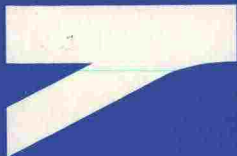


2003 0010



Tieliikelaitos

Matti Laakso, Michael Plathan

Syvästabiloinnin kehityshankkeet Suomessa

Helsingin ammattikorkeakoulun opiskelijaprojekti



Helsinki 2002



TIEHALLINTO



Tieliikelaitos



HELSINGIN KAUPUNKI
KIINTEISTÖVIRASTO

Tieliikelaitos

625.7/8 TIE

Matti Laakso, Michael Plathan

Syvästabiloinnin kehityshankkeet Suomessa

Helsingin ammattikorkeakoulun opiskelijaprojekti



Tieliikelaitos

Helsinki 2002

ISBN 952-5408-08-6

Edita Prima Oy
Helsinki 2002

Julkaisu on saatavana:
Tieliikelaitos, konsultointi
Geosuunnittelu.
faksi 020 444 2929



Painotuote

Tieliikelaitos
Opastinsilta 12 B
PL 73
0521 HELSINKI
Puhelinvaihte 020 444 11

Asiasana: Syvästabilointi, kehittäminen
Aiheluokka: 62

TIIVISTELMÄ

Tämän opiskelijaprojektina toteutetun selvityksen tavoitteena oli koota yhteen useiden eri syvästabiloinnin tutkimushankkeiden tuloksia. Samalla tarkoituksena oli tehdä tästä selvityksestä runsasta kuvitusta käyttäen sekä syvästabiloinnin perusteista kertoen niin yksinkertainen, että tämän tutkimuksen sisällön voi ymmärtää ilman aiempaa kokemusta tai asiantuntemusta syvästabiloinnista.

Tutkimuksen lähdemateriaalina on käytetty lähinnä Tielaitoksen (vuoteen 2001 asti), sekä Tieliikelaitoksen (vuoden 2001 jälkeen) ja Helsingin kaupungin omista syvästabilointikohteistaan tekemiä syvästabiloinnin tutkimusraportteja. Tutkimusraporttien valintakriteerinä on kuitenkin usein pidetty sitä, että niissä on kokeiltu jotain uutta syvästabilointimenetelmää.

Osa eri tutkimushankkeiden käsittelemistä menetelmistä on selkeästi käytössä nykyäänkin, mutta osalle menetelmistä ei ole löytynyt merkittävää jatkokäyttöä.

Tämän selvityksen tarkoitus on auttaa syvästabiloinnin kanssa tekemisissä olevia henkilöitä löytämään nopeasti tietoa tässä selvityksessä käsiteltyjen syvästabiloinnin tutkimushankkeiden oleellisimmista pääkohdista. Selvityksen ei ole tarkoitus toimia varsinaisena mitoitushojeena, vaan toimia suuntaa antavana käsikirjana mitoitushojeen rinnalla.

Tutkimuksessa kävi ilmi, että syvästabiloinnin mitoitus ei ole vielä oikein vakiintunut, vaikka menetelmä on ollut Suomessakin käytössä jo vuodesta 1974 saakka. Erilaisia syvästabiloinnin mitoitushojeita on useita ja niitä on päivitetty tietämyksen lisääntyessä.

ALKUSANAT

Tämä projektityö on tehty Tieliikelaitoksessa. Projektityö on osa insinööri amk-koulutusta, jonka opintoviikkolaajuus on 160 ov. Projektityö tehtiin parityönä ja työn suorituksesta kumpikin tekijä sai 10 ov.

Selvityksen ohjausryhmään kuuluivat Mikko Smura Tieliikelaitoksesta, Pentti Salo Tiehallinnosta ja Osmo Korhonen Helsingin kaupungista. Valvojaryhmään kuuluivat Simo Hoikkala ja Tuomo Suorsa Helsingin ammattikorkeakoulusta. Raportin ovat koonneet Matti Laakso ja Michael Plathan Helsingin ammattikorkeakoulusta.

Helsingissä, joulukuussa 2002

Tieliikelaitos

SISÄLTÖ

1	JOHDANTO	9
2	SYVÄSTABILOITUJEN PILARIEN JA MAAN YHTEISTOIMINTA	12
	2.1 Tarkasteltava työ	12
	2.2 Työn sisältö	12
	2.3 Lopputulokset	17
	2.4 Johtopäätökset	18
3	MÄÄRÄMITTAISEN SYVÄSTABILOINNIN MITOITUS	21
	3.1 Tarkasteltava työ	21
	3.2 Työn sisältö	22
	3.3 Lopputulokset	23
	3.4 Johtopäätökset	25
4	LUISKAN VAHVISTUS STABILOIMALLA – KEHÄ I MALMINKAARI	29
	4.1 Tarkasteltava työ	29
	4.2 Työn sisältö	29
	4.3 Lopputulokset	32
	4.4 Johtopäätökset	32
5	STABILOIMALLA TUETTU KAIVANTO (PYÖRREPAALUT)	33
	5.1 Tarkasteltava työ	33
	5.2 Työn sisältö	33
	5.3 Lopputulokset	35
	5.4 Johtopäätökset	37
6	SYVÄSTABILOINTI TIELAITOKSEN KOHTEISSA / OSA 1: TOTEUTETUT KOHTEET	38
	6.1 Tarkasteltava työ	38
	6.2 Työn sisältö	38
	6.3 Lopputulokset	39
	6.4 Johtopäätökset	40
7	SYVÄSTABILOINTI TIELAITOKSEN KOHTEISSA / OSA 2: LAADUNVALVONTATUTKIMUKSET JA LAADUNALITUSTEN VAIKUTUS	41
	7.1 Tarkasteltava työ	41
	7.2 Työn sisältö	41
	7.3 Lopputulokset	42
	7.4 Johtopäätökset	42
8	KT 51 KIRKKONUMMEN SYVÄSTABILOITU KOEPENGER, 1996 – 97	43
	8.1 Tarkasteltava työ	43

8.2 Työn sisältö	43
8.3 Lopputulokset	43
8.4 Johtopäätökset	44
9 SAVIEN STABILOINTI ERI SIDEAINEILLA, KENTTÄKOKEIDEN TULOKSET	45
<hr/>	
9.1 Tarkasteltava työ	45
9.2 Työn sisältö	45
9.3 Lopputulokset	46
9.4 Johtopäätökset	46
10 TURPEEN STABILOINTI VEITTOSTENSUOLLA	47
<hr/>	
10.1 Tarkasteltava työ	47
10.2 Työn sisältö	47
10.3 Lopputulokset	50
10.4 Johtopäätökset	58
11 YHTEENVETO JA KEHITTÄMISEHDOTUKSET	59
<hr/>	
12 KIRJALLISUUS	61
<hr/>	

1 JOHDANTO

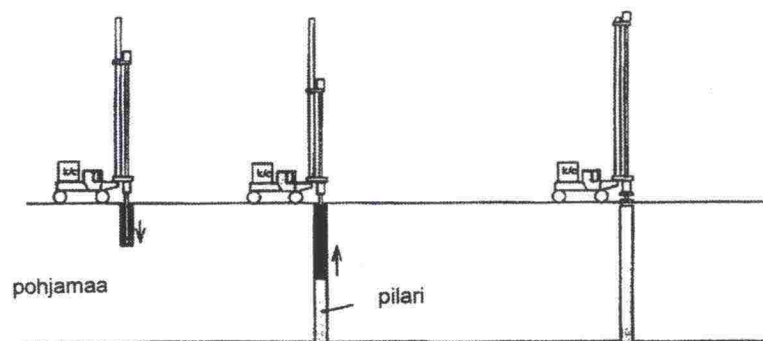
Pehmeän maapohjan vahvistaminen rakennuskelpoiseksi on ollut kautta aikojen haasteena rakentajille. Suomessa pehmeä maapohja muodostuu jääkausien aiheuttamista mineraalipitoisista savikoista sekä eloperäisistä orgaaneista aineosista koostuvista soista. Aikaisemmin pehmeiköille rakentamista on pyritty välttämään, mutta nykyään asutuksen keskittyessä tietyille tiiviisti rakennettaville alueille, ei savi- ja turvealueille rakentamista useinkaan voida välttää.

Suomessa on tehty syvästabilointiin liittyvää kehitystyötä ja koerakenteita mm. Tiehallinnon ja joidenkin kuntien toimesta. Näitä tietoja ei kuitenkaan ole koottu ”yksiin kansiin” ja sen takia ongelmana on tiedon hajanaisuus ja puute

Tavoitteena on luoda selvityshanke, johon kerätään tieto tärkeimmistä säädetuista syvästabiloinnin tutkimustuloksista. Tarkasteltavia tutkimushankkeita on yhdeksän, joista jokaisesta on laadittu lyhyt kuvaus kyseisen tutkimuksen tärkeimmistä tuloksista. Tämän, näiden yhdeksän tutkimushankkeen pohjalta luodun yhteenvedon tarkoitus on auttaa valitsemaan oikeita työmenetelmiä ja sideainevalintoja sekä tukea syvästabiloinnin mitoitusohjetta.

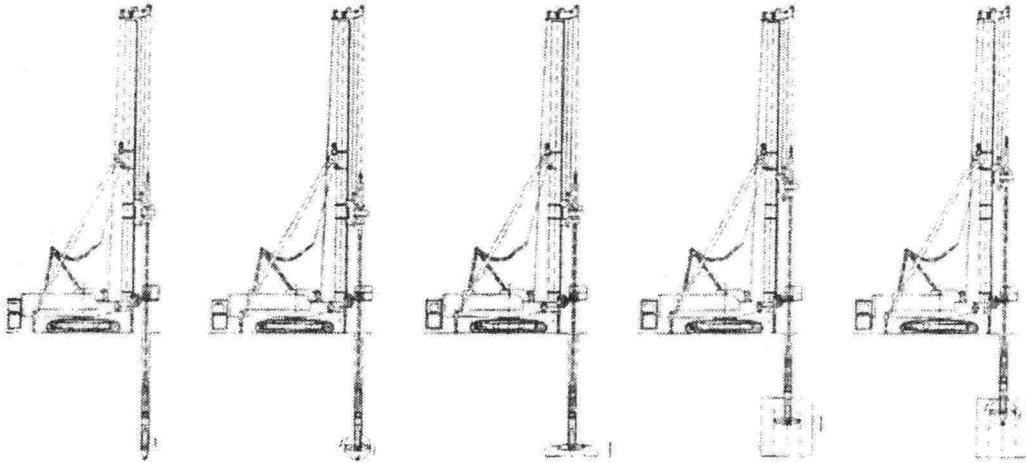
Suomessa käytetään yleisesti syvästabiloinnissa ns. kuivamenetelmää, jossa sideaine sekoitetaan maahan sekoitinkärjen ja paineilman avulla. Sideaine kovettuu reagoidessaan maassa olevan kosteuden kanssa. Alapuolella kuvassa 1.1 olevan kuivastabilointikoneen toimintaperiaate on seuraavanlainen:

- puomissa oleva kärki painetaan suunniteltuun syvyyteen
- kuivaa sideainetta syötetään ylipaineella, ja on tärkeätä huomioida että sideaineen syöttö on tasaista
- kärki pyörii koneen puomissa mitoitettulla pyörimisnopeudella, ja kuljettaja nostaa kärkeä suunnitellulla nostonopeudella
- sideaine reagoi maassa olevan kosteuden kanssa ja kovettumisreaktio on betonin kaltainen.



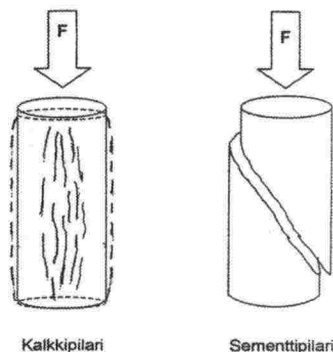
Kuva 1.1 Syvästabiloinnin periaate kuivamenetelmällä /1, s. 15/.

Märkämenetelmässä sideaine johdetaan maahan nestemäisenä. Sideainena käytetään sementtiä ja syöttöpaineen tulee olla suhteellisen suuri, noin 700 kPa (kuva 1.2).



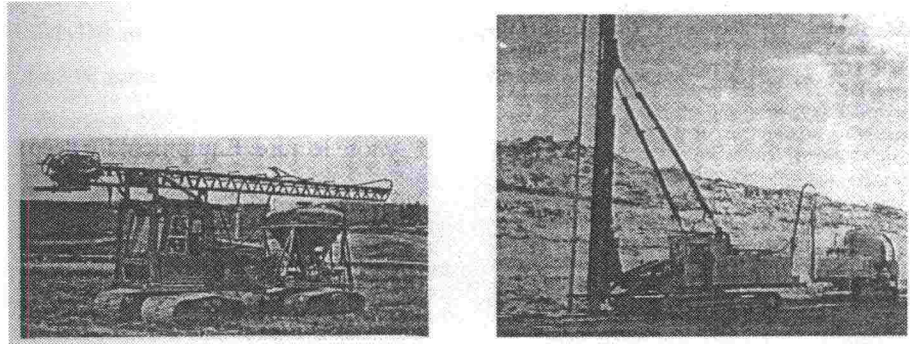
Kuva 1.2 Märkämenetelmällä stabilointi /3, s. 20/.

Nykyisin syvästabiloinnissa käytetään useimmiten kalkkisementtipilareita, jossa kalkki sitoo kovettamisreaktioon tarvittavaa vettä ja sementti lujittaa pilaria. Alla olevasta kuvasta (kuva 1.3) nähdään havainnollisesti miten kalkkipilari sekä sementtipilari käyttäytyvät yksiakselisessa puristuskokeessa. Kalkin ja sementin erilaisesta käyttäytymisestä johtuen pilarien sideaineena käytetään useimmiten kalkkimenttiä, jotta pilarin toiminnasta saadaan optimaalinen.



Kuva 1.3 Kalkki- ja sementtipilarin kaavamainen käyttäytyminen yksiakselisessa puristuskokeessa /1, s. 17/.

Kuvassa 1.4. vasemmalla nähdään yksi ensimmäisistä syvästabilointiin käytetyistä koneista, jonka voidaan huomata muistuttavan suurelta osin vieressä oikealla puolella nähtävää nykyaikaista stabilointikonetta.



Kuva 1.4 Kuvassa vasemmalla Linden-Alimak LPS4 vuodelta 1974, oikealla uusi stabilointikone vuodelta 1999 /3, s. 15/.

Syvästabiloinnin nimikkeistöön ei ole saatu kunnollista yhtenäistä linjaa ja nimikkeistö on usein osin epämääräinen myös syvästabiloinnin tekijöille. Paitsi että nimikkeistö on vaihtelevaa, siitä löytyy myös ristiriitaisuuksia yleisten käsitteiden kanssa. Pilareilla ja paaluilla tarkoitetaan rakennustekniikassa yhtenäistä rakennetta, millainen maa- ja sideaineen sekoituksen tuloksena syntyvä syvästabiloitu pilari ei nimestään huolimatta kuitenkaan ole. Myöskin puhuttaessa paaluista syvästabiloinnin yhteydessä ollaan ristiriidassa yleisen rakennustekniikan nimikkeistön kanssa.

2 SYVÄSTABILOITUJEN PILARIEN JA MAAN YHTEISTOIMINTA

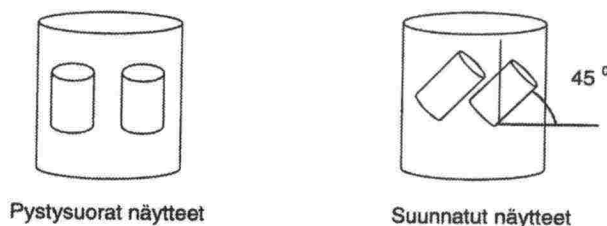
2.1 Tarkasteltava työ

Jyrki Nikkisen tekemässä syvästabiloitujen pilarien ja maan yhteistoiminnan tutkimuksessa on keskitytty puolilujien sekä lujien pilarien ja maan yhteistoiminnan tarkasteluun. Tielaitoksen keskushallinnossa (nyk. Tiehallinto) tie- ja liikennetekniikka yksikössä tehty työ on samalla hänen diplomityönsä. Pilaritutkimukset tehtiin Muurla E18/VT1 sekä Espoo Kehä II tietyömaiden hankkeista.

2.2 Työn sisältö

Tutkimuksessa on selvitetty pohjamaan ja puolilujien sekä lujien pilareiden yhteistoimintaa sekä näiden ominaisuuksien vaihtelua erilaissa kuormitus- ja pengertilanteissa. Keskeisenä tavoitteena on ollut myös käsitellä syvästabiloidun pilarin ja maan yhteistoimintaa liittorakenteena sekä taloudellista työmenetelmiä ja mitoitusta.

Tutkimuskohteista ylösnostetuista pilareista otettiin kuvan 2.1 mukaiset pystysuorat sekä suunnatut näytteet, jotka koestettiin kolmiakσιαalis- ja puristuskokeilla, joista kolmiakσιαaliskokeen todettiin hyvin soveltuvan pilarien lujuus- ja muodonmuutosparametrien määrittämiseen. Penkereiden osalta on syvästabiloinnin vaikutuksia eri kuormitustilanteissa tarkasteltu FEM-analyysillä. Myös Matti Kiveliön väitöskirjassa esitetty teoria pilarin ominaisuuksien riippuvuudesta pilarin sijaintiin ja korkeusasemaan potentiaalisella liukupinnalla osoittautuu käyttökelpoiseksi. Jyrki Nikkisen tutkimuksessa saadut tulokset on laskettu FEM-laskentaan perustuvalla ABAQUS ohjelmalla.



Kuva 2.1 Näytteiden poraus /1, s. 70/.

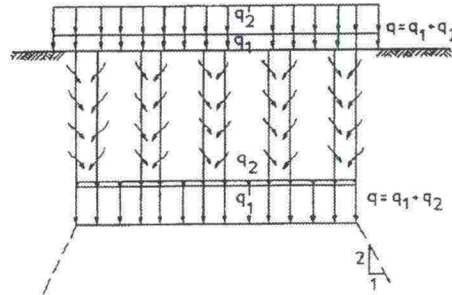
Syvästabiloitujen pilareiden ja pohjamaan yhteistoimintaan liittyviä yleisiä periaatteita pengertapauksissa.

