

Jouko Törnqvist, Markku Juvankoski

KT51 Kirkkonummen syvä- ja massastabiloitu koerakenne

Loppuraportti

Tiehallinnon selvityksiä 29/2003



Jouko Törnqvist, Markku Juvankoski

KT51 Kirkkonummen syvä- ja massastabiloitu koerakenne

Loppuraportti

Tiehallinnon selvityksiä 29/2003

Tiehallinto
Helsinki 2003

Kansikuvat: Jouni Laaksonen, (VTT)

ISSN 1457-9871
ISBN 951-803-080-4
TIEH 3200817

ISSN 1459-1553
ISBN 951-803-081-2
TIEH 3200817-v

Multiprint Oy
Vaasa 2003

Julkaisua myy/saatavana:
Tiehallinto, julkaisumyynti
Telefaksi 0204 22 2652
E-mail: julkaisumyynti@tiehallinto.fi

Tiehallinto
Tekniset palvelut
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelinvaihte 0204 22 150

Markku Juvankoski, Jouko Törnqvist: KT51 Kirkkonummen syvä- ja massastabiloitu koerakenne. Loppuraportti. Helsinki 2003. Tiehallinto, Tekniset palvelut. Tiehallinnon selvityksiä 29/2003. 156 s. + liitt. 98 s. ISSN 1457-9871, ISBN 951-803-080-4, TIEH 3200817.

Asiasanat: syvästabilointi, teräsverkot, koerakenne

Aiheluokka: 62

TIIVISTELMÄ

Kt 51 Kirkkonummen koepenger on toteutettu osana Tien pohja- ja päällysrakenteet -tutkimusohjelmaa (TPPT). TPPT oli yhdeksän vuotta (1993–2001) kestävä Tielaitoksen tutkimushanke, joka tähtäsi tienpidon taloudellisuuden lisäämiseen tien rakenneteknologiaa kehittämällä. Valtion teknillisellä tutkimuskeskuksella (VTT) oli kokonaisvastuu tutkimusohjelman toteutuksesta Tielaitoksen ohjauksessa. Kirkkonummen koepenger oli TPPT:n merkittävin koerakennuskohde syvä- ja massastabiloinnin osalta. Koerakenteen seuranta on toteutettu rakentamisen jälkeen Tielaitoksen strategisen tutkimusohjelman S14 toimesta.

Koerakenne sijaitsee Kirkkonummella, kantatie 51 ja Porkkalan kärkeen johtavan paikallistien liittymän vieressä, nk. Tolsan Esson takana. Koerakennealue sijoittuu kantatien 51 parantamissuunnitelman paaluvälille 2320–2440. Koepenger rakennettiin kohtaan, johon kantatien 51 parantamissuunnitelmassa on suunniteltu eritasoliittymä.

Kohde sijaitsee pehmeikköpainanteessa, jossa turve- ja liejukerroksen alla on pehmeä savikerros. Savikerros syvästabiloitiin ja turve- ja liejukerrokset osassa koerakennetta massastabiloitiin, osassa koerakennetta korvattiin murske-teräsverkko -maalaatikkorakenteella. Koepenger koostuu matalasta (2 m) ja korkeasta (6 m) osasta. Matalan penkereen alla on puolilujat pilarit (k/k 1.5 m, ϕ 600 mm) ja pilarien päällä massastabiloitu laatta (1.7 m). Korkean penkereen alla on lujat pilarit (k/k 1.7 m, ϕ 800 mm) ja pilarien päällä massanvaihto: 2 teräsverkkoa sisältävä murskekerros (1.0 m) ja pengermateriaalia (0.7 m).

Koepenkereen tutkimustavoitteina olivat 1) korkean penkereen paalutusta korvaavan syvästabiloidun pilariratkaisun kehittäminen ja 2) kovaan pohjaan tukeutuville syvästabiloiduille pilareille perustettavan normaalikorkuisen pengerratkaisun, jossa kuormaa jakavana kerroksena on massastabiloitu turve tai lujitettu murskekerros, kehittäminen.

Ennen rakentamiseen ryhtymistä suoritettiin stabiloitavuusselvitykset kohteen maamateriaaleilla. Kesäkuussa 1996 tehtiin koepilaroinnit ja koemassastabiloinnit. Koepenger rakennettiin syys-tammikuussa 1996-97.

Tulevan koepenkereen vierelle tehtiin koepilarointi- ja koemassastabilointikenttiä, joissa tutkittiin toisaalta eri sideaineiden lujittamiskykyä ja toisaalta eri stabilointiurakoitsijoiden kykyä tuottaa homogeenisia pilareita.

Lujissa ja puolilujissa koerakenteiden pilareissa sideaineena päädyttiin käyttämään kuonajaloste+yleissementti 1:1 120 kg/m³ ja 200 kg/m³. Massastabiloitavan turpeen ja liejun sideaineena oli pikasementti 150 kg/m³. Korkean penkereen maalaatikon teräsverkkona oli ϕ 4 mm, # 100 mm x 100 mm harjateräsverkko.

Koepenger instrumentoitiin monipuolisesti ja sen käyttäytymistä seurattiin maanpainanturien, radiometrinen mittausten, letkupaineantureiden, huokospaineantureiden, siirtymälevyjen, inklinometriä sekä erilaisten suhteellisen muodonmuutoksen mittausten (lujite, syvästabiloitu pilari, massastabi-

loitu turve ja lieju) avulla. Koepilaroinnin yhteydessä saven häiriintymistä seurattiin huokospaineanturien ja siipikairausten perusteella. Seuranta jatkettiin joidenkin instrumenttien osalta kesään 1999 saakka.

Korkean penkereen käyttäytymistä tarkasteltiin myös laskennallisesti. Tarkasteluissa käytettiin mm. Itasca 3D-FLAC -ohjelmaa koko rakenteen tarkastelussa ja PLAXIS -ohjelmaa lähinnä yksittäisen pilarin käyttäytymiseen liittyvissä tarkasteluissa. Laskennalliset tarkastelut näyttäsivät hieman aliarvioivan rakenteen painumia ja niiden syntymiseen kuluva aikaa ja toisaalta hieman yliarvioivan pilareille tulevia kuormia suhteellisen varovaisestikin laboratoriotulosten perusteella arvioituja parametreja käytettäessä.

Keywords: deep mixing, steel wire net, test embankment

SUMMARY

The Kirkkonummi test embankment was part of The Pavement Structures Research Programme (TPPT), which is part of the Finnish National Road Administration's (Finnra) strategic project "Road Structures Research Programme". The TPPT research programme is being carried out in the years 1994 - 2001 with funding provided by Finnra. The Kirkkonummi test embankment was the most remarkable TPPT testing project concerning deep and mass-stabilisation.

The test area is located at Kirkkonummi (Main road 51 Helsinki-Karjaa, road section 8), in the Southern Finland. The test embankment is situated in the area of a future multi-level junction of main road 51.

The embankment is founded on soft subsoil. Beneath the top layers, which consist of peat and gyttja, there is 7...8 meters of soft clay above sandy soils and moraine. The test embankment consists of a lower (2 meters) and a higher (6 meters) bank (see Fig. 1 and 2). The clay layer has been deep stabilised and the layer of peat and gyttja was mass stabilised under the lower part of the test embankment and replaced by a layer of reinforced crushed rock under the higher part of the test embankment.

The lower embankment consists of a 1,7 meter thick mass-stabilised peat slab standing on semi-hard columns (c/c 1.5 m, ϕ 600 mm). The higher embankment is standing on hard stabilised columns (c/c 1.7 m, ϕ 800 mm). Between the columns and sandy embankment is a layer of crushed aggregate reinforced with steel meshes.

The functional basic idea and research hypotheses of the structures were to find 1) Deep stabilisation as ground reinforcement for high embankments instead of piling and 2) An embankment construction based on deep stabilisation where the load distributing layer is either mass stabilised peat or reinforced layer of crushed rock.

The deep stabilisation and mass stabilisation test fields were made in June 1996. The test embankment was under construction, in a period from September to January 1996-97. Before the construction phase, extensive laboratory tests were carried out with site materials in order to find out the feasibility of the stabilisation.

Near the test embankment, test fields for both deep and mass stabilisation were made. In these on one hand the stabilisation capability of different binding agents and on the other hand different stabilisation entrepreneurs' ability to produce homogenous columns was studied.

In both rigid and semi-rigid deep stabilised columns the binding agent was raffinate of blast-furnace slag + portland cement 1:1 120 kg/m³ and 200 kg/m³, respectively. In mass stabilised peat and gyttja the binding agent was quick-cement 150 kg/m³. The dimensions of the steel mesh used were ϕ 4 mm, # 100 mm x 100 mm.

Various instruments were installed in the test embankment: earth pressure cells, vertical and horizontal tubes for radiometric measurements, settlement gauges, pore pressure cells installed in clay, settlement marks, inclinometers and different types of strain gauge applications (see Fig. 2). The disturbance of the clay during and after deep stabilisation is studied by pore pressure cells and field vane tests. Monitoring continued until the summer 1999.

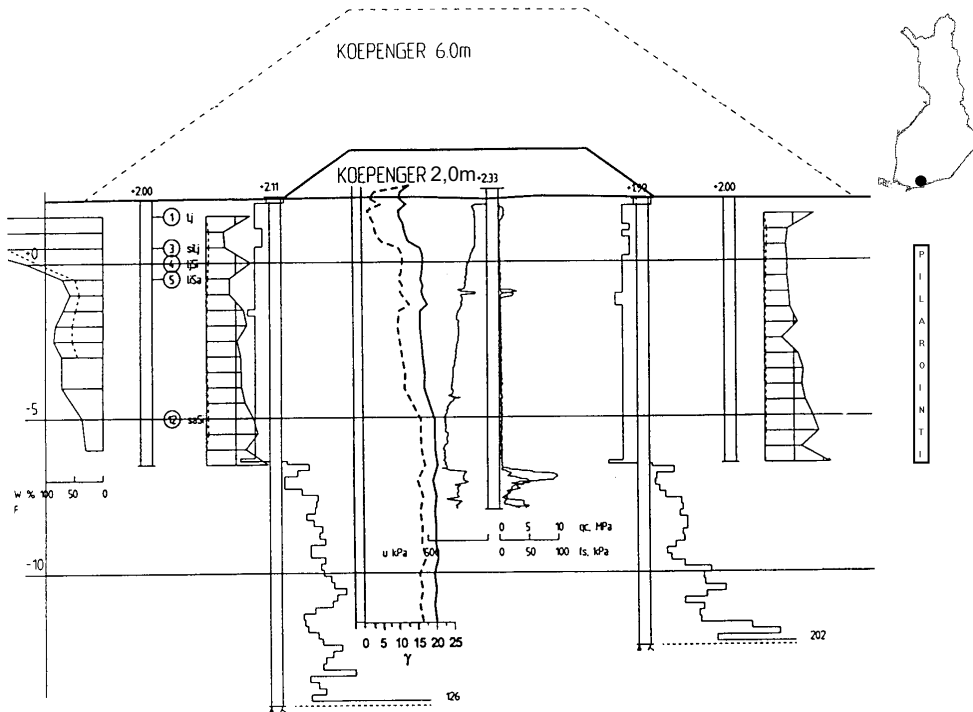


Fig. 1. Subsoil conditions in test site and the cross sections of both embankments.

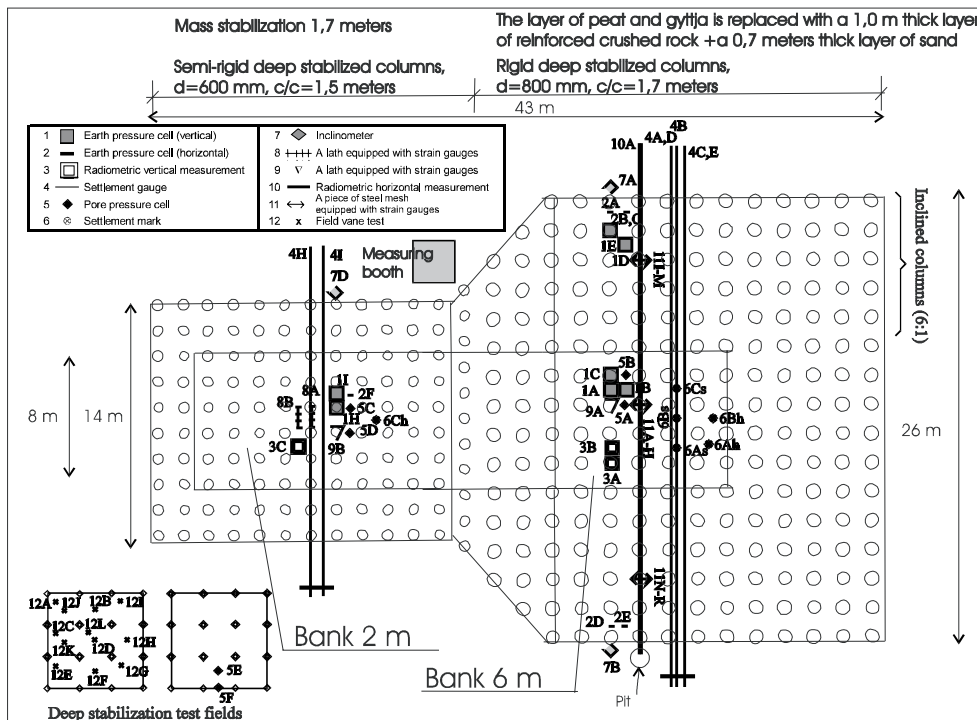


Fig 2. The monitoring systems in Kirkkonummi test embankment.

The behaviour of the higher embankment was also analysed with 3D-FLAC and PLAXIS computer programs. With 3D-FLAC the embankment was analysed as a whole and with PLAXIS only a single column was modelled. The results seems to some extent underestimate the degrees of the settlement and the settlement rate and overestimate the loads accumulating to columns even when using conservatively selected parameters based on laboratory tests.

ESIPUHE

Tämä raportti on yhteenvetoraportti Tien pohja- ja päällysrakenteet -tutkimusohjelmassa (TPPT) toteutetusta Kt 51 Kirkkonummen koepenkereen koerakenteesta. Kirkkonummen koepenger oli TPPT:n merkittävin koerakennuskohde syvä- ja massastabiloinnin osalta.

Koepenkereen tavoitteena oli paaluja ja paalulaattaa korvaavan edullisen pohjarakenneratkaisun kehittäminen tierakenteen korkeisiin penkereihin. Toisaalta tavoitteena oli ylärakenteen epätasaisia siirtymiä estävän rakenneratkaisun löytäminen lujille pilareille rakenneratkaisujen suunnitteluun ja mitoittamisen liittyvien tekijöiden selvittämisen kanssa.

Tutkimus sisälsi ennen koepenkereen rakentamista laajan stabiloituvuuden selvityksen ja koestabiloinnit. Itse koerakenne rakennettiin syyskuusta 1996 alkaen noin viiden kuukauden aikana. Rakenne suunniteltiin tietoisesti siten, ettei rakenteisiin sisällytetty ylimääräistä varmuutta, jotta rakenteiden käyttäytymisestä saataisiin selkeä kuva. Rakenteet instrumentoitiin useilla toisinaan täydentävillä mittalaitteilla. Rakenteen käyttäytymistä seurattiin joidenkin instrumenttien osalta aina kesäkuuhun 1999 saakka.

Tässä raportissa on esitetty yhteenveto tutkimuksesta. Lisäksi raportissa on analysoitu koepenkereen käyttäytymistä ja annettu suosituksenomaisia ohjeita vastaavien rakenteiden suunnittelussa huomioitavista seikoista.

Koerakenteen rakennutti ja pääosin rahoitti Tielaitoksen Uudenmaan piiri. Urakoitsijat ja sideaineentoimittajat osallistuivat rahoitukseen. Raportin ovat laatineet dipl.ins. Jouko Törnqvist ja dipl.ins. Markku Juvankoski VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikasta. Eri vaiheissa tehtyjen väliraporttien laadintaan on heidän lisäksi osallistuneet dipl.ins. Jouni Laaksonen ja dipl.ins. Leena Korkiala-Tanttu samasta tutkimusyksiköstä. Koekohteiden suunnittelun, mitoituksen sekä rakennustöiden työselitykset on tehnyt Juha Forsman Viatek-Yhtiöt Oy:stä. Tilaajan puolelta työtä on valvonut dipl.ins. Pentti Salo Tiehallinnosta ja dipl.ins. Mikko Smura Tielikelaitoksesta.

Helsinki 6.3.2003

Tiehallinto
Tekniset palvelut

Sisältö

1	JOHDANTO	13
2	KOERAKENTEEN TUTKIMUSTAVOITTEET	16
3	STABILOINNIN ESISELVITYKSET	18
3.1	Esiselvityksen johtopäätösten tiivistelmä	18
3.2	Koestabilointien tarkoitus	19
3.3	Kohteen pohjasuhteet	19
3.4	Laboratoriossa tehdyt stabiloituvuuskokeet	25
3.4.1	Stabiloituvuuskoeohjelma	25
3.4.2	Stabiloituvuuskokeiden tulokset	27
3.5	Koestabiloinnit	28
3.5.1	Tarkoitus	28
3.5.2	Tavoitteet	29
3.5.3	Havainnot koestabilointien aikana	31
3.6	Laadunvalvontatutkimukset	34
3.6.1	Tutkimusmenetelmät	34
3.7	Tulokset	37
3.7.1	Kairaukset	37
3.7.2	Pilarien ylösnostot ja näytetutkimukset	43
3.7.3	Massastabiloinnista otetut näytteet	47
3.7.4	Laadunvalvontamenetelmien käyttökelpoisuus	47
3.8	Johtopäätökset koestabiloineista	49
3.8.1	Stabiloituvuuskokeet	49
3.8.2	Koestabiloinnit	50
3.8.3	Pilarointi vai paalutus?	52
3.8.4	Suunnittelulujuus	53
4	KOERAKENTEIDEN INSTRUMENTOINTI	55
4.1	Koerakenteiden instrumentoinnista	55
4.2	Massastabiloitu matala pengerr	57
4.2.1	Tutkimustavoitteet instrumenteittain	57
4.2.2	Instrumenttien asentaminen ja sijoitus	57
4.3	Syvästabiloitu korkea pengerr	60
4.3.1	Tutkimustavoitteet instrumenteittain	60
4.3.2	Instrumenttien asentaminen ja sijoitus	61
5	KOERAKENTEEN RAKENTAMINEN	68
5.1	Rakentamisen aikataulu	68
5.2	Massastabiloitu matala pengerr	69
5.2.1	Pilaristabilointi	69
5.2.2	Massastabilointi	69

5.2.3	Laadunvalvontatutkimukset - Puolilujat pilarit ja massastabilointi	71
5.3	Syvästabiloitu korkea pengер	72
5.3.1	Pilaristabilointi	72
5.3.2	Maalaatikko	72
5.3.3	Laadunvalvontatutkimukset - lujat pilarit	76
6	RAKENTEEN KÄYTTÄYTYMINEN RAKENTAMISEN JA SEURANNAN AIKANA	78
6.1	Massastabiloitu matala pengер	78
6.1.1	Maanpaine ja huokospaine	78
6.1.2	Tiivistyminen ja painuminen radiometrinen mittausten ja siirtymälevyjen perusteella	81
6.1.3	Vaakasiirtymät	83
6.1.4	Painuminen letkupainumamittausten perusteella	83
6.1.5	Muut havainnot	86
6.2	Syvästabiloitu korkea pengер	89
6.2.1	Maanpaine ja huokospaine	89
6.2.2	Tiivistyminen ja painuminen radiometrinen mittausten ja siirtymälevyjen perusteella	98
6.2.3	Vaakasiirtymät	104
6.2.4	Teräsverkkojen käyttäytyminen	105
6.2.5	Pilarien venymät	110
6.2.6	Painuminen letkupainumamittausten perusteella	110
7	KORKEAN PENKEREEN LASKENNALLISET TARKASTELUT	124
7.1	Tarkastelut koskien korkean penkereen vinoilla pilareilla varustettua penkereen osaa	124
7.1.1	Laskennan lähtökohdat	124
7.1.2	Laskentamalli - kerrosjako ja laskennassa käytetyt parametrit	126
7.1.3	Laskennan tulokset	128
7.2	Yksittäisen pilarin yhteistoiminta pystykuormien vastaanottamisessa	136
7.2.1	Laskennan lähtökohdat	136
7.2.2	Laskennan tulokset	138
7.3	Analyttiset vakavuustarkastelut	143
8	SYNTEESI	146
9	KIRJALLISUUS	154
10	LIITTEET	155

1 JOHDANTO

Kt 51 Kirkkonummen koepenger rakennettiin osana Tien pohja- ja päällysrakenteet -tutkimusohjelmaa (TPPT). TPPT oli yhdeksän vuotta (1993–2001) kestävä Tielaitoksen tutkimushanke, joka tähtäsi tienpidon taloudellisuuden lisäämiseen tien rakenneteknologiaa kehittämällä. Valtion teknillisellä tutkimuskeskuksella (VTT) oli kokonaisvastuu tutkimusohjelman toteutuksesta Tielaitoksen ohjauksessa.

Kirkkonummen koepenger oli TPPT:n merkittävin koerakennuskohde syvä- ja massastabiloinnin osalta. Koepenkeren ensisijaisia tutkimustavoitteita olivat paalutusta korvaavan syvästabiloidun pilariratkaisun ja sen varaan tukeutuvan kuormaa jakavan kerroksen kehittäminen.

Koerakenne sijaitsee Kirkkonummella, kantatie 51 ja Porkkalan kärkeen johtavan paikallistien liittymän vieressä, nk. Tolsan Esson takana. Koerakennealue sijoittuu kantatien 51 parantamissuunnitelman paaluvälille 2320–2440. Koepenger rakennetaan kohtaan, johon kantatien 51 parantamisen yhteydessä on suunniteltu eritasoliittymä. Kohde sijaitsee pehmeiköllä, jossa turve- ja liejukerroksen alla on pehmeä savikerros. Savikerros syvästabiloitiin ja turve- ja liejukerrokset osassa koerakennetta massastabiloitiin, osassa koerakennetta korvattiin teräsverkolla vahvistelulla murskeella.

Koepenger koostuu matalasta ja korkeasta osasta. Matalan (2 m) penkereen alla on puolilujat pilarit (k/k 1.5 m, ϕ 600 mm) ja pilarien päällä massastabiloitu laatta (1.7 m). Korkean penkereen (6 m) alla on lujat pilarit (k/k 1.7 m, ϕ 800 mm) ja pilarien päällä massanvaihto, joka koostuu kaksi teräsverkkoa sisältävästä murskekerroksesta (1.0 m) ja pengermateriaalista (0.7 m).

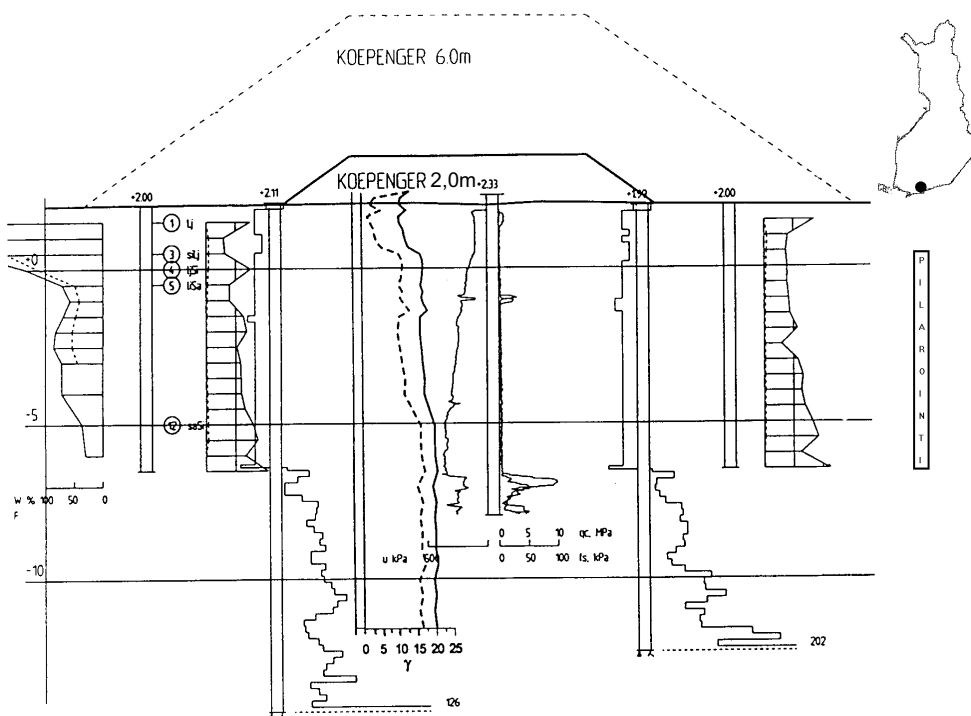
Lujissa ja puolilujissa syvästabiloiduissa pilareissa on käytetty sideaineena kuonajalostetta ja yleissementtiä 1:1 120 kg/m³ ja 200 kg/m³. Massastabiloidussa turpeessa ja liejussa sideaineena on käytetty pikasementtiä 150 kg/m³. Lujitteena on murskeessa käytetty ϕ 4 mm, # 100 mm x 100 mm harjateräsverkkoa.

Ennen koekohteen rakentamista kohteen maamateriaaleilla suoritettiin mittavat stabiloitavuusselvitykset, koepilaroinnit ja koemassastabiloinnit. Itse koepenkeren vierelle tehtiin koepilarointi- ja koemassastabilointikenttiä, joissa tutkittiin toisaalta eri sideaineiden lujittamiskykyä ja toisaalta eri stabilointiurakoitsijoiden kykyä tuottaa homogeenisia pilareita. Koepenger rakennettiin syys-tammikuussa 1996-97.

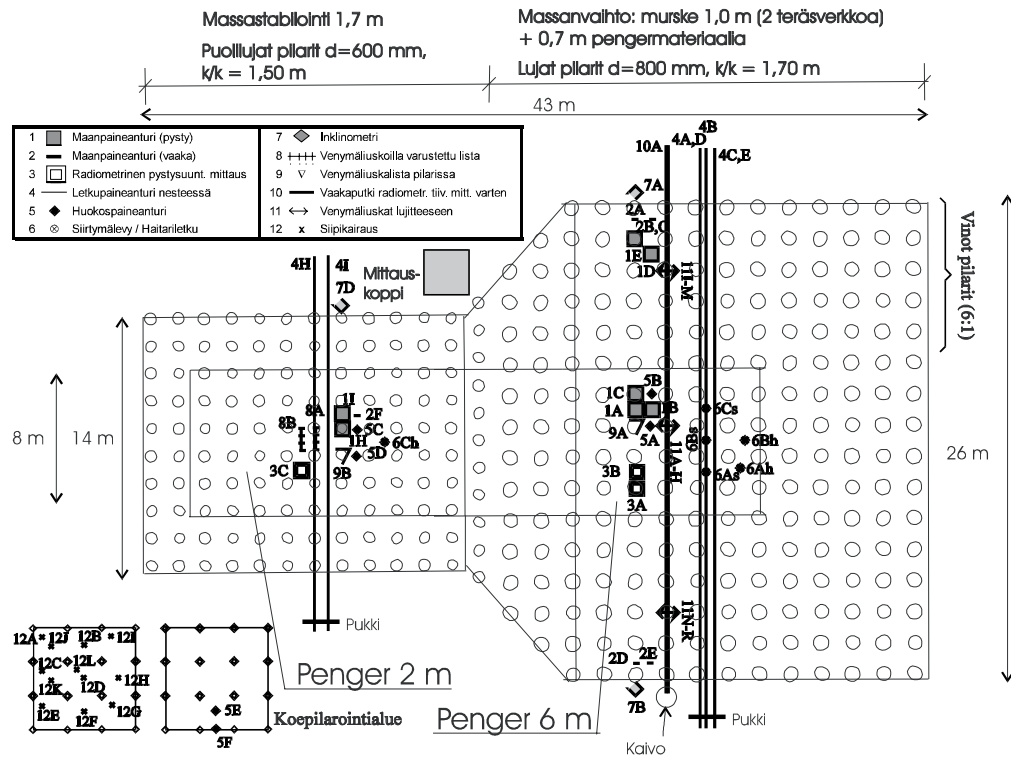
Koepenkeren käyttäytymistä seurattiin maanpaineanturien, radiometrinen mittausten, letkupaineantureiden, huokospaineantureiden, siirtymälevyjen, inklinometrien sekä erilaisten suhteellisen muodonmuutoksen mittausten (lujite, syvästabiloitu pilari, massastabiloitu turve ja lieju) avulla. Koepilaroinnin yhteydessä saven häiriintymistä seurattiin huokospaineanturien ja siipikairausten perusteella. Seuranta jatkettiin kesään 1999 saakka.

Yleiskuvan muodostamiseksi kohteesta ja sen rakenteista on kuvissa 1.1 ja 1.2 esitetty leikkaus kohteen pohjasuhteista ja yleiskuva rakenteen instrumentoinneista.

Tässä yhteenvetoraportissa on esitetty koerakennuskohteen stabiloinnin esiselvitykset sekä käsitelty koerakennuskohteen rakentamista ja instrumentointia. Lisäksi on esitetty rakenteen instrumentoinnista seuranta-aikana saadut tulokset ja niistä tehtävät johtopäätökset. Mitattuja tuloksia on verrattu soveltuvin osin rakenteen laskennallisissa tarkasteluissa saatuihin tuloksiin. Laskennallisia tarkasteluja on suoritettu sekä koko rakennetta että yksittäisen pilarin toimintaa silmälläpitäen. Vaikka saatuja tuloksia ja havaintoja on esitetty luonnollisesti asiayhteyksittäin, on kappaleeseen 8 'Synteesi' pyritty keräämään lyhyeen muotoon kaikkein tärkeimmät havainnot.



Kuva 1.1. Yleiskuva koerakennuskohteen pohjasuhteista ja penkereiden poikkileikkauksista.



Kuva 1.2. Yleiskuva penkereiden mittasuhteista, rakenteista ja instrumentoinneista.

2 KOERAKENTEEN TUTKIMUSTAVOITTEET

Rakennettujen koerakenteiden primäärisinä tutkimustavoitteina olivat:

1. Paaluja sekä paalulaattaa korvaavan, edullisen pohjarakenneratkaisun kehittäminen tierakenteen tarpeisiin.
2. Rakennerratkaisun suunnittelun ja mitoittamisen tekijöiden selvittäminen koerakenteessa verifioiden.
3. Ylärakenteen epätasaisia siirtymiä estävän rakenneratkaisun löytäminen lujille pilareille.

Päätavoitteet tarkennettiin eri toimijoiden (U-piiri, TPPT) tärkeiksi kokemien asioiden osalta osatavoitteiksi. Näiden osatavoitteiden pohjalta laadittiin myös koerakenteiden instrumentointihypoteesit.

Osatavoitteet sekä näiden hypoteesien testaamisen vaatimat instrumentoinnit on lueteltu seuraavassa. Hakasulkeisiin on merkitty kyseisen hypoteesin vaatiman instrumentin numero. Instrumentointia sinällään on käsitelty kappaleessa 4 "Koerakenteiden instrumentointi".

U-PIIRI:

1. Löytää / varmentaa kohteeseen soveltuva tukipaaluja korvaava ratkaisu.

TPPT:

2. Aikaansaada kimmoke kehittää homogeenisen pilarin tuotantotekniikkaa.

U-PIIRI, TPPT:

3. Löytää kohteeseen a) lujan pilarin (leikkauslujuus $\tau > 600$ kPa) aikaansaava sideaine, b) puolilujan pilarin ($150 < \tau < 400$ kPa) aikaansaava sideaine. Sideainemäärä ja siten myös kustannukset pyritään minimoimaan.

TPPT:

4. Selvittää paaluja korvaavan (lujat pilarit) pilarirakenteen suunnitteluprosessin osat:

- 4.1 Parametrimääritys (maasto- ja laboratoriolähtötiedot => mitoitusparametrit).
- 4.2 Mitoitustehtävät. Mitoituksessa huomioon otettavat tekijät:
 - 4.2.1 Leikkauskuormat [1d-f + 2a-c + 7a-d]
 - 4.2.2 Vaakakuormat [2a-c + 7a-d]
 - 4.2.3 Holvaantuminen [1a-f + 3a-c]
 - 4.2.4 Saven häiriintyminen ja jälkilujittuminen [3b,c + 5a-f + siipikairaukset]
- 4.3 Oppia kohteesta, kuinka mitoitus tulee tehdä sekä kohteessa etukäteen tehtyjen mitoitusverifiointi ja tarkistus [oikeastaan kaikki, mutta etenkin: edelliset + 4a-m + 6a-e + 7a-e]
- 4.4 Mitoituskriteerit: keskustelun herättäminen ko. rakenneratkaisussa vaadittavasta varmuuskertoimesta (nykyään $F = 1,5$; pitäisikö olla $F = 1.8...2$?)

TPPT:

5. Selvittää puolilujien pilarien yhteistoiminta maapohjan kanssa:
 - 5.1 Miten kuorma jakautuu pilarin ja maapohjan välillä? [1g,h,i + 2d,e + 4a-m + 6a-e]
 - 5.2 Miten siirtymät tapahtuvat ajan funktiona? [4a-m + 5a-f + 6a-e]

TPPT:

6. Selvittää turpeen massastabilointiin liittyviä kysymyksiä:
 - 6.1 Miten ohuena laatta voidaan toimivana tehdä? [4k-m]
 - 6.2 Homogeenisuuden ja isotrooppisuuden toteaminen [CPT-kairaukset]
 - 6.3 Massastabiloidun laatan ja pilarien yhteistoiminta:
 - 6.3.1 Leikkausjännitykset: holvaantuminen [1j,k]
 - 6.3.2 Leikkausjännitykset: läpileikkautuminen [8a,b]
 - 6.4 Kimmoparametrien (E , ν) avulla tehtävän analyyttisen mitoitusprosessin ideointi ja testaaminen havaintoaineiston pohjalta
 - 6.4.1 Leikkausjännitykset: läpileikkautuminen [8a,b]
 - 6.4.2 Puristusjännitykset [1j,k]
 - 6.4.3 Vaakakuormien vastaanottaminen [2f]

TPPT:

7. Selvittää lujitetun murskekerroksen käyttöön (siirtymäeroja tasaavana rakenteena) liittyviä kysymyksiä:
 - 7.1 Muodostaako sitomaton murske tiiviinä pysyvän rakenteen? [3a-c + 10a,b]
 - 7.2 Kuinka ohuena rakenne voidaan toimivana tehdä? [4a-m]
 - 7.3 Lujitteen lukkiutuminen murskekerrokseen [10a,b + 11a-y]
 - 7.4 Heijastuuko epätasaisuus ylöspäin ja kuinka merkittävänä? [3a-c + 10a,b]
 - 7.5 Lujitteille tulevat vaakakuormat perustamistasossa [11a-y]
 - 7.6 Mitoituksen perusfilosofia? [Kaikki]

3 STABILOINNIN ESISELVITYKSET

3.1 Esiselvityksen johtopäätösten tiivistelmä

Laboratoriossa nykyisen laadunvalvontaohjeen mukaisesti toimien määritettävä **lujuus on joko suurempi tai yhtä suuri kuin maastossa** saavutettava lujuus. **Tässä kohteessa** laboratoriossa saavutettu lujuus oli tietyillä maakerroksilla **merkittävästi** maastossa saavutettua suurempi.

Laboratoriokokeissa **sideainemäärän ja lujuuden välinen vuorosuhde on lineaarinen** tässä selvityksessä käytetyillä sideainepitoisuuksilla. Hyvin pienillä sideainepitoisuuksilla tai vesi-sideaine -suhteen laskiessa yli tietyn rajan on sideainemäärän ja lujuuden välisessä vuorosuhteessa havaittu taitekohta /2/.

Stabiloinnissa **sideaineen sekoituksella on perustavaa laatua oleva merkitys lopputuotteen laatuun**. Mikäli tuotantotekniikkaa ei koerakenteen rakennusaikaisesta tasosta kyetä parantamaan, sideaineen merkitys lopputuotteen lujuuteen jää tuotantotekniikan varjoon.

Tuotteen **homogeenisuuteen vaikuttaa sekä sekoituskärjen sekoittavien elementtien lukumäärä että sekoituskärjen nousunopeus** ts. sekoitustyön tehokkuus. Sekoitustyötä voitaneen siten kuvata sekoitustehokertoimella. Sekoitustyökerroin voi olla yksinkertaisimmillaan muotoa $e = s/n$, missä n on nousunopeus [mm/kiertos] ja s on esimerkiksi siipien lukumäärä tai mieluiten sekoittavien elementtien pinta-ala tms.

