että kairalla saadaan tulos koko pilarin matkalta. Samalla paljastuvat pilarin epäjatkuvuuskohdat. Tämän vuoksi pilarikaira soveltuu monissa tapauksissa hyvin pilarien laadunvalvontaan. Lisäksi kaira kestää "kovissa" pilareissa tarvittaessa heijarin aiheuttaman iskun, jolloin voidaan käyttää puristin-heijarikairausmenetelmää, vaikkakin tuloksen tarkkuus huononee heijarikairausta käytettäessä.

Suomessa käytettävien pilarikairojen käyttöä rajoittavat suuri pilarilujuus ($\tau_p > 200 \text{ kPa}$) sekä pitkät pilarit ($> 8 \text{ m}$), jolloin riski kairan ulostunkeutumiseen pilarista kasvaa huomattavasti (lujissa pilareissa rajaksi tulee myös käytössä oleva rajallinen puristuskapasiteetti). Huolimatta siitä, että pilarikairan siivet on muotoiltu siten, että kärkeä puristettaessa vaippakitkan osuus olisi mahdollisimman pieni, niin tankojen vaippakitka heikentää tulosten tarkkuutta etenkin pitkissä pilareissa. Pilarikairan tulos muutetaan pilarin leikkauslujuudeksi (τ_p) yhtälön 4.1 mukaisesti:

$$\tau_p = \frac{\sigma_c - \sigma'_0}{N_c} \quad (4.1)$$

$$\sigma_c \quad \text{on kairausvastus} \quad \Rightarrow \sigma_c = \frac{P}{A}$$

$$\tau_p \quad \text{pilarin leikkauslujuus, kN/m}^2$$

P	puristusvoima
A	kärjen poikkipinta-ala
σ'_0	maan tehokas pystysuora jännitys
N_c	kantavuuskerroin, joka saadaan kokeellisesti määritettyä vertaamalla pilarikairautuloksia (kairausvastus) pilarisiipikairauksella saatuihin leikkauslujuuden arvoihin ($N_c = 10...17$) (Aalto 1998).

Jos tavanomaisella pilarikairauksella ei pystytä tutkimaan pilarien lujuutta koko niiden pituudelta ($\tau_p > 200$ kPa), voidaan täydentävänä tutkimusmenetelmänä käyttää esiporatua pilarikairausta (tai puristin-heijarikairausta 16 cm^2 tai 50 cm^2 kärjellä).

Esiporaus pilarissa tehdään porakonekairauksena tai maa- ja kalliokairauksena pelkäämään painetta ja pyöritystä käyttäen. Porakruunun halkaisijan tulee olla noin 50...65 mm ja kairautankoina käytetään jäykkiä, esim. 44 mm geotankoja. Porauksessa käytetään vesihuuhtelua. Poraus keskitetään tarkasti pilarin keskelle ja tehdään pystysuorilla pila-reilla mahdollisimman pystysuoraan. Esiporauksen aikana rekisteröidään syöttövoima ja poran tunkeutuma. Rekisteröinnin tarkoituksena on selvittää mahdollinen poran tunkeutuminen ulos pilarista. MWD-tekniikalla (rekisteröivä porakone) suoritettavalla esiporauksella saa myös tietoa pilarin homogeenisuudesta ja lujuudesta. (Melandar 2003).

Itse pilarikairaus tehdään esiporauksessa vastaavasti samalla siipityypillä kuin tavallisenkin pilarikairaus. Lujissa pilareissa joudutaan joskus käyttämään pienempää siipityyppiä, siiven minimileveytenä (d) käytetään kuitenkin 200 mm. Esiporauksen haittapuolena on laadunvarmistustyön hidastuminen.

4.3.3 Puristinkaira

Pilarikairan lisäksi stabiloitujen pilarien koestamiseen käytetään yhä enemmän puristin- eli CPT-kairausta. CPT-standardin mukaisessa kairauksessa kärki on 60 asteen kärkikulmalla varustettu kartio. Kärjen halkaisija on 0,0357 m ja kärjen pinta-ala $0,001 \text{ m}^2$. Kärkiosan pituus em. halkaisijalla on 0,1 m. Kairauksessa mitataan normaalisti sekä kärki- että vaippavastus. Kärkivastus mitataan kehittyneissä laitteissa sähköisen anturin avulla suoraan kärkikappaleesta. Vaippavastus mitataan kärjen takana olevan kitkahylsyn avulla. Kairautankoina käytetään normaalisti heijaritankoja (ϕ 32 mm). Kairaa puristetaan maahan vakionopeudella 20 mm/s. Lisäksi kärki voidaan varustaa yhdellä tai useammalla huokospaineanturilla. Yleisimmin huokospaine mitataan kapeasta raosta suoraan kärjen takaa. Rako voidaan varustaa huokoskivisuodattimella tai se voi olla hyvin ohut, avoin rasvatäyteinen rako.

CPT-kairauksessa tulostuksena saadaan kärkivastus, vaippavastus sekä kolmikanavaisella laitteella huokospaine (CPT-kaira). Tulostusohjelmien avulla lasketaan yleensä vaippakitkan suhde kärkivastukseen ja kärkivastuksen perusteella arvioitu leikkauslujuus (kaava 4.1).

Käytettäessä normaaleja heijaritankoja CPT-kairauksen ongelmana on kaikkien puristettavien kairojen tapaan kairan tunkeutuminen ulos pilarista 5...8 m syvyydessä. Jäykempiä tankoja käyttämällä ja esiporaamalla reikä pilarin yläpäähän voidaan pilareita tutkia

myös syvemmältä. Pilareiden yläpään tulee kuitenkin olla näkyvissä selkeästi tai varustettu ohjausputkella täytteen läpi.

CPT-kairaus on menetelmänä suhteellisen edullinen ja kairauksia voidaan tehdä huomattava määrä työvuorossa (pehmeissä pilareissa hyvissä olosuhteissa noin 100 jm). Lukumäärällä voidaan kompensoida pilarista ulostyöntymistä. Suuresta määrästä kairauksia saadaan jostain kairauksesta edustava tulos koko pilarin pituudelta. CPT-menetelmää käytettäessä on tulosten tulkinnassa käytettävä tilastollisia menetelmiä ja tällöin ulostyöntyneitä osuuksia ei saa sisällyttää havaintojoukkoon.

CPT-menetelmällä saadaan tarkasti selville pilarin epähomogeenisuus verrattuna koko pilarin levyisiin kairoihin, joilla saadaan vain yleispiirteinen kuva koko pilarin leveydeltä. CPT-kairauksissa havaitaan lisäksi suhteellinen huokospaine. Tämän avulla saadaan selkeä kuva pilarimateriaalin vedenjohtavuuden vaihteluista. Lisäksi havaitaan hyvin selkeästi pilarin alapää tai kairan tunkeutuminen ulos pilarista. CPT-kairaus sopii myös hyvin massastabiloinnin tutkimiseen. Tällöin saadaan selville alueet, joihin ei ole sekoittunut sideainetta lainkaan.

CPT-kairaus soveltuu hyvin lujittuneille pilareille ($\tau_p = 200 \dots 1500$ kPa). Pehmeämpien pilareiden ($\tau_p = 200$ kPa) koestamisessa laitteella saadaan liian huono kuva pilarista, koska kairan poikkileikkaus ($0,001 \text{ m}^2$) on pieni. CPT-kairalla on myös ongelmana kärjen tunkeutuminen ulos pilarista pitkissä pilareissa. (Lahtinen ja Parkkinen 1992).

4.3.4 Pilarisiipikaira

Pilarisiipikairaa käytetään tavallisen siipikairan tapaan leikkauslujuuden määrittämiseen tietyillä syvyyksillä ($0,5 \dots 1,0$ m välein). Tuloksena saadaan suoraan pilarin leikkauslujuus. Leikkauslujuuden mittaamisen lisäksi pilarisiipikairalla mitataan usein myös kairan alas painamiseen tarvittavaa puristusvoimaa varsinaisten mittauspisteiden välillä.

Pilarisiipikairakoko määräytyy pilarin lujuuden mukaan: pilarin leikkauslujuuden ollessa $\tau_p = 100 \dots 250$ kPa käytetään siipikokoa ($d \times h$) $65 \times 130 \text{ mm}^2$; ja lujuuden ollessa < 100 kPa käytetään siipikokoa $80 \times 160 \text{ mm}^2$.

Pilarisiipikairan etu mittauksissa on leikkauslujuuden suora mittaaminen. Epähomogeenisissa pilareissa siipikairaustulokset ovat hyvin vaihtelevia ja mittaus on muutenkin epäjatkovaa. Menetelmä on lisäksi suhteellisen kallis verrattuna puristinkairauksiin ja pilarisiipikaira tunkeutuu usein ulos jo syvyydestä 7 m alaspäin. Pilarisiipikairaa käytetään apuna tulkitsemaan pilari-, CPT- ja puristin-heijarikairausten tuloksia. (Aalto 1998). Pilarisiipikairan ongelma on mittauksen tapahtuminen pilareiden keskellä, jolloin keskireiästä mitattu lujuus voi olla merkittävästi alhaisempi kuin pilareiden lujuus muuten.

4.3.5 Puristin – heijarikaira

Puristin-heijarikairaus on yhdistelmäkairaus, jossa on mukana mekaaninen puristin- sekä heijarikairaus. Puristin-heijarikairauksessa tankoja pyöritetään jatkuvasti, mikä on suurin ero verrattuna pilarikairaukseen. (SGY Kairausopas VI 2001). Suomessa kehitetyssä puristin-heijarikairausmenetelmässä pyöritetään kairauksen yhteydessä tankoja vakionopeudella. Menetelmässä mitataan seuraavia suureita:

- puristusvoima
- vääntömomentti
- kairausvyvyys
- iskujenlukumäärä
- puristusnopeus
- pyöritys kierrosten määrä.

Puristin-heijarikairan kärkenä käytetään heijarikairan irtokärkeä. Siinä ei ole minkäänlaisia kiinnityksiä tankoihin, joten kärki jää lähes aina maahan tankoja ylös nostettaessa. Kärki on pyöreä ϕ 45 mm tai 90 mm paksu, jossa kärkikulma (α) on 90° . Kärjen pinta-ala (A) on 0,0032.

Kairaus aloitetaan puristinkairauksena, jossa kärkeä ja tankoja pyöritetään sekä puristetaan samanaikaisesti. Kun puristuskapasiteetti loppuu, siirrytään heijarikairaukseen (tankoja pyöritetään edelleen). Heijarikairauksesta voidaan siirtyä takaisin puristinkairaukseen, mikäli kairausvastus sen mahdollistaa. Kairaus päättyy lähes aina heijarikairaukseen. Puristusvaiheessa mitataan kokonaispuristusvoima, josta kärkivastus voidaan määrittää. Tankojen pyörittämiseen tarvittavan vääntömomentin avulla voidaan laskea näennäinen vaippavastus. On huomioitava, että normaalissa puristinkairauksessa (CPT) tankoja ei pyöritetä, joten momentista laskettava vaippavastus ei ole sama asia kuin CPT:llä saatava vaippavastus. (Melander 1989).

Puristin-heijarikairaus menetelmää ϕ 90 mm kärjellä voidaan käyttää perinteisen pilarikairaus ja CPT-kairauksen asemasta. Normaalia puristin-heijarikairaa käytetään kovissa pilareissa tai massastabiloinnissa, joiden leikkauslujuus on yli 500 kPa.

4.3.6 Näytteenotto

Todellisen sideainemäärän selvittämiseksi riittää ns. häiriintynyt näyte stabiloidusta massasta tai pilarista. Häiriintyneen näytteen ottimiksi soveltuvat lähes kaikki Suomessa yleisesti käytetyt näytteenottimet. Lujuskokeita varten tarvitaan ns. häiriintymättömiä näytteitä, joiden saaminen edellyttää käytännössä erikoistoimenpiteitä. Kivikossa otettiin vain häiriintyneitä näytteitä.

5. ESIRAKENTAMISURAKAT JA TUOTANTOALUEET

5.1 EuroSoilStab-koerakenteet

5.1.1 Yleistä

EuroSoilStab (ESS) –projekti oli kolmivuotinen Euroopan komission tukema ”Brite-Eu-Ram” orgaanista ainesta sisältävän maan stabiloinnin tutkimus- ja kehittämisprojekti. Projekti käynnistettiin vuonna 1997 ja se päättyi vuonna 2000. Stabiloinnin kehittämisprojektissa olivat mukana Suomen lisäksi Irlanti, Italia, Alankomaat, Ruotsi ja Iso-Britannia. Suomesta kehittämisprojektissa mukana olivat SCC Viatek Oy, Partek Nordkalk Oy, Junttan Oy, Helsingin kaupungin Rakennusvirasto ja Kiinteistöviraston geotekninen osasto. Suomessa stabiloinnin kenttätutkimuskokeita tehtiin Kivikon lisäksi Helsingissä Arabianrannassa. Projektin tuloksena julkaistiin ”Design Guide Soft Soil Stabilisation” suunnitteluopas.

Suomessa ESS–projektissa kehitettiin pehmeille orgaanispitoisille maille massa- ja pilaristabiloinnin suunnittelua, rakennusmenetelmiä sekä tutkittiin uusien sideaineiden käyttäytymistä luonnon olosuhteissa. Pilaristabiloinnissa käytettiin kolmea eri sideainetta. Pilareista tutkittiin eri sideaineilla saavutetut lujuudet ja pilareiden kokoonpuristuminen. Lisäksi tutkittiin rakenteiden käyttäytymistä erilaisilla pilariväleillä ja kuormituksilla. Stabiloinnin yhteydessä testattiin myös uudentyyppisiä sekoitinkärkiä. Massastabiloinnissa tutkittiin turve- ja liejuseoksen lujittumista ja käyttäytymistä kolmella eri sideainemäärällä. Suomessa stabiloinnin kenttäkokeet tehtiin Helsingissä Kivikon suoalueella.

5.1.2 Ennakkotutkimukset

EuroSoilStab –projektin maaperätutkimukset teki Helsingin kaupungin geotekninen osasto. Koerakennusalueella tehtiin CPT- ja siipikairauksia. Lisäksi alueelta otettiin yhdestä pisteestä häiriintymättömiä maanäytteitä. Näytteistä tutkittiin luokitus-, lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia.

Luokitusominaisuuksista tutkittiin maalaji, vesipitoisuus, hienousluku, leikkauslujuus sekä tilavuuspaino. Lujuusominaisuudet tutkittiin maastossa siipi- ja CPT-kairauksilla ja laboratoriossa kolmiakselialikokeilla. Muodonmuutosominaisuudet tutkittiin ödömetrikokeilla. Liitteessä 4 on esitetty pituusleikkaus ESS- ja Stabiloinnin kehittämisprojektin alueelta sekä osa alueella tehdyistä kairauksista. Liitteissä 5 ja 6 on esitetty laboratoriotutkimustulokset.

Sideaineiden stabiloitavuustutkimukset tehtiin Viatek Oy / SGT:n laboratoriossa. Sideaineen valinta koerakenteisiin perustui kolme kuukautta lujittuneiden näytteiden yksiaksiaalisen puristuskokeen tuloksiin. Koerakenteisiin valitut sideaineet on esitetty taulukossa 5.1. Koerakenteessa 2 käytettiin kahta erilaista sideainetta (koerakenteet 2A ja 2B). Moilemmissa tapauksissa käytetyn sideaineen määrä oli sama.

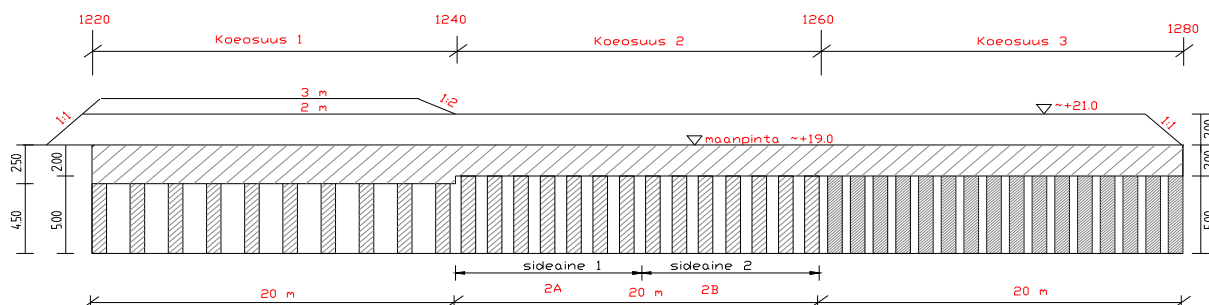
Taulukko 5.1. Sideaine ja määrä ESS -koerakenteissa.

	Sideaine	Koerakenne 1	Koerakenne 2	Koerakenne 3
Massastabilointi	F + YSe	225 kg/m ³ 170 kg/m ³ (luiskien alle)	170 kg/m ³	140 kg/m ³
Pilaristabilointi	F+THK2+Merit	150 kg/m ³ (75 kg/m)	-	
	F+THK2	-	2A 120 kg/m ³ (60kg/m)	80 kg/m ³ (40 kg/m)
	CaO+YSe	-	2B 120 kg/m ³ (60 kg/m)	-

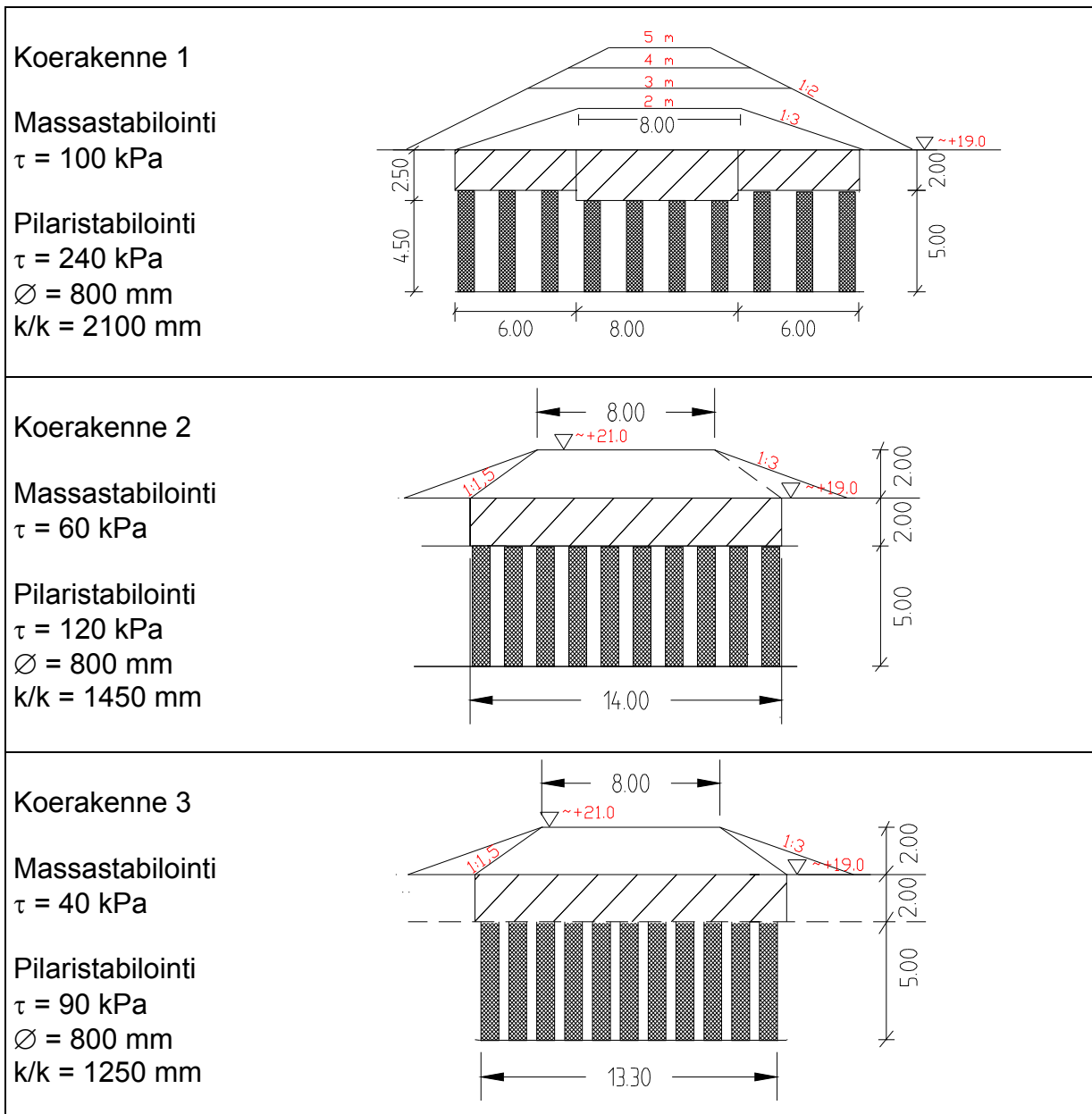
F=Finstabi, YSe=Yleissementti, THK2=teollisuuskalkki, CaO=kalkki, Merit=ruotsa-lainen masuunikuonajauhe.

5.1.3 Rakenteet

ESS -koepenger on kokonaisuudessaan 60 m pitkä. Koerakenteet tehtiin paaluvälille 1900-1960 (paalunumerointi muuttui myöhemmin vastaamaan paaluja 1220-1280). Koerakenteet koostuvat kolmesta erilaisesta rakenteesta, joista jokainen on 20 m pitkä. Paaluvälillä 1220-1240 koerakenne on 20 m leveä ja paaluvälillä 1240-1280 koerakenteet ovat 14 m leveitä. Kaikki rakenteet ovat massa- ja pilaristabiloinnin yhdistelmä rakenteita. Massastabiloidun kerroksen paksuus on koerakenteen 1 kohdalla 2,5 m ja koerakenteiden 2 ja 3 kohdalla 2 m. Massastabiloinnin alapuolinen kerros pilaristabiloitiin 7 m syvyyteen saakka. Kuvassa 5.1 on esitetty pituusleikkaus rakenteesta. Kuvassa 5.2 on esitetty suunniteltujen koerakenteiden 1, 2 ja 3 poikkileikkaukset. Kuvissa on esitetty rakenteiden suunnitellut mitat ja sekä niiden suunnitellut leikkauslujuudet (τ). Koerakenteessa 1 suunniteltiin alun perin ylpenkereen korkeudeksi 5 m. Rakenne toteutettiin kuitenkin 3 m korkuisena.



Kuva 5.1. Kivikko, ESS – koerakenteiden suunnitelman mukainen pituusleikkaus (koerakenteet 1, 2A, 2B ja 3)



Kuva 5.2. ESS–koerakenteiden suunnitellut leikkauslujuudet, pilarihalkaisija, pilareiden väli ja poikkileikkaus.

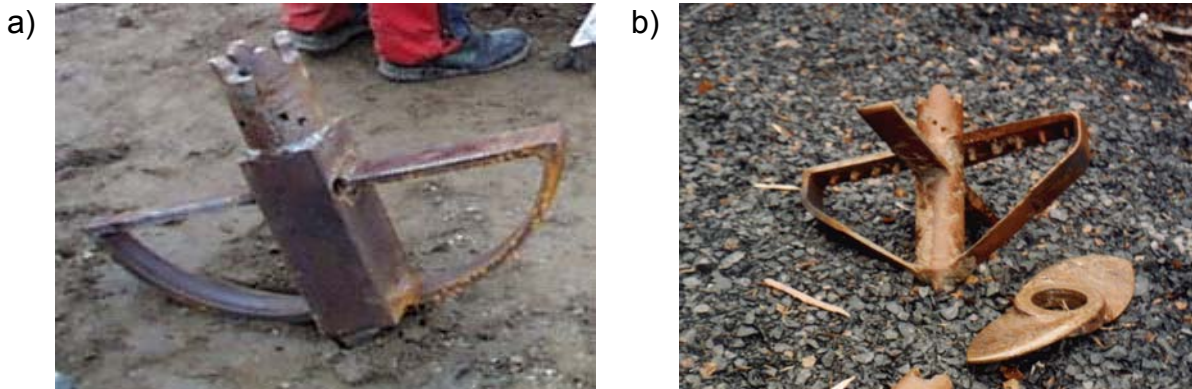
5.1.4 Rakentaminen ja laitteisto

EuroSoilStab–koerakenteet tehtiin syksyllä 1998. Ennen rakentamisen aloittamista Helsingin kaupungin rakennusvirasto kaatoi alueelta puut ja puhdisti koerakennusalueen juurista ja kannoista. Työmaa-alueelle rakennettiin työmaatie ja 0,8 m korkea työpenger. Stabilointityö aloitettiin 1.10.1998 koerakenteesta 3. Pilaristabilointi tehtiin työpenkereen läpi. Pilaristabiloinnin teki Stabilator AB. Pilareiden alapinta ulotettiin suunnitellulle tasolle 7 m maanpinnan alapuolelle silttikerroksen yläpintaan. Stabilointi tehtiin pienenevän paaluluvun suuntaa ”peruuttamalla” stabilointikonetta järjestyksessä koerakenne 3, 2 ja 1. Pilaristabilointi valmistui 13.10.1998.

Pilaristabilointiin käytettiin Junttan DS 25 pilaristabilointikonetta ja sideaineen syöttölaitteistona Junttan JC 20 (kuva 5.3). Sekoitinteränä käytettiin pääosin ns. kattilakärkeä. Koerakenteessa 2 kokeiltiin myös välitasolla varustettua kattilakärkeä välitasottoman kattilakärjen rikkouduttua, mutta sen käyttöä haittasi mm. juuttuminen jäljellä oleviin juuriin, jolloin myös sideaineen syöttöön tuli katkoksia. Sekoitustyömääränä tavoiteltiin 250 teräkierrosta / pilarimetri. Käytännössä toteutunut sekoitusmäärä oli pienempi. Pilaristabiloinnissa käytetyt sekoitinterät on esitetty kuvissa 5.4 a ja b.



Kuva 5.3. Kivikko, ESS-koerakenteet. Stabilointiin käytetty pilaristabilointilaitteisto



Kuva 5.4. Kivikko, ESS-koerakenteet. Pilaristabiloinnissa käytetyt sekoitinkärjet.

a) Pilaristabilointiin käytetty kattilakärki, 800 mm.

b) Takana pilaristabiloinnissa kokeiltu välitasolla varustettu kattilakärki, 800 mm.

Edessä massastabilointiin käytetty sekoitinterä.

Massastabilointi aloitettiin kaivamalla työpenger pois ja haraamalla pois kaikki alueelle jääneet juuret. Koerakenteet jaettiin 2 x 4 m² kokoisiin lamelleihin, jotka merkittiin ”kulmatikutuksin” ja lamellirajat maalilla. Sideaineena käytettiin Finnstabin ja yleisestimentin seosta (1:1). Käytetyt sideainemäärät on esitetty taulukossa 5.1. Massastabilointi aloitettiin

tiin 13.10.1998 koerakenteesta 3. Työ tehtiin lamelli kerrallaan aloittamalla sideaineen syöttö lamellin pohjalta ja nostamalla sekoitinterää ylös samalla sekoittaen ja syöttäen sideainetta. Pystysuoran sekoittamisen jälkeen sekoitustyötä tehtiin vaakasuunnassa. Jokaisen lamellin sekoittamiseen käytettiin aikaa 5-10 minuuttia. Massastabilointi tehtiin syvyydelle 2 m koerakenteissa 2 ja 3. Koerakenteessa 1 stabilointi tehtiin syvyydelle 2,5 m.

Massastabilointityöhön käytettiin kaivinkoneen ja Junttan-laitteiston yhdistelmää. Sekoitustyö tehtiin kaivinkoneeseen kiinnitetyllä sekoitinterällä. Sekoitinterä on kuvassa 5.4 b etualalla. Sideaineen syöttö tapahtui Junttanin syöttölaitteistolla. Kuvassa 5.5 on esitetty massastabilointilaitteisto.

Stabilointityön jälkeen pinta tasattiin ja siihen asennettiin kuitukangas, jonka päälle rakennettiin 0,5-0,8 m paksu työpenger. Massastabilointi saatiin valmiiksi 31.10.1998. Toukokuussa 1999 työpengertä korotettiin 1,2-1,5 m vastaamaan alueen suunniteltua yleistasausta. Koerakennetta 1 korotettiin vielä 1 m syyskuussa 1999. Koerakenteen 3 loppupäätä alennettiin kesällä 2000, kun ESS-koepenkereeltä tehtiin luiskarakenne Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkereelle.



Kuva 5.5. Kivikko. ESS-koerakenteet. Etualalla massastabilointilaitteisto. Taustalla sideaineensyöttölaitteisto ja pilaristabilointikone.

5.1.5 Instrumentointi

ESS –koepenger instrumentoitiin 26.11.1998 - 27.5.1999 välisenä aikana. Osa mittauslaitteistosta kuitenkin vaurioitui jo ensimmäisen vuoden aikana ilkivallan vuoksi. Koerakenteisiin asennetut instrumentit ja niiden määrä on esitetty taulukossa 5.2. Liitteessä 7 on instrumentointia havainnollistava kuva. Osa mittauksista on lopetettu ESS-projektin päätyttyä vuonna 2000, mutta joitakin seurantamittauksia on tehty vuoteen 2003 saakka.

Taulukko 5.2. Kivikko. ESS-koepenkeräisiin asennetut instrumentit ja niiden määrät

Mittalaite	Koerakenne 1	Koerakenne 2	Koerakenne 3	Yhteensä
Pohjavesiputki				1+1
Painumalevy	30	25+11	29	93
Inklinometri	3	0	0	3
Pietsometri	9	9+0	9	27
Maanpaineanturi	4	2+0	2	8
Potentiometri	3	3+0	0	6
Lämpötila-anturit	18	18	12	48
Yhteensä	67	66	52	185

Pohjavesiputket

Pohja- ja orsivedenpinnankorkeuden seuraamiseksi stabiloitavan alueen viereen asennettiin pohja- ja orsivesiputket. Vedenpinnan korkeutta seurattiin huhtikuusta 1997 heinäkuuhun 2000 lähes kuukausittain. Putket vaurioituivat 2000 urakka-aluetta 1 rakennettaessa, jolloin pohjavedenpinnankorkeuden seurantaan tuli tauko. Rikkoutuneet putket kunnostettiin keväällä 2003, jonka jälkeen mittauksia on jatkettu.

Painumalevyt

Painumalevyjä asennettiin koerakenteisiin yhteensä 93 kappaletta. Painumalevyjä asennettiin pilareiden ylä- ja alaosaan, pilareihin eri syvyyksille, pilareiden väliin massastabiloinnin alapintaan sekä massastabiloinnin päälle. Stabiloitujen pilareiden ala- ja yläosaan, pilareihin sekä pilareiden väliin asennettiin painumalevyt stabilointityön jälkeen 26.11.1998...2.12.1998 ja massastabiloinnin päälle juuri ennen esikuormituspenkereen korottamista 2 metriin 27.5.1999.

Inklinometrit

Koerakenteisiin asennettiin yhteensä 3 inklinometriä. Kaikki inklinometrit asennettiin koerakenteeseen 1. Inklinometrit ulottuvat läpi pehmeiden savi- ja silttikerrosten hiekkakerrokseen saakka. Asennettujen inklinometrien pituus oli 20,5...21 m. Inklinometriputket joutuivat keväällä 1999 ilkivallan kohteeksi. Mittaukset voitiin tehdä kevään 1999 jälkeen inklinometrillä 1 syvyydelle 10,5 m, inklinometrillä 2 syvyydelle 11 m ja inklinometrillä 3 syvyydelle 7 m.