Pilarit toimivat ja käyttäytyvät paremmin lujemmassa pohjamaassa.

Penkereen stabiliteetin kannalta pieni pilariväli on pilareiden lujuutta tärkeämpi tekijä:

- pohjamaan- ja pilarien murtovenymisen tulisi olla mahdollisimman samaa suuruusluokkaa
- pystysiirtymät keskittyvät suurimmaksi osaksi penkereen keskimmaisille pilareille, joten niissä tulee erityisesti huomioida pilariväli- ja lujuus

- pilarien vertikaalijännitys on pienin pilarin yläosassa ja suurin sen alaosassa.



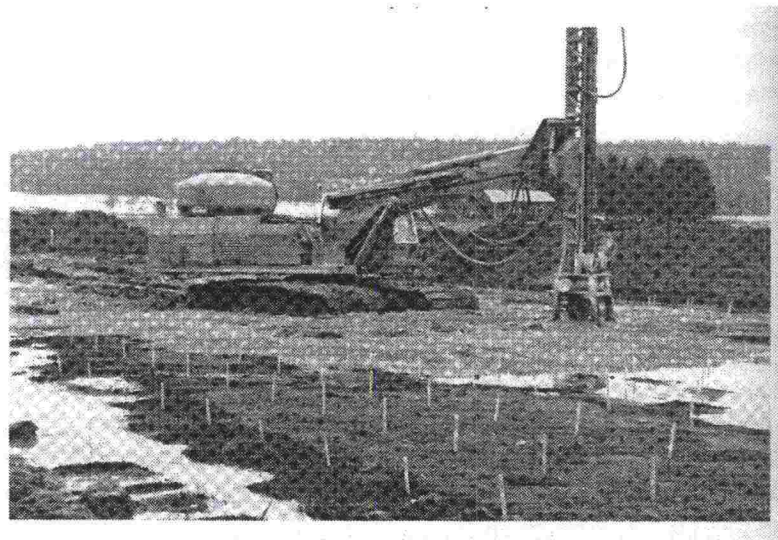
Kuva 2.2 Kuormien jakaantuminen pileille ja pohjamaalla /1, s. 71/.

Kohde 1. Muurla E18/VT1

E18-moottoritiettyömaa sijaitsee Ruotsalan laajalla pehmeiköllä. Urakoitsija valmisti 6 kpl erilujuisia koepilareita joiden valmistusominaisuudet on kuvattu taulukossa 2.1. Pilarit nostettiin maasta tutkittavaksi 33 vrk ikäisinä.

Taulukko 2.1 Muurlan koepilarien valmistusominaisuudet /1, s. 71/.

Tavoiteleikkauslujuus	50 kPa	100 kPa	200 kPa
	600 mm	600 mm	600 mm
Sideaine	K + S 1:1	K + S 1:1	K + S 1:1
Sideainepitoisuus	32 kg/jm = 113 kg/m ³	62 kg/jm = 219 kg/m ³	84 kg/jm = 297 kg/m ³
Terän nousunopeus	14,3 mm/r	11,4 mm/r	9,0 mm/r



Kuva 2.3 Syvästabilointikone Muurlan moottoritiettyömaalla /1, s. 20/.

Kohde 2. Espoo Kehä II

Kohde sijaitsee Espoossa Sepänkylän eritasoliittymän tietyömaalla jossa pohjavahvistuksena käytettiin syvästabilointia. Urakoitsija valmisti 3 kpl eriluisia koepilareita joiden valmistusominaisuudet on kuvattu taulukossa 2.2. Taulukosta puuttuu terän nousunopeuden lukuarvot. Pilarit nostettiin maasta tutkittavaksi 40 vrk ikäisinä.

Taulukko 2.2 Espoo Kehä II koepilarien valmistusominaisuudet /1, s. 74/.

Tavoiteleikkauslujuus	50 kPa	100 kPa	200 kPa
Pilarin halkaisija	600 mm	600 mm	600 mm
Sideaine	K + S 1:1	K + S 1:1	K + S 1:1
Sideainepitoisuus	22 kg/jm = 78 kg/m ³	36 kg/jm = 125 kg/m ³	68 kg/jm = 240 kg/m ³

Koepilarien irrotus ja kuljetus tutkittavaksi TTKK:lle

Molemmissa kohteissa koepilareiden irrotus tapahtui painamalla kaivinkoneella stabiloitujen pilareiden ympärille halkaisijaltaan noin 0,75 m teräsputket parin metrin syvyyteen, jolloin koepilarit saatiin kokonaisuudessaan irrotettua kaivamalla pilareiden ympärykset auki ja siirtämällä ne kaivinkoneen kauhassa kuorma-auton lavalle.



Kuva 2.4 Teräsputken tunkkaaminen koepilarien ympärille /1, s. 72/.



Kuva 2.5 Koepilarin irrotus ja nosto auton lavalle /1, s. 72/.

Kohteista saadut tulokset

Koepilareista otettiin 6 kpl pystysuoria sekä 6 kpl suunnattuja (45° kulmassa porattuja) näytteitä joista saatiin tuloksia taulukoiden 2.3 ja 2.4 mukaan.

Taulukko 2.3 Pilarinnäytteiden tilavuuspainojen hajonta /1, s. 75/.

	Muurla	Espoo
Pystysuorat näytteet	16,3 – 16,8 kN/m ³	15,6 – 17,1 kN/m ³
Suunnatut näytteet	16,3 – 16,8 kN/m ³	15,7 – 17,0 kN/m ³

Taulukko 2.4 Pilarinäytteiden vesipitoisuuksien hajonta /1, s. 75/.

	Muurla	Espoo
Pystysuora näytteet	32 – 41 %	34 – 49 %
Suunnatut näytteet	35 – 43 %	31 – 44 %

Sideainepitoisuuksien määrittäminen tapahtui lujuuskokeiden jälkeen ja sen teki TTKK:n Rakennusgeologian laboratorio. Määrittämisä varten valituista koekappaleista otettiin hyvin pieni näyte kohdasta, mikä sijaitsee lujuuskokeessa leikkautuneella alueella. Taulukoissa 2.5 ja 2.6 on esitetty kaikkien puristus- kokeiden tulokset sekä lähtötiedot.

Taulukko 2.5 Muurlan pilari- ja laboratorionäytteistä tehtyjen puristuskokeiden tulokset /1, s. 77/.

Muurla	Pystysuorat pilarinäytteet				Suunnatut pilarinäytteet			Laboratorio-näytteet	
	p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	plab8	plab9
Näyte:	p6/1,8	p6/1,8	p6/1,8	p5/1,1	p5/1,5	p5/1,8	p5/1,1		
Pilari m									
γ kN/m ³	16,3	16,5	16,5	16,8	16,4	16,1	16,4	16,2	16,5
Lujitt. vrk	42,0	45,0	48,0	64,0	46,0	47,0	49,0	31,0	31,0
Sideainetta kg/m ³	300,0		220,0		200,0				
τ_{\max} kPa	105,0	136,0	218,0	249,0	92,0	146,0	218,0	311,0	292,0
ε_{\max} %	1,6	1,1	0,5	0,6	1,0	0,6	0,8	1,2	1,1
E_{50} MPa	12,0	20,0	78,0	65,0	24,0	39,0	50,0	81,0	82,0

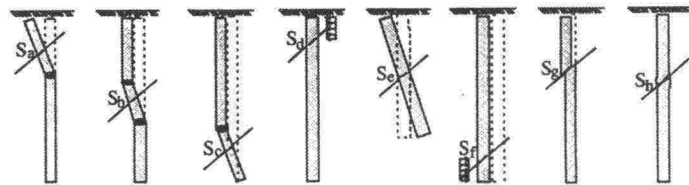
Taulukko 2.6 Espoon pilari- ja laboratorionäytteistä tehtyjen puristuskokeiden tulokset /1, s. 77/.

Espoo	Pystysuorat pilarinäytteet			Suunnatut pilarinäytteet				Laboratorio-näytteet	
	p1	p2	p3	ps4	ps5	ps6	ps7	plab8	plab9
Näyte:									
γ kN/m ³	15,9	15,8	17,1	15,7	16,7	16,5	16,9	17,6	40,0
Lujitt. vrk	46,0	47,0	48,0	47,0	48,0	49,0	57,0	40,0	
Sideainetta kg/m ³	190,0		130,0	190,0	200,0				500,0
τ_{\max} kPa	110,0	103,0	66,0	106,0	128,0	157,0	112,0	463,0	1,6
ε_{\max} %	1,1	1,1	0,5	0,9	1,0	0,9	0,5	1,8	114,
E_{50} MPa	33,0	30,0	45,0	33,0	66,0	44,0	56,0	104,0	

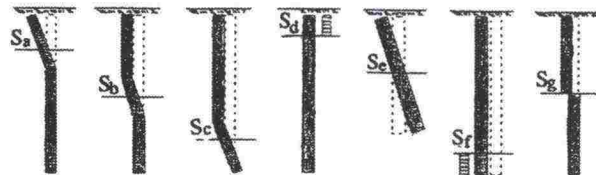
2.3 Lopputulokset

Pilarien lujuus

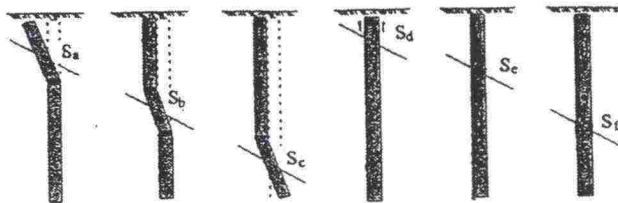
Pilaritutkimusten yhteydessä havaittiin, kuinka vaikeaa lujien pilarien tekeminen on. Kahdella eri paikkakunnalla tehdyt koepilarit osoittautuivat varsin epähomogeenisiksi laadultaan ja lujuudeltaan. Nostettujen koepilaripätkien materiaali oli osittain niin huonoa, että niistä ei pystytty poraamaan ehjiä näytteitä. Merkittävin syy pilarien epähomogeenisuuteen oli sideaineen epätasainen jakautuminen. Tämä luonnollisesti aiheuttaa vastaavaa vaihtelevuutta pilarin eri kohtien lujuuksiin.



Kuva 2.6 Aktiivialueella sijaitsevien pilarien mahdolliset murtumistavat /1, s. 63/.



Kuva 2.7 Leikkausalueella sijaitsevien pilarien mahdolliset murtumistavat /1, s. 63/.



Kuva 2.8 Passiivialueella sijaitsevien pilarien mahdolliset murtumistavat /1, s. 65/.

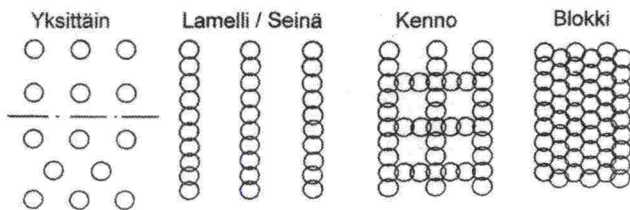
Pilareille tehdyt puristuskokeet osoittivat näytteiden lujuuksissa olevan suurta hajontaa mitoituslujuuteen nähden, ja näytteiden lujuuden jäävän osin alle 60 % mitoituslujuuden. Vertailun vuoksi tehtyjen laboratorionäytteiden lujuudet puristuskokeissa olivat 1,5 – 2,5 -kertaiset mitoituslujuuteen nähden, joten lujuussuhde koestettujen kappaleiden välillä oli 2 – 5 -kertainen. Avoimet kolmiakiaaliskokeet osoittivat sellipaineen kasvattavan pilareiden

leikkauslujuutta huomattavasti ja nostavan myös pilareiden muodonmuutoskestävyyttä. Kimmomoduuliin sellipaineen ei juurikaan todettu vaikuttavan.

2.4 Johtopäätökset

Stabiliteetin mitoitus

Vakavuuslaskennoissa nykyiset mitoitusohjeet ja Kivelön uusi menetelmä antoivat yhtä suuret varmuudet sortumista vastaan, kun käytettyjen pilarien leikkauslujuus oli $\tau_{mit} = 100$ kPa. Sen sijaan lujemmilla pilareilla stabiloitujen penkereiden vakavuuksia laskettaessa varmuuserot nykyisen ja Kivelön menetelmän tulosten välillä olivat huomattavia. Laskutapojen huomattavan erilaisuuden vuoksi varmuusero tulee sitä suuremmaksi, mitä lujempia pilareita käytetään. Lujilla pilareilla stabiloidun penkereen vakavuustarkastelussa voidaan Kivelön menetelmää pitää perinteisiä liukupintamenetelmiä tarkempuna, ja sen antamat tulokset puoltavat vahvasti käsitystä lujien pilarien lujuuksien redusoinnista nykyisessä vakavuustarkastelussa. Haittapuolena Kivelön menetelmässä on kuitenkin monimutkaisuus ja työläämpi laskentatapa verrattuna nykyisten ohjeiden mukaisiin menetelmiin.



Kuva 2.9 Syvästabiloinnissa käytettävien pilarien sijoitusmahdollisuuksia /1, s. 43/.

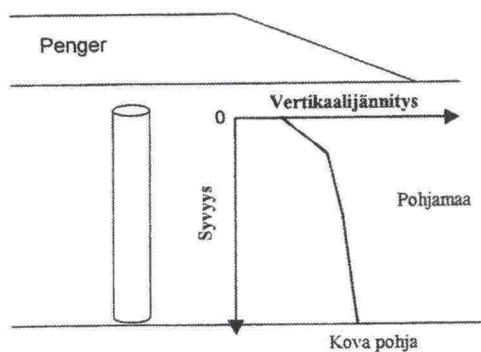
Syvästabiloinnin toimivuus

Nykyisellä liukupintamenetelmällä tarkasteltujen penkereiden varmuusker-toimiksi sortumista vastaan käyttötilassa saatiin 2,2...2,5 ja Kivelön mene-telmällä 1,5...2,4. Myös painumat pysyivät sallituissa rajoissa, joten syvästa-biloituja penkereitä voidaan pitää toimivina. Lujien pilarien ($\tau_{mit} = 300$ kPa) todettiin käyttäytyvän hyvin 6 metriä korkean penkereen alla, vaikka pilariväli olikin mitoitettu puolilujille pilareille. Bromsin toteamuksen mukaan penke-reen alla on odotettavissa suuria vaakasiirtymiä, jos penkereen kokonais-varmuus jää alle 1,5:n.

Taulukko 2.7 Penkereen kokonaisvarmuudet F eri menetelmillä ja ohjelmilla määritettynä /1, s. 97/.

Laskenta- tapaus	k/k- väli	Pilarien lkm	Pilaroin- nin leveys	τ_{kerros2}	τ_{kerros3}	F	F	F	F	F
	[m]	[kpl]	[m]	[kPa]	[kPa]	Smura	Fulgeo	GPS2	Kiila	Kivelö
I A 1	1,00	12,00	11,60	33,30	39,03	2,48	2,56	2,60	2,26	2,37
I A 2	1,40	10,00	13,20	34,84	41,69	2,68	2,75	2,76	2,47	1,93
I A 3	1,60	8,00	11,80	39,36	46,48	2,77	2,86	2,90	2,70	1,67
I B 1	0,80	22,00	17,40	48,09	52,55	2,06	2,13	2,15	2,03	2,05
I B 2	1,10	16,00	17,10	52,10	58,23	2,17	2,24	2,27	2,10	1,54
I B 3	1,30	14,00	17,50	56,02	62,68	2,32	2,38	2,40	2,29	1,29
II A 1	0,70	24,00	16,70	64,05	64,05	2,45	2,58	2,56	2,37	2,70
II A 2	1,00	18,00	17,60	67,31	67,31	2,60	2,73	2,74	2,52	2,20
II A 3	1,20	14,00	16,20	70,96	70,96	2,58	2,72	2,68	2,56	1,84
II B 1	0,60	38,00	22,80	81,76	81,76	1,81	1,84	1,90	1,89	2,34
II B 2	0,80	28,00	22,20	96,73	96,73	2,01	2,01	2,06	2,18	1,80
II B 3	0,90	26,00	23,10	114,48	114,48	2,32	2,30	2,40	2,53	1,69

Maan ja pilarin toimintaan vaikuttaa niiden keskinäinen moduulisuhde, jonka toteaminen on kuitenkin vaikeaa, joka huomioidaan nykyisissä mitoitusohjeissakin. Mitoituksessa yhteistoiminta on yleensä määritelty pilarien leikkauslujuuden mukaan. Tarkkojen lujuusrajojen määrittäminen mitoituksessa tuntuu kuitenkin oudolta, sillä käytännössä tuotantopilarien lujuus vain harvoin vastaa mitoituslujuutta. Selviä kriteerejä yhteistoiminnalle ei työn tulosten perusteella voida esittää. Esimerkiksi FEM -tarkastelussa olleista pengertapauksista on hankala todeta, miksi niissä ei esiintyisi käyttötilassa yhteistoimintaa pilarien ja pohjamaan välillä, vaikka pilarit ovatkin lujia.

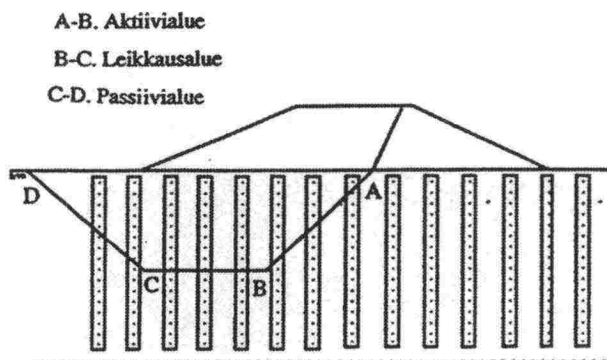


Kuva 2.10 Pilarin vertikaalijännityksen yleispiirteinen muodostuminen Kivelön teorian ja FEM -tarkastelun mukaan /1, s. 133/.