Syvästabiloidun pilarin **lujuus**, nykytekniikalla tehtynä, **riippuu** mitä ilmeisimmin siitä **vastuksesta**, jonka sekoitettava kerros muodostaa paineilman poistumiselle. Siten sekoituksen tehokkuus näyttäisi riippuvan sekoitettavaan materiaaliin vaikuttavasta jännitystilasta (huono lujittuminen lähellä maanpintaa, jossa vallitseva jännitystila on pieni vastustamaan sideainesyötön ilmakuplien leviämistä) ja mahdollisesti myös savimateriaalin sensitiivisyydestä. n Osa ongelmista ilmeisesti poistuisi paineilman purkua tehostamalla.

Laadunvalvontakairaukset, joissa kairan kärkivastus mitataan jakamalla kairatangoston yläpään kohdistuva kokonaisvoima kärjen poikkeikkausalalla, ovat epäluotettavia lujuuden ja homogeenisuuden määrittämisessä tangostoon kohdistuvan suuren vaippavastuksen johdosta. Toimenpiteillä, joilla eliminoidaan vaippahankausta, kairauksen luotettavuutta voidaan parantaa. Luotettavimpia kairausmenetelmiä ovat menetelmät, joissa kairan kärkeen kohdistuva voima mitataan välittömästi kärjen yläpuolelta.

Suunnittelijan on koerakenteen rakentamisajankohtana ollut ilman stabiloituuskokeita ja koepilarointeja lähes mahdoton arvioida tulevaa, rakenteessa saavutettavaa lujuutta. Esisuunnittelussa muunlaisen menettelyn tarve on ilmeinen. Suunnitteluohjeisiin olisi hyvä laatia esimerkiksi oheisen kaltainen **lujuuden arvioinnin suunnitteluohje** (ks. luku 3.8 Johtopäätökset koestabiloinneista).

3.2 Koestabilointien tarkoitus

Rakentamista edelsivät laajat stabiloituvuustutkimukset sekä koepilaroinnit. Koestabilointien – koepilarointien ja koemassastabilointien – tavoitteena oli löytää teknisesti ja taloudellisesti kannattavin sideaine-urakoitsijayhdistelmä itse koepenkereen stabilointien toteuttamiseen.

Stabiloituvuuskokeet tehtiin maaliskoukokuussa 1996, koestabiloinnit saman vuoden kesä-heinäkuussa ja niihin liittyvät laadunvalvontatutkimukset heinä-elokuussa. Itse koepenkereen rakentaminen ajoittui syys-tammikuulle 1996-1997.

Hankkeessa olivat mukana kaikki Suomen sideainetoimittajat

- Finnsementti,
- Kemira Pigments Oy,
- Lohja Oy,
- Nordkalk Oy ja
- SKJ-yhtiöt Oy

ja kaikki Suomessa tuolloin toimivat stabilointiurakoitsijat

- Sillanpää Oy,
- Stabilointi Piippo & Pakarinen Oy ja
- YIT-Yhtymä Oy.

Koerakenteen suunnitteluvaiheessa rakenne mitoitettiin analyttisesti, "perinteisiä" menetelmiä käyttäen (Viatek-Yhtymä Oy) ja numeerisesti (VTT). Mitoitusten perusteella saatiin pilareilta ja massastabiloinnilta vaadittavat lujuustasot, joihin koestabiloinneissa pyrittiin. Koestabiloinnit koostuivat puolilujista pilareista (30 d tavoitepuristuslujuus 500 kPa), lujista pilareista (30 d tavoitepuristuslujuus 1000 kPa) ja massastabiloinnista (30 d tavoitepuristuslujuus 300 kPa).

3.3 Kohteen pohjasuhteet

Alue on vanhaa merenpohjaa- entinen kuroumalahdi -flada: pinnaltaan tasaista ja hyvin vetistä, nykyisellään pintaosiltaan soistunut turvehetteikkö. Maan pinta on koko alueella vähän yli kaksi metriä meren pinnan yläpuolella. Kohteen pohjasuhteet tunnetaan varsin hyvin. Uudenmaan tiepiiri on kantatien 51 tiesuunnitteluvaiheessa tehnyt alueella paino-, siipi-, heijari- ja puristin-heijarikairauksia sekä laboratorikokeita häiriintyneistä maanäyteistä. Näitä tutkimuksia on koerakennushankkeen yhteydessä täydennetty puristinkairauksilla, maatumkaluotauksilla, häiriintymättömistä maanäyteistä tehdyillä laajoilla laboratorikokeilla, radiometrisillä mittauksilla sekä pohjavesihavainnoilla. Alueella tehtyjen pohjatutkimusten sijainnit käyvät ilmi liitteestä 1 .

Yhteenveto pohjasuhteista (ks. liite 2): luonnontilaisesta maanpinnasta luki-

- maanpinnalla noin 0,7...0,8 m turvetta, jonka vesipitoisuus, w, on useita satoja prosentteja,
- noin metri liejuista savea; w liejukerroksen yläosassa yli 200 %, laskee alaspäin suoraviivaisesti kohti saven vesipitoisuutta,

- vähän yli kaksi metriä savea (myöhemmin savi 1 tai "ylempi savikerros"); $w \approx 70\text{...}90\%$, redusoimaton siipikairausleikkauslujuus $s_v \approx 8$ kPa,
- hyvin ohut hieman tiiviimpi kerros; w käy noin 40% :ssa,
- noin kolme metriä savea (myöhemmin savi 2 tai "alempi savikerros"); $w \approx 50\text{...}70\%$, $s_v \approx 12\text{...}15$ kPa,
- ohut tiivis kerros; $s_v \approx 18$ kPa sen verran tiivis, että muutamat painokairaukset käyvät kierron puolella ja useat siipikairaukset pysähtyvät,
- vielä vähän yli metri savea; w noin 30% , $s_v \approx 13\text{...}21$ kPa ja
- lopuksi $6\text{...}8$ metriä hiekkaa tai silttistä hiekkaa tiiviin pohjakerrostuman päällä.

Paino- ja heijarikairaukset ovat yleensä päättyneet noin $14\text{...}16$ metrin syvyydellä maan pinnasta kiveen tai kallioon, mutta yksi heijarikairaus on päättynyt vasta noin 20 metrin syvyydellä. Pohjavesi näyttäisi olevan arteesista: pohjaveden pinta on kaikilla mittauskerroilla ollut noin metrin verran maanpinnan yläpuolella.

Kohteen kerrosten geoteknisiä ominaisuuksia on havainnollistettu liitteen 2 sivuilla 2...4. Koekohdetta peittävä turve on pinnaltaan maatumatonta turvetta, joka sisältää runsaasti puuvartisten kasvien juuria. Juuret hankaloittivat muun muassa pilaristabilointia kiertymällä sekoituskärjen ympärille, josta ne aika ajoin oli käsin poistettava. Turpeen ja liejusaven luokitus pintakerroksen alapuolelta tehtiin julkaisussa /4/ esitettyllä niin sanotulla turvekaavalla, taulukko 3.1.

Taulukko 3.1 Turve- ja liejusavikerroksen luokitus.

Syvyys, m	Maatumisaste	Kosteusaste	Kuituisuus	Juuririhmojen määrä	Puunjätteet
0,5...0,7	4...5	3...4	2	1	0
0,7...0,9	5	3	2	2	0
0,95...1,15	9...10	3	0	0	0
1,2...1,4	10	3	0	0	0
1,4...1,7	10	3	0	0	0

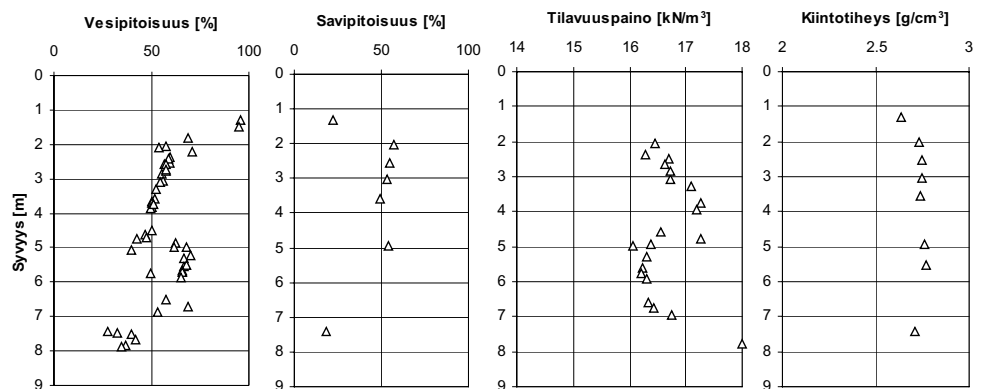
Turvekerros muuttuu liejusavikerrokseksi $0,8\text{...}1$ metrin syvyydellä maanpinnasta. Turvekerroksen paksuuden määrittämiseksi tehdyt maatumatoluotusten tulokset on esitetty liitteen 2 sivuilla 5...9. Liejusavikerros on väriltään ruskeaa ja erottuu värinsä puolesta jyrkästi kerroksen alapuolisesta, siniharmaasta lihavan saven kerrostumasta. Liejusavikerroksen humuspitoisuus laskee suhteellisen tasaisesti kerroksessa alaspäin edettäessä. Humuspitoisuuden muuttumista seuraa pH:n kasvu neutraalille tasolle liejusavikerroksen alaosissa. Liejusavikerroksen ja sen alapuolisen lihavan saven kerroksen geotekniset ominaisuudet vastaavat suuresti toisiaan huolimatta liejusavikerroksen merkittävästi suuremmasta vesipitoisuudesta. Savikerroksen suljettu leikkauslujuus on suuruudeltaan $8\text{...}9$ kPa ja vesipitoisuus $70\text{...}90\%$. Kerrostuma on kohtalaisen sensitiivinen.

Pilaristabiloitavat savikerrokset ulottuvat noin 9 m syvyydelle maan pinnalta. Savikerroksia läpäisee kaksi kerrosta, jotka mahdollisesti vaikuttavat saven kokoonpuristumisnopeuteen. Ylempi kerrostumista sijaitsee noin $3,4\text{...}3,8$ m syvyydellä maan pinnasta. Kerroksen paksuus on noin $0,2$ m. Kerroksen

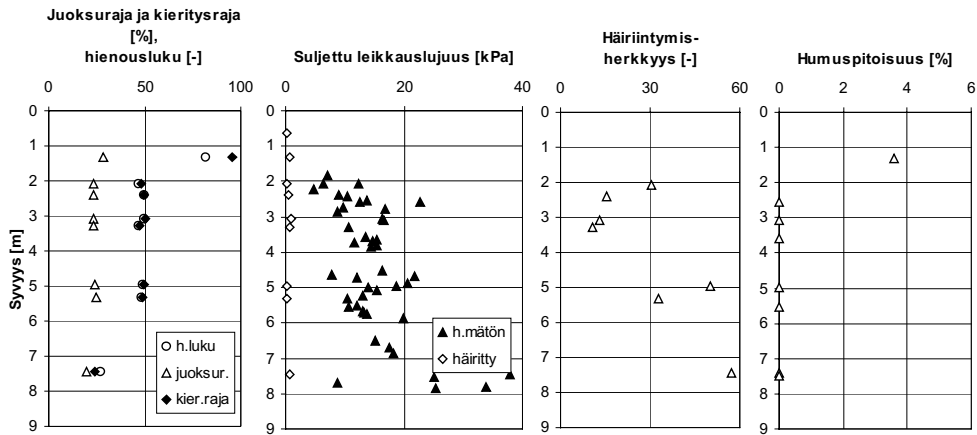
ominaisuuksia ei puristinkairaustuloksia ja radiometristä luotausta lukuunottamatta saatu näyttein juurikaan tunnistettua. Kerros lienee kuitenkin merkittävästi ympäröiviä savia paremmin vettä johtavaa.

Noin 7 m syvyydellä savi muuttuu silttiseksi tai saviseksi siltiksi. Samalla kerroksen vesipitoisuus pienenee ja lujuus kasvaa. Tästä kerroksesta on ainoastaan kahdelta tasolta näytteenottoon perustuvia tietoja. Näiden perusteella maakerros on silttiä. Kerros ei kuitenkaan näy mm. puristinkairauksen perusteella tyypillisenä silttinä eikä kairauksen kärkivastus juurikaan muutu. Useimmissa painokairauksissakaan maalajimuutosta ei ole tunnistettavissa. Radiometristen mittausten perusteella materiaalin tilavuuspaino kuitenkin kasvaa saveen verrattuna. Kerroksen sensitiivisyys lienee korkea, mikä selittäisi kairausvastuksen olemattoman muuttumisen. Kerroksen yläpinnalla, saven ja siltin välillä on mahdollisesti tiiviimpi välikerros, joka paikapaikoin näkyy painokairausvastuksessa sekä puristinkairauksen huokospaineen muutoksena.

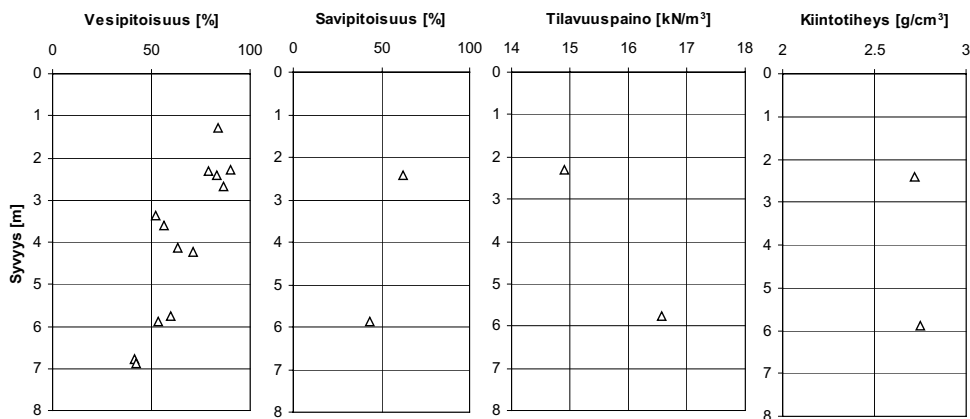
Savikerroksista otetuille näytteille tehtiin indeksikokeiden lisäksi muodonmuutosominaisuuksien määrittämiseksi portaittain ja jatkuvapuristeisin ödometrikokein sekä kolmiakselikokeita. Indeksikokeiden tulokset on esitetty kuvissa 3.1...3.4. Ödometrikokeiden päätulokset on koottu kuviin 3.5...3.8. Kolmiakselikokeiden päätulokset on koottu taulukkoon 3.2.



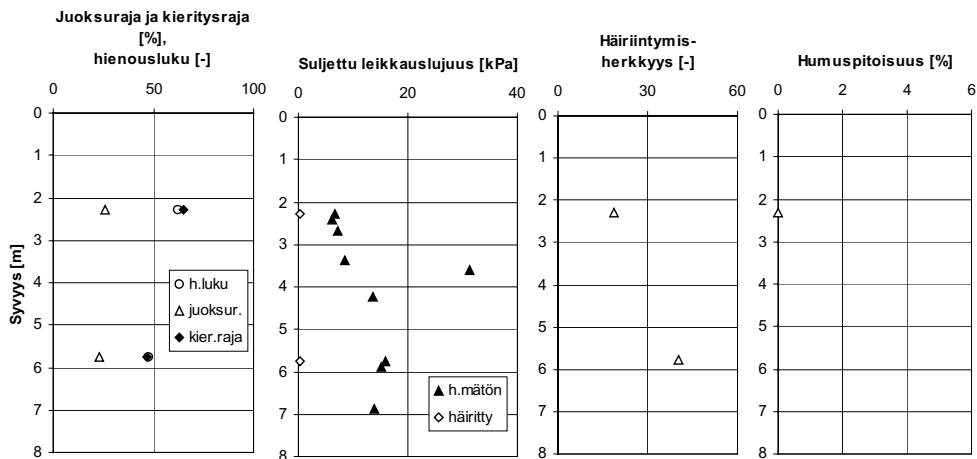
Kuva 3.1. Näytteenottopisteen 7 indeksikokeiden tulokset: vesipitoisuus, savipitoisuus, tilavuuspaino sekä kiintotiheys.



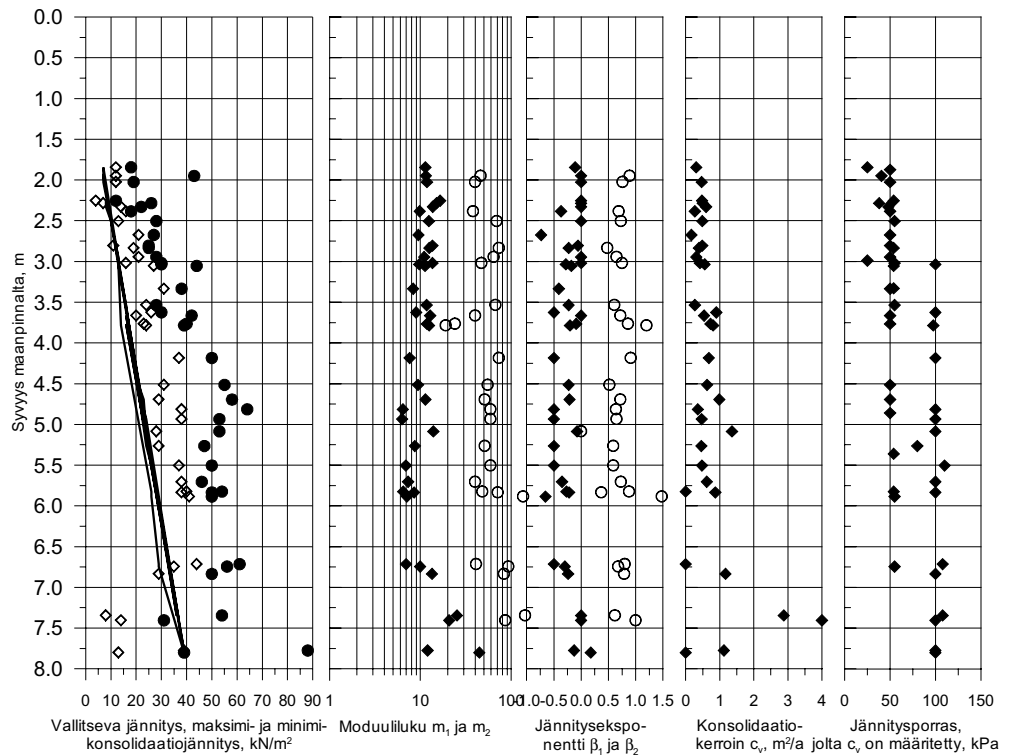
Kuva 3.2 Näytteenottopisteen 7 indeksikokeiden tulokset, jatkoa: juoksuraja, kieritysraja, hienousluku, suljettu leikkauslujuus, häiriintymisherkkyys ja humuspitoisuus.



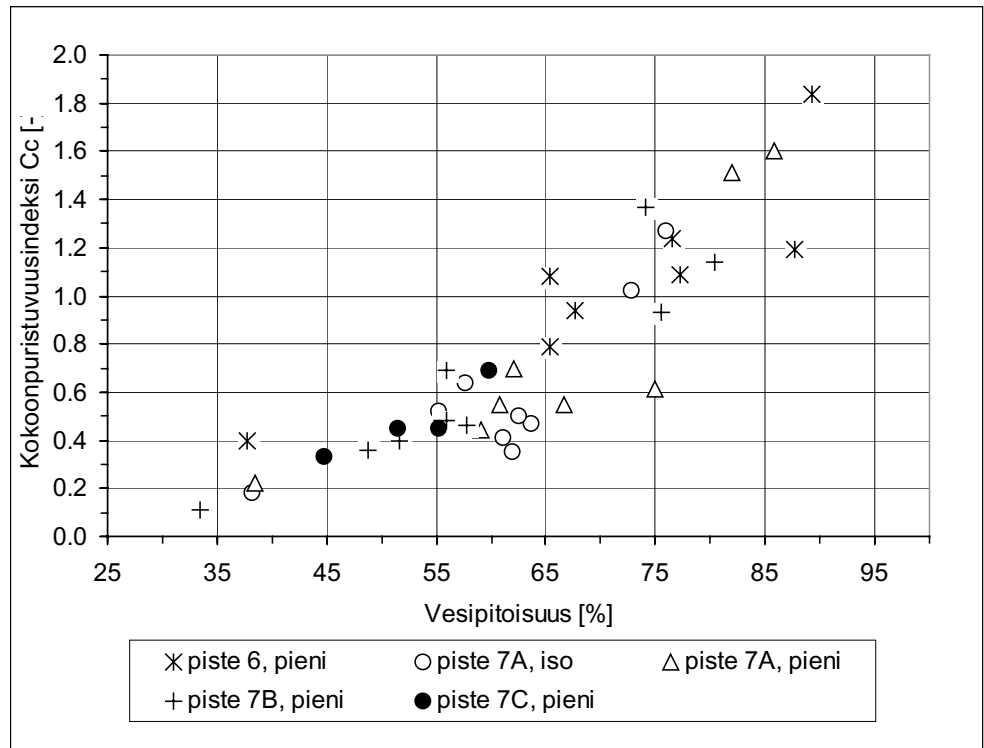
Kuva 3.3 Näytteenottopisteen 6 indeksikokeiden tulokset: vesipitoisuus, savipitoisuus, tilavuuspaino ja kiintotiheys.



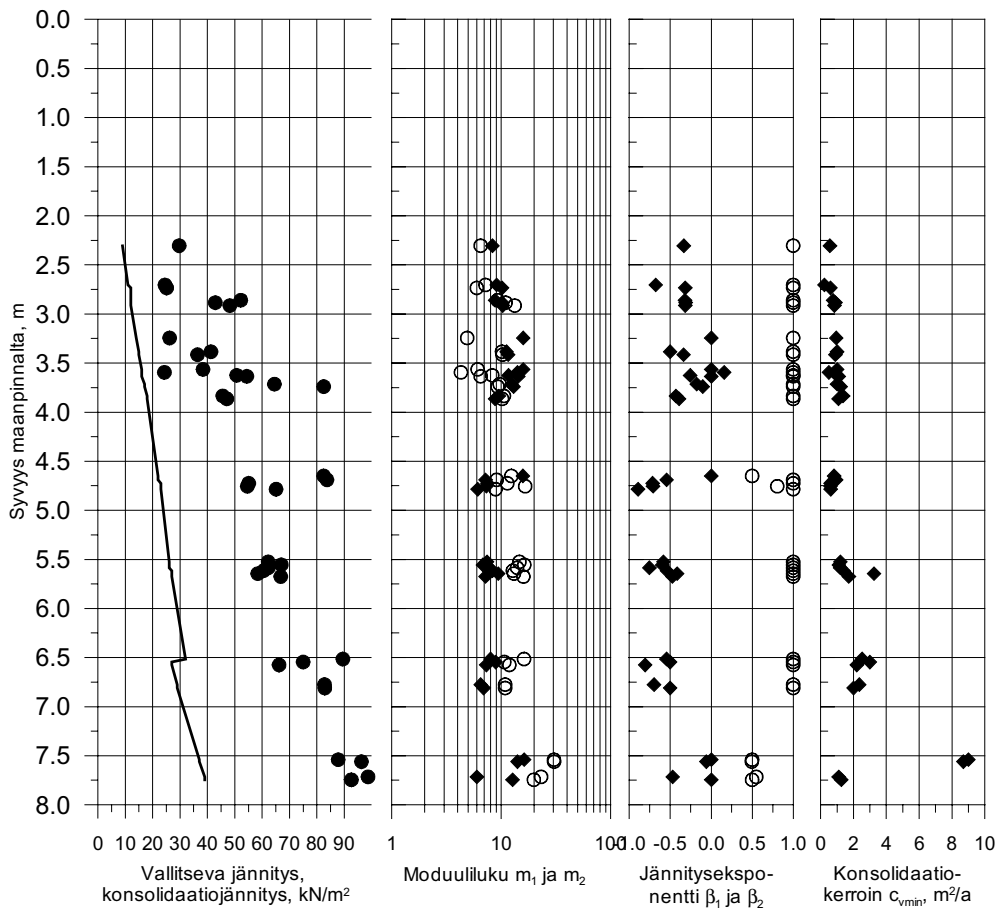
Kuva 3.4. Näytteenottopisteen 6 indeksikokeiden tulokset, jatkoa: juoksuraja, kieritysraja, hienousluku, suljettu leikkauslujuus, häiriintymisherkkyys ja humuspitoisuus.



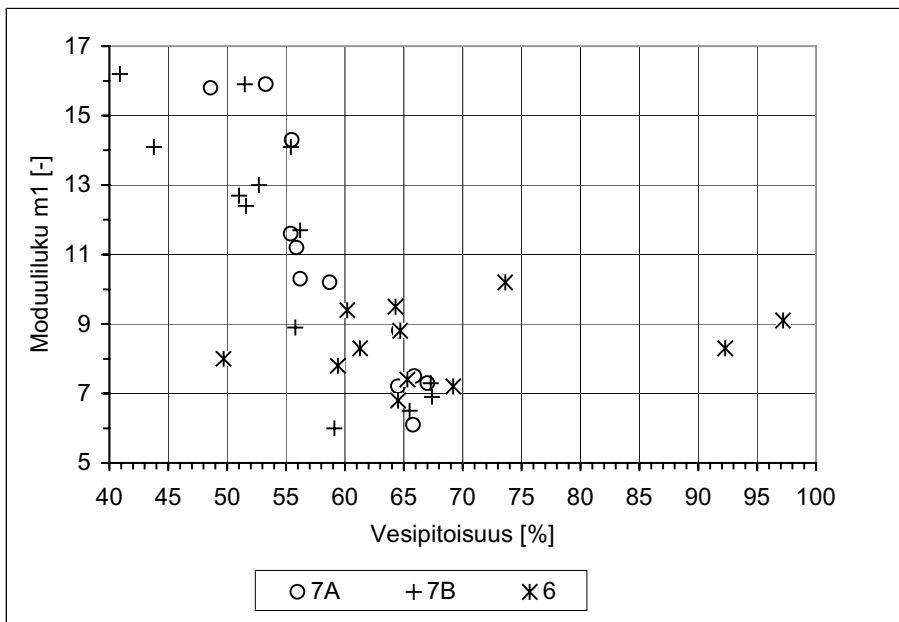
Kuva 3.5. Näytteenottopisteistä 6 ja 7 otetuilla näytteillä tehtyjen portaittaisten ödometrikokeiden päätulokset.



Kuva 3.6. Näytteenottopisteistä 6 ja 7 otetuilla näytteillä tehtyjen portaittaisilla ödometrikokeilla määritettyjen kokoonpuristuvuusindeksien C_c ja vesipitoisuuden välinen vuorosuhde.



Kuva 3.7 Näytteenotuspisteistä 6 ja 7 otetuilla näytteillä tehtyjen CRS - ödometrikokeiden päätulokset.



Kuva 3.8 Näytteenotuspisteistä 6 ja 7 otetuilla näytteillä tehtyjen CRS - ödometrikokeilla määritettyjen moduulilukujen m₁ ja vesipitoisuuksien välinen vuorosuhde.

Taulukko 3.2. Kolmiakselikokeiden päätulokset.

Koe Tyyppi/nro	Piste	Syvyys z m	Selli- paine σ_3 , kPa	Max. de- viatorinen jännitys q_{max} kPa	Hydro- staattinen jännitys p' kPa	Deformaati- moduuli E_{50} kPa	Koheesio c', c_d kPa	Kitkakulma ϕ', ϕ_d °
CAUC1688	7	2.22-2.34	80	67.06	48.65	2119	1.8	22.3
CAUCA35	7	2.34-2.46	60	53.47	58.62	7780		
CAUC1673	7	2.43-2.54	20	17.68	13.99	1687		
CAUC1674	7	2.58-2.70	40	30.98	20.33	1070		
CAUC1698	7	2.78-2.91	60	43.89	38.63	1440		
CAUC1710	7	3.87-4.01	25	26.41	19.4	2532	(4.1) 0	(20.7) 24.8
CAUC1699	7	4.53-4.65	60	46.57	41.32	1711		
CAUC1687	7	5.34-5.46	70	60.67	57.12			
CAUC1684	7	5.53-5.64	30	30.92	22.61	6588		
CAUC1686	7	5.70-5.81	90	57.82	68.87	1951		
CAUCA41	6	5.39-5.51	50	37.23	35.71	17460	0	24.1
CAUC1714	6	6.53-6.65	40	42.12	32.64	16240		
CAUC1709	6	6.65-6.77	100	66.24	66.88	2986		
CAUCA40	6	3.88-4.00	23	27.35	15.22	1210	0	22.3
CAUC1715	6	4.70-4.81	80	58.32	54.54	2049		
CADC1689	7	2.60-2.74	80	130.2	112.4	1081	0	21.1
CADCA38	7	2.10-2.22	50	106	81.23	1370		
CADC1675	7	2.46-2.58	20	36.46	26.35	526		
CADC1713	7	4.87-4.98	70	85.56	98.52	1181	0	23.4
CADCA37	7	5,22-5,34	90	134.6	115.15	3680		
CADCA36	7	5.46-5.58	50	80.63	65.68	940		
CADCA42	6	3.70-3.82	50	54.26	64.29	650	0	26.5
CADC1736	6	4.00-4.12	23	41.52	34.04	1347		

3.4 Laboratoriossa tehdyt stabiloituvuuskokeet

3.4.1 Stabiloituvuuskoeohjelma

Stabiloituvuuskoeohjelma oli taulukon 3.3 mukainen. Taulukossa 3.3 esitetyt koekappaleet tehtiin yhdenmukaisuuden vuoksi kaikki samassa laboratoriossa. Tätä ennen sideainetoimittajat saivat tehdä alustavia kokeita omissa laboratorioissaan.

Massastabiloinnin stabiloituvuuskoekappaleiden valmistuksessa käytetty turpeen ja liejun seos sekoitettiin tilavuussuhteissa 1:1 tasalaatuiseksi massaksi. Koko käytetty runkomateriaalierä sekoitettiin yhdellä kertaa ja erillinen turve-erä homogenisoitiin myös samalla. Sideaineen sekoittamisen jälkeen massa sullottiin ϕ 68 mm sylintereihin ja sylinterien yläpintaan asetettiin pystysuora 18 kPa:n kuormitus. Esikuormitusta jatkettiin koko lujittumisen ajan. Näytteet säilytettiin koestamiseen saakka huoneenlämmössä (≈ 20 °C) siten, että niiden alapää oli koko ajan vedessä. Ennen koestamista näytteet katkaistiin h/d-suhteeseen 2 ja päät tasattiin. Yksiaksiaalisissa puristuskokeissa kuormitusnopeutena käytettiin ohjeen /8/ mukaisesti lujuustasosta riippuen 0,5–2 mm/min.

Niin pilari- kuin massastabiloinninkin kolmiaksiaalikokekappaleet valmistettiin edellä kuvatulla menettelyllä SGT Oy:n laboratorioissa. Kolmiaksiaalikokeet tehtiin VTT:llä kuormitusnopeudella 1 %/min kolmella eri sellipaineella. Näytteiden valmistuksessa, säilytyksessä, koestuksessa ja tulosten käsitelyssä noudatettiin raporttiluonnosta TPPT-M33 (14.12.1995) Syvästabiloinnin sideaine- ja materiaalitekniologia: Laboratoriotutkimukset /8/.

3.4.2 Stabiloituvuuskoekokeiden tulokset

Stabiloituvuustutkimusten tulokset on esitetty liitteessä 3. Liitteen 3 sivulla 1 on taulukko 30 vuorokauden yksiaksiaalisten puristuskokeiden tuloksista; sivulla 2 sideainemäärän ja lujuuden välisen yhteyden kuvaajat eri sideaineille, kun runkoaine on savi 1; sivulla 3 samat kuvaajat, kun runkoaineena on turpeen ja liejun seos 1:1; sivulla 4 taulukko 60 vuorokauden puristuskokeiden tuloksista. Liitteen 3 sivun 4 taulukko on suppea ja siihen on suhtauduttava varauksella, sillä 60 d kokeet tehtiin 30 d kokeista yli jääneillä varakappaleilla, eli kaikki 60 d tulokset ovat yksittäiskappaleiden arvoja.

Kun 28.6.1996 valittiin stabiloituvuustutkimusten ensimmäisen vaiheen jälkeen sideainereseptejä ja -määriä jatkoon, pääasiallisena vertailuperusteena käytettiin sitä sideainekustannusta, millä saadaan 1 m³ savea tai turpeen ja liejun seosta stabiloitua tavoitelujuuteen (liite 3, sivut 2 ja 3, mk/m³-sarake). Lisäksi valinnassa huomioitiin muun muassa eri sideaineiden aikalujittumisesta käytettävissä olleet tutkimustiedot. Lujien pilareiden osalta valittiin kaksi halvinta sideainetta jatkoon. Puolilujissa pilareissa nämä kaksi sideainetta olivat myös "vahvoilla", mutta huomattiin, että kyseisten sideaineiden tuotantotekniikkaan vaikuttavat ominaisuudet sekä soveltuvuus alemman savikerroksen stabilointiin selviävät jo lujiin pilareihin tähtävillä sideainemäärillä. Niinpä puolilujien pilarien osalta jatkoon valittiin kaksi muuta sideainetta, jotta etenkin eri sideaineiden vaikutus työtekniikkaan saatiin laajemmin selville. Massastabiloinnin osalta jatkoon valittiin kaksi edullista sideaineresepiä.

Aikalujittumisen selvittämiseksi tehtiin puristuskokeet koerakenteeseen valituilla sideaineilla ja nimenomaan koerakenteessa käytettävillä sideainemäärillä jo selvitetyn 30 d lisäksi 7 ja 60 vuorokauden iässä. Aikalujittumiskokeiden tulokset on esitetty liitteen 3 sivulla 5.

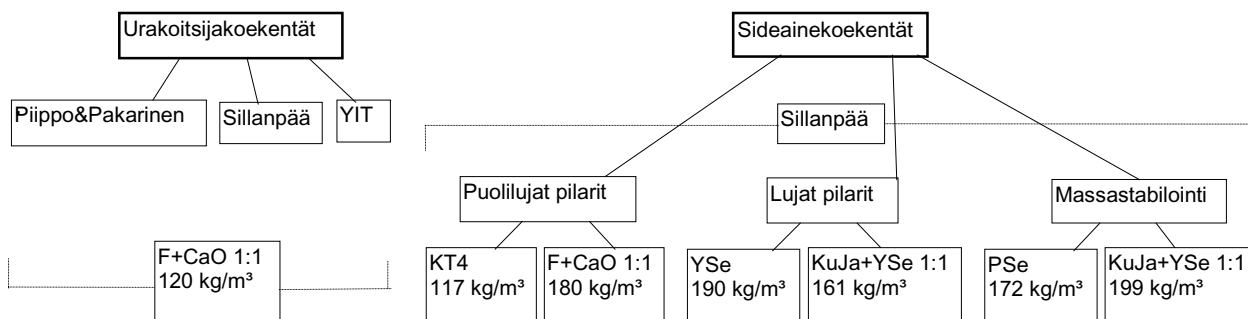
Kolmiaksiaalikokeet tehtiin koerakenteeseen valituilla sideaineilla ja sideainemäärillä. Kolmiaksiaalikokeiden tulokset on esitetty liitteen 3 sivuilla 6...10. Liitteessä 3/9 on tarkasteltu jäykkyuden mobilisotumista muodonmuutostason suhteessa. Sekanttimoduulin pieneneminen alkaa 0.3...0.8%

suhteellisen kokoonpuristumisen jälkeen. Syynä varsin aikaisin alkavalle pienenemiselle on särön muodostuminen näytteisiin jo 20...30 % tasolla lopullisesta maksimilujuudesta. Tämä ilmiö tulee huomioida tilanteissa, joissa liikenne- tai muu toistuva kuormitus voi aikaansaada pilaria tukevan maanpaineen pienentyessä rakenteeseen jatkuvan säröytymisen riskin. Hauras – materiaali voi muuttua vetolujuutta omaavasta, paalumaisesta rakenteesta, vain kitkavoimien koossa pitämäksi ”sorapilariksi”. Koheesion täysimääräinen hyväksikäyttäminen rakenteen mitoituslujuudessa tulee siten huomioida suhteutettuna mitoituksessa sovellettavaan varmuuteen eli käyttötilan aikaansaaman jännityksen suhteessa murtolujuuteen.