Huokospainekärjet

Huokospainekärkiä eli pietsometrejä asennettiin pilareihin ja pilareiden väliin koerakenteisiin 1, 2A ja 3. Kuhunkin rakenteeseen asennettiin 9 pietsometriä syvyyksille 2,8 m, 4,8 m ja 10,8 m maanpinnasta. 10,8 m ja 4,8 m syvyydellä olevat pietsometrit on asennettu savikerrokseen ja 2,8 m syvyydelle massastabiloidun kerroksen alle.

Maanpaineanturit

Maanpaineantureita asennettiin kaikkiin koerakenteisiin. Koerakenteessa 1 mitattiin sekä pystysuoraa että vaakasuoraa maanpainetta kumpaakin kahdella anturilla. Koerakenteissa 2A ja 3 mitattiin ainoastaan pystysuoraa maanpainetta. Koerakenteessa 1 vaakasuoraa maanpainetta mittaavat anturit asennettiin syvyyksille 3 m ja 4 m massastabiloidun kerroksen alle. Kaikissa koerakenteissa pystysuoraa maanpainetta mittaavat anturit asennettiin pilarien päälle sekä pilareiden väliin syvyydelle 2 m. Maanpainetta seurattiin 1.11.1998 ja 1.11.1999 välinen aika.

Routanousumittarit (Potentiometrit)

Routanousumittareita asennettiin koerakenteisiin yhteensä 6 kappaletta. Koerakenteeseen 1 asennettiin 1 routanousumittari massastabiloituun kerrokseen syvyydelle 2,5 m ja 2 kappaletta pilaristabiloituun kerrokseen. Pilaristabiloidussa kerroksessa routanousumittarit on asennettu pilareiden väliin ja pilariin syvyydelle 7 m. Koerakenteessa 2A routanousumittarit asennettiin massastabiloidussa kerroksessa syvyydelle 2 m ja pilaristabiloituun kerrokseen kuten koerakenteessa 1.

Lämpötila-anturit

Koerakenteisiin asennettiin lämpötila-antureita yhteensä 8 kappaletta. Jokaisessa lämpötila-anturissa oli 5 termoparia, jotka asennettiin maanpinnasta 1-6 m syvyyksille. Koerakenteisiin 1 ja 2 asennettiin molempiin 3 anturia ja 3. koerakenteeseen 2 anturia. Lämpötilamittauksia tehtiin 16.11.1998 ja 28.5.1999 välinen aika. Lämpötila-anturit hajotettiin ilkeästi toukokuun lopussa 1999.

5.2 Stabiloinnin kehittämisprojekti**5.2.1 Yleistä**

Niska&Nyyssönen Oy käynnisti ”Syvästabiloinnin konetekniikan ja laadunvalvonnan kehittämisprojekti” vuonna 1999. Projekti kesti vuoteen 2002 saakka, mutta koerakenteiden osalta seurantamittauksia on jatkettu vuoteen 2003. Projektin rahoittajia olivat TEKES, Niska&Nyyssönen Oy, Helsingin kaupunki, Tampereen kaupunki ja Ideachip Oy. Toteuttamisesta vastasivat edellisten lisäksi Envitop Oy, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Helsingin kaupungin geotekninen osasto sekä SCC Viatek Oy.

Projektin tavoitteena oli massa- ja pilaristabilointityömenetelmien tekninen ja toiminnallinen kehittäminen sekä laadunvalvontamenetelmien kehittäminen. Tekniikan osalta projektissa kehitettiin uusi massastabilointilaitteisto, kokeiltiin GPS:n hyväksikäyttöä sekä testattiin reaaliaikaisen sideainemittausmenetelmän käyttöönottoa. Laadunvalvonnan osalta kehitettiin stabilointiin uusi laatuluokitus ja stabilointiprosessiin ohjeistus, jota kokeiltiin Kivikon koerakentamiskohteessa. Projektissa kehitettiin myös uudenlainen massa- ja pilaristabilointityömenetelmä, jossa massastabilointi tehdään ennen pilaristabilointia.

Projektissa toteutettiin kaksi koerakennuskohdetta. Helsingin Kivikon koerakennuskohteen lisäksi toteutettiin koerakennuskohde Tampereella Lielahden kaupunginosassa. Lielahden koerakennuskohteen kuvaus, instrumentointi, tulokset ja analysointi on esitetty Anna Sofia Ojalan diplomityössä ”Turpeen massastabilointi” (2002, TTKK). Kivikon alueella tehtiin kolme erilaista koerakennetta. Kaikissa koerakenteissa käytettiin samanlaista sideaineratkaisua, mutta niiden määrää sekä sekoitustyön määrää vaihdeltiin. Tarkoituksena oli selvittää sekoitustyön määrän vaikutus stabilointityön laatuun (kts. kappale 5.2.6).

5.2.2 Ennakkotutkimukset

Kivikon alueen maaperätutkimukset teki Helsingin kaupungin geotekninen osasto. Alueella tehtiin puristin-, paino-, heijari- ja tärykairauksia. Lisäksi stabiloitavalta alueelta otettiin neljästä pisteestä maaperänäytteitä stabiloitavuuskokeita varten. Pohjamaan kokonpuristuvuus- ja indeksiominaisuuksia ei tutkittu, koska projektin rakenteet sijaitsevat ESS-koerakenteiden jatkeena. Liitteessä 4 on esitetty osa koerakenteiden kohdalta saaduista kairautuloksista.

Sideaineiden stabiloitavuustutkimukset tehtiin Viatek Oy / SGT:n laboratoriossa. Stabiloitavuuskokeita tehtiin turpeella ja turpeen alapuolisella liejulla. Kokeita tehtiin kahdessa vaiheessa

Ensimmäisessä vaiheessa stabiloitavuuskokeita tehtiin käyttäen yleissementtiä perussideaineena ja sekoittaen siihen eri lisäaineita. Käytetyt lisäaineet olivat hiekka, kivipöly, Finnstabi ja jauhettu masuunikuona. Ensimmäisen vaiheen tulosten perusteella valittiin yleissementti ja yleissementin sekä hiekan seos jatkotutkimuksia varten. Toisen vaiheen tutkimuksissa optimoitiin sementtimäärää ja yleissementin ja hiekan suhdetta. Tulosten perusteella valitut sideaineet ja määrät on esitetty taulukossa 5.3.

Pilaristabiloinnissa käytettävä sideaine valittiin ESS-projektissa rakennetun koepenkeeseen pilaristabiloinnin laadunvalvontatutkimusten perusteella. Parhaiten toimivaksi sideaineseokseksi ESS-seurantamittauksissa todettiin kalkin ja sementin seos 120 kg/m^3 . Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkereiden stabiloinnin seossuhteeksi valittiin 1:1 ja sideainemääräksi 120 kg/m^3 kaikilla kolmella koeosuudella.

Taulukko 5.3. Kivikko. Käytetty sideaine ja sideaineen määrä Stabiloinnin kehittämisprojektin koerakenteissa.

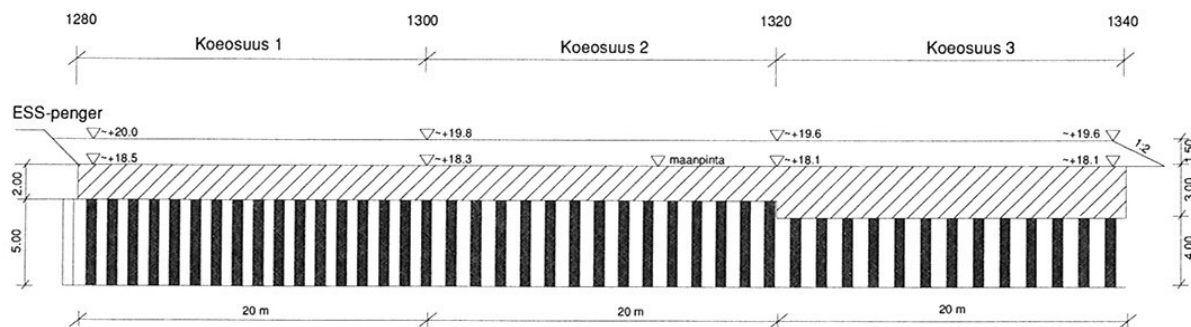
	Sideaine	Koerakenne 1	Koerakenne 2	Koerakenne 3
Massastabilointi	YSe	100 kg/m^3	-	100 kg/m^3
	YSe+Hk	-	$100+150 \text{ kg/m}^3$	-
Pilaristabilointi	CaO+YSe (1:1)	120 kg/m^3 (17+17 kg/m)	120 kg/m^3 (17+17 kg/m)	120 kg/m^3 (17+17 kg/m)

YSe=yleissementti, Hk=hiekka, CaO=poltettu kalkki

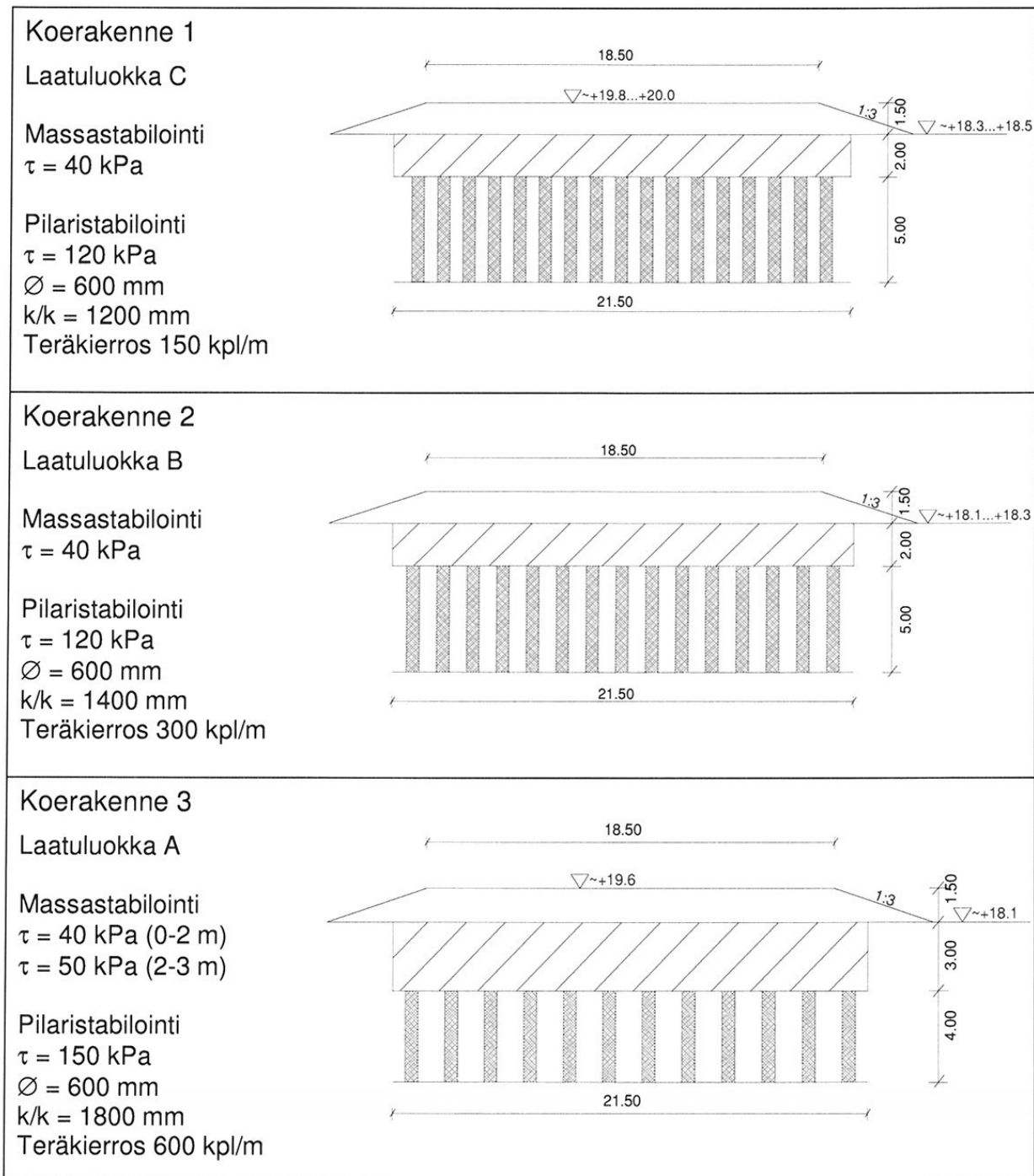
5.2.3 Rakenteet

Koerakenteet rakennettiin ESS-projektin aikana toteutettujen koerakenteiden jat-koksi paaluvälille 1280-1340. Koerakenteiden pohjasuhteet vastaavat ESS-projektin pohjasuhteita. Pohjasuhteet on kuvattuna liitteissä 2 ja 3. Suunnitellut koerakenteet olivat kukin 20 m pitkiä ja massastabiloinnin leveys 14 m. Rakenteet kuitenkin toteutuivat siten, että ensimmäinen koerakenne oli 24 m pitkä, toinen 16 m ja kolmas 20 m. Toteutuneet paaluvälit olivat koerakenteelle 1 plv 1280-1304, koerakenteelle 2 plv 1304-1320 ja koerakenteelle 3 plv 1320-1340.

Kaikki koerakenteet ovat massa- ja pilaristabiloinnin yhdistelmä rakenteita. Massastabiloidun turve- ja liejukerroksen paksuus 1. ja 2. koerakenteissa on 2 m ja 3. koerakenteessa 3 m. Massastabiloinnin alapuolinen savikerros pilaristabiloitiin 7 m syvyyteen tiiviiseen silttikerrokseen saakka. Kuvassa 5.6 on esitetty koerakenteiden pituusleikkauksen suunnitelmakuva. Kuvassa 5.7 on esitetty koerakenteiden 1, 2 ja 3 poikki-leikkaukset, tavoiteltu laatuluokka, suunnitellut leikkauslujuudet, pilareiden halkaisija ja pilariväli.



Kuva 5.6. Kivikko, Stabiloinnin kehittämisprojektin rakenteiden suunniteltu pituusleikkaus (koerakenteet 1, 2 ja 3).



Kuva 5.7. Stabiloinnin kehittämissuunnitelman koerakenteiden suunniteltu laatuluokka, leikkauslujuudet, pilarihalkaisijat, pilareiden väli, teräkierrosten määrä ja poikkileikkaus rakenteesta.

5.2.4 Rakentaminen ja laitteisto

Stabiloinnin kehittämissuunnitelman koerakenteet tehtiin kesällä 2000. Rakentaminen aloitettiin kaatamalla alueelta puut ja raivaamalla koerakennusalue kannoista, juurista ja kivistä. EuroSoilStab-projektin koerakentamisesta opittiin, että raivaus ja haraus tulee tapahtua stabilointiurakoitsijan toimesta, jolloin vältetään riidat raivauksen ja harauksen riittä-

vyydestä. Haraamiseen käytetty kaivinkone liikkui kantojen ja pintamaan päällä, edeten taaksepäin haratessaan. Harauksen yhteydessä koerakenteen 2 kohdalle levitettiin hiekkakerros turvekerroksen pinnalle. Koerakennusalue jaettiin $4 \times 1,5 \text{ m}^2$ kokoisiin lamelleihin (Määttä 2000).

Alueen massastabilointi aloitettiin 6.6.2000 ESS-koepenkereen päältä etenemällä lamelli kerrallaan aluksi sivusuunnassa ja sen jälkeen eteenpäin. Massastabilointi aloitettiin koerakenteesta 1 turve- ja liejukerroksen pohjalta painamalla sekoitusrumpu 2 m syvyyteen ja aloittamalla sideaineen syöttö. Sekoitustyö tehtiin sekoittamalla turve- ja liejukerroksia vaaka- ja pystysuunnassa.

Välittömästi lamellin stabiloinnin jälkeen stabiloinnin pinnalle levitettiin suodatin-kangas ja 0,5 m paksu työpeti. Koerakenteet 1 ja 2 massastabiloitiin 2 m syvyyteen saakka. Koerakenne 3 massastabiloitiin 3 m syvyyteen. Massastabilointi tehtiin järjestyksessä: koerakenne 1, koerakenne 2 ja koerakenne 3. Koerakenteissa käytetyt sideaineet on esitetty taulukossa 5.3. Massastabilointi saatiin valmiiksi 29.6.2000.

Massastabilointiin käytettiin stabiloinnin kehittämisprojektissa kehitettyä uuden-tyyppistä sekoitinlaitteistoa (sekoitusrumpua). Sekoitusrumpu on kaivinkoneeseen kiinnitetty lisälaite, jonka kautta tapahtuu myös sideaineen syöttö. Sekoitusrumpuun kiinnitettyjen terien muoto on valittavissa sekoitettavien massojen perusteella. Käytetty massastabilointilaitteisto on esitetty kuvissa 5.8 ja 5.9.



Kuva 5.8. Nykyaikainen massastabilointilaitteisto. Massastabilointi käynnissä Kivikossa. Suodatinkangas ja työpenger levitettynä stabiloidun turpeen päälle.



Kuva 5.9. Massastabiloinnissa käytetty ruuvimallinen sekoitusrumpu. Sekoitusrumpu osittain peittynyt stabiloitavassa turpeessa ja liejussa oleviin juuriin.

Stabiloinnin kehittämisprojektissa oli poikkeuksellinen työjärjestys. Ensimmäistä kertaa pilaristabilointi tehtiin massastabiloinnin jälkeen tiivistyspenkereen ja massastabiloinnin läpi. Käytetyllä työjärjestyksellä oli se etu, että massastabiloinnilla saatiin hyvä ja kanta-va työskentelyalusta pilaristabilointikoneelle. Alueella ei tarvinnut myöskään tehdä turhia massansiirtoja, kun työpengertä ei tarvinnut kaivaa pois ennen massastabiloinnin aloittamista, kuten ESS:n koepengertä stabiloitaessa tehtiin.

Massastabiloinnin annettiin lujittua muutamia päiviä ennen pilaristabiloinnin aloittamista. Lujittumisen annettiin tapahtua niin, että massastabiloitu kerros kantoi pilaristabilointikoneen, mutta oli vielä niin heikkoa, että sen läpäisy pilaristabilointilaitteistolla oli vielä mahdollista. Pilareiden alapää ulotettiin suunnitellulle tasolle 7 m syvyyteen silttikerrokseen. Yläpäästään pilarit ulotettiin 0,2 m massastabiloituun kerrokseen. Läpäistystä massastabiloitu kerros sekoitettiin uudelleen sekoitinkärkeä nostettaessa.

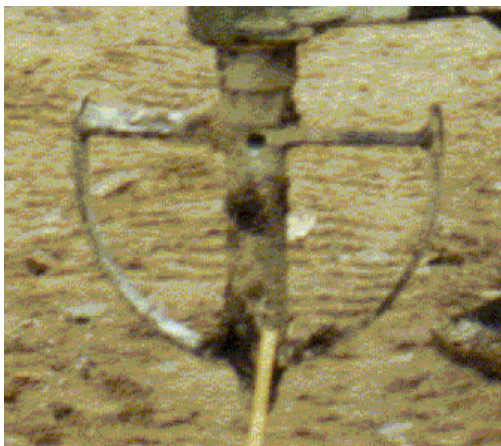
Koeosuuksilla 2 ja 3 toteutettiin sekoitus kahtena sekoituskertana, koska pilareiden sekoitustyömäärä oli suurempi. Kaikki sideaine syötettiin ensimmäisellä sekoituskerralla. Toisella sekoituskerralla pyrittiin ainoastaan parempaan sekoitustulokseen. Sideaineen syöttöaukon tukkeutumisen estämiseksi syötettiin toisen sekoitusvaiheen yhteydessä ilmaa. Taulukossa 5.5 on esitetty pilaristabiloinnin toteutuneet työmäärät.

Taulukko 5.5. Stabiloinnin kehittämissuunnitelmassa toteutuneet työmäärät.

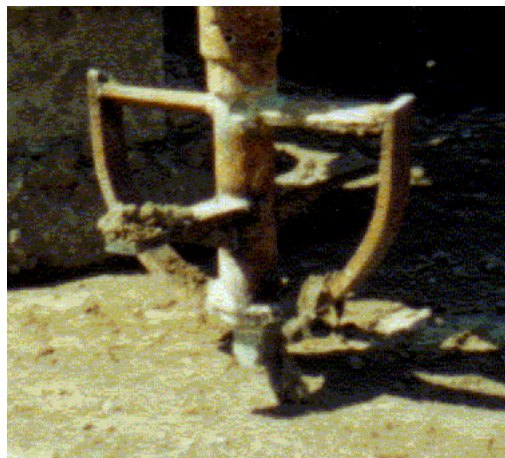
Koe-rakenne	Laatu-luokka	Terä-kierroksia / pilarimetri	Terä-tasoja	Sekoitus-kertojen lukumäärä	Pyöritys-nopeus	Nousu-nopeus	Nousu-nopeus
1	C	150 kpl/m	2	1	140 rnd/min	13,3 mm/rnd	1,86 m/min
2	B	300 kpl/m	3	2	140 rnd/min	20 mm/rnd	2,8 m/min
3	A	600 kpl/m	3	2	140 rnd/min	10 mm/rnd	1,4 m/min

Pilaristabilointi tehtiin samalla koneella, jolla ESS-projektin koepenkereen pilaritkin tehtiin. Laitteisto muodostui Junttan DS 25 stabilointikoneesta ja Junttan JC 20 sideaineyksiköstä (kuva 5.3). Kuvassa 5.10 on esitetty pilaristabiloinnissa käytetyt sekoitinkärjet. Koeosuuksilla 2 ja 3 kärjessä oli välitasolla varustettu kattilakärki. Koeosuudella 1 välitasoa ei ollut. Työpenkereen päälle levitettiin vuonna 2001 tammi-elokuun välisenä aikana n. 1 m korkuinen painopenger. Penkereen kokonaiskorkeudeksi tuli tällöin noin 1,5 m.

a)



b)

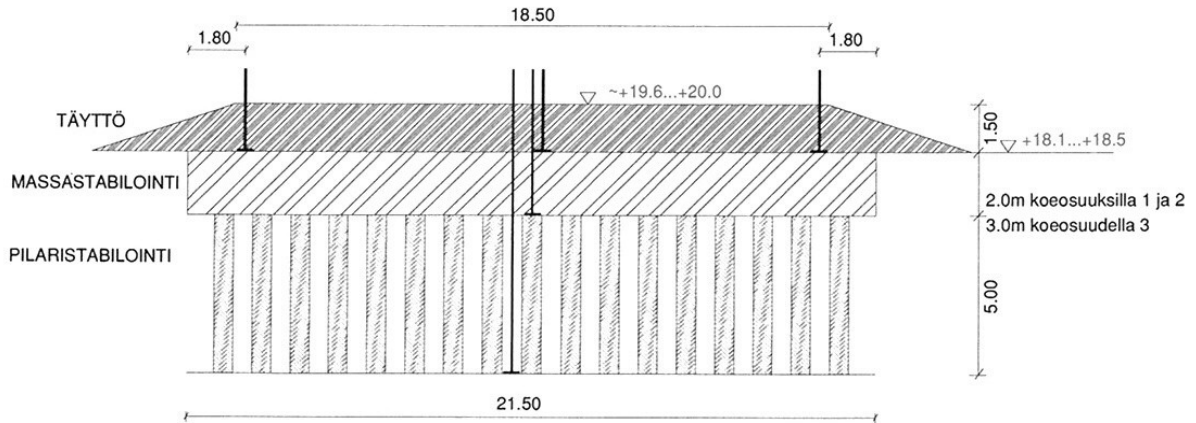
**Kuva 5.10. Stabiloinnin kehittämissuunnitelma. Pilaristabiloinnissa käytetyt sekoitinkärjet.**

a) "Kattilakärki", Ø 600 mm, koeosuus 1.

b) Välitasolla varustettu "kattilakärki", Ø 600 mm, koeosuudet 2 ja 3.

5.2.5 Instrumentointi

Koerakenteeseen asennettiin yhteensä 24 kappaletta painumalevyjä, joista 1. ja 2. koerakenteeseen kumpaankin 6 painumalevyä ja 3. koerakenteeseen 8 painumalevyä. Painumalevyistä 12 asennettiin työpenkereen alle, 6 massastabiloidun kerroksen alle ja 6 pilaristabiloidun kerroksen alle. Kuvassa 5.11 on esitetty koerakenteen 3 instrumentointi. Painumalevyjen sijainnit koerakenteittain on esitetty liitteessä 7.



Kuva 5.11. Kivikko. Stabiloinnin kehittämisprojekti. Painumalevyjen sijainti koerakenteissa 3. Koerakenteissa 1 ja 2 painumalevyjä on ainoastaan koerakenteiden keskilinjalla.

5.2.6 Laatuluokituksen kehittäminen

Stabiloinnin kehittämisprojektin yhtenä osaprojektina oli kehittää kolmiportaista pilaristabiloinnin laatuluokitusta. Projektissa oli tarkoituksena löytää ne tekijät ja minimivaatimukset, joiden perusteella kukin laatutaso määräytyy. Laatutason määrittäviä tekijöitä olivat:

- ennakkotutkimukset
- suunnittelukriteerit
- stabilointityön vaatimukset

Tarkoituksena oli lisäksi määrittää se laadunvalvontatutkimusten määrä, jolla voidaan osoittaa stabiloinnin laatu ja sen perusteella stabiloinnin oikea luokka. Luokituksen vaatimukset etenevät siten, että luokassa C vaatimukset ovat pienimmät ja luokassa A vastaavasti suurimmat.

Stabiloinnin kehittämisprojektissa pääpaino oli erityisesti pilareiden painumien ja leikkauksuuksien seurannassa. Koerakenteiden 1, 2 ja 3 oli tarkoitus toimia "ensiaskelena" laatuluokituksen perusteille. Tarkoituksena oli tehdä 1. koerakenteeseen C-luokan pilareita, 2. koerakenteeseen B-luokan pilareita ja 3. koerakenteeseen A-luokan pilareita. Tarkemmin suunnitellut työn laatuvaatimukset on esitetty taulukossa 5.5 "Stabiloinnin kehittämisprojektissa toteutuneet työmäärät".

5.3 Tuotantoalueet

5.3.1 Yleistä

Tuotantoalueet koostuvat kolmesta erillisestä massastabiloidusta tonttialueesta (liite 1). Ensimmäinen tuotantoalue (urakka-alue 1) toteutettiin vuonna 2000 Stabiloinnin kehittämisprojektin yhteydessä. Urakka-alue 1 oli vielä koerakentamista, jossa aiemmin kehitettyä laitteistoa "ajettiin sisään" suurten alueiden (massamäärien) stabilointiin. Massastabiloitu alue tulee toimimaan myöhemmin normaalissa tonttikäytössä. Urakka-alue 2 toteutettiin vuonna 2001, jolloin se stabiloitiin palvelemaan Kivikon ampumakeskuksen työmaatienä. Ampumakeskuksen rakentaminen oli tarkoitus aloittaa vuonna 2002, mutta rakentamisen aloitus on viivästynyt. Myös urakka-alue 2 tulee toimimaan myöhemmin normaalina osana tontin massastabilointia. Urakka-alue 3 massastabiloitiin vuonna 2002. Urakka-alueet 2 ja 3 olivat jo varsinaisia tuotantovaiheen alueita. Vuonna 2003 alueella toteutettiin neljäs tuotantovaiheen alue, jota ei kuitenkaan raportoida tässä julkaisussa.

5.3.2 Ennakkotutkimukset

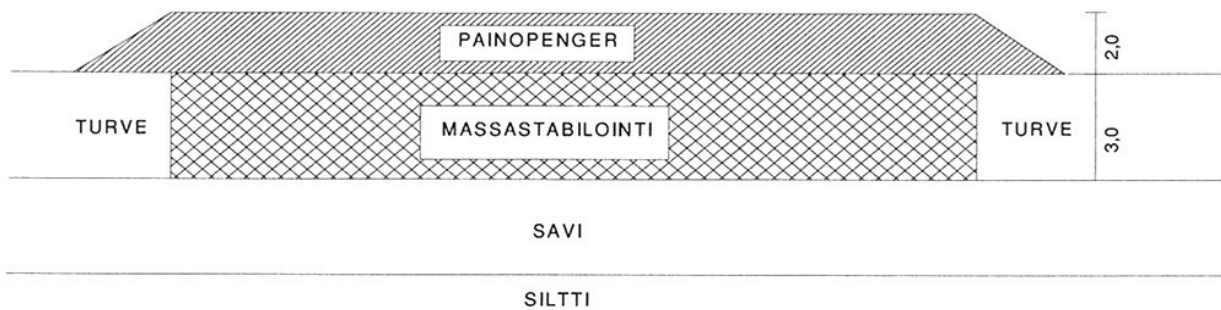
Tuotantovaiheen alueille ei tehty tavanomaisten pohjatutkimusten lisäksi erityisiä ennakkotutkimuksia, koska ne sijaitsevat pääosin aiemmin toteutettujen koerakenteiden läheisyydessä. Alueella on tehty koko suoalueen kattavaa näytteenottoa ja kairauksia maaperän kerrosrajoja selvittäessä. Kairauksia on tehnyt Helsingin kaupungin geotekninen osasto noin 70 kappaletta. Alueella on tehty puristin-, paino-, heijari- ja siipikairauksia.

Sideainetutkimuksia ei tehty erikseen vaan sideaine valittiin aiemmin tehdyistä koerakenteista saatujen mittaustulosten ja havaintojen perusteella.

5.3.3 Rakenteet

Urakka-alueilla massastabiloitiin turve- ja liejukerros sekä liejuisen saven yläosa. Painumalaskelmissa liejuinen savikerros oli todettu eniten kokoonpuristuvaksi. Massastabiloinnin tavoitesyvyudeksi suunnitelmissa asetettiin edellisen perusteella 3,0 m kantavampaan savikerrokseen saakka. 3,0 m syvyys valittiin myös osittain laitteiston asettamien rajoitusten vuoksi (varren maksimi ulottuma on 3,0 m). Kuvassa 5.12 on esitetty urakka-alueiden periaatteellinen massastabiloinnin toteutus.

Kaikilla urakka-alueilla käytettiin sideaineena yleisementtiä 100 kg/m^3 sekä hiekkaa 150 kg/m^3 . Urakka-alueen 1 keskiosassa massastabiloitiin noin 1700 m^3 turveliejua yleisementillä (80 kg/m^3) ja hiekalla (150 kg/m^3). Hiekkaa käytettiin, koska sen tiedettiin helpottavan oleellisesti turvemaan työstettävyyttä. Hiekan myös oletettiin parantavan ja nopeuttavan lujittumista.



Kuva 5.12. Kivikko, urakka-alueet 1, 2 ja 3. Massastabiloinnin periaate.

Urakka-alueen 1 pinta-ala on noin 10 500 m² ja massastabiloitava määrä noin 32 000 m³. Urakka-alueella 1 massastabiloidun kerroksen suunniteltiin ulottuvan kokonaisuudessaan 3 m saakka. Stabilointi kuitenkin toteutui siten, että urakka-alueen lounaispäässä massastabilointi jäi noin 2,7 m. Syynä tähän oli sideaineen syöttöaukon sijainti siten, ettei sideaine kulkeutunut ja sekoittunut tavoitellulle syvyydelle. Myöhemmin ongelma korjattiin sijoittamalla sideaineen syöttö alemmaksi sekoitusrumpuun. Liian matalaksi jääneen massastabiloinnin osuus on noin puolet alueen kokonaispinta-alasta.