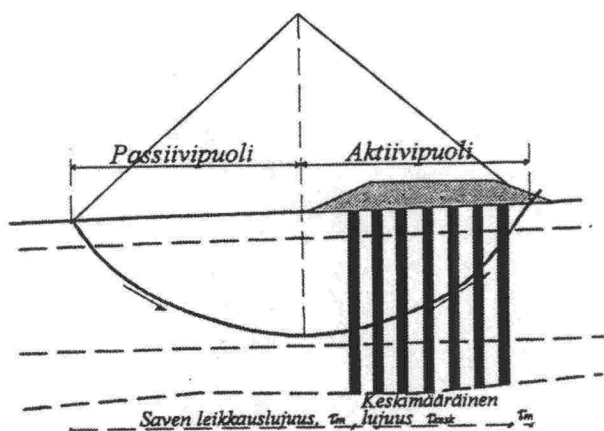
Mitoituksen kehittäminen

Pengerrakentamisessa haluttaisiin nykyisin lisätä lujempien pilarien käyttöä, joten niiden ominaisuuksia pengertapauksissa tutkitaan jatkuvasti. Aikaisemmin on esteenä lujien pilarien käytölle ollut mitoituksen- ja käyttökokeuksien puute sekä laadunvarmistus. Tarkkojen lujuusluokkien määrittäminen pilareille kenttäolosuhteisiin on vaikeaa, koska pilarin laadunvarmistus on hankalaa ja olosuhteet maastossa ovat vaihtelevia. Esimerkiksi puolilujiksi mitoitettut pilarit voivatkin maastossa toimia lujina pilareina, jolloin mitoitus olisi periaatteessa pitänyt tehdä lujien pilarien mukaan.

Kivelön mitoituksessa tulee huomioida pilarien sijainti. Jos pilareita käyttää penkereen keskellä eli aktiivialueella, täytyy pilarien kestää kuormaa. Penkereen luiskalla eli leikkausalueella kohdistuu pilareihin leikkausvoimia joka täytyy huomioida mitoituksessa. Penkereen ulkopuolella passiivialueella pilarien ei tarvitse kestää kuin puolet aktiivialueen kuormasta.



Kuva 2.11 Kivelön menetelmässä käytettävä kiilamainen liukupinta /1, s.13/.



Kuva 2.12 Ympyränmuotoinen liukupinta /1, s.13/.

Nykyisin saven ja pilarien moduulin suhdetta on mukautettu siten, että pilareista ei useinkaan tehdä niin lujia kuin vielä joitakin vuosia sitten. On huomattu, että syvästabiloinnissa on tärkeää nimenomaan saven ja pilarien yhteistoiminta, ei niinkään se kuinka lujia pilarit ovat. Koska käytännössä lujat pilarit toimivat paaluina, ei savesta silloin ole apua syvästabiloidun maapohjan kantavuuden lisääjänä. Tästä syystä uudet syvästabiloinnin mitoitusohjeet eivät tunne lujia pilareita. Kuitenkin syvästabilointi on vielä suhteellisen uusi pohjanvahvistusmenetelmä ja sitä kehitetään jatkuvasti, joten vuosikymmenen kuluttua voivat ohjeet ja käsitykset poiketa suurestikin nykyisestä.

3 MÄÄRÄMITTAISEN SYVÄSTABILOINNIN MITOITUS

3.1 Tarkasteltava työ

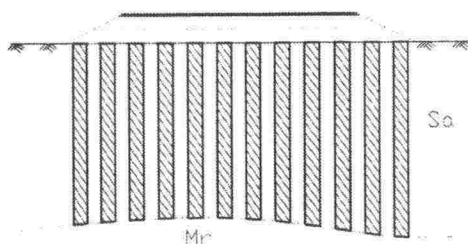
Tavoitteet

Petri Tyynelän diplomityössä on käsitelty määrämittaisen syvästabiloinnin kehittämistä. Tutkimuksen päätavoitteena on ollut selvittää määrämittaisen syvästabiloinnin ja maan yhteistoimintaa tarkkailemalla koerakenteessa ilmeneviä painumia ja sivusiirtymiä sekä huokosvedenpaineen muutoksia. Tutkimuksen tulosten avulla on myös mahdollista ymmärtää paremmin määrämittaisen pilarin kantavuuden muodostumista, vaikka se ei työn päätarkoitus olekaan.

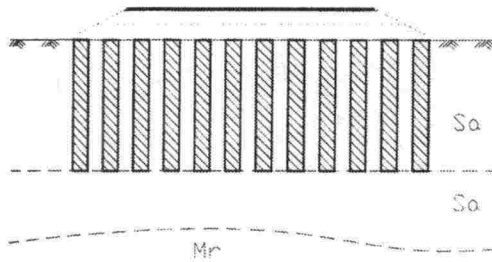
Perinteisesti käytettävien stabiloinnimitoitusten mukana mitoitettujen rakenteiden tutkimustuloksia hyödyntäen on pyritty löytämään määrämittaiselle syvästabiloinnille kustannustehokas mitoitustapa, joka lisäisi rakenteen kilpailukykyä mutta täyttäisi luonnollisesti kaikki asetetut laatuvaatimukset.

Määrämittainen syvästabilointi

Määrämittaisen syvästabiloinnin ideana on ulottaa pilarit geoteknisesti hankalimpien kerrosten yli, kuten esimerkiksi korkean vesipitoisuuden omaavien ja eniten painuvien kerrosten yli. Pilareiden alapuolelle jätetään painuva kerros, jonka kantavuus on kuitenkin yläpuolisia kerroksia parempi. Tästä johtuen ympäröivän maan kuormansiirtokyvyn hyödyntäminen menetelmässä on olennaisen tärkeää, joten kyseeseen tulee ainoastaan pehmeät ja puolilujat pilarityypit. Suomessa menetelmää on käytetty mm. siltojen siirtymärakenteissa ja syvien pehmeikköjen stabiloinneissa, joissa stabilointikoneen varsi ei ylety kantavaan kerrokseen saakka.



Kuva 3.1 Periaatekuva kantavaan pohjamaahan tehdystä syvästabiloinnista /2, s. 24/.



Kuva 3.2 Periaatekuva määrämittäisestä syvästabiloinnista /2, s. 23/.

3.2 Työn sisältö

Määrämittaisen syvästabiloinnin mitoitus

Määrämittaisen pilaroinnin painumien laskelmissa on huomioitava sekä itse pilarin että sen alla olevan stabiloimattoman maan painuma. Yleensä painumalaskelmissa huomioidaan ainoastaan primaariset painumat, niitä edeltävän alkupainuman oletetaan tapahtuvan jo rakennusvaiheessa, joten sitä ei huomioida. Yleisesti painuman nopeuteen vaikuttavat maalaji, maakerroksen vaaka- ja pystysuora konsolidaatiokerroin sekä stabilointiin käytetyn sideaineen laatu ja määrä. Pilareiden alapuolisen kerroksen pystyjännityksen karkeaan arviointiin sopii 2:1 –menetelmä.

Stabiloidun maan vedenjohtokyky stabiloimattomaan maahan verrattuna on yli 100 -kertainen, mikä nopeuttaa syvästabilointikohteissa stabiloimattoman maan konsolidoitumista.

Tutkimukset

Tutkimuksessa on käyty läpi Suomessa käytettäviä syvästabilointimenetelmiä ja selvitetty määrämittaisen syvästabiloinnin toimintaa perinteisillä mitoitusmenetelmillä. Lisäksi on selvitetty kirjallisuuden perusteella FEM- eli elementtimenetelmän käyttömahdollisuuksia määrämittaisen pilaroinnin mallintamisessa. Tutkimuksessa on myös tehty koerakenteen mitoitus sekä rakennesuunnittelu.

Raportin tutkimuskohde oli Porvoonjoen laaksossa, uuden Porvoo-Koskenkylä moottoritien levähdysalueen rampilla numero kaksi (L1R2). Koerakenteen pituus oli noin 60 metriä, ja sen pohjanvahvistuskeinona käytettiin kovaan pohjaan saakka ulottuvaa määrämittaista syvästabilointia, jonka mitoitus tehtiin perinteisin mitoitusmenetelmin. Instrumentoimalla koerakenteen toimintaa voitiin seurata koko tutkimuksen ajan aina tieosan liikenteelle avaamiseen saakka. Instrumentoinnissa mitattiin rakenteen- ja maakerrosten painumia, tiepenkereen sivusiirtymiä sekä muutoksia huokosvedenpaineessa. Rakenteen käyttäytymisen analysointiin FEM-laskennalla määritettiin laboratoriotutkimuksissa maakerrosten ja stabiloitujen pilarien materiaaliparametrit.

3.3 Lopputulokset

Laboratoriotutkimukset

Ennen varsinaista syvästabiloinnin rakennesuunnittelun aloittamista koekohteen saven stabiloituvuus tutkittiin Tielaitoksen laboratoriossa. Kokeet tehtiin 28 vuorokauden ikäisille koepilareille, jotka oli tehty laboratoriossa. Koepilareissa oli käytetty kahta lujuutta, (100 kg/m³ ja 150 kg/m³) ja sideaineina oli käytetty sekä kalkki-sementtiä että Nordkalk Oy:n Terra™ FTC-sideainetta. Kokeen tarkoituksena oli testata näiden sideaineiden soveltuvuutta Porvoonjoen laakson osin sulfidipitoiseen maaperään.

Näiden laboratoriotutkimusten ensisijainen tavoite oli tukea rakenteen suunnittelua ja toisaalta myös elementtimallin laskentaa. Elementtimallin laskennan helpottamiseksi ja pilaroinnin laadun varmistamiseksi pilareille tehtiin myös vedenläpäisevyyskokeita, kolmiakksiaaliskokeita sekä aksiaalisia puristuskokeita. Rakennesuunnittelua varten tehtiin myös ödometrikokeita portaitaiseen ja portaattomaan kuormitukseen perustuen. Näytteet otettiin paaluilta PL60, PL80 ja PL100.

Koepilarin vedenläpäisevyysarvoksi saatiin laboratorio tutkimuksissa $3,4 \cdot 10^{-6}$ m/s. Arvo on huomattavasti suurempi kuin mitä pilarin vedenläpäisevyudeksi on aiemmin esitetty.

Taulukko 3.1 Portaitaisen ödometrikokeen tuloksia /2, s. 60 – 61/.

PL 60								
Syvyys	γ_0	w_0	Maalaji	σ_p	m_1	β_1	m_2	β_2
2,45	13,47	117	Sa (sulf.)	22	6,5	-0,02	10,43	1,42
4,70	14,6	94	Sa (sulf.)	48	4,97	-0,79	55,83	0,55
PL 80								
Syvyys	γ_0	w_0	Maalaji	σ_p	m_1	β_1	m_2	β_2
2,15	13,18	145	Lj	23	6,99	-0,488	24,43	0,587
5,4	14,32	98	Sa (sulf.)	36	6,06	-0,653	44	0,78
8,4	14,66	96	Sa (sulf.)	48	5,08	-0,691	41	0,7
PL 100								
Syvyys	γ_0	w_0	Maalaji	σ_p	m_1	β_1	m_2	β_2
2,35	12,24	159	Lj	20	6,37	-0,295	44	1,05
5,3	13,18	135	Lj	43	5,19	-0,46	29	0,8
9,85	15,39	63	Sa	45	7,22	-0,335	54	0,86

Taulukko 3.2 CRS -kokeiden tuloksia /2, s. 61/.

PL 60								
Syvyys	γ_0	w_0	Maalaji	σ_{p-red}	m_1	β_1	m_2	β_2

2,3	13,15	137	Sa	28	6,2	-0,371	55	0,11
4,70	14,6	94	Sa (sulf.)	48	5,6	-0,783	128	0,32
PL 80								
Syvyys	γ_0	w_0	Maalaji	σ_{p-red}	m_1	β_1	m_2	β_2
2,10	13,00	145	Lj	23	6,5	-0,487	50	0,16
5,2	14,26	106	Sa	38	5,9	-0,741	115	0,56
8,35	14,55	97,4	Sa (sulf.)	61	4,3	-1,158	58	0,17
PL 100								
Syvyys	γ_0	w_0	Maalaji	σ_{p-red}	m_1	β_1	m_2	β_2
2,30	12,83	165	Lj	23	6,4	-0,483	50	0,22
5,35	13,01	142	Lj	40	5,1	0,338		0,2
9,9	15,31	75,9	Sa	50	6,6	-0,6	62	0,27

Taulukko 3.3 Häiriintyneiden maanäytteiden laboratoriotulokset /2, s. 61/.

Syv. m	Paino g	Painu- ma. mm	Skr Kpa	Maa- laji	H	Hum. %	W %	F %
1	60	5,6	5,39	LjSi	30,2	5,15	118,34	146
2	60	10,2	1,67	LjSa	9,6	4,90	143,68	142
3	60	8,5	2,45	SiLj	13,8	7,25	143,82	154
5	10	7,0	0,60	LiSa	3,32	1,19	100,93	81
6	10	7,6	0,51	LiSa	2,84	0,58	95,87	73
7	10	7,2	0,57	LiSa	3,1	0,41	80,16	63
8	10	5,4	1,01	LiSa	5,83	0,13	88,28	-
10	60	10,7	1,57	LiSa	8,75	0,00	79,84	77
11	-	-	-	SaHkMr	-	-	21,65	-

josta:

Painuma. = kartion painuma

Skr = häiriintyneen näytteen leikkauslujuus

H = lujuusluku

Hum. = humus

W = vesipitoisuus

F = hienousluku

Rakennesuunnittelun jälkeen otettiin elementtilaskentaa varten paalun 80 mittalinjalta vielä sekä häiriintyneet että häiriintymättömät näytteet. Häiriintymättömille näytteille tehtiin kolmiaksaaliskokeet ja häiriintyneistä määritettiin rakeisuuskäyrä ja vesi- sekä humuspitoisuus. Tutkimusten tulokset on esitetty taulukossa 3.3.

3.4 Johtopäätökset

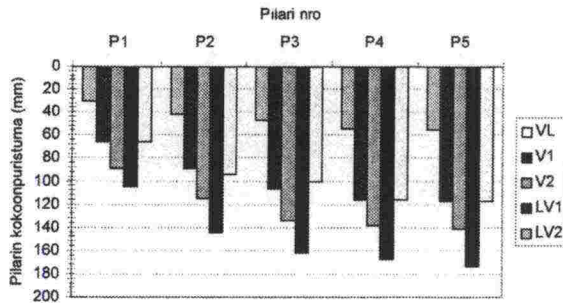
Koerakenteen käyttäytyminen

Suljetun tilan laskennassa saatiin rakenteen alkupainumaksi noin 34 mm. Elementtilaskennan tulosta taas ei voida varmistaa koska rakenteen alkupainumaa ei saatu mitatuksi instrumenttimittauksissa. Elementtilaskennassa saatiin perusvaihtoehdon avoimen tilan parametreilla konsolidaatiopainumaksi 200 mm, kun käsinlaskenta antoi penkereen konsolidaatiopainumalle arvon 440 mm. Käsinlaskennan mukaan koerakenteen odotetaan painuvan vuoden aikana 140 mm. Kohteen neljän kuukauden mittaisen instrumenttiseurannan aikana oli rakenne painunut 60 mm, tästä noin 45 mm:n painuman voidaan olettaa tapahtuneen pilaroinnin alueella.

Muodonmuutokset pilareissa

Käsinlaskennalla saatiin pilaroinnin painumaksi/kokoonpuristumaksi 44 mm, sillä 10 % konsolidaatiopainumasta tapahtui pilaroinnin alussa. Perusmallin elementtilaskennassa painumasta noin 60 % tapahtui pilarien alueella, joten sen antama tulos pilaroinnin painumalle oli 117 mm, eli lähes kolminkertainen käsinlaskentaan verrattuna. Tästä voidaan päätellä ettei elementtilaskennassa käytetty Mohr-Coulombin materiaalmalli toiminut käytetyillä parametreilla koerakennetta vastaavalla tavalla. Käytettävän materiaalmallin muodonmuutoskäyttäytymisen tulisi vastata paremmin tavallisen kolmiaksaaliskokeen tuloksia, ja lineaarisesti kuormituksen muutoksiin vastaavan materiaalin kitkakulmaa tulisi reilusti suurentaa jotta tulokset vastaisivat käsinlaskennan tuloksia.

Perusmallissa ja siitä tehdyissä variaatioissa painumat vaihtelivat 55 mm:n ja 174 mm:n välillä. Laskelmien mukaan pienentämällä kitkakulmaa 3° kasvoi pilarien kokoonpuristuma noin 50 % verrattuna perusmallin laskentaan. Vastaavasti suurentamalla kitkakulmaa 5° kokoonpuristuma pienentyi yli 50 %. Saven kitkakulman pienentäminen 5° lisäsi kokoonpuristumaa noin 25 %. Pilarin kimmomoduulin kasvattamisen ei todettu vaikuttavan pilarin kokoonpuristumaan.



Kuva 3.3 Pilareiden kokoonpuristuma eri variaatioilla /2, s. 98/.

Suurimmat pilareiden alapuoliset muodonmuutokset tapahtuivat heti pilareiden alapuolella, mikä johtuu siitä että pilareiden välittämät jännitykset siirtyvät penkereestä lähes kokonaan savikerrokseen. Ainoastaan saven kitkakulman pienentämisen todettiin lisäävän huomattavasti pilareiden alapuolisen stabiloimattoman saven muodonmuutoksia.