3.5 Koestabiloinnit

3.5.1 Tarkoitus

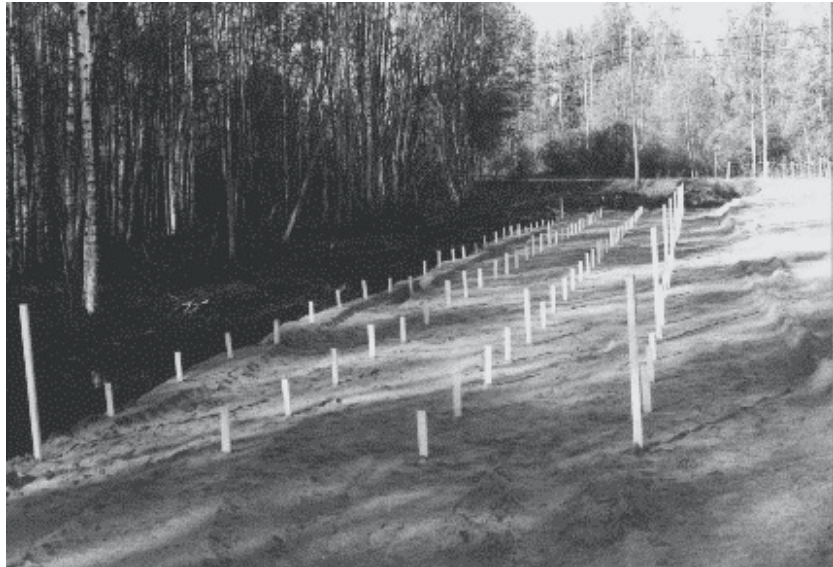
Koepilarointien ja koemassastabilointien päätarkoitus oli varmistaa laboratoriokeiden mukaisten lujuustasojen saavuttaminen maasto-olosuhteissa. Samalla projekti toimi jälleen yhtenä kehityssysäyksenä niin sideaineteknologialle kuin tuotantotekniikallekin. Koestabilointiohjelma oli kuvan 3.9 mukainen.



Kuva 3.9 Koestabilointiohjelma. Sideainemäärät ovat ennalta esitettyjä tavoitearvoja, toteutuneita sideainemääriä on pohdittu luvussa 3.6.1.2. Sideainelyhenteet on selitetty taulukossa 3.2 ja liitteessä 4.

Liitteessä 1 on esitetty koepilarointikenttien sijainti koerakenteeseen nähden. Liitteestä 4 puolestaan käyvät muun muassa ilmi pilarien numerointi ja pilari- ja massastabilointikenttien keskinäinen järjestys.

Koepilarointia varten hyvin pehmeän turpeen päälle oli tehty suodatinkankaasta ja hiekasta puolen metrin paksuinen työpeti työmaatien vierelle (kuva 3.10). Stabilointiurakoitsijoiden mielestä suodatinkangas oli haitallinen ja turha.



Kuva 3.10 Koepilarointialue: turpeen päällä suodatinkangas ja puoli metriä hiekkaa. Taustalla Vanha Porkkalantie, oikealla työmaatie (ks. liite 1).

3.5.2 Tavoitteet

3.5.2.1 Urakoitsijakoekentät

Koepilarointiin osallistuivat kaikki Suomessa toimivat kolme stabilointi-urakoitsijaa (kuva 3.11). Urakoitsijakoekentissä vertailtiin urakoitsijoiden stabilointityön tuloksia keskenään, joten kaikki urakoitsijasta riippumattomat tekijät pyrittiin vakioimaan: urakoitsijat tekivät pilarinsa vierekkäisiin kenttiin samalla sideaineella ja samalla sideainemäärällä. Urakoitsijalla oli vapaat kädet valita käyttämänsä työtapa pilaroinnissa, kunhan sitoutui tekemään samalla tekniikalla ja etukäteen ilmoittamallaan hinnalla pilareita varsinaisissa rakentamiskohteissakin. Muun muassa nousu- ja kierrosnopeus, syöttöpaine sekä sekoituskärki olivat urakoitsijan valittavissa. Tavoitteena urakoitsijoilla oli tehdä mahdollisimman homogeenisia pilareita. Yksi urakoitsijoista, Sillanpää Oy, valittiin arvalla tekemään sideainekoekentät.

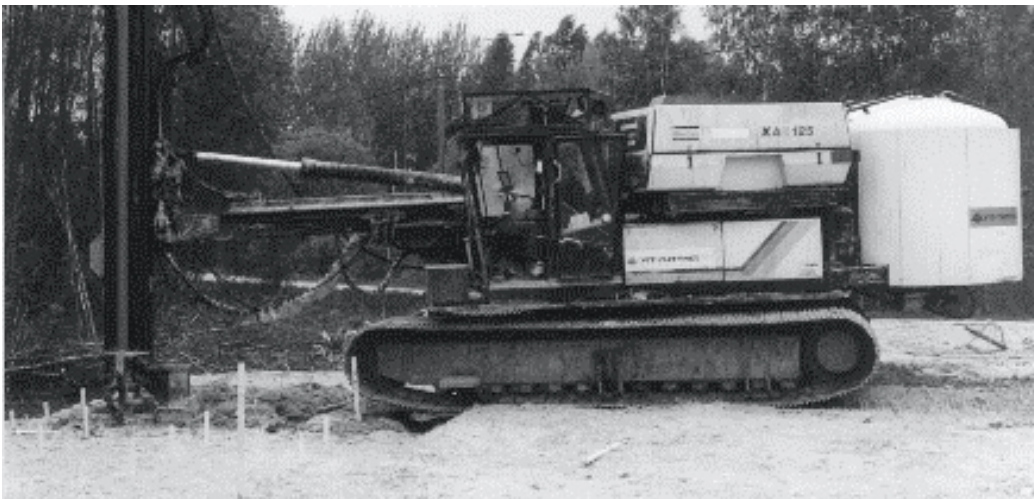
YIT-Yhtymä Oy teki koepilarointinsa kahteen otteeseen (ks. liite 4). Ensimmäisellä pilarointikerralla nimittäin YIT-Yhtymä Oy:n sama sideaine oli kokareista, joten tämä koepilarointi ei olisi ollut vertailukelpoinen muiden urakoitsijoiden kenttien kanssa. Tämän kokemuksen johdosta kaikki urakoitsijat saivatkin sitten sideaineensa täsmälleen samasta sideaine-erästä.

Stabilointi Piippo & Pakarinen Oy:n kentässä kaksi viimeistä pilaria tehtiin muihin verrattuna noin puolta pienemmällä nousunopeudella. Tällä haluttiin selvittää sekoitustyön lisäämisen merkitystä pilarin lujuuteen ja homogeenisuuteen.

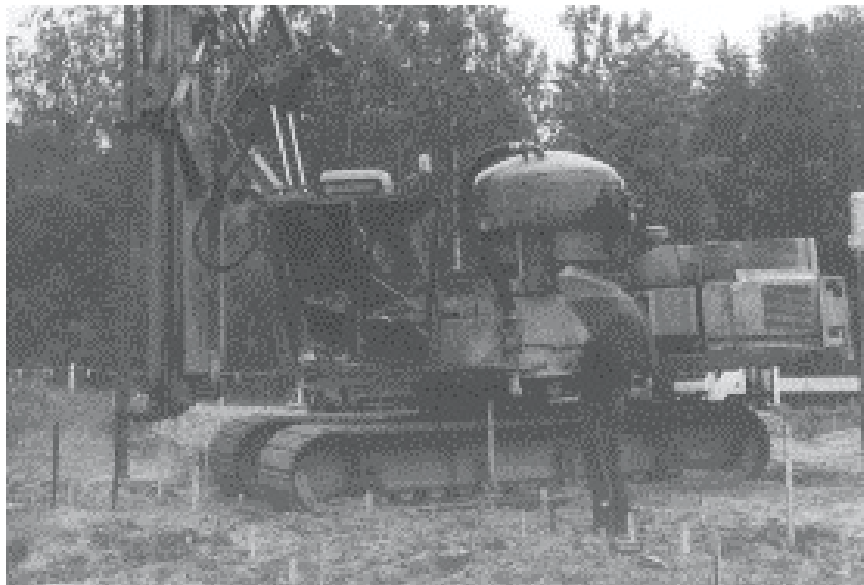
a)



b)



c)



Kuva 3.11 a) Sillanpää Oy:n, b) YIT-Yhtymä Oy:n ja c) Stabilointi Piippo & Parkarinen Oy:n koepilaroinneissa käyttämä syvästabilointikone.

3.5.2.2 Sideainekoekentät

Koestabilointeihin sideaineet valittiin luvussa 3.4 esitetyllä tavalla laboratoriokeiden perusteella. Sideainekoekentissä vertailtiin eri sideaineita keskenään. Niinpä näissä kentissä pyrittiin kaikki sideaineesta riippumattomat tekijät vakioimaan: pohjasuhteet alueella ovat tasalaatuiset, kaikki kentät teki sama urakoitsija käyttäen samaa syöttöpainetta, samaa nousu- ja kierrosnopeutta, yleensäkin samaa työtekniikkaa.

3.5.3 Havainnot koestabilointien aikana

Koepilaroinnit sujuivat yleisesti ottaen varsin mutkattomasti. Pilarikohtaiset havainnot on esitetty liitteessä 5. Pilaroinnissa käytettiin niin pientä syöttöpainetta kuin oli mahdollista eli 2,6...3,1 bar. Tästä huolimatta savea räiskyi pilaria tehtäessä puolimetrisen työpedin läpi ”kuin vettä vaan” – kirjaimellisestikin, sillä savi oli sekoituksen vaikutuksesta aivan nestemäistä – sekoituskärjen ollessa vielä useiden metrien, jopa 6...7 m syvyydellä. Kuvasta 3.12 näkyy, kuinka savi nousi hiekan pinnalle. Maapohjaan syntyi ilmeisesti myös vaakasuuntaisia ilmanpaineen purkautumisreittejä, sillä muutamaan otteeseen havaittiin saven räiskyvän tai pursuavan viereisen pilarin kohdalta ulos. Eri sideaineiden välillä ei havaittu eroja painetarpeen osalta.



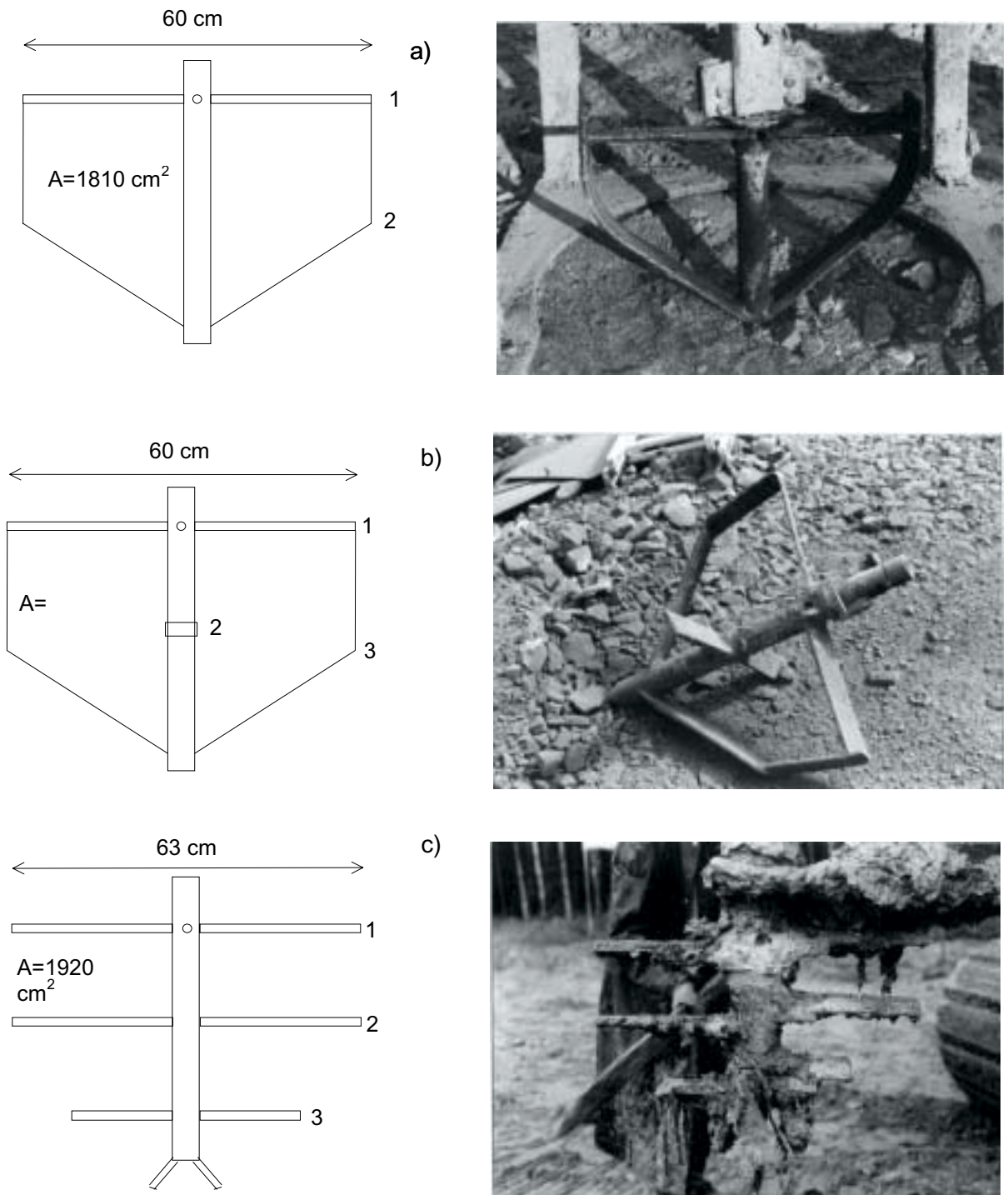
Kuva 3.12 Pilaroinnin yhteydessä savi nousi puolen metrin hiekkakerroksen läpi – toisissa kentissä hyvinkin juoksevana, toisissa sideaineen vaikutuksesta vähän jähmeämpänä.

Stabilointi Piippo & Pakarinen Oy:n kenttään oli asennettu etukäteen kaksi huokospaineanturia liitteen 4 mukaisesti kohtiin syvyyksille 2,5 m (5E) ja 3,7 m (5F) maan pinnasta. Pilaroinnin aikana huokospainetta mitattiin noin kahden sekunnin välein; mittaustulokset on esitetty liitteessä 6. Näyttää siltä, että pilarointikoneen liikkeet maan pinnalla vaikuttivat saven huokospaineeseen paljon enemmän kuin 2,6 bar paineella ilmaa puhaltavan sekoituskärjen kulkeminen muutaman kymmenen sentin etäisyydeltä anturista. Mittaus aloitettiin vasta, kun pilarikone oli ajanut työpedin päälle, joten huokospaineet ovat mittauksen alusta asti korkealla. Kun pilarointikoneen telat siirtyi-

vät kauemmas antureista (pilaririvin 25-26-27-28 tekemisen jälkeen), huokospaineet alkoivat kasvaa eivätkä ne enää heittelehtineet samaan tapaan kuin koneen ollessa lähempänä antureita. Huokospainekäyrissä on myös havaittavissa lievä taitepiste pilaroinnin loppumisen hetkellä. Ilmeisesti tilanne ainakin näin sensitiivisessä, sensitiivisyys paikoin lähes 60, savimaaperässä on jo edellisessä kappaleessa mainitun kaltainen: ilmanpaine purkautuu tiettyjä, sattumanvaraisesti syntyviä reittejä pitkin ja näiden purkautumisreittien ulkopuolisen saven huokospaineeseen ylimääräinen ilma ei juuri vaikuta. Kumpikaan huokospaineantureista ei ole sattunut purkautumisreitille. Tulokset eivät välttämättä ole yleistettävissä. Eräässä toisessa Uudellamaalla olevassa kohteessa (Hertzby) tehdyt huokospainemittaukset osoittavat paineen voivan vaihdella merkittävästi sekoituskärjen paikan mukaan.

Huokospaineantureita on mitattu myös pilaroinnin jälkeen ja painetasot ovat näissä mittauksissa vakiintuneet vähitellen lähelle hydrostaattista painetta. Kahdessa viimeisimmässä mittauksessa huokospaineet ovat kohonneet hydrostaattisen paineen yläpuolelle. Tämä johtunee siitä, että koepenkereen rakentaminen alkoi syyskuun alussa, ja työmaatiellä on siitä lähtien liikennöity raskaillakin ajoneuvoilla.

Stabilointiurakoitsijat käyttivät tässä kohteessa selvästi toisistaan poikkeavia sekoituskärkiä. Sillanpää Oy:n sekoituskärki oli perinteinen, välisiivetön vispilä (kuva 3.13a); YIT-Yhtymä Oy:n kärjessä oli Sillanpää Oy:n kärkeen verrattuna yksi sekoitustaso lisää (kuva 3.13b); Stabilointi Piippo & Pakarinen Oy:n kärjessä oli kolme vaakasuoraa siipeä ilman reunakehikkoa (kuva 3.13c).



Kuva 3.13 a) Sillanpää Oy:n, b) YIT-Yhtymä Oy:n ja c) Stabilointi Piippo & Pakarinen Oy:n tässä kohteessa käyttämä sekoituskärki. A on sekoittavan osan pinta-ala, numerot 1, 2 ja 3 osoittavat sekoitustasojen lukumäärän.

Sillanpää Oy:n stabilointikalustossa putken poikkileikkaus oli neliö, YIT-Yhtymä Oy:n ja Stabilointi Piippo & Pakarinen Oy:n kalustoissa ympyrä. Putken muodolla saattaa olla merkitystä keskireiän jäämiseen pilariin joillakin sideaineilla tai -pitoisuuksilla sekä syöttöilman purkautumiseen maasta (vrt. taulukko 3.7).

Pilaroinnissa havaittiin selvä kova kerros maan pinnasta noin 6 metrin syvyydessä. Tämän jälkeen oli pehmeämpää vielä metri–pari.

Pilaroimalla tehtävä massastabilointi olisi ollut helpompaa, jos turpeen pinnalle olisi etukäteen levitetty ohut kerros hiekkaa. Tällöin edelliset pilarit olisivat ilmeisesti näkyneet huomattavasti paremmin, joten uuden pilarin tai pilaririvin paikka olisi tullut varmemmin oikein. Hiekka ei olisi ainakaan huonontanut massastabiloinnin lujuutta, vrt. liite 3.

Pilarikentän ulkonäkö pilaroinnin jälkeen oli riippuvainen sideaineesta ja sen määrästä: Finnstabi+kalkki 1:1 -kentät olivat muihin sideaineisiin verrattuna laakeita, pilarien yläpäät olivat tuoreina savimaisen pehmeitä; KT4-, yleisementti- ja kuonajaloste+yleisementti 1:1 -kentissä joidenkin pilarien päät muodostivat "kraatereita" ja juuri tehtyjen pilarien yläpäät olivat kauttaaltaan melko jähmeitä.

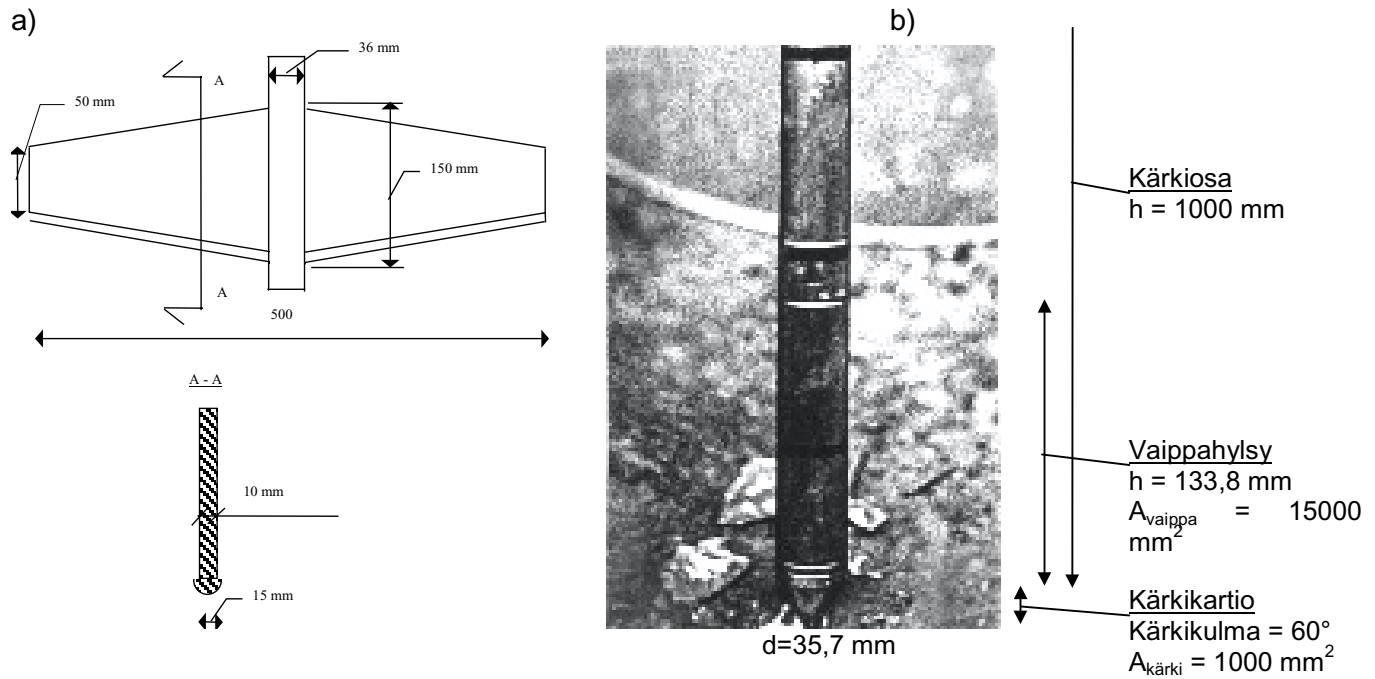
Koestabilointien eri vaiheista otettiin runsaasti valokuvia ja kunkin kentän tekemistä myös videoitiin.

3.6 Laadunvalvontatutkimukset

3.6.1 Tutkimusmenetelmät

3.6.1.1 Kairaukset

Suunnitelman lähtökohta oli, että urakoitsijakoekentät ja puolilujien pilarien sideainekoekentät olisi kairattu puristin-pilarikairalla (kuva 3.14a) ja massastabiloinnin ja lujien pilarien sideainekoekentät CPT- eli puristinkairalla (kuva 3.14b). Kohteen maaperän pehmeiden takia riittävää puristamisen mahdollistavaa ankkurointia ei kuitenkaan saatu aikaan, ja näin ollen osa puristin-pilarikairauksista jouduttiin korvaamaan puristinkairauksilla – puristin-kairan kärki on huomattavasti puristin-pilarikairan kärkiosaa pienempi, joten painamiseen tarvittava voimakin on selvästi vähäisempi. Toteutunut kairausohjelma käy ilmi liitteestä 4:10 puristin-pilarikairausta, 33 puristin-kairausta ja kaksi puristin-heijarikairausta. Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekninen osasto teki lujien pilarikenttien kairaukset ja VTT kaikki muut. Kaksi puristin-heijarikairausta eivät kuuluneet ohjelmaan, ne geotekninen osasto teki omasta mielenkiinnostaan. VTT:n tekemissä puristin-kairauksissa mitattiin tavallisesta CPT-kairauksesta poiketen kärkivastuksen lisäksi painamiseen tarvittavaa kokonaisvoimaa. Voiman mittaus tapahtui ylhäältä tankojen päästä.



Kuva 3.14 a) Puristin-pilarikairan siipiosa ja b) CPT- eli puristinkairan kärkiosa.

Kairattavat pilarit valittiin arvalla; tosin siten, että työmaatiestä katsoen kauimmainen rivi jätettiin koskemattomaksi pilarinostoja varten.

3.6.1.2 Pilarien ylösnostot ja näytetutkimukset

Alun perin oli tarkoitus nostaa pilarin ylösnostokalustolla 3–4 kokonaista pilaria ylös ja tehdä niistä tarvittavat tutkimukset. Kesän aikana kävi kuitenkin ilmi, ettei Suomessa ylösnoston ajankohtana ollut ehjää 600 mm pilarille soveltuvaa nostoputkea. Niinpä päätettiin nostaa pilarien yläpäitä (tavoite noin neljään metriin saakka) kaivinkoneella, ja pienemmät kustannukset mahdollistivat sen, että jokaisesta seitsemästä pilarikentästä voitiin nostaa yhden pilarin yläpää (liite 4). Ylösnostot onnistuivat suunnitelmien mukaisesti (kuva 3.15). Osapilarien nostot olivat perusteltuja myös kairaustulosten perusteella: pilarit olivat heikoimpia ylösistaan eli alueelta, jossa niiltä koerakenteesta tullaan edellyttämään eniten lujuutta.



Kuva 3.15 Pilarin yläpään nostaminen kaivinkoneella.

Ylösnostettuja pilarinpätkiä tarkasteltiin visuaalisesti ja ne valokuvattiin. Pilarinpalaset olivat keskimäärin 0,5–1 metrin pituisia. Kustakin pilarista otettiin kaksi näytettä ylempään savikerroksen osalta ja näytteet puristettiin VTT:n laboratorioissa yksiakselisesti (kuva 3.16). Näytteenotto tapahtui painamalla lieriöputki ($d=10$ cm, $h=20$ cm) moottorisahalla irtileikattuun pilarinpalaseen. Sitten näyte työnnettiin ulos lieriöstä, päät tasattiin ja kappale puristettiin nopeudella 1 mm/min.



Kuva 3.16 Yksiakselinen puristuskoe pilarista otetulle näytteelle.

Koestamisen jälkeen määritettiin SGT:n laboratorioissa kahdeksan näytteen sideainepitoisuus British Standards 1924:1976 mukaisesti. Kuivatusta puristuskoekappaleesta valittiin edustava 200–300 g näyte, joka murskattiin hienoksi. Tästä jauheesta otettiin noin 10 gramman keräilynäyte, jonka sideainepitoisuus sitten analysoitiin. Voidaan siis sanoa, että sideainepitoisuuden määrittystulos kuvaa hyvin kyseistä puristuskoekappaletta. Toinen asia sitten on, kuinka hyvin puristuskoekappale kuvaa koko pilaria. Referenssisavena käytettiin aiempien stabiloituvuustutkimusten yhteydessä noin 2 m syvyydeltä otettua savinäytettä (savi 1).

3.6.1.3 Näytteenotto massastabiloinnista

Kolmen kuukauden ikäisestä pikasementin koemassastabiloinnista otettiin näytteitä puristuskokeita varten. Kaivinkone nosti massastabiloinnista palasia maan pinnalle, jossa niitä muotoiltiin kuljetettavaan muotoon moottorisahalla. Laboratorioissa näytepalasista porattiin halkaisijaltaan 10 cm lieriöitä. Näytteiden päät tasattiin ja kappaleet puristettiin yksiaksiaalisesti nopeudella 1 %/min. Näytteitä otettiin eri syvyyksiltä, yhteensä kappaleita puristettiin yhdeksän.

Näytteenoton yhteydessä oli mahdollista tarkastella massastabilointia visuaalisesti. Massa näytti joka suuntaan varsin homogeeniselta, mutta paikoitellen yksittäiset, toisiaan leikkaavat pilarit näkyivät selvästi (massastabilointi tehtiin pilarointitekniikalla).

3.7 Tulokset

3.7.1 Kairaukset

Yksittäiset kairausdiagrammit ja pilarikenttien yhteenvetodiagrammit on esitetty liitteessä 7. Kaikissa pilarikentissä jäätin selvästi laboratorioissa saavutetuista lujuuksista. Puristinkairauksen kärkivastus on muutettu puristuslujuudeksi kaavojen (3.1) ja (2) avulla.

$$\tau = \frac{q_c - \sigma}{N_c} \approx \frac{q_c}{N_c} \quad (\text{tässä sovelluksessa}) \quad (3.1)$$

$$\text{Puristuslujuus} = 2\tau \quad (3.2)$$

τ on	leikkauslujuus, kPa
q_c	puristinkairauksen kärkivastus, kPa
σ	vallitseva jännitys kairaustasolla, kPa (vaikutus on niin pieni, että jätetty huomiotta)
N_c	kantavuuskerroin, käytetty arvoa 10

Puristinkairauksen yhteydessä mitattiin kärkivastuksen lisäksi vaippavastus f_s .

Puristinkairausten yhteydessä mitattiin paitsi kärki- ja vaippavastus myös tangostoon vaikuttava kokonaisvoima erillisellä voima-anturilla. Liitteissä 7 esitetty kokonaisvastus f_{tot} on tämän kokonaisvoiman ja puristinkairan kärjen pinta-alan (1000 mm^2) välinen suhde. Myös pilarikairauksen kärkivastus on laskettu jakamalla kairangoston yläpäästä mitattu kokonaisvoima pilarikairan kärjen poikkileikkauspinta-alalla. Pilarikairan pinta-ala oli tässä tapauksessa 7500 mm^2 . Pilarikaira valmistettiin erikseen tätä tarkoitusta varten ja sen dimensiot ja muodot ovat Suomessa ja Ruotsissa käytettävien pilarikairatyypin välimaastosta.

Stabilointi Piippo & Pakarinen Oy:n kentässä pienellä nousunopeudella tehdyt kaksi pilaria (liite 7/4) eivät olleet yläosistaan sinällään lujempia kuin muut pilarit, mutta kylläkin huomattavasti homogeenisempia pystysuunnassa. Suuremmalla nousunopeudella (ks. liite 7/1) pilarien alaosissa – noin 5 m syvyydestä alaspäin – oli selviä heikkousvyöhykkeitä, jotka sekoitustyön lisäyksen myötä katosivat.

3.7.1.1 Urakoitsijakoekentät

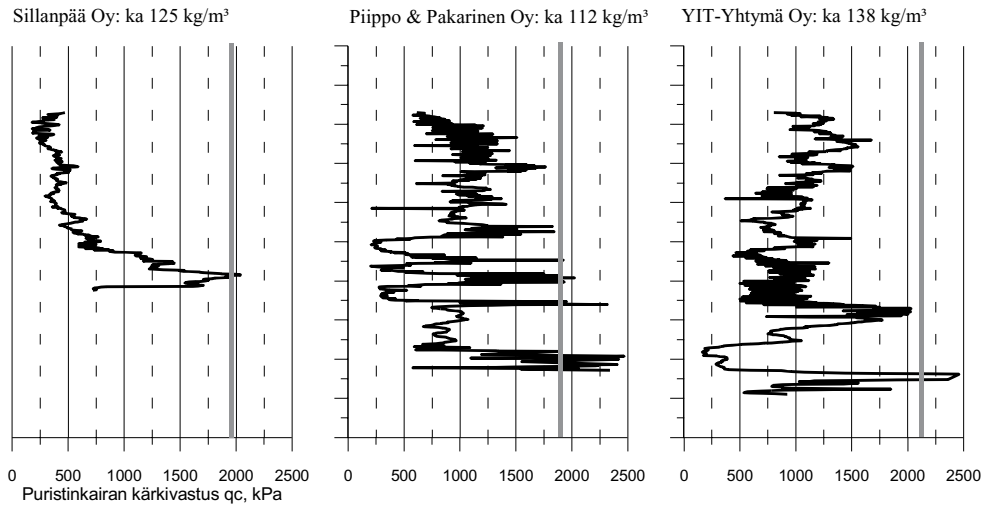
Taulukossa 3.4 on esitetty eri urakoitsijakoekenttien pilarien yläosien keskimääräiset lujuudet (ks. liitteet 7/1, 7/5 ja 7/7) ja näiden lujuuksien suhde laboratoriossa samalla sideainemäärällä saavutettuun lujuuteen.

Taulukko 3.4 Urakoitsijoiden koepilarointikenttien keskimääräiset puristuslujuudet puristinkairaustuloksista tulkittuna.

Urakoitsija	Sideaine	Lab.kokeiden perusteella odotettu 30 d puristuslujuus	Saavutettu keskim. 30 d puristuslujuus pilarien yläosissa	% odotusarvosta
Piippo & Pakarinen Oy	F+CaO 1:1 112 kg/m ³	375 kPa	200 kPa	53
Sillanpää Oy	F+CaO 1:1 125 kg/m ³	399 kPa	80 kPa	20
YIT-Yhtymä Oy	F+CaO 1:1 138 kg/m ³	423 kPa	220 kPa	52

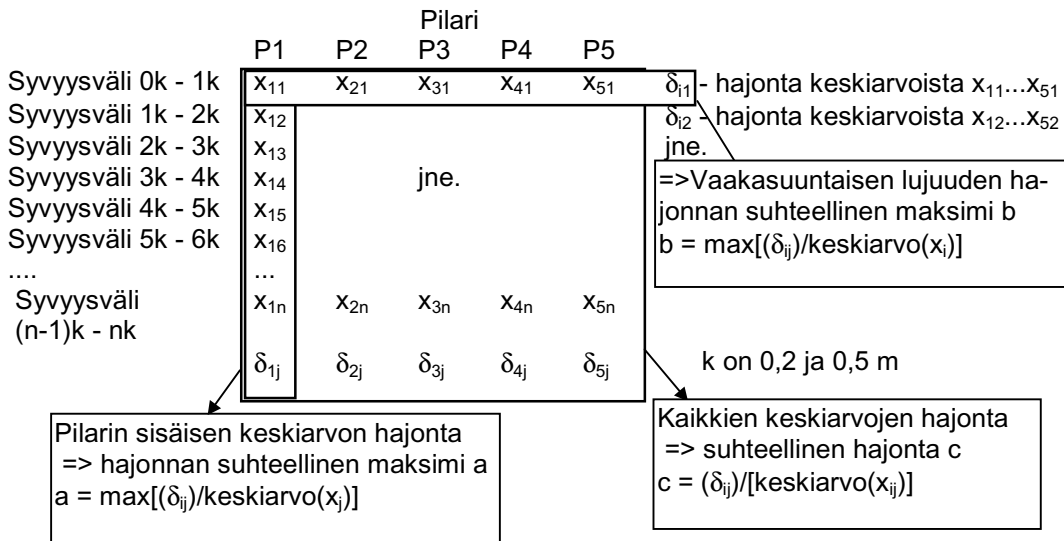
Urakoitsijoiden välillä oli selviä eroja: Sillanpää Oy jäi pilarien yläosissa (noin syvyydelle 5...6 m saakka) noin viidesosaan laboratoriolujuudesta; Stabilointi Piippo & Pakarinen Oy ja YIT-Yhtymä Oy jäivät pilarien yläosissa noin puoleen laboratoriolujuudesta, alaosissa oli paikoin heikkouspiikkejä.

Urakoitsijoiden koekenttien puristinkairausten kärkivastusten ja tavoitellun lujuuden välinen ero näkyy kuvassa 3.17. Kuvaan on stabiloituvuuskokeiden perusteella valitulla sideainemäärällä saavutettavaksi otaksuttua lujuutta vastaava kairausvastuksen arvo merkitty pystyviivalla. Kantavuuskertoimeksi on tällöin käytetty arvoa $N_c = 10$.



Kuva 3.17 Urakoitsijoiden koepilareiden puristinkairausten keskiarvot ja käytetyn sideainemäärän perusteella laboratoriokokeiden perusteella ennakoitu puristuslujuus - pystyviiva. Kairaukset on tehty noin 30 vrk ikäisille pilareille.

Urakoitsijakoekentissä tehtiin homogeenisuustarkastelu seuraavan kuvauksen mukaisesti. Menettelytapa oli saatettu urakoitsijoiden tietoon ennen koepilarointeja. Lujuuksia pilarissa tarkasteltiin tietyn korkuisista kerroksista siten, että kullekin kerrokselle laskettiin lujuuden keskiarvo. Kerroksen paksaus valittiin siten, että menettelyssä korostui toisaalta koko kentän homogeenisuus, mutta myös samalla tasolla eri pilareissa olevat heikkousvyöhykkeet tulivat riittävällä painoarvolla huomioonotetuksi. Kairaustulosten käsittelyä varten pilari – tai oikeammin laadunvalvontakairauksen diagrammi – jaettiin syvyysuunnassa siis yhtä pitkiin jaksoihin. Kairausten kunkin jaksosmittaustulosten (mittaustuloksia noin 1 kpl/cm) keskiarvoille laskettiin keskiarvot. Näiden keskiarvojen hajonnat laskettiin sekä eri pilarien vastintasoilla että saman pilarin sisällä syvyysuunnassa. Lisäksi laskettiin keskiarvojen hajonta kaikkien pilarien kaikkien tasojen osalta. Menettelytavalla pyrittiin sekä eri pilarien välisen homogeenisuuden että pilarien sisäisen homogeenisuuden huomioimiseen. Menettelytapaa on havainnollistettu kuvassa 3.18.



Kuva 3.18 Homogeenisuustarkastelun periaatteet.

Urakoitsijan vertailuarvo V_e on laskettu kaavalla (3.3)

$$V_e = 0.5c + 0.3a + 0.2b \quad (3.3)$$

Pienimmän vertailuarvon V_e saanut urakoitsija on aikaansaanut homogeenisimmän tuloksen. Tässä kohteessa käytettiin kaavan (3) mukaisia painokertoimia. Voidaan ajatella, että painokertoimet voidaan käyttötarkoituksiltaan erilaisissa kohteissa valita toisin. Esimerkiksi kohteissa, joissa vakavuus on ongelma, tekijän b painokerroin voitaisiin valita suureksi. Vastaavasti painumaa ehkäisevissä ratkaisuisa tekijän a kerroin tulisi valita suureksi.

Homogeenisuustarkastelun tulokset on esitetty taulukossa 3.5.

Taulukko 3.5 Homogeenisuustarkastelun tulokset.