Urakka-alueella 2 massastabiloitavan alueen pituus on noin 380 m ja leveys 20 m ja kokonaispinta-ala noin 7460 m². Stabiloitavan massan määrä on noin 20 000 m³. Massastabilointi tehtiin 3 m syvyyteen 350 m matkalla. Urakka-alueen koillisosassa kantavimmat maakerrokset nousevat lähemmäksi maanpintaa. Loppuosassa massastabiloitavan kerroksen paksuus määritettiin kairaustietojen ja harauksen aikana saadun lisätiedon perusteella. Urakka-alueen 2 loput 30 m stabiloitiin noin 1,5 m syvyyteen. Alueella jätettiin kuitenkin lyhyt osuus stabiloimatta, koska siellä on silttinen hiekkakumpare.

Urakka-alueen 3 pinta-ala on noin 10 500 m² ja massastabiloidun turpeen ja liejun määrä noin 25 000 m³. Massastabiloidun kerroksen paksuus vaihtelee 1...3 m välillä. Syynä tähän stabiloinnin vaihtelevuuteen on turve- ja liejukerrosta kantavampien maakerrosten nousu alueen lounais- ja luoteisosassa. Näillä alueilla massastabiloidun kerroksen paksuus vaihtelee 1...2,5 m välillä. Stabiloitavan kerroksen paksuus määritettiin työaikana harauksesta saatujen tietojen perusteella.

5.3.4 Rakentaminen ja laitteisto

Urakka-alueilla noudatettiin kappaleessa 3.4 "Stabilointityön toteutus" esitettyä rakentamistapaa. Stabiloitavalta alueelta kaadettiin aiemmista raivauksista jäljelle jääneet puut sekä massastabiloitava alue harattiin kivistä ja kannoista. Puhdistamisen jälkeen stabiloitavien lamellien rajat merkittiin maastoon. Urakka-alueilla 1 ja 2 jouduttiin täyttämään olemassa olevat ojat turpeella ja rakentamaan uudet väliaikaiset ojat massastabiloitavan alueen ulkopuolelle. Urakka-alueilla 2 ja 3 harausta käytettiin stabiloitavan kerroksen paksuuden määrittämisessä. Ennen massastabiloinnin aloittamista, stabiloitavalle lamelille tuotiin turpeen päälle riittävä määrä hiekkaa, joka massastabiloinnin yhteydessä sekoitettiin turpeeseen ja liejuun. Välittömästi stabiloinnin jälkeen massastabiloidulle alu-

eelle tehtiin työpeti kantamaan massastabilointilaitteisto sekä aikaansaamaan massastabiloinnin lujittumista.

Urakka-alue 1 rakennettiin 17.7. - 29.10.2000 välisenä aikana. Alueen massastabilointi oli vielä koerakentamista. Alueen painopengertä korotettiin noin 1...1,5 m elokuun 2001 ja helmikuun 2002 välisenä aikana. Penkereen kokonaiskorkeudeksi tuli tällöin noin 2 m, joka on yli alueen tulevan tasauksen. Painopenkereen rakentaminen oli suunniteltu tapahtuvan aiemmin, mutta se viivästyi materiaaliongelmiin vuoksi. Alueen länsireunalla massastabiloidussa rakenteessa tapahtui myöhemmin sortuma tonttien 33 ja 35 välissä (liite 1). Sortuma johtui painopenkereen rakentamisesta massastabiloidun rakenteen ulkopuolelle. Sortuneen alueen painopenger korjattiin, mutta painopenkereen alapuoliselle turvekerrokselle ei tehty uudelleen massastabilointia. Havaintojen perusteella rakenne on kuitenkin lujittunut uudelleen.

Urakka-alueen 2 massastabilointi tehtiin 3.10. - 27.10.2001 välisenä aikana. Työpenkereen ja painopenkereen kokonaiskorkeudeksi tuli tällöin noin 0,7 – 1,0 m. Painopengertä korotettiin noin 1,0 m keväällä 2003. Loppuosa painopenkereen korotuksesta tasauksen tasoon tehdään vasta, kun ympäröivät tontit on stabiloitu. Näin vältetään stabiiliteettiongelmita, joita kapean nauhamaisen rakenteen päälle tehty korkea pengerr voi aiheuttaa. Urakka-alue 2 palvelee myöhemmin tontin varsinaisena rakenteena. Nauhamaisena stabiloitu osuus varsinaisen kadun vieressä helpottaa myös myöhemmin tehtävää massa- ja syvästabilointityötä.

Urakka-alue 3 rakennettiin 3.10. - 28.11.2002 välisenä aikana. Massastabiloinnin päälle tehtiin noin 0,5 m korkea työpeti. Pengertä korotettiin noin 2 m 10.6. - 9.7.2003, jolloin penkereen kokonaiskorkeudeksi tuli noin 2,5 m.

Kaikkien urakka-alueiden stabiloinnista vastasi sama yritys. Stabiloinneissa käytetty laitteisto vastasi Stabiloinnin kehittämisprojektin aikana kehitettyä sekoitinlaitteistoa. Kuvasssa 5.13 on meneillään neljännen tuotantovaiheen stabilointi 28.7.2003.



Kuva 5.13. Kivikon massastabiloinnissa käytetty laitteisto urakka-alueella 4.

5.3.5 Instrumentointi

Urakka-alueen 1 instrumentoinnin tarkka ajankohta ei ole tiedossa. Instrumentointi tehtiin ennen ylipenkereen rakentamista. Mittaustietoa on vuoden 2001 alusta lähtien. Urakka-alueelle 1 on asennettu yhteensä 22 painumalevyä, kaksi inklinometriä sekä huokosvedenpaineantureita kahteen pisteeseen molempiin kolme kappaletta. Urakka-alueille 2 ja 3 asennettiin painumalevyjä toukokuussa 2003 ennen alueilla tehtyjä täyttöjä. Urakka-aluetta 2 ei instrumentoitu aiemmin, koska instrumentoinnin arveltiin vaurioituvan työmaatiealueella. Urakka-alueella 2 painumalevyjä on 8 kappaletta, ja 3. urakka-alueella 13 kappaletta. Urakka-alueelle 1 asennetut huokosvedenpaineen anturit ovat tasoilla +9, +12 ja +14 m alkuperäisen maanpinnan ollessa tasolla noin +18,5. Taulukossa 5.6 on esitetty urakka-alueiden instrumenttien määrä. Instrumentointia ei ole tehty urakka-alueella 1 kohtaan, jossa yleissementtiä käytettiin 80 kg/m^3 .

Taulukko 5.6. Urakka-alueen rakenteisiin asennettujen painumalevyjen määrä.

	Urakka-alue 1	Urakka-alue 2	Urakka-alue 3
Painumalevy massa-stabiloinnin päällä	16 kpl	8 kpl	10 kpl
Painumalevy massa-stabiloinnin alla	6 kpl *	-	3 kpl
Inklinometri	2 kpl	-	-
Huokosvedenpaineanturi	6 kpl	-	-

** massastabiloinnin alla levyjä on syvyyksillä 2,5 m ja 3,5 m.*

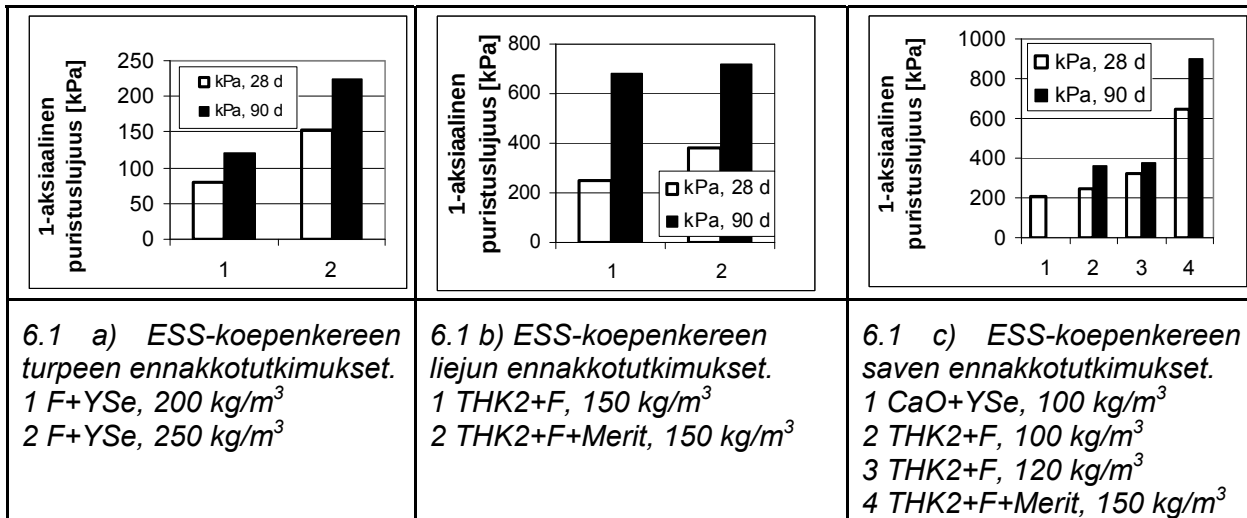
Vuoteen 2003 mennessä osa mittalaitteista on vaurioitunut. Urakka-alueelta 1 on saatu käyttökelpoista mittaustietoa 17 painumalevystä. Viidestä painumalevystä mittaus on lopetettu vuonna 2001 tai mittaustieto on selkeästi virheellistä. Inklinometreistä toinen on vaurioitunut ilmeisesti rakenteessa tapahtuneen sortuman seurauksena. Huokosvedenpaineantureista on saatu mittaustietoa vuoteen 2003 saakka. Urakka-alueen 2 ja 3 painumatietoja ei käsitellä tässä julkaisussa lyhyen seurantajakson vuoksi.

6. TULOKSET JA ANALYSOINTI

6.1 ESS-koerakenteet

6.1.1 ESS-projektin ennakkotutkimukset

Sideaineiden valinta perustui kolme kuukautta lujittuneiden näytteiden 1-akσιαalisten puristuskokeiden tuloksiin. Tutkimuksia tehtiin erikseen turpeelle, liejulle ja savelle. Kuvassa 6.1 a, b ja c on esitetty laboratoriossa saadut tutkimustulokset. Tulokset on esitetty ainoastaan ESS-koepenkereeseen valituille sideaineseoksille.



F = Finnstabi, YSe = Yleissementti, THK2 = teollisuuskalkki, Merit = ruotsalainen masuunikuonajauhe.

Parhaimpiin puristuslujuusarvoihin on päästy saveen käytetyllä sideaineyhdistelmällä teollisuuskalkki + Finnstabi + ruotsalainen masuunikuonajauhe (150 kg/m³), jonka puristuslujuus on 90 vuorokauden jälkeen noin 900 kPa. Liejuun käytetyllä sideaineyhdistelmällä teollisuuskalkki + Finnstabi + ruotsalainen masuunikuonajauhe (150 kg/m³) on saavutettu noin 700 kPa:n puristuslujuus 90 vuorokauden jälkeen. Turpeeseen käytetyllä yhdistelmällä Finnstabi + sementti on saavutettu 90 vuorokauden jälkeen noin 225 kPa:n puristuslujuus. Tuloksista huomataan, että 28 vuorokauden jälkeen puristuslujuus on kasvanut liejuista materiaalia stabiloitaessa noin 250 % teollisuuskalkin ja Finnstabin seoksella. Pääosin puristuslujuuden kasvu on ollut noin 10...40 prosenttia 28 ja 90 vuorokauden välillä.

Kuvasta havaitaan, että sideaineen määrän ja masuunikuonajauheen lisääminen kasvattaa puristuslujuutta. Puristuslujuuden kasvu masuunikuonaa lisättäessä johtuu todennäköisesti siitä, että masuunikuona sisältää noin 36...40 % sammumatonta kalkkia (CaO), joka on myös yleissementissä lujittumisreaktiota aikaansaava yhdiste. Myös lujittumisnopeus on suurempi masuunikuonajauhetta lisättäessä. Tämä saattaa johtua materiaalin suhteellisesti pienemmästä vesipitoisuudesta, jolloin stabiloitavassa maassa

tapahtuva lujittumisreaktio on nopeampi ja enemmän lämpöä vapauttava, joka vastavasti kiihdyttää reaktiota.

6.1.2 ESS-koerakenteiden laadunvalvontatulokset ja analysointi

ESS-koerakenteiden stabiloinnin laadunvalvontatutkimuksia tehtiin maastossa CPT-kairauksin, näytteistä penetrometrillä ja laboratorioissa 1-aksaalisilla puristuslujuuskokeilla. CPT-kairauksia tehtiin 0,5, 2 ja 6 kuukautta koerakenteiden valmistumisen jälkeen. Taulukoissa 6.1, 6.2, 6.3 ja 6.4 on esitetty koerakenteittain laadunvalvontamittausten tulokset kuuden kuukauden lujittumisen jälkeen. Taulukossa on esitetty:

- suunnitellut leikkauslujuudet
- 28 ja/tai 90 vuorokautta lujittuneiden koekappaleiden 3-aksaalikokeella laboratorioissa mitattu leikkauslujuus
- CPT-kairausten tulokset (stabiloitu ja stabiloimaton maa)
- penetrometrimittaukset
- laboratorioissa tehty leikkauslujuustutkimukset 1-aksaalisella puristuskokeella kentältä otetuista näytteistä.
- CPT-kairausten vaihteluväli

Tulokset ovat mittausten keskiarvoja yhden metrin välein. Liitteessä 8 on esitetty esimerkki CPT-kairauksilla saadusta leikkauslujuuskuvaajasta. Koerakenteisiin käytettiin ennakkoon tehtäviin stabiloitavuuskokeisiin nähden hiukan erilaisia sideainemääriä. Sideainemäärät on esitetty taulukossa 5.1

ESS-koepenkereen 1 laadunvalvontatutkimukset

Taulukko 6.1. ESS –koerakenteen 1 laadunvalvontatulokset. Suunniteltu leikkauslujuus ja stabiloitavuuskokeilla saatu leikkauslujuus (3-aksaalikoe) sekä rakenteista otetuista näytteistä penetrometrillä mitattu leikkauslujuus, 1-aksaalisella puristuskokeella mitattu leikkauslujuus sekä CPT-kairauksilla mitattu leikkauslujuus.

Maalaji	Syvyys	Suunniteltu τ [kPa]	Stabiloituvuus- koe 28/90 d (3-aks) τ [kPa]	Penetrometri τ [kPa]	1- aksaali- nen puris- tuskoe τ [kPa]	CPT stabi- loimaton maa τ [kPa] ka	stabiloi- tumaa ka	CPT –kairausten vaihteluväli stabiloidusta maasta τ [kPa] min	max
Tv	0-1 m	100	-	13	-	-	75	5	160
Tv	1-2 m	100	61/80	18	5	-	200	10	500
SaLj	2-3 m	100/240	-	24	7	-	260	10	350
LjSa	3-4 m	240	-	90	40	8	200	50	300
Sa	4-5 m	240	327/450	168	43	9	120	25	250
Sa	5-6 m	240	-	190	110	11	300	75	400
Sa	6-7 m	240	-	225	86	8	350	175	450

Koerakenteessa 1 käytettiin massastabilointiin sideaineena Finnstabin ja yleissementin seosta (225 kg/m^3) ja pilaristabilointiin Finnstabin, teollisuuskalkin ja ruotsalaisen maasuunikuonajauheen seosta (150 kg/m^3).

1-akσιαalisella puristuskokeella saadut leikkauslujuudet jäivät hyvin alhaisiksi verrattaessa niitä CPT-kairauksin saatuihin leikkauslujuuksiin. Syytä näin suureen poikkeamaan ei tiedetä, mutta näytteiden mahdollinen häiriintyminen ja 1-akσιαalisen kokeen sivutuen puuttuminen saattavat aiheuttaa havaitun eron. CPT-kairauksien perusteella massastabiloidussa kerroksessa on saavutettu suunniteltu leikkauslujuus pois lukien aivan kerroksen pintaosassa. Pilareiden osalta savisessa kerroksessa syvyydellä 4-5 m ei ole saavutettu suunniteltua lujuutta. Myös kerroksen yläpuolisessa liejuisessa savessa lujuudet ovat jääneet tavoitellusta 240 kPa :n leikkauslujuudesta.

Syvyydellä 3,86 – 5,0 m maalajien vesipitoisuus on suuri (liite 5). Verrattaessa maalajien vesipitoisuutta sen hienouslukuun, joka taas on verrattavissa maalajin juoksurajaan, ylittää vesipitoisuus huomattavasti juoksurajan. Suuri vesipitoisuus sekä saven ja liejuisen saven häiriintyminen on saattanut kasvattaa sideaineen kulkeutumista ja diffuutoitumista laajemmalle alueelle, jolloin pilarin todellinen halkaisija on muodostunut suunniteltua suuremmaksi ja keskimääräinen sideainemäärä (kg/m^3) pilarissa pienentynyt. Stabilointityön yhteydessä havaittiin, että sekoituskärkeä nostettaessa mukana tulee savea maanpinnalle. Lisäksi havaittiin, että sideaineen syötön yhteydessä maanpinnalle nousi ilmapuolia.

ESS-koepenkeren 2A laadunvalvontatutkimukset

Taulukko 6.2. ESS-koerakenteen 2A laadunvalvontatulokset. Suunniteltu leikkauslujuus ja stabiloitavuuskokeilla saatu leikkauslujuus (3-akσιαalikoe) sekä rakenteista otetuista näytteistä penetrometrillä mitattu leikkauslujuus, 1-akσιαalisella puristuskokeella mitattu leikkasulujuus sekä CPT-kairauksilla mitattu leikkauslujuus.

Maalaji	Syvyys	Suunniteltu τ [kPa]	Stabiloituvuus- koe 90 d (3-aks.) τ [kPa]	Penetrometri τ [kPa]	1-akσιαalinen puristus- koe τ [kPa]	CPT stabiloimaton maa τ [kPa] ka	stabiloitumaa τ [kPa] ka	CPT -kairausten vaihteluväli stabiloidusta maasta τ [kPa] min max
Tv	0-1 m	60	-	13	-	-	-	-
Tv	1-2 m	60	44	14	6	-	-	-
SaLj	2-3 m	60/120	-	38	17	-	150	0 350
LjSa	3-4 m	120	-	225	75	8	180	30 250
Sa	4-5 m	120	103	145	85	9	200	100 300
Sa	5-6 m	120	-	178	-	11	260	150 370
Sa	6-7 m	120	-	180	178	8	350	180 500

Koerakenteessa 2A käytettiin massastabiloinnin sideaineena Finnstabin ja yleissementin seosta 170 kg/m^3 . Pilaristabiloinnissa käytettiin sideaineena yleissementin ja kalkin seosta 120 kg/m^3 . Pilaristabiloitujen kerrosten leikkauslujuuksien keskiarvot ylittävät

suunnitellut leikkauslujuudet (120 kPa) kaikilla syvyyksillä. Pilareiden yläpäässä lujuus on noin 150 kPa, josta se kasvaa pilareiden alapäähän 350 kPa. Pilareissa ei ole havaittavissa vastaavanlaista ”heikkousvyöhykettä” kuin koerakenteessa 1.

ESS-koepenkereen 2B laadunvalvontatutkimukset

Taulukko 6.3. ESS–koerakenteen 2B laadunvalvontatulokset. Suunniteltu leikkauslujuus ja stabiloitavuuskokeilla saatu leikkauslujuus (3-aksiaalikoe) sekä rakenteesta otetuista näytteistä penetrometrillä mitattu leikkauslujuus, 1-aksiaalisella puristuskokeella mitattu leikkauslujuus sekä CPT-kairauksilla mitattu leikkauslujuus.

Maalaji	Syvyys	Suunniteltu τ [kPa]	Stabiloituvuus-koe 90 d (3-aks.) τ [kPa]	Penetrometri τ [kPa]	1-aksiaalinen puristus-koe τ [kPa]	CPT stabiloimaton τ [kPa] ka	stabiloitumaa τ [kPa] ka	CPT –kairauksen vaihteluväli stabiloidusta maasta τ [kPa] min max
Tv	0-1 m	60	-	-	-	-	-	-
Tv	1-2 m	60	44	64	18	-	-	-
SaLj	2-3 m	60/120	-	56	21	-	125	0 250
LjSa	3-4 m	120	-	115	-	8	90	20 150
Sa	4-5 m	120	239	129	64	9	110	40 170
Sa	5-6 m	120	-	143	155	11	150	50 185
Sa	6-7 m	120	-	207	115	8	150	75 225

Koerakenteessa 2B käytettiin massastabiloinnissa samaa sideainetta ja sideainemäärää kuin koerakenteessa 2A. Pilaristabiloinnissa käytettiin Finnstabin ja teollisuuskalkin (120 kg/m³) seosta. Leikkauslujuudet vaihtelevat tutkituissa pilareissa välillä 90-150 kPa. Syvyydellä 3-4 m leikkauslujuus on 90 kPa ja syvyydellä 4-5 m 110 kPa. Kyseisillä syvyyksillä leikkauslujuudet jäävät suunnitellusta 120 kPa. Muilla syvyyksillä pilaristabilointi täyttää tavoitellut leikkauslujuudet.

Koerakenteessa 2A pilaristabilointiin käytettiin kalkin ja yleissementin seosta ja koerakenteessa 2B Finnstabin ja teollisuuskalkin seosta. Kummassakin rakenteessa käytetty sideainemäärä oli sama. CPT-kairauksen perusteella koerakenteessa 2A saavutettiin huomattavasti korkeammat leikkauslujuudet kuin koerakenteessa 2B. Suurin leikkauslujuuksien ero on savikerroksessa, jossa kalkkisementillä saatiin yli 200 kPa:n leikkauslujuuksia, kun taas Finnstabin ja teollisuuskalkin seoksella saatiin 150 kPa:n leikkauslujuuksia. Kalkin ja sementin seos toimii myös paremmin liejuisessa savessa. Kalkkisementillä on saavutettu 180 kPa:n leikkauslujuus kun taas Finnstabilla ja teollisuuskalkilla leikkauslujuus on noin 90 kPa. Laboratoriotutkimuksissa Finnstabin ja teollisuuskalkin seos toimi kuitenkin paremmin kuin kalkkisementti.

ESS-koepenkereen 3 laadunvalvontatutkimukset

Taulukko 6.4. ESS-koerakenteen 3 laadunvalvontatulokset. Suunniteltu leikkauslujuus ja stabiloitavuuskokeilla saatu leikkauslujuus (3-aksaalikoe) sekä rakenteista otetuista näytteistä penetrometrillä mitattu leikkauslujuus, 1-aksaalisella puristuskokeella mitattu leikkauslujuus sekä CPT-kairauksilla mitattu leikkauslujuus.

Maalaji	Syvyys	Suunniteltu τ [kPa]	Stabiloitavuuskoe 90 d (3-aks.) τ [kPa]	Penetrometri τ [kPa]	1-aksaalinen koe τ [kPa]	CPT stabiloitamaton τ [kPa] ka	stabiloitamaa τ [kPa] ka	CPT -kairauksen vaihteluväli stabiloidusta maasta τ [kPa] min max
Tv	0-1 m	40	-	-	8	-	40	5 80
Tv	1-2 m	40	44	25	8	-	40	0 175
SaLj	2-3 m	40/90	-	32	28	-	70	0 150
LjSa	3-4 m	90	-	33	5	8	50	0 70
Sa	4-5 m	90	183	52	18	9	80	30 150
Sa	5-6 m	90	-	72	48	11	100	30 170
Sa	6-7 m	90	-	73	42	8	130	75 175

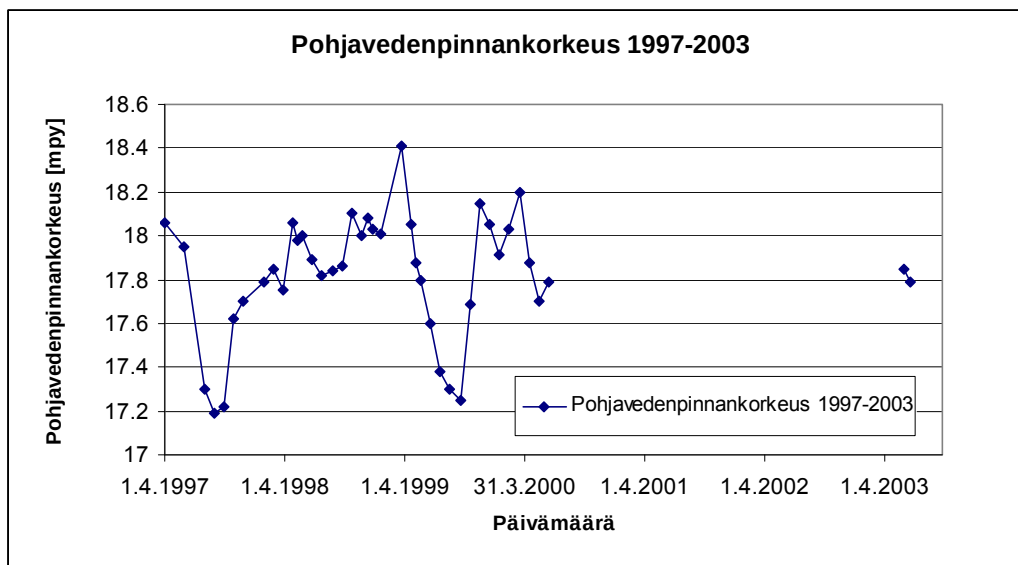
Koerakenteessa 3 massastabiloinnissa käytettiin Finnstabin ja yleissementin seosta (140 kg/m^3). Pilaristabiloinnissa käytettiin Finnstabin ja teollisuuskalkin seosta (80 kg/m^3). Massastabiloidun turve- / liejunkerroksen leikkauslujuus vastaa suunniteltua 40 kPa:n leikkauslujuutta. Koerakenteen pilareiden leikkauslujuudet jäivät CPT-kairauksissa alhaisiksi. Leikkauslujuuksien vaihtelu oli 40...130 kPa:n välillä. Ainoastaan syvyyksillä 5-7 m pilaristabiloinnissa ylitettiin suunnittelulujuus.

Pääasiallisena syynä alhaisiin leikkauslujuusarvoihin on sideaineen suhteellisen pieni määrä pilaristabiloinnissa. Huomiota herättävää on sideaineen heikko toimivuus kerroksissa, joissa on orgaanista materiaalia. Syvyydellä 4-5 m maalajiksi on merkitty savea. Todennäköisesti stabilointikärkeä alas painettaessa orgaanista ainesta sekoittuu myös alempiin kerroksiin, joka selittäisi kerroksen heikomman leikkauslujuuden verrattuna alempiin kerroksiin.

6.1.3 ESS-koerakenteiden seurantamittaustulokset ja analysointi

Pohjavesi

Kuvassa 6.2 on esitetty ESS-koerakenteen alueen pohjavedenpinnankorkeuden vaihtelut. Vuosilta 2001-2002 ei ole käytössä pohjavedenpinnankorkeustietoa putkien rikkoutumisen takia. Pohjavesiputki kunnostettiin keväällä 2003, jonka jälkeen mittauksia on jatkettu. Maanpinnan alkuperäinen korkeus ennen rakentamista alueella oli noin +18,5. Nykyisin pohjavesiputki sijaitsee luiskarakenteen kohdalla vanhan pohjavesiputken vieressä. Maanpinnan korkeus pohjavesiputken kohdalla on noin +19,7.



Kuva 6.2. ESS-koepenkereen kohdalla mitatut pohjavedenpinnankorkeuden vaihtelut 1997-2003. Vuosina 2001-2002 pohjavesiputki oli rikki.

Pohjavedenpinta on vaihdellut alueella välillä +17,2...18,4. Vuosina 2000-2003 pohjavedenpinta on oletettavasti ollut poikkeuksellisen alhaalla, kuten se on ollut muuallakin Koillis-Helsingissä. Tarkastelujaksolla pohjavedenpinta on ollut keskimäärin tasolla +17,8. Pohjavedenpinnan korkeusvaihtelu johtuu vuodenaikaisvaihtelusta, mutta myös vuosittainen pohjavedenpinnankorkeus vaihtelee jonkin verran. Pohjavedenpinnankorkeus on suurimmillaan yleensä huhtikuussa, jonka jälkeen pohjavedenpinta alenee syyskuuhun asti. Syyskuun jälkeen pohjavedenpinta jälleen nousee.

Painumamittaukset

Taulukoissa 6.5 ja 6.6 on esitetty koerakenteiden kokonaispainuma sekä eri rakennekerrosten absoluuttinen ja suhteellinen kokoonpuristuma. Koerakennetta 1 korotettiin 27.8.1999 yhdellä metrillä (2 → 3 m). Muuten koerakenteiden työpenkereen, yleistasuksen ja ylipenkereen kokonaispaksuus on noin 2 m. Painumien seurantajakso on marraskuusta 1998 kesäkuuhun 2003. Painumatulokset on esitetty painumalevyillä saatujen painumien keskiarvoina. Liitteessä 9 on esitetty esimerkki aika-painumakuvaajasta Kivikon alueelta.

Suurin painuma on tapahtunut koerakenteessa 1, jossa massastabiloidun kerroksen pinta on painunut noin 650 mm. Koerakenteissa 2A ja 2B painumaa on tapahtunut noin 300 mm. Koerakenteessa 3 painumaa on tapahtunut 420 mm. Koerakenteen 1 suureen painumaan on syynä muita korkeampi pengeri.

Taulukko 6.5. ESS-koerakenteet. Painumalevyillä mitattu painuma eri rajapinnoissa 11.1999 - 6.2003.

Koerakenne	1 ka	2A ka	2B ka	3 ka
Massastabiloidun kerroksen yläpinta [mm]	650	270	300	420
Massastabiloidun kerroksen alapinta [mm]	670	270	300	490
Pilareiden alapinta [mm]	90	130	160	180

Taulukko 6.6. ESS-koepenkereet. Painopenkereeseen kuormitus sekä massa- ja pilaristabiloidun kerroksen absoluuttinen ja suhteellinen kokoonpuristuma 11.1999 - 6.2003.

Koerakenne	1	2A	2B	3
Kuormitus	~ 60 kN/m ²	~ 40 kN/m ²	~ 40 kN/m ²	~ 40 kN/m ²
Massastabiloidun kerroksen kokoonpuristuma [mm] / [%]	90 / 38 *	50 / 39 *	-	-
Pilaristabiloidun kerroksen kokoonpuristuma [mm] / [%]	550 / 12	140 / 3	140 / 3	310 / 6

* Havainnot yksittäisistä painumalevyistä koerakenteesta. Painumalevyjen alkuperäinen väli 1. koerakenteessa 2,4 m ja 2. koerakenteessa 1,3 m.

Massastabiloidun kerroksen alapinta on painunut kaikissa rakenteissa enemmän kuin massastabiloidun kerroksen yläpinta. Syynä massastabiloidun kerroksen alapinnan suurempaan painumaan lienee painumalevyjen epäonnistunut asentaminen massastabiloidun kerroksen alaosaan. Osa painumalevyistä on asennettu stabiloimattoman saven päälle, jolloin painumalevy ei kuvaa rakenteessa tapahtuvaa painumaa vaan painumalevyn omaa painumistaan saveen.

Suurin pilareiden painuma on tapahtunut koerakenteessa 1, jossa pilareiden yläpää on painunut 670 mm, josta pilareiden kokoonpuristumaa on 550 mm. Muissa koerakenteissa pilareiden yläpää on painunut alle 200 mm. Koerakenteissa 2A ja 2B pilareiden suhteellinen kokoonpuristuma on ollut alle 150 mm, joka on noin 3 % pilareiden pituudesta.