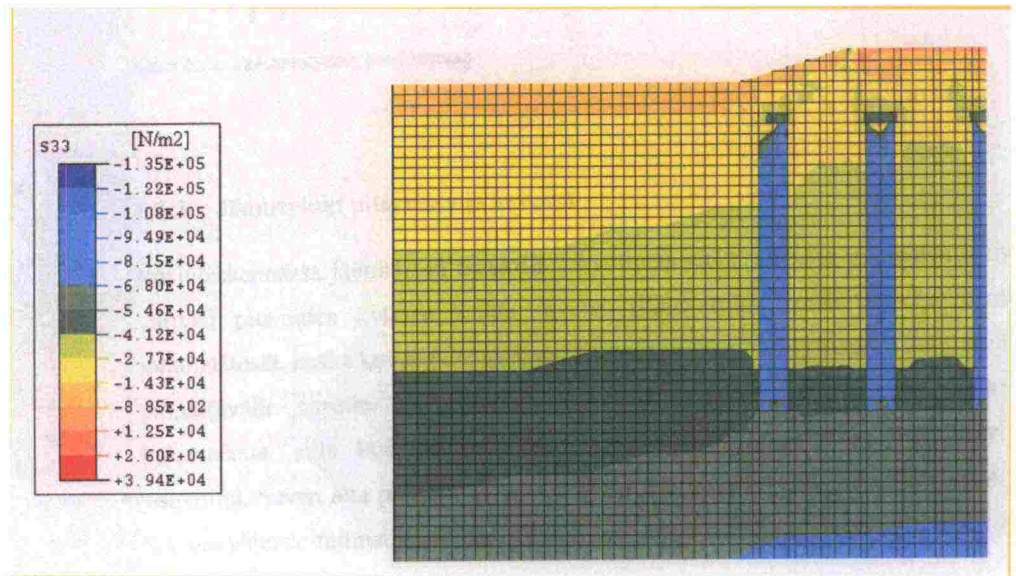
Pilareiden sivusiirtymät

Sivusiirtymiä tarkasteltiin suljetun tilan laskennalla sekä vapaasti liikkuvan että kiinnitetyn mallin pohjan avulla. Vapaasti liikkuvan mallin pohjan tapauksessa saven alapuolella oleva kitkamaa ei estä saven liikkumista laskennallista rajapintaa myöten, kun taas kiinnitetyn pohjan mallissa laskennallisella pohjatasolla ei tapahdu sivusiirtymiä. Todellisen rakenteen sivusiirtymät sijoittuvat näiden mallien väliin, sillä kitka- ja savimateriaalien sekoittuneella raja-alueella pääsee tapahtumaan pientä liikettä.

Variaatiossa, jossa pilarin kitkakulmaa pienennettiin 3° saatiin lähes 10 mm perusmallia suuremmat sivusiirtymät pilarin ylä- ja alapäälle, pilarin keski-osaan muutos ei vaikuttanut. Pilarin kitkakulman suurentaminen 5° pienensi pilarin yläpään sivusiirtymää noin 35 %, pilarin alapäähän muutos ei juurikaan vaikuttanut.

Jännitykset

Elementtimallin mukaan suurin osa jännityksistä sijoittuu pilareihin. Pilareiden viereisessä savessakin jännitykset ovat kasvaneet johtuen penkereestä savelle tulevista lisäkuormista. Lisäksi kuvasta 3.4 havaitaan että pilareiden alapuolella jännitykset jakautuvat oletusjakauman 2:1 mukaan.



Kuva 3.4 Pystyjännitysten jakautuminen penkereessä ja sen alla /2, s. 104/.

Elementtimallista voidaan todeta, että pääosa penkereestä tulevasta jännityksistä kohdistuu pilareille ja vain hyvin pieni osa savelle. Käsinelaskennassa jännityksiä kuitenkin oletettiin siirtyvän enemmänkin pilareiden kylkien kautta savelle. Saven kuormitusmääräksi saatiin käsinlaskien 7 kPa kun taas elementtilaskennan antama tulos oli noin 20 kPa. Elementtilaskennan antama ylisuuri tulos johtui pääosin pilareiden suurista kokoonpuristumisista, ja osin myös cap-mallin parametrien määrittelyyn liittyvistä vaikeuksista.

Koekohteesta ylösnostetuista koepilareista kuitenkin huomattiin että pilareiden pinta oli hyvin liukas ja selvärajainen, eikä savi pysynyt pilarien pinnassa vaan alkoi "kuoriutua" pois heti kun näytteenottoputki poistettiin pilarin ympäriltä. Tällainen pinnan liukkaus on epäedullista yhteistoiminnan vaatimalle rakenteiden pinnan väliselle kitkan mobilisoitumiselle.

Yleistä määrämittaisen syvästabiloinnin mitoituksesta

Tämän tutkimuksen yhteydessä tehty koerakenteen seuranta jäi mitoituksen yhteydessä painoarvoltaan suhteellisen vähäiseksi, koska seuranta-aika oli ainoastaan neljä ja puoli kuukautta. Määrämittaisen syvästabiloinnin mitoituksessa pääpaino asetetaan koko rakenteen painuman ja painumanopeuden laskentaan. Muutoin rakennetta koskeva mitoitusta tehdään perinteisillä syvästabiloinnin mitoitustapojen menetelmillä. Määrämittainen syvästabilointi suunnitellaan puolilujilla pilareilla ja itse pilareiden mitoitusta tapahtuu Bromsin ja Bomanin tasaisen painuman periaatteen mukaan. Pilarointi suunnitellaan ulottumaan niiden kerrosten yli, joiden painuma-arviot ovat maanvaraisen penkereen painumalaskennassa suurimmat.

Pilaroinnin alapuolisen savien painuma lasketaan normaalein konsolidatiivipainuman laskentakaavoin, maakerrosten vesipitoisuuksiin perustuva painumalaskenta on tähän tarkoitukseen liian likimääräinen.

Määrämittaisessa syvästabiloinnissa pilaroidun kerroksen oletetaan painuvan nopeammin kuin stabiloimattoman saven, mistä johtuen on näistä kummastakin laskettava niiden osapainumien summakäyrä.

Lopputulokset

Stabilointi kohteessa oli varsin heikkolaatuista. Paitsi että stabilointi alkoi urakoitsijasta johtuen neljä kuukautta myöhässä, oli pilareiden sideainemäärissä, leikkauslujuusarvoissa, paksuudessa ja sijainneissa poikkeamia. Poikkeamien takia ei rakennettu kohde enää vastannut rakennussuunnittelun aikana mitoitettua kohdetta.

Laboratoriokokeiden mukaisilla parametriarvoilla pilareiden mallintamiseen käytetty Mohr-Coulombin materiaalmalli ei toiminut koerakenteen käyttäytymistä vastaavalla tavalla. Mallintamisen keskeiseksi ongelmaksi muodostui se ettei, savi plastisoitunut oletetusti, koska saven käyttäytymistä kuvaava cap-myötöpinta ei vastannut alkujännitystilaa. Lisäksi suurena ongelmana oli se, että koekohteen kolmioverkkoon suunniteltua pilarointia yritettiin mallintaa liian tarkasti, jolloin mallin vapausasteiden lukumäärä (DOF-luku) kasvoi hyvin suureksi. Lisäksi laskentatulosten tarkentamiseen tarvittu tiheämpi elementtiverkko olisi kasvattanut DOF-lukua lisää.

Määrämittaiselle pilaroinnille on tärkeää antaa aikaa painua. Pilaroinnin osalta pääosa painumista näyttäisi tapahtuvan noin puolen vuoden kuluessa. Sen sijaan savessa painumat jakautuvat pitkälle aikavälille. Rakenteen konsolidoitumista on mahdollista nopeuttaa ylipenkereellä, jonka aiheuttama lisäkuormitus ei saa kuitenkaan ylittää myötölujuutta.

4 LUISKAN VAHVISTUS STABILOIMALLA – KEHÄ I MALMINKAARI

4.1 Tarkasteltava työ

Kehä I:n ja Malminkaaren eritasoliittymän työryhmässä oli mukana Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekniseltä osastolta Niilo Volanen, joka laati selostuksen syvästabiloinnin koerakentamisesta ja eritasoliittymän pohjarakentamisesta ja tarkkailumittauksista. Tarkkailumittauksien perusteella Suomalaisen insinööritoimiston Olli Niemi ja Juha Liukas laativat geotekniset laskelmat ja niiden johtopäätökset.

4.2 Työn sisältö

Tutkimushankkeessa selvitettiin syvästabiloinnin käyttökelpoisuutta KEHÄ – I:n leikkausluiskien lujittamiseen. Koekaivannosta saatujen tulosten perusteella todettiin kalkkisementtipilarointi käyttökelpoiseksi ja taloudelliseksi ratkaisuksi Kehä I:n luiskien rakentamisessa. Pilarien lujuutta tutkittiin 53 pilarissa, lisäksi suoritettiin koekaivannossa sortuminen, jolla haluttiin selvittää todelliset varmuuskertoimet.

Pohjatutkimukset

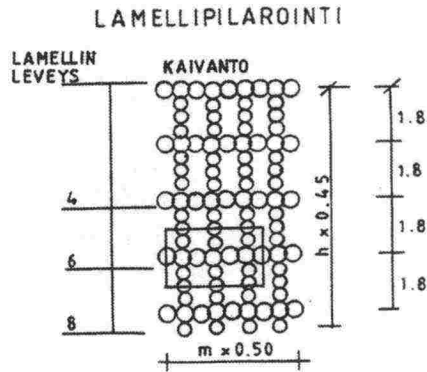
Pohjatutkimukset tehtiin pääosin puristinheijarikairauksella, lisäksi käytettiin paino-, siipi- ja porakonekairauksia sekä otettiin häiriintymättömiä näytteitä. Pohjavedenpintaa on seurattu vuodesta 1988 lähtien.

Koekaivanto

Koekaivanto kaivettiin 3,5 metrin syvyyteen. Luiskaa kuormitettiin kuiva-kuorisavesta tehdyllä penkereellä. Kaivannon luiska sortui kun 8 metrin leveä ylipenger oli 2,5 metrin korkea. Luiskien painumat olivat 1 – 7 mm ja sivusiirtymät 42 – 120 mm. Painumat mitattiin painumalevyllä ja sivusiirtymät painumalevyllä, haitariletkulla ja kahdella sivusiirtymäputkella. Sivusiirtymät esitetään taulukossa 2.

Koekaivannon mitoitetuissa pilareissa käytettiin:

- pilarin halkaisijaksi valittiin 500 mm
- sideaineena pilarimetriä kohden oli 10 kg sammumatonta kalkkia ja 10 kg sementtiä
- suunnittelulujuudeksi valittiin 100 kPa
- valittiin kuvan mukainen seinämäinen lamellipilarointi.



Kuva 4.1 Kehä I:n luiskien lamellipilarointi /3, s. 19/.

Koekaivannon mittaustuloksia

Taulukko 4.1 Koekaivannon luiskien sivusiirtymät /3, s. 9/.

Piste no	Siirtymäsuunta						
		24.9.91	12.11.91	9.12.91	18.12.91	31.12.91	7.1.92
		mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	Itä	0	28	18	40	41	42
2	Itä	0	20	50	90	120	120
3	Lounas	0	6	64	50		77
4	Länsi	0		26	8	6	9

Ramppien painumamittaukset

Penkereiden korkeudet, pilarien pituudet, pilarivälit ja painumat esitetään taulukossa 3. Rakentamisen jälkeen penkereet painuvat edelleen vuoden aikana 10 – 15 mm.

Taulukko 4.2 Kehä I:n ramppien (Ram) ja Savelantien painumat /3, s. 31/.

Sijainti	Painu- ma	Korke- us	Pilarin / l	Pilari- väli	Pilari- kuor.	Aikavälil lä	kk	Painumat	
	No	m	m	k/k	kn			mm	mm/vuo si
Ram.2									
pl 9345	1	1,0	14	1,0	20	20.4.- 8.6.	25	32	15
9335	3	1,0	14	1,0	20	20.4.- 11.10.	18	42	28
9924	5	1,5	15	0,7	15	20.4.- 11.10.	18	18	12
9326	6	1,5	15	0,7	15	20.4.- 11.10.	18	36	24
Ram. 3									
pl 9363	11	1,5	9	0,7	15	19.9.- 3.5.	8	24	36
9337	12	2,0	6	0,7	20	19.9.- 23.5.	8	30	45
9232	13	2,0	10	0,7	20	19.9.- 23.5.	21	41	23
9320	14	2,0	7	0,7	20	19.9.- 23.5.	8	30	45
Ram.1									
pl 9155	22	2,0	8	0,8	26	19.9.- 11.10.	13	37	34
9155	23	2,0	9	0,8	26	19.9.- 11.10.	13	20	18
Save- lantie									
pl 290	26	1,0	10	1,0	20	19.9.- 11.10.	13	13	12
277	27	1,0	7	1,0	20	19.9.- 11.10.	13	8	7

4.3 Lopputulokset

Koekaivannon ja lopullisen tien luiska analysoitiin lyhytaikaisessa ja pitkäaikaisessa tilanteessa. Leikkauslujuus savelle määriteltiin siipikairauksen perusteella sekä muodonmuutosmoduulit kolmiaksiaaliskokeella. Luiskan vakavuutta laskettaessa kalkkisementtikentässä otettiin vain pilarien leikkauslujuushuomioon, eikä saven leikkauslujuutta huomioitu ollenkaan. Muualla käytettiin saven suljettua lujuutta leikkauslujuutena.

Kuormittamattoman stabiloidun luiskan varmuuskertoimeksi sortumista vastaan saatiin maapinnan tasossa $F = 1,9$. Kuormitetun penkereen (2,5 metrin) varmuuskertoimiksi saatiin $F = 1,1$. Kaivantoluiskan todellisen varmuuden työaikaisessa kuormittamattomassa tilanteessa arvioitiin olevan $F = 1,5 - 1,7$ välillä.

4.4 Johtopäätökset

Syvästabilointia pidettiin onnistuneena ratkaisuna taloudellisuuden ja pienien painumien johdosta. Teräsponttiseinän rakennuskustannukset arvioitiin 3,5 mmk:ksi. Luiskien stabilointi, tarkkailumittaukset ja koekaivanto maksoi yhteensä 2,7 mmk:aa. Mitoituslaskennalla suunniteltiin sallittujen painumiksi enintään 100 mm. Suurin painuma oli todellisuudessa 42 mm.

Pohjavedenpinnan todettiin alentuneen tieleikkauksen sekä Pukinmäen keskustan alueella. Pohjaveden pintaa ehdotettiin hallittavan pumppaamalla maaperään vettä, joka saataisi tieleikkauksen sadevesistä ja kaukolämmön vuotovesistä.

5 STABILOIMALLA TUETTU KAIVANTO (PYÖRRE-PAALUT)

5.1 Tarkasteltava työ

Syksyllä 1989 tuli Helsingin kaupungin rakennusviraston rakennuttamisosastolta esitys että geoteknillinen osasto selvittäisi uusia ratkaisuja Itämetron pohjarakennustöihin. Vanhoille teräspontti- ja kaivinpaaluseinämenetelmille haluttiin vaihtoehtoisia ratkaisuja. Muutamista erilaisista esityksistä jatko-suunnitteluvaiheeseen pääsi kuitenkin ainoastaan yksi menetelmä, jonka ideana oli tehdä maahan pilari ja siitä edelleen pilariseinä sekoittamalla maa-ainekseen kalkki-sementtiä, tai sementtiä yksistään. Menetelmän suunnittelussa käytettiin mallina suihku- ja kaivinpaalun sekä kalkkipilarin tekotapaa ja sekoitusmallina kotitaloudessa käytettävää tehosekoitinta.

Suunnittelun tuloksena syntyi muutamia vaatimuksia jotka stabilointityön ja -koneen tulee täyttää:

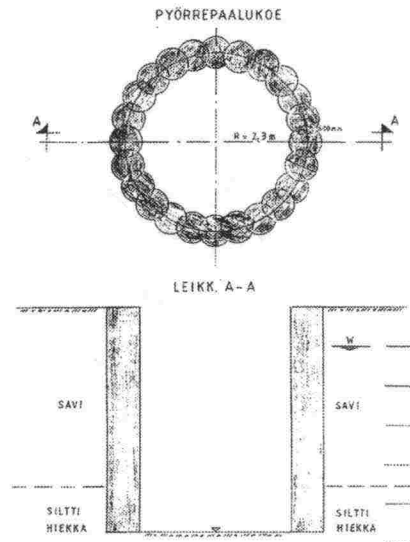
- koneen on oltava tavanomaista stabilointikonetta huomattavasti vahvempi
- sekoituskärjen tulee olla niin vahva, että sillä pystytään tunkeutumaan saven lisäksi myös keskitiiviiseen silttiin, hiekkaan ja moreeniin
- sekoituskärjen pyörimisnopeuden tulee olla suuri, ja kärkikappaleen mallin sellainen että sideaine ja maa sekoittuvat mahdollisimman hyvin
- kärkikappaleen nousunopeus ei saa olla suuri, sopiva nousunopeus on noin 10 - 15 mm kierrosta kohti
- sideaineen syötön on oltava tasaista, mutta syöttöpaineen kuitenkin niin pieni ettei ympäröivää maaperää häiritä
- pilarin halkaisijan tulee olla yli 500 mm.

Erään juuri valmistumassa olleen stabilointikoneen todettiin täyttävän nämä vaaditut ehdot, ja rahoituksen järjestyttyä pyörrepaalumenetelmää testattiin Itämetron Puotilan aseman viereisellä rakentamattomalla maa-alueella. Koe tehtiin kesällä 1990 ja se onnistui jopa odotettua paremmin. Tarkemmat tiedot ja tulokset tästä sekä kahdesta muusta pyörrepaalukokeesta on esitetty jäljempänä.

5.2 Työn sisältö

Pyörrepaalukoe n:o 1. Puotila I

Koekohteen maaperän pinnassa oli noin metrin paksuinen kuivakuorisavi- ja silttikerros, jonka alla oli noin viiden metrin paksuinen pehmeä savikerros. Saven leikkauslujuus vaihteli 7 - 11 kN/m², ja vesipitoisuus 50 - 100 % välillä.



Kuva 5.1 Pyörrepaalukoe /4/.

Paalut stabiloitiin 30. päivä toukokuuta 1990. Tehtyjen koepilarien halkaisijaksi valittiin 800 mm, joilla stabiloitiin kaksi ympyrän muotoista kaivoa siten, että etenemä yhdellä pilarilla oli 600 mm ja pilarien pituus noin 5,5 metriä, jossa syvyydessä pilarien päät tavoittivat kivisen moreenin yläpinnan.