20 cm otokset	Paino	Suhteellinen hajonta (maksiminormi)		
		Sillanpää Oy	YIT-Yhtymä Oy	Piippo & Pakari- nen Oy
a Pilarien keskinäinen	0.2	0.549	0.869	0.816
b Pilarien sisäinen	0.3	0.804	0.652	1.198
c Kaikki	0.5	0.815	0.529	0.793
Vertailuarvo V_e		0.759	0.634	0.919
50 cm otokset	Paino	Suhteellinen hajonta (maksiminormi)		
		Sillanpää Oy	YIT-Yhtymä Oy	Piippo & Pakari- nen Oy
a Pilarien keskinäinen	0.2	0.428	0.807	0.719
b Pilarien sisäinen	0.3	0.802	0.580	1.098
c Kaikki	0.5	0.750	0.550	0.710
Vertailuarvo V_e		0.701	0.606	0.828

Sillanpää Oy:n koekentässä eri pilarit olivat eniten toistensa kaltaisia; tietyllä syvyystasolla kaikkien pilarien lujuudet olivat samaa suuruusluokkaa. YIT-

Sillanpää Oy:n koekentässä eri pilarit olivat eniten toistensa kaltaisia; tietyllä syvyydellä kaikkien pilarien lujuudet olivat samaa suuruusluokkaa. YIT-Yhtymä Oy puolestaan teki pystysuunnassa homogeenisimpia pilareita ja myös koko pilarikentän homogeenisuus oli YIT-Yhtymä Oy:llä paras. Parhaan vertailuarvon saavutti eli homogeenisinta jälkeä tässä koepilaroinnissa teki edellä mainittujen tunnuslukujen valossa YIT-Yhtymä Oy.

3.7.1.2 Sideainekoekentät

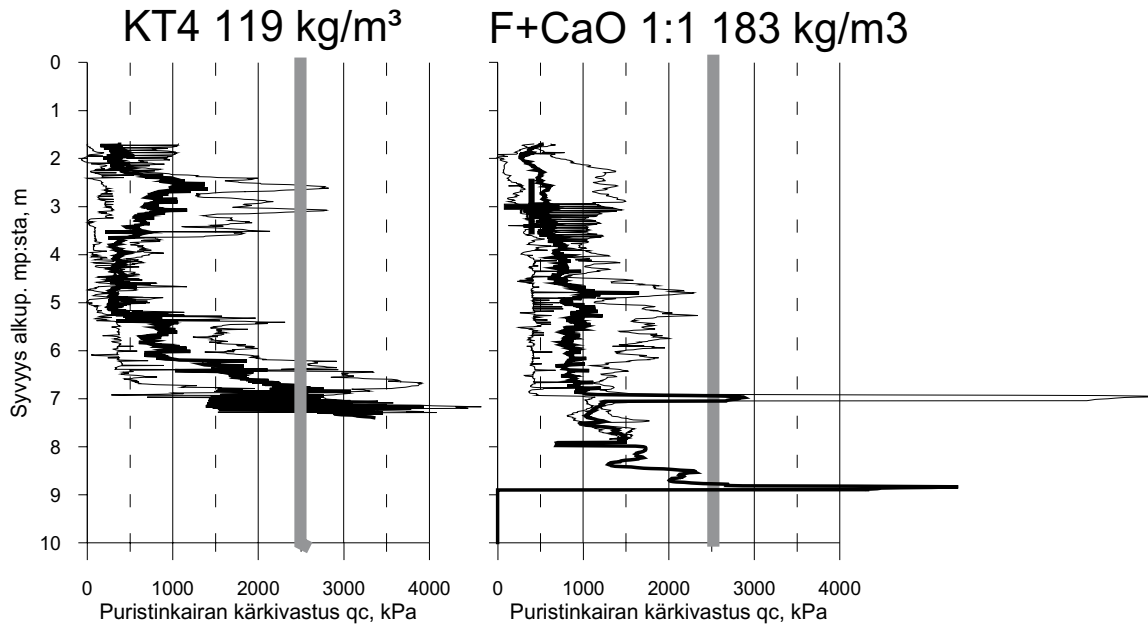
Sideainekoekenttien tekijäksi oli valittu arvalla Sillanpää Oy. Taulukossa 3.6 on esitetty eri sideainekoekenttien pilarien yläosien keskimääräiset lujuudet (ks. liitteet 7/9, 7/11, 7/13, 7/14, 7/15 ja 7/17) ja näiden lujuuksien suhde laboratoriossa samalla sideainemäärällä saavutettuun lujuuteen. Puristinkairauksen kärkivastus on muutettu puristuslujuudeksi kaavojen (1) ja (2) avulla.

Taulukko 3.6. Sideainetoimittajien koepilarointi- (neljä ylintä riviä otsikkorivin jälkeen) ja koemassastabilointikenttien (kaksi alinta riviä) keskimääräiset puristuslujuudet puristinkairaustuloksista tulkittuna.

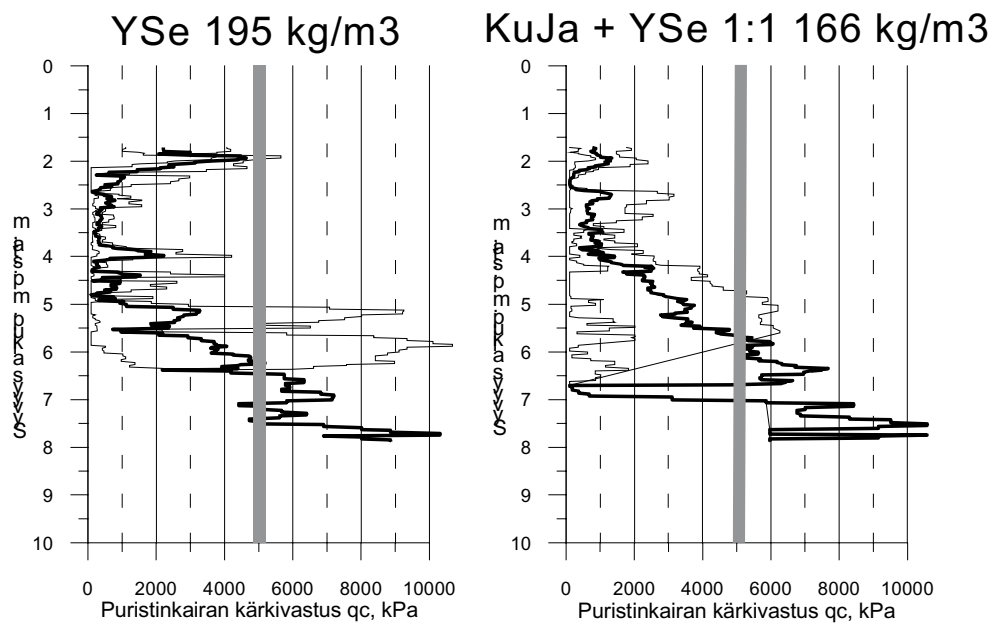
Urakoitsija	Sideaine	Lab.kokeiden perusteella odotettu 30 d puristuslujuus	Saavutettu keskim. 30 d puristuslujuus pilarien yläosissa	% odotusarvosta
Sillanpää Oy	KT4 119 kg/m ³	506 kPa	100 kPa	20
Sillanpää Oy	F+CaO 1:1 183 kg/m ³	506 kPa	120 kPa	24
Sillanpää Oy	YSe 195 kg/m ³	1118 kPa	80 kPa	8
Sillanpää Oy	KuJa+YSe 1:1 166 kg/m ³	1024 kPa	130 kPa	13
Sillanpää Oy	PSe 198 kg/m ³	389 kPa	280 kPa	72
Sillanpää Oy	KuJa+YSe 1:1 224 kg/m ³	313 kPa	150 kPa	48

Puolilujien pilarien yläosissa laboratoriolujuuden ja maastossa saavutetun lujuuden välinen suhde oli noin 5, lujien pilarien yläosissa suhde oli vielä suurempi. Sideainekoepilarienkin alaosat olivat yläosia lujempia, kuten Sillanpää Oy:n omissakin koepilareissa. Koemassastabiloinneissa toisessa kentässä päästiin noin puoleen ja toisessa kentässä noin kolmeen neljäsosaan laboratoriolujuudesta. Niin puolilujissa kuin lujissakin pilarikentissä jäätin huolestuttavan kauas laboratoriossa samalla sideainemäärällä saavutetuista lujuuksista. Puolilujissa pilareissa "% odotusarvosta" oli samaa luokkaa kuin Sillanpää Oy:n urakoitsijakoekentässä, mutta lujissa pilareissa vielä tätäkin selvästi heikompi.

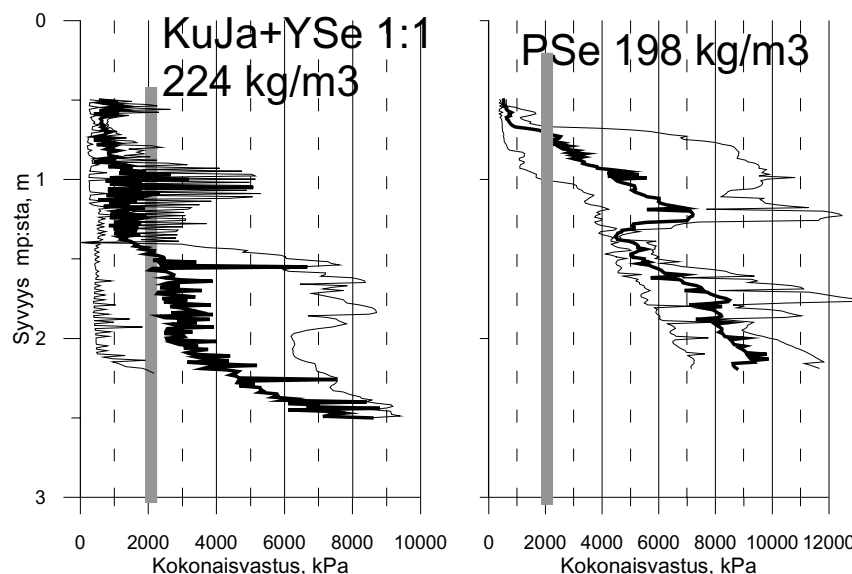
Puristinkairausten kärkivastusten ja tavoitellun lujuuden väliset erot puolilujilla pilareilla on esitetty kuvassa 3.19. Lujien pilareiden osalta tulokset ovat kuvassa 3.20 ja massastabiloinnin osalta kuvassa 3.21. Kuvaan on stabiloituvuuskokeiden perusteella valitulla sideainemäärällä saavutettavaksi otaksuttua lujuutta vastaava kairausvastuksen arvo merkitty pystyviivalla. Kantavuuskertoimenä on tällöin käytetty arvoa $N_c = 10$.



Kuva 3.19 Puolilujien pilareiden puristinkairausten minimi-, keski- ja maksimiarvot. Kairaukset on tehty noin 30 vrk ikäisille pilareille.



Kuva 3.20 Lujien pilareiden puristinkairausten minimi-, keski- ja maksimiarvot. Kairaukset on tehty noin 30 vrk ikäisille pilareille.



Kuva 3.21 Massastabilointien puristinkairausten minimi-, keski- ja maksimi-arvot. Kairaukset on tehty noin 30 vrk ikäiselle massalle.

3.7.2 Pilarien ylösnostot ja näytetutkimukset

Pilarien visuaalisen tarkastelun ja näytetutkimusten tulokset ovat tiivistettävissä taulukoihin 3.7 ja 3.8.

Taulukko 3.7 Pilarinostojen visuaalinen tarkastelu ylemmän savikerroksen osalta. Pilarikenttiä ja pilarien numeroita selventää liite 4; z_{max} = syvyys, johon asti nostossa ulotuttiin alkuperäisestä maanpinnasta lukien; ϕ = pilarin halkaisija savikerroksessa.

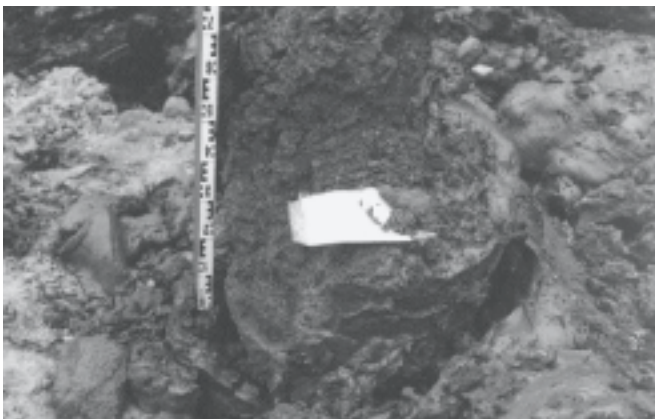
Pilarikenttä, pilarin no	z_{max} , m	Ikä, d	ϕ , cm	Pilarin ulkonäkö	Keskireikä/ei
Piippo&Pakari-nen, 32	~3,2	32	~67	Pilarin reunalla silmämääräisesti huomattavasti keskiosaa enemmän sideainetta (kuva 3.22)	Ei reikää
Sillanpää, 48	~3,5	52	--	Ei mitään erityistä	Reikä
YIT, 61	~4,5	45	~70	Paljon selviä sideainetasautumia (kuva 3.23)	Yhdessä palassa reikä, muissa ei
Puoliluja KT4, 79	~3	52	--	Pilari hyvin murenevainen (kuva 3.24)	Reikä ainakin ylhäällä
Puoliluja F+CaO 1:1, 80	~3,7	52	--	Ei mitään erityistä	Ei reikää
Luja YSe, 109	~3	53	~70	Kuin betonia (kuva 3.25)	Selvä läpireikä
Luja KuJa+YSe 1:1, 110	~3,3	51	~69	Kuin betonia	Ei reikää



Kuva 3.22 *Stabilointi Piippo & Pakarinen Oy:n kentästä ylös nostettu pilarinpala noin syvyysväliltä 2–2,9 m. Pilarin reunalla selvästi enemmän sideainetta kuin keskellä. Pala lohkesi halkaistaessa lieriöpintaa pitkin.*



Kuva 3.23 *YIT-Yhtymä Oy:n kentästä nostettu pilarinpala noin syvyysväliltä 3,8–4,5 m. Tässä palassa näkyy keskellä reikä, muissa paloissa ei näkynyt. Suuria keltaisia sideainekasautumia.*



Kuva 3.24 *KT4-kentästä ylös nostettu pilarinpala noin syvyysväliltä 2,5–3,5 m. Pala oli hyvin murenevainen.*



Kuva 3.25 YSe-kentästä nostettu pilarinpala noin syvyysväliä 2–3 m. Selvä läpireikä keskellä, muuten homogeenisen ja lujan näköistä.

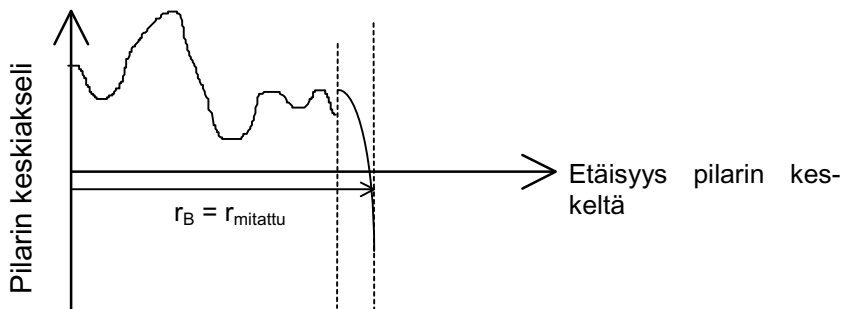
Taulukko 3.8 Pilarinostojen näytetutkimusten tulokset ylemmän savikerroksen osalta. Puristuslujuuden A-sarakkeessa on laboratoriokokeiden perusteella odotettu 30 d puristuslujuus, jos halkaisija olisi ollut sekoituskärjen suuruinen, B-sarakkeessa laboratoriokokeiden perusteella odotettu lujuus mitatulle halkaisijalle ja C-sarakkeessa pilarista otetuista näytteistä tehtyjen puristuskokeiden tulokset. Sideainepitoisuuden A-sarakkeessa on sideainepitoisuus säiliöraporttien mukaan, jos halkaisija olisi ollut sekoituskärjen suuruinen, B-sarakkeessa sideainepitoisuus säiliöraporttien mukaan, kun halkaisijana on käytetty mitattua arvoa ja C-sarakkeessa laboratoriossa pilarinäytteestä määritetty sideainepitoisuus.

Pilarikenttä, pilarin no	A) Puristuslujuus, kPa	B) Puristuslujuus, kPa	C) Puristuslujuus, kPa	A) Sideainepit. kg/m ³	B) Sideainepit., kg/m ³	C) Sideainepit., kg/m ³
Piippo&Pakarinen, 32	375	351	110, 160	112	99	58
Sillanpää, 48	399	343	68, 110	125	95	128
YIT, 61	423	356	148, 157	138	101	266
Puoliluja KT4, 79	506	409	81, 123	119	90	140
Puoliluja F+CaO 1:1, 80	506	424	79, 161	183	138	184
Luja YSe, 109	1118	829	74, 220	195	143	268
Luja KuJa+YSe 1:1, 110	1024	691	90, 500	166	126	415, 200

Puristuskoetulokset on merkitty myös kairausdiagrammeihin (liite 7).

Taulukoita 3.7 ja 3.8 sekä seuraavien kappaleiden pohdintoja luettaessa on syytä muistaa, että ylösnostettujen pilarien halkaisijoita ei voitu mitata harhattomasti. Esimerkiksi pilarinpalassa, jonka halkaisijaksi mitattiin 70 cm, muutaman uloimman sentin matkalla sideainepitoisuus ilmeisesti putoaa täydestä arvosta nolnaan (kuva 3.26). Todellinen säiliöraporttien mukaan laskettu pilarin sideainepitoisuus on siis taulukon 7 A- ja B-sarakkeiden arvojen välissä.

Sideainepitoisuus



Kuva 3.26 Sideaineen jakautuminen pilarin poikkileikkauksessa. Periaatekuva. Alaindeksi B viittaa taulukkoon 3.8.

Puristuskoekappaleiden h/d oli keskimäärin vähän yli 1,5. Liitteessä 8 on esitetty koekappaleiden dimensiot sekä laboratoriossa määritetyt ominaisuudet.

Taulukoissa 3.7 ja 3.8 on esitetty vain ylemmän savikerroksen pilaristabiloinnin tuloksia, sillä alempaan savikerrokseen asti ei kaivinkoneella ulotettu, ja aivan pilarin yläosan liejusta, turpeesta ja työpedistä ei oltu kiinnostuneita.

Kaikista pilareista ei halkaisijaa voitu mitata, koska tätä seikkaa huomattiin alkaa selvittää vasta kun näytteenoton yhteydessä oli pilareita sahailtu palasiksi. Joistakin pilareista ei ollut enää halkaisijamittausvaiheessa jäljellä kokonaista poikkileikkausta. Kaikki pilarit kuitenkin näyttivät olevan suurempia kuin sekoituskärjen halkaisija (60 tai 63 cm, ks. kuva 3.13). Tällaisesta pilarin halkaisijan kasvusta ei ole aikaisempia havaintoja.

Halkisijan kasvuun lienee syynä kohteen häiriintymisherkkä savi. Saven yläosan sensitiivisyys oli 20...30 Kuten aiemmin on todettu, pilaroinnin yhteydessä roiskui tavanomaista enemmän savea ylös ja savi oli aivan neste-mäistä. Ilmeisesti sideaineen syöttöpaine, vaikka mahdollisimman pieni oli-kin, on työntänyt sideainetta sekoituskärjen ulottumaa suuremmalle alalle. Toinen mahdollinen syy halkaisijan kasvulle on pilarikoneen heiluminen pehmeällä alustalla. Pienikin kulmanmuutos maan pinnalla voi aiheuttaa monen metrin syvyydessä maan sisässä olevan sekoituskärjen rataa suurehkon laajenemisen. Edelleen halkaisijan kasvun syyksi on arveltu sideai- neen tai sen ainesosasten aikaansaamaa sekoituspoikkileikkauksen ulko- puolista. Sideaine diffundoituu sekoitustyön jälkeen sekoittamattomaan maa-ainekseen.

Pilarien aivan yläpäiden – työpedin, turpeen ja liejun osa – halkaisijat olivat suunnilleen sekoituskärjen halkaisijan suuruisia. (Työpetiin ei sideainetta syötetty, mutta kaikissa pilareissa saven ja sideaineen seosta nousi työpe- din läpi pinnalle saakka, joten työpedinkin osalle syntyi pilaria.) Tämä tukee edellisen kappaleen kahta ensimmäistä päätelmää. Turpeessa häiriintymi- nen on ollut savea vähäisempää ja vastapaine on ollut riittävän suuri pitä- mään sideaineen sekoituskärjen piirissä; toisaalta myös pilarikoneen hei- lahtelun aiheuttama sekoituskärjen liikeradan suureneminen on lähellä maan pintaa vähäisempää kuin syvemmällä.

Pilarin halkaisijan kasvusta seuraa se, että pilariin syötetty sideainemäärä onkin ollut yksiköllä kg/m^3 mitattuna ajateltua pienempi. Jos pilariin on syötetty esimerkiksi $51,7 \text{ kg/m}$, tämä vastaisi 60-senttisessä poikkileikkauksessa 183 kg/m^3 , mutta 69-senttisessä vain 138 kg/m^3 ! Tämä siis osaltaan selittää laboratorio- ja maastolujuuksien välistä suurta eroa, mutta ei läheskään kokonaan (taulukoiden 3.4 ja 3.6 odotusarvo-% muuttuu muutamia prosenttiyksiköitä). Taulukossa 3.8 B-sarakkeiden arvoja laskettaessa on halkaisijan mittaustuloksen puuttuessa käytetty laskennallisena halkaisijana arvoa 69 cm.

Koepilareiden koordinaatit tiedetään, joten pilareita on mahdollista nostaa, koekuormittaa tms. tulevaisuudessakin. Tosin pilarit vanhenevat koko ajan.

Jälkeenpäin tehdyissä sideainemäärityksissä on saatu Stabilointi Piippo & Pakarinen Oy:n kenttää lukuunottamatta suuria arvoja, vertaa taulukon 3.8 sideainepitoisuuksien sarakkeita C ja A. Sideainemäärityksiä on kuitenkin tehty vain yksi koekenttää kohden, joten on epävarmaa kuinka hyvin sideainemääritykseen käytetty näyte kuvaa koko pilaria, saati sitten koko koekenttää.

3.7.3 Massastabiloinnista otetut näytteet

Pikasementin koemassastabilointikentästä otettujen koekappaleiden h/d oli keskimäärin noin 1,4. Liitteessä 8 on esitetty koekappaleiden dimensiot sekä laboratoriossa määritetyt ominaisuudet, muun muassa leikkauslujuudet ja kimmomoduulit.

3.7.4 Laadunvalvontamenetelmien käyttökelpoisuus

Tässä yhteydessä käsitellään ainoastaan koepilarointien yhteydessä tehtyjä laadunvalvontatoimenpiteitä. Itse koerakenteen stabilointien laadunvalvonnan tulokset on käsitelty rakentamista koskevassa raportissa. Myös näkemyksiä laadunvalvontatoimenpiteiden käyttökelpoisuudesta on tarkemmin käsitelty em. raportin yhteydessä, koska varsinaisen rakenteen laadunvalvontatutkimusten yhteydessä saatiin lisäkokemuksia puristinheijarikairamalla ja poranäytteenotolla tehdyistä laadunvalvontatoimenpiteistä.

Kohteessa tehtiin puristinkairausten lisäksi pilarikairauksia sekä kaksi puristinheijarikairausta koepilareilla. Lisäksi puristinkairausten yhteydessä mitattiin tangoston yläpäässä vaikuttava kokonaisvoima erillisellä voima-anturilla. Eri kairausmenetelmien soveltuvuutta laadunvalvontaan voidaan tarkastella eri kairausmenetelmien tuloksia keskenään vertaamalla. Tulokset on esitetty liitteissä 7.

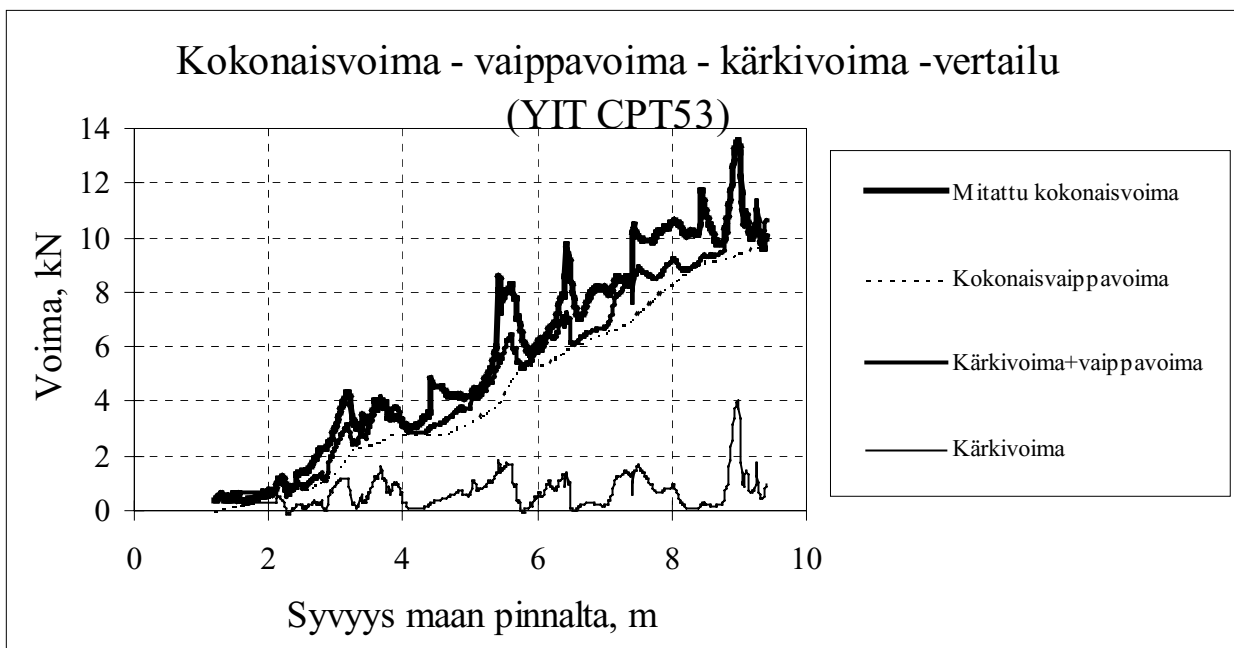
Puristinkairauksessa, jossa kärjen ja tangoston poikkileikkauksialat ovat yhtä suuret ja jossa tankoa ei kierretä kairauksen aikana, tangostoon kohdistuu suuri vaippavastus. Vaippavastuksen kasvu näkyy siinä kokonaisvoimassa, joka tangoston alas painamisen tarvitaan. Jo muutaman metrin syvyydellä tangoston vaippapintaan kohdistuvan voiman suuruus ylittää kärkeen kohdistuvan voiman. Kokonaisvastuksen f_{tot} ja kärkivastuksen q_c välinen suora vertailu on stabiloitujen pilarien osalta esitetty liitteissä 7/3, 7/8, 7/10 ja 7/12 ja massastabiloinnin osalta liitteissä 7/16 sekä 7/18. Jos lähdetään siitä, että sähköisin voima-anturein kärjestä mitattu puristinkairan kärkivastus kuvaa esimerkiksi materiaalin lujuutta harhattomasti, voidaan edellä mainittujen

liitteiden kuvia tarkastelemalla todeta, ettei menetelmillä, joissa kärkivastus mitataan tangoston yläpäästä, voida saada luotettavaa tietoa lujuudesta.

Puristinkairan ja pilarin välinen adheesio tietyllä pilarin syvyydellä näyttäisi pysyvän suhteellisen vakiona siitä riippumatta kuinka paljon tankoa tarkastelevan tason ohitse on kairattu. Toisin sanoen kovin paljon vaipan ulkopuolella olevan stabiloidun massan häiriintymistä ei näyttäisi tapahtuvan sen jälkeen kun kairan aikaansaama reikä materiaaliin on syntynyt. Tämä on selvästi nähtävissä kuvasta 3.27, johon esimerkinomaisesti on piirretty pilarin 53 laadunvalvontakairauksen puristinkairan kärkivoima ($=A_c q_c$, missä A_c

on kärjen poikkileikkausala), kokonaisvaippavoima ($= \int_0^z (f_s(z) 2\pi r) dz$, missä

r on kairan säde) ja näiden summa. Rinnalle on piirretty tangoston yläpäästä mitattu kokonaisvoima. Tuloksena voidaan päätellä paikallisen vaippavastuksen f_s pysyvän hämmästyttävällä hyvällä tarkkuudella alkuperäisen suuruusena. Itse asiassa vaippavastus oheisen kuvan esimerkissä tulisi kertoa noin luvulla 1,2, jotta mitattu kokonaisvoima sekä kärkivastusvoiman ja vaippavoiman summa olisivat yhtä suuret. Vaikka kairan kärki sukeltaa ulos pilarista, pysyy kokonaispuristusvoima siten lähes vakiona.



Kuva 3.27 Kuva 3.23. Vaippavastus f_s kairan yläpäästä mitatun kokonaisvoiman selittäjänä.

Pilareissa, joissa keskiosa jää muuta aluetta heikommaksi, on selvää, ettei keskiosassa kulkeva puristinkaira kykene kertomaan pilarin todellista lujuutta. Esimerkiksi aiemmin kuvassa 3.25 esitetyn kaltaisessa pilarissa puristinkairan tulosta voidaan pitää harhaisena. Pilarikaira, jossa siivet kuvan 3.14a mukaisesti leikkaavat mahdollisen keskireiän ulkopuolista pilaria, antaa pilarin kokonaislujuudesta luotettavamman kuvan. Mikäli pilarikairaan kohdistuvaa vastusta mitataan tangoston yläpäästä joko suoraan voimanturilla tai epäsuoraan hydraulikasta erotuspaineantureilla, jää pääosa

tangoston vaippaan kohdistuvasta vaippavastuksesta kuitenkin mukaan tuloksiin. Tämä on nähtävissä liitteiden 7/2, 7/6, 7/8 ja 7/10 kairausvastuksista. Näyttää siis siltä, etteivät myöskään pilarikairan vastustulokset pitkissä pilareissa ole luotettavia lujuuden arviointiin. Jossakin määrin tarkastelua voidaan parantaa, jos vaippavastuksen suuruutta mitataan vetämällä pilarikaira esimerkiksi yksi metri takaisinpäin ja mittaamalla vaippavastuksen suuruus uudelleenpainamisen yhteydessä. Luotettavampi tapa olisi mitata pilarikairaan kohdistuva voima suoraan mittaussiipien takaa. Pilareissa, joissa leikkauslujuus ylittää 100...150 kPa, tavanomaisten kairauslaitteiden kapasiteetit saavutetaan 5...8 metrin syvyudessa.

Liitteessä 7/13 on esitetty kahden puristinheijarikairan tulokset. Koska kairausten lukumäärä on pieni ja suora vertailu muihin kairauksiin puuttuu, on johtopäätösten teko puristinheijarikairauksen soveltuvuudesta laadunvalvontaan arveluttavaa. Näyttäisi kuitenkin siltä, että tangostoa suurempi kärki poistaisi suuren osan vaippahankauksesta. Kuitenkaan voima ei pilarin 97 kairauksen osalta palaudu puristusvastusta 2 MPa pienemmäksi, vaikka muissa kairauksissa puristinkairauksen kärkivastus laskee jokaisessa heikkousvyöhykkeessä lähes tasolle 0,1 MPa.

Massastabilointikoekentistä näytteet otettiin kaivinkonekalustolla kohdassa 3.7.3 esitetyllä tekniikalla. Näytteenotto kaivinkonetekniikalla ei sinällään osoittautunut ongelmalliseksi lukuunottamatta näytteiden suunnan merkitymistä epämääräisiin lohkoihin. Varsinainen näyte porattiin palasista halkaisijaltaan ϕ 100 mm timanttikoralla ilmahuuhtelua käyttäen. Ilman tehokasta ilmahuuhtelua sakkautuva porausliete olisi estänyt näytteen irrottamisen. Massastabiloinnista suoraan monitoimikairalla kokeiltu ϕ 100 mm putkiporaus näytteiden ottamiseksi ei kohteessa onnistunut.

Säiliöraporttien syvyyskohtaisten syötettyjen sideainemäärien ja kairaustulosten perusteella tunnistettujen heikkous- ym. epäjatkuvuuskohtien välillä ei silmämääräisellä tarkastelulla havaittu minkäänlaisia riippuvuuksia. Yleisesti ottaen sideainemäärät säiliöraporttien perusteella ovat olleet pilareittain suhteellisen vakaasti samalla tasolla.

3.8 Johtopäätökset koestabiloineista

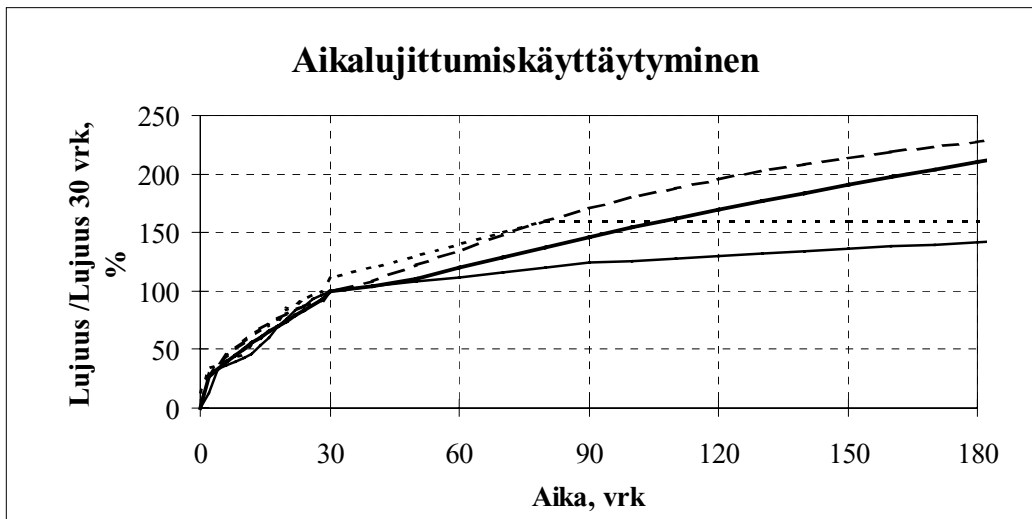
3.8.1 Stabiloituvuuskokeet

Laboratoriossa ennalta tehdyt laajat stabiloituvuuskokeet osoittavat, että ainakin tässä kohteessa sideainemäärän ja saavutettavan lujuuden välillä on selvä lineaarinen vuorosuhde (liite 3). Sideainemäärillä luultavasti on omat kynnsarvonsa, mutta tässä tutkimuksessa on pysytty kynnsrajoiden sisäpuolella. Liitteen 3 sivuilta 2 ja 3 nähdään, että eri sideaineilla vuorosuhteen kulmakerroin on eri suuruinen. Havaittavissa on myös, että savessa kulmakerroin on kaikilla tutkituilla sideaineilla suurempi kuin turpeen ja liejun seoksessa.

Aikalujittumisen osalta luotettavia johtopäätöksiä stabiloituvuuskokeiden johdosta ei voida tehdä pienen havaintoaineiston johdosta. Turpeessa pikasementillä tehtyä massastabilointia lukuunottamatta lujittuminen 30 vuoro-

kaudesta 60 vuorokauteen on niin merkittävää, että se tulisi huomioida suunnitteluarvoja valittaessa, mikäli kohteen aikataulu vain sen mahdollistaa. Savilla lujuus kasvaa keskimäärin 65% aikavälillä 30...60 vrk. Kuitenkaan 60 vrk ja 90 vrk välillä lujuus ei enää tämän kohteen savella kasva resepteillä YSe+CaO 1:1 ja F+CaO 1:1 – muille sideaineille havaintoja tältä aikaväliltä ei ole.

Mikäli aikalujittuminen halutaan käyttää hyväksi, tulisi yleisimmistä sideaineista olla käytettävissä riittävä aineisto, jotta periaatteellisia ja normalisoituja aikalujittumisfunktioita suunnitteluohjeisiin vietäväksi voitaisiin muodostaa. Tämä nopeuttaisi stabiloituvuustutkimusten hyödynnettävyyttä. Funktiot tulisi ilman todellista aikalujittumistutkimusta muodostaa kuitenkin tiettyä luottamustasovaatimuksen täyttävistä korrelaatiokäyristä. Kuvaan 3.28 on esitetty sarja hypoteettisia tällaisia kuvaajia. Mikäli, kuten aihetta on olettaa, että aikalujittumiskäyttäytyminen on vesi-sideaine -suhteesta riippuva, tulisi funktioita esittää myös eri vesi-sideaine -suhteille.



Kuva 3.28. Sideaineiden yleisiä, normalisoituja aikalujittumiskuvaajia. Fiktiivinen.