Inklinometrit

Taulukossa 6.7 on esitetty inklinometrillä mitatut suurimmat siirtymät, siirtymän suunta sekä siirtymän syvyys noin 10 kuukautta rakenteiden rakentamisen jälkeen. Lisäksi taulukossa on esitetty painopenkereen yläpinnan siirtymä ja suunta. Liitteessä 10 on esimerkki inklinometristä saadusta kuvaajasta.

Taulukko 6.7. ESS-koerakenne 1. Inklinometreistä mitattu maksimisiirtymä, maksisiirtymän suunta, syvyys alkuperäisestä maanpinnasta, sivusiirtymä ja pinnan siirtymän suunta 18.11.1999 - 20.9.1999.

	Sijainti	Maksimi siirtymä [mm]	Suunta (poispäin penkereestä)	Syvyys maanpinnasta [m]	Sivu-siirtymä [mm]	Suunta (poispäin penkereestä)
Inklinometri 1	vasen reuna	46	vasen	3...4	26	vasen
Inklinometri 2	keskellä	44	vasen	3...4	24	vasen
Inklinometri 3	oikea reuna	22	oikea	3...4	10	oikea

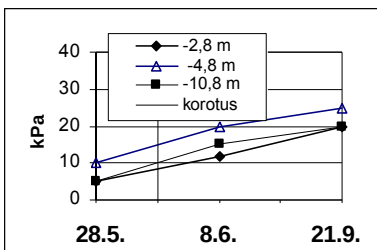
Inklinometriputket ovat koerakenteessa 1. Oikea ja vasen reuna ovat tien reunat katsottaessa kasvavan paaluluvun suuntaan.

Suurin mitattu siirtymä on tapahtunut inklinometriputkessa 1, jossa syvyydellä 3...4 m siirtymää on tapahtunut 46 mm syyskuuhun 1999 mennessä. Inklinometriputkessa 2 koepenkereen alapuolella havaittu siirtymä oli 44 mm syvyydellä 3...4 m. Koerakenteen oikeassa reunassa (inklinometriputki 3) maksimi vaakasiirtymä on ollut 24 mm syvyydellä 3...4 m. Sivusiirtymä on noin 26 mm koerakenteen vasemmassa reunassa ja 10 mm oikeassa reunassa. Kokonaisuudessaan koerakenteen vasen reuna on liikkunut noin 2 kertaa enemmän kuin oikea reuna. Suurin koerakenteissa mitattu siirtymä on ollut syvyydellä 3...4 m. Eniten liikkuneen savisen lieju- ja liejuisen savikerroksen paksuus on noin 1...1,5 m.

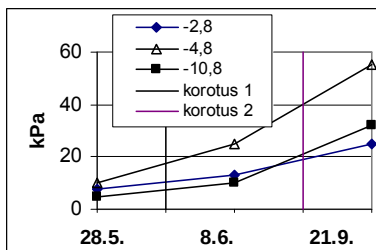
Huokospainekärjet (Pietsometrit)

Kuvassa 6.3. on esitetty 28.5 - 21.9.1999 mitatut huokosvedenylipaineet koerakenteissa 1, 2A ja 3. Mittauksia tehtiin kolme eri kertaa.

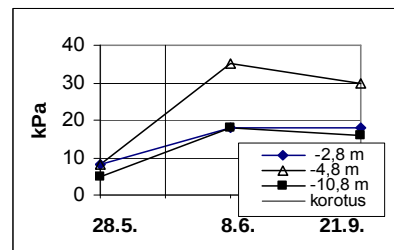
Koerakenne 1



Koerakenne 2A



Koerakenne 3



Kuva 6.3. ESS-koepenger. Huokosvedenylipaineen muutokset penkereiden korottamisen jälkeen ajalla 28.5. – 21.9.1999. Kuvassa on esitetty pystysuoralla viivalla painopenkereen korottamiset. Koerakenteissa 2 ja 3 korottaminen tapahtui 0,8 m → 2 m ja koerakenteessa 1 lisäksi 2 m → 3 m.

Suurin huokosvedenylipaine on ollut kaikissa mittauspisteissä syvyydellä 4,8 m. Penkereiden korottamisen jälkeen huokosvedenylipaine on kasvanut kaikissa koerakenteissa. Koerakenteessa 3 huokosvedenylipaine on noussut jyrkästi penkereen korottamisen jälkeen syvyydellä 4,8 m. Syynä tähän on penkereen kuormituksen aiheuttama lisäpaine, josta osa on keskittynyt stabiloimattoman saven varaan. Sama ilmiö on havaittavissa koerakenteessa 1 etenkin toisen korottamiskerran jälkeen. Koerakenteessa 2A lisäkuormitus on ilmeisesti jakaantunut enemmän stabiloitujen pilareiden varaan, jolloin stabiloimattomassa savessa huokosvedenylipaineen kasvu on ollut vähäisempää.

Maanpaineanturit

Maanpaineantureilla mitattiin kolmessa koerakenteessa pystysuoraa maanpainetta. Maanpaineanturit on asennettu pilareiden päälle ja pilareiden väliin massastabiloinnin alle. Taulukoissa 6.8-6.10 on esitetty koerakenteittain maanpaineen muutokset. Taulukossa on esitetty ajanjakso, joka vastaa tiettyä pengerkorkeutta, penkereen aiheuttama kuormitus neliömetrille, stabiloidun massan aiheuttama kuormitus neliömetrille sekä maanpaine pilareiden päällä ja pilareiden välissä. Penkereen aiheuttamassa kuormituksessa ei ole huomioitu massastabiloidun turpeen / liejun aiheuttamaa painoa. Stabiloidun massan aiheuttamassa kuormituksessa, kuormitus on esitetty vaihteluvälinä. Vaihteluväli johtuu pohjavedenpinnankorkeuden muutoksista alueella. Maanpainemittauksia tehtiin välillä 1.11.1998 – 1.11.1999.

Taulukko 6.8. ESS-koerakenne 1. Taulukossa on esitetty pengerkorkeus, penkereen aiheuttama kuormitus, massastabiloidun kerroksen aiheuttama kuormitus sekä mitattu maanpaine pilareiden päällä ja välissä. Esitetyllä ajanjaksolla kuormitus pysyi vakiona.

Ajanjakso	1.11.1998 -2.5.1999	2.5.1999 -1.8.1999	1.8.1999 -1.11.1999
Pengerkorkeus	0,8 m	2 m	3 m
Penkereen kuormitus (Massastabiloidun kerroksen kuormitus)	16 kPa (11...18 kPa)	40 kPa (11...22 kPa)	60 kPa (14...22 kPa)
Pystysuora maanpaine pilareiden päällä	30...35 kPa	35...45 kPa	45...50 kPa
Pystysuora maanpaine pilareiden välissä	35...37 kPa	37...45 kPa	45...55 kPa
Vaakasuora maanpaine syvyydellä – 3 m	32...35 kPa	35...45 kPa	42...45 kPa
Vaakasuora maanpaine syvyydellä – 4 m	42...50 kPa	42...60 kPa	60...80 kPa

Taulukko 6.9. ESS-koerakenne 2A. Taulukossa on esitetty pengerkorkeus, penkereen aiheuttama kuormitus, massastabiloidun kerroksen aiheuttama kuormitus sekä mitattu maanpaine pilareiden päällä ja välissä. Esitetyllä ajanjaksolla kuormitus pysyi vakiona.

Ajanjakso	1.11.1998 - 2.5.1999	2.5.1999 - 1.8.1999
Pengerkorkeus	0,8 m	2 m
Penkereen kuormitus	16 kPa (10...17 kPa)	40 kPa (10...22 kPa)
Pystysuora maanpaine pilareiden päällä	38...45 kPa	40...50 kPa
Pystysuora maanpaine pilareiden välissä	18...28 kPa	28...32 kPa

Taulukko 6.10. ESS-koerakenne 2B. Taulukossa on esitetty pengerkorkeus, penkereen aiheuttama kuormitus, massastabiloidun kerroksen aiheuttama kuormitus sekä mitattu maanpaine pilareiden päällä ja välissä. Esitetyllä ajanjaksolla kuormitus pysyi vakiona.

Ajanjakso	1.11.1998 - 2.5.1999	2.5.1999 - 1.8.1999
Pengerkorkeus	0,8 m	2 m
Penkereen kuormitus	16 kPa (10...17 kPa)	40 kPa (10...22 kPa)
Pystysuora maanpaine pilareiden päällä	30...70 kPa	70...120 kPa
Pystysuora maanpaine pilareiden välissä	30...40 kPa	30...40 kPa

Koerakenteessa 1 maanpaine on kasvanut sekä pilareiden välissä että pilareissa kuormitusta lisättäessä. Myös mitatun pystysuoran maanpaineen suuruus on ollut molemmissa mittauspisteissä samaa luokkaa läpi havaintojakson. Mittaustulosten perusteella stabiloidut pilarit eivät ole ottaneet vastaan kuormitusta suunnitellulla tavalla vaan suurin osa kuormituksesta jakautuu pilareiden väliseen stabiloimattomaan maahan.

Kuormituksen kasvu näkyy vaakasuoran maanpaineen muutoksina etenkin 4 m syvyydellä maanpinnasta liejuisessa savessa, jossa maanpaine on kasvanut koko seuranta-jakson ajan. Koerakenteen liejuinen savikerros on painuessaan ilmeisesti myös kokoonpuristunut, jolloin se on kokoonpuristuessaan syrjäyttänyt sivuilleen osan viskositeetiltaan alhaisemmasta liejuisesta savesta / savisesta liejusta. Savisen liejun ulos puristuminen pilarista näkyy tällöin vaakasuorana maanpaineen kasvuna.

Koerakenteessa 2 kuormitus on huomattavasti enemmän keskittynyt pilareiden päälle kuin pilareiden väliin stabiloimattomaan maahan. Kuormitusta lisättäessä maanpaine on

jakaantunut mittausjaksolla tasaisesti sekä pilareille että ympäröivään maahan. Koerakenteessa 3 on merkittävää muita koerakenteita suuremmat maanpaineet pilareiden yläosassa. Penkereen korottamisen jälkeen 2 metrillä, maanpaine on kasvanut jopa 120 kPa kun koerakenteessa 2 maanpaine on ollut ainoastaan 40...50 kPa. Tämä saattaisi johtua siitä, että anturi on asennettu pilariin, joka on todennäköisesti keskimääräistä kovempi ja joka ottaa sen vuoksi enemmän kuormaa. Koerakenteessa 3 maanpaine jakaantuu selvästi muita koeantureita enemmän stabiloitujen pilareiden varaan.

Potentiometrit

Potentiometrejä asennettiin koerakenteisiin yhteensä 6 kappaletta. Koerakenteeseen 1 asennettiin 1 potentiometri massastabiloituun kerrokseen syvyydelle 2,5 m ja 2 kappaletta pilaristabiloituun kerrokseen. Pilaristabiloidussa kerroksessa potentiometrit on asennettu pilareiden väliin ja pilariin syvyydelle 7 m. Koerakenteessa 2A potentiometrit asennettiin massastabiloidussa kerroksessa syvyydelle 2 m ja pilaristabiloituun kerrokseen kuten koerakenteessa 1.

Taulukossa 6.11 on esitetty potentiometreillä saadut absoluuttiset kokoonpuristumat sekä suhteelliset kokoonpuristumat aikaväliltä 1.11.1998 – 1.11.1999. Taulukossa on lisäksi esitetty painumalevyillä mitattuja suhteellisia kokoonpuristumia vastaavalta aikaväliltä. Absoluuttisessa taulukossa pienempi arvo on saatu pilareihin sijoitetusta potentiometristä ja isompi arvo pilareiden väliin sijoitetusta potentiometristä. Potentiometreillä ja painumalevyillä saatujen tulosten poikkeavuuksien syistä ei ole varmaa tietoa. Syynä saattaa olla instrumenttien poikkeavat sijainnit tai potentiometrien liikkuminen hiukan eri tavoin kuin maakerrokset ympärillä.

Taulukko 6.11 ESS-koepenger. Potentiometreillä mitattu absoluuttinen kokoonpuristuma sekä potentiometreillä ja painumalevyillä mitattujen suhteellisten kokoonpuristumien vertailua välillä 1.11.1998 – 1.11.1999.

Koerakenne	Syvyys	Potentiometreillä mitattu absoluuttinen kokoonpuristuma	Potentiometreillä mitattu suhteellinen kokoonpuristuma	Syvyys	Painumalevyillä mitattu suhteellinen kokoonpuristuma
Koerakenne 1	0...2,5 m	50 mm	2,0 %	0...2,4 m	3,8 %
	2,5...7 m	5...25 mm	0,1...0,6 %	2,4...7,5 m	3,9...4,0 %
	0...7 m	55...75 mm	0,8...1,1 %	0...7,5 m	3,9 %
Koerakenne 2	0...2 m	25 mm	1,3 %	0...2,2 m	2,1...2,3 %
	2...7 m	5...20 mm	0,1...0,4 %	2,2...7,7 m	0,3...0,4 %
	0...7 m	30...45 mm	0,4...0,6 %	0...7,7 m	0,8...0,9 %

Mittausten perusteella koerakenteessa 1 pilareiden ja massastabiloinnin kokoonpuristuma on ollut 55...75 mm ja suhteellinen kokoonpuristuma 0,8...1,1 % syvyysvälillä 0...7 m. Koerakenteessa 2 vastaava kokoonpuristuma on ollut 30...45 mm ja suhteellinen kokoonpuristuma 0,4...0,6 %. Koerakenteessa 1 suhteellinen kokoonpuristuma on ollut 2 % massastabiloidussa kerroksessa välillä 0...2,5 m ja 0,1...0,6 % pilaristabiloidussa kerroksessa välillä 2,5...7 m. Koerakenteessa 2 suhteellinen kokoonpuristuma on ollut 1,3 % massastabiloidussa kerroksessa ja 0,1...0,4 % pilaristabiloidussa kerrok-

sessä. Mittausten perusteella massastabiloidun kerroksen kokoonpuristuma on kaksinkertaista verrattaessa stabiloitujen pilareiden kokoonpuristumaan.

Lämpötila-anturit

Mittauksia tehtiin stabiloinnin jälkeen kahden ensimmäisen kuukauden aikana 9 kertaa. Mitatut lämpötilat vaihtelivat koerakenteessa 1 välillä +5...+23 °C, koerakenteessa 2 välillä +6...+19 °C ja koerakenteessa 3 välillä +6...+14 °C. Lämpötilat ovat olleet korkeimmillaan välittömästi stabiloinnin tapahduttua. Puoli vuotta myöhemmin mitatut lämpötilat olivat kaikissa koerakenteissa +5...+9 °C. Lämpötilojen aleneminen johtuu sideaineen, veden ja ympäröivän maan reaktion hidastumisesta tai loppumisesta.

6.1.4 Yhteenveto ja analysointi ESS-koepenkereiden tutkimustuloksista

Yksi ESS-projektin lähtökohdista oli tutkia erilaisten sideaineiden ja sideainemäärien käyttäytymistä luonnon olosuhteissa. Tehtyjen tutkimusten perusteella massastabiloidun kerroksen leikkauslujuudet vastaavat suunniteltuja käytetyillä Finnstabin ja yleisementin (1:1) sideainemäärillä.

Suunnitellut lujuudet saavutettiin pilaristabiloinnissa ainoastaan koerakenteessa 2A. Muissa koerakenteissa jäätin ylimmässä savikerroksessa ja liejuisessa savessa tavoitelluista lujuuksista. Kalkin ja sementin parempi toimivuus Kivikon alueella johtunee maaperän kemiallisista ominaisuuksista ja suuresta vesipitoisuudesta.

Humuksen on todettu muodostavan sementtipartikkeleiden (sideaineen) päälle kalvon, joka estää sementin hydratoitumista. Humuksen vaikutus voidaan estää sekoittamalla maahan ylimääräisiä kalsiumioneja, jolloin humuksen hydroksyyliyhdytymät reagoivat näiden kanssa ja sementti hydratoituu normaalisti muodostaen kalsiumdihydroksidia. Korkea vesipitoisuus lisäksi laimentaa sideainemäärää. Koerakenteessa 2A käytettiin ns. sammuttamatonta kalkkia (CaO) ja sementtiä. Sammuttamaton kalkki reagoi veden kanssa reaktioyhtälön 6.1 mukaisesti, jolloin vapautuu lämpöä ja muodostuu sammutettua kalkkia, kalsiumhydroksidia. (RIL 1990).



Sideaineessa oleva kalkkioksidi kuivattaa lujittuvaa rakennetta reaktion 6.1 mukaisesti. Vapautuva lämpö lisäksi edesauttaa pilarin kuivumista ja siten kasvattaa sideaineen vaikutusta maaperässä. Sideaineessa olevat kalsiumionit lisäksi mahdollistavat sementin normaalin toiminnan, jolloin rakenne lujittuu toivotulla tavalla. Muissa koerakenteissa ei ole vastaavaa määrää ”vapaana” olevaa kalkkia. Tällöin maaperässä oleva humus peittää sideaineen kalvolla, jolloin käytetyn sideaineen toiminta ei ole halutun mukaista.

Lujittumista voidaan edesauttaa sekoittamalla sideaineeseen mineraaliainesta tai kasvattamalla sideainemäärää kuten koerakenteessa 1. Koerakenteen 1 suurta leikkauslujuutta syvyydellä 2-3 m voi selittää sillä, että havainnot sisältävät osittain massastabiloidun kerroksen lujuuksia. Syvyyden 4-5 m saven heikko lujittuminen selittyy sillä, että saven ja liejuisen saven raja ei ole todennäköisesti tarkasti ottaen syvyydellä 4 m. Toi-

saalta sekoitinkärjen painaminen pilaristabiloitavaan saveen vie mukanaan orgaanista ainesta etenkin savikerroksen yläosaan.

Rakenteiden toimivuuden kannalta kriittiseksi kerrokseksi seurantamittauksissa osoittautui syvyydellä 2...5 m oleva savinen lieju- / liejuinen savikerros. Eri mittalaitteilla tehtyjen tutkimusten perusteella suurimmat muodonmuutokset tapahtuivat ko. kerroksissa. Pohjavedenpinnanvaihtelu on ollut alueella suhteellisen vähäistä havaintoaikana, eikä se siten ole vaikuttanut rakenteiden käyttäytymiseen. Pohjavedenpinta on vaihdellut +17,2 ja +18,4 välillä vuosittain ja vaihtelu eri vuosina on ollut pääpiirteissään samankaltaista. Aikavälillä 6/2002-2/2003 pohjavedenpinta on ehkä ollut selvästi keskimääräistä alempana, joka on aiheuttanut painuman kasvua.

Koerakenteessa 1 jäätiin huomattavasti tavoitelluista lujuuksista. Alkuperäisenä tavoitteen oli korottaa penger 5 m korkeaksi, mutta siitä luovuttiin, koska rakenne ei todennäköisesti olisi kestänyt kuormitusta. Tapahtuneet painumat ja kokoonpuristumat rakenteessa ovat huomattavia. Huokosvedenylipaine- ja maanpaineanturihavaintojen perusteella stabiloidut pilarit eivät ole toimineet täysin suunnitellulla tavalla. Havaintojen perusteella pilareiden väliseen pohjamaahan on kohdistunut kuormitusta.

Yleisesti ottaen parhaimpiin tuloksiin päästiin koerakenteessa 2A, jossa on tapahtunut pienin painuma ja vähäisin huokosveden ylipaineen nousu penkereiden korottamisen jälkeen. Syynä tähän on pilareiden suurin toteutunut leikkauslujuus. CPT-kairausten perusteella rakenteessa 2A ei ole vastaavia heikkoja kerroksia kuin muissa koerakenteissa.

Koerakenteessa 2B tapahtuneet painumat vastaavat koerakenteen 2A painumia. Koerakenteessa 2B jäätiin kuitenkin huomattavasti koerakenteessa 2A saavutetuista leikkauslujuuksista. Lisäksi 2B rakenteessa on savisessa liejussa ja liejuisessa savessa heikommin lujittuneet vyöhykkeet.

Rakenteessa 3 tapahtui huomattavasti suuremmat painumat ja kokoonpuristumat kuin koerakenteissa 2A ja 2B. Erityisesti kerrokset, joissa oli orgaanista ainesta, leikkauslujuudet jäivät tavoitelluista lujuuksista.

6.2 Stabiloinnin kehittämisprojektin koerakenteet

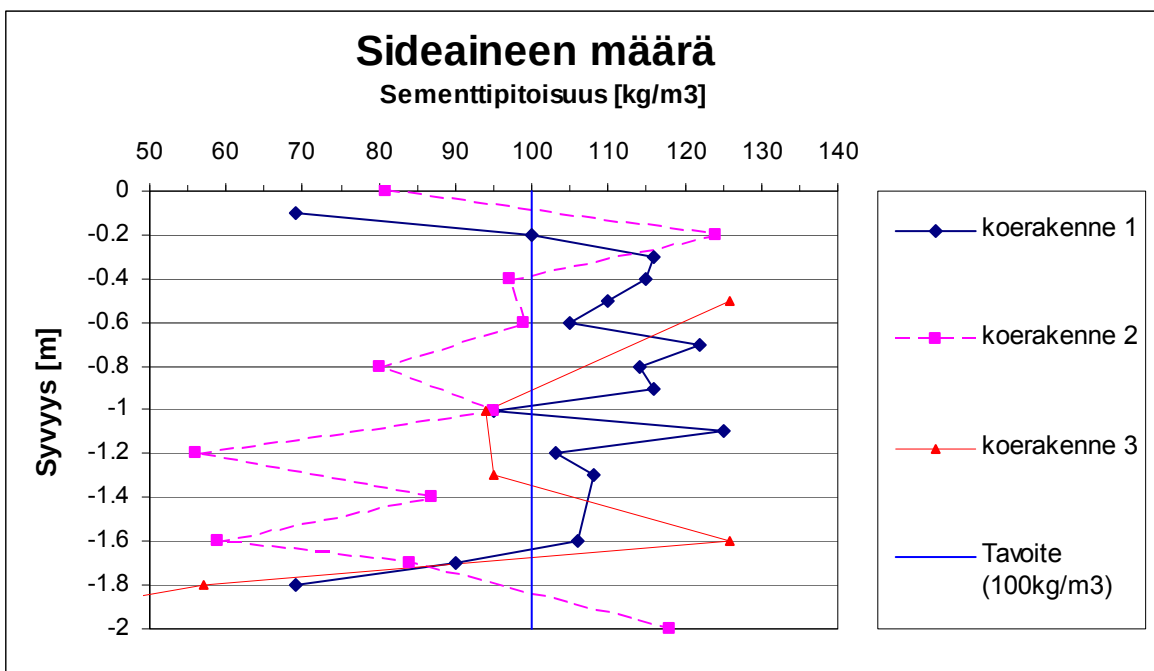
6.2.1 Stabiloinnin kehittämisprojektin laadunvalvontatulokset ja analysointi

Laadunvalvontatutkimuksia tehtiin kolmessa vaiheessa. Stabilointityönaikana massastabiloidusta kerroksesta mitattiin sideainepitoisuuksia röntgenfluoresenssianalysaattorilla (Niton). Lujittuneesta rakenteesta otettiin näytteitä, joista tehtiin laboratoriossa 8 kolmiakσιαalikoetta sekä sideaine- että penetrometrimäärityksiä. Lisäksi massastabiloidun kerroksen leikkauslujuuksia tutkittiin kairauksilla.

Sideaineen määrä massastabiloiduissa rakenteissa

Sideaineen määrää massastabiloidussa rakenteessa mitattiin sekä työmaalla että laboratoriossa. Työmaalla mittaukset tehtiin röntgenfluoresenssianalysaattorilla välittömästi stabiloinnin jälkeen ja laboratoriossa titraamalla samoista näytteistä. Röntgenfluoresenssianalysaattori otettiin ko. tarkoitukseen ensi kertaa käyttöön, joten sen luotettavuus

haluttiin varmistaa titraamalla näytteet lisäksi laboratoriossa. Kuvassa 6.4 on esitetty Niton-laitteistolla tehty sideainemittauksien tulokset jokaisesta koerakenteesta. Koerakenteessa 1 Niton mittaukset tehtiin noin 10 cm välein, koerakenteessa 2 noin 20 cm välein ja koerakenteessa 3 noin 20...50 cm välein. Tulokset ovat 5 mittauksen keskiarvoja.



Kuva 6.1. Kivikko. Stabiloinnin kehittämisprojekti. Sideainemäärät massastabiloidussa kerroksessa koerakenteissa 1, 2 ja 3 röntgenfluoresenssianalysointimenetelmällä mitattuna syvyyden funktiona.

Röntgenfluoresenssimittausten perusteella koerakenteissa on runsaasti sideainepitoisuuden vaihtelua sekä rakenteiden välillä että yksittäisen rakenteen syvyysuunnassa. Sideainepitoisuudet vaihtelevat 0,2 m matkalla jopa 50 kg/m³. Koerakenteissa 1 ja 2 sideainepitoisuus on yli tavoitellun 100 kg/m³ lähes koko massastabiloidun kerroksen matkalla. Koerakenteessa 1 sideainepitoisuuksien vaihteluväli on 70...125 kg/m³. Vähemmän sideainetta sisältävät kerrokset ovat aivan pinnassa sekä rakenteen alimmassa kerroksessa. Koerakenteessa 2 sideainepitoisuudet ovat lähes kaikilla syvyyksillä tavoitellun pitoisuuden alapuolella. Ainoastaan syvyyksillä 0,2 ja 2 m suunniteltu sideainemäärä ylittyy. Muulloin sideaineen määrä on välillä 55...100 kg/m³. Koerakenteen 3 sideainepitoisuudet vaihtelevat välillä 95...125 kg/m³. Koerakenteesta 3 on tehty vähemmän sideainepitoisuusmääryksiä kuin muista koerakenteista.

Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkereiden laadunvalvontakairaukset

Massa- ja pilaristabiloinnin lujuuksia tutkittiin puristin-heijarikairauksilla. Tutkimukset tehtiin noin 3 kuukauden kuluttua stabiloinnista. Massastabiloinnin kairaukset tehtiin työpenkereen läpi. Pilaristabiloinnin kairaukset tehtiin työpenkereen ja massastabiloinnin läpi. Taulukoissa 6.12, 6.13 ja 6.14 on esitetty koerakenteittain laadunvalvontakairauksen tulokset. Taulukoissa on esitetty:

- suunnitellut leikkauslujuudet

- 28 vuorokauden jälkeen laboratoriossa 3-aksaalikokeella stabiloitavuustutkimuksessa määritetty leikkauslujuus
- penetrometrillä määritetty leikkauslujuus
- 3-aksaalikokeella laboratoriossa määritetty leikkauslujuus maastosta otetusta näytteestä
- massastabiloidusta kerroksesta puristin-heijarikairalla saatu leikkauslujuus 3 kuukauden jälkeen
- pilaristabiloidusta kerroksesta puristin-heijarikairalla saatu leikkauslujuus
- puristin-heijarikairausten vaihteluväli

Liitteessä 11 on esitetty esimerkki puristin-heijarikairalla saadusta leikkauslujuuskuvaajasta.

Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkereen 1 laadunvalvontatutkimukset

Taulukko 6.12. Stabiloinnin kehittämisprojektin koerakenne 1. Suunniteltu leikkauslujuus, 28 vrk stabiloitavuuskokeissa määritetty leikkauslujuus (3-aksaalikoe), penetrometrillä mitattu leikkauslujuus, 3-aksaalikokeella rakenteesta otetulle näytteelle määritetty leikkauslujuus sekä puristin-heijarikairauksilla määritetty leikkauslujuus.

Maalaji	Syvyys	Suunniteltu	Stabiloituvuus-koe 28d	Penetrometri	3-aksaalikoe	Puristin-heijarikairaus massa- pilari-stab. stab.		Puristin-heijarikairausten vaihteluväli pilareista	
		(τ) [kPa]	(τ) [kPa]	(τ) [kPa]	(τ) [kPa]	(τ) [kPa] ka	(τ) [kPa] ka	(τ) [kPa] min	(τ) [kPa] max
Tv	0-1 m	40	-	-	-	160	10	-	-
Tv	1-2 m	40	50	40	67	140	15	-	-
SaLj	2-3 m	120	-	105	-	-	70	5	210
LjSa	3-4 m	120	-	100	-	-	85	10	230
Sa	4-5 m	120	-	140	172	-	120	20	200
Sa	5-6 m	120	-	150	-	-	85	5	160
Sa	6-7 m	120	-	185	-	-	160	45	200

Massastabilointiin käytettiin sideaineena yleissementtiä 100 kg/m³ ja pilaristabilointiin kalkkiselementtiä (1:1) 120 kg/m³. Massastabiloidussa kerroksessa on huomiota herättävää leikkauslujuuksien ero verrattaessa pilaristabiloinnin läpivientikohtaa ja häiriintymättömyyttä massastabilointia. Pilaristabilointi tehtiin massastabiloinnin läpi siten, että sekoitinkärkeä pyöritettiin sekä alas vientivaiheessa että ylös tuontivaiheessa, mutta sideaineen syöttö oli lopetettu massastabiloidun turvekerroksen kohdalla.

Pilaristabilointien kohdalla puristin-heijarikairalla saadut leikkauslujuudet ovat 10...15 kPa, kun häiriintymättömissä massastabiloidussa kohdissa leikkauslujuus on 140...160 kPa. Syynä tähän saattaa olla pilaristabiloinnissa käytetyn sideaineen nouseminen massastabiloituun kerrokseen tai se, että kertaalleen lujittunut materiaali ei lujitu uudelleen rikkoutumisen jälkeen.

Koerakenteessa käytettiin sekoitinkärjen nousunopeutena 150 kierrosta / metri ja sekoitinkärkenä ns. välitasotonta kattilakärkeä. Pilaristabiloinnissa lujuudet ovat jääneet tavoitelujuuksista lähes kaikissa kerroksissa. 3-aksaalisella puristuskokeella määritetty leik-

kauslujuus ylittää tavoitellun 120 kPa:n leikkauslujuuden, mutta kairausten perusteella ainoastaan alin 6-7 m ylittää tavoitellun lujuuden. Myös syvyydellä 4-5 m on saavutettu riittävä lujuus, mutta muilla syvyyksillä jäädyään 35-40 kPa:a tavoitelluista lujuuksista. Savisen liejun ja liejuisen saven kohdalla on havaittavissa hiukan heikompaa pilaria, mutta leikkauslujuuksien osalta se ei poikkea merkittävästi pilareiden muista osista pois lukien alin kerros.

Penetrometrillä määritetyt leikkauslujuudet saavuttavat rakenteen leikkauslujuusvaatimukset pilaristabiloidun kerroksen alaosassa. Penetrometrimittaukset edustavat vain pistemäisiä lujuuksia rakenteesta, joten sen perusteella pilareista ei voi tehdä kattavia lujuuspäätelmiä.

Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkeren 2 laadunvalvontatutkimukset

Taulukko 6.13. Stabiloinnin kehittämisprojektin koerakenne 2. Suunniteltu leikkauslujuus, 28 vrk stabiloitavuuskokeissa määritetty leikkauslujuus (3-aksiaalikoe), penetrometrillä mitattu leikkauslujuus, 3-aksiaalikokeella rakenteesta otetulle näytteelle määritetty leikkauslujuus sekä puristin-heijarikairauksilla määritetty leikkauslujuus.