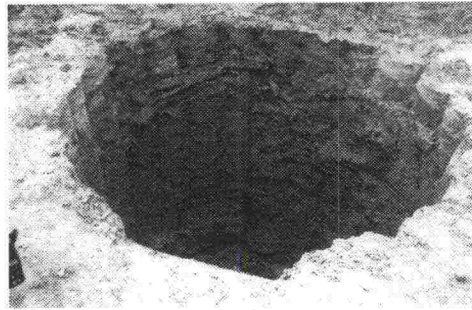
Kalkki-sementti pilarit tehtiin käyttäen seossuhteita 25 kg / 25 kg / pilarimetri ja 37,5 kg / 37,5 kg / pilarimetri ja sementtipilarit käyttäen sideainemääriä 50 kg / pilarimetri ja 75 kg / pilarimetri. Sekoittimen pyörimisnopeuksina käytettiin 80 ja 135 kierrosta minuutissa, ja nousunopeutena 10 - 15 mm / kierros.

Myöhemmin pilareista otettiin timanttikairalla halkaisijaltaan 60 mm:n jatkuvia näytesarjoja, jotka lähetettiin VTT:lle koestettavaksi. Saadut tulokset on esitetty oheisessa taulukossa 5.1.

Taulukko 5.1 Näytteiden lujuudet.

Näytteen ottoaika	Pilarilaji	Lujuus
Elokuun loppu 1990	Sementti 75 kg / pilarimetri	952 kN/m ² – 4142 kN/m ²
Helmikuu 1991	Sementti 75 kg / pilarimetri	582 kN/m ² – 7168 kN/m ²
Helmikuu 1991	Kalkki-sementti 37,5 kg / pilarimetri	866 kN/m ² – 1661 kN/m ²

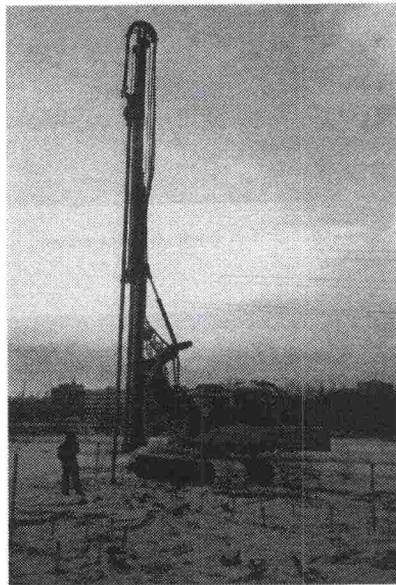
Tulosten suurten vaihteluiden voidaan todeta johtuvan eri maalajien eroista ja toisaalta myös siitä, että koe oli ensimmäinen laatuaan ja mukana oli ns. lastentauteja työsuorituksen osalla. Minkään tuloksista ei voitu kuitenkaan sanoa olevan huono ja savi oli lujittunut kunnolla.



Kuva 5.2 Pyörrepaalukaivanto /4/.

Pyörrepaalukoe n:o 2. Pikku Huopalahti I

Puotilan koekohteen positiivisten kokemusten innoittamana pyörrepaalukokeita päätettiin jatkaa Pikku Huopalahdessa, jossa oli mahdollisuus tutkia pyörrepaalujen toimintaa liejuisessa maassa. Koealue sijaitsi Pikku Huopalahden eteläisellä ranta-alueella lähellä Munkkiniemen siltaa.



Kuva 5.3 Stabilointia kohteessa /4/.

5.3 Lopputulokset

Työsuoritus

Maaperän pinnassa on noin 4,5 metriä savista liejua, jonka jälkeen on noin 10 metrin kerros hyvin pehmeää savea ennen siltti-, hiekka- ja moreenikerroksia. Savisen liejun ja saven leikkauslujuudet vaihtelivat välillä 3 – 12 kN/m². Savisen liejun vesipitoisuus vaihteli välillä 140 – 190 %, ja saven vesipitoisuus välillä 80 – 125 %. Savisen liejun humuspitoisuus oli 7,6 % - 10,9 %.

Pilarit stabiloitiin 11.-12.2.1991. Pilarien halkaisija oli 800 mm, ja niillä tehtiin 3 erillistä ympyrän muotoista kaivoa siten, että etenemä yhdellä pilarilla oli noin 630 mm. Pilarit ulotettiin 10 metrin määräsyyvyyteen maanpinnasta.

Ennen varsinaista kaivojen stabilointityötä pilarien koestusta varten tehtiin seuraavanlaiset erilliset koepilarit:

- 10 kpl pilareita joissa sideaineena kalkki, 45 kg/m ja 60 kg/m
- 10 kpl pilareita joissa sideaineena kalkki-sementti, 37,5 / 37,5 kg/m ja 50 / 50 kg/m
- 10 kpl pilareita joissa sideaineena sementti, 75 kg/m ja 100 kg/m.

Koepilarit kuormitettiin erisuuruisilla kuormilla, jotta saatiin selville kuormien vaikutus pilarien yläpäähän.

Maaliskuun lopulla sementillä stabiloidun kaivon aukikaivamisen yhteydessä kaivetut maamassat sekä kaivussa käytetty 40 tonnin painoinen autonosturi kuormittivat kaivon reunoja. Pyörrepilarien pinnassa alkoi esiintyä halkeamia kun kaivua oli tehty noin kuuden metrin syvyyteen.

Huhtikuun alussa auki kaivettu kalkkisementtipaalukaivo kesti murtumatta kaivuuta seitsemän metrin syvyyteen, kun tavallinen kaivukone oli kaivon reunalla ja kaivumaat sijoitettiin kauemmas kaivon reunalta.

Pelkällä kalkilla stabiloitu kaivo kesti murtumatta kaivuun 4 metrin syvyyteen.

Timanttikairalla poratut halkaisijaltaan 60 mm jatkuvat näytesarjat antoivat VTT:n tutkimuksissa seuraavat lujuusarvot:

Taulukko 5.2 Näytteiden ominaisuudet.

Näytteen ottoaika	Pilarilaji	Lujuus
Maaliskuun loppu 1991	Kalkki-sementti 37,5/37,5 kg/m	346 kN/m ² – 1330 kN/m ²
Maaliskuun loppu 1991	Kalkki-sementti 50/50 kg/m	252 kN/m ² – 1062 kN/m ²
Maaliskuun loppu 1991	Sementti 75 kg/m	370 kN/m ² – 2302 kN/m ²
Maaliskuun loppu 1991	Sementti 100 kg/m	362 kN/m ² – 5198 kN/m ²

Koetulosten hajontaan vaikuttaa suurimmilta osin maalajien vaihtelu

Pyörrepaalukoe n:o 3. Puotila II

Koekohteen maaperässä oli pinnassa noin metrin paksuinen kuivakuorisavi- ja silttikerros, jonka alla noin 3,5 metrin paksuinen pehmeä savikerros. Näiden kerrosten alla oli kivistä ja lohkareista silttiä, hiekkaa sekä moreenia. Saven leikkauslujuus vaihteli 7 – 11 kN/m² ja vesipitoisuus 40 – 80 %.

Maanpinta kohteessa oli noin tasolla + 5,8 ja pohjaveden pinta oli vaihdellut + 4,5 ja + 5,5 välillä. Tämän kokeen tarkoituksena olikin tutkia pyörrepaalulla tehdyn tukiseinän vedenpitävyyttä.

Pilarien halkaisija oli tässäkin kohteessa 800 mm ja niillä tehtiin kolme kaivoa peräkkäin siten, että kaivoista muodostui yksi yhtenäinen pitkänomainen kaivo.

Teräseinärakenteena toimivuuden selvittämiseksi liitoskohtiin asennettiin HE 200 B -teräspalkit, joita ei kuitenkaan saatu painettua pohjaan saakka koska sementti ehti reagoida. Suositeltavampaa on kuitenkin käyttää pysty-

palkkeina taivutusvastuksen omaavaa teräsponsia, joka painetaan sivua pitkin alas kourupuoli paaluun päin.

Heinäkuun lopulla aukikaivuun yhteydessä asennettiin teräspalkeille välituet ja voitiin todeta että pyörrepaaluseinä toimii holvimaisena rakenteena myös tukiseinä. Tukiseinän taas todettiin olevan kelvoinen estämään veden virtausta sillä veden tulo kaivantoon oli vähäistä.

Syyskuussa kairatuista halkaisijaltaan 60 mm:n jatkuvista näytteistä saatiin seuraavat puristuslujuudet:

Taulukko 5.3 Näytteiden ominaisuudet.

Näytteen ottoaika	Pilarilaji	Lujuus
Syyskuu 1991	Sementti 75 kg/m	1426 kN/m ² – 6330 kN/m ²
Syyskuu 1991	Sementti 100 g/m	968 kN/m ² – 3825 kN/m ²

Tässäkin kohteessa puristuslujuuksien hajonta johtui pääosin maalajien vaihtelusta

Tutkimuksen yhteydessä kaivojen sisälle stabiloitiin myös pilareita, joissa oli 25 kg/m sementtiä ja lisäksi lentotuhkaa 50 kg/m ja 75 kg/m. Lentotuhkan ei todettu lujittuneen saven eikä siltin kanssa. Todettiin että mitä enemmän lentotuhkaa käytetään sitä heikompi pilarista tulee. Sementti oli kuitenkin lujittunut hyvin saven ja siltin kanssa.

Pyörrepaalukoe n:o 4. Puotila II

Koekohteen n:o 3 viereen tehtiin vielä yksi erillinen kaivo käyttäen halkaisijaltaan 500 mm:n ja 800 mm:n pilareita. Työn tarkoitus oli kokeilla eri sekoitinmallia sekä sideainemäärän lisäystä pilariseinän alapään vedenpitävyyden parantamiseksi.

Moreeniosuudella käytettiin suurempaa sideainemäärää kuin muissa maakerroksissa.

5.4 Johtopäätökset

Kaivon aukikaivuun jälkeen todettiin seuraavaa:

- pilarien tulee olla halkaisijaltaan mahdollisimman suuria, jotta vesitiiviys pilarien alapäissä onnistuisi paremmin
- kärkikappaleen tulee pystyä tunkeutumaan moreeniin
- sideaineen syötön tulee tapahtua lähellä kärkeä, mutta kuitenkin siten, että kärkikappale sekoittaa sideaineen kunnolla maaperään
- tarvittaessa sideaineen määrää pilarin alapäässä tulee lisätä
- pilarin alapäässä tulee sekoituksen määrän olla suurempi kuin muilla osin.

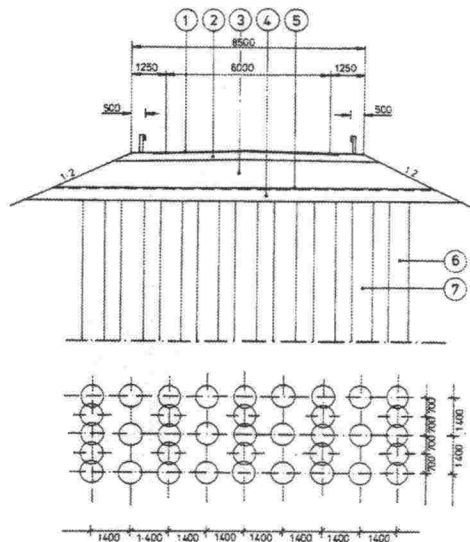
6 SYVÄSTABILOINTI TIELAITOKSEN KOHTEISSA / OSA 1: TOTEUTETUT KOHTEET

6.1 Tarkasteltava työ

Syvästabilointi Tielaitoksen kohteissa -työryhmässä oli mukana Antti Junnila Innogeo Oy:stä ja Markku Tuhola VVT yhdyskuntatekniikasta. Tielaitoksen puolelta työtä valvoivat Pentti Salo, Mikko Smura ja Jorma Immonen. Tiedot koottiin haastattelemalla syvästabiloinnin suunnittelun ja toteutuksen asiantuntijoita.

6.2 Työn sisältö

Julkaisussa esiteltiin Tielaitoksen kokemuksia erilaisista syvästabilointiratkaisuista ja minkälaisia kokemuksia niistä saatiin. Tarkasteltavat rakenteet olivat tavanomaiset-, lujat-, myötäävät-, ja määrämittaiset pilarit sekä luiskastabilointi ja massasyvästabilointi. Työssä huomioitiin rakenteiden todellista toimintatapaa ja oikeita mitoitusotaksunia sekä laadunvalvonnan kehittämistä.



Kuva 6.1 Periaatekuva pohjanvahvistuksista /5, s. 47/.

Julkaisun kokemuksena tavanomaisista pilareista todettiin mm. seuraavaa: Mitoitusperusteet ovat yleisesti johtaneet tarpeettoman suuriin varmuuskerroksiin, toisaalta Tielaitoksella ei ole yhtään epäonnistunutta kohdetta tiedossa. Ehdotuksena todettiin tarkentaa pilaririvien tarkastelua tien poikisuunnassa numeerisilla menetelmillä.

Julkaisussa todettiin lyhyesti lujien pilarien ylittäneen leikkauslujuustavoitearvon (250 kPa) Kauklahten kevyen liikenteen väylällä sillan tulopenkereessä reilusti mitoitusohjeen 150 kPa:n, mitatut leikkauslujuudet olivat 320 – 650 kPa välillä, sideaineena käytettiin sementtiä 140 kg/m³.

Julkaisun myötäävissä pilareissa oli käsitelty Suomen ensimmäinen myötäävien pilaroinnin kohde Kevolan kohta valtatiellä 1. Konsolidaatiopainumia ei juuri tapahtunut niin kuin myötääville pilareille olisi kuulunut tapahtua. Syyksi todettiin laboratoriokokeiden mukainen mitoitus. Laboratoriossa mitatuissa lämpökäsitellyissä koekappaleissa sideaineen jäähtyminen eri mittausajan kohtaan / mittauslämpötiloihin [h/°C] vaihteli jonkin verran, mikä vaikutti lujuusarvoihin.

Kenttäkoestabilointien ja laboratoriotutkimusten vastaavuudesta voidaan taulukosta 6.1 todeta kenttäljuuksien olleen keskimäärin 33 % laboratoriolujuuksia paremmat.

Taulukko 6.1 Maastossa mitattujen leikkauslujuuksien suhde laboratoriolujuuksiin Uudenmaan tiepiirin kohteissa v. 1994 mennessä /5, s. 22/.

$\tau_{\text{kenttä pilarin}} / \tau_{\text{laboratorio}}$	Tuloksia (kpl)	Tulosten prosentuaalinen osuus kaikista tuloksista (%)
< 75 %	3	15
75%...125 %	8	40
>125 %	9	45

Julkaisun kokemukset määrämittaisten pilarien käytöstä olivat onnistuneita. Työssä tarkasteltiin määrämittäisiä pilareita seuraavissa kohteissa:

Määrämittaisen pilaroinnin ja kevennyksen yhdistelmä rakennetta Kirkkonummen eritasoliittymässä, Helsinkiin päin johtavassa rampissa R3. Sortumavaarassa olleen tiepenkereen korjaus määrämittaisen pilaroinnin ja kevennyksen yhdistelmällä valtatie 7 Haminasta 8 km itään. Kantatie 40, ohikulkutie, Topinojan eritasoliittymän ramppi R2.

Luiskastabiloinneista oli Kirkkonummen eritasoliittymän putkisiltakaivannon luiskavahvistuksessa huono kokemus, aiheuttajaksi löydettiin häiriintynyt savi, jonka lujuus ei ollut vielä puolen vuoden jälkeen palautunut alkuperäiseen leikkauslujuuteen.

Massasyvästabiloinnissa Kehä III:n Pihlajarinteen eritasoliittymän rampilla todettiin sideaineen sekoittuneen epätasaisesti (runsaimmin pinnassa ja pohjalla, vähemmän keskellä) mikä aiheutti rakenteelle lievää painumaa muutaman kuukauden ajan.

6.3 Lopputulokset

Lopputuloksiin vaikuttavia tekijöitä todettiin olevan: Laboratoriotutkimuksissa, maaperätutkimuksissa, terän nousunopeudessa (mm/kierros), sekä sen kierrosluvussa (kierros/min), sideaineen määrä (kg/m³) sekä syöttöpaine (kPa) ja tarvittava ilmamäärä (kPa).

Kaikkien havaintojen keskiarvona voidaan esittää, että kenttälujuudet olivat keskimäärin 33 % laboratoriotutkimuksia paremmat. Maaperätutkimuksissa pilareille tarvittava pituus on määrätty painokairauksen perusteella, jonka tarkkuus on melko karkea, yleensä pehmeiden kerrosten alarajaan. Tarkoituksena on optimoida taloudellisuus. Tarkentamalla pohjatutkimuksia ja kiinnittämällä suunnitteluvaiheessa huomiota pilarien alapään tason määrittämiseen (maakerrosraja vai määrätaso), voidaan tässä saavuttaa säästöä.

Terän nousunopeus oli yleisesti sallittu 20 mm/r, mikä vastaa metrin nousun aikana 50 kierrosta. Kaksiterätasoisella sekoituskärjellä sekoitustyön suuri nousunopeus aiheutti sideaineen syöttönopeuden kasvua, joka puolestaan lisäsi ilmanpaineen syöttöä. Tämä heikensi pilarien laatua. Nykyisin kierrosnousut vaihtelevat metrin nousun aikana 67 – 100 kierrosta, minkä johdosta sideaineen syöttöä (kPa) on voitu vähentää. Tämä puolestaan on johtanut rakennuttajan haluun kilpailuttaa vanhaa sideainetta kg-hintaan verrattuna, sideainetta kg/m periaatteella.

6.4 Johtopäätökset

Syvästabiloinnin kehittäminen ryhmiteltiin seuraaviin kahteen päälinjaan:

- tulevaisuudessa on huomioitava koerakentamisella ja työkohteiden tehostetulla seurannalla syvästabiloitujen rakenteiden toimintatapoja
- tuotantotekniikkaa ja valvontaa kehittämällä saadaan lopputulokseksi tasalaatuisimpia pilareita.

Taulukko 6.2 Syvästabiloinnin osa-alueiden tämänhetkinen tiedon taso ja sen kohottamismahdollisuudet /6, s. 38/.