3.8.2 Koestabiloinnit

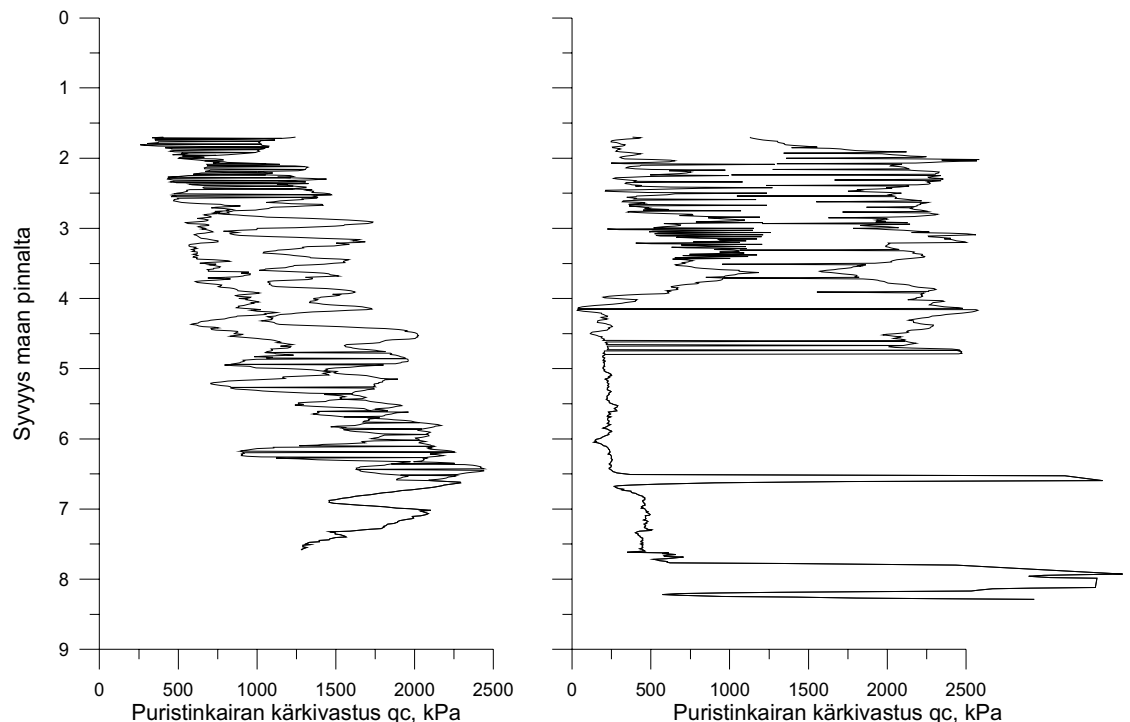
Koestabilointien ensisijainen tarkoitus oli löytää tähän kohteeseen sopivat sideaineet ja hyvä työtekniikka. Laadunvalvontatutkimusten tulosten sekä aikalujittumis- ja kustannustietojen perusteella sideaineiksi valittiin taulukossa 3.9 esitetyt sideaineet itse koepenkeren stabilointeihin. Koepilarien lujuus- ja homogeenisuustulosten sekä koepenkeren rakentamisesta annettujen urakkatarjousten perusteella koepenkeren stabilointiurakoitsijaksi valittiin YIT-Yhtymä Oy.

Taulukko 3.9 Koepenkereen stabilointeihin valitut sideaineet ja sideainemäärät.

Stabilointitapa	Puristuslujuustavoite	Sideaine	Määrä
Puolilujat pilarit (ϕ 600 mm)	450 kPa	KuJa+YSe 1:1	120 kg/m ³
Lujat pilarit (ϕ 800 mm)	1000 kPa	KuJa+YSe 1:1	200 kg/m ³
Massastabilointi	200 kPa	PSe	150 kg/m ³

Koepilarointien perusteella lisättiin itse koerakenteen sideainemääriä siitä mitä ne suoraan stabiloituvuuskokeiden perusteella olisivat olleet. Koska pilarointityön lujuusvajaus oli pilarien yläosissa selvä, tuli myös sekoitustyötä aikaisemmasta, koepilarointivaiheen sekoitustyöstä lisätä. Tämänkään lisäämisen ei vielä arvioitu riittävän, jotta tavoitelujuuksiin päästäisiin 30 vrk kuluessa stabiloinnista. Ottamalla huomioon aikalujittuminen noin 35 %:lla seuraavien 30 vrk aikana ja huomioimalla lisäksi se, ettei pilarien lujuus tehtyjen numeeristen tarkastelujen perusteella ollut kriittisellä polulla, arvioitiin koerakenne voitavan tehdä taulukon 3.9 sideainemäärillä.

Sekoitusjärjen nousunopeuden vaikutusta tutkittiin Piippo & Pakarisen koekentässä kahden stabiloitavan pilarin osalta puolittamalla tavanomainen nousunopeus, jolloin sekoitustyö kaksinkertaistui. Pienellä nousunopeudella tehtyjen pilarien puristinkairaustulokset on esitetty liitteessä 7/4 ja tavanomaisella 12 mm/r nousunopeudella tehtyjen pilarien kairausvastukset liitteessä 7/1. Kärkivastusten tulokset on piirretty myös kuvaan 3.29.



Kuva 3.29 Puristinkairausten kärkivastukset hitaasti 6...6,5 mm/r nousunopeudella tehdyillä pilareilla (vasemmalla) ja tavanomaisella 12 mm/r nousunopeudella tehdyillä pilareilla (oikealla). Urakoitsija, sideainemäärä, sekoitusjärki, syöttöpaine sekä pohjasuhteet ovat samat. Kuvissa on esitetty mittaustulosten maksimi- ja minimiarvo.

Kuvan 3.29 perusteella voidaan todeta – aineiston niukkuudesta johtuen vain suuntaa-antavasti – että sekoitustyön lisääminen parantaa stabiloidun pilarin homogeenisuutta. Lujutta sinällään sekoitustyö ei välttämättä oleellisesti paranna. Vastaavia vertailuja tulisi tehdä runsaammalla aineistolla ja eri nousunopeuksilla/sekoitustyöllä. Sekoitustyötä varten voitaisiin luoda kuvaamaan kerroin, joka voisi olla muotoa $e = s/n$, missä n on nousunopeus [mm/kierros] ja s on esimerkiksi siipien lukumäärä tai sekoittavien elementtien pinta-ala tms.

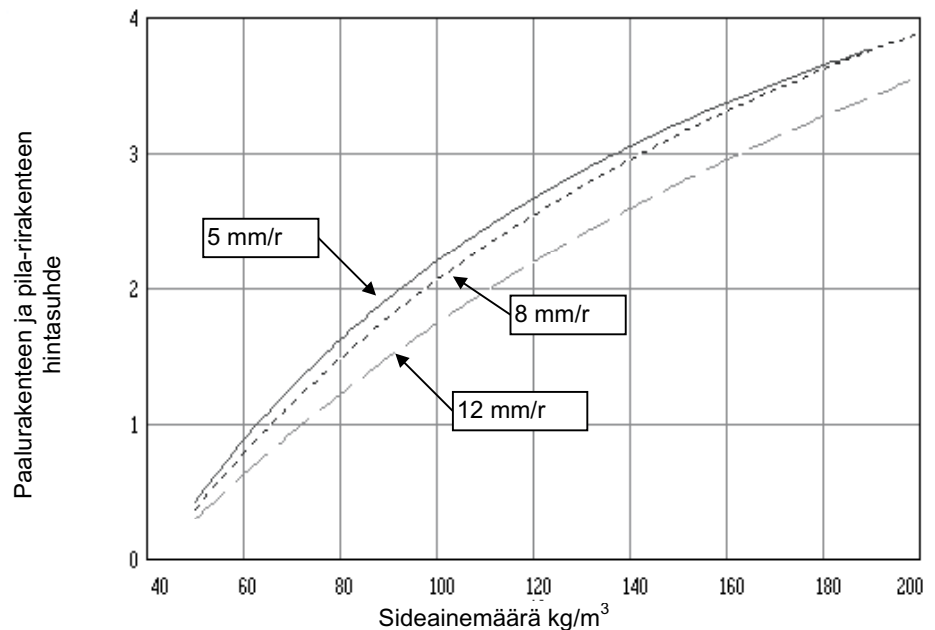
Eri sideaineiden kulkeutumisen välillä ei urakoitsijoiden haastattelujen perusteella ole sellaisia eroja, että sideainetiheys muun muassa suuren syöttöpaineen johdosta muodostuisi reunoilla suuremmaksi kuin keskellä. Mitattua näyttöä asiasta ei ole tästä kohteesta. Sideaineesta riippumatta ilmanpainetta ei tässä kohteessa kyetty pienentämään 2,5 bar pienemmäksi. Mikäli paine laskettiin em. arvoa pienemmäksi, pintaosien turvekerrostuman kasvinosat tukkesivat syöttöaukon ja kärki jouduttiin puhdistamaan.

Osa kuivamenetelmässä käytetyn paineilman aikaansaamista ongelmista on epäilemättä poistettavissa siirtymällä käyttämään esimerkiksi märkämenetelmää tai pakkosekoituskalustoa.

3.8.3 Pilarointi vai paalutus?

Kun sideainemäärää ja sekoitustyön määrää kasvatetaan, lujan pilarituotteen hinta nousee. Kannattavuusrajana voidaan pitää vastaavan paalulaatatarkaisun paalujen hintaa. Kannattavuusraja seuraavilla, osin hypoteettisilla oletuksilla on esitetty kuvassa 3.30. Laskennan lähtöoletuksina ovat seuraavat:

- vastaanotettava kuorma paalujen/pilarien yläpinnan tasossa on 120 kN/m²
- paalut ovat 250·250 mm² teräsbetonipaaluja, joille varmuuskertoimella $F = 2$ sallitaan keskeistä puristusjännitystä 8,5 MPa
- paalut ovat keskimäärin 5 m pidempiä kuin pilarit
- paalut maksavat asennettuina 125 mk/m
- paalut edellyttävät paalulaattaa, joka maksaa rakennettuna 500 mk/m²
- pilarit ovat halkaisijaltaan 800 mm ja pituudeltaan 8 m, mitoituksessa sovelletaan varmuuskerrointa $F = 1,5$
- stabilointityön hinta on 35 mk/m nousunopeudella 12 mm/r ja muilla nopeuksilla työn hinta on kääntäen nousunopeuteen verrannollinen
- sideaine maksaa paikalle kuljetettuna 412 mk/tonni
- sideainemäärä kasvattaa lujutta lineaarisella vuorosuhteella: 60 vrk puristuslujuus [kPa] = (8,24·sideainemäärä [kg/m³]-343)·1,5
- pilarin lujuus on lisäksi kääntäen verrannollinen nousunopeuden potenssiin 0,3 (12 mm/r perusarvo; nousunopeudella 5 mm/r syntyy keskimäärin 30% lujuuslisäys perusarvoon nähden)



Kuva 3.30 Pilarirakenteen ja paalurakenteen neliöhintojen suhteet hypoteettisen laskennan perusteella kolmella eri nousunopeudella.

Kuvan perusteella voidaan todeta, että pilarirakenne tulee – edellä esitetyillä otaksumilla – kannattavaksi vasta sideainemäärillä 70...80 kg/m³. Pilaristabiloinnin kustannusetu pienenee merkittävästi, mikäli pilaristabiloinnin yhteydessä joudutaan käyttämään laattamaisia rakenneratkaisuja pengerkuormien viemiseksi pilareille. Paalurakenteen eduksi voidaan laskea rakenteessa oleva varmuus ja ylipäättänsä luottamus siihen. Paalutustyö ei sisällä myöskään pilarointityön tavoin tarvetta laajoihin esiselvityksiin. Pilarirakenteen kannattavuus puolestaan lisääntyy, mikäli paalujen pituus suhteessa pilarien pituuksiin kasvaa edellä käytetyistä.

3.8.4 Suunnittelulujuus

Paalujen ja pilaristabiloinnin käyttöedellytykset ovat nykyisellään erilaiset. Lyötävien teräsbetonipaalujen suunnittelu on tehty nyky muodossaan äärimmäisen yksinkertaiseksi suunnittelijalle. Pilaristabiloinnissa ehkä suurin epävarmuus on siinä, miten laboratoriossa eri sideaineille määritetty lujuus realisoituu rakenteessa. Tämä edellyttäisi tietoa siitä, kuinka nämä lujuudet suhtautuvat toisiinsa. Tämän selvityksen perusteella näyttäisi siltä, että lujuuksia (1 kk) tulisi merkittävästi redusoida esimerkiksi taulukon 3.10 mukaisesti.

Taulukon 3.9 maastolujuuden perustana on käytetty puristinkairalla määritettyjen leikkauslujuuksien arvoja. Kohteen aineistossa suljettu leikkauslujuus (itsenäinen korrelaatiokerroin R=0,37) kasvaa syvyyden kasvaessa samoin kuin vallitseva jännitystilakin. Myös vesipitoisuus on osittain kääntäen verrannollinen syvyyden kasvuun (R=0,35). Näistä yhteyksistä johtuen ei ole yksiselitteisen selvää, että leikkauslujuus yleisesti olisi paras selittäjä edellä mainituista kolmesta muuttujasta. Vesi-sideainesuhteen tunnetaan julkaisun /3/ perusteella olevan voimakas lujuuden selittäjä.

Lujuussuhteen todettiin noudattavan aineistossa (N = 4627) testatuista yksinkertaisista yhteyksistä parhaiten (R = 0,61) seuraavaa vuorosuhdetta (3.4)

$$k_{red} = -0,951 + 0,3812 \cdot (\text{siipien lukumäärä}) [-] - 0,03534 \cdot (\text{nousunopeus}) [\text{mm/r}] + 0,05995 \cdot s_u [\text{kPa}] + 0,002958 \cdot (p/\sigma_{vo}) [-] \quad (3.4)$$

missä


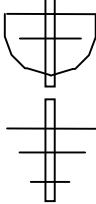

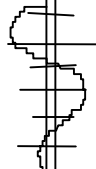
s_u on suljettu leikkauslujuus, kPa

p käytetty syöttöpaine, kPa

σ_{vo} vallitseva pystysuuntainen jännitys, kPa

Taulukon 3.10 tyyliksen redusointitaulukon luominen luotettavilla kertoimilla edellyttäisi useiden hyvin dokumentoitujen, erilaisten kohteiden analysointia. Tämän tutkimuksen yhteydessä kerätyn aineiston syvällisempi käsittely ei pohjasuhteiden yksipuolisuudesta ja tiettyjen muuttujien voimakkaista kytkennoistä johtuen ole yksinään mielekäästä.

Taulukko 3.10 Redusointitaulukko.

Pilaristabiloinnin laboratorioissa määritetyn leikkauslujuuden $\tau_{laboratorio}$ ja maastossa saavutettavan leikkauslujuuden τ_{maasto} välisen reduktiokertoimen k_{red} arvot, kun stabiloinnissa käytetään syöttöpainetta $p < 3,0$ bar ja kärjen nousunopeus sekoitettaessa on 12 mm/kierros. Mikäli nousunopeus on 5 mm/kierros alla esitetyt kertoimet voidaan kertoa luvulla 1,3. Mikäli nousunopeus on 20 mm/kierros, tulee kertoimet jakaa luvulla 2. Väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti. Suurempaa redusointikertoimen arvoa kuin 1 ei kuitenkaan tule käyttää.				
$k_{red} = \frac{\tau_{maasto}}{\tau_{laboratorio}}$				
Saven suljettu leikkauslujuus				
Kärkityyppi	Sekoitus-tasoja	< 10 kPa	10...15 kPa	15...25 kPa
	2	0,3	0,4	0,5
	3	0,45	0,7	0,85
	4	0,8	1,0	1,2
	≥ 6	0,9	1,1	1,3

4 KOERAKENTEIDEN INSTRUMENTOINTI

4.1 Koerakenteiden instrumentoinnista

Koerakenteen primääritavoitteet olivat:

- Paaluja sekä paalulaattaa korvaavan edullisen pohjarakennerratkaisun kehittäminen tierakenteen tarpeisiin,
- rakennerratkaisun suunnittelun ja mitoittamisen tekijöiden selvittäminen koerakenteessa verifioiden ja
- ylärakenteen epätasaisia siirtymiä estävän rakennerratkaisun löytäminen lujille pilareille.

Näiden tavoitteiden selvittämiseksi koerakenne instrumentoitiin useilla instrumenteilla. Rakenteessa asennetut mittalaitteet on lueteltu taulukossa 4.1. Mittalaitteiden sijainti käy ilmi jo aiemmin esitystä kuvasta 1.2 ja liitteistä 9. Pääsääntöisesti instrumentit asennettiin pohjoisen puolelle (vinojen pilarien puolelle) koepengertä. Seuraavissa kappaleissa tutkimustavoitteet on purettu instrumenteittain ja esitetty instrumenttien asentamista ja sijoittamista.

Itse koerakenteen suunnittelu oli vielä käynnissä instrumentoinnin suunnittelun aikana, ja lopulta koerakennetta jouduttiin kustannussyistä hieman pienentämään. Tästä syystä myös osa suunnitelluista instrumenteista jäi pois, mikä näkyy instrumentointisuunnitelmassa muutamien tunnusten puuttumisena (esimerkiksi 1E:n jälkeen tulee 1H eikä 1F).

Näiden instrumentoinnille asetettujen tavoitteiden perusteella laadittiin instrumentointisuunnitelma, joka on esitetty liitteessä 9 (kartta ja kaksi poikkileikkausta).

Taulukko 4.1 Koepenkereeseen asennetut mittalaitteet.

Nro	Lkm	Selite	Paikka	Alue	Syvyys m ²⁾
1A,B,C	3	Maanpaineanturi (pystyjännitys)	Keskellä	Korkea p.	0
1D,E	2	Maanpaineanturi (pystyjännitys)	Reunalla	Korkea p.	0
1H,I	2	Maanpaineanturi (pystyjännitys)	Keskellä	Massastab.	0
2A,B	2	Maanpaineanturi (vaakajännitys)	Reunalla	Korkea p.	-1.5
2C	1	Maanpaineanturi (vaakajännitys)	Reunalla	Korkea p.	-3
2D,E	2	Maanpaineanturi (vaakajännitys)	Reunalla	Korkea p.	-1.5
2F	1	Maanpaineanturi (vaakajännitys)	Keskellä	Massastab.	+1,7
3A	1	Radiometrinen pystysuuntainen mitt.	Keskellä	Korkea p.	0
3B	1	Radiometrinen pystysuuntainen mitt.	Keskellä	Korkea p.	noin -6
3C	1	Radiometrinen pystysuuntainen mitt.	Keskellä	Massastab.	noin -6
4A,B,C	3	Letkupaineanturi nesteessä	Poikki	Korkea p.	0
4D,E	2	Letkupaineanturi nesteessä	Poikki	Korkea p.	+0,7
4H,I	3	Letkupaineanturi nesteessä	Poikki	Massastab.	+1,7
5A	1	Huokospaineanturi	Keskellä	Korkea p.	-0.8
5B	1	Huokospaineanturi	Keskellä	Korkea p.	-3
5C	1	Huokospaineanturi	Keskellä	Massastab.	-0.8
5D	1	Huokospaineanturi	Keskellä	Massastab.	-3
5E	1	Huokospaineanturi		Koepilarointi	-0.8
5F	1	Huokospaineanturi		Koepilarointi	-2
6As	1	Siirtymälevy	Keskellä	Korkea p.	s 0
6Bs+6Bh	1+1	Siirtymälevy + haitariletku	Keskellä	Korkea p.	s +0,7; h -6
6Cs+6Ch	1+1	Siirtymälevy + haitariletku	Keskellä	Kork.+mstab.	s +1,3; h -6
7A	1	Inklinometri	Reunalla	Korkea p.	
7B ¹⁾	1	Inklinometri	Reunalla	Korkea p.	
7D	1	Inklinometri	Reunalla	Massastab.	
8A	1	Venymäliuskoilla varustettu alum.lista	Keskellä	Massastab.	vino 0->+1,7
8B	1	Venymäliuskoilla varustettu alum.lista	Keskellä	Massastab.	noin +1,6
9A	1	Venymäliuskalista pilarissa	Keskellä	Korkea p.	0->-4
9B	1	Venymäliuskalista pilarissa	Keskellä	Massastab.	0->-4
10A	1	Radiometrinen vaakas. mitt.	Poikki	Korkea p.	+0,4
11A-H	8	Venymäliuskat lujitteeseen	Keskellä	Korkea p.	noin +0,1
11I-M	5	Venymäliuskat lujitteeseen	Reunalla	Korkea p.	noin +0,1
11N-R ¹⁾	5	Venymäliuskat lujitteeseen	Reunalla	Korkea p.	noin +0,1
12A,B,C,D	4	Siipikairaus (t = 0...2 d)		Koepilarointi	
12E,F,G,H	4	Siipikairaus (t = 30 d)		Koepilarointi	
12I,J,K,L	4	Siipikairaus (t > 150 d)		Koepilarointi	

¹⁾ Etelän puolelle pengertä

²⁾ Syvyyden nolataso on saven yläpinta eli pilarien päiden taso, + ylöspäin, - alaspäin

4.2 Massastabiloitu matala pengeri

4.2.1 Tutkimustavoitteet instrumenteittain

Taulukossa 4.2 on esitetty yksityiskohtaisemmat matalan penkereen tutkimustavoitteet sekä se, miten eri instrumentit antavat näihin vastauksia.

Taulukko 4.2 Koerakentamisen yksityiskohtaiset tavoitteet ja instrumentointi tai muut toimenpiteet niiden selvittämiseksi matalan penkereen osalta.

Tavoite	Instrumentti (tms.)
Löytää/varmentaa kohteeseen soveltuva tukipaaluja korvaava ratkaisu.	Kaikki instrumentit
Aikaansaada kimmoke kehittää homogeenisen pilarin tuotantotekniikkaa.	(Koko hanke, koepilarointi)
Löytää kohteeseen taloudellinen puolilujan pilarin ($150 < \tau < 400$ kPa) aikaansaava sideaine	(Stabiloituvuuskokeet ja koepilarointi)
Selvittää <i>puoililujen pilarien</i> yhteistoiminta maapohjan kanssa: -Miten kuorma jakautuu pilarin ja maapohjan välillä? -Miten siirtymät tapahtuvat ajan funktiona?	Maanpaineanturit, letkup.mittaukset, siirtymälevyt ja Haitariputket Letkup.mittaukset, huokospaineanturit, siirtymälevyt ja Haitariputket
Selvittää <i>turpeen massastabilointiin</i> liittyviä kysymyksiä: -Miten ohuena laatta voidaan toimivana tehdä? -Homogeenisuuden ja isotrooppisuuden toteaminen. -Massastabiloidun laatan ja pilarien yhteistoiminta: -Leikkausjännitykset: holvaantuminen -Leikkausjännitykset: läpileikkautuminen -Kimmoparametrien (E, v) avulla tehtävän analyttisen mitoitusprosessin pohdinta -Leikkausjännitykset: läpileikkautuminen -Puristusjännitykset -Vaakakuormien vastaanottaminen	Letkupaineanturimittaukset Laadunvalvontakairaukset Pystys. maanpaineanturit Venymäliuskoilla varustetut alumiinilistat Venymäliuskoilla varustetut alumiinilistat Pystys. maanpaineanturit Vaakas. maanpaineanturi

4.2.2 Instrumenttien asentaminen ja sijoitus

Seuraavassa syvyyden nollassa on liejusavikerroksen alapinta ja savikerroksen I yläpinta eli massanvaihtojen alapinta, ellei toisin mainita. Tämän yläpuolella on luonnontilassa 1,7 m turvetta ja liejua, alapuolella noin 7 m savea.

1H: Pystysuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi BA9099.

Anturi asennettiin massastabiloinnin yhteydessä matalan penkereen massastabilointialueen keskiosaan pilarin kohdalle syvyydelle 0 eli massastabiloinnin alapintaan. Anturi asennettiin tasan 1,7 m pitkällä asennusputkella tuoreen massastabiloinnin päältä. Kaivinkone painoi ensin vähän anturia

isomman umpiputken tuoreeseen massastabilointiin oikealla kohdalla. Anturi työnnettiin asennusputken avulla näin syntyneeseen reikään.

1I: Pystysuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi BA9098.

Anturi asennettiin massastabiloinnin yhteydessä matalan penkereen massastabilointialueen keskiosaan pilarin kohdalle syvyydelle 0 eli massastabiloinnin alapintaan. Anturi asennettiin samalla tavalla kuin edellinenkin anturi.

2F: Vaakasuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi KD-2C AP6473.

Anturi asennettiin massastabiloinnin yhteydessä matalan penkereen massastabilointialueen keskiosaan neljän pilarin puoliväliin noin syvyydelle +1,6 m. Tuoreeseen massastabilointiin tehtiin lapiolla lovi, johon anturi painettiin. Anturi asennettiin siten, että se juuri peittyi näkyvistä. Anturi asennettiin tuoreen massastabiloinnin päältä. Anturin lähiympäristö peitettiin käsin hiekalla.

3C: Radiometrisen pystysuuntaisen mittauksen putki.

Putki asennettiin massastabilointialueen keskiosaan neljän pilarin puoliväliin. Kun stabiloinnit oli tehty ja tiivistyspeti päällä, asennettiin radiometrisen mittauksen putki tiivistyspedin ja tuoreehkon massastabiloinnin läpi niin, että putken alapää oli noin 8,2 m syvyydellä tiivistyspedin yläpinnan tasosta (eli syvyydellä -6 m). Urakoitsija jatkoi putkea penkereen nousun myötä.

4H: Letkupaineanturin mittausputki.

Ennen putken asennusta sen sisälle vietiin etukäteen vahva naru. Putki asennettiin matalan penkereen massastabilointialueen poikki tuoreen massastabiloinnin päälle (tiivistyspedin alle eli maanpinnan tasolle) pilaririvin kohdalle. Putken suorana pysyminen varmistettiin 1,5 metrin välein tuoreeseen massastabilointiin painettavilla metallihaoilla. Molemmilla puolilla pengertä putki kiinnitettiin mataliin puusta tehtyihin pukkeihin. Putken päät tulattiin.

4I: Letkupaineanturin mittausputki.

Putki asennettiin matalan penkereen massastabilointialueen poikki tuoreen massastabiloinnin päälle (tiivistyspedin alle eli maanpinnan tasolle) kahden pilaririvin puoliväliin. Muuten toimittiin kuten edellä.

5C: Huokospaineanturi KP-2B GA6200.

Anturi asennettiin massastabilointialueen keskiosaan kahden pilarin puoliväliin syvyydelle -0,8 m. Asennus suoritettiin pilaroinnin ja massastabiloinnin jälkeen tiivistyspedin päältä sopivan mittaisella asennusputkella, eli asennuksen jälkeen putki oli juuri maan pinnassa.

5D: Huokospaineanturi KP-2B GA6201.

Anturi asennettiin massastabilointialueen keskiosaan kahden pilarin puoliväliin syvyydelle -3,0 m. Asennus suoritettiin kuten edellä.

5E: Huokospaineanturi.

Anturi asennettiin Piippo & Pakarinen Oy:n koepilarointikenttään, neljän pilarin puoliväliin syvyydelle -0,8 m. Asennus tehtiin ennen koepilarointia työpöydin päältä.

5F: Huokospaineanturi.

Anturi asennettiin Piippo & Pakarinen Oy:n koepilarointikenttään, kahden pilarin puoliväliin syvyydelle -2,0 m. Asennus tehtiin kuten edellä.

6C: Siirtymälevy ja haitariletku.

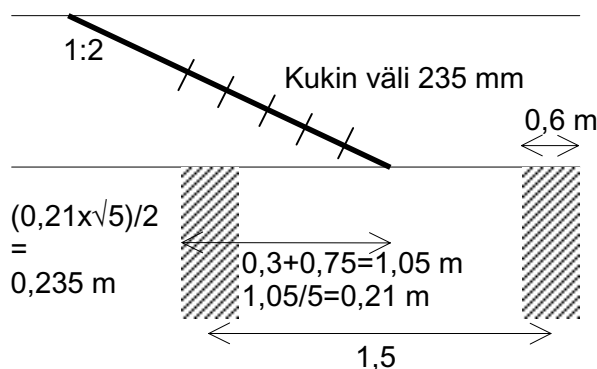
6Ch eli haitariletku asennettiin matalan penkereen keskiosaan, neljän pilarin puoliväliin syvyydelle -6 m asti. Asennuksen teki Viatek-Yhtymä Oy massastabiloinnin päällä olevan noin 1 m paksuisen hiekkapedin päältä.

7D: Inklinometriputki.

Inklinometriputki asennettiin pilaroinnin ja massastabiloinnin jälkeen tiivistyspedin päältä. Putki asennettiin välittömästi massastabilointialueen pohjoisenpuoleisimman pilaririvin ulkopuolelle (0,2 m pilarin ulkoreunan ulkopuolelle eli 0,6 m pilarin keskipisteestä pohjoiseen päin), penkereen poikisuuntaan katsottuna pilaririvin kohdalle. Asennus tehtiin samaan kaltevuuteen kuin pilarikin eli pystysuoraan. Putki vietiin noin 1 m kovaan pohjaan eli noin 10 m syvyyteen asti.

8A: Venymäliuskoilla varustettu alumiinilista.

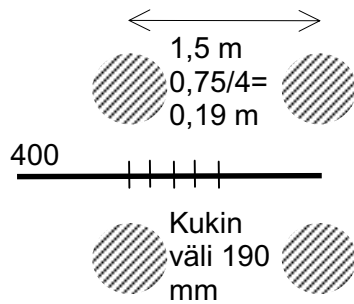
Alumiinilista asennettiin matalan penkereen massastabilointialueen keskiosaan kuvan 4.1 mukaisesti eli työntämällä lista tuoreeseen massastabilointiin vaakatasoon nähden 30° kulmassa. Lista työnnettiin massaan siten, että sen alapää tuli kahden pilarin keskikohtaan ja yläpää 2,94 m alapäästä pohjoiseen päin (yläpää jäi siis massan sisään noin 40 cm listan suunnassa.) Asennuksen aikana mittausalumiinilistaa jäykistettiin toisella listalla.



Kuva 4.1 Venymäliuskoilla varustetun alumiinilistan 8A asennus.

8B: Venymäliuskoilla varustettu alumiinilista.

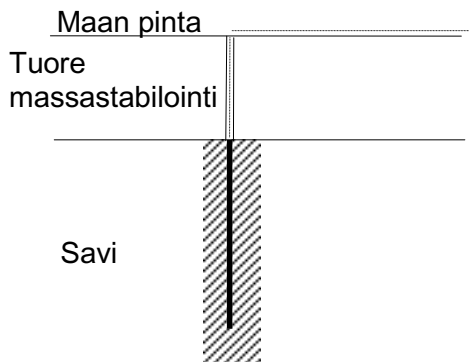
Alumiinilista asennettiin matalan penkereen massastabilointialueen keskiosaan painamalla lista tuoreeseen massastabilointiin noin 5 cm syvyyteen vaakasuoraan neljän pilarin väliin siten, että ensimmäinen venymäliuska tuli juuri pilaririvin kohdalle; tällöin viimeinen liuska tuli juuri pilaririvien puoliväliin (kuva 4.2).



Kuva 4.2 Venymäliuskoilla varustetun alumiinilistan 8B asennus.

9B: Venymäliuskalista pilarissa.

Venymäliuskalista asennettiin massastabilointialueen keskiosaan painamalla alumiinilistan alapää tuoreeseen pilariin syvyydelle -4 m asti, tuoreen massastabiloinnin läpi (kuva 4.3). Lista oli 5,7 m pituinen, joten listan yläpää jäi tuoreen massastabiloinnin yläpintaan, tiivistyspedin alle.



Kuva 4.3 Venymäliuskalista 9B asentaminen.

Alumiinilistoihin kiinnitetyt vastusvenymäliuskat (instrumentit 8 ja 9) eivät juurikaan toimineet. Syynä lienee ollut alumiinin ja sementin keskinäinen reagointi, joka mahdollisesti tuhosi venymäliuskojen suojauksen kemiallisesti. Alumiinin ja sen poikkileikkausmuodon valinnalla pyrittiin lähelle stabiloidun massan kimmo-ominaisuuksia.

4.3 Syvästabiloitu korkea pengerr

4.3.1 Tutkimustavoitteet instrumenteittain

Taulukossa 4.3 on esitetty yksityiskohtaisemmat korkean penkereen tutkimustavoitteet sekä se, miten eri instrumentit toivottiin antavan näihin vastauksia.

Taulukko 4.3 Koerakentamisen yksityiskohtaiset tutkimustavoitteet ja instrumentointi tai muut toimenpiteet niiden selvittämiseksi korkean penkereen osalta.

Tavoite	Instrumentti (tms.)
Löytää/varmentaa kohteeseen soveltuva tukipaaluja korvaava ratkaisu.	Kaikki instrumentit
Aikaansaada kimmoke kehittää homogeenisen pilarin tuotantotekniikkaa.	(Koko hanke, erityisesti koepilarointi)
Löytää kohteeseen taloudellinen lujan pilarin ($\tau > 600$ kPa) aikaansaava sideaine	(Stabiloituvuuskoeket ja koepilarointi)
Selvittää paaluja korvaavan (<u>lujat pilarit</u>) pilarirakenteen suunnitteluprosessin osat: <ul style="list-style-type: none"> – Parametrimäärittäminen (maasto- ja laboratoriolähtötiedot => mitoitusparametrit). – Mitoitustehtävät. Mitoituksessa huomioon otettavat tekijät: <ul style="list-style-type: none"> – Leikkauskuormat – Vaakakuormat – Holvaantumisen – Saven häiriintyminen ja jälkilujittuminen – Oppia kohteesta, kuinka mitoitus tulee tehdä sekä kohteessa etukäteen tehtyjen mitoitusverifiointi ja tarkistus. – Mitoituskriteerit: keskustelun herättäminen ko. rakenneratkaisussa vaadittavasta varmuuskertoimesta (nykyään yleensä $F = 1,5$; pitäisikö olla $F = 1.8...2$) 	(Laajat pohjatutkimukset) Maanpaineanturit, inklinometrit Vaakas. maanpaineanturit, inklinometrit Pystys. maanp. anturit, pystys. radiometriset mittaukset. Pystys. radiometriset, siipikairaukset Kaikki instrumentit, (analyttinen ja numeerinen mitoitus, jälkilaskennat) Kaikki instrumentit - yleiset tarkastelut.

Tavoite	Instrumentti (tms.)
Selvittää <i>lujitettuna</i> murskekerroksen käyttöön (siirtymäeroja tasaavana rakenteena) liittyviä kysymyksiä: <ul style="list-style-type: none"> – Muodostaako sitomaton murske tiiviinä pysyvän rakenteen? – Kuinka ohuena rakenne voidaan toimivana tehdä? – Lujitteen lukkiutuminen murskekerrokseen. – Heijastuuko epätasaisuus ylöspäin ja kuinka merkittävänä? – Lujitteille tulevat vaakakuormat perustamistasossa. – Mitoituksen perusfilosofia? 	Radiometriset mittaukset Letkupaineanturimittaukset Vaakas. radiom., venymäliuskat lujitteessa Radiometriset mittaukset Venymäliuskat lujitteessa Kaikki instrumentit

4.3.2 Instrumenttien asentaminen ja sijoitus

Seuraavassa syvyyden nollassa on liejusavikerroksen alapinta ja savikerroksen I yläpinta eli massanvaihtojen alapinta, ellei toisin mainita. Tämän yläpuolella on luonnontilassa 1,7 m turvetta ja liejua, alapuolella noin 7 m savea.

1A: Pystysuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi KD-2D BA6300.

Anturi asennettiin massanvaihdon yhteydessä korkean penkereen keski-osaan kahden pilarin puoliväliin syvyydelle 0 eli massanvaihdon alapinnalle, kuitukankaan päälle. Kaikki pystysuoraa jännitystä mittaavat anturit ja niiden lähiympäristö peitettiin käsin hiekalla ennen murskeen levitystä.

1B: Pystysuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi KD-2D BA6301.

Anturi asennettiin massanvaihdon yhteydessä korkean penkereen keski-osaan neljän pilarin puoliväliin syvyydelle 0 eli massanvaihdon alapinnalle, kuitukankaan päälle.

1C: Pystysuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi KD-10D BC6332.

Anturi asennettiin massanvaihdon yhteydessä korkean penkereen keski-osaan pilarin kohdalle syvyydelle 0 eli massanvaihdon alapinnalle, kuitukankaan päälle.

1D: Pystysuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi KD-2D BA6302.

Anturi asennettiin massanvaihdon yhteydessä korkean penkereen reuna-osaan neljän pilarin puoliväliin syvyydelle 0 eli massanvaihdon alapinnalle, kuitukankaan päälle.

1E: Pystysuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi KD-10D BC6333.