Maalaji	Syvyys	Suunniteltu	Stabiloituvuus-koe	Penetrometri	3-aksiaalikoe	Puristin-heijarikairaus		Puristin-heijarikairauksen vaihteluväli	
		(τ) [kPa]	(τ) [kPa]	(τ) [kPa]	(τ) [kPa]	massa-stab. (τ) [kPa]	pilari-stab. (τ) [kPa]	min	max
Tv	0-1 m	40	-	-	-	50	25	-	-
Tv	1-2 m	40	57	40	65	85	65	-	-
SaLj	2-3 m	120	-	70	-	-	80	20	210
LjSa	3-4 m	120	-	110	-	-	95	20	160
Sa	4-5 m	120	-	140	90	-	90	10	230
Sa	5-6 m	120	-	105	-	-	100	20	230
Sa	6-7 m	120	-	100	-	-	100	30	230

Massastabilointiin käytettiin sideaineena yleissementtiä 100 kg/m³ ja hiekkaa 150 kg/m³. Pilaristabilointiin käytettiin kalkkisementtiä 120 (1:1) kg/m³. Massastabiloinnin yläosassa pilareiden läpivientikohdissa suunnitellut leikkauslujuudet eivät täyty. Sen sijaan noin metrin syvyydellä massastabiloinnin uudelleen lujittuminen on tapahtunut kohtuullisesti ja se vastaa lähes ”normaalisti” lujittuneen massastabiloinnin lujuutta.

Hiekan lisäys ei ole tuonut massastabiloituun kerrokseen lisälujuutta. Leikkauslujuudet ovat pienemmät kuin koerakenteissa 1 ja 3. Sen sijaan pilaristabiloinnin läpivientikohdilla lujuus on suurempi kuin koerakenteissa 1 ja 3, joissa ei ole käytetty hiekkaa massastabiloinnissa. Syynä tähän saattaa olla kalkkisementin nouseminen massastabiloituun kerrokseen, joka toimii paremmin kivennäismaalajien kanssa kuin orgaanisen maan kanssa. Tämä selittäisi myös heikommaksi jääneen pintaosan, johon kalkkisementtiä ei ole kulkeutunut.

Pilaristabiloinnissa käytettiin sekoitusmääränä 300 kierrosta / metri ja sekoitinkärkenä välitasolla varustettua kattilakärkeä. Puristin-heijarikairauksilla saatujen leikkauslujuuksien perusteella pilarit ovat lujittuneet tasaisesti koko pilareiden matkalta. Tavoiteltuja leik-

leikkauslujuuksia ei ole kuitenkaan saavutettu pilareissa. Syynä alhaisiin leikkauslujuuksiin saattaa olla ilman lisääntyminen teräkiekkojen määrän lisääntyessä. Ylin savikerros, kuten myös savinen lieju- ja liejuinen savikerros jäävät hiukan alemman savikerroksen leikkauslujuuksista.

Penetrometrillä määritetyt leikkauslujuudet vastaavat kohtalaisesti puristin-heijarikairauksella saatuja tuloksia. Myös penetrometrillä mitatut leikkauslujuudet jäävät tavoitelluista leikkauslujuusarvoista.

Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkereen 3 laadunvalvontatutkimukset

Taulukko 6.14. Stabiloinnin kehittämisprojektin koerakenne 3. Suunniteltu leikkauslujuus, 28 vrk stabiloitavuuskokeissa määritetty leikkauslujuus (3-aksaalikoe), penetrometrillä mitattu leikkauslujuus, 3-aksaalikokeella rakenteesta otetulle näytteelle määritetty leikkauslujuus sekä puristin-heijarikairauksilla määritetty leikkauslujuus.

Maalaji	Syvyys	Suunniteltu	Stabiloituvuus-koe 28d	Penetrometri	3-aksaalikoe	Puristin-heijarikairaus massa-pilari-stab.		Puristin-heijarikairauksen hajonta pilareista	
		(τ) [kPa]	(τ) [kPa]	(τ) [kPa]	(τ) [kPa]	(τ) [kPa] ka	(τ) [kPa] ka	(τ) [kPa] min	(τ) [kPa] max
Tv	0-1 m	40	-	-	-	140	20	-	-
Tv	1-2 m	40	50	50	65	90	20	-	-
SaLj	2-3 m	40 / 150	-	80	76	130	60	20	210
LjSa	3-4 m	150	-	140	-	-	80	20	160
Sa	4-5 m	150	-	115	173	-	80	10	230
Sa	5-6 m	150	-	150	-	-	115	30	230
Sa	6-7 m	150	-	145	273	-	180	60	230

Massastabilointiin käytettiin sideaineena yleissementtiä 100 kg/m³ ja pilaristabilointiin kalkkisementtiä (1:1) 120 kg/m³ kuten koerakenteissa 1 ja 2. Pilareiden osalta tavoiteltiin 150 kPa:n leikkauslujuutta, joka perustui suurempaan sekoitustymäärään pilareissa.

Massastabiloinnissa on saavutettu yli 90 kPa:n leikkauslujuuksia eli lähes vastaavanlaisia arvoja kuin koerakenteessa 1. Syvyydellä 2-3 m on suhteessa hiukan heikompi kerros, mutta myös se ylittää huomattavasti tavoitellun 40 kPa:n leikkauslujuuden. Pilareiden läpivientien kohdalla leikkauslujuudet ovat jääneet alhaisiksi, kuten koerakenteessa 1. Pilareiden kohdalla massastabiloinnin leikkauslujuusarvot eivät täytä vaadittua lujuutta.

Pilaristabilointiin käytettiin sekoitusmääränä 600 kierrosta / metri ja sekoitinkärkenä välitasolla varustettua kattilakärkeä. Puristin-heijarikairauksen perusteella saavutetut leikkauslujuudet jäävät jopa koerakenteen 2 leikkauslujuuksista pois lukien pilareiden alimmat osat. Koerakenne 3 täyttää tavoitellut leikkauslujuudet vain aivan alaosassa. Pilareiden sisäinen leikkauslujuuden vaihtelu on myös suurempaa kuin koerakenteessa 2. Syynä tähän on mahdollisesti pilareiden sekoituksen yhteydessä pilareihin joutunut ilmamäärä,

joka on periaatteessa kaksinkertainen verrattuna koerakenteeseen 2 joutuneeseen ilmamäärää. Tämä ilma lieene jäänyt suurelta osin pilareihin ja siten heikentää pilareita. Myös koerakenteen 3 ylin savi-, liejuinen savi- ja savinen liejukerros ovat jääneet leikkauslujuudeltaan heikommaksi kuin alemmat savikerrokset.

Koerakenteesta 3 on tehty 3-aksiaalikoeket savisesta liejusta ja savesta. 3-aksiaalikoekiden tuloksista on havaittavissa, että kalkkisementti ei toimi orgaanista ainesta sisältävässä kerroksessa niin hyvin kuin pelkkää savea sisältävä kerros. Savisesta liejukerroksesta otetussa näytteessä leikkauslujuus on noin 80 kPa 3-aksiaalikoekella määritettynä. Vastaavasti syvyydeltä 4-5 m otetussa näytteessä lujuus on yli kaksinkertainen ollen noin 170 kPa. Alin näyte on otettu syvyydeltä 6-7 m, jossa leikkauslujuus on noin 270, joka on yli 3,5 kertainen liejuisen saven leikkauslujuuteen verrattuna.

6.2.2 Stabiloinnin kehittämisprojektin seurantamittaustulokset ja analysointi

Painumamittaukset

Taulukoissa 6.15 ja 6.16 on esitetty kesään 2003 mennessä koerakenteissa mitattu kokonaispainuma sekä eri rakennekerrosten välinen absoluuttinen ja suhteellinen kokoonpuristuma. Koepenkereiden pengerkorkeus oli aluksi n. 0,8 m, mutta tammi...elokuun 2001 välisenä aikana koepenkereet korotettiin noin 1,5 m paksuiksi.

Havaintoaika käsittää noin 2,5 vuotta, joten toistaiseksi rakenteiden painumat ovat olleet suhteellisen pieniä. Kesään 2003 mennessä tapahtuneet painumat ovat olleet lisäksi keskenään samansuuruisia. Massastabiloidun kerroksen absoluuttinen ja suhteellinen kokoonpuristuminen ovat olleet vähäisiä. Koerakenteissa 1 ja 2 kokoonpuristumista on ollut noin 2 % ja koerakenteessa 3 noin 1 %.

Taulukko 6.15. Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkereet. Painumalevyillä mitattu painuma rakenteiden rajapinnoissa 11/1999 – 6/2003.

Koerakenne	1	2	3
Massastabiloidun kerroksen yläpinta [mm]	110	120	100
Massastabiloidun kerroksen alapinta [mm]	80	80	70
Pilareiden alapinta [mm]	–	170	80

Taulukko 6.16. Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkeret. Painopenkereen kuormitus sekä massa- ja pilaristabiloidun kerroksen absoluuttinen ja suhteellinen kokoonpuristuma 11/1999 – 6/2003.

Koerakenne	1	2	3
Kuormitus	30 kPa	30 kPa	30 kPa
Massastabiloidun kerroksen kokoonpuristuma [mm] / [%]	30 / 1,5	50 / 2,0	30 / 1,0
Pilaristabiloidun kerroksen kokoonpuristuma [mm] / [%]	–	–	–

6.2.3 Yhteenveto ja analysointi Stabiloinnin kehittämisprojektin tutkimustuloksista

Stabiloinnin kehittämisprojektin massastabiloiduissa rakenteissa sideaineen jakautumisessa oli jonkin verran vaihtelua syvyysuunnassa. Sideaineen määrä väheni yleensä syvemmälle mentäessä. Syynä tähän on ilmeisesti sideaineen heikko kulkeutuminen sekoitinlaitteiston terien mukana alaspäin.

Massastabiloinnissa kokeiltiin hiekan käyttämistä sideaineen lisänä koerakenteessa 2. Huomattavaa tuloksissa on se, että hiekan käyttö ei ole lisännyt sementin lujittavaa vaikutusta massastabiloidussa kerroksessa. Myös ennakkotutkimuksissa on saatu vastaavan tyyppisiä tuloksia eri sideaineyhdistelmiä kokeiltaessa. Syynä tähän voisi olla sementin sitoutuminen enemmän mineraaliainekseen kuin orgaaniseen ainekseen, jolloin turvemateriaali muodostaa heikkousvyöhykkeitä massastabilointiin.

Pilaristabiloinnin läpivientikohdissa hiekalla sen sijaan on saattanut olla lujuutta kasvattava vaikutus kerroksen uudelleen lujittuessa. Syynä tähän voisi olla tällöin kalkkisementin nousu massastabiloituun rakenteeseen, jolloin pilareissa käytetty kalkkisementti ja massastabiloinnin hiekka muodostavat paremmat olosuhteet uudelleen lujittumiselle kuin hiekaton turve.

Pilaristabiloinnissa yhdessäkään koerakenteessa ei saavutettu tavoiteltuja lujuuksia. Syynä saattaisi olla pilareiden ilmamäärä, joka kasvaa sekoitusmäärän lisääntyessä. ESS-koerakenteessa 2A 30...90 m päässä stabiloinnin kehittämisprojektin koerakenteista vastaavalla sideaineella ja sideainemäärällä leikkauslujuudet ovat pilarin kaikissa osissa yli 150 kPa. ESS-projektissa pilareiden halkaisija oli 800 mm, kun Stabiloinnin kehittämisprojektissa pilareiden halkaisija oli 600 mm. Ilmeisesti 800 mm pilarissa ympäristön heikentävä vaikutus, kuten sideaineiden diffuusiointuminen on pienempi kuin 600 mm pilarissa.

Parhaimmat leikkauslujuudet saavutettiin koerakenteessa 2, jossa myös leikkauslujuuksien vaihtelu pilarien eri kerroksissa oli pienintä. Sekoitustyömäärän kasvattaminen 300 kierroksesta → 600 kierrokseen / metri ei siis parantanut stabiloitavien pilareiden laatua.

Arviointi koepenkeren soveltuvuudesta laatuluokituksen perustaksi

Koerakenteen 1 oli tarkoitus edustaa heikointa eli C-luokan pilari, 2. koerakenteen B-luokan pilaria ja 3. koerakenteen A-luokan pilaria. Taulukossa 6.17 on esitetty pilareissa saavutetut leikkauslujuuksien keskiarvot koerakenteittain. Pilaristabiloinnin suunnitellut leikkauslujuudet olivat 1. ja 2. koerakenteessa 120 kPa ja 3. koerakenteessa 150 kPa. Pilareiden kokoonpuristumista ei ole riittävästi tietoa, jotta ne olisi voitu esittää taulukossa.

Taulukko 6.17. Pilareiden leikkauslujuudet syvyyksittäin koerakenteissa 1, 2 ja 3 sekä suunnitellut laatuluokat.

Syvyys	Koerakenne 1 Laatuluokka C	Koerakenne 2 Laatuluokka B	Koerakenne 3 Laatuluokka A
3-4	85	95	80
4-5	120	90	80
5-6	85	100	115
6-7	160	100	180

Taulukosta huomataan, että saavutetut leikkauslujuudet eivät poikkea koerakenteittain merkittävästi toisistaan. Koerakenteessa 2 on saavutettu selvästi tasaisin leikkauslujuuksien vaihtelu. Koerakenteessa 3 on varsinkin pilareiden yläosassa jääty huomattavasti tavoitellusta 150 kPa:n lujuudesta. Lisäksi lujuuksien vaihteluväli pilarin eri osissa on huomattava. Koerakenteessa 1 sekoitustyön pienin määrä on johtanut ilmeisesti vaihtelevimpiin leikkauslujuuksien arvoihin pilareiden eri osissa.

Leikkauslujuuksien osalta ei saavutettu selkeää kuvaa siitä, kuinka sekoitustymäärällä voidaan vaikuttaa stabiloinnin laatuun. Edellisen perusteella tasaisimpaan tulokseen päästään 300 teräkierroksella / metri. Laatuluokituksen vaatimuksia jokaisella osa-alueella tulee täsmentää, kun saadaan lisää edustavaa ja kattavaa aineistoa pilaristabiloinnista.

6.3 Tuotantovaiheen rakenteet

6.3.1 Urakka-alueen 1 laadunvalvontatulokset ja analysointi

Urakka-alueella on tehty CPT- ja puristin-heijarikairauksia stabiloinnin laadun selvittämiseksi. Kairauksia on tehty viisi kertaa stabiloinnin valmistumisen jälkeen. Kairaukset on tehty yhden vuorokauden jälkeen, kahden viikon jälkeen, kuukauden jälkeen, vajaan kolmen kuukauden jälkeen sekä noin 1,5 vuoden kuluttua. Kaikki laadunvalvontakairaukset on tehty alueelle, jossa stabilointi ulottui kolmeen metriin. Lisäksi kairauksia on tehty alueelle, jossa käytettiin sideainetta 80 kg/m³ stabiloitavaa maata kohden. Taulukossa 6.18 on esitetty CPT- ja puristin-heijarikairauksilla saadut leikkauslujuudet syvyyksittäin eri ajankohtina.

Taulukko 6.18. Urakka-alueen 1 leikkauslujuudet 1 päivän, 1 kuukauden, 3 kuukauden ja 18 kuukauden lujittumisajan jälkeen.

Maalaji	Syvyys	CPT		Puristin-heijarikairus		
		1 vrk 100 kg/m ³ (τ) [kPa]	2 vko 100 kg/m ³ (τ) [kPa]	3 kk 100 kg/m ³ (τ) [kPa]	18 kk 100 kg/m ³ (τ) [kPa]	3 kk 80 kg/m ³ (τ) [kPa]
Tv	0-1 m	70	200	250	500	40
Tv	1-2 m	50	90	70	200	50
saLj	2-3 m	10	40	80	150	60

Turve- ja savisen liejukerroksen lujittuminen on ollut hyvää alueella, jolla käytettiin sideaineena yleisementtiä 100 kg/m³ ja hiekkaa 150 kg/m³. Ensimmäisen vuorokauden jälkeen lujuusarvot ovat olleet vähintään 50 kPa turvekerroksissa. Normaalisti stabiloimattomalla turpeella leikkauslujuus on suuruusluokkaa 1,0-12 kPa. Savisessa liejussa lujuus on jäänyt ensimmäisen vuorokauden jälkeen 10 kPa:iin, mutta jo kahden viikon jälkeen lujuus on ollut 40 kPa. 1,5 vuoden jälkeen stabiloidun massan leikkauslujuus on ollut yli 150 kPa. Alueella jolla sideainetta käytettiin 80 kg/m³, turpeen leikkauslujuus on kolmen kuukauden jälkeen noin 70 % siitä lujuudesta, joka saavutettiin 100 kg/m³ yleisementtimäärällä vastaavana ajanjaksona.

Pintakerroksen 0-1 m leikkauslujuusarvot ovat huomattavasti korkeammat kuin sen alapuolisen kerroksen. Myös aiemmin toteutetuissa koerakenteissa pintakerros (0-1 m) on yleensä lujittunut paremmin kuin sen alapuolinen turvekerros (1-2 m). Syynä tähän on ilmeisesti vähemmän maatuneen turpeen paremmat edellytykset lujittua sideaineen kanssa kuin jo maatuneen ja liejuuntuneen turpeen. Yleensä vähemmän maatunutta turvetta jää rakenteen pintaosiin sekoittamisesta huolimatta.

Urakka-alueella massastabiloidussa kerroksessa saavutetaan yli 150 kPa:n leikkauslujuuksia 1,5 vuoden jälkeen. Stabiloinnin kehittämisprojektissa pelkällä sementillä stabiloitaessa lähes vastaaviin leikkauslujuuksiin päästiin jo 3 kuukauden jälkeen. Stabiloinnin kehittämisprojektin koerakenteessa 2, jossa oli vastaava sideaineratkaisu massastabiloinnin osalta kuin urakka-alueella, leikkauslujuudet ovat samalla tasolla 3 kuukauden kohdalla kuin urakka-alueella 1. Käytännössä pelkällä sementillä stabiloitaessa lujittuminen näyttäisi tapahtuvan huomattavasti nopeammin kuin sementin ja hiekan (100 kg/m³ ja 150 kg/m³) seoksella.

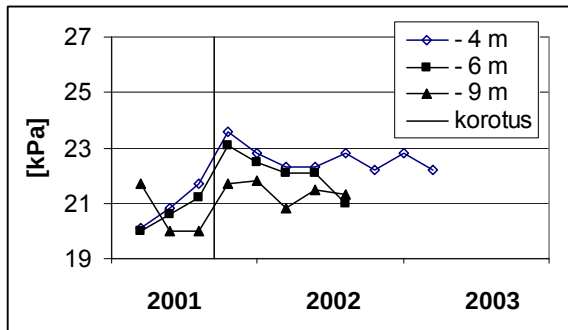
6.3.2 Urakka-alueen 1 seurantamittaustulokset ja analysointi

Inklinometrit

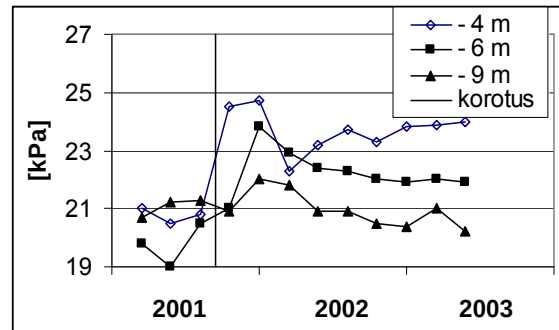
Mittaushetkellä 30.5.2001 ainoastaan stabiloidun rakenteen sisäpuolella ollut inklinometri on ollut käytössä. Tällöin rakenteessa oli tapahtunut lähes 300 mm siirtymää poispäin koerakenteista savisessa liejukerroksessa. Toinen inklinometreistä vaurioitui ilmeisesti urakka-alueella 1 tapahtuneessa sortumassa. Kyseisestä inklinometristä ei ole käytettävissä mittaustietoa.

Huokosvedenpainemittarit (pietsometrit)

Kuvassa 6.5 on esitetty huokosvedenylipaineen vaihtelut vuosina 2/2001 – 6/2003. Huokospainekärjet on asennettu syvyyksille 4 m, 6 m ja 9 m maanpinnasta. Huokospainekärki 1 on asennettu alueelle, jossa stabilointi tapahtui 3 m syvyyteen ja huokospainekärki 2 alueelle, jossa stabilointi ulottui 2,7 m syvyyteen.



Huokospainekärki 1



Huokospainekärki 2

Kuva 6.5. Kivikko, urakka-alue 1. Huokosvedenylipaineet huokospainekärjessä 1 ja huokospainekärjessä 2 ajalla 2/2001-6/2003.

Suurin huokosvedenylipaine on ollut molemmissa huokospainekärjessä syvyydellä 4 m, jossa maalajina on savista liejua. Penkereen korottamisen jälkeen ko. syvyyksillä huokosvedenylipaine on noussut nopeasti. Huokospainekärjessä 1 huokosvedenylipaine on kasvanut noin 2 kPa:a ja huokospainekärjessä 2 hiukan yli 4 kPa:sta lähes 25 kPa:iin. Huokospainekärjessä 2 syvyydellä 6 m huokosvedenpaine on kasvanut penkereen korottamisen aikana 19 kPa:sta 24 kPa:iin.

Kuvassa 6.5 huokospainekärjessä 2 huokosvedenylipaineen nopea nousu vuosien 2001-2002 vaihteessa on laskenut nopeasti vuoden 2002 alussa. Syynä tähän huokosveden ylipaineen alenemiseen on ilmeisesti alueella tapahtunut massastabiloinnin pettäminen ja painopenkereen sortuminen. Sortunut painopenger ja massastabilointi korjattiin sortuman havaitsemisen jälkeen. Korjaamisen jälkeen huokosveden ylipaine on lähtenyt uudelleen kasvamaan 4 m syvyydellä. Muilla syvyyksillä ei ole ollut havaittavissa vastaavaa huokosvedenylipaineen kasvua. Massastabiloinnin leikkautuminen on ilmeisesti tapahtunut syvyydellä 4 m, koska huokosveden ylipaineen muutokset ovat suurimmillaan savisessa liejuserroksessa.

Huokospaineen nousu tai lasku saattaa johtua myös itse huokospaineen kärjestä. Orgaanisessa massassa saattaa muodostua ilmakuplia, jotka vääristävät mittaustuloksia.

Painumat

Urakka-alueen 1 painumia on seurattu painumalevyin, joita alueelle asennettiin kaikkiaan 22 kappaletta. Painumalevyt asennettiin siten, että osa niistä asennettiin massastabiloidun kerroksen yläpintaan, osa massastabiloidun kerroksen alapintaan ja osa on stabiloimattomassa savessa. Osa painumalevyistä on kuitenkin vaurioitunut tai ne ovat asennettu pehmeään maakerrokseen, jolloin painumalevyn oma kuorma aiheuttaa epätarkkuutta havaintoihin. Urakka-alueen 1 painumat ovat esitetty taulukossa 6.19. Taulukossa on esitetty alueella mitattu painuma sekä rakenteessa tapahtuneet kokoonpuris-

tumat välillä 0...2 m ja 2...3 m. Taulukossa on esitetty erikseen alueet, joilla stabilointi tapahtui syvyydelle 2,7 m ja 3 m.

Taulukko 6.19. Kivikko, urakka-alueen 1 massastabiloidun kerroksen pinnan painuma ja rakenteessa tapahtunut absoluuttinen ja suhteellinen kokoonpuristuma syvyyksillä 0...2 m, 2...3 m ja 0...3 m.

	Pinnan painuma [mm]	Rakenteen absoluuttinen ja suhteellinen kokoonpuristuma		
		0...2 m	2...3 m	0...3 m
Stabilointi 3 metriin	500...640 mm	20 mm / 1 %	12 mm / 12 %	140 mm / 2 %
Stabilointi 2,7 metriin	500...650 mm	-	110 mm / 14 %	-

Urakka-alue 1 rakennettiin syyskuussa 2000, joten mittaushetkellä rakenne oli ehtinyt painua lähes 3 vuotta. Painumalevyillä tehtyjen mittausten perusteella massastabiloidun kerroksen painuminen on ollut suhteellisen tasaista koko 1 hehtaarin alueella. Eri syvyyksillä massastabiloitujen alueiden välillä ei ole havaittavissa painumissa eroja.

Massastabiloidussa kerroksessa turpeen suhteellinen kokoonpuristuma on ollut noin 1,0 %. Savisen liejun suhteellinen kokoonpuristuma on ollut 12,0...14,0 %. Massastabiloidun kerroksen kokoonpuristuminen on siis tapahtunut lähes kokonaan savisessa liejukerroksessa syvyydellä 2-3 m. Massastabiloitu kerros on kokoonpuristunut kokonaisuudessaan 140 mm, joka tarkoittaa noin 2 % suhteellista kokoonpuristumaa massastabiloidulle turve- ja liejukerrokselle. Pinnan kokonaispainuma on kuitenkin ollut lähes 650 mm, joten pääosa rakenteen kokonaispainumasta on tapahtunut muualla kuin massastabiloidussa kerroksessa. Käytännössä painuminen on tapahtunut massastabiloidun kerroksen alapuolisessa savessa.

6.3.3 Urakka-alueen 2 laadunvalvontatulokset ja analysointi

Urakka-alueella 2 on tehty puristin-heijarikairauksia sekä siipikairauksia stabiloinnin laadun seuraamiseksi. Molempia kairauksia on tehty noin 6 kuukautta stabiloimisen jälkeen. Siipikairauksia on tehty kahdesta pisteestä ja puristin-heijarikairauksia 25 pisteestä. Taulukkoon 6.20 on koottu kairauksilla saatujen leikkauslujuuksien keskiarvot metrin kerroksina. Liitteessä 12 on esitetty esimerkki siipikairalla saadusta leikkauslujuudesta urakka-alueelta 2.

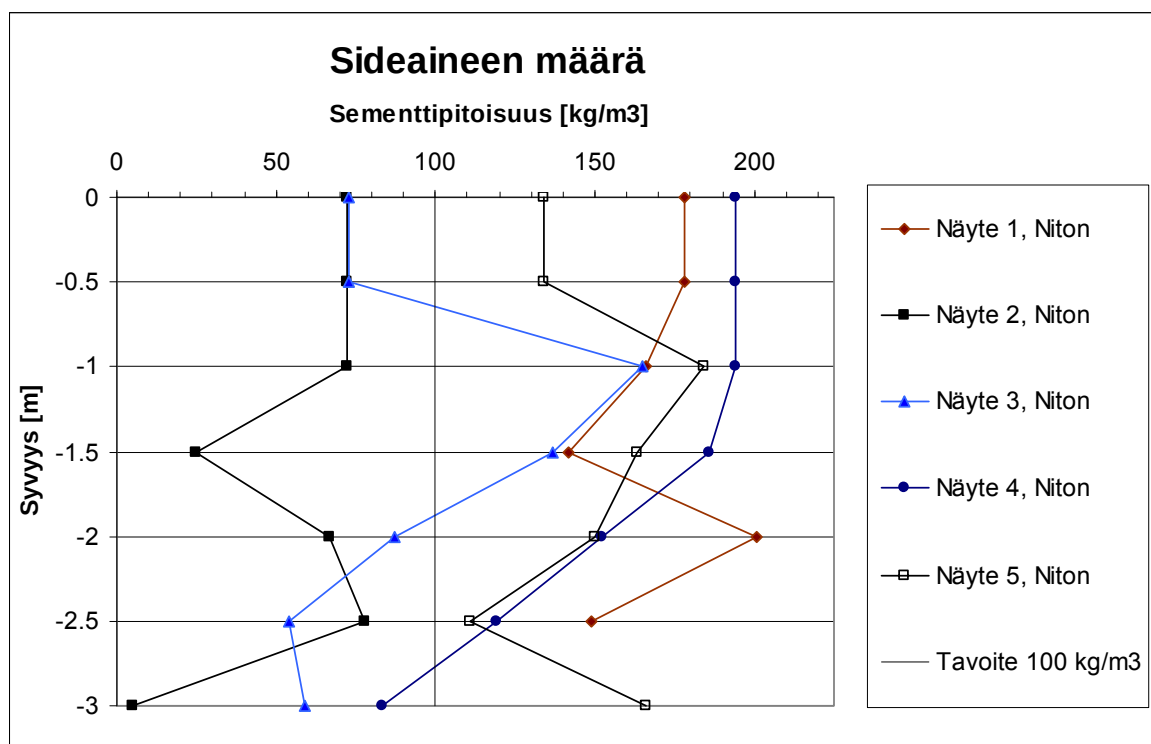
Stabilointiin käytettiin sideaineena yleissementtiä ja hiekkaa ($100 \text{ kg/m}^3 + 150 \text{ kg/m}^3$). Aiemmin toteutetuissa koerakentamisissa yleissementillä ja hiekalla tavoiteltiin 40 kPa:n leikkauslujuutta. Urakka-alueella 2 massastabiloidussa kerroksessa leikkauslujuudet ovat kehittyneet 6 kuukaudessa turvekerroksessa 120 kPa:iin ja savisessa liejukerroksessa 60 kPa:iin puristin-heijarikairalla määritettynä. Savisen liejun leikkauslujuus vastaa urakka-alueen 1 savisen liejun leikkauslujuutta 3 kuukauden kohdalla.

Taulukko 6.20. Urakka-alueen 2 siipi- ja puristin-heijarikairautulokset 6 kuukauden lujittumisen jälkeen.

Maalaji	Syvyys	Siipikairaus [kPa]	Puristin-heijarikairaus [kPa]
Tv	0-1	200	120
Tv	1-2	120	110
saLj	2-3	100	60

6.3.4 Urakka-alueen 3 laadunvalvontatulokset ja analysointi

Urakka-alueelta 3 on otettu näytteitä laboratoriotutkimuksiin sideainepitoisuuksien vaihtelujen selvittämiseksi. Mittauksia on tehty kymmenestä mittauspisteestä 5-6 eri syvyydeltä. Näytteistä 10 kappaletta on tutkittu Niton XRF röntgenfluorosenssianalysaattorilla, joista kolme näytettä on tutkittu lisäksi titraamalla BS 1924:1976 mukaisesti. Kuvassa 6.6 on esitetty viiden mittauspisteen sideaineenvaihtelut koealueella. Osassa mittauksia oli epäselvyyttä sideaineyksiköiden osalta, joten ne jätettiin huomioimatta kuvassa 6.6. Kappaleessa 4.2.6 on lisäksi esitetty röntgenfluorosenssianalysaattorilla ja titraamalla tehtyjen näytteiden vertailu urakka-alueelta 3.



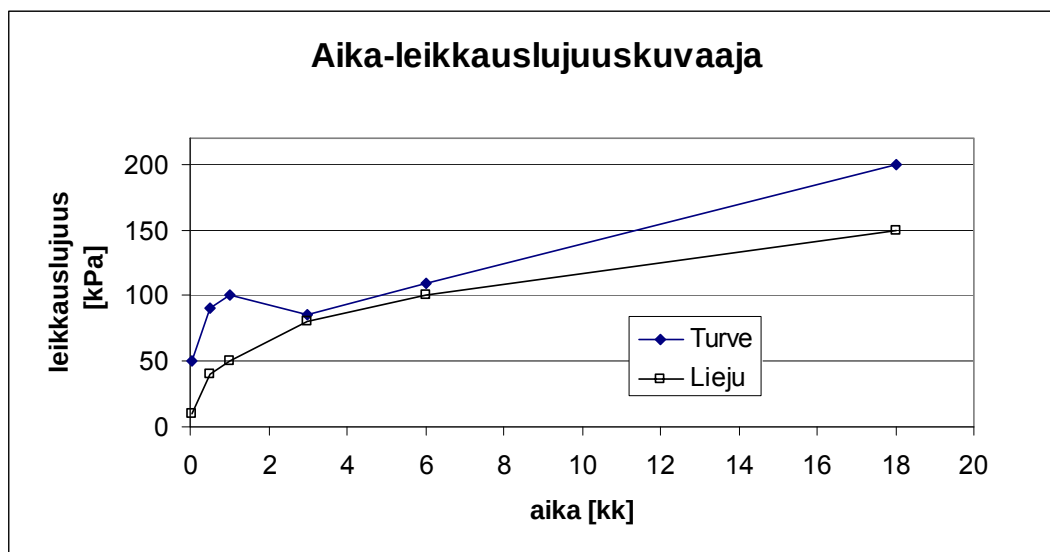
Kuva 6.6. Kivikko, urakka-alue 3. Sideainemäärät massastabiloidussa kerroksessa röntgenfluoresenssianalysaattorilla määritettynä syvyyksittäin.