Syvästabiloinnin osa-alue	Nykyinen tiedon taso, kouluarvosana	Painokerroin tiedon lisäyksellä saatavalle hyödyllä
Laboratoriotekniikka	8	2
Sideaineet	8	4
Tuotantotekniikka	6 – 7	7 – 8
Laadunvalvonta	6 – 7	8
Rakenteiden toimintatapa	5 – 6	10
Laskentaohjelmat	8	3

7 SYVÄSTABILOINTI TIELAITOKSEN KOHTEISSA / OSA 2: LAADUNVALVONTATUTKIMUKSET JA LAADUNALITUSTEN VAIKUTUS

7.1 Tarkasteltava työ

Syvästabilointi Tielaitoksen kohteissa, osa 2 –tutkimusprojekti, kuuluu osana ”Syvästabiloinnin kehittäminen”. Työssä tarkasteltiin pilaristabiloitujen kohteiden laadunvalvontaa. Lisäksi tarkasteltiin mahdollisten laadunalitusten vaikutusta penkereen painumiin.

Työryhmässä oli mukana Anu Repo, Juha Forsman ja Harri Tanska Viatek Oy:stä. Työtä valvoivat Pentti Salo, Mikko Smura ja Jorma Immonen Tielaitoksesta. Tielaitoksen laadunvalvontaohjeiden (Tiel 3200099) mukaisesti tutkittiin pilari/puristinkairauksilla 1 % pilarien kokonaismäärästä tai siipikairauksilla 3 – 8 pilaria.

Tutkimuksen tilastolliseen osuuteen valittiin Valtatie 1 Kevolan alueen syvästabiloinnit sekä Kehä II:n stabilointialueet 3 ja 4.

7.2 Työn sisältö

Tilastollisena menetelmänä käytettiin Viatekin tekemää otantaa laadunvalvontakairauksien osalta. Tilastollisessa tutkimuksessa käytettiin seuraavallaisia tilastoarvoja:

Keskiluvut, joista keskiarvo ilmoittaa muuttujan keskimääräisen suuruuden. Mediaani, tarkoittaa keskimääräistä arvoa otoksesta, kun aineisto on asetettu suuruusjärjestykseen.

Laadunvalvontakairauksiin vaikutti laadun suhteen tutkimuksen ajankohta (lujittumisaika), maapohjan ominaisuudet (vaihtelevuus), suunnitteluleikkauksen lujuus τ , pilarien pituus, sideaineen laatu ja määrä, työmenetelmät (terän nousunopeus).

Tutkimuksen puolilujien pilarien lujuustarkastelu tehtiin ympyräliukupintalaskentamenetelmällä, menetelmän varmuuskerroin on melko korkea. Tarkastelu on tehty olettaen stabiloituun pohjamaahan täysin lujittumaton kerros. Laskelmien perusteella lujittumattoman kerroksen syvyydellä on merkittävä vaikutus heikon kerroksen paksuuden kasvaessa. Lujittumattoman kerroksen sijaitessa lähellä maanpintaa, alenee varmuus eniten.

Lujista pilareista tarkasteltiin mitoituksessa käytettyä varmuuskertoimen suuruutta ja lujien pilareiden toimintatapaa erityyppisissä tilanteissa johon vaikutti lujan pilarin puristusvoima. Jos luja pilari alkaa myötää, se tulee mitoituksessa jättää pois ja jakaa ympärillä oleville pilareille puristuskuorma. Taulukko 7.1 perusteella voisi jopa 30 % pilareista puuttua, jotta koko pilariryhmän pilarit eivät keskimäärin myötäisi. Käytännössä pilareiden myötääminen tapahtunee jossain määrin ”progressiivisesti”.

Taulukko 7.1 Lujien pilarien varmuuskertoimet erityyppisissä tilanteissa /6, s. 17/.

Pilareita yhteensä pilariryhmässä kpl	Pilariryhmästä puuttuvia pilareita kpl	Keskimääräinen viereisten pilareiden kuorman kasvu	Varmuuskerroin pilariryhmän puristusmurtoa vastaan
9	1 (11 %)	12,5 %	1,88
12	2 (17 %)	20 %	1,80
15	3 (20 %)	25 %	1,75
16	3 (19 %)	23 %	1,77
16	4 (25 %)	33 %	1,67
20	6 (30 %)	43 %	1,57

7.3 Lopputulokset

Jatkotutkimusehdotuksissa ehdotettiin puolilujille pilareille riittävän tarkkoja dokumentteja penkereen stabiliteettiin, sekä painumiin, varsinkin jos stabi-loinnissa on lujittumaton tai huonosti lujittunut kerros.

7.4 Johtopäätökset

Lujille pilareille tarkempi kuormitustarkastelu saatiin liikennekuormien aiheut-tamasta voimista 3D FEM-laskelmilla tai yksinkertaisilla 2D-mallilla. Myös pilareiden ns. "progressiivinen" myötäämisen ja murtumisen eteneminen tulisi selvittää kuten myös rakenteen kokonaisstabiliteetti penkereen sortu-mista vastaan.

8 KT 51 KIRKKONUMMEN SYVÄSTABILOITU KOEPENGER, 1996 – 97

8.1 Tarkasteltava työ

Tielaitoksen Uudenmaan tiepiiri kokeili rakentamismenetelmänä koepenger-tä Kirkkonummella, joka perustettiin syvästabiloinnin varaan. Kalkkisementti-pilarien halkaisijan läpimitta vaihteli 600 – 800 mm ja ne ulottuivat 10 metrin syvyyteen. Osasta koepenkeren kohdasta pohjamaata vahvistettiin massastabiloinnilla.

Tutkimuksen tarkistuksena oli selvittää, voidaanko Tolsan kohdalla tuleva moottoritie perustaa pilarien varaan, tämä perustamistapa säästäisi noin 5 mmk. Pohjamaa on ongelmallista turvetta ja liejua, jolloin koepenger oli tarpeen rakentaa. Tilaajana hankkeessa toimi Tieliikelaitos ja urakoitsijana YIT-Yhtymä Oy. Tutkimus liittyi valtakunnalliseen Tien päälly- ja pohjarakenteet tutkimukseen (TPPT).

8.2 Työn sisältö

Stabiloitava alue oli 63 metriä pitkä ja leveys vaihteli 12,5 – 26 metrin välillä kuva (tiedote), päälle rakennettavan penkereen korkeus vaihteli 1,5 – 6 metrin välillä kuva (tiedote). Penger rakennettiin 0,7 metrin paksuisen tiivistysmurskeen päälle.

Koepenkeren seuranta

Koepenger valmistui 15.5.1997 josta aloitettiin päivittäinen seuranta syyskuun puoleenväliin 1997. Muutokset tässä vaiheessa olivat niin hitaita, että siirryttiin käsimittausvaiheeseen.

8.3 Lopputulokset

Seurantamittaustulosten arviointia

Pystysuuntaista maanpainetta mittaavat anturit korkean penkereen keskellä:

- kokonaispystyjännitys 23.5.97 oli pilarin yläpäässä noin 140 kPa.

Vaakasuuntaista maanpainetta mittaavat anturit:

- vaakapainetasot koepenkeren valmistumisen jälkeen olivat hyvinkin samansuuruiset eripuolilla pengertä noin 16 – 17 kPa välillä.

Maan tilavuuspainoa mittaavat pystysuuntaiset radiomittaukset:

- erityisen huomionarvoista on murskepatjan varsin suuri tiiveysero, murskepatjan pohjalla $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ mutta murskepatjan pinnalla $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$.

Painumamuodon mittaaminen painumaletkulla pilarien yläpään tason siirtyminen kahtena eri ajankohtana.

Painumaa mittaava siirtymälevy murskekerroksessa:

- murskeen kokonaissiirtymä oli tutkimuksen loputtua noin 27 cm.

Pohjaveden painetta mittaava huokospaineanturi:

- pitkän seisontavaiheen aikana on nähtävissä selkeä noin 10 kPa huokospaineen poistuminen.

Rakenteen sivusiirtymää mittaava inklinometri:

- penkereen siirtymät ovat olleet olemattomia.

8.4 Johtopäätökset

Mittauksia tehtiin varsin runsaasti. Tavoitteena oli seurata rakennetta vuoden 1999 puoliväliin ja sen jälkeen tehdä mittausten kokonaisanalyysi. Hankkeen loppuraportti on tekemättä, koska TPPT-ohjelmaan ei ole löytynyt resursseja. Koerakenne näyttäisi toimivan suurin piirtein suunnitellulla tavalla.

9 SAVIEN STABILOINTI ERI SIDEAINEILLA, KENTTÄ-KOKEIDEN TULOKSET

9.1 Tarkasteltava työ

Savien stabilointi eri sideaineilla, kenttäkokeiden tulokset työryhmässä oli mukana Ilkka Vähäaho, joka toimi tutkimushankkeen projektipäällikkönä, Hannu Halkola, joka suoritti CPT-kairausten tulkinnan. Usko Anttikoski, Osmo Korhonen ja Jouko Lehtonen auttoivat käsikirjoituksessa. Lisäksi työhön osallistuivat YIT-yhtymä (pilarointityöt), Oy Lohja Ab (sideainetoimitukset), SKJ yhtiöt (sideainetoimitukset), ja HKR/Katuosasto (työmaatytöt).

9.2 Työn sisältö

Koealue

Koealueeksi valittiin Helsingin Vuosaarella sijaitseva Porslahdentie 10 kohdalta lähes tasaviuksen kolmion muotoinen puistokäyttöön kaavoitettu alue.

Pilareiden sideaineet ja sideainemäärät

Koepilareita tehtiin yhteensä 96 kappaletta, joihin testattiin neljää eri sideainevaihtoehtoa, jotka olivat pelkkää pikasementtiä (S), kalkin 50 % + yleissementin 50 % seoksia (KS), masuunikuonan 70 % + pikasementin 30 % seoksia (MK) sekä tuotenimeltään Lohja 5 seosta (L5). Sideainemäärinä käytettiin 56 kg/m (111 kg/m³) ja 92 kg/m (183 kg/m³). Pilarien kokona käytettiin Ø 800 mm ja pilarointiin käytettiin kahta kärkeä joko tavallista kärkeä tai spiraalikärkeä.

Instrumentointi

Masuunikuona- ja lohjapilareihin asennettiin huokoskärjet sekä kuhunkin neljään pilariryhmään asennettiin kahdet lämpötila-anturit, joista seurattiin lämpötilakehitystä, lisäksi mitattiin maalämpöä yhdestä vertailupisteestä.

Koestusmenetelmät

Pilareista otettiin leikkauslujuus- sekä puristuslujuusnäytteet 30 ja 90 vrk pilareiden kovettumisen jälkeen. Puristuslujuudet mitattiin yksiaksiaalisko-keella ja leikkauslujuudet perustuivat kaavaan:

$$\tau = \frac{(q_{cpt} - \sigma_o)}{N_c}$$

missä

τ = leikkauslujuus

q_{cpt} = kärkivastus

N_c = kantavuuskerroin, jolle käytettiin arvoa 13

σ_o = leikkausjännitys.

9.3 Lopputulokset

Lämmönkehitys sideaineissa

Selvästi eniten lämpöä kehittyi kalkkisementtipilareissa (KS), joissa myös jäähtyminen kesti pisimpään. Lähelle maalämpöä päästiin noin 2 kuukauden kuluttua pilaroinnista. Toiseksi eniten lämpöä kehittyi sementtipilareissa (S), seuraavaksi lohjapilareissa (L5), vähiten lämpöä kehittyi masuunikuonapilareissa (MK).

Leikkauslujuudet

Lohjapilareissa (L5) molemmilla sideainemäärillä 111 kg/m^3 ja 183 kg/m^3 pilarit lujittuivat jo 30 vuorokauden kuluessa. Sementtipilareissa (S) sideanosmäärän ollessa 111 kg/m^3 pilarit lujittuivat myös jo 30 vuorokauden kuluessa. Kaikissa muissa tapauksissa lujitusta tapahtui vielä 30 vuorokauden jälkeen.

9.4 Johtopäätökset

Jatkotutkimustarpeet

Lujuuden kehittymisen seuranta stabiloiduissa pilareissa ajan funktiona perustui kahteen ajankohtana tehtyihin kokeisiin. Lisäselvityksiä lujuuden ja ajan välisestä riippuvuudesta työryhmä ehdottaa jatkettavan, koska koealueelle tehdyistä pilareista joitakin jäi mittaamatta.

Näytteenottotekniikkaa ehdotetaan kehitettävän jatkuvien ja edustavien näytteiden saamiseksi sekä eri näytteenottomenetelmien vertailua keskenään.

Lopuksi käytettyä koealuetta ehdotettiin saman tyylisille kokeille käytettäväksi, koska koealue on kaavoitettu puistokäyttöön.

10 TURPEEN STABILOINTI VEITTOSTENSUOLLA

10.1 Tarkasteltava työ

Veittostensuon syvästabiloinnin tutkimusraportissa on käsitelty syvästabilointia suoalueella, jossa maaperä muodostuu noin 3 - 5 metrin paksuisesta turvekerroksesta, jonka alla on noin 10 - 20 metrin paksuinen pehmeä savikerros. Kyseessä on vuonna 1993 tehty suunnitelma Kouvola-Lahti moottoriliikennetielinjalle, joka ylittää Veittostensuon noin 1,2 kilometrin matkalla.

10.2 Työn sisältö

Tutkimukset

Kohteen maakerrosten paksuudet ja suhteelliset lujuudenvaihtelut selvitettiin paino-, siipi- ja kierrekairauksilla. Koska kairaustulokset osoittivat turvekerroksen paksuuden vaihtelevan huomattavasti tarkistettiin turve- ja savikerroksen rajapinta sekä kovan pohjan sijainti maatulokilla. Samalla selvitettiin turvekerroksen puisuutta sekä kivisyyttä. Maatulokilla avulla tielinjalla havaittiin olevan useita eriasteisesti maattuneita turvekerroksia, jotka on esitetty taulukossa 10.1. Maatulokilla todettiin soveltuvan hyvin kerrosten rajapintojen määrittämiseen sillä mitatut kerrospaksuudet vastasivat kairaustuloksia.

Luokituskokeita varten kohteesta otettiin häiriintyneitä maanäytteitä ja lujuus- ja kokoonpuristuvuuskokeisiin häiriintymättömiä maanäytteitä.

Taulukko 10.1 Turvekerrosten luokituskokeiden tuloksia /10, s. 19/.

Syvyys (m)	pH	Vesipitoisuus (%)	Luokitus	Tilavuuspaino (kN/m ³)	Tuhkapitoisuus (%)
0,5 - 2		1390	RTv	8,4	1,9
1 - 2	4,5	1280	RTv	7,9	3,8
2 - 3		1253	KTv	16,3	1,3
3 - 4	4,7	1670	KTv	13,4	2,9
4 - 4,8		1550	KTv	19,6	20,0
4,8 - 5		283	KTv + Sa		89,8

Turve on kohtalaisen hapanta ja pieni tuhkapitoisuus kertoo että eloperäisten aineiden osuus on suuri ja mineraaliainesten osuus pieni. Vesipitoisuus vaihtelee välillä 1250 % - 1670 % ja saven sekä turpeen rajapinta on noin viiden metrin syvyydessä.

Raakaturpeen tilavuuspaino on alle 10 kN/m³ ja keskimääräisesti maattuneen turpeen tilavuuspaino 13 - 20 kN/m³. Geoteknisissä ja sideainelaskelmissa on tilavuuspainoina käytetty 9,5 - 9,8 kN/m³ ja vesipitoisuutena 1000 % - 1300 %.

Turvekerroksen ominaisuudet

Taulukko 10.2 Luonnontilaisen turpeen lujuusparametrit /10, s. 20/.

Syvyys [m]	Suunta	c' [kPa]	ϕ' [ast.]
1 – 2	Vertikaali	0	20,3
	Horizontaali	6,7	16,9
3 – 4	Vertikaali	5,9	18,9
	Horizontaali	17,9	9,9

Kokoonpuristuvuusindekseiksi saatiin raakaturpeelle 9,22 ja keskinkertaisesti maatuneelle turpeelle 9,64. Empiirinen yhtälö antaa raakaturpeen kokoonpuristuvuudeksi 12,7 ja keskinkertaisesti maatuneen turpeen kokoonpuristuvuudeksi 16,5. Keskinkertaisesti maatuneen turpeen pieni kokoonpuristuvuusindeksi johtui näytteen korkeasta tuhkapitoisuudesta sekä kokeen aikana tapahtuneista häiriöistä.

Savikerroksen ominaisuudet

Saven leikkauslujuus heikommassa pintakerroksessa vaihteli välillä 7 – 15 kPa ja syvimmissä kerroksissa välillä 15 – 20 kPa. Saven todettiin olevan erittäin kokoonpuristuvaa sekä pohja- että pintakerroksissa.

Taulukko 10.3 Savikerrosten luokituskokeiden tuloksia /10, s. 22/.