Anturi asennettiin massanvaihdon yhteydessä korkean penkereen reuna-osaan pilarin kohdalle syvyydelle 0 eli massanvaihdon alapinnalle, kuitukankaan päälle.

2A: Vaakasuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi KD-2C AP6466.

Anturi asennettiin massanvaihdon yhteydessä korkean penkereen reuna-osaan pilarin vierelle syvyydelle -1,5 m. Anturi painettiin massanvaihtokaivannon pohjalta tasan 1,5 m pitkän asennusputken avulla käsin saveen. Asennusputki vedettiin ylös savesta ja jätettiin makaamaan kaivannon pohjalle. Anturin lähiympäristö peitettiin käsin hiekalla ennen murskeen levitystä.

2B: Vaakasuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi KD-2C AP6468.

Anturi asennettiin massanvaihdon yhteydessä korkean penkereen reuna-osaan kahden pilarin "ulkoreunan puoliväliin" syvyydelle -1,5 m. Anturi asennettiin kuten edellisenkin anturi.

2C: Vaakasuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi KD-2C AP6469.

Anturi asennettiin massanvaihdon yhteydessä korkean penkereen reuna-osaan kahden pilarin "ulkoreunan puoliväliin" syvyydelle -3,0 m. Anturi painettiin kaivannon pohjalta tasan 3,0 m pitkän asennusputken avulla käsin saveen. Anturin lähiympäristö peitettiin käsin hiekalla ennen murskeen levitystä.

2D: Vaakasuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi KD-2C AP6470.

Anturi asennettiin massanvaihdon yhteydessä korkean penkereen reuna-osaan pilarin vierelle syvyydelle -1,5 m. Anturi asennettiin kuten edellisenkin anturi.

2E: Vaakasuoraa jännitystä mittaava maanpaineanturi KD-2C AP6471.

Anturi asennettiin massanvaihdon yhteydessä korkean penkereen reuna-

osaan kahden pilarin "ulkoreunan puoliväliin" syvyydelle -1,5 m. Anturi asennettiin kuten edellinenkin anturi.

3A: Radiometrisen pystysuuntaisen mittauksen putki.

Putki asennettiin korkean penkereen keskiosaan pilarin kohdalle. Massanvaihdon jälkeen, kun kaivannossa oli metri mursketta ja 0,7 m pengermateriaalia (eli oltiin ympäröivän maanpinnan tasossa), asennettiin 2 m kärkekarttiollinen putki pengermateriaalin ja murskeen läpi niin, että 0,3 m jäi putkea näkyviin (siis putken alapää oli massanvaihdon alapinnan tasolla). Urakoitsijalle jätettiin eri mittaisia jatkoputkia, joilla urakoitsija jatkoi putkea täytön edistymisen myötä.

3B: Radiometrisen pystysuuntaisen mittauksen putki.

Putki asennettiin korkean penkereen keskiosaan kahden pilarin puoliväliin. Massanvaihdon jälkeen, kun kaivannossa oli metri mursketta ja 0,7 m pengermateriaalia (eli ollaan maanpinnan tasossa), asennettiin radiometrisen mittauksen putki pengermateriaalin ja murskeen läpi niin, että putken alapää oli noin 7,7 m syvyydellä maanpinnan tasosta (eli syvyydellä -6 m). Urakoitsija jatkoi putkea tässäkin tapauksessa penkereen nousun myötä.

4A: Letkupaineanturin mittausputki.

Ennen putken asennusta sen sisälle vietiin etukäteen vahva naru. Putki asennettiin korkean penkereen poikki massanvaihtokaivannon pohjalle, kuitukankaan päälle pilaririvin kohdalle. Putken suorana pysyminen varmistettiin 1,5 metrin välein saveen painettavilla metallihaoilla. Putken päät tuotiin niin loivasti ylös, että anturi mahtui kulkemaan putkessa. Molemmilla puolilla pengertä putki kiinnitettiin mataliin puusta tehtyihin pukkeihin. Putken päät tulpattiin.

4B: Letkupaineanturin mittausputki.

Putki asennettiin korkean penkereen poikki massanvaihtokaivannon pohjalle, kuitukankaan päälle pilaririvin vierelle (siis tarkemmin sanottuna sellaiselle linjalle, joka kulkee juuri pilarin ulkopuolella eli 0,45 m pilarin keskipisteestä). Muut putken asentamiseen liittyvät toimenpiteet olivat samat kuin edellisessä painumaletkussa.

4C: Letkupaineanturin mittausputki.

Putki asennettiin korkean penkereen poikki massanvaihtokaivannon pohjalle, kuitukankaan päälle kahden pilaririvin puoliväliin. Muuten toimittiin kuten edellä.

4D: Letkupaineanturin mittausputki.

Putki asennettiin korkean penkereen poikki 0,7 m murskekerroksen ja teräsverkon päälle pilaririvin kohdalle. Muuten toimittiin kuten edellä.

4E: Letkupaineanturin mittausputki.

Putki asennettiin korkean penkereen poikki 0,7 m murskekerroksen ja teräsverkon päälle kahden pilaririvin puoliväliin. Muuten toimittiin kuten edellä.

5A: Huokospaineanturi KP-2B GA6198.

Anturi asennettiin korkean penkereen keskiosaan kahden pilarin puoliväliin syvyydelle -0,8 m. Asennus suoritettiin massanvaihdon (1 m mursketta + 0,7 m hiekkaa) jälkeen luonnollisen maanpinnan tasolta sopivan mittaisella asennusputkella. Asennuksen jälkeen putki oli maanpinnan tasossa.

5B: Huokospaineanturi KP-2B GA6199.

Anturi asennettiin korkean penkereen keskiosaan kahden pilarin puoliväliin syvyydelle -3 m. Asennus suoritettiin kuten edellä.

6A: Siirtymälevy ja haitariletku.

Instrumentoinnin suunnitteluvaiheessa ajateltiin siirtymälevy ja haitariletku yhdistää siten, että haitariletku kulkisi levyn läpi. Tästä kuitenkin luovuttiin ja levy sijaitsee nyt yhdessä pilarivälissä ja haitariletku toisessa. 6A sisältää siis kaksi erillistä instrumenttia, 6As:n ja 6Ah:n.

6As eli siirtymälevy asennettiin korkean penkereen keskiosaan samaan poikkilinjaan kuin letkupaineanturi 4B, kahden pilarin ulkoreunan puoliväliin. 6As asennettiin syvyydelle 0 eli massanvaihtokaivannon pohjalle, kuitukan-kaan päälle, painumaletku 4B:n alle. Levyssä oli valmiiksi kiinni 2,0 m tanko. Urakoitsijalle jätettiin lisätankoja penkereen korotuksen yhteydessä tehtäviä jatkamisia varten. 6Ah eli haitariletku jätettiin loppuvaiheessa pois kustannussyistä.

6B: Siirtymälevy ja haitariletku.

6Bs eli siirtymälevy asennettiin korkean penkereen keskiosaan samaan poikkilinjaan kuin letkupaineanturi 4B, kahden pilarin ulkoreunan puoliväliin. 6Bs asennettiin syvyydelle +0,7 m, teräsverkon päälle. Tässäkin levyssä oli valmiiksi kiinni 1,5 m tanko. Urakoitsija jatkoi tankoa penkereen korotuksen yhteydessä.

6Bh eli haitariletku asennettiin korkean penkereen keskiosaan, seuraavaan pilariväliin Helsinkiin (itään) päin 6Bs:ään nähden. 6Bh asennettiin neljän pilarin puoliväliin syvyydelle -6 m asti. Asennuksen teki Viatek-Yhtiöt Oy massanvaihdon jälkeen luonnollisen maanpinnan tasolta.

6C: Siirtymälevy ja haitariletku.

6Cs eli siirtymälevy asennettiin korkean penkereen keskiosaan samaan poikkilinjaan kuin letkupaineanturi 4B, kahden pilarin ulkoreunan puoliväliin syvyydelle +1,3 m. Levyssä oli valmiiksi kiinni 1,0 m tanko ja urakoitsija jatkoi tankoa penkereen korotuksen mukana.

7A: Inklinometriputki.

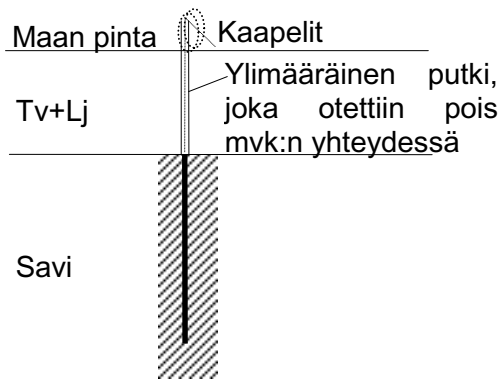
Inklinometriputken asennus tehtiin massanvaihdon (1 m mursketta + 0,7 m hiekkaa) jälkeen luonnollisen maanpinnan tasolta. Putki asennettiin korkean penkereen pohjoisenpuoleisimman pilaririvin ulkopuolelle (0,2 m pilarin ulkoreunan ulkopuolelle eli 0,6 m pilarin keskipisteestä pohjoiseen päin), penkereen poikkisuuntaan katsottuna pilarin kohdalle. Putki asennettiin samaan kaltevuuteen kuin pilarikin eli $6:1 = 9,5^\circ$ poikkeamaan pystysuorasta. Putki vietiin noin 1 m kovaan pohjaan eli noin 10 m syvyyteen asti.

7B: Inklinometriputki.

Inklinometriputki asennettiin massanvaihdon (1 m mursketta + 0,7 m hiekkaa) jälkeen luonnollisen maanpinnan tasolta. Putki asennettiin korkean penkereen juuri etelän puoleisimman pilaririvin ulkopuolelle (0,2 m pilarin ulkoreunan ulkopuolelle eli 0,6 m pilarin keskipisteestä etelään päin, penkereen poikkisuuntaan katsottuna pilarin kohdalle. Putkia asennettiin samaan kaltevuuteen kuin pilarikin eli pystysuoraan. Putki vietiin noin 1 m kovaan pohjaan eli noin 10 m syvyyteen asti.

9A: Venymäliuskalista pilarissa.

Venymäliuskalista asennettiin korkean penkereen keskiosaan painamalla listan alapää tuoreeseen pilariin syvyydelle -4 m asti. Kuvan 4.4 mukaisesti massanvaihdon yhteydessä ylimääräinen osa katkaistiin pois. Asennuksessa listaa jäykistettiin toisella listalla.



Kuva 4.4 Venymäliuskalista 9A asentaminen.

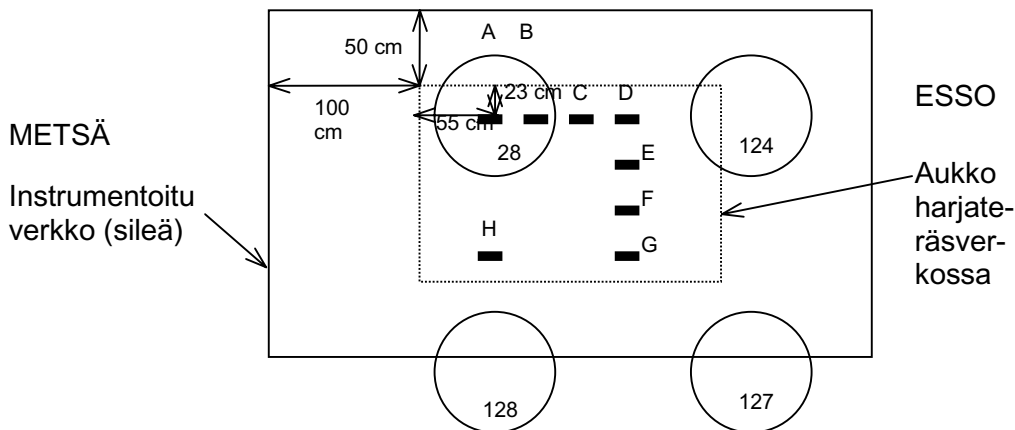
10A: Vaakaputki radiometrisiä mittauksia varten.

Vaakasuoraan asennetun radiometrisen mittauksen putkena käytettiin PVC-putkea, jonka ulkohalkaisija oli 62,5 mm ja seinämän paksuus 3,4 mm. Putki asennettiin korkean penkereen poikki syvyydelle +0,4 m eli 0,4 m murskekerroksen päälle, pilaririvin kohdalle. Asennettaessa putken suoruus varmistettiin samanlaisilla metallihaoilla kuin letkupaineanturien putkissa. Putken pohjoisen puoleinen pää taivutettiin ylös siten että naru kulki mutkasta. Putken sisälle vietiin naru etukäteen. Putken metsän puoleinen pää vietiin suorana mittauskaivoon (sisähalkaisija 1 m).

Putkea ei koskaan, "nolla" -mittauksen jälkeen, kyetty mittaamaan, koska mittausputki jäi rakentamisen jälkeen vedenpinnan alapuolelle eikä vedenpintaa kyetty myöhemmin alueelle tulvivan suuren vesimäärän johdosta runsaillakaan pumppumäärillä eikä väliaikaisesti laskemaan.

11A-H: Venymäliuskoilla instrumentoitu teräsverkko ("Keskimäinen").

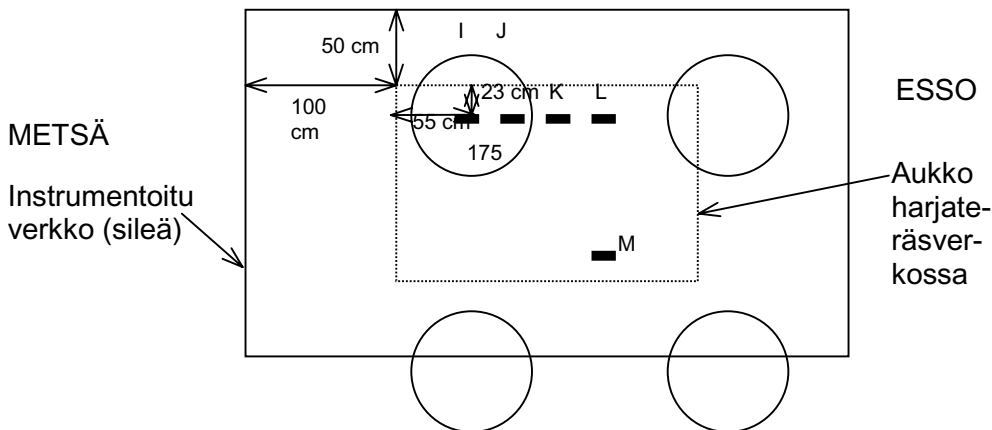
Teräsverkkojen venymien mittauksissa käytetyt erilliset sileät teräsverkon palaset ($4 \times 2,35 \text{ m}^2$) instrumentoi Viatek-Yhtiöt Oy / SGT. Instrumentoitu verkko asennettiin korkean penkereen alempaan teräsverkkokerrokseen syvyydelle +0,1 m. Massanvaihtoa tehtäessä kyseiseen lamelliin levitettiin ensin verkko (harjateräs) tavalliseen tapaan, sitten leikattiin $2 \times 1,35 \text{ m}^2$ aukko penkereen keskiosaan ja lopulta asetettiin instrumentoitu verkonpala aukon päälle ja "naijattiin" limitykset nippusiteillä kiinni harjateräsverkkoon. Aukko leikattiin siten, että liuskat saatiin tiettyihin kohtiin pilareihin nähden: liuska A pilarin keskelle, liuska D kahden pilarin puoliväliin, liuska G neljän pilarin puoliväliin ja liuska H kahden pilarin puoliväliin (kuva 4.5).



Kuva 4.5 Keskimmäisen instrumentoidun teräsverkon venymäliuskojen sijoittuminen.

11I-M: Venymäliuskoilla instrumentoitu teräsverkko ("Esso").

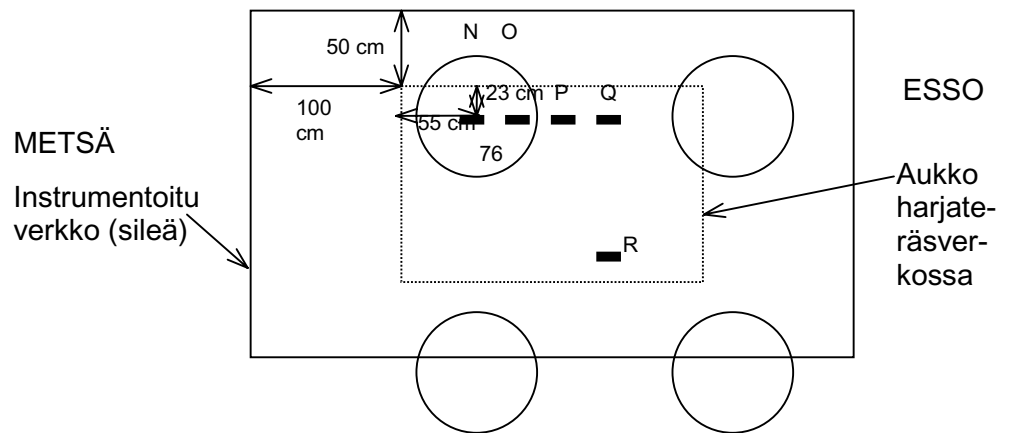
Pohjoisen, "Esson" puoleinen instrumentoitu teräsverkko oli samanlainen kuin edellä esitetty, penkereen keskelle tullut teräsverkko ja se asennettiin myös samalle syvyydelle. Venymäliuskoja verkossa oli kuitenkin ainoastaan 5: liuska I pilarin keskellä, liuska L kahden pilarin puolivälissä ja liuska M neljän pilarin puolivälissä (kuva 4.6).



Kuva 4.6. Pohjoisen puoleisen instrumentoidun teräsverkon venymäliuskojen sijoittuminen.

11N-R: Venymäliuskoilla instrumentoitu teräsverkko ("Metsä").

Myös eteläpuoleinen - "metsän" puoleinen - instrumentoitu teräsverkko oli samanlainen kuin edellä esitetyt teräsverkot ja se asennettiin myös samalle syvyydelle. Tässäkin verkossa venymäliuskoja oli kuitenkin 5: liuska N pilarin keskellä, liuska Q kahden pilarin puolivälissä ja liuska R neljän pilarin puolivälissä (kuva 4.7).



Kuva 4.7 Pohjoisen puoleisen instrumentoidun teräsverkon venymäliuskojen sijoittuminen.

5 KOERAKENTEEN RAKENTAMINEN

5.1 Rakentamisen aikataulu

Koerakenteen mitoituksen yhteydessä laaditun likimääräisen rakentamisaikataulun (Mitoitus: Koepenkereiden työkohtaiset laatuvaatimukset ja työselitykset, osa II) mukaan rakentaminen olisi alkanut elokuussa ja rakenne olisi ollut harjakorkeudessaan marras–joulukuussa 1996. Erilaisista syistä johtuen rakentaminen kuitenkin viivästyi niin, että suuri osa rakentamisesta jäi vuoden 1997 puolelle.

Koerakentamiseen valitun urakoitsijan muiden kiireiden takia stabiloinnit alkoivat vasta syyskuun puolivälissä eli noin kuukauden ajateltua myöhemmin. Pilaroinnissa oli pääosin hankalista olosuhteista johtuvia vaikeuksia, jotka hidastivat työtä parilla viikolla. Kun pilarit olivat lujittuneet ja olisi pitänyt aloittaa massanvaihto, alkoivat koko syksyn kestäneet kovat sateet (ks. kuva 5.6 ja 5.7) eikä massanvaihdon kaivua voitu pumppaamisesta huolimatta tehdä. Vasta joulukuussa sateet hellittivät ja tuli pientä pakkastakin, joten massanvaihto päästiin aloittamaan. Suurin osa massanvaihdosta sekä pengerrystyöt jäivät vuodenvaihteen toiselle puolelle, vuoteen 1997. Näistä syistä rakentamisaikataulu muodostui lopulta taulukon 5.1 mukaiseksi.

Koepengertä varten tehty työmaatien alkuosa rakennettiin toukokuun 1996 lopussa. Työmaatietä jatkettiin ja koepengeralueen raivaus tehtiin elo–syyskuun 1996 vaihteessa.

Taulukko 5.1 Kt 51 Kirkkonummen koepenkeren rakentamisaikataulu.

Rakentamisvaihe	Ajankohta
Matala pengerrys	
Puolilujat pilarit	9. – 12.9.1996
Massastabilointi	12. – 13.9.1996
Tiivistyspeti 0,5 m	12. – 13.9.1996
Pengerrisyksitys <0.5 m	x.12.1996
Pengerrisyksitys > 1 m lopulliseen tasoon +2	14.2.1997
Korkea pengerrys	
Lujat pilarit	16.9. – 8.10.1996
Laadun valvontatutkimukset (puolilujat pilarit ja massastabilointi)	15. – 16.10.1996
Laadun valvontatutkimukset (lujat pilarit)	31.10. – 5.11.1996
Tiivistyspetiin 0,5 m lisää	2.12.1996
Massanvaihto (1 m mursketta)	2.12.1996 – 31.1.1997
Korotus -> 0 m (0.7 m pengerrisyksikkoa)	6.2.1997
Korotus -> 2 m (2.0 m pengerrisyksikkoa)	6.2. - 11.2.1997
Korotus -> 3 m (1.0 m pengerrisyksikkoa)	26.2.1997
Korotus -> 4 m (1.0 m pengerrisyksikkoa)	10.3.1997
Korotus -> 5 m (1.0 m pengerrisyksikkoa)	29.4.1997
Korotus -> 6 m (1.0 m pengerrisyksikkoa) lopulliseen tasoon +6.0	15.5.1997

Koepenkereen viimeinen suunnitelmanmukainen kuorma asetettiin siten 15.5.1997. Tämän jälkeen seuranta kohteessa jatkettiin päivittäisenä syyskuun puoleenväliin 1997. Muutokset tässä vaiheessa olivat niin hitaita, että siirryttiin käsimitausvaiheeseen.

Korkean penkereen täyttö tehtiin tarkoituksellisen hitaasti johtuen siitä syystä, että nostojen aikaansaamat huokospaineen nousua ja teräsverkkoihin mobilisoituvaa suurta jännitystä haluttiin rajoittaa, jottei rakenne sortuisi. Rakenne oli tietyin osin tietoisesti - tutkimuksellisista syistä - mitoitettu ilman tavanomaisissa rakenteissa noudatettavaa varmuutta.

5.2 Massastabiloitu matala pengerr

5.2.1 Pilaristabilointi

Puolilujat pilarit tehtiin ajalla 9.–12.9.1996 ilman suurempia ongelmia. Pilarikone seiso i aluksi työmaatien mutkassa (kuva 5.1) ja eteni sitten itään päin (ks. esimerkiksi osa II: Koerakenteen suunnitelmat). Turpeen päälle nostettiin vankkoja teräs- ja parrulaakonkeja pilarikoneen työskentelyalustaksi. Sideaineen syöttö lopetettiin 1,7 metriä ennen maan pintaa.



Kuva 5.1 Puoliluja pilarikenttä odottaa pilarikonetta. Pilarointityö aloitettiin kuvan etulaidasta. Kuvan suunta itään.

Pilarointikartta on esitetty liitteessä 12/12. Pilarointiraportteja ei ole esitetty tässä yhteydessä. Instrumentointisuunnitelman mukaisesti stabilointitöiden yhteydessä asennettiin osa koepenkereen instrumenteista.

5.2.2 Massastabilointi

Massastabilointi tehtiin osittain yhtä aikaa puolilujien pilarien kanssa 12.–13.9.1996. Massastabilointi tehtiin liitteen 12/13 mukaisella lohkojaolla. Liitteessä 12/14 on myös esitetty kuhunkin lohkoon syötetty sideainemäärä.

Alue oli siis ennalta jaettu lohkoihin ja kullekin lohkolle on sen tilavuuden mukaan laskettu ennalta tarvittava sideainemäärä. Massastabilointikone syöttää noin 4/5 lohkon sideainemäärästä stabilointikärjen pystyliikkeiden aikana; mahdollisimman tasaisesti joka puolelle lohkoa. Loput 1/5 sideainesta syötetään sekoituskärjen vaakaliikkeiden aikana. Koneen kuljettaja sekoittaa massaa, kunnes massa tuntuu sopivan jähmeältä. Massastabilointikoneen kuljettaja tuntee, kun sekoituskärki osuu alla olevien pilarien päihin ja tekee massastabiloinnin sille syvyydelle saakka.

Kun työmaatietä lähinnä olevien lohkojen alueelle oli pilarit tehty, massastabilointikone teki lohkot 1, 2 ja 3 (kuva 5.2). Tämän jälkeen näiden lohkojen päälle asetettiin vahvistekangas ja 0,5 metrin paksuinen kerros suodatinhiekkaa tiivistyspediksi (kuva 5.3). Sitten massastabilointikone siirtyi tiivistyspedin päälle ja alkoi sekoittaa sideainetta seuraaviin lohkoihin.



Kuva 5.2 Massastabilointia.



Kuva 5.3 Tiivistyspedin tekoa juuri massastabiloidun alueen päälle.

5.2.3 Laadunvalvontatutkimukset - Puolilujat pilarit ja massastabilointi

Laadunvalvontatutkimukset tehtiin ennalta laaditun koeohjelman mukaisesti sattumanvaraisesti eri puolilta kenttää. Helsingin kaupungin geotekninen osasto teki 12 CPT-kairausta ja otti poraamalla kaksi jatkuvaa näytettä (kuva 5.4) noin syvyydelle 6 m asti. Matalan penkereen puolilujista pilareista otettujen näytteiden tutkimustulokset on esitetty taulukoituna liitteessä 12/1 ja massastabiloinnista otettujen näytteiden osalta liitteessä 12/2. Näytteiden tulokset on esitetty tilavuuspainojen, vesipitoisuuksien sekä puristuslujuuksien osalta myös graafisesti liitteessä 12/3. Otetuista näytteistä tehdyt silmämääräisen arviot on esitetty liitteessä 12/5. Puristuskokeiden tuloksista puolilujille pilareille lasketut sekanttimoduulit on esitetty liitteessä 12/6.



Kuva 5.4 Esimerkki jatkuvasta näytteestä: puoliluja pilari 29, syvyysväli 4,0–6,0 m hiekan pinnasta mitattuna.

Suuri osa kairauksista tuli ulos ennen viiden metrin syvyyttä (hiekkapedin päältä mitattuna) eli alle kolme metriä itse pilarissa. Kairaustuloste yhteenveo on esitetty liitteessä 12/8 ja yksittäisten suoritettujen kairausten tulokset liitteessä 12/9.

Niin massastabiloinnin kuin puolilujien pilarienkin osalta poraamalla otettujen näytteiden puristuskoetulosten perusteella jäätiin vähän tavoitteesta (2 kuukauden tavoite massastabiloinnissa 100 kPa, saavutettu keskimäärin 32 kPa 40 vrk:n iässä; puolilujien pilarien tavoite vastaavasti 225 kPa; saavutettu 142 kPa), CPT-kairausten perusteella tavoite saavutetaan (ks. liite 12/8). On muistettava, että laadunvalvontatutkimukset tehtiin noin yhden kuukauden ikäisille stabiloinneille näytteille, mutta rakennetta kuormitettiin vasta, kun stabiloinnit olivat kolmen–viiden kuukauden ikäisiä. Moduulin arvo on tyyppillisesti 20...40 MPa välillä suhteellisen muodonmuutoksen ollessa 1...2 %.

Kairaustulosten hajonta on suuri. Liitteessä 12/8 on esitetty kairausten perusteella määritetyt leikkauslujuuden keskiarvot sekä minimi- ja maksimiar-

vot. Yksittäisissä kairauksissa näkyy selvästi heikkousvyöhyke massastabiloinnin ja pilarin rajapinnassa (liite 12/9).

Niin puolilujat pilarit kuin massastabilointikin olivat lujittuneet riittävästi.

5.3 Syvästabiloitu korkea pengerrus

5.3.1 Pilaristabilointi

Lujien pilarien tekeminen aloitettiin 16.9.1996, mutta viimeiset lujat pilarit valmistuivat vasta 8.10.1996. Pesarointi aloitettiin kentän luoteiskulmasta, pesarointijärjestys käy ilmi liitteestä 12/12. Pilarikoneen työskentelyalustana käytettiin samoja teräs- ja parrulevyjä kuin puolilujienkin pilarien teossa, mutta nyt pilarikone "ui" selvästi aiempaa syvemmillä (kuva 5.5) ja koneen kaatumisriskikin oli olemassa. Pehmeän pintakerroksen päällä liikkuminen hidasti työtä huomattavasti, ja lisäksi työhön tuli muutaman päivän tauko pilarikoneen tiedonkeruujärjestelmän vian vuoksi.



Kuva 5.5 Lujien pilarien teko oli hankalaa: pilarikone "ui", vaikka seisoikin isojen levyjen päällä.

Myös lujien pilarien osalla sideaineen syöttö lopetettiin 1,7 metriä ennen maan pintaa.

5.3.2 Maalaatikko

Kuten suunnitelmassa oli esitetty, pehmeä turve ja lieju kaivettiin pois 1,7 metrin syvyydelle maan pinnasta eli pilareiden yläpäiden tasolle asti. Kairaväntöön levitettiin ensin kuitukangas kl III, sitten 10 cm murskettä 0–65 mm, teräsverkko, 30 cm murskettä (tiivistys 12 kN tärylevyllä), 30 cm murskettä (tiivistys), toinen teräsverkko ja lopulta vielä 30 cm murskettä (tiivistys). Kahdella teräsverkkokerroksella lujitetun murskepatjan paksuudeksi tuli siis 1,0 m. Tämän yläpuolella käytettiin pengermateriaalia eli suodatinhiekkää.

Marraskuun 1996 lopussa kohde näytti kuvan 5.6 kaltaiselta, mutta sateiden hellitettyä joulukuun alussa kaivaminen voitiin aloittaa neljän pumpun pumppaustehon ansiosta. Koska kaivettava maa on hyvin häiriintynyttä ja vetistä turpeen ja liejun seosta, kaivannon reunat sortuivat varsin loiviksi. Kaivinkone seiso massastabiloidun alueen päällä ja vähitellen päästiin levittämään murskettakin (kuva 5.7).

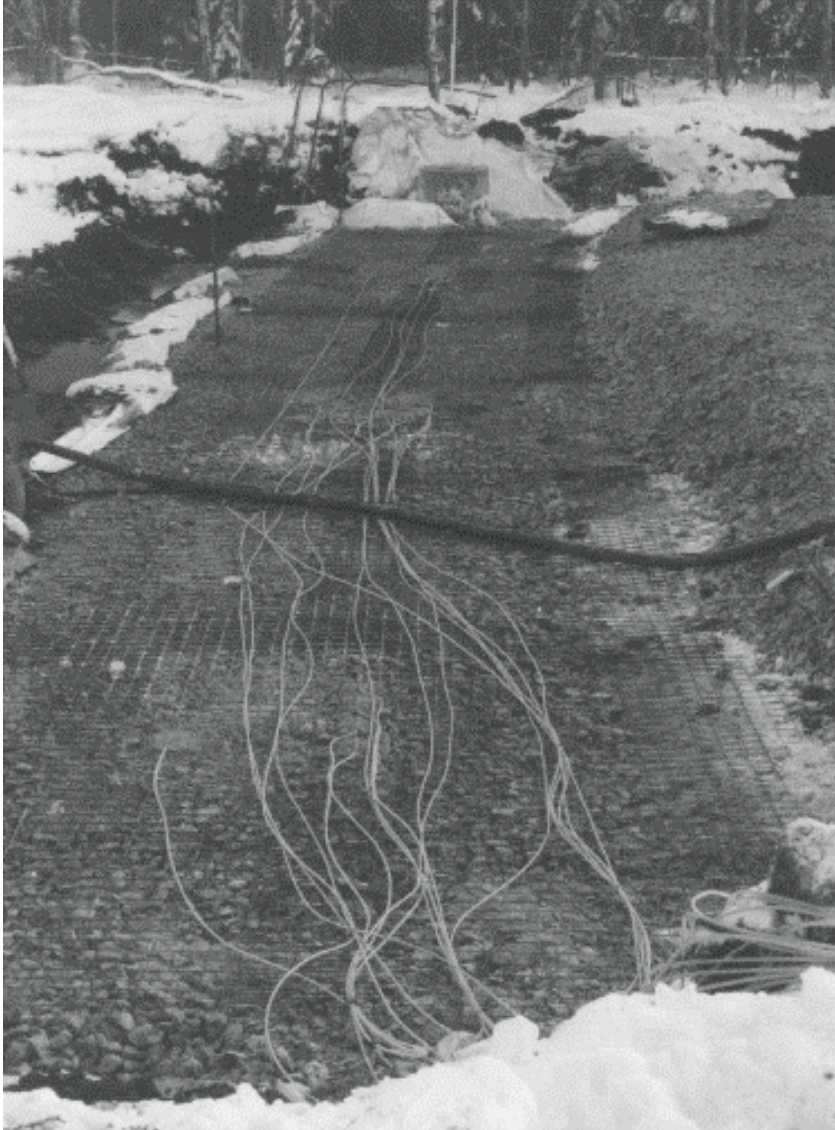


Kuva 5.6 Marraskuun sateiden jälkeen tilanne koekohteella oli lohduton. Mittauskoppi seisoo työmaatien jatkeella, kuvassa oikealla etualalla massastabiloinnin tiivistyspengertä ja massastabiloinnin pintaan asennetut letkupainumamittarit.



Kuva 5.7 Tilanne kohteella joulukuussa 1996. Kuvassa oikealla massastabiloinnin jyrkkä raja. Pumppaamisesta huolimatta vedenpinta kaivannossa alkoi nousta ja työt jouduttiin joulukuussa keskeyttämään.

Lyhyen kuivan jakson jälkeen sateet alkoivat taas, ja vesi nousi kaivannosta pumppaamisesta huolimatta; työt jouduttiin uudellaan keskeyttämään. Vuodenvaihteessa alkaneiden pakkasten ansiosta vedentulo väheni huomattavasti, ja massanvaihto aloitettiin uudelleen tammikuun 1997 alussa (kuva 5.8). Kaivannon reunatkin pysyvät nyt aiempaa selvästi paremmin kasassa.



Kuva 5.8 Tilanne kohteella tammikuussa 1997. Instrumentointisuunnitelmassa tunnuksilla 11A-R merkityt instrumentoidut teräsverkot on juuri asennettu. Pakkasista huolimatta pumppaus oli välttämätöntä. Takalalla näkyvät letkupainemittarit 4A-C ja siirtymälevy 6As.

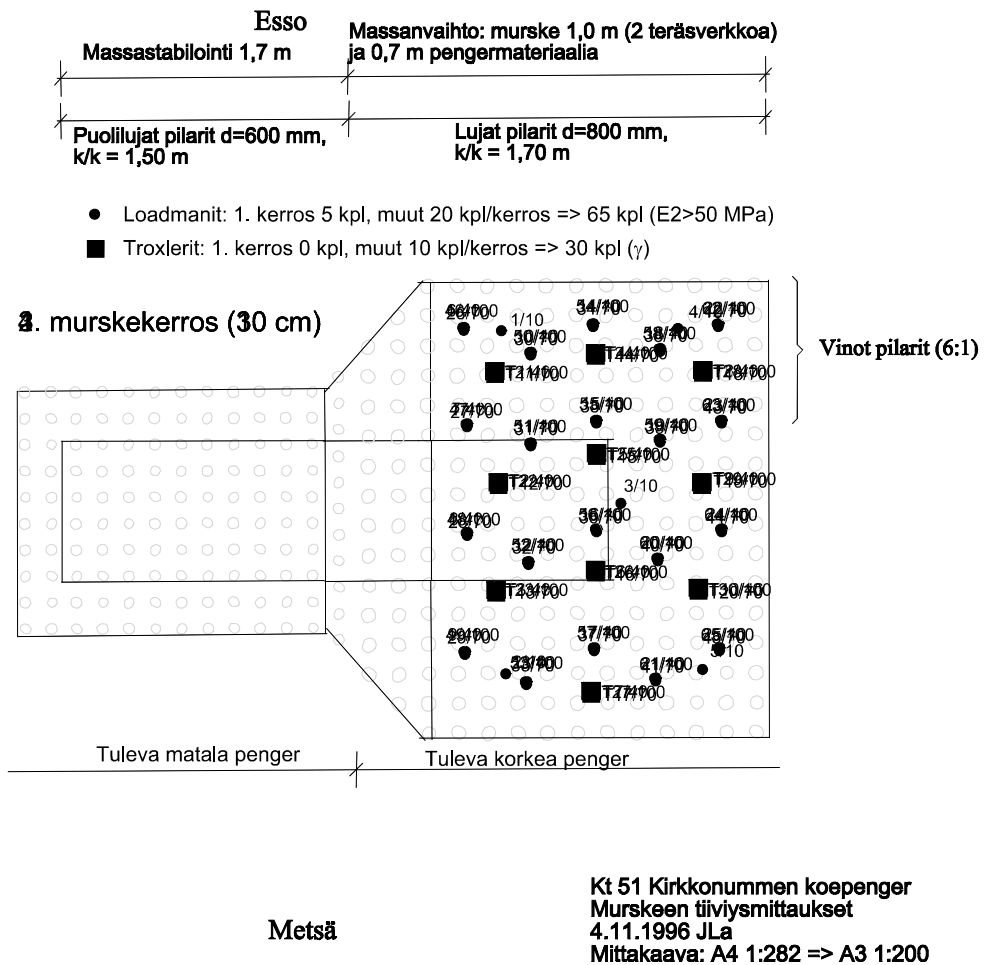
Massanvaihdon yhteydessä asennettiin pääosa koepenkeren instrumenteista instrumentointisuunnitelman mukaisesti, ks. kuva 5.8.