Sideaineen sekoittuminen urakka-alueella 2 on ollut vaihtelevaa röntgenfluoresenssianalysaattorimittausten perusteella. Yleisesti ottaen massastabiloidun kerroksen pintaosissa on enemmän sideainetta kuin sen pohjaosissa. Välillä 0-1 m kaikissa mittaus-

pisteissä on sideainetta ollut vähintään 70 kg/m^3 . Syvyydellä 1-2 m sideaineen määrä on vaihdellut välillä $25\ldots 200 \text{ kg/m}^3$. Ainoastaan yhdessä mittauspisteessä syvyydellä 3 m sideainepitoisuus on lähes 0 kg/m^3 . Muissa mittauksissa sideainepitoisuus on vaihdellut $60\ldots 160 \text{ kg/m}^3$. Kolmessa mittauspisteessä sideainepitoisuus on ollut kaikilla syvyyksillä yli tavoitellun 100 kg/m^3 . Massastabiloituun kerrokseen on tämän perusteella joko muodostunut kerroksia, joissa sideainetta on runsaasti yli tavoitellun 100 kg/m^3 tai massastabilointiin on käytetty enemmän sideainetta kuin alunperin oli suunniteltu.

6.3.5 Yhteenveto urakka-alueiden laadunvalvonta- ja seurantamittauksista

Kaikilla massastabiloitavilla urakka-alueilla käytettiin samaa sideainetta ja sideainemäärää. Urakka-alueilla 1 ja 2 leikkauslujuudet vastasivat toisiaan. Urakka-alueelta 3 ei ole käytössä kairaustuloksia. Massastabiloinnilla saavutettu leikkauslujuus vastaa tavoiteltuja lujuuksia. Koerakenteista saatujen kairaustulosten perusteella on laadittu aika-leikkauslujuuskuvaaja turpeelle ja liejulle, kun sideaineen on yleisementti ja massastabiloitavaan kerrokseen sekoitetaan hiekkaa (kuva 6.7). Kuvaajan kolme ensimmäistä mittausta on tehty CPT-kairalla ja loput puristin-heijarikairalla. Kairausten ajankohdat ovat 1 vuorokausi, 2 viikkoa, 1 kuukausi, 3 kuukautta, 6 kuukautta ja 18 kuukautta stabiloinnin jälkeen.



Kuva 6.7. Kivikko. Turpeen ja liejun leikkauslujuuden kehitys syvyydellä 1-2 m CPT- ja puristin-heijarikairalla määritettynä. Sideaine on yleisementtiä 100 kg/m^3 ja massastabiloitavaan kerrokseen on lisätty hiekkaa 150 kg/m^3 .

Kuvaajasta huomataan, että turpeen leikkauslujuuden kehitys on ollut epätasaista. Syyinä tähän epätasaisuuteen on käytetyt kairausmenetelmät, jotka eivät aivan tarkalleen ottaen vastaa toisiaan. Kairauksista voidaan kuitenkin päätellä, että turpeen lujittuminen on nopeaa. Jo ensimmäisenä vuorokautena lujuus on noussut noin 50 kPa :iin ja kahden kuukauden aikana lähemmäs 100 kPa :iin. 18 kuukauden kuluttua leikkauslujuus on ollut 200 kPa :a. Liejun leikkauslujuuden kehitys on ollut tasaisempaa. Ensimmäisen vuorokauden aikana leikkauslujuus ei ole juurikaan noussut stabiloimattoman liejun leikkaus-

lujuudesta, mutta jo kahden viikon kuluttua lujuus on noin 40 kPa:a. Kolmen kuukauden kuluttua lujuus on kasvanut jo 80 kPa:iin ja 18 kuukauden kuluttua 150 kPa:iin.

Urakka-alueista ainoastaan urakka-alueelta 1 on toistaiseksi painumatietoa pidemmältä aikaväliltä. Urakka-alueilla 2 ja 3 painumalevyt asennettiin keväällä 2003 pengertäytön yhteydessä.

Urakka-alueella 1 massastabiloiturakenne on painunut 3 vuodessa 500...650 mm. Painuminen on tapahtunut pääosin massastabiloinnin alapuolella savikerroksessa. Painumalevyistä tehtyjen havaintojen perusteella massastabiloidussa kerroksessa suurin kokoonpuristuma on tapahtunut rakenteen alaosassa liejuisessa turpeessa. Todennäköisesti myös urakka-alueiden 2 ja 3 käyttäytyminen tulee olemaan vastaavaa kuin urakka-alueella 1. Painumamittausten perusteella rakenteen kokoonpuristumisen osuus on ollut noin 2 % (n. 140 mm) kokonaispainumasta, joten massastabiloinnin laatua parantamalla ei olisi voitu juurikaan pienentää kokonaispainumaa.

6.4 Työsaavutus

Taulukossa 6.21 on esitetty urakka-alueiden pinta-alat, massastabiloitavan turpeen / liejun määrä, stabilointiin käytetty työpäivien määrä sekä yhden päivän aikana stabiloitu massamäärä.

Taulukko 6.21. Kivikon urakka-alueiden pinta-alat, stabiloidut massamäärät, stabilointiin kulunut aika sekä työsaavutus.

	Alueen pinta-ala [m ²]	Massastabiloitu määrä [m ³]	Stabilointiin kulunut työpäivien määrä	Työsaavutus m ³ /työpäivä
Urakka-alue 1	10500 *	30 000	36	835
Urakka-alue 2	7500	20 000	36	550
Urakka-alue 3	10300	25 000	31	810

* Arvio, mitattu kartasta.

Verrattaessa työsaavutuksia havaitaan, että urakka-alueella 1 on päästy parhaimpaan tulokseen. Työsaavutusten vertailu tässä yhteydessä on kuitenkin mahdotonta, koska työsaavutukseen vaikuttaa käytettyjen koneiden määrä työpäivää kohden. Stabilointiasiakirjoista ei käy ilmi, monellako koneella työvuoron aikana stabiloitu massamäärä on tehty. Stabilointitietojen perusteella yhden työvuoron aikana stabiloitu massamäärä on vaihdellut 120 m³...1600 m³ välillä. Syitä tähän vaihtelevaan työsaavutukseen ovat:

- Stabiloitavan alueen syvyys (koneasemaa ei tarvitse siirtää useasti syvemmille alueilla)
- Käytettävien stabilointikoneiden määrä
- Laitteiden rikkoutumiset
- Stabilointikoneen kuljettajan kokemus
- Tavoiteltu sekoitustyön laatu
- Mahdollisuus edetä stabiloitavalla alueella
- Nauhamaisella alueella (urakka-alue 2) sideainesäiliön sijoittaminen aiheuttaa ongelmia, jonka seurauksena sideainetankkaus on poikkeuksellisen hidasta.

7. KIVIKON TEOLLISUUSALUEEN PAINUMIEN ENNUSTAMINEN

7.1 Yleistä

Kivikon teollisuusalueen painumalaskelmilla pyrittiin arvioimaan alueen käytönaikaiset painumat. Esirakentamisen tavoitteena on saada tonttialueilla käytönaikaisiksi painumiksi alle 400 mm ja tiealueella alle 100 mm. Ennusteen tekemisessä alueen käyttöönottovuosi on 2006 ja laskennallinen painuma arvioitiin 30 vuodeksi eteenpäin.

Painumaennuste perustuu koerakenteista ja urakka-alueelta 1 jo saatuihin painumahavaintoihin. ESS-koerakenteista painumahavaintoja on joulukuulta 1998 kesäkuuhun 2003, Stabiloinnin kehittämisprojektin koerakenteista syyskuulta 2000 kesäkuuhun 2003 ja urakka-alueelta 1 tammikuusta 2001 kesäkuuhun 2003 saakka. Painuma ennusteet tehtiin Helsingin kaupungin geoteknisen osaston kehittämällä MicroStation ohjelmiston kanssa yhteensopivalla PAINUMA-sovelluksella.

Painumaennusteen laskemisessa PAINUMA-sovellus käytti kuormana viimeisen mittauksen aikana vallinnutta kokonaiskuormaa. Tällöin laskennassa on mukana rakenteiden 1 m ylipenger, joka poistetaan myöhemmin. Metrin ylipenger aiheuttaa noin 20 kPa:n lisäkuorman. Laskennassa ei ole huomioitu sitä lisäkuormaa, joka syntyy alhaisen pohjaveden vaikutuksesta. Käytännössä alhainen pohjavedenpinta näkyy nopeutuneena maanpinnan painumisena.

7.2 Alustavat painumaennusteet

Painumaennusteita tehtiin ESS-koepenkereille, Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkereille sekä urakka-alueelle 1. Taulukossa 7.1 on esitetty PAINUMA-ohjelmalla laskettu pinnan käytönaikainen painumaennuste sekä laskelmien vaihteluväli. Painumaennuste on saatujen yksittäisten painumaennusteiden keskiarvo. Liitteessä 13 on esitetty esimerkki PAINUMA-ohjelmalla lasketusta painumaennusteesta Kivikon alueella.

Taulukko 7.1. Kivikko. ESS- ja Stabiloinnin kehittämisprojektin koeranteiden sekä urakka-alueen 1 käytönaikainen alustava painumaennuste vuosille 2006-2036.

	Koerakenne	Painumaennuste [mm]	Laskelmien vaihteluväli [mm]
ESS-projekti	1	120	60...240
	2 A	130	70...240
	2B	150	130...160
	3	100	70...110
Stabiloinnin kehittämisprojekti	1	440	420...460
	2	290	280...290
	3	285	285
Urakka-alue 1	1	970	600...1150

Alueen käytönaikaiset painumat tulevat olemaan huomattavasti pienemmät kuin Kivikon teollisuusalueen läheisyydessä sijaitsevan Tattarinsuon painumat, jossa painumat ovat jopa 1500 mm luokkaa. ESS-projektin katualueella ennustetut painumat ovat 100-150 mm välillä ja Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkereissä välillä 300-440 mm. Stabiloinnin kehittämisprojektin painumat ovat yli kaksinkertaisia ESS-projektin painumiin verrattuna.

Tonttialueen (urakka-alueen 1) käytönaikainen painumaennuste on noin 1000 mm. Sekä tontti- että katualueella painumaennusteiden vaihteluväli on ollut suurta. Ennusteiden vaihteluvälin perusteella alueen painumat saattavat jäädä myös laskettuja pienemmiksi

Esirakentamisen suunnittelussa silttikerroksen alla oleva savikerros on ödömetrikokeiden perusteella arvioitu ylikonsolidoituneeksi. Ylikonsolidoituneen saven painuma on erittäin vähäinen laskentakuormilla. Painumahavaintojen perusteella siltin alla oleva savi kuitenkin vaikuttaisi painuvan. Ilmeisesti silttikerroksen alapuolinen savi ei olekaan ylikonsolidoitunutta, jolloin alueen painuminen saattaa olla suunniteltua painumaa suurempaa, kuten alustavat ennusteet osoittaisivat. Toisaalta mahdollisesti alhaisesta pohjavedenpinnasta johtuva nopea painuminen saattaa vääristää painumaennustetta, koska painuminen saattaa hidastua pohjaveden pinnan palauduttua normaalille tasolle.

Painumalaskelmissa massastabiloidun turpeen painuminen on ennustettu tapahtuvan esikuormituksen aikana. Käytönaikainen painuma muodostuisi massastabiloidun kerroksen ja siltin välisen saven painumasta. Esimerkiksi urakka-alueella 1 tämän kerroksen kokonaispainumaksi arvioitiin noin 0,8 m, josta puolet pyritään poistamaan esikuormituksella ennen käyttötilaa.

8. KUSTANNUKSET

8.1 Yleistä

Stabiloitavan alueen esirakentamisen rakentamiskustannukset koostuvat alueen raivaamisesta ja haraamisesta, sementin, hiekan ja suodatinkankaan hinnasta, itse stabilointityöstä sekä työpetiin ja tasaukseen tarvittavasta murskeesta. Lisäksi kustannuksia kasvattavat murskeen kuljettaminen alueelle. Myös alustavat suunnittelukustannukset ja tarvittavat ennakkotutkimukset, kuten kairaukset ja laboratoriotutkimukset kuuluvat alueen kokonaiskustannuksiin.

Sementin ja hiekan aiheuttamat kustannukset ovat riippuvaisia niiden käytetystä määrästä, joka taas on riippuvainen vaaditusta lopputuloksesta. Vaadittu lopputulos on taas riippuvainen alueen tulevasta käyttötarkoituksesta. Mitä korkeampaa laatua halutaan, sitä enemmän alueen esirakentamiseen tarvitaan sideainetta ja hiekkaa, jolloin myös työn laatuun joudutaan panostamaan enemmän. Lisäksi esirakentamiskustannuksiin kuuluvat laadunvalvontatutkimukset, joita alueelta tehdään työnaikana.

Stabilointityön jälkeen kustannuksia saattavat aiheuttaa alueen massojen, kuten painopenkereiden siirrot alueen sisällä tai niiden kokonaan poistaminen.

8.2 Syvästabiloinnin kustannukset vuonna 2003

Taulukossa 8.1 on esitetty vuonna 2003 toteutetun urakka-alueen 3 stabiloimiskustannukset urakoitsijalta saadun tiedon perusteella. Taulukossa on esitetty kustannustekijät sekä niiden veroton hinta että ALV:n sisältämä hinta.

Taulukko 8.1. Massa- ja pilaristabiloinnin kustannuksiin vaikuttavien tekijöiden yksikköhinnat vuonna 2003 urakka-alueen 3 osalta.

Kustannustekijä	Veroton hinta	Verollinen hinta
Raivaus ja haraus	0,8 €/m ³	0,98 €/m ³
Sementti	85 €/t	103,70 €/t
Kalkkisementti *	90 €/t	109,81 €/t
Hiekka	7,5 €/t 13,50 €/m ³	9,15 €/t 16,47 €/m ³
Murske	6,8 €/t 13,60 €/m ³	8,30 €/t 16,60 €/m ³
Massastabilointityö	5,3 €/m ³	6,46 €/m ³
Pilaristabilointi **	4,0-6,0 €/m	4,88-7,32 €/m
Suodatinkangas	0,75 €/m ²	0,915 €/m ²

* Seossuhde 1:1

** Hintaan vaikuttaa pilarin halkaisija ja pilarin pituus

Taulukossa on esitetty pilarin juoksumetrijointa vaikka urakka-alueella 3 pilareita ei toteutettu. Pilareiden teossa hintaan vaikuttaa käytetty sideainemäärä, pilarin halkaisija ja sen pituus sekä sekoittamisen nousunopeus. Kustannusten kannalta pilareiden optimipituus on noin 8 m. Taulukossa murskeen hinta on esitetty sekä tonneina että kuutioina. Hintaa laskettaessa tonneista kuutioiksi tilavuuspainona on käytetty murskeella 20 kN/m^3 ja hiekalla 18 kN/m^3 . Murskeen hintaan vaikuttaa murskeen sen hetkinen saatavuus sekä sen kuljettamisesta aiheutuvat kustannukset.

8.3 Kustannusten teoreettinen muodostuminen urakka-alueella 3

Taulukossa 8.2 on esitetty edellä esitettyihin kustannushintoihin perustava teoreettinen tarkastelu urakka-alueelle 3 muodostuville kokonaiskustannuksille. Taulukossa on esitetty ne kustannustekijät, jotka Kiinteistöviraston tonttiosasto yleisesti huomioi tontin kustannustekijöiksi. Kustannuksiin ei tällöin lasketa raivausta ja raivausmateriaalin poiskuljetusta, työpedin päälle tulevia täyttöjä ja niiden työkuukustannuksia, murskeen kuljetusta, laadunvalvontaa ja instrumentointia. Taulukossa on esitetty kustannustekijöiden veroton hinta että ALV:n sisältämä hinta. Lisäksi on laskettu kustannustekijän prosentuaalinen osuus kokonaiskustannuksista. Teoreettisen tarkastelun lähtökohdiksi ovat otettu seuraavat tekijät:

- massastabilointityö tehdään 3 m syvyyteen
- sideaineena on sementti, 100 kg/m^3
- massastabiloitavaan kerrokseen sekoitetaan hiekkaa 150 kg/m^3
- stabiloitavan alueen pinta-ala on $10\,300 \text{ m}^2$
- massastabiloidun kerroksen päälle tehdään 0,5 m työpeti

Taulukko 8.2. Kustannusten muodostuminen urakka-alueella 3 sekä niiden osuus kokonaiskustannuksista. Urakka-alue massastabiloitu 3 m syvyyteen.

Kustannustekijä	Määrä	Yksikköhinta	Kokonaishinta (veroton) [€]	Osuus kokonaiskustannuksista [%]
Sementti	3 090 tn	85 €/tn	263 000	48,1
Hiekka	4 600 tn	7,5 €/tn	35 000	6,4
Murske	11 300 tn	6,8 €/tn	77 000	14,1
Suodatinkangas	$10\,300 \text{ m}^2$	$0,75 \text{ €/m}^2$	7 800	1,4
Massastabilointityö	$30\,900 \text{ m}^3$	$5,3 \text{ m}^3$	164 000	30,0
		Yhteensä	546 800	100,0

Laskettu summa on veroton. Kokonaishintaan tulee lisäksi lisätä arvonlisävero, jolloin kokonaiskustannukseksi tulee 667 000 €. Hintaa arvioitaessa tulee huomioda, että hinnat saattavat vaihdella kausiluontoisesti sekä tilattavien määrien mukaan.

Taulukossa 8.3 on esitetty teoreettinen tarkastelu tilanteelle, jossa urakka-alue 3 stabiloidaan kantavaan siltti kerrokseen saakka, kuten ESS-koepenger ja Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenger. Tarkastelun lähtökohtana on edellisen lisäksi:

- pilareiden halkaisija on 600 mm
- pilariväli k/k on 1200 mm
- sideaineena on kalkkisementti
- sideainemäärä on 120 kg/m³

Taulukko 8.3. Kustannusten muodostuminen urakka-alueella 3 sekä niiden osuus kokonaiskustannuksista. Urakka-alue massastabiloitu 3 m syvyyteen.

Kustannustekijä	Määrä	Yksikköhinta	Kokonaishinta (veroton) [€]	Osuus kokonaiskustannuksista [%]
Sementti	3 090 tn	85 €/tn	263 000	33,9
Hiekka	4 600 tn	7,5 €/tn	35 000	4,5
Murske	11 300 tn	6,8 €/tn	77 000	9,9
Suodatinkangas	10 300 m ²	0,75 €/m ²	7 800	1,0
Massastabilointityö	30 900 m ³	5,3 m ³	164 000	21,1
Kalkkisementti (1:1)	970 tn	90 €/tn	87 000	11,2
Pilaristabilointityö	28 550 jm	5 €/jm	143 000	18,4
		Yhteensä	776 000	100,0

Lisättäessä hintaan ALV, kokonaiskustannukseksi tulee noin 947 000 €. Pilaristabilointityön hinta on karkea arvio. 5 €/jm hinta-arvio perustui oletukseen, että pilaristabilointityö tehdään massastabiloidun kerroksen läpi, joka hidastaa pilaristabilointia. Neljän metrin pilaripituus ei ole myöskään optimaalinen kustannuksiltaan. Näin lyhyiden pilarien teossa pilaristabilointikoneen siirtoja tulee runsaasti, joka vaikuttaa siten stabilointikustannuksiin.

Työstä aiheutuvia kustannuksia arvioidaan yleensä joko pinta-alaa tai tilavuutta kohden. Taulukossa 8.4 on esitetty urakka-alueelta 3 teoreettisten laskelmien perusteella muodostetut kustannustarkastelu. Hinnat eivät sisällä ALV:a. Pelkän massastabiloidun rakenteen pinta-ala on 10 300 m² ja tilavuus 30 900 m³. Yhdistetyn massa- ja pilaristabiloinnin kokonaistilavuus on laskettu 7 m syvyyden perusteella yhdeksi kokonaiseksi ”blokiksi”, jolloin kokonaistilavuus on 72 100 m³.

Taulukko 8.4. Urakka-alueella 3 muodostuvat teoreettiset kustannukset pinta-alaa ja tilavuutta kohden.

	Kustannus neliömetrille	Kustannus kuutiometrille
Massastabilointi	53,1 €/m ²	17,7 €/m ³
Massa + pilaristabilointi	75,3 €/m ²	10,8 €/m ³

Lopullisia todellisia stabilointikustannuksia kasvattavat mm. massastabiloinnin laadunvalvontatutkimukset. Laadunvalvontakustannuksia on vaikea yksiselitteisesti arvioida, sillä ne voivat sisältää pelkästään näytteenoton ja sideainemittaukset röntgenfluoresenssianalysaattorilla, mutta laajemmassa tutkimuksessa useita laboratoriotutkimuksia, kuten lujuustutkimuksia eri menetelmin.

9. JOHTOPÄÄTÖKSET

ESS-koepenkereen pilareissa, joissa tutkittiin erilaisia sideaineyhdistelmiä, suhteellisesti parhaimpaan lopputulokseen päästiin yleisementin ja kalkin seoksella 120 kg/m^3 . Finnstabin, teollisuuskalkin ja ruotsalaisen masuunikuonajauheella (150 kg/m^3) päästiin keskimäärin parempiin leikkauslujuuksiin, mutta rakenne ei käytännössä kestänyt suunniteltuja kuormia. Lisäksi pilareihin muodostui heikommin lujittunut kerros savi- ja liejukerroksen väliin.

Stabiloinnin kehittämisprojektin pilareihin valittiin edellä mainituin perustein kalkin ja yleisementin (1:1) seos. Stabiloinnin kehittämisprojektin pilareissa ei päästy suunniteltuihin leikkauslujuuksiin (120 kPa). Käytännössä leikkauslujuudet jäivät hiukan 100 kPa :n alle. Syynä tähän lienee ylimääräisen ilman joutuminen pilareihin. Tasaisimpaan sekoitustyöhön päästiin pilareissa 300 teräkierroksella / pilarimetri. Pilareiden lujuudet eivät kuitenkaan poikenneet merkittävästi toisistaan, vaikka sekoitustymäärät olivat eri koerakenteissa 150, 300 ja 600 teräkierrosta / pilarimetri. Tämän perusteella vaikuttaa, että sekoitustyön määrää kasvattamalla ei voida vaikuttaa pilareiden lujuuksiin. Jos pilareihin joutuvaa ilmamäärää voidaan vähentää sekoitustyön aikana nykyiseen verrattuna, niin ehkä tällöin voisi vaikuttaa myös lujuuksiin.

Massastabiloidulle turve- ja liejukerrokselle saatiin paras toimivuus, kun sideaineena käytettiin yleisementtiä 100 kg/m^3 . Sideainemittausten ja leikkauslujuushavaintojen perusteella, sideaineen sekoittamisessa on vielä parannettavaa nykyiseen verrattuna. Havaintojen mukaan leikkauslujuudet alenivat selvästi, jos sideaineen määrä jäi alle 100 kg/m^3 . Koerakenteissa saavutettiin massastabiloinnissa suunnitellut leikkauslujuudet kaikissa kerroksissa kaikilla sideainevaihtoehdoilla. Stabiloinnin kehittämisprojektin massastabiloiduissa koerakenteissa jäätii tavoitelluista leikkauslujuuksista, kun massastabiloinnin läpi oli tehty pilaristabilointi. Pilareiden yläpäähän liejuiseen kerrokseen on kuitenkin muodostunut lujempi kerros kuin sen yläpuolella olevaan turpeeseen. Syynä tähän lienee kalkkisementin nouseminen sekoitusterää nostettaessa, jolloin tuore sideaine lujittaa liejukerrosta. Ilmeisesti kertaalleen rikkoutunut turverakenne ei lujitu uudelleen alle 3 kuukaudessa.

Syksyllä 2003 ESS-koepenkereet olivat painuneet noin 300...450 mm (pois lukien koepenger 1, jossa oli suurempi kuormitus). Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkereet olivat painuneet noin 100...120 mm. Ennusteiden perusteella ESS-penkereelle painumaa on jäljellä noin 100...150 ja Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkereillä 280...440 mm. Erilaiset painumat ja painumaennusteet johtuvat erimittaisista seuranta-ajoista. Käytännössä yhdistettyjen massa- ja pilaristabiloitujen rakenteiden painumat tulevat olemaan suunnitellulle ajanjaksolle (vuoteen 2036 asti) samalla tasolla. Todennäköisesti jo alueen käyttöönottohetkellä painumat ovat samalla tasolla. Pilareiden välit vaihtelevat koepenkereissä 1200...1800 mm välillä. Havaintojen perusteella pilarivälin kasvattaminen ei ole vaikuttanut koepenkereiden pinnan painumiin.

Pelkästään massastabiloitujen (urakka-alue 1) kerrosten pinnan painuma on ollut noin 500-650 mm. Pinnan painuma johtuu suurelta osin massastabiloidun kerroksen alapuolisten savikerrosten kokoonpuristumisesta. Massastabiloitu kerros on kokoonpuristunut seurantajakson aikana ainoastaan 2 %. Ennusteiden perusteella tonttialueiden pinnan painumat voivat olla hiukan yli 1 m vuoteen 2036 mennessä. Seuranta-aika on ollut vain 3 vuotta. Ennusteiden luotettavuus kasvaa, kun seuranta-aikaa saadaan pidennettyä.

Massastabilointitöiden pääasiallinen kustannustekijä on sideainekustannukset, jotka ovat lähes 50 % kokonaiskustannuksista. Massastabilointityö muodostaa noin 30 % kustannuksista. Loput 20 % muodostuvat murskeen, suodatinkankaan yms. kustannuksista.

Yhdistetyssä massa- ja pilaristabilointityössä suurin kustannustekijä on massastabiloinnin sideainekustannukset, jotka muodostavat noin kolmanneksen kokonaiskustannuksista. Pilaristabilointiin käytettävän kalkkisementin osuus on noin 10 %. Varsinaisen stabilointityön osuus on 40 % kustannuksista. Loput 20 % muodostuu muista tekijöistä.

Kivikossa pelkän massastabiloinnin tekeminen maksaa noin 53 €/m^2 tai noin 18 €/m^3 . Yhdistetyn massa- ja pilaristabilointirakenteen tekeminen maksaa noin $75,5 \text{ €/m}^2$ tai noin 11 €/m^3 . Erityisesti massastabilointimenetelmän kehittyminen tulevaisuudessa alentaa stabilointityön kustannuksia. Uusien edullisempien sideaineiden käyttöönotto massastabilointiin alentaisi kustannuksia huomattavasti. Myös optimaalisella pilaripituudella voitaisiin suhteellisesti alentaa kustannuksia.

KIRJALLISUUTTA

EuroSoilStab-projekti

EuroSoilStab 2002: Design Guide Soft Soil Stabilisation. Project No.: BE 96-3177. Ministry of Transport Public, Works and Water Management. 94 s.

SCC Viatek Oy 1999a: Kivikko, Test Embankment. Construction of the Embankment and Performed Quality Controls, EuroSoilStab –project, Report A, Task 4. Espoo. 16 s + liitteitä 34 s.

SCC Viatek Oy 1999b: Kivikko, Test Embankment. Construction of the Embankment and Performed Quality Controls, EuroSoilStab –project, Report B, Task 5.1C. Espoo. 11 s + liitteitä 53 s.

SCC Viatek Oy 1999c: Kivikko, Test Embankment. Back Calculations, EuroSoilStab –project, Report C, Task 5.2A. Espoo. 17 s + liitteitä 8 s.

EuroSoilStab, Development of Design and Construction Methods to Stabilise Soft Organic Soils, CD.

- Final Technical Report, 2000
- Task Reports
- Design Guide
- Technology Implement Plan

EuroSoilStab, Development of Design and Construction Methods to Stabilise Soft Organic Soils, CD.

- Design Guide Soft Soil Stabilisation

Massa- ja pilaristabiloinnin kehittämisprojekti

Määttä, M. 2000: Massastabilointi ja sen käyttösovellutukset. Opinnäytetyö. Rovaniemen ammattikorkeakoulu, tekniikka ja liikenne / rakennustekniikan koulutusohjelma. 34 s + liitteitä 9 s.

SCC Viatek Oy 2002a: Massa- ja pilaristabiloinnin kehittämisprojekti. Koerakentamisraportti. Espoo. 28 s + liitteitä 76 s.

SCC Viatek Oy 2002b: Massa- ja pilaristabiloinnin kehittämisprojekti. Loppuraportti. Espoo. 68 s + liitteitä 10 s.

SCC Viatek Oy 2000a: Pilarikairausraportti. Laadunvalvontatutkimukset. Espoo 5 s + liitteitä 43 s.

SCC Viatek Oy 2000b: Massa- ja pilaristabiloinnin kehittämisprojekti. Stabilointisuunnitelma. Espoo. 9 s + liitteitä 19 s.

SCC Viatek Oy 2000c: Massa- ja pilaristabiloinnin kehittämisprojekti. Instrumentointi- ja valvontakairaussuunnitelma. Espoo. 5 s + liitteitä 3 s.

SCC Viatek Oy 2000d: Massa- ja pilaristabiloinnin kehittämisprojekti. Työmaatie ESS:n penkereen yli. Espoo. 1 s + liitteitä 2 s.

Urakka-alue 1, 2 ja 3

Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto 2002: Kivikon teollisuusalue. Esirakentamissuunnitelma, geo 5874. Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, geotekninen osasto. Helsinki. 44 s + liitteitä 19 s.

Niska&Nyyssönen 2002. Laatukansio Työ: Kivikon teollisuusalueen massastabilointityöt. HKR ympäristötuotanto/IKY

Niska&Nyyssönen 2001. Laatukansio Työ: Kivikon teollisuusalueen massastabilointityöt. HKR ympäristötuotanto/IKY

Niska&Nyyssönen 2000. Laatukansio Työ: Kivikon teollisuusalueen massastabilointityöt. HKR ympäristötuotanto/IKY

Yleinen kirjallisuusluettelo

Aalto, A. 2002: Syvästabilointitutkimus. Yhteenveto projektin III vaiheesta. Teknillinen korkeakoulu. Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorio. 76 s + liitteitä 61 s.

Aalto, A. 2002a. Execution of Special Geotechnical Works – Deep Mixing. CEN TC 288. Espoo 43 + liitteitä 5 s.

Aalto, A. 2001: Syvästabilointitutkimus. Yhteenveto projektin I ja II vaiheesta. Teknillinen korkeakoulu. Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorio. 119 s + liitteitä 95 s.

Aalto A. 1998: Syvästabilointi. Teknillinen korkeakoulu. 156 + liitteitä 8 s.

Assarson; Karl Gustav; Broms, Bengt, Granholm Sven ja Paus Kjeld 1977. Deep Stabilisation of Soft Cohesive Soil. Skelleftea, Sweden

Broms, Bengt B; Boman, Per; Ingelsson Ingvar. Investigation of Lime Columns at Smistavägen, Huddinge, Sweden. 1978. Department of Soil and Rock Mechanics, Royal institute of technology, Stockholm, Sweden.