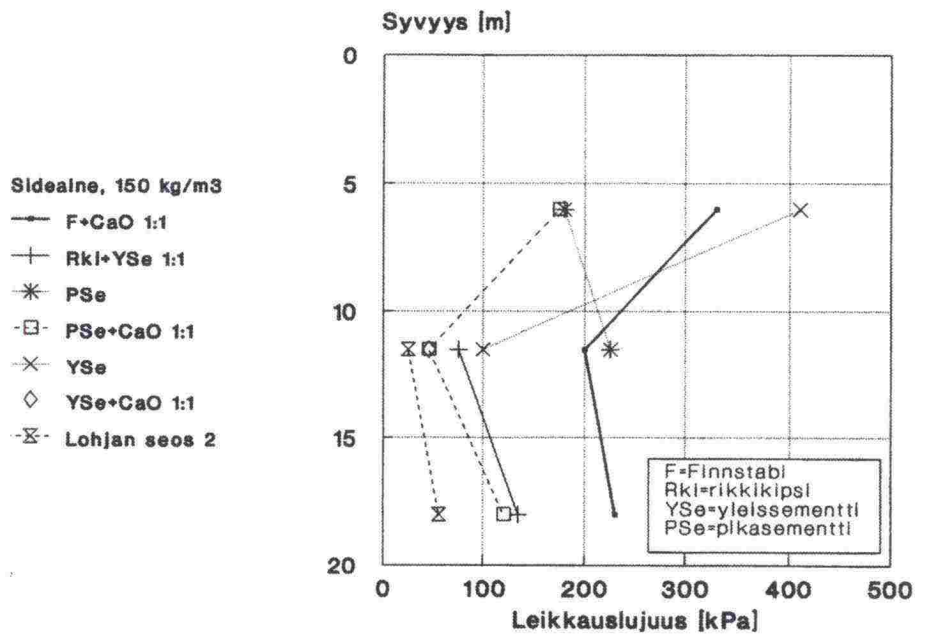
Syvyys (m)	pH	Rikki- pitoisuus (mg/kg)	Vesi- pitoisuus (%)	Humus- pitoisuus (%)	Tilavuus- paino (kN/m ³)	Luokitus
4,8 – 5,0	5,2	128	283	11,5	-	KTv + Sa
5,0 – 6,0	5,3	275	73	0,7	15,2	LjSa
5,5 – 6,5	5,3	227	95	2,3	14,9	LjSa
6,0 – 7,0	5,6	86	52	-	15,1	LjSa
7,0 – 8,0	5,8	334	97	1,6	16,4	LjSa
11,0 – 12,0	6,4	406	109	2,8	14,7	LjSa
17,5 – 18,5	6,7	281	91	0,5	16,5	LjSa

Sideaineet ja tutkimusmenetelmät

Turpeen ja saven stabilointia varten tutkittiin seuraavia sideaineita:

F	Finnstabi-B, Kemira Oy Vuorikemian tuote
CaO(N)	Nordkalkin poltettu kalkki
CaO(L)	Lohjan poltettu kalkki
Se	Yleissementti
Pse	Pikasementti
Maku	Granuloitu, jauhamaton masuunikuona (# 0-5 mm)
LT	Lentotuhka (68 % turve ja 32 % kivihiili)
Vki	Märkämenetelmällä tuotettu kipsi, vastaa ominaisuuksiltaan luonnonkipsiä
Rki	Märkä-kuiva -menetelmällä tuotettu rikinpoistolopputuote

Tutkimukset toteutettiin kolmessa vaiheessa joista ensimmäisessä vaiheessa selvitettiin turve- ja savikerrosten potentiaalista lujittumista eri sideaineilla. Turvekerroksen tavoitelujuudeksi oli asetettu 50 kPa ja tutkimuksissa pyrittiin löytämään sellaiset sideaineet ja sideainemäärät, joilla turvekerrokset lujittuivat mahdollisimman hyvin ja kokoonpuristuminen tapahtuisi mahdollisimman nopeasti.



Kuva 10.1 Stabiloitujen turvekerrosten leikkauslujuus 30 vrk:n lujittumisen jälkeen /10, s. 49/.

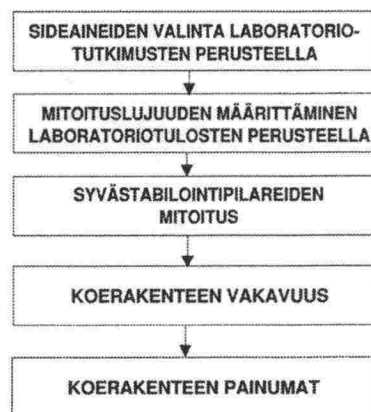
Toisessa vaiheessa selvitettiin ensimmäisen vaiheen tulosten perusteella parhaimmiksi todettujen sideaineseoksien sekä Finnstabi+CaO ja Finnstabi+pikasementti –seoksien optimimäärä ja ajan vaikutus lujittumiseen.

Kolmannessa vaiheessa määriteltiin toisen vaiheen parhailla sideaineilla ja optimaalisella sideainemäärällä stabiloitujen näytteiden lujuus- ja kokoonpuristuvuusominaisuuksia koerakenteen lopullista mitoitusta varten. Molemissa turvekerroksissa sideaineina käytettiin Finnstabi+pikasementti 1:1250 kg/ m³ ja pikasementti+masuunikuona 1:1300 kg/m³ sideaineita. Todettiin että kuormittamalla stabiloitua turvetta ennen varsinaisten lujittumisreaktioiden alkamista, 2,5 kk seurantajakson aikana tapahtuneesta painumasta tapahtui ensimmäisen 10 tunnin aikana noin 9 %.

10.3 Lopputulokset

Koerakentaminen

Koska laboratorio-olosuhteissa saavutettiin hyviä tuloksia, päätettiin rakentaa koepenger, jolla päästiin selvittämään stabiloinnin käyttömahdollisuuksia savessa ja turpeessa. Koerakenteen tarkoituksena oli pääpainoisesti selvittää stabiloidun turpeen ja saven lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia sekä myös rakenneratkaisuja ja työtekniikkaa vaikeissa olosuhteissa.



Kuva 10.2 Koerakenteen mitoituksen periaate /10, s. 59/.

Koerakennuksen toteutus

Sekä saveen että turpeeseen stabiloitiin halkaisijaltaan 700 mm:n pilareita, joiden pilaripituus turpeessa oli noin 3 metriä ja savessa 15 metriä. Turpeeseen stabiloitiin lisäksi turvelamelleja, joiden pinta-ala oli noin 3*3 m². Varsinaisen koekentän mitat olivat noin 13*18 m². Lisäksi oli erillinen pilarikenttä, johon oli stabiloitu määrämittäisiä, noin 15 metrin pituisia pilareita, koska koekentän pilareita olisi ollut vaikea tutkia koepengerrakenteen läpi.

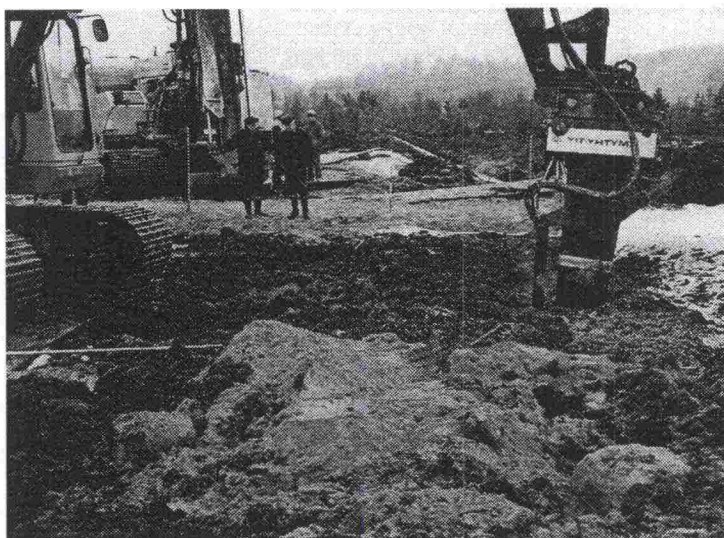
Koerakenteen periaateleikkaus. A) Pilareilla lujitettu turve ja savi. B) Lamelleittain stabiloitu turve ja pilareilla lujitettu savi.

Taulukko 10.4 Turpeen stabiloinnissa käytetyt sideaineyhdistelmät.

	Lamellistabilointi	Pilaristabilointi
Finnstabi + pikasementti	250 kg/m ³	95 kg/m ³
Pikasementti + masuunikuona	300 kg/m ³	114 kg/m ³

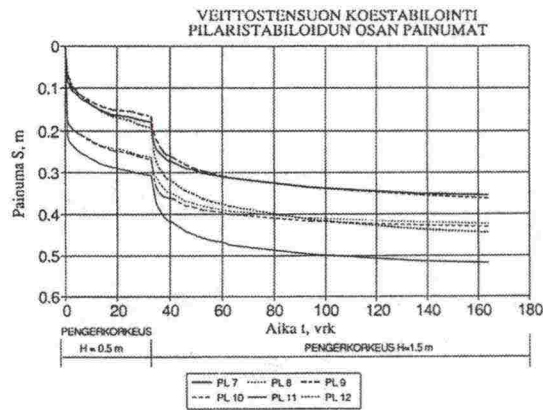
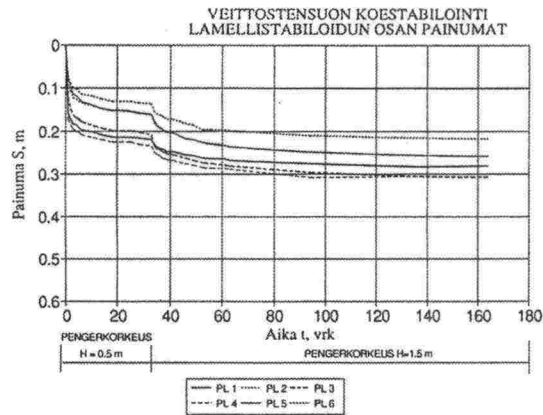
Taulukko 10.5 Koekentän pilaristabiloinnissa käytetyt sideaineyhdistelmät saven osalla.

Finnstabi + CaO	1:1	125 kg/m ³ (48 kg/m Ø 700 mm pilareille)
Pikasementti + CaO	2:1	125 kg/m ³ (48 kg/m Ø 700 mm pilareille)

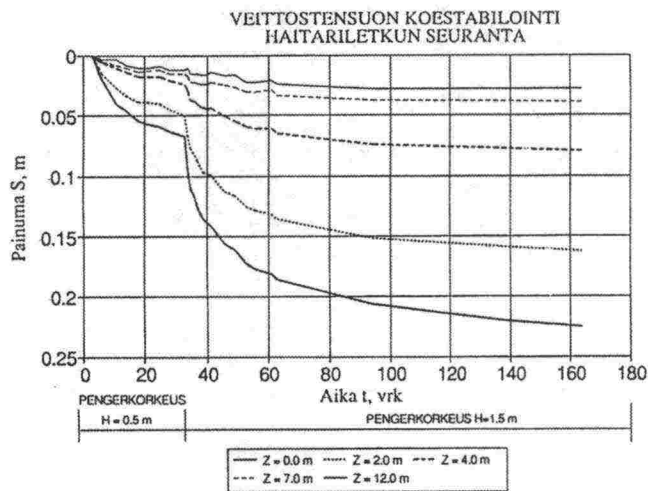


Kuva 10.3 Lamellistabilointilaitteisto /10, s. 65/.

Painumatarkkailut osoittivat suurimman osan painumista tapahtuvan muutamien ensimmäisten stabiloinnin jälkeisten päivien aikana. Painumat on esitetty tarkemmin kuvissa 10.4 ja 10.5.



Kuva 10.4 Painumamittaustulokset /10, s. 67/.



Kuva 10.5 Haitariletkumittausten tulokset /10, s. 68/.

Koekohteesta otettiin sideainenäytteitä stabilointityön aikana sekä noin 30 vuorokautta lujittumisajan jälkeen. Sideaineiden hajonta vaihteli välillä 44 % - 56 % mikä on varsin hyvä tulos, taulukko 10.6.

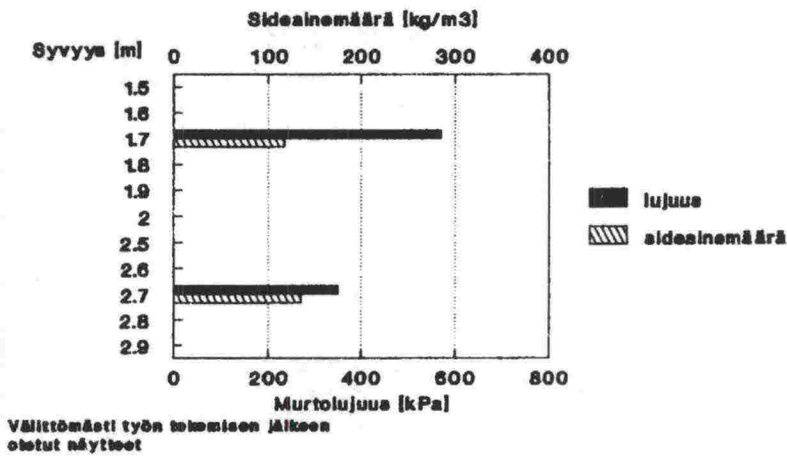
Taulukko 10.6 Seosten osakomponenttien määrät /10, s. 73/.

Tutkittava seos	Seoksen osakomponenttien määrät prosentteina			
	F	CaO	PSe	Maku
F + CaO	51 %	49 %	-	-
F + PSe	44 %	-	56 %	-
PSe + CaO	Ei tulosta	Ei tulosta	-	-
PSe + Maku	-	-	54 %	46 %

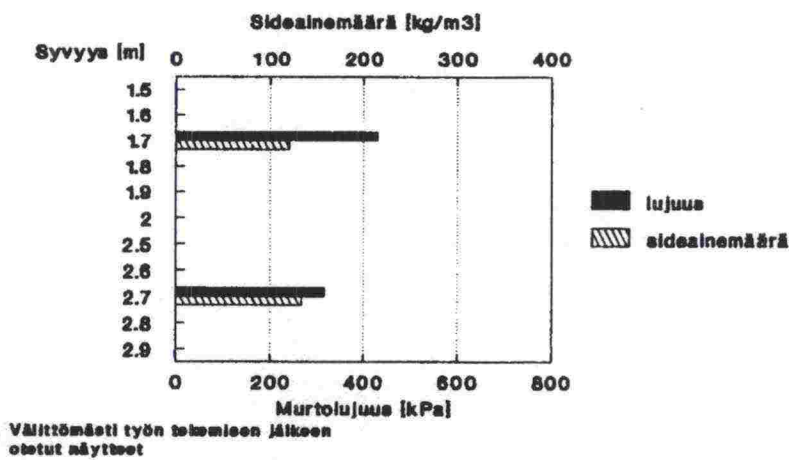
F Finnstabi
 Maku granuloitu ja jauhamaton masuunikuona
 PSe pikasementti

Kuitenkin sideainemäärät jäivät selvästi alle asetettujen määrien, mikä johtuu mm. siitä, että sideaine on jakautunut turpeen huokostilaan sementtikiveksi eikä sekoittunut tasaisesti turpeeseen. Kuvat 10.6 – 10.9.

Veittostensuon koekenttä Lamellistabilointi Finnstabi+pikasementti 1:1 250 kg/m³

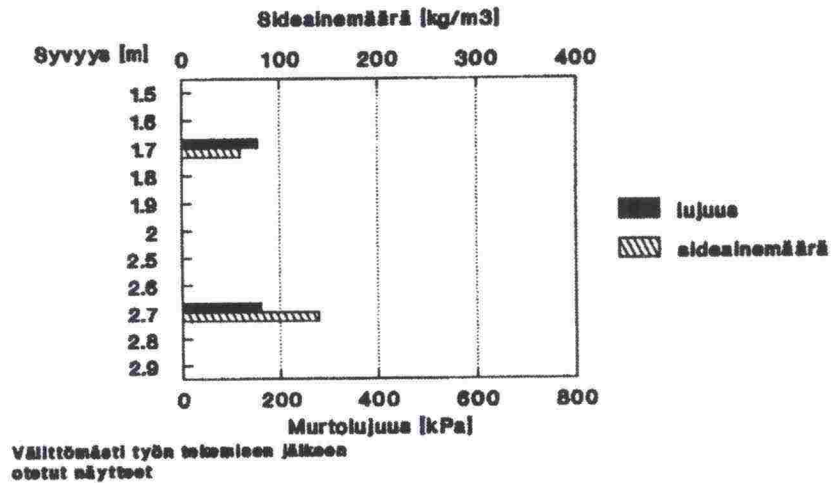


Veittostensuon koekenttä Lamellistabilointi masuunikuona+pikasementti 1:1 300 kg/m³



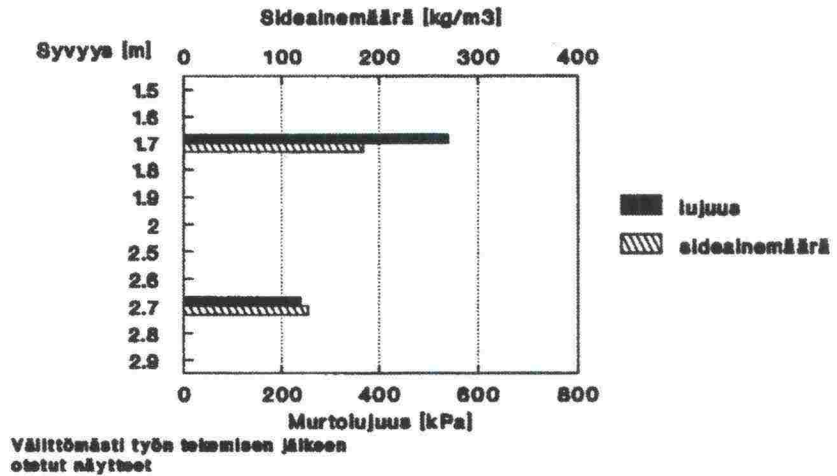
Kuva 10.6 Näytteiden sideainemäärittysten ja lujuuskokeiden tulokset, lamellistabilointi (stabiloinnin aikana otetut näytteet) /10, s. 74/.