Murskeen tiiviiden laadunvalvontamittaukset

Murskekerrosten tiiviyttä tarkkailtiin Loadman-kantavuudenmittauslaitteella sekä Troxler-mittarilla. Loadmanilla mitattiin E2-moduulia ja Troxlerilla tiiviyttä. Molemmat laitteet mittaavat vain kerroksen pintaosan ominaisuuksia,

mutta näihin laitteisiin päädyttiin, koska ne oli mahdollista kaivantoon kaivata.

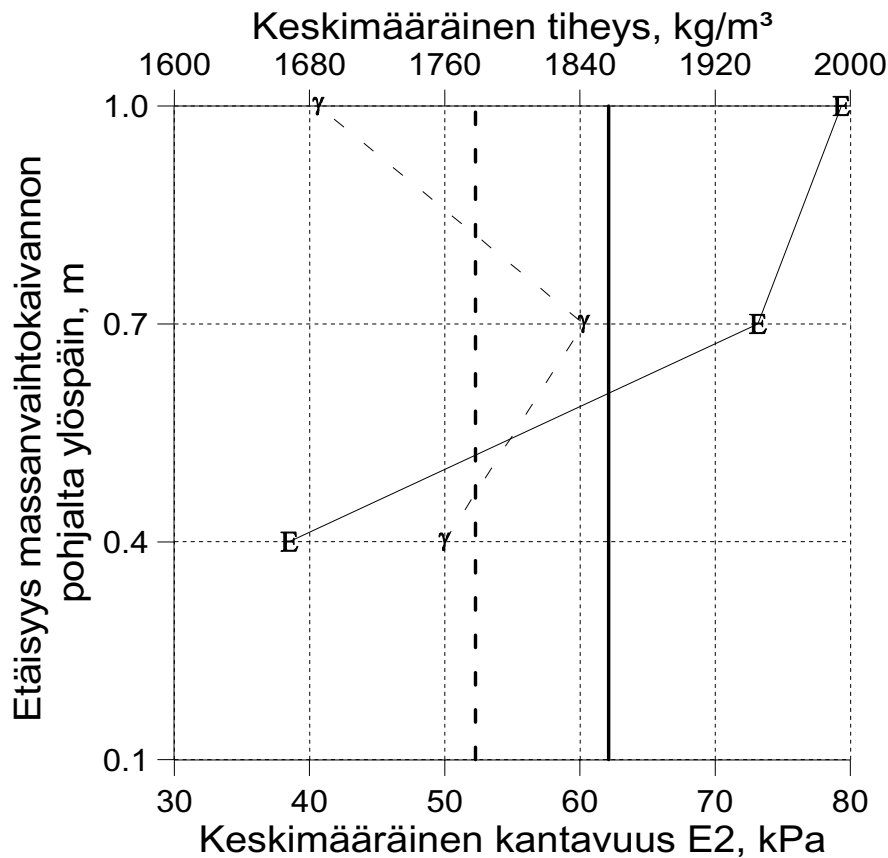
Massanvaihtoalueen Loadman- ja Troxler-mittausten suunnitellut suorituspaikat esitetty kuvassa 5.9. Mittausten toteutuneet lukumäärät ja mittauksissa saadut tulokset taulukossa 5.2 ja graafisesti esitettynä kuvassa 5.10.



Kuva 5.9 Troxler- ja Loadman -laadunvalvontamittausten sijoittuminen massanvaihdon alueella.

Taulukko 5.2 Korkean penkereen massanvaihto. Murskeen kantavuus- ja tiivysmittausten tulokset.

z m	E ₂ , keskiarvo kPa	E ₂ , hajonta kPa	Lukumäärä kpl	Tiheys, keskiarvo kg/m ³	Tiheys, hajonta kg/m ³	Lukumäärä kpl
1.0	79	8	6	1685	270	5
0.7	73	18	12	1842	212	9
0.4	39	20	10	1760	165	6
0.1						
Kaikkiaan	62	17	10	1778	192	6



Kuva 5.10 Troxler- ja Loadman -laadunvalvontamittausten tulokset massan vaihdon alueella. Molempien mittausten keskiarvot on esitetty vastaavilla viivaformaateilla olevilla pystysuorilla viivoilla. Keskimääräinen kantavuus on esitetty ehjällä viivalla.

5.3.3 Laadunvalvontatutkimukset - lujat pilarit

Alun perin lujatkin pilarit piti tutkia kattavasti joka puolelta kenttää, mutta pian havaittiin, että turve- ja liejuvelliin päällä on mahdoton liikkua edes jalakaisin, saati sitten raskaalla monitoimikairalla. Seuraava vaihtoehto oli ajatus tehdä teräspeltilevyistä ja hiekasta "silta" kentän poikki ja kairata "sillan" molemmin puolin pilareita. "Silta" tehtiinkin, ja kaira pystyi sillä liikkumaan, mutta kairaus ei onnistunut, koska kone heilui niin paljon "sillan" päällä eikä ankkurointi ollut mahdollista. Lopulta päädyttiin kairaamaan massastabiloinnin tiivistyspedin päältä lähintä lujaa pilaririviä.

Helsingin kaupungin kairausryhmä teki seitsemän puristin-heijarikairausta ja otti kaksi jatkuvaa näytettä noin syvyydelle 6 m asti. Myös lujissa pilareissa kairaukset tulivat aikaisin ulos, syvimmilläänkin päästiin vain noin syvyydelle 7 m (hiekan pinnasta mitattuna) eli noin 5 m pilarissa.

Lujista pilareista otettujen näytteiden tutkimustulokset on esitetty taulukoituna liitteessä 12/1. Tulokset on esitetty tilavuuspainojen, vesipitoisuuksien ja leikkauslujuuksien osalta myös graafisesti liitteessä 12/4. Näytteistä tehdyt silmämääräiset havainnot on esitetty liitteessä 12/6. Puristuskokeiden tuloksista lujille pilareille lasketut sekanttimoduulit on esitetty liitteessä 12/7.

Kairaustulosten yhteenveto on esitetty liitteessä 12/10 ja yksittäisten suoritettujen kairausten tulokset liitteessä 12/11.

Lujissakin pilareissa puristuskokeet antavat lujuuksia alle tavoitteen (2 kuukauden tavoitelujuus 450 kPa; saavutettu 352 kPa 51 vrk:n iässä), mutta kairausten mukaan tavoite selkeästi ylitetään (ks. liite 12/10). Ilmeisesti näytteenottotekniikka – poraaminen – heikentää näytekappaleita, joten lujienkin pilarien todettiin lujittuneen riittävästi. Moduulin arvo on tyypillisesti 30...50 MPa välillä suhteellisen muodonmuutoksen ollessa 1...2 %.

6 RAKENTEEN KÄYTTÄYTYMINEN RAKENTAMISEN JA SEURANNAN AIKANA

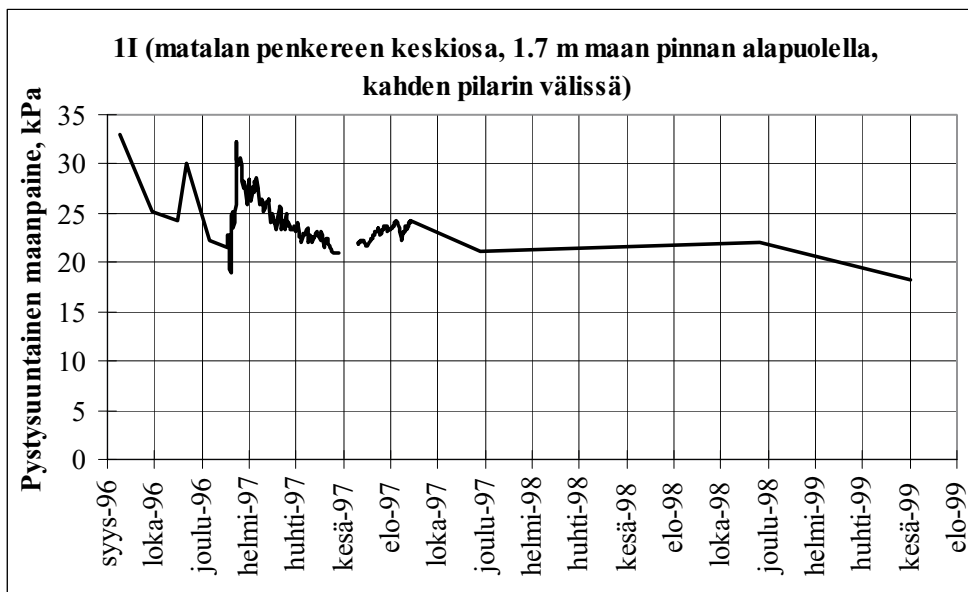
6.1 Massastabiloitu matala pengerr

6.1.1 Maanpaine ja huokospaine

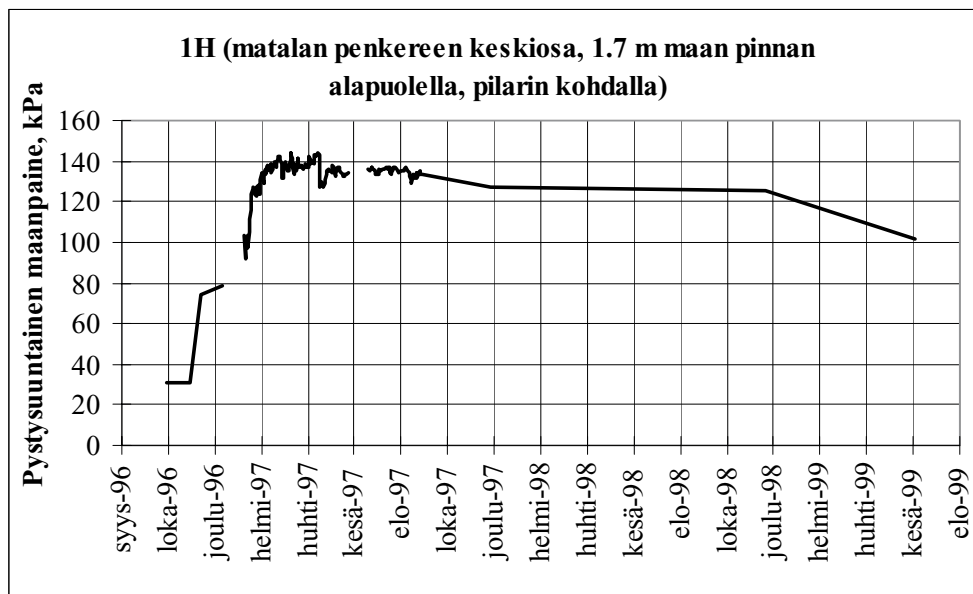
Välittömästi matalan penkereen stabiloinnin jälkeen stabiloinnin päälle tehtiin paksuudeltaan 0.5 metriä oleva tiivistyspeti 14.9.1996. Joulukuussa 1996 pengertä korotettiin vielä noin puolella metrillä. Varsinaisen penkereen rakentaminen aloitettiin 6.2.1997 ja pengerr oli täydessä korkeudessaan 14.2.1997.

Pystysuuntaista maanpainetta mittaavat anturit 1I ja 1H

Matalan penkereen alla kahden pilarin välissä ja pilarin kohdalla olevien pystysuuntaista maanpainetta mittaavien antureiden 1I ja 1H mittaustulokset on esitetty kuvissa 6.1 ja 6.2.



Kuva 6.1 Pystysuuntaista maanpainetta mittaavan anturin 1I tulokset matalan penkereen alla.



Kuva 6.2 Pystysuuntaista maanpainetta mittaavan anturin 1H tulokset matalan penkereen alla.

Matalan penkereen alueella tilanne on hyvinkin samanlainen kuin jäljempänä esitettävillä korkean penkereen reuna-alueella olevilla antureilla 1D ja 1E. Kuormaa ei sinällään ole lisätty matalalla penkereellä tietoisesti, mutta korkean penkereen nostamiseksi tehty ajoluiska on lisännyt kuormaa. Pilarien leikkauslujuustarve on suurimmillaan ollut 140 kPa ($F=2$). Kuvan 6.1 anturissa 1H näkyvä pudotus 15.5.97 johtuu siitä, että matalan penkereen alueelle asti ulottunut korkean penkereen nostossa tarvittu ajoluiska poistettiin juuri tällöin. Pilarit ottavat matalan, suhteellisen jäykkänä toimivan stabiloidun turvelaatan alla kuormia vastaan suhteessa selvästi enemmän kuin korkean penkereen murskemaalaatikon tapauksessa. Pilareiden välissä (anturi 1I) on kuorma pysynyt jotakuinkin vakiona: alkuvaiheen pienentymisen jälkeiset muutokset heinä-elokuussa 1997 lienevät selitettävissä pohjavedenpinnan aseman sekä ilmanpaineen muutoksilla. Savikerros turvelaatan alapuolella on tasapainossa eikä konsolidoidu lisää. Kesäkuun 1999 tulokset saattavat osin olla virheelliset: jännityksen ei tulisi ainakaan periaatteessa laskea molemmissa antureissa.

Vaakasuuntaista maapainetta mittaava anturi 2F

Matalan penkereen alla olevan vaakasuuntaista maanpainetta mittaavan anturin 2F mittaustulokset on esitetty kuvassa 6.3.

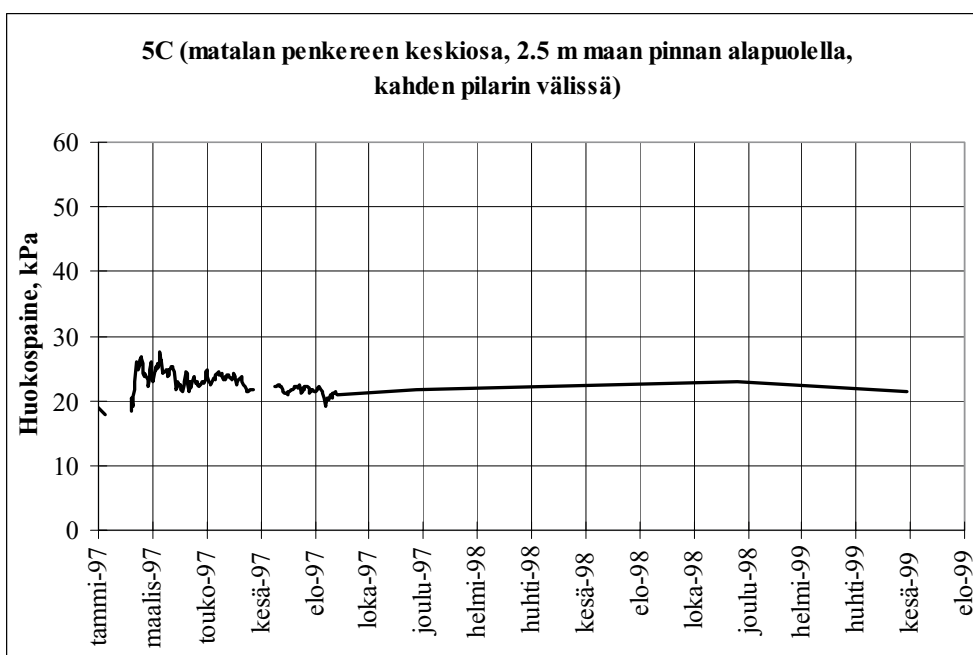


Kuva 6.3 Vaakasuuntaista maapainetta mittaavan anturin 2F tulokset matalan penkereen alla.

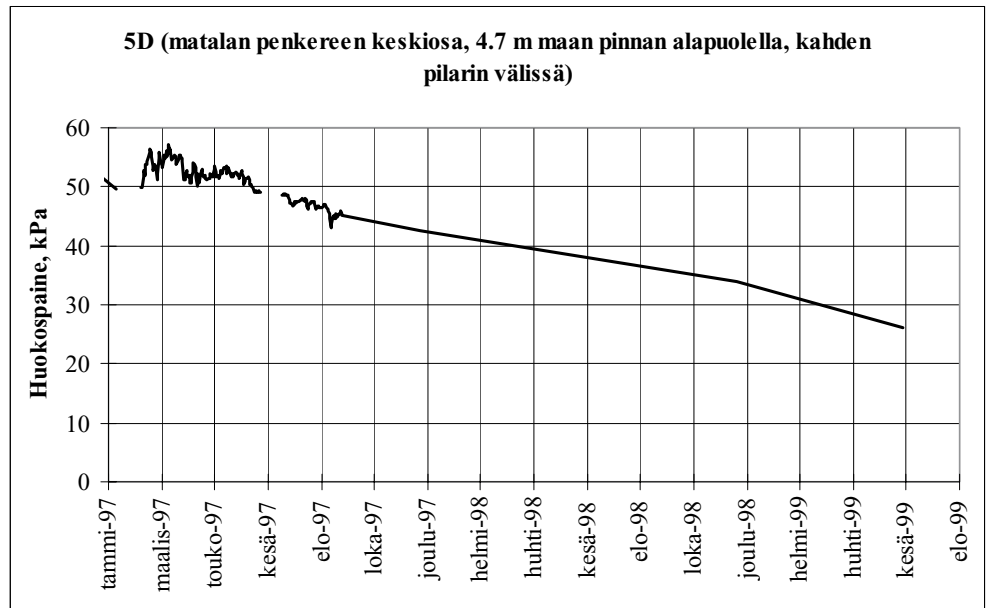
Matalassa penkereessä vaakapaine on kuormituksen nostovaiheen lievän nousutrendin jälkeen tasoittunut, joka vahvistaa antureista 1I ja 1H tehtyä johtopäätöstä: savikerros turvelaatan alapuolella on tasapainossa eikä konsolidoidu lisää. Anturissa 2F 15.5.97 tapahtuvan pudotuksen syy on sama kuin anturissa 1H.

Huokospaineanturit 5C ja 5D

Matalan penkereen alla olevien huokospaineantureiden 5C ja 5D mittaus-tulokset on esitetty kuvissa 6.4 ja 6.5.



Kuva 6.4 Matalan penkereen alla olevan huokospaineanturin 5C mittaus-tulos.



Kuva 6.5 Matalan penkereen alla olevan huokospaineanturin 5D mittaustulos.

Kuvasta 6.5 havaitaan, että huokospaine on siirtynyt kuormaa lisättäessä 0,8 m saven sisällä olevaan anturiin 5C matalassa penkereessä kuten myöhemmin korkean penkereenkin osalta havaitaan varsin selvästi. Noin 20 kPa kuormituslisäykset ovat lisänneet huokospainetta noin tehokkuudella 0,5. Siis kuormaa lisättäessä pilari ottaa osan kuormista välittömästi kantakseen. Se, että huokospaine anturissa ei ole noussut kuormitusta lisättäessä tämän enempää, kertoo siitä, että kuormat on todella pystytty siirtämään pilareille pilarien yläosissa. Stabiilitteiltaan rakenne on ollut kuormitusta nostettaessa ollut suhteellisen hyvin hallinnassa.

Syvemmillä savessa (3,0 m saven sisällä, anturi 5D) kuormituksen lisäykset näkyvät noin puolta pienempänä kuin ylemmässä anturissa, joten tällä syvyydellä kuormitus on siis pääosin jo siirtynyt pilareille. Mittaustulokset kuvastanevat enemmän vallitsevan pohjavedenpinnan tason ja ilmanpaineen muutoksia kuin todella kuormituksen muutosten vaikutuksia, koska myös korkean penkereen alla syvemmillä olevan huokospaineanturin käyrä on lähes saman muotoinen. Anturi 5D on todennäköisesti lakannut toimimasta kesäkuun 1997 jälkeen.

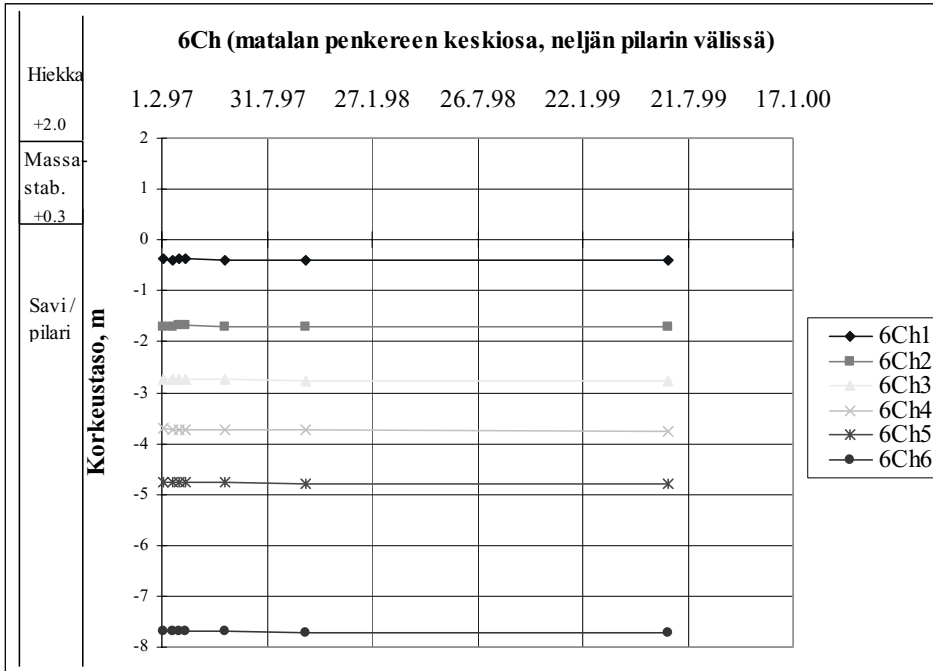
6.1.2 Tiivistyminen ja painuminen radiometrinen mittausten ja siirtymälevyjen perusteella

Radiometriset mittaukset

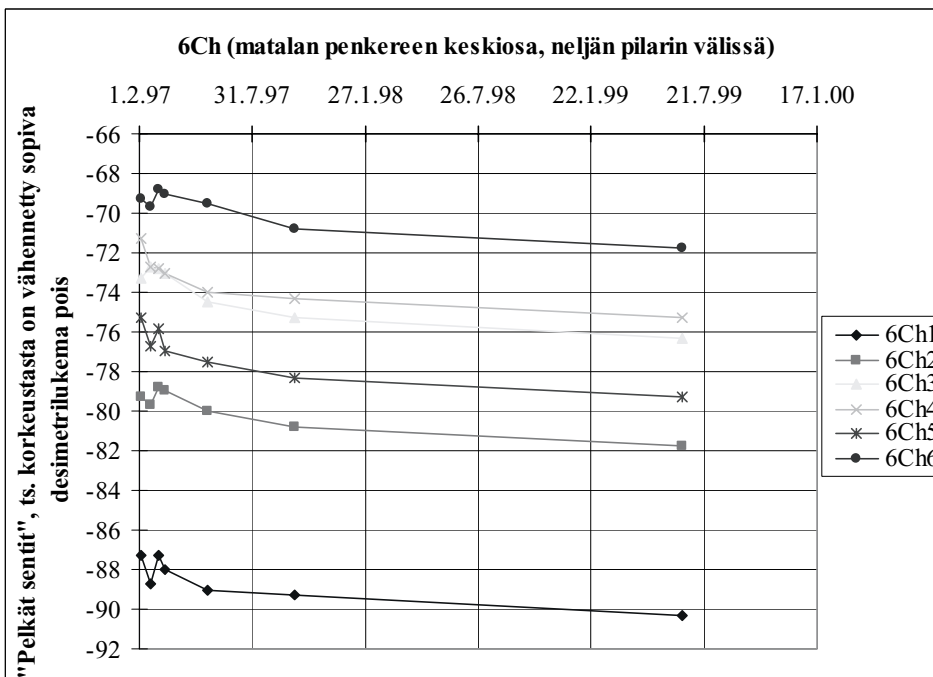
Matalassa penkereessä suoritettujen radiometrinen mittausten tulokset on käsitelty jäljempänä yhdessä korkean penkereen radiometrinen tulosten kanssa.

Hämähäkkimittari 6Ch

Hämähäkkimittarin 6Ch tulokset on esitetty kuvissa 6.6 ja 6.7. Matalan penkereen alueella hämähäkkimittareilla (6Ch) saadut siirtymät ovat hyvin pienet, enimmilläänkin n. 5 cm luokkaa.



Kuva 6.6 Matalassa penkereessä olevien hämähäkkimittarien mittaustulokset tasoina.



Kuva 6.7 Matalassa penkereessä olevien hämähäkkimittarien mittaustulokset painumiksi muutettuna.

Kuvien 6.6 ja 6.7 perusteella rakenteen alapuoliset maakerrokset eivät koonpuristu, vaan rakenne siirtyy vähäisessä määrin yhtenä 'siltalaattana' pilareita ympäröivine maakerroksineen. Pilarit siis painuvat alapäistään tukeutumislustaansa.

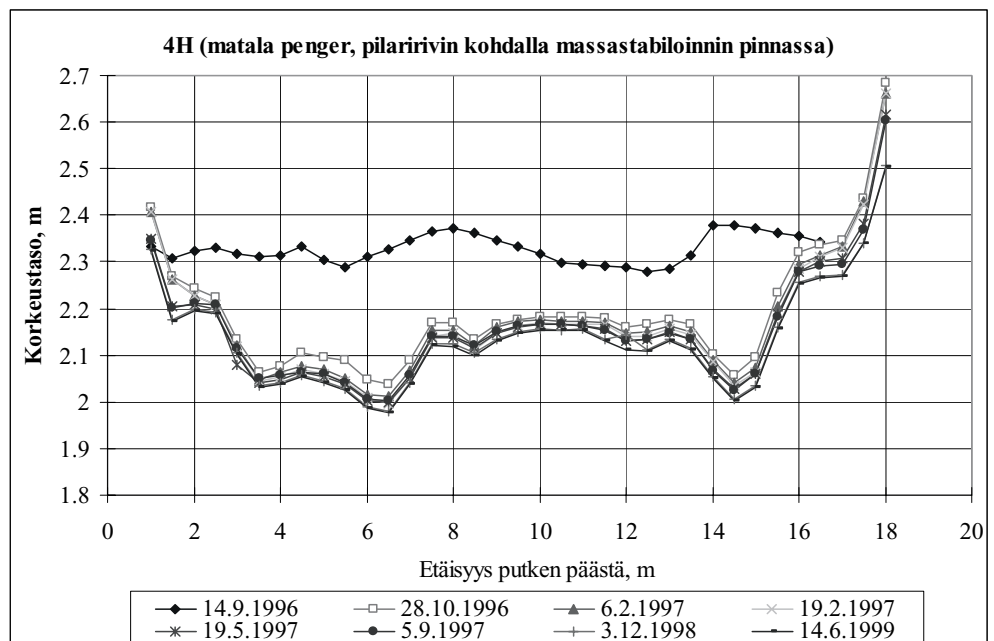
6.1.3 Vaakasiirtymät

Matalassa penkereessä suoritettujen inklinometrimitausten tulokset on käsitelty jäljempänä yhdessä korkean penkereen inklinometrien tulosten kanssa.

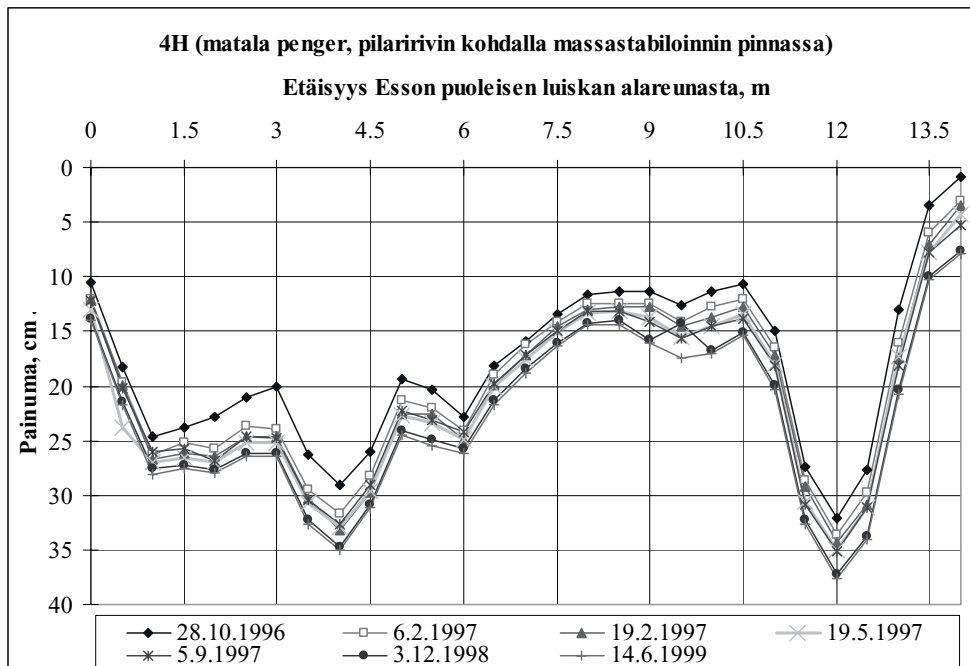
6.1.4 Painuminen letkupainumamittausten perusteella

Painumaletku 4H

Matalassa penkereessä olevan painumaletkun 4H mittaustulokset on esitetty kuvissa 6.8 ja 6.9. Painumaletku sijaitsee pilarivivin kohdalla massastabiloinnin pinnassa. Kuva 6.8 on esitetty painumaletkun todellinen muoto siten, että pystyakselina on absoluuttinen korkeustaso ja kuvassa 6.9 on esitetty tapahtunut painuma eli mittaustuloksesta on vähennetty asennuksen yhteydessä mitattu nollalukema pois. Pystysuuntaiset viivat on sijoitettu pilarien keskikohdille: puolilujien pilarien väli on matalan penkereen alueella 1,5 m ja pilarin halkaisija 0,6 m.



Kuva 6.8 Matalan penkereen painumaletkun 4H mittaustulokset tasoina.



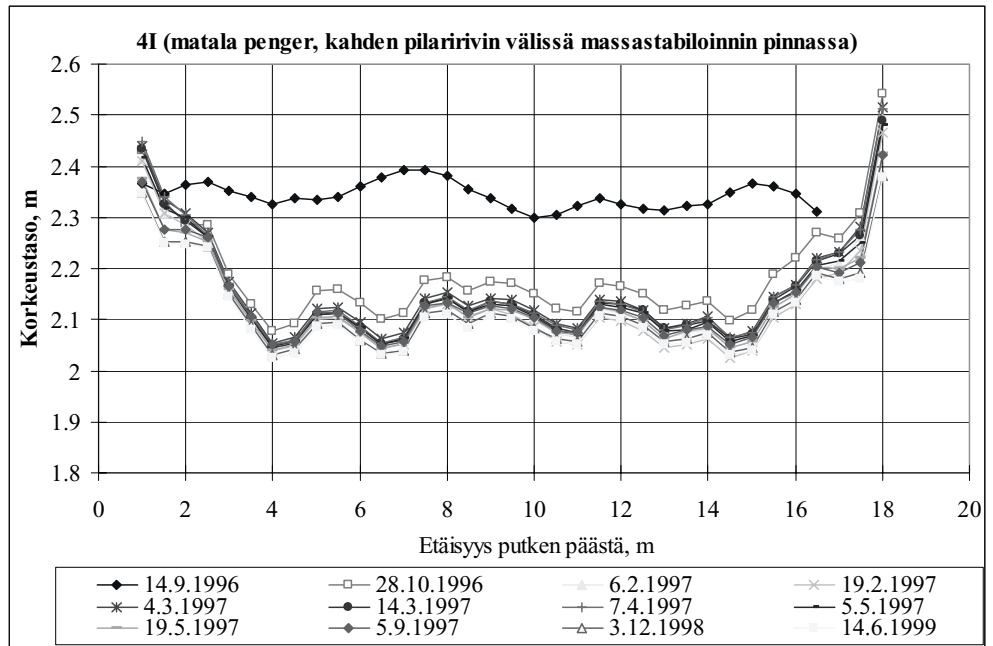
Kuva 6.9 Matalan penkereen painumaletkun 4H mittaustulokset painumiksi laskettuina.

Painumat ovat pääosin tapahtuneet rakentamisaikana. Paksuudeltaan 0.5 metriä oleva tiivistyspeti tehtiin 14.9.1996. Varsinaisen penkereen rakentaminen aloitettiin 31.1.1997 ja pengeri oli täydessä korkeudessaan 14.2.1997. Tämän jälkeen painumat ovat olleet hyvinkin pieniä, enimmillään 3 senttimetrin luokkaa. Kahden viimeisen mittauksen välillä painumaa on tapahtunut lähes ainoastaan välillä 5...6 metriä, ja sekin enintään noin senttimetrin luokkaa. Laatta toimii laattana siis yhtenäisenä laattana.

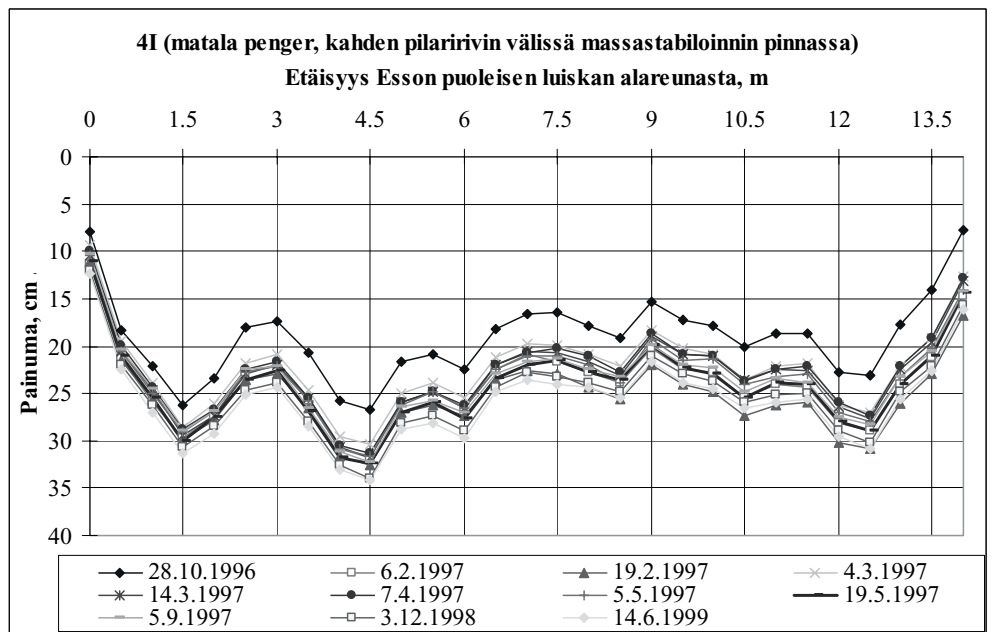
Painumaletku 4I

Matalan penkereen painumaletkun 4I mittaustulokset on esitetty kuvissa 6.10...6.12. Tämä painumaletku sijaitsee kahden pilarivälin välissä massastabiloinnin pinnassa. Kuvassa 6.10 on taas esitetty painumaletkun todellinen muoto, kuvassa 6.11 letkun asennusvaiheesta mitattu painuma ja kuvassa 6.12 osassa varsinaisen pengerkuormituksen (lisätty pengerkorkeus 1.5 m) asentamisen jälkeen tapahtunut painuminen.