Bredenberg, Håkan; Holm, Göran; Broms, Bengt B.. Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Swedish Deep Stabilization Centre. A.A.Balkema/Rotterdam/Brookfield 1999.

Forsman, J., Länsivaara, T., Korjus, H., ja Leppänen, M. 2002: Kalkkisementtipilariohje KPO 2002. Tekninen keskus. Geotekniikkayksikkö. Espoo. 24 s + liitteitä 10 s.

Halkola, H. 1982: Syvästabiloinnin laadun ja lujuuden valvontamenetelmät. Geoteknisen osaston tiedote 30. Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, geotekninen osasto. Helsinki. 87 s.

Helsingin kaupungin Kiinteistövirasto, Geotekninen osasto 1998: Massastabiloitujen ylijäämäsavien käyttö maarakentamisessa, Suunnitteluohjeita. Innogeo Oy (luonnos). 53 s.

Jelusic, N. 2002. Mass Stabilization. Stability and Settlement in Mass Stabilized Peat. Lund University, Lund Institute of Technology, Department of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Lund. 173 s + liitteitä 46 s.

Lahtinen, P. ja Parkkinen, E. 1992: Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje. Tielaitoksen selvityksiä 46/1992. Tielaitos. Helsinki. 49 + liitteitä 4 s.

Melander K. 1989. Puristin-heijarikairaus kairausmenetelmänä. Geoteknisen osaston tiedote 48. Helsingin kaupungin kiinteistövirasto. geotekninen osasto. Helsinki.

Mäkelä, H., Höynälä, H., Halkola, H., ja Kettunen, A. 2000: Massastabiloitujen ylijäämäsavien käyttö maarakentamisessa. Suunnitteluohjeet, työselitykset ja laatuvaatimukset. Geoteknisen osaston tiedote 82/2000. Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, geotekninen osasto. Helsinki. 72 s + liitteitä 31 s.

Mäkelä, H., Höynälä, H., Halkola, H., ja Kettunen, A. 2000: Viikin Savikatu. Geoteknisen osaston tiedote 81/2001. Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, geotekninen osasto. Helsinki. 61 s + liitteitä 5 s.

Nauska J. & Havukainen J. 1998. Esirakentaminen 1998. Geoteknisen osaston tiedote 77/1998. Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, geotekninen osasto. Helsinki. 92 s + liitteitä 9 s.

Karlstedt, P. & Halkola, H. 1993. Ylijäämäsavien massastabilointi. Geoteknisen osaston tiedote 61/1993. Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, geotekninen osasto. Helsinki.

Ojala, A-S. 2002. Turpeen massastabilointi. Diplomityö, luonnos. Tampereen teknillinen korkeakoulu, rakennustekniikan osasto / rakennusgeologia. 102 s.

Leppänen, M., Länsivaara, T., Heikkilä, H., ja Munukka, J. 2000: New container area on mass stabilised dredging mud in Port of Hamina. Teoksessa: Pinto, M. I. M., (toim.): 3 rd International Conference on Ground Improvement Techniques. Organiser: CI-Premier Conference Organisation. Singapore. s. 233-239.

Rekonen, R.; Halkola, H. 1994: Saven ominaisuuksien parantaminen massastabiloinnilla. Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto, Geotekninen osasto. Helsinki. 69 s + liitteitä 1 s.

SGY 2001. Kairausopas VI. CPTU/puristinkairaus puristin-heijarikairaus, versio 1,0. Nummela. 92 s + liitteitä 10 s.

SCC Viatek Oy 2002c: Tutkimusraportti: Sideainepitoisuusmääritykset, Arabianranta, salpaseinä 4, Pilarit 180 ja 190. Luopioinen. 3 s + liitteitä 2 s.

SCC Viatek Oy 2001. Sörnäisten rannan levennyksen massastabiloinnin jälkiseurantamittaukset, Tutkimusraportti. Espoo.

SCC Viatek Oy 1998a: Arabianranta: Report 1 of Test Stabilisation. Luopioinen. 20 s + liitteitä 11 s.

SCC Viatek Oy 1998b: Arabianranta: Test Stabilisation. 2 s + liitteitä 7 s.

SCC Viatek Oy 1998c: Arabianranta: Koepilareiden stabilointi ja laadunvalvontasuunnitelma. 3 s + liitteitä 7 s.

Tiehallinto 2001: Syvästabiloinnin suunnitteluohje. TIEH 2100008-01. Helsinki. 41 s + liitteitä 3 s.

Tielaitos 1999: Syvästabilointi Tielaitoksen kohteissa. Osa 1: Toteutetut kohteet. Tielaitoksen selvityksiä 2/1999. Helsinki. 41 s + liitteitä 18 s.

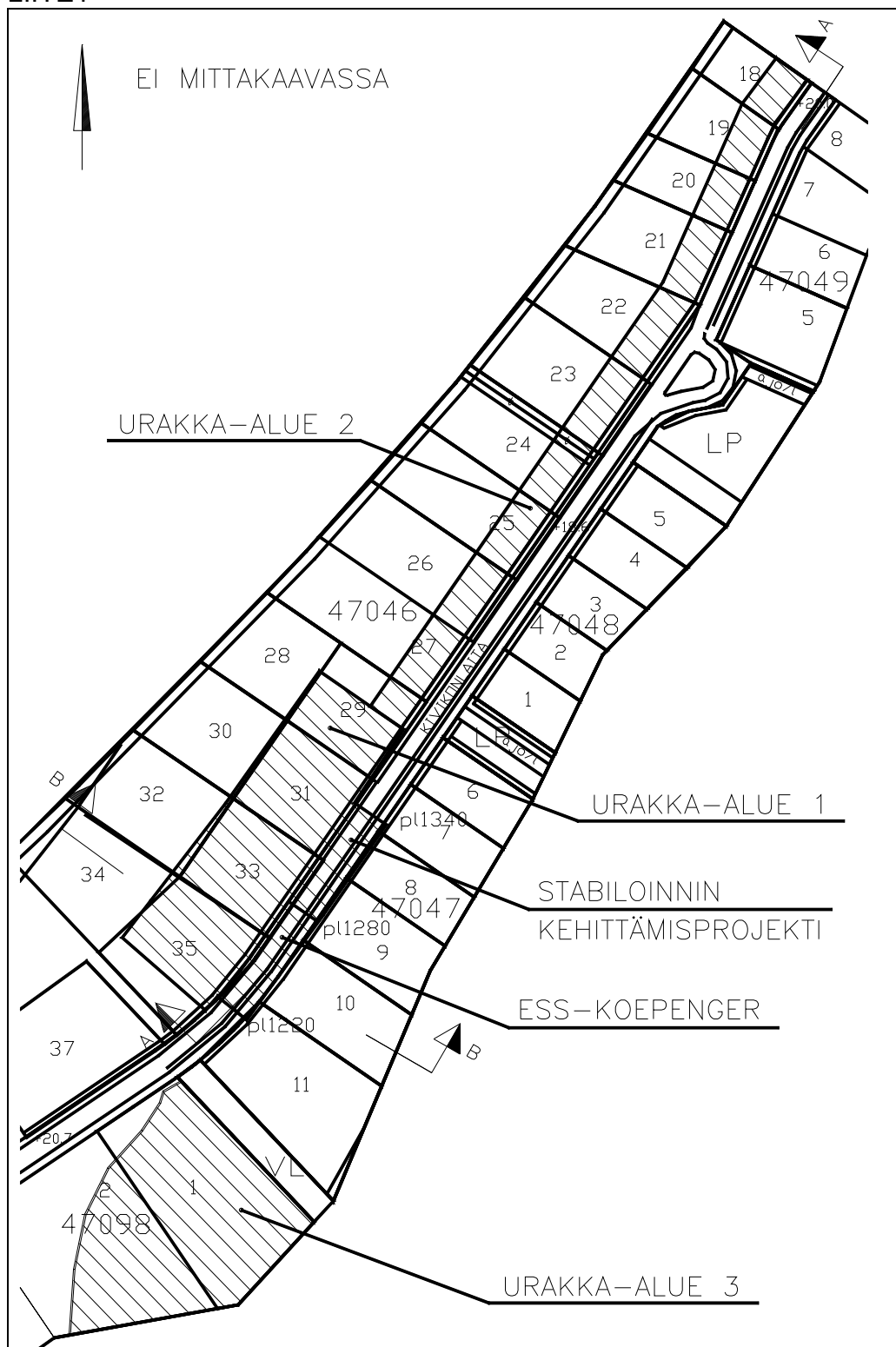
Tielaitos 1993: Vt 12 Veittostensuon syvästabilointi: Tutkimusraportti. Tielaitoksen selvityksiä 81/1993. Helsinki. 87 s.

Espoo, Tekninen keskus, Geotekniikkayksikkö 2000. Kalkkipilariohje, KPO 200, Koe-käyttöön. 24 s + liitteitä 11 s.

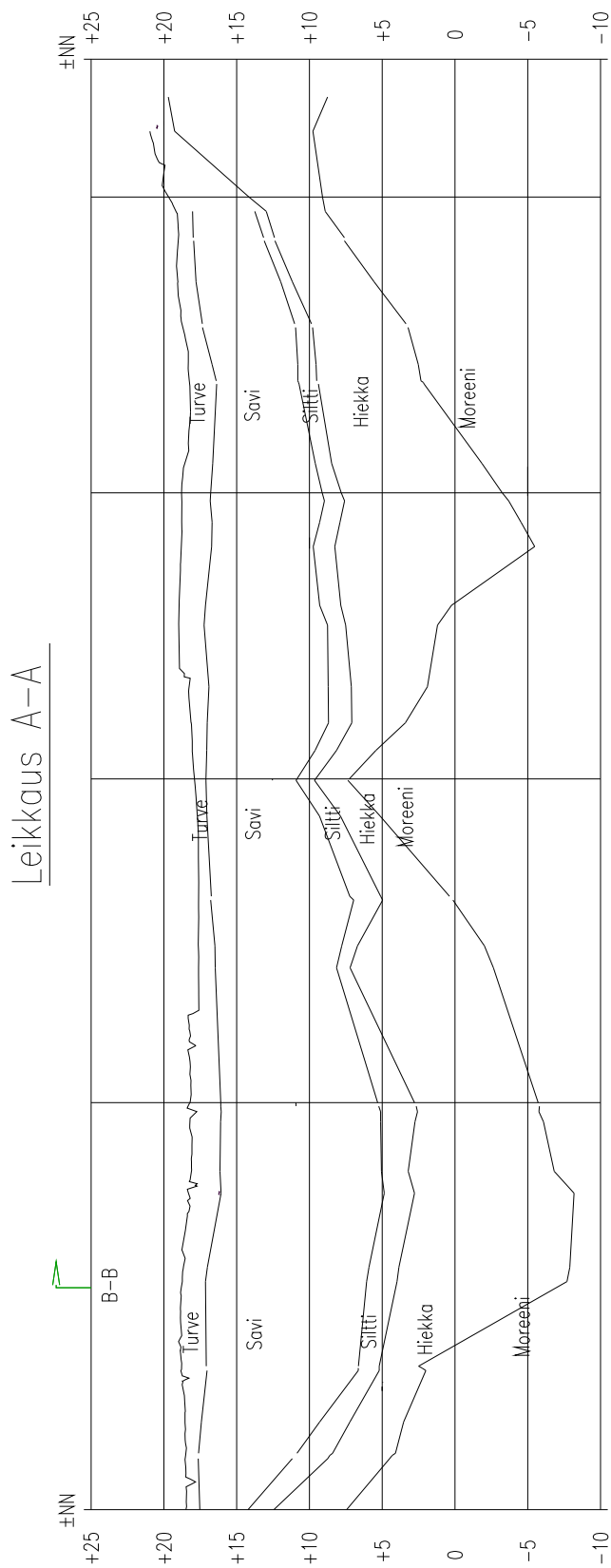
LIITTEET

LIITE 1	Teollisuusalueen koerakenteet ja urakka-alueet 1, 2 ja 3
LIITE 2	Turvesuon pituusleikkaus A-A'
LIITE 3	Turvesuon poikkileikkaus B-B'
LIITE 4	Esimerkkejä koerakenteiden kohdalta tehdyistä kairauksista
LIITE 5	ESS-koepenkereen kohdalta tehdyt ennakkotutkimukset 1
LIITE 6	ESS-koepenkereen kohdalta tehdyt ennakkotutkimukset 2
LIITE 7	Instrumentointi (havainnollistava)
LIITE 8	Esimerkki CPT-kairaustuloksesta
LIITE 9	Esimerkki aika- painumakuvaajasta
LIITE 10	Esimerkki inklinometrimetri tuloksesta
LIITE 11	Esimerkki puristin-heijarikairaustuloksesta
LIITE 12	Esimerkki siipikairaustuloksesta
LIITE 13	Esimerkki painumaennustekuvaajasta

LIITE1

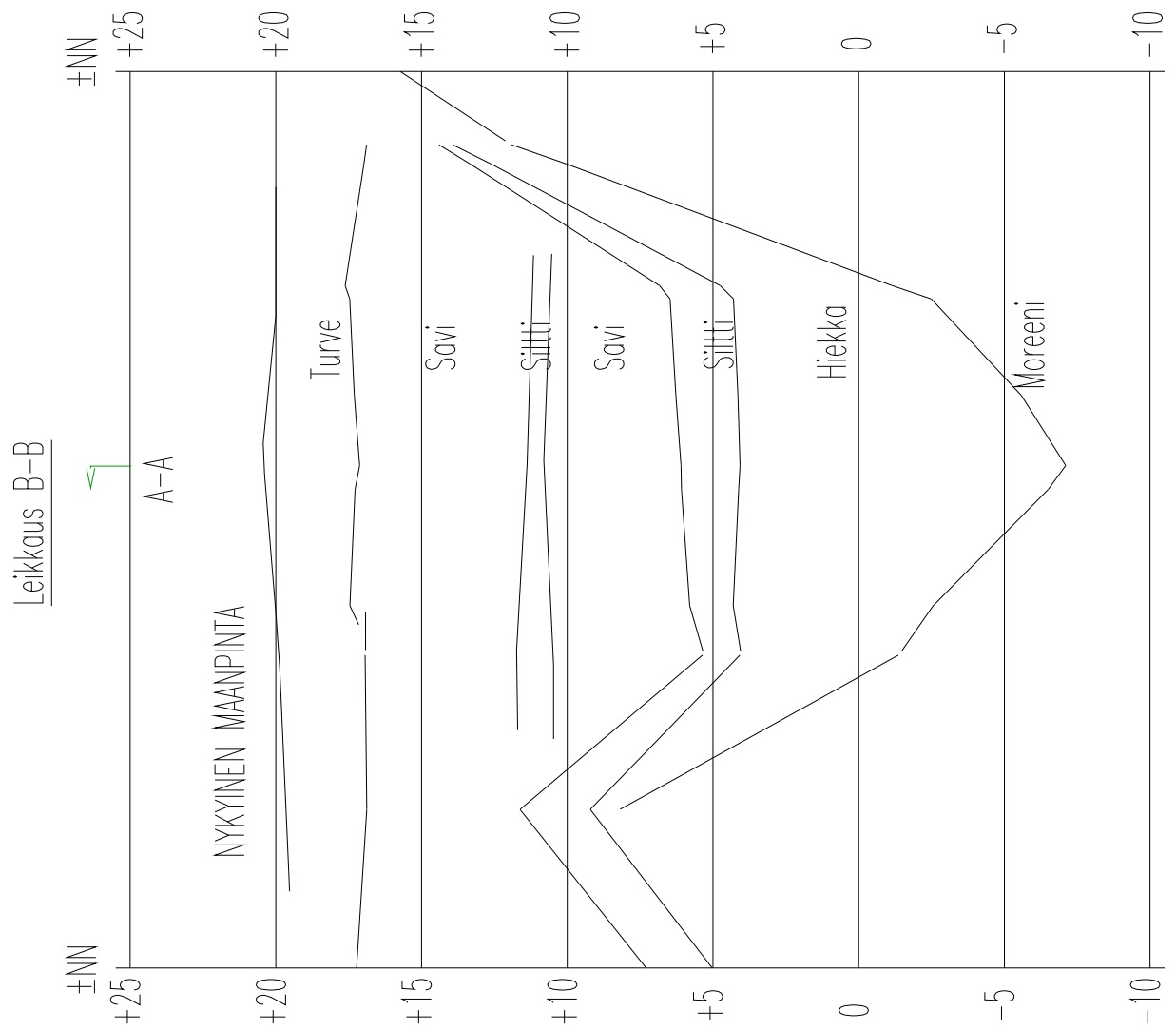


Kivikko. Teollisuusalueen koerakenteet ja urakka-alueet 1, 2 ja 3



Kivikko. Teollisuusalueen maaperän pituusleikkaus A-A'. Ei mittakaavassa

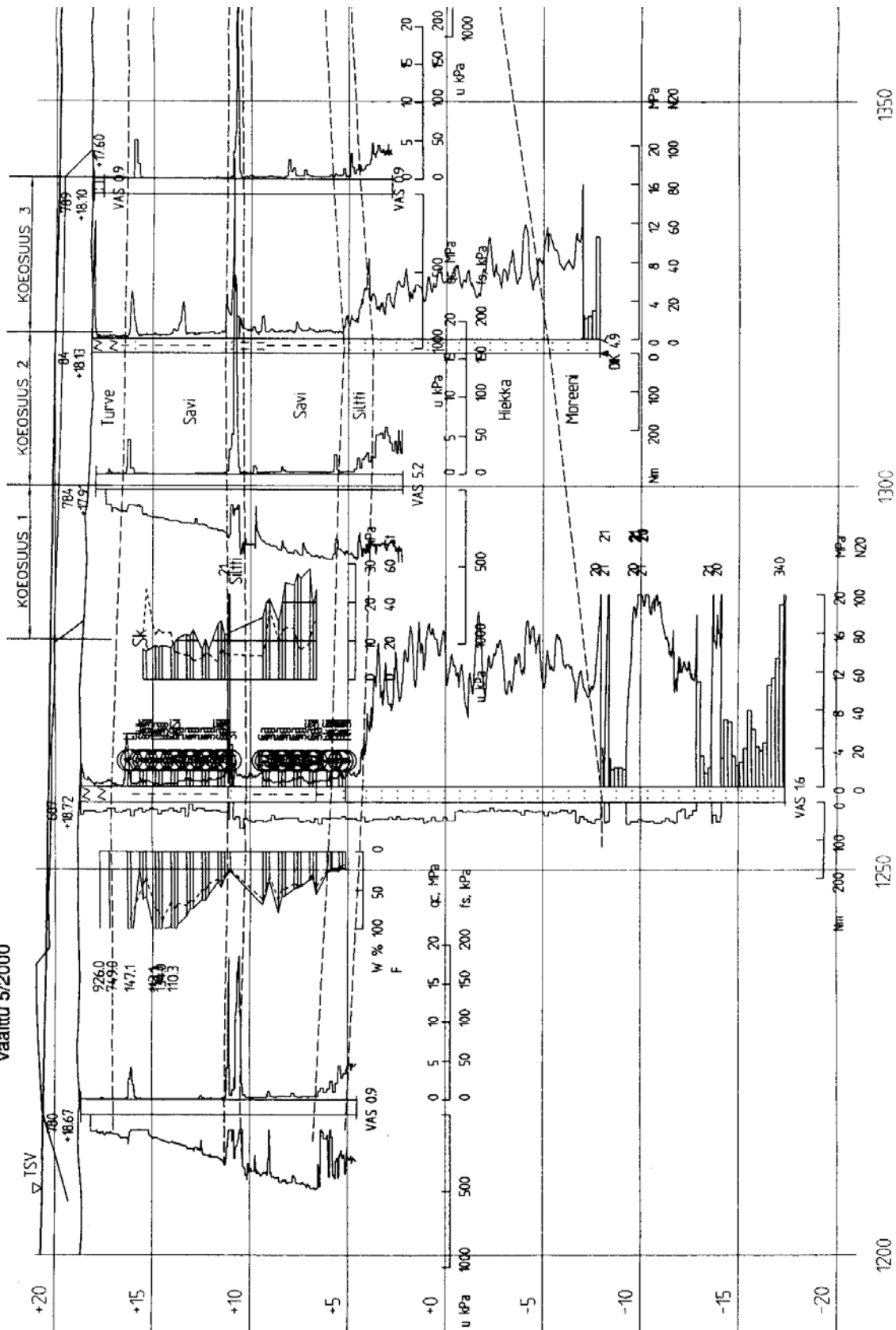
LIITE 3



Kivikko. Teollisuusalueen maaperän poikkileikkaus B-B'. Ei mittakaavassa

ESS:n koepenger
vaaittu 5/2000

Uusi koepenger



x 26672.3
y 56059.5

x 26652.0
y 56052.6

x 26643.1
y 56034.3

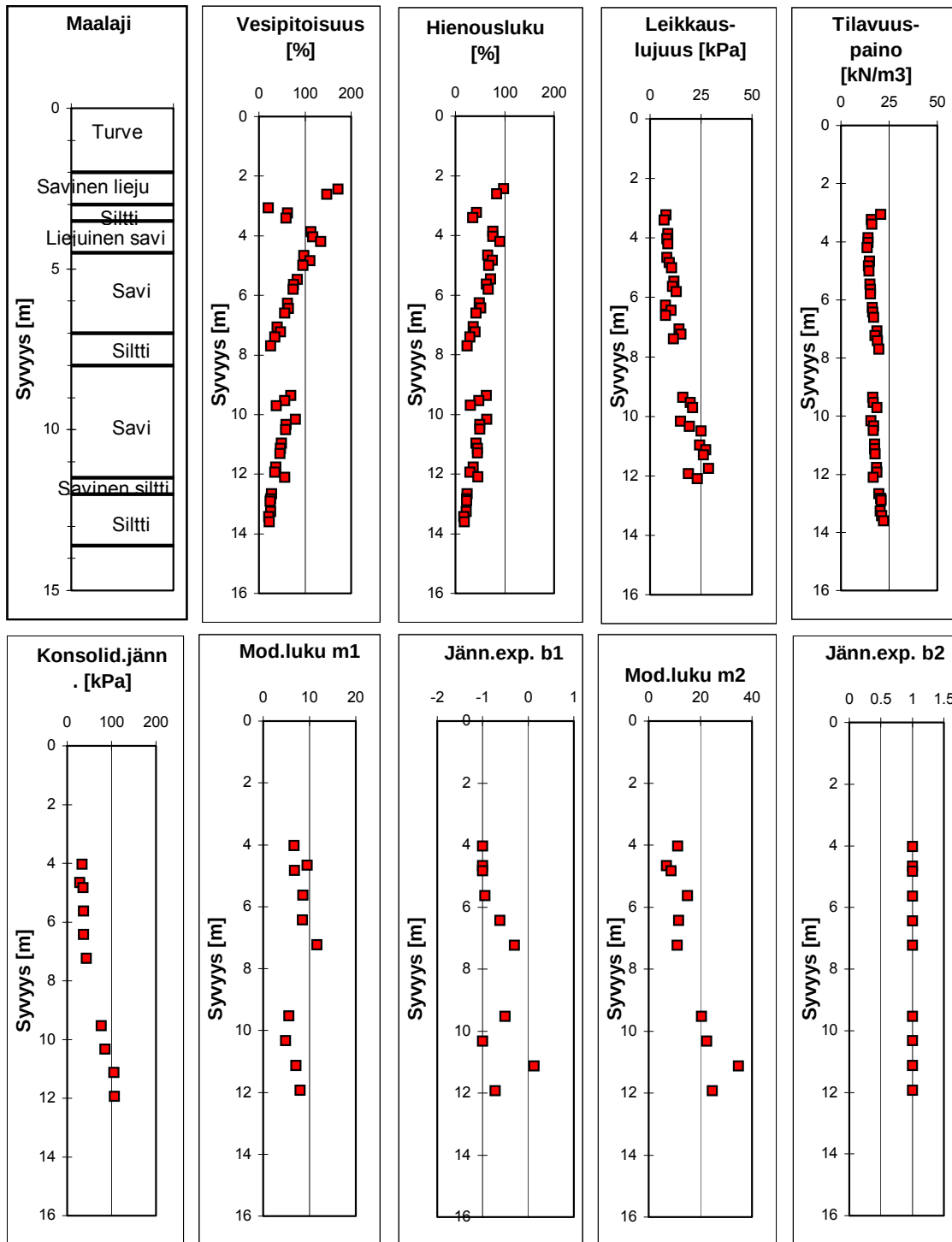
x 26607.6
y 56014.2

x 26573.8
y 55991.8

LIITE 4

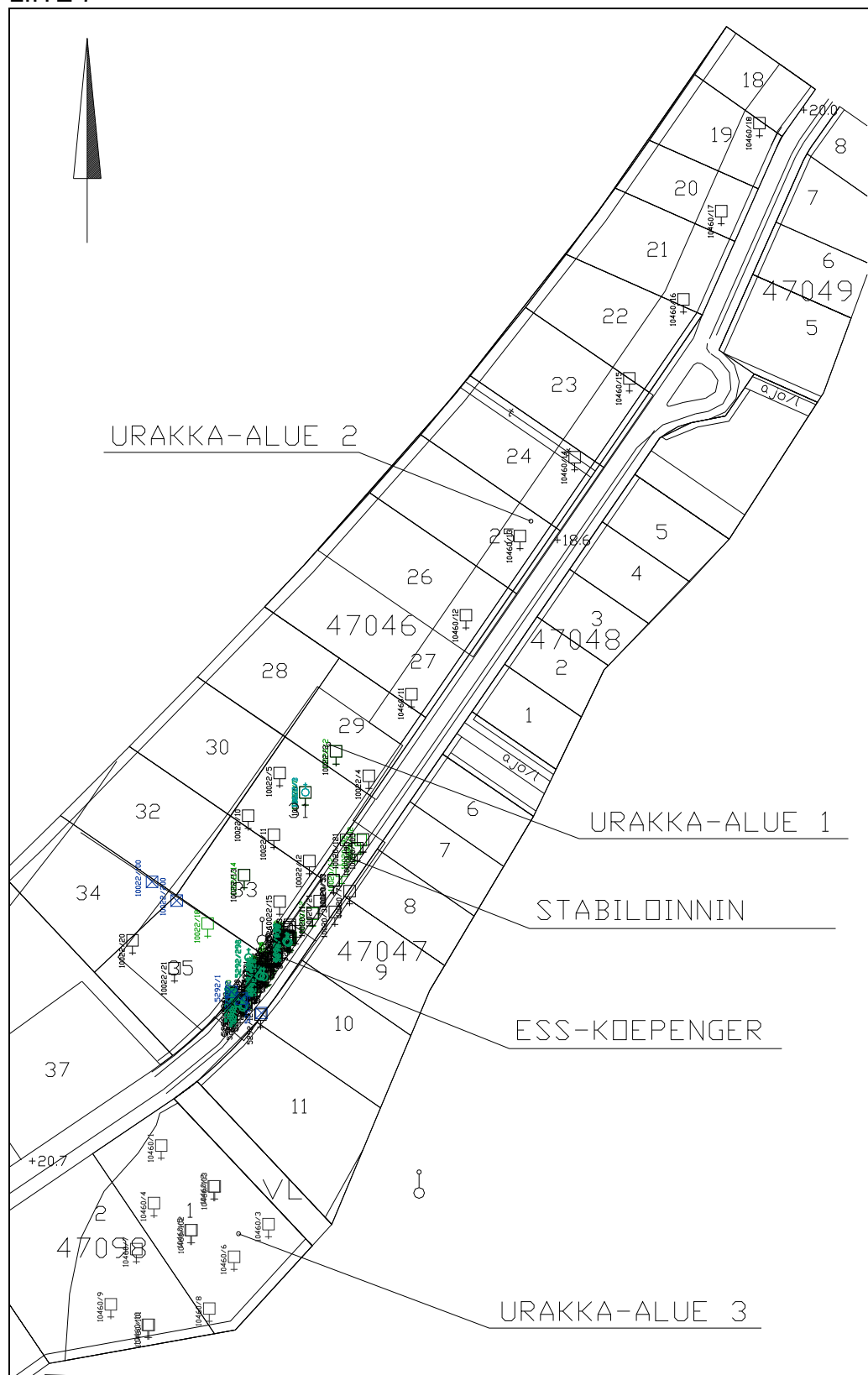
EuroSoilStab/Kivikon koepenger

Sy- vyys [m]	Ma- alaji	W [%]	F [%]	s [kPa]	Y [kN/m ³]
2.43	saLj	171.6	97.8		
2.6	saLj	147.1	83.8		
3.06	HHk	20.5			20.6
3.23	LjSi	62	42.8	7.81	15.7
3.4	LjSi	58.5	35.1	6.96	16
3.86	LjSa	113.1	75.8	8.73	14.1
4.03	LjSa	116.3	75.6	8.24	14
4.2	LjSa	134	89.8	8.73	13.7
4.66	Sa	97.5	65.3	8.24	14.7
4.83	Sa+Hk	110.3	75	9.41	14.4
5	Sa	95.2	67.6	10.6	14.6
5.46	Sa	83.6	71.1	11.7	15.1
5.63	Sa	74.8	62.8	11.1	15.4
5.8	Sa	74	65.9	12.8	15.4
6.26	Sa	62.4	48.7	7.55	16.3
6.43	Sa	63.5	51.1	10.4	16.5
6.6	Sa	56	42	7.55	17.1
7.06	saSi	39.6	36.4	14.3	18.7
7.23	saSi	46.8	39.8	15.2	17.6
7.4	saSi	34.4	29.6	11.4	19
7.7	Si	25.7	23.9		19.7
9.36	Sa	69.2	62.3	16	16.4
9.53	Sa	55.4	47.1	19.8	16.7
9.7	Sa+Hk	37.6	30.8	20.9	18.6
10.16	Sa	79.3	63.4	14.9	15.5
10.33	Sa	58.9	48.9	19.3	17
10.5	Sa	57.4	49.4	25	16.8
10.96	Sa	48.7	41.9	24.4	17.4
11.13	Sa	46.9	44.1	27.4	17.5
11.3	Sa	45.9	44.1	26.2	17.7
11.76	saSi	36.7	35.6	28.7	18.5
11.93	saSi	35	29.1	18.8	18.6
12.1	Sa	55.5	45.5	23.2	16.7
12.66	Si	27	24		19.7
12.83	Si	25	22.5		20.7
12.9	Si	24.6	22.4		20.9
13.26	Si	25.5	21.9		20.5
13.43	Si	21.3	17.5		21
13.6	Si	22	18		22.1