Veittostensuon koekenttä Pilaristabilointi Finnstabi+pikasementti 1:1 250 kg/m³



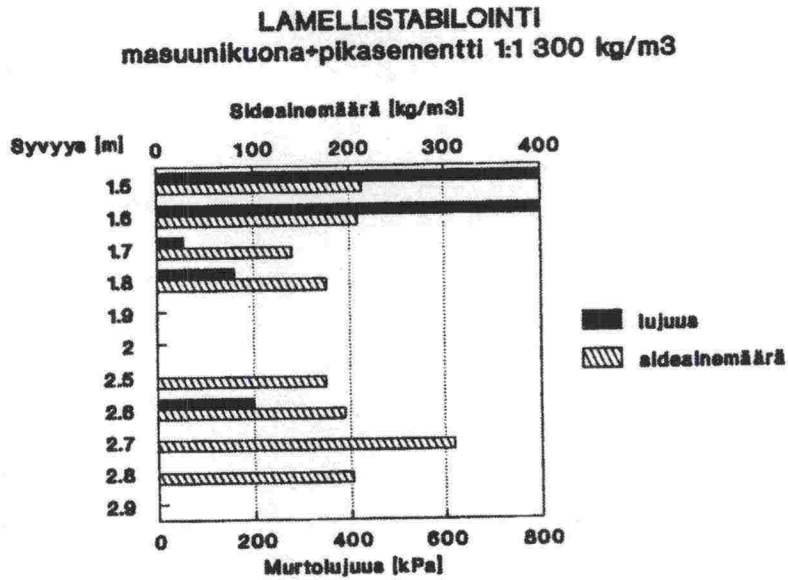
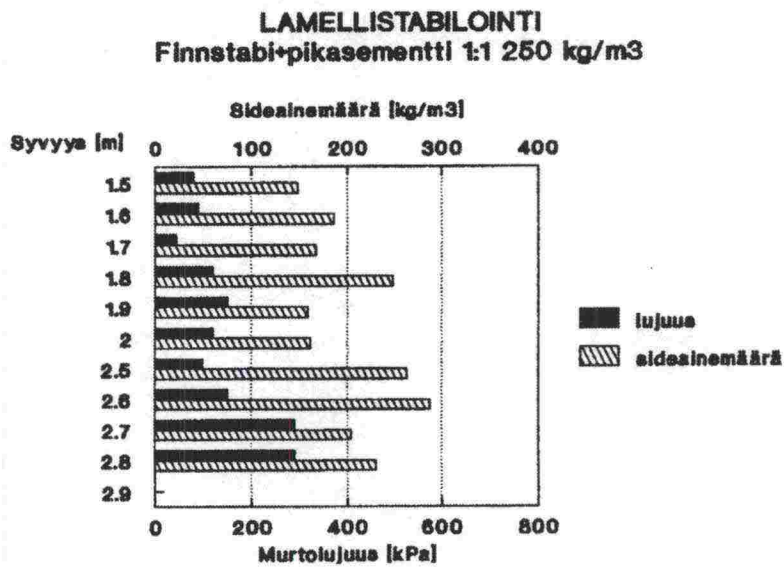
Välttämättä työn tekemisen jälkeen otetut näytteet

Veittostensuon koekenttä Pilaristabilointi masuunikuona+pikasementti 1:1 300 kg/m³

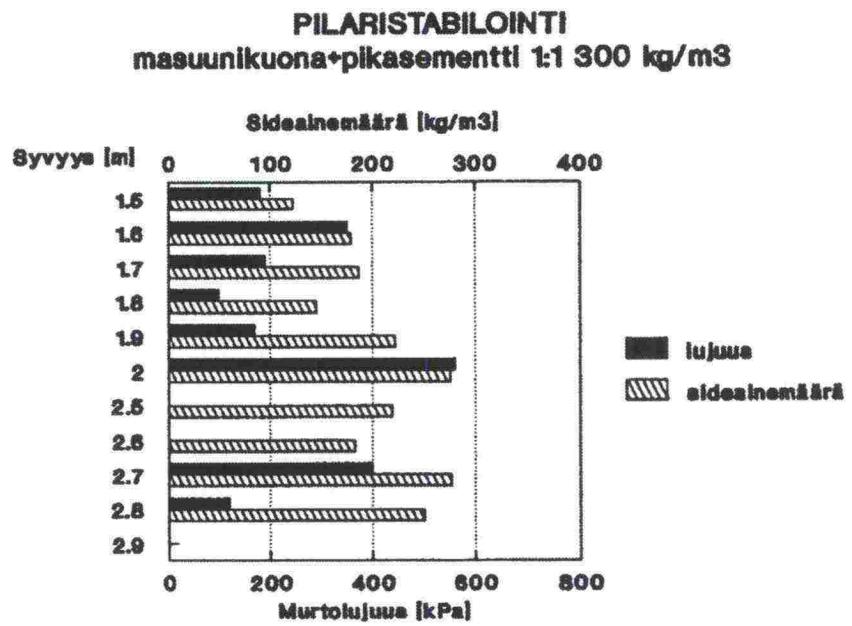
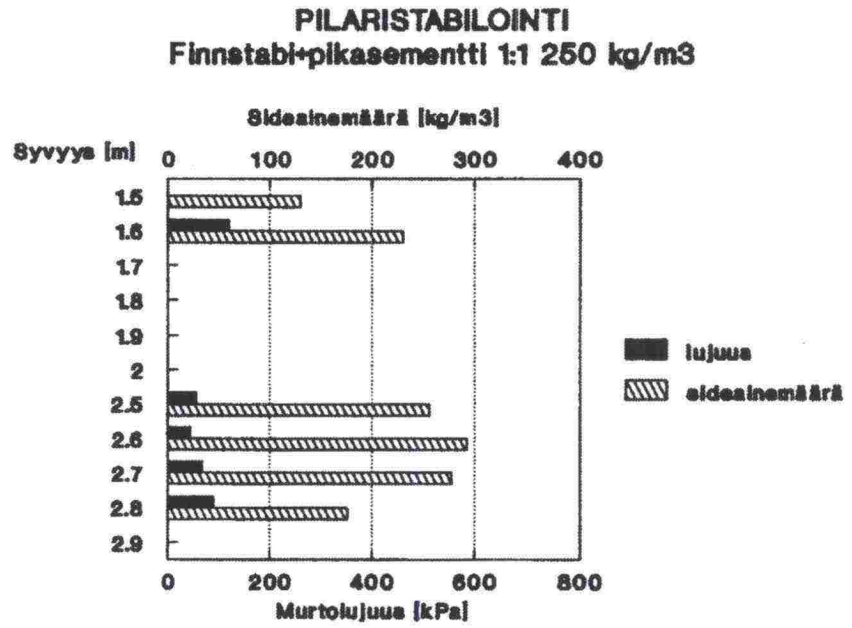


Välttämättä työn tekemisen jälkeen otetut näytteet

Kuva 10.7 Näytteiden sideainemääritysten ja lujuuskokeiden tulokset, pilaristabilointi (stabiloinnin aikana otetut näytteet) /10, s. 75/.



Kuva 10.8 Näytteiden sideainemääritysten ja lujuuskokeiden tulokset, lamellistabilointi (30 vuorokauden näytteet) /10, s. 76/.

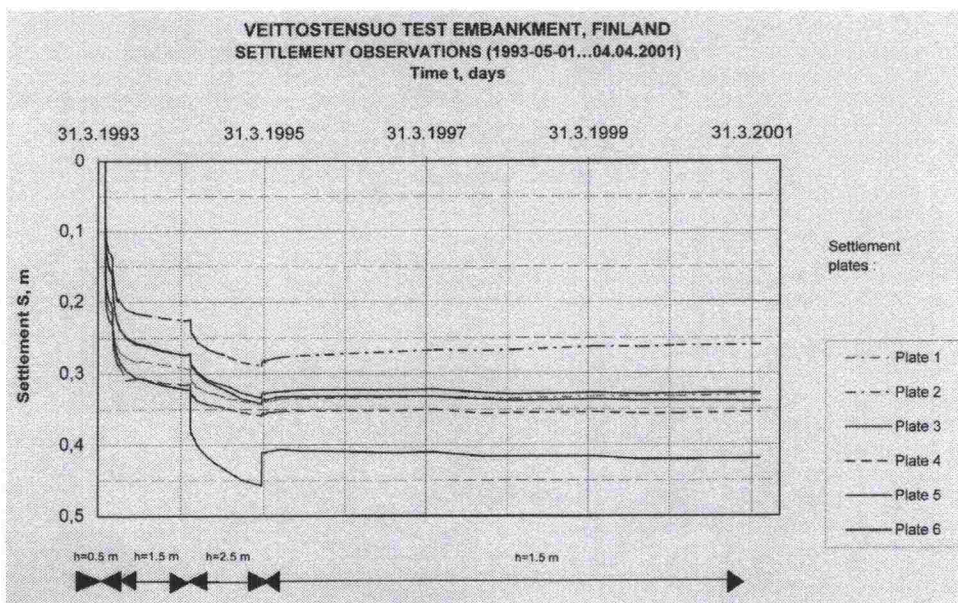


Kuva 10.9 Näytteiden sideainemääritysten ja lujuuskokeiden tulokset, pilaristabilointi (30 vuorokauden näytteet) /10, s. 77/.

Varteenotettavimmat pohjanvahvistuskeinot Veittostensuolle olivat stabilointi ja pohjaantäyttö. Pohjaantäytön arvioidut kustannukset olivat 25,4 mmk ja stabiloinnin kustannukset suunnitellulla tasauksella 33 mmk. Koepenkereestä saatujen tulosten perusteella stabiloinnin kustannuksiksi kuitenkin myöhemmin arvioitiin 24,1 – 25,6 mmk. Tien tasauksen laskeminen alentaisi merkittävästi stabiloinnin kustannuksia. Pohjaantäyttöä tukee läheltä löytyvä kallioalue, jonka massoja voisi käyttää pohjaantäytössä ja suolta tulleita massoja vastaavasti läjittää kallioalueelle.

Kummatkin pohjanvahvistusmenetelmät aiheuttaisivat kuitenkin muutoksia pohjaveden virtaukseen, koska muodostaisivat suon poikki kulkevan vettä läpäisemättömän rakenteen.

Veittostensuon painumakäyttäytymistä on seurattu pitkällä aikavälillä ja tulokset on havaittavissa kuvasta 10.10.



Kuva 10.10 Veittostensuolla pitkällä aikavälillä mitatut painumat.

10.4 Johtopäätökset

Turpeen stabiloinnista ei ole paljoa kokemusta mutta mm. Veittostensuon koepenkereestä saatujen tulosten perusteella sitä voidaan pitää varteenotettavana ja kilpailukykyisenä vaihtoehtona turvepohjan vahvistamiseen.

Turpeen massastabilointia kannattaa näiden tutkimustulosten perusteella lähteä edelleen kehittämään ja tutkia ennen kaikkea turpeen stabiloinnin teknisiä ja taloudellisia kehittämismahdollisuuksia. Koska turpeen stabiloinnissa sideaineet muodostavat suurimman osan kustannuksista tulisi eri turvelajeille pyrkiä kehittämään tai löytämään mahdollisimman tehokkaat sideaineet jolloin sideainemääriä olisi mahdollista laskea nykyisestä.

11 YHTEENVETO JA KEHITTÄMISEHDOTUKSET

Syvästabiloinnin kehityshankkeet Suomessa -selvitykseen on valittu vuosien 1993 ja 2000 välillä toteutettuja syvästabilointihankkeita. Jo tällä aikavälillä on syvästabiloinnin mitoituksessa tapahtunut selvää muutosta, mikä on vaikuttanut osittain myös syvästabiloinnin työmenetelmiin, joskin käytettävä kalusto on pysynyt periaatteessa samanlaisena. Koska varmuuslukua on kehittyneempien mitoitusasteiden ansiosta pystytty pienentämään, on saavutettu parannusta mm. syvästabiloinnin taloudellisuudessa ja kestäväen kehityksen periaatteen toteutumisessa vähentyneiden sideainemäärien myötä.

Alalta löytyvästä kirjallisuudesta ovat mielestämme ainakin RIL:n julkaisut sekä Rakennusaineteollisuuden julkaisu STO-91 Syvästabiloinnin ohje vanhentuneet. Ne perustuvat pääasiassa kalkilla stabilointiin, kun nykyinen suuntaus on stabiloida kalkkisementtipilareilla. Tiehallinnon syvästabiloinnin suunnitteluohje sen sijaan on päivitetty syvästabiloinnin nykytrendejen tasolle ja siinä on huomioitu alalla tapahtunut kehitys. Tekijöiden ehdotuksena on yhtenäistää syvästabiloinnin mitoitus, joka onkin jo käynnissä. Näillä näkymin kyseinen Eurocode 7 Geotekninen mitoituksen käyttöönotto on vuonna 2004, toisaalta Eurocode 7 Geotekninen mitoitus on esistandardina jo nyt käytettävissä.

Nykyaikaisessa ja uudistuvassa syvästabiloinnin mitoittamisessa on mielestämme tärkeätä huomioida korostetusti syvästabiloitavan maan ja syvästabiloitujen pilarien yhteistoiminta. Tarkoituksenmukaista ei ole yrittää tehdä pilareista mahdollisimman lujia, vaan huomio tulee kiinnittää siihen, että syvästabiloidut pilarit toimivat yhtenäisenä kenttänä eivätkä yksittäisinä pilareina teräsbetonipaalujuuden tavoin. Mielestämme yksi potentiaalinen kehityssuunta olisi se, että työselityksissä määrättäisiin pilareiden sideainepitoisuuden sijaan vain pilareiden tavoitelujuus, johon päästäisiin urakoitsijan keinoin. Tällöin olisi mahdollista myös huomioida eri maakerrosten stabiloituvuutta. Heikommin lujittuville kerroksille tulisi suurempi sideainemäärä tai tehokkaampi sekoitus, kun taas paremmin lujittuvilla kerroksilla olisi mahdollisuus pienempään sideainemäärään tai vähempään sekoitukseen mikä näkyisi parantuneena taloudellisuutena. Tällaisen menettelyn myötä tulisi urakoitsijoiden työn laatuun kuitenkin kiinnittää entistä enemmän huomiota ja kehittää syvästabiloinnin laadunvarmistusmenetelmiä luotettavammiksi.

Muutoinkin alalla tulisi selvästi parantaa laadunvarmistusta ja kehittää pilareita rikkomattomia laadunvarmistusmenetelmiä. Laadunvarmistuksen tulisi tapahtua nopeassa tahdissa työn edetessä, jotta sillä olisi työn laatua ohjaava merkitys. Stabiloidun pilarin poisto maasta ja kuljetus laboratorioon koestettavaksi on prosessina liian hidas työn laatua ohjaavaan laadunvarmistukseen. Mahdollisesti jonkinmoinen työmaalla käytettävä pilarin lujuutta mittaava kairauskone ratkaisisi tämän ongelman. Tärkeää olisi kuitenkin se, että pilarin laatu voitaisiin koestaa pohjaan asti. Lisäksi syvästabiloitujen pilareiden toiminnasta ja käyttäytymisestä ajan saatossa pitäisi kerätä tietoa jatkamalla seurantaa ja tulosten dokumentointia työn valmistumisen jälkeen.

Itse syvästabilointikoneissa on myös selvästi kehitettävää. Sideaineen sekoitusta maahan tulisi tutkia ja kehittää tasalaatuisemman ja samalla taloudellisemman lopputuloksen aikaansaamiseksi. Käytännössä tämä tarkoittaa sekoitinkärkien osalla tapahtuvaa kehitystyötä, joka voisi alkaa esimerkiksi si-

deaineen syöttöreikien määrän lisäämisellä. Syöttöautomaatiikan pitäisi myös nykyistä luotettavammin pystyä kontrolloimaan sideainepitoisuuksia kerroksittain vaihtelevien sideainepitoisuuksien annostelun aikaansaamiseksi.

Koska Suomessa pohjaolosuhteet ovat usein suhteellisen vaativia ja rakentamisen volyyymi ajoittain varsin korkea, kannattaa aina miettiä uusia mahdollisuuksia pohjanvahvistusmenetelmiksi sekä kehittää entisestään syvästabiloinnin kaltaisia, käytännössä toimiviksi osoittautuneita menetelmiä. Mikäli ehdottamamme kaltainen, urakoitsijälähtöinen pilarin sideainemäärän määrittäminen yleistyisi, tulisi varsinkin suurissa kohteissa antaa urakoitsijoille tarjousvaiheessa mahdollisuus omiin syvästabilointikokeisiin kohteessa, jotta vaadittu lujuuden saavuttamisen voitaisiin todeta olevan realistista. Nykyisenlaisen kehitystyön ja kohteista saatujen seurantatulosten myötä uskomme että noin vuosikymmenen kuluttua on syvästabilointi Suomessa huomattavasti nykyistä käytetympi menetelmä. Tätä ennen on tärkeää, että syvästabilointi tulee tekijöilleen niin tutuksi, ettei minkäänlaiseen arvailuun tai epäätietoisuuteen ole aihetta ja menetelmään voidaan täysin luottaa.

12 KIRJALLISUUS

- /1/ Syvästabiloitujen pilarien ja maan yhteistoiminta. Tielaitoksen selvityksiä 15/2000. Tielaitos TIEL 3200604: Helsinki. 2000.
- /2/ Määrämittaisen syvästabiloinnin mitoitus. Diplomityö. Tampereen teknillinen korkeakoulu: Tampere. 2000.
- /3/ Kehä I – Malminkaari eritasoliittymä. Selostus pohjarakentamisesta ja tarkkailumittauksista 4600 / 14.8.1996. Helsingin kaupungin kiinteistövirasto – Geotekninen osasto: Helsinki. 1996.
- /4/ Maisala Matti. Pyörrepaalu. Helsingin kaupungin kiinteistövirasto – Geotekninen osasto: Helsinki. 1993.
- /5/ Syvästabilointi Tielaitoksen kohteissa, Osa 1. Toteutetut kohteet. Tielaitoksen selvityksiä 2/1999. Tielaitos TIEL 3200540: Helsinki. 1999.
- /6/ Syvästabilointi Tielaitoksen kohteissa, Osa 2. Laadunvalvontatutkimukset ja laadunvalvontatutkimusten vaikutus. Tielaitoksen selvityksiä 3/1999. TIEL 3200541: Helsinki. 1999.
- /7/ Kt 51 Kirkkonummen koepenger. Tilannetiedotus. VTT Yhdyskuntatekniikka, Väylät ja ympäristö: Espoo. 1997.
- /8/ Kt 51 Kirkkonummen koepenger. Väliraportti: Seurannan tilannetiedotus II. VTT Yhdyskuntatekniikka, Väylät ja ympäristö: Espoo. 1998.
- /9/ Vähäaho Ilkka. Savien stabilointi eri sideaineilla, kenttäkokeiden tulokset. Geoteknisen osaston tiedotteet 73/1996. Helsingin kaupungin kiinteistövirasto – Geotekninen osasto: Helsinki. 1996.
- /10/ Vt 12 Veittostensuon syvästabilointi. Tutkimusraportti 81/1993. Tielaitos TIEL 3200205: Oulu. 1993.