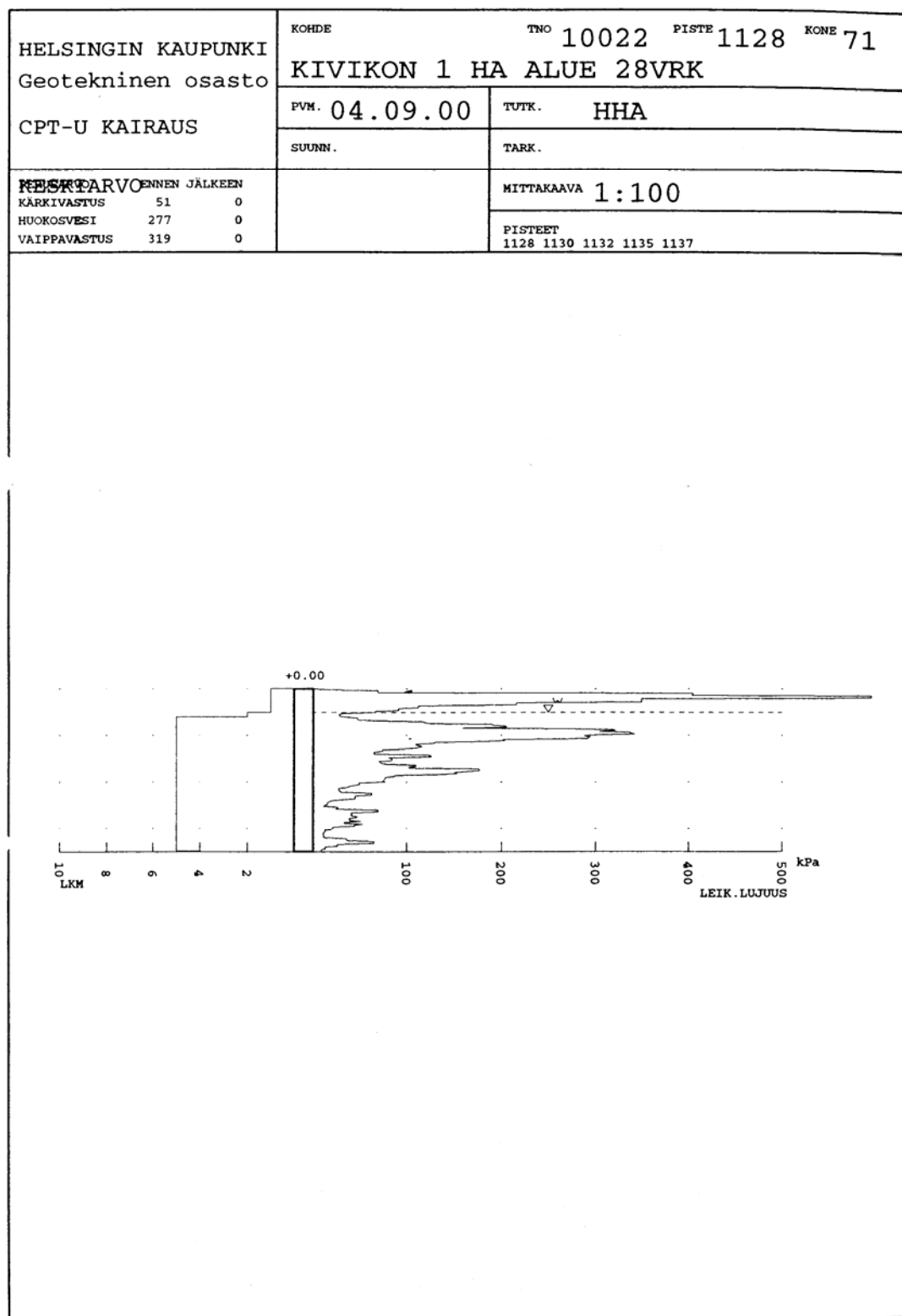


LIITE 6

LIITE 7

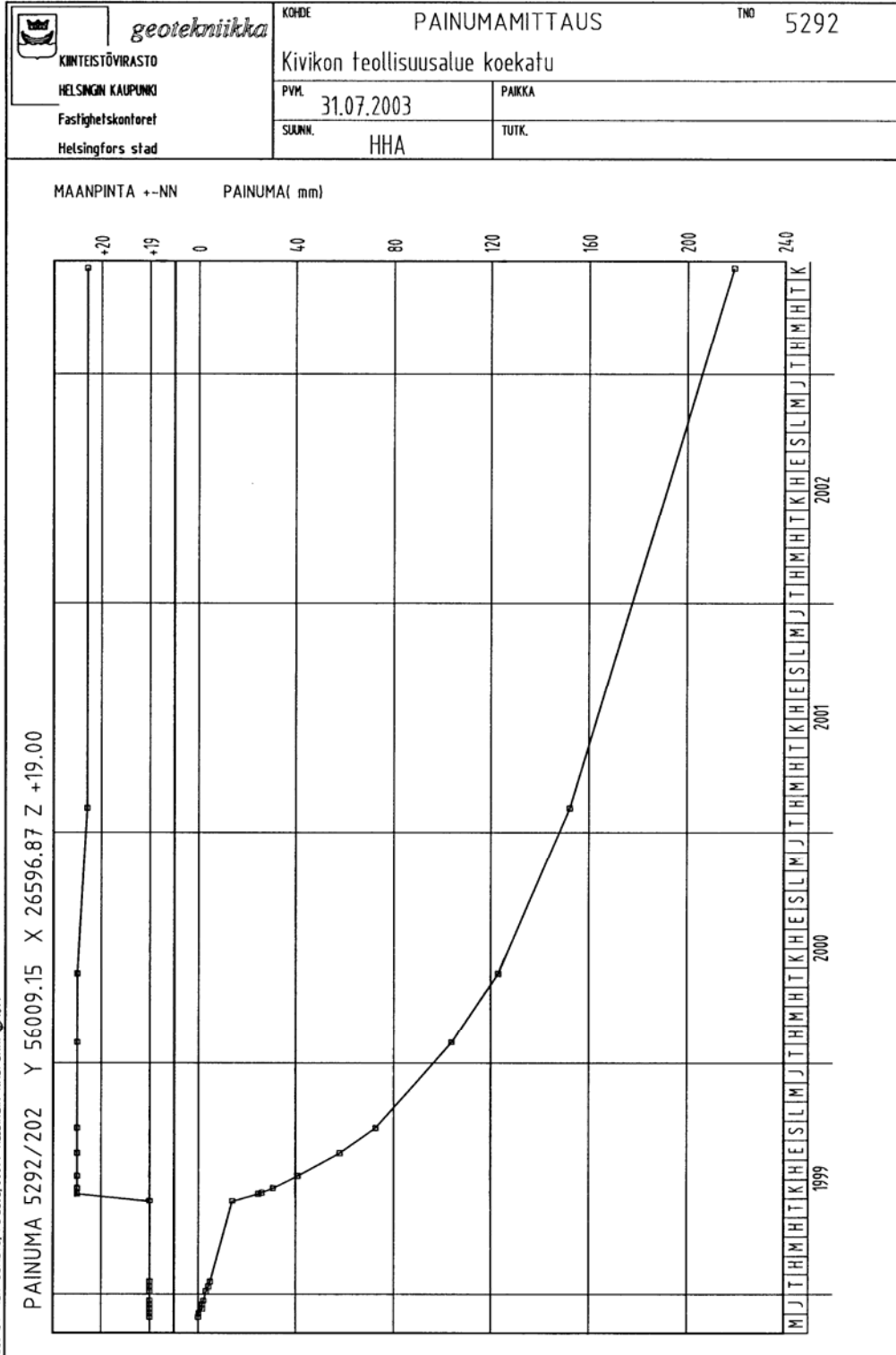


Kivikko. Teollisuusalueen instrumentointia havainnollistava kartta.

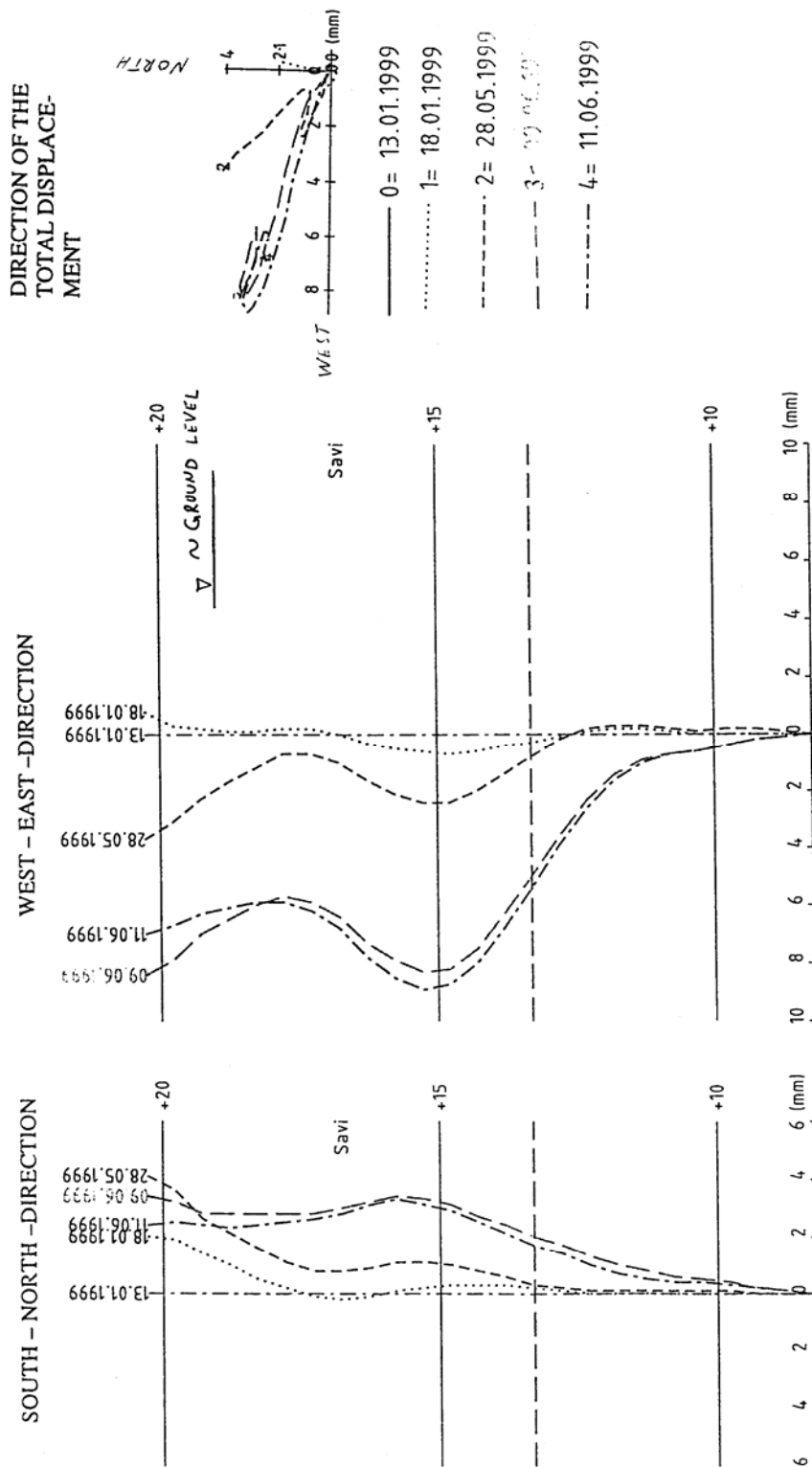


Kivikko. Esimerkki CPT-kairausten keskimääräisestä leikkauslujuudesta massastabiloinnissa urakka-alueella 1 28 vuorokauden lujittumisajan jälkeen.

LIITE 9

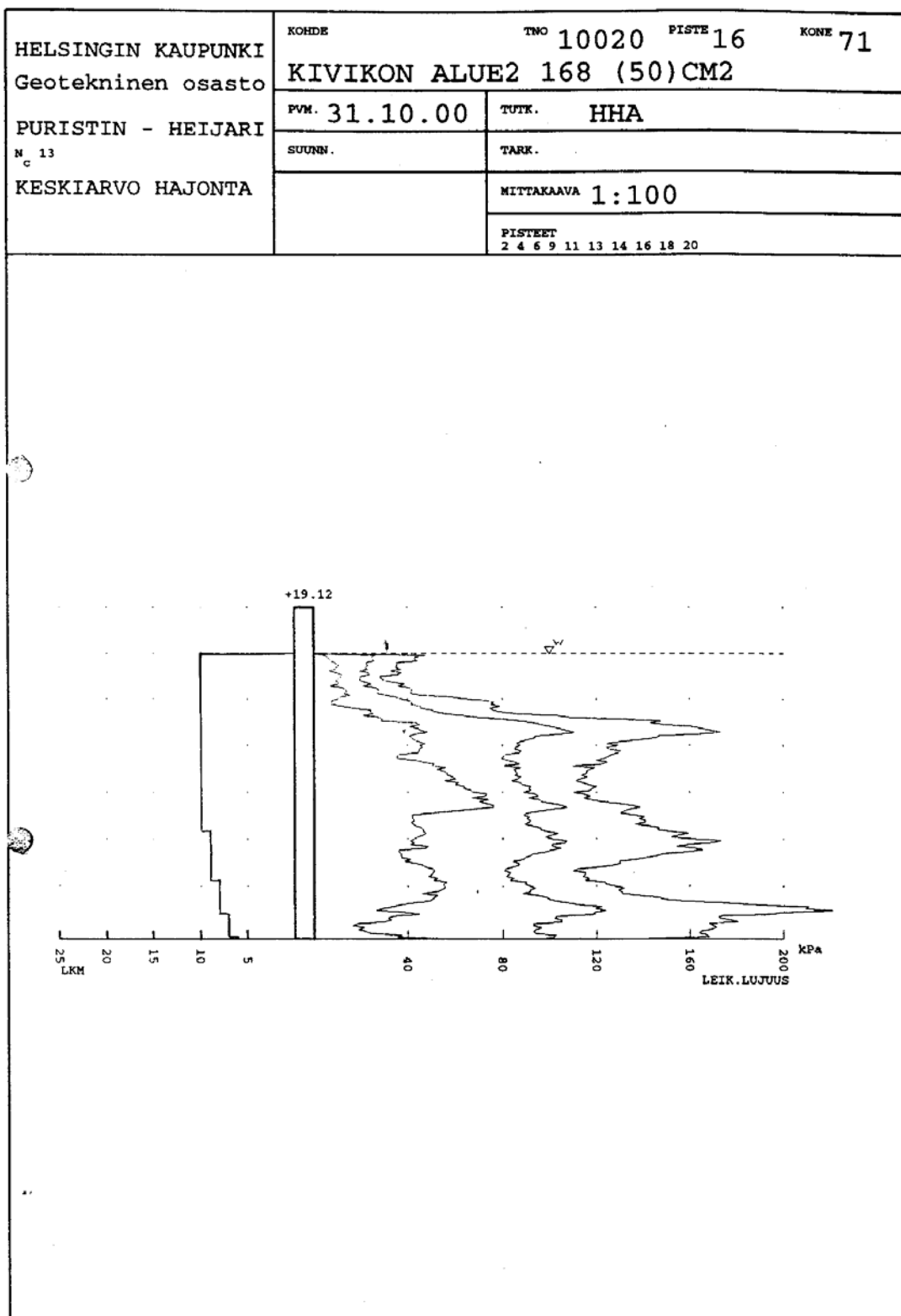


Kivikko. Esimerkki Helsingin geoteknisen osaston painumalaskenta-ohjelmalla tehdystä painumakuvaajasta. Kuvaaja ESS-projektin koepenkereestä 2A.

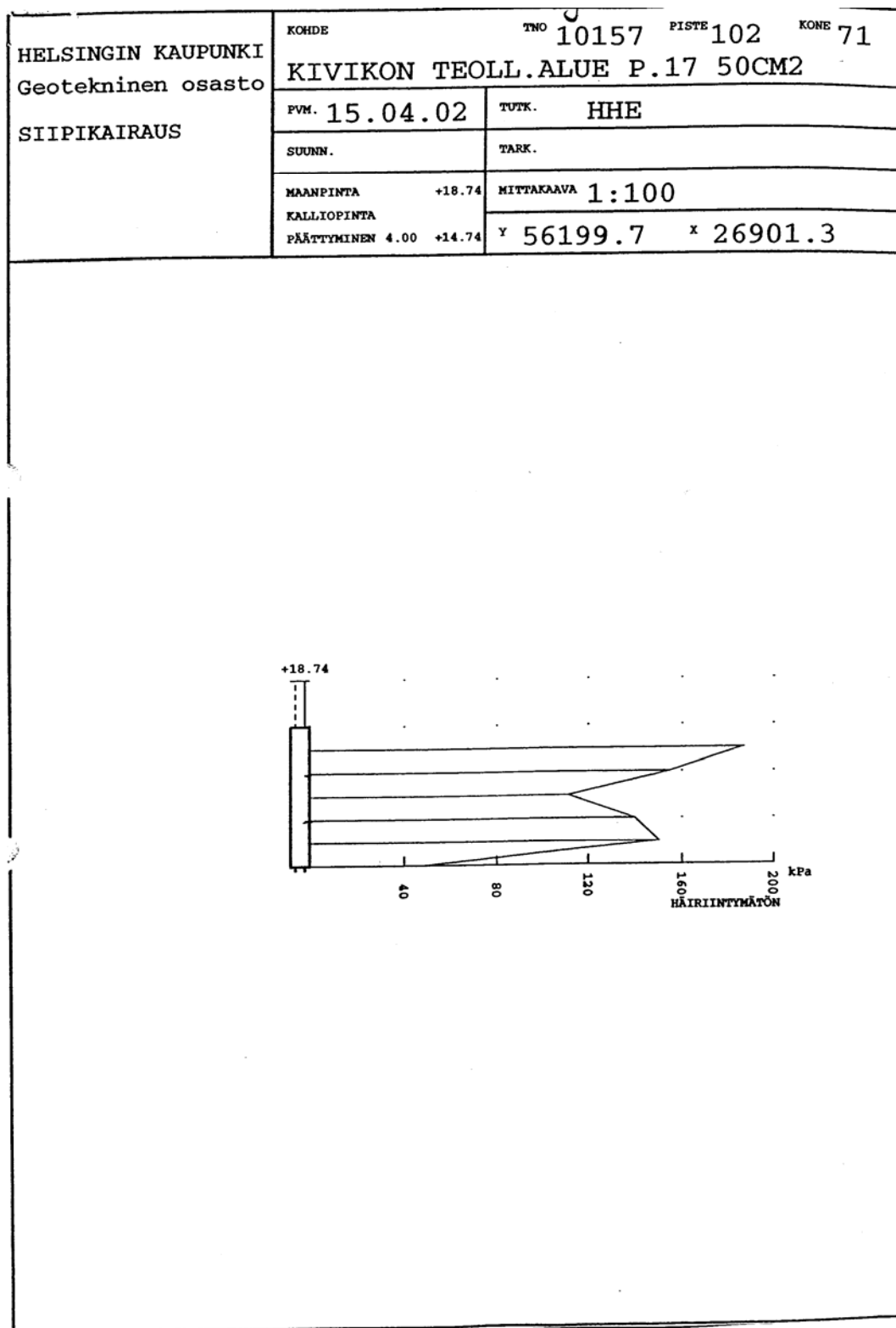


Kivikko. Esimerkki inklinometrimittaustuloksesta vasemmalta puolelta ESS-koepengertä 1 ajalta 13.1.1999...11.6.1999.

LIITE 11

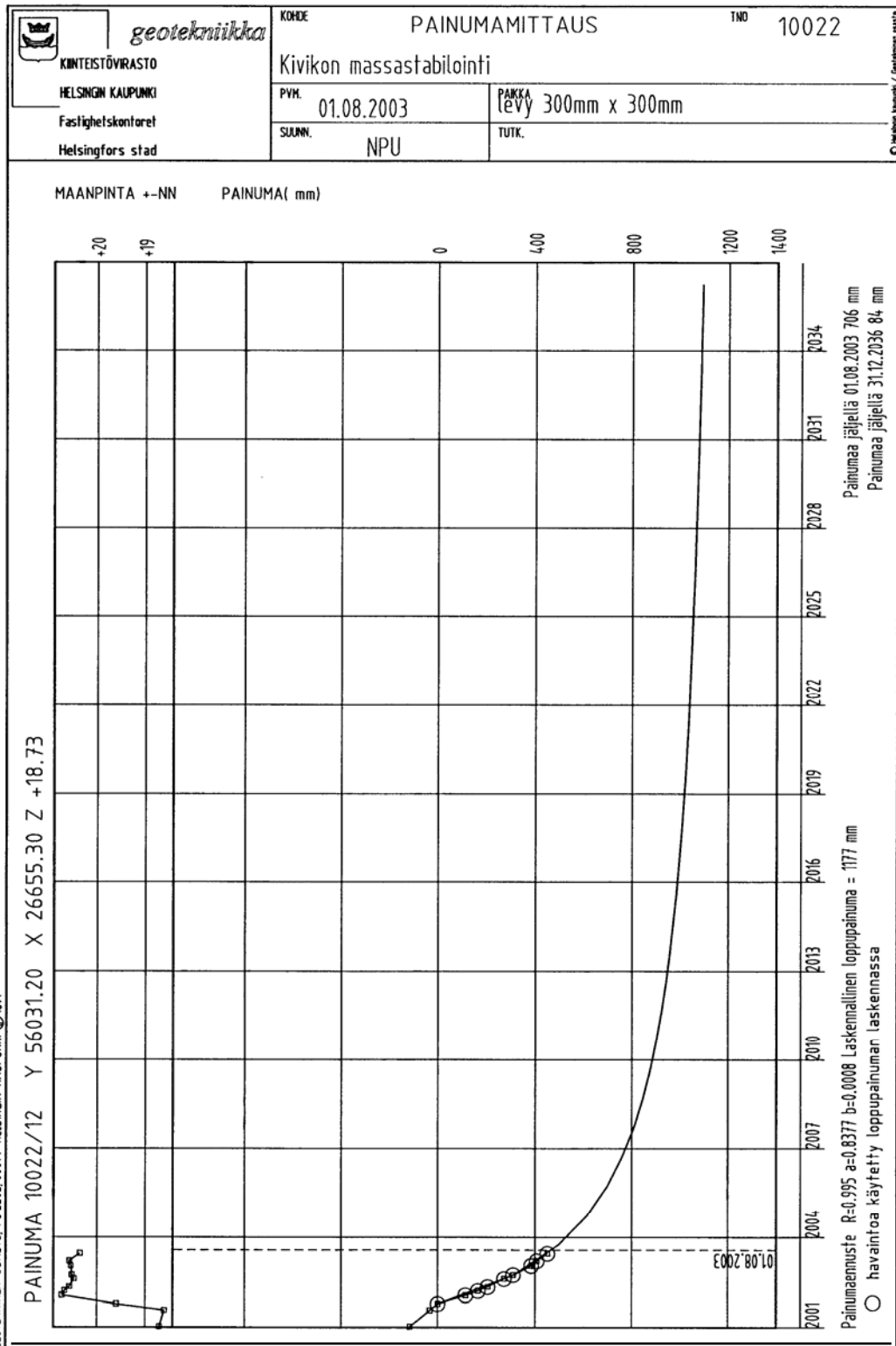


Kivikko. Esimerkki puristin-heijarikairalla määritetyistä pilaristabiloinnin leikkauslujuuksista Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkersestä 2.



Kivikko. Esimerkki siipikairalla määritetystä massastabiloinnin leikkauslujuudesta urakka-alueelta 2.

LIITE 13



Kivikko. Esimerkki Helsingin geoteknisen osaston painumalaskentaohjelmalla saadusta painumakuvaajasta urakka-alueelta 1 vuosille 2006-2036.

Kuvaus

Julkaisija HELSINGIN KAUPUNKI KIINTEISTÖVIRASTO GEOTEKNINEN OSASTO PL 2202 00099 HELSINGIN KAUPUNKI PUHELIN (09) 310 1671, FAX (09) 3103 7840 www.geotekniikka.fi	Julkaisusarja, numero ja julkaisuaika Geoteknisen osaston julkaisu 92 /2007 Marraskuu 2007	
Tekijä(t) Pasi Hautalahti Hannu Halkola Niina Puumalainen	Projektinnumero(t) 10 406	
Julkaisija HELSINGIN KAUPUNKI KIINTEISTÖVIRASTO GEOTEKNINEN OSASTO		
Nimike KIVIKON TEOLLISUUSALUEEN STABILOINNIN KOERAKENTAMINEN		
Tiivistelmä Kivikon turvesuolla toteutettiin vuosina 1997-2003 useasta koerakenteesta koostuva stabilointitutkimushankkeiden sarja. Kokeiden tuloksena kehitettiin Kivikon pienteollisuusalueelle soveltuva massastabilointirakenne sekä kokeiltiin massastabiloinnin ja pilaristabiloinnin yhdistämistä samaan rakenteeseen. Koeprojektien lisäksi tonttialueilla toteutettiin massastabilointia vuosina 2000-2003 kolmella urakka-alueella, jossa aiemmin kehitettyä laitteistoa "ajettiin sisään" suurten alueiden stabilointiin.		
ESS-projektissa kehitettiin pehmeille orgaanispitoisille maille massa- ja pilaristabiloinnin suunnittelua, rakennusmenetelmiä sekä tutkittiin uusien sideaineiden käyttäytymistä luonnon olosuhteissa. Pilareista tutkittiin eri sideaineilla saavutetut lujuudet ja pilareiden kokoonpuristuminen. Lisäksi tutkittiin rakenteiden käyttäytymistä erilaisilla pilariväleillä ja kuormituksilla. Stabiloinnin yhteydessä testattiin myös uudentyyppisiä sekoitinkärkiä. Massastabiloinnissa tutkittiin turve- ja liejuseoksen lujittumista ja käyttäytymistä eri sideainemäärällä.		
Stabiloinnin kehittämisprojektissa kehitettiin uusi massastabilointilaitteisto, kokeiltiin GPS:n hyväksikäyttöä sekä testattiin reaaliaikaisen sideainemittausmenetelmän käyttöönottoa. Laadunvalvontaan kehitettiin uusi laatuluokitus ja stabilointiprosessiin ohjeistus. Pilaristabiloinnin osalta selvittiin sekoitustyön määrän vaikutusta stabilointityön laatuun. Projektissa kehitettiin myös uudenlainen massa- ja pilaristabilointityömenetelmä, jossa massastabilointi tehdään ennen pilaristabilointia. Käytetyllä työjärjestyksellä on se etu, että massastabiloinnilla saadaan hyvä ja kantava työskentelyalusta pilaristabilointikoneelle. Työjärjestyksen avulla vältetään myös turhia massansiirtoja.		
ESS-koepenkereen pilareissa, suhteellisesti parhaimpaan lopputulokseen päästiin yleisementin ja kalkin seoksella 120 kg/m ³ . Stabiloinnin kehittämisprojektin pilareihin valittiin edellä mainituin perustein kalkin ja yleisementin (1:1) seos ja sekoitusmäärää vaihdeltiin. Stabiloinnin kehittämisprojektin pilareissa leikkauslujuudet jäivät tavoitellusta. Tulosten perusteella todettiin, että sekoitustyön määrää kasvattamalla ei voida vaikuttaa pilareiden lujuuksiin, mutta pilareihin joutuvaa ilmamäärää vähentämällä voidaan ehkä parantaa lujuuksia. Massastabiloidulle turve- ja liejukerrokselle saatiin paras toimivuus, kun sideaineena käytettiin yleisementtiä 100 kg/m ³ . Havaintojen mukaan leikkauslujuudet alenivat selvästi, jos sideaineen määrä jäi alle 100 kg/m ³ . Stabiloinnin kehittämisprojektin massastabiloiduissa koerakenteissa jäätin tavoitelluista leikkauslujuuksista, kun massastabiloinnin läpi oli tehty pilaristabilointi.		
Ennusteiden perusteella vuonna 2003 ESS-penkereillä painumaa oli jäljellä noin 100...150 ja Stabiloinnin kehittämisprojektin koepenkereillä 280...440 mm. Pelkästään massastabiloitujen alueiden pinnan painuma johtuu suurelta osin massastabiloidun kerroksen alapuolisten savikerrosten kokoonpuristumisesta. Massastabiloitu kerros kokoonpuristui seurantajakson aikana ainoastaan 2 %. Erilaiset painumat ja painumaennusteet johtuvat erimittaisista seuranta-ajoista.		
Toteutettujen kohteiden perusteella massastabilointitöiden pääasiallinen kustannustekijä on sideainekustannukset, jotka ovat pelkässä massastabiloinnissa lähes 50 % kokonaiskustannuksista. Yhdistetyssä massa- ja pilaristabilointityössä massastabiloinnin sideainekustannukset, muodostavat noin kolmanneksen kokonaiskustannuksista.		
Avainsanat Kivikon teollisuusalue, massastabilointi, yhdistetty massa- ja syvästabilointi, turve		
ISSN 1458-2198	ISBN 978-925-223-008-9	Luokitus (UDK) 624.13
Kieli suomi, engl. tiivistelmä	Sivuja 88 s. + liitteet 16 s.	

DESCRIPTION

Published by HELSINKI CITY REAL ESTATE DEPARTMENT GEOTECHNICAL DIVISION P.O Box 2202 00099 THE CITY OF HELSINKI FINLAND PHONE (09) 310 1671, FAX (09) 3103 7840 www.geotechnics.fi		Series title, number and date Geotechnical Division 92 /2007 November 2007	
Author(s) Pasi Hautalahti Hannu Halkola Niina Puumalainen		Project number(s) 10 406	
Commissioned by HELSINKI CITY REAL ESTATE DEPARTMENT GEOTECHNICAL DIVISION			
Title FULL-SCALE STABILIZATION TESTS IN KIVIKKO			
Abstract Two stabilization projects containing the construction of several full-scale test structures were carried out in Kivikko during 1997-2003. As their result, a mass stabilization structure suitable for the difficult geotechnical conditions of Kivikko peat and clay area was invented. For the first time in Helsinki a combination structure with both mass and column stabilization was tested. In addition, three contract-areas were mass stabilized during 2000-2003 in order to get information of the implementation of the process in large scale. The EuroSoilStab-project (1999-2002) concentrated on structural designing and construction techniques of mass and column stabilization. New binder combinations were tested in-situ. The shear-strength of the columns obtained with each binder mixture and the compaction of the columns were examined. The column distance and the load on top of the structure varied. Also new mixing tools were tested. Mass stabilization was done by using different binders and the strengthening and overall behavior of the treated peat and slurry were investigated. The N&N project was carried out during 2000-2003. A new mass stabilization unit was invented and GPS-techniques were tested in the measuring of the binder content. A new classification system for quality control and stabilization instructions were invented. The correlation between the mixing amount and the final quality was also tested. A new working order in which mass stabilization was executed before column stabilization was developed. Within 24 hours the bearing capacity of the mass stabilized layer had increased enough to carry the column stabilization unit. With this order needless mass transportations could be avoided. In ESS-project the best results were obtained by using a binder which contained Portland cement and lime 120 kg/m3. In the N&N project this binder mixture was used in all test structures and the amount of mixing was varied. In the N&N project none of the stabilized columns obtained the desired shear strength. The results proved that the column strength can not be improved by increasing the amount of mixing. For better results the quantity of air bubbles within the columns should be decreased. In mass stabilized layers the best results were gained by using Portland cement 100 kg/m3. The shear strength was significantly lower if the binder amount didn't reach 100 kg/m3. The mass stabilized test structures didn't reach the desired shear strength when the mass stabilized layer was pierced with column stabilization. In 2003 the predicted settlements for the ESS-test structures varied between 100 mm and 150 mm and for the N&N test structures between 280 mm and 440 mm. In mass stabilized contract-areas the total settlement was mainly caused by the settlements of the non stabilized clay layers underneath the treated peat. During the measuring period the settlement of the mass stabilized layer was only 2 %. The variation between the settlements is mainly due to the variation in the monitoring time. The large scale tests confirmed that 50 % of the total cost of mass stabilization is caused by the binder price. In combined mass and column stabilization contracts approximately 40 % of the total costs are due to binder price.			
Key words Kivikko industrial area, mass stabilization, combined mass and column stabilization, peat			
ISSN 1458-2198		ISBN 978-925-223-008-9	Class (UDC) 624.13
Language Finnish, Engl. Abstr.		Pages 88 p. + app. 16 p.	