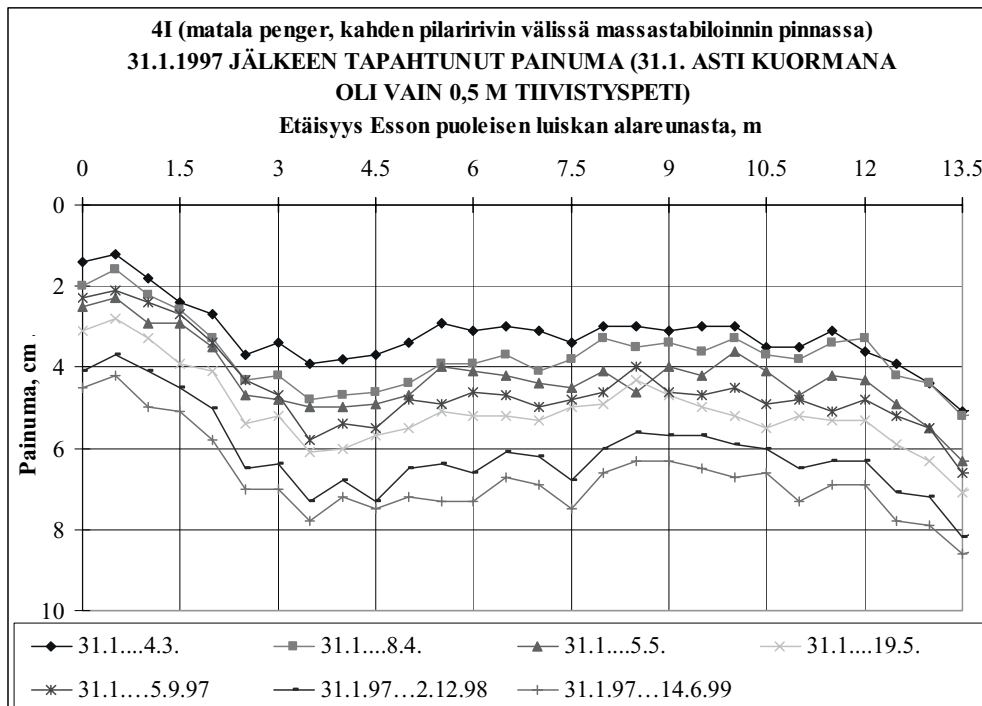
Myös pilarien välissä olevan painumaletkun tuloksista on havaittavissa, että pääosa painumista on tapahtunut hyvin nopeasti, n. 70 % toukokuun 1997 puoleenväliin mennessä. Korkean penkereen rakentamisen työmaaliikenteestä aiheutuvia vaurioita ei ole nähtävissä. Kahden viimeisen mittauksen välillä oleva painumaero on suurin piirtein samaa suuruusluokkaa kuin pilarien päällä olevassa painumaletkussakin on suurimmillaan havaittu, mutta painumaa on tapahtunut koko alueella.



Kuva 6.10 Matalan penkereen painumaletkun 4I mittaustulokset tasoina.



Kuva 6.11 Matalan penkereen painumaletkun 4I mittaustulokset painumana.



Kuva 6.12 Matalan penkereen painumaletkun 4I mittaustulokset penkereen päälleajon jälkeen.

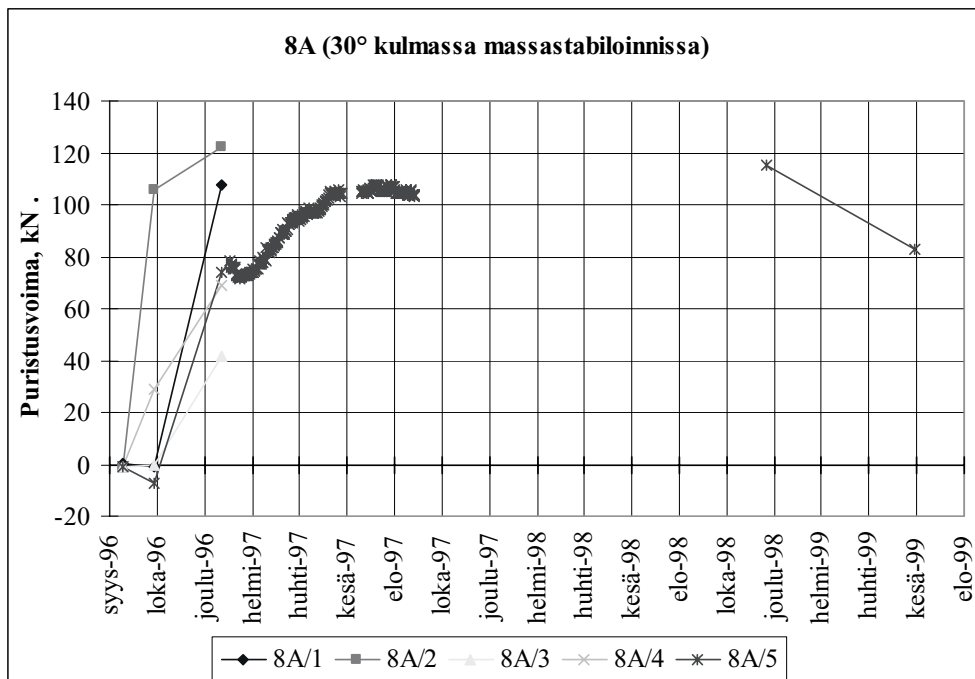
Stabiloidun laatan painuma 31.1.1997 ja 14.6.1999 välisenä aikana oli vajaa 8 cm, kun maakerros laatan alapuolisten pilarien välillä samalla aikavälillä siirtyi 3...4 cm hämähäkkimittareiden perusteella. Tämän perusteella stabiloidun laatan alapuolinen savikerros olisi konsolidoitunut lähinnä välittömästi laatan alta.

6.1.5 Muut havainnot

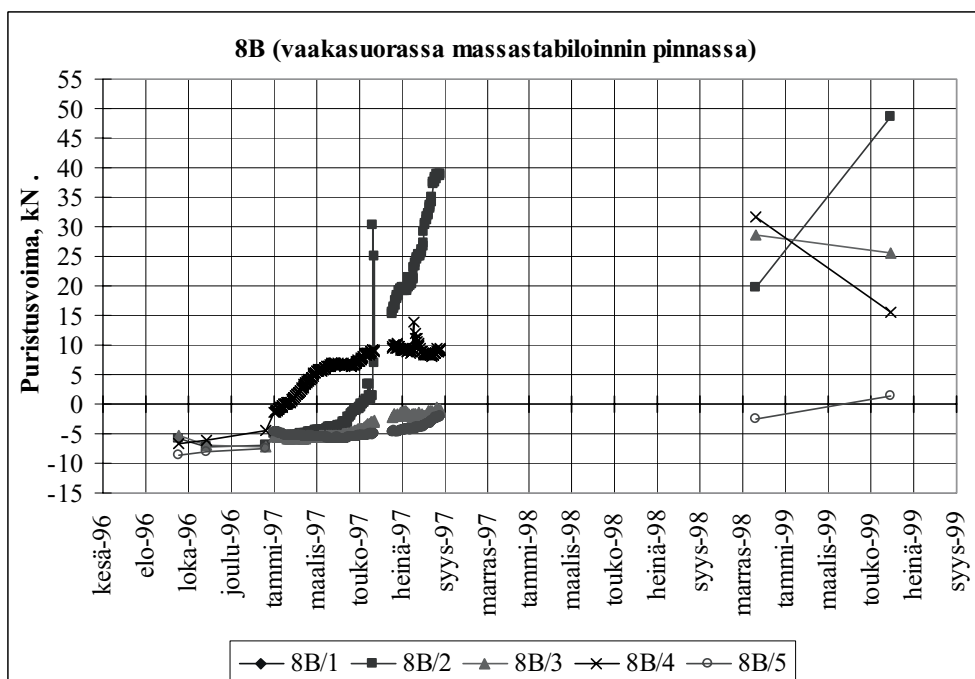
Matalan penkereen käyttäytymistä seurattiin tai oli tarkoitus seurata edellä esitettyjen anturien ja instrumenttien ohella muun muassa massastabilointiin asennetuilla venymäliuskoilla varustetuilla alumiinilistoilla ja pilareihin painetuilla venymäliuskoilla varustetuilla alumiinilistoilla. Myös korkean penkereen pilariin asennettiin venymäliuskoilla varustettu lista.

Kuvissa 6.13 ja 6.14 on esitetty massastabiloinnissa oleviin listoihin 8A ja 8B kohdistuvia voimia, joiden avulla oli tarkoitus analysoida massastabiloinnin toimimista laattamaisena – toimiiko laattana vai ei. Mittausmenetelmä ei toimi kuin muutamien venymäliuskojen osalta - jos niidenkään.

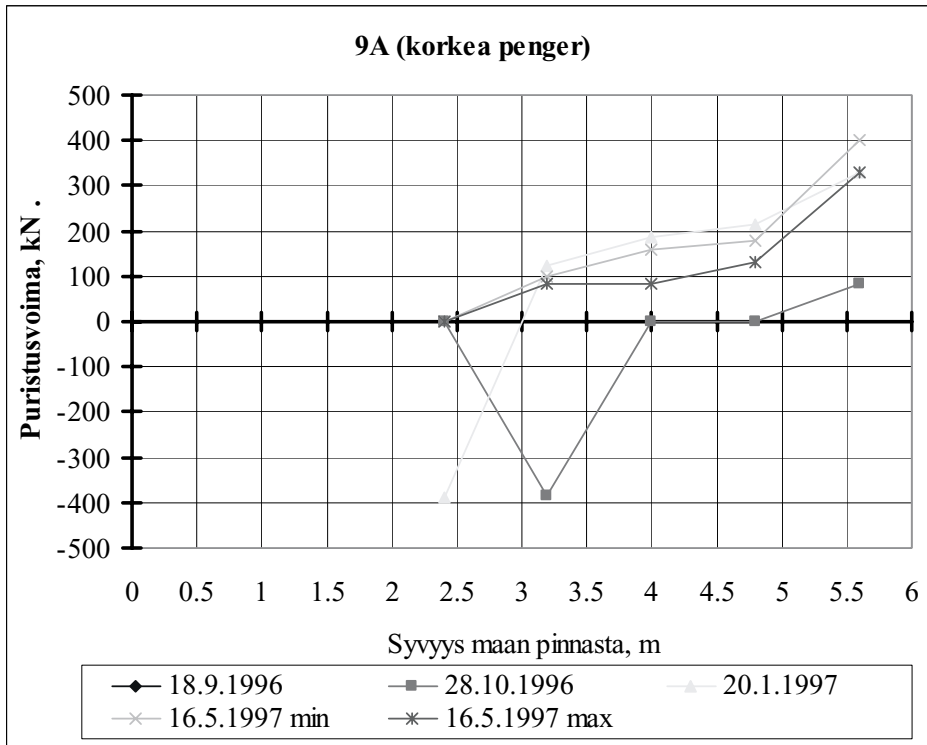
Pilareihin painetuista venymäliuskoilla varustetut alumiinilistoista 9A (korkeassa penkereessä) ja 9B laskettuja voimia on puolestaan esitetty kuvissa 6.15 ja 6.16. Näillä instrumenteilla oli tarkoituksena selvittää pilarin eri syvyystasojille kohdistuvia kuormia. Joka tapauksessa joitakin ko. kuvien havainnoista joudutaan hylkäämään.



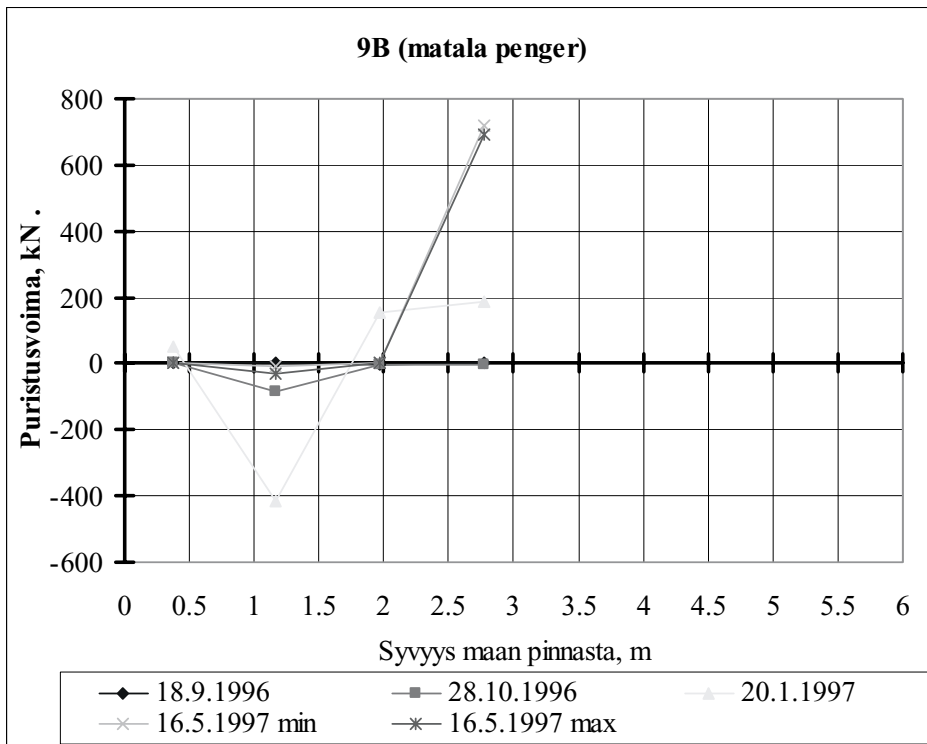
Kuva 6.13 Massastabiloinnissa vinoon asennettuun venymäliuskoilla varustettuun alumiinilistaan kohdistuvat voimat.



Kuva 6.14 Massastabiloinnissa vaakasuorassa olevaan venymäliuskoilla varustettuun alumiinilistaan kohdistuvat voimat.



Kuva 6.15 Korkean penkereen pilarissa olevaan venymäliuskoilla varustettuun alumiinilistaan kohdistuvat voimat.



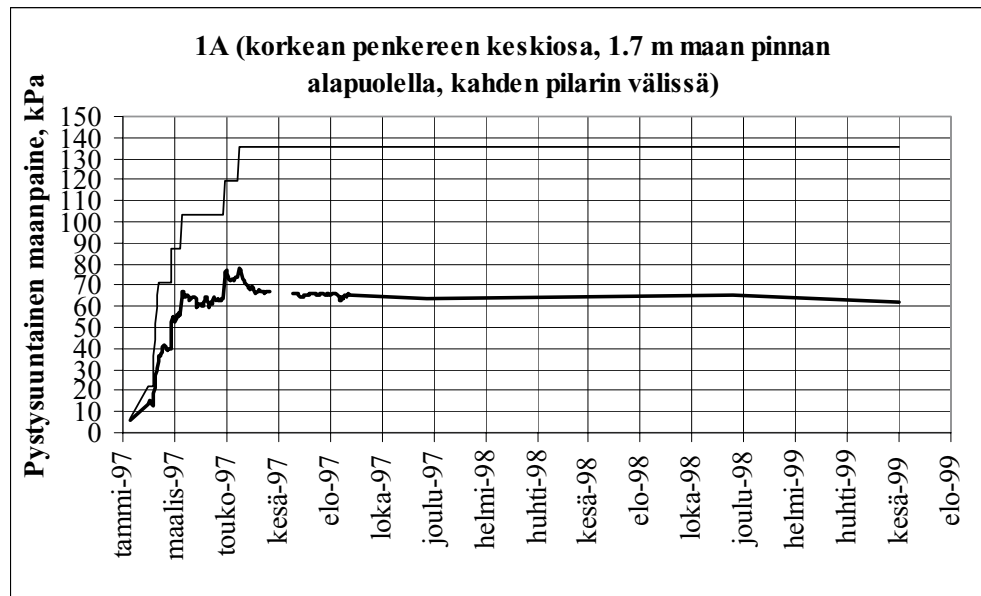
Kuva 6.16 Matalan penkereen pilarissa olevaan venymäliuskoilla varustettuun alumiinilistaan kohdistuvat voimat.

6.2 Syvästabiloitu korkea pengerr

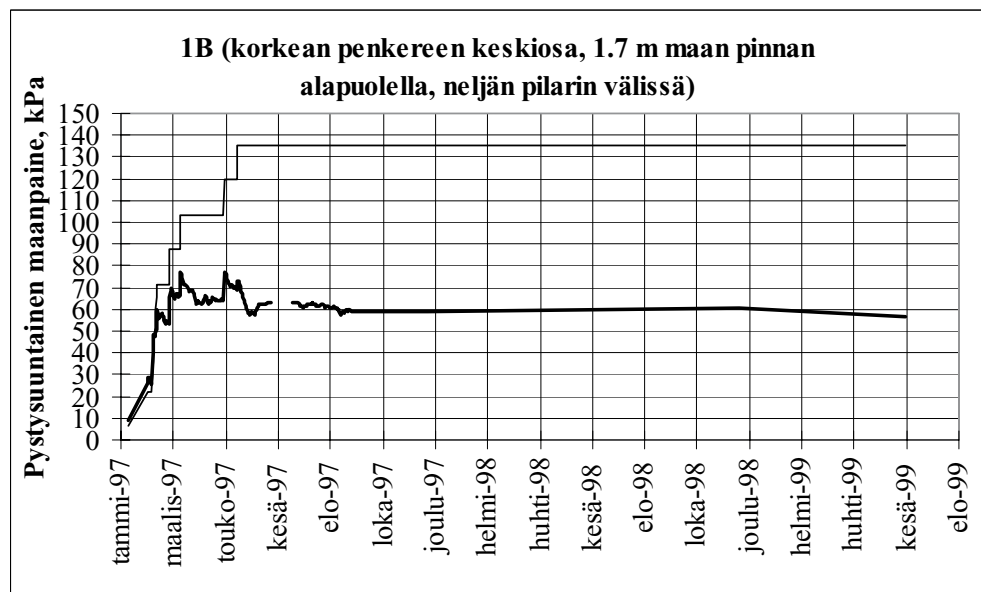
6.2.1 Maanpaine ja huokospaine

Pystysuuntainen maanpaine penkereen keskialueella, anturit 1A...1C

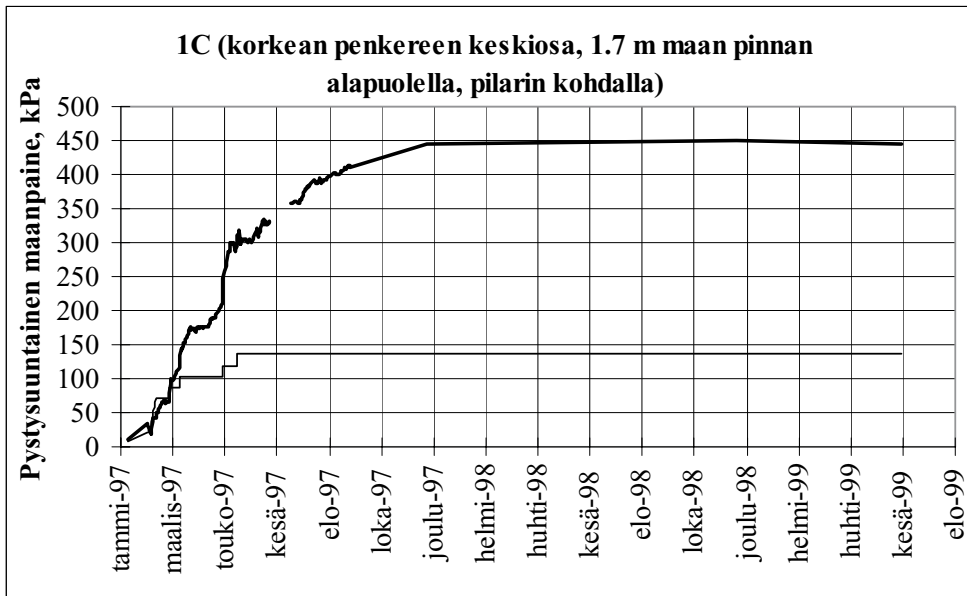
Korkean penkereen keskellä pystysuuntaista maanpainetta mittaavien anturien 1A...1C mittaustulokset on esitetty kuvissa 6.17...6.19. Kuvassa 6.20 samat mittaustulokset on esitetty suhteellisina.



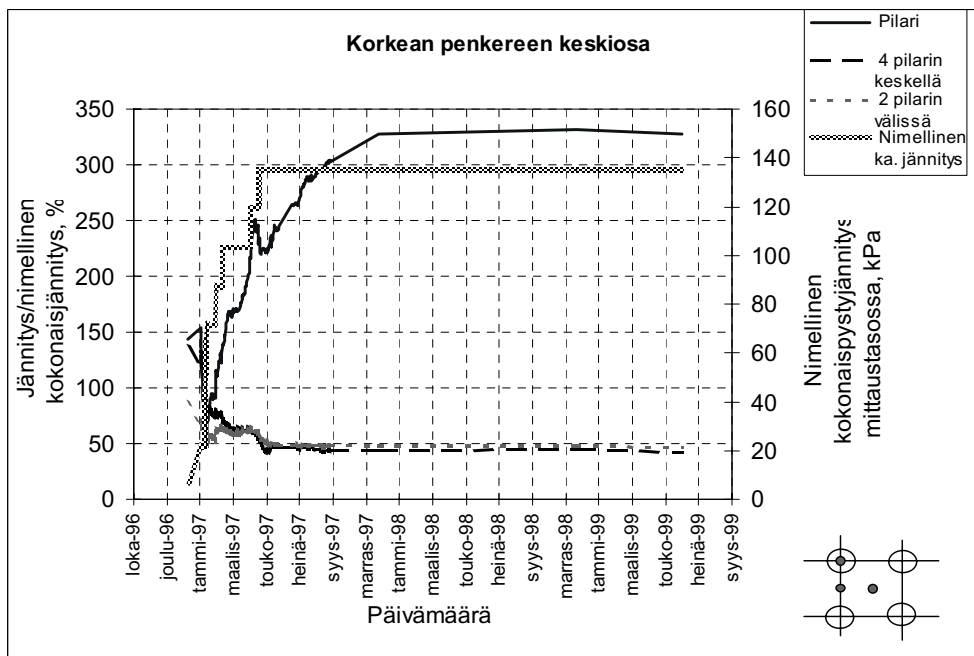
Kuva 6.17 Pystysuuntaista maanpainetta mittaava anturi 1A korkean penkereen alla. Ohuella viivalla on esitetty nimellisen kokonaisjännityksen kasvu.



Kuva 6.18 Pystysuuntaista maanpainetta mittaava anturi 1B korkean penkereen alla. Ohuella viivalla on esitetty nimellisen kokonaisjännityksen kasvu.



Kuva 6.19 Pystysuuntaista maanpainetta mittaava anturi 1C korkean penkereen alla, pilarin yläpäässä. Ohuella viivalla on esitetty nimellisen kokonaisjännityksen kasvu.



Kuva 6.20 Suhteellisen jännityksen kehittyminen maapohjassa ja pilarissa.

Kuvista voidaan havaita, että murskekerroksen alapinnassa, luonnonmaan ja rakenteen liittymäkorkeudella pystysuuntainen maanpaine on aikoinaan nopeasti reagoinut kuorman lisäykseen. Kuorman kasvu on ollut varsin sa-

mansuuruista ja yhtäläistä niin kahden pilarin keskellä kuin neljänkin pilarin keskellä. Metrin maakerroksen kohottaminen (jännityslisäys 15...17 kPa) on aikaansaanut noin 10 kPa kokonaispaineen kasvun. Kuorman nousun jälkeen kokonaismaanpainetta pienentää huokospaineen purkautuminen, joka neljän pilarin keskellä on ollut merkittävämpää kuin kahden pilarin kohdalla. Paineen lasku saven yläpinnassa (kuvat jäljempänä) ei kuitenkaan ole niin merkittävää, että kuorman olisi voinut sanoa siirtyvän jäykille pilareille nopeasti. Pilari (anturi 1C) on ottanut kuormitusta nostettaessa kuitenkin jatkuvasti lisää kuormaa, myös kuormitusportaiden välilläkin. Pilariin siirtyvä kuormitus on vakioitunut vasta yli 6 kk kuluessa viimeisestä kuorman lisäyksestä.

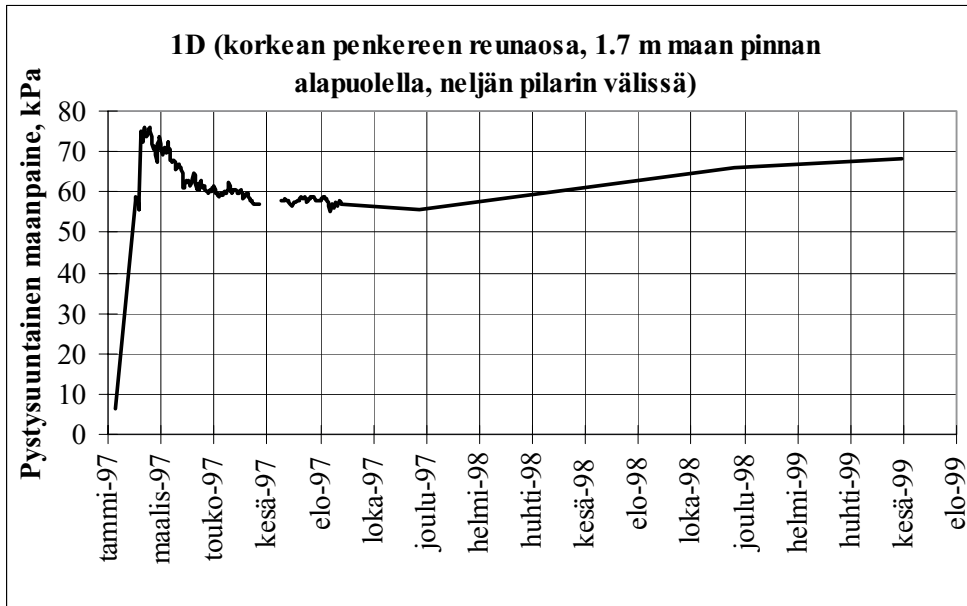
Pystysuuntainen jännitys pilarissa kuormitusta nostettaessa kohosi suurimmillaan hieman yli 300 kPa:iin. Tämän jälkeen, kuormituksen vakioitilassa, jännitykset ovat edelleen keskittyneet pilarille konsolidoitumisen edistyessä savessa. Joulukuun 1997 lopussa pilarin yläpäässä pystyjännitykset ovat jo tasolla 450 kPa, mikä edellyttää pilarilta jo kohtuullista leikkauslujuutta (>450 kPa, jos sovelletaan varmuuskerrointa $F=2$). Pilareiden välillä oleva maa ottaa vastaan edelleen vajaan 50% kokonaisnimellisjännityksestä eli n. 60 kPa. Kokonaispaine on pysynyt samana maan suhteellisen vastaanotto-osuuden hiljalleen pienentyessä. Holvausmurskekerros on edelleen kestänyt ja kerää kuormaa toivotun mukaisesti.

Maanpaineissa näkyvä pienimuotoinen vaihtelu johtunee merkittävässä määrin ilmanpaineen muutoksista. Sama selitys pätee myös huokospaineisiin (5A...5D). Näissä kuvissa ilmanpainetta ei ole poistettu.

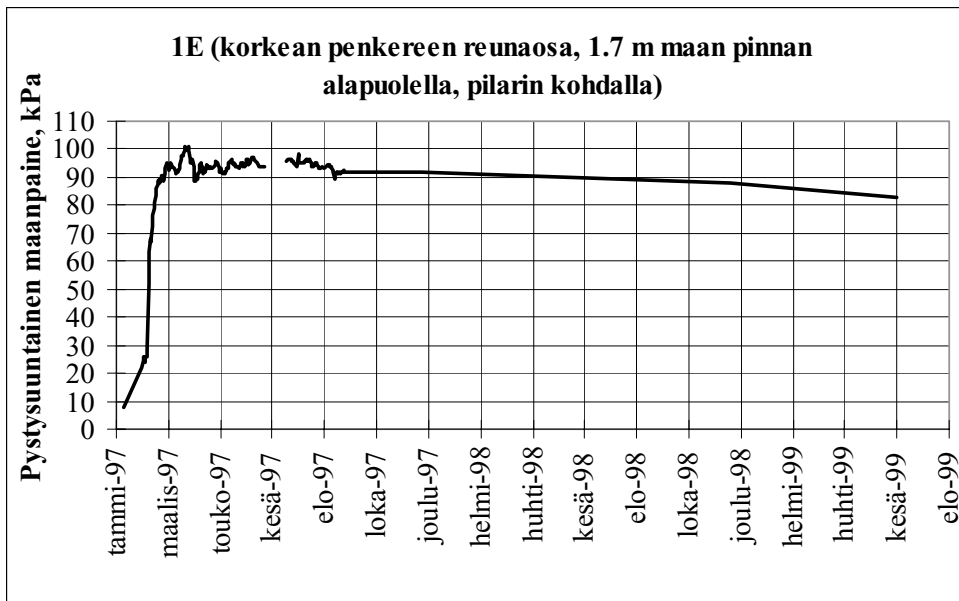
Edellä olevista kuvista voidaan havaita, että joulukuun 1997 jännityksissä ei myöskään ole tapahtunut enää juurikaan muutoksia. Kuormien siirtyminen pilareille kesti siten n. 7 kuukautta, kun pengeri oli täydessä korkeudessaan 15.5.1997.

Pystysuuntainen maanpaine penkereen reuna-alueella, anturit 1D...1E

Korkean penkereen reunaosan alla pystysuuntaista maanpainetta mittaavien anturien 1D...1E mittaustulokset on esitetty kuvissa 6.21 ja 6.22.



Kuva 6.21 Pystysuuntaista maanpainetta mittaava anturi 1D korkean penkereen reunaosan alla.



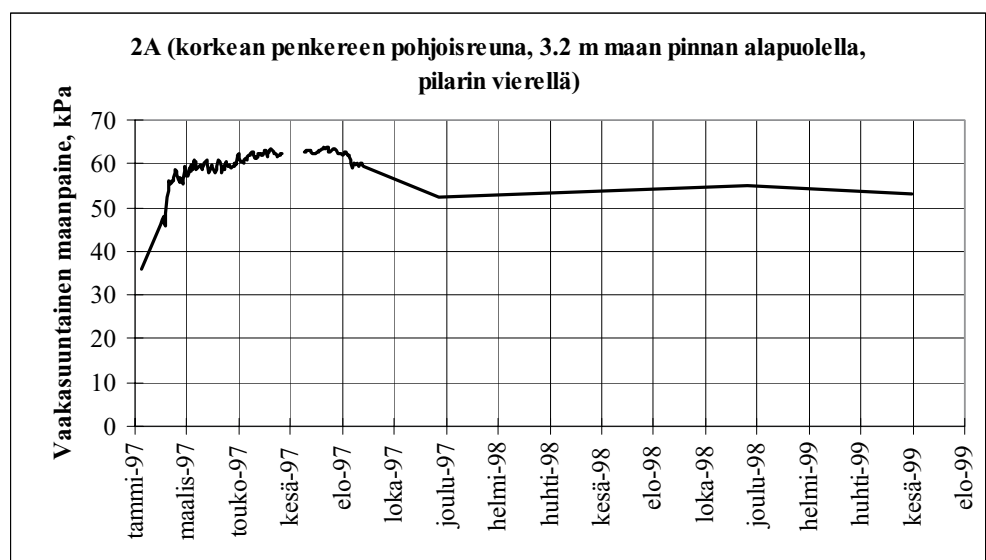
Kuva 6.22 Pystysuuntaista maanpainetta mittaava anturi 1E korkean penkereen reunaosan alla.

Reunaosalla kuorma ei juurikaan ole kasvanut alun kuormituspenkereen rakentamisen jälkeen. Osittain tämä johtuu lisäkuorman sijoittumisesta penkereen keskiosille. Pilarin kuorma on aluksi pysynyt kutakuinkin vakiona ja pilarien välistä se on pienentynyt kuormitusta lisättäessä. Pienentyminen on hiljakseltaan jatkunut sen jälkeen, kun pengerkuormitus on saavuttanut maksiminsa joulukuuhun 1997 saakka. Kuorman häviämättömyyden perusteella voidaan olettaa, että ao. pilarista (anturi 1E) saatavaa tietoa ei

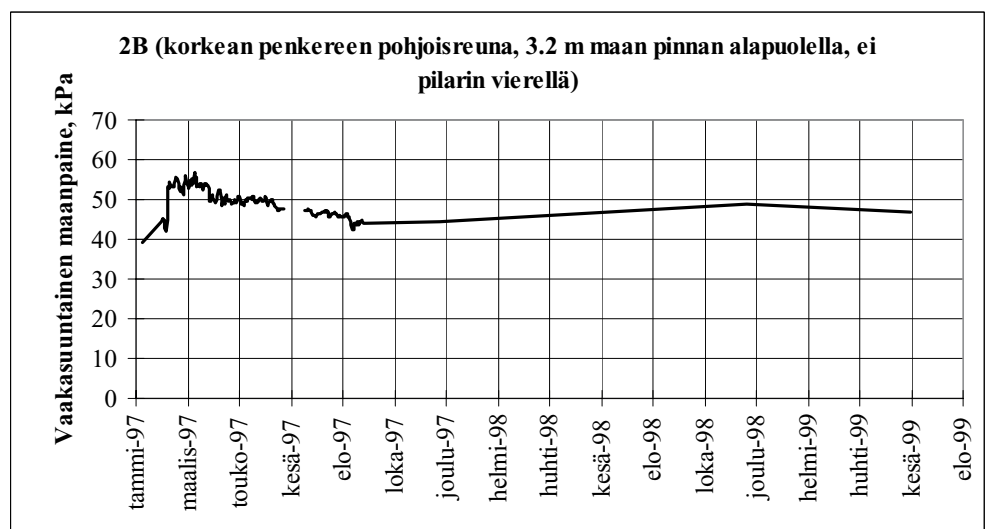
välttämättä voida yleistää – jos kuorma pienenee pilarien välistä sen täytyy siirtyä pilarille. Tietenkin myös anturin 1D informaatio voi olla harhaanjohtavaa. Todennäköinen johtopäätös kuitenkin on se, että anturin 1E alla oleva pilari ei käyttäydy samalla tavoin kuin viereiset pilarit. Joulukuun 1997 jälkeen pilarin osuus kuormasta on edelleen lievästi pienentynyt, sen sijaan maapohjan osuus näyttäisi vastaavasti nousseen.

Vaakasuuntainen maanpaine, anturit 2A...2F

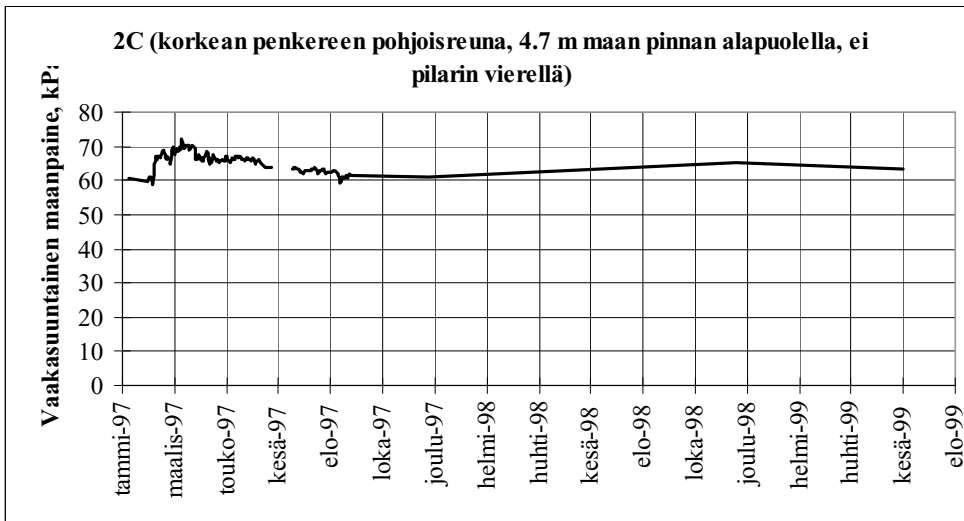
Korkean penkereen alla vaakasuuntaista maanpainetta mittaavien antureiden 2A...2E mittaustulokset on esitetty kuvissa 6.23...6.27.



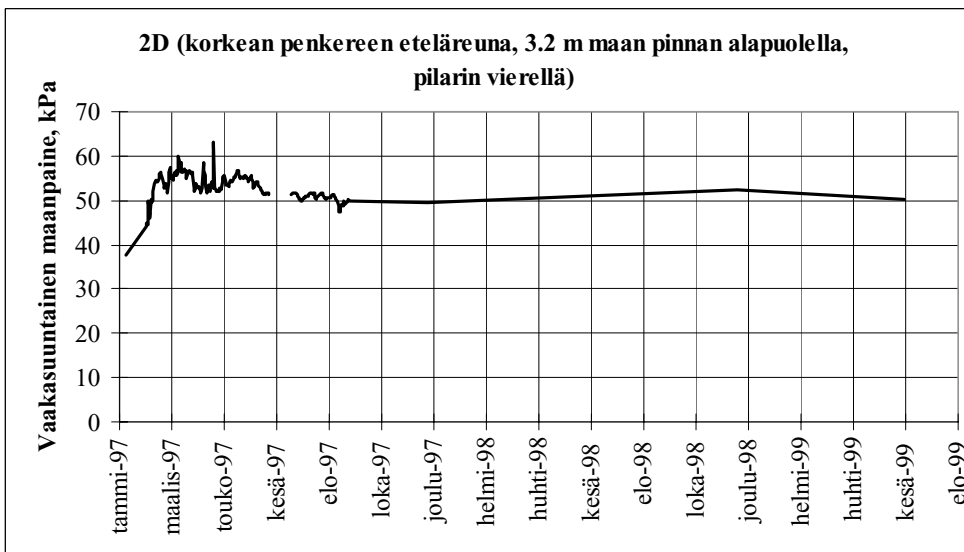
Kuva 6.23 Vaakasuuntaista maapainetta mittaava anturi 2A korkean penkereen alla.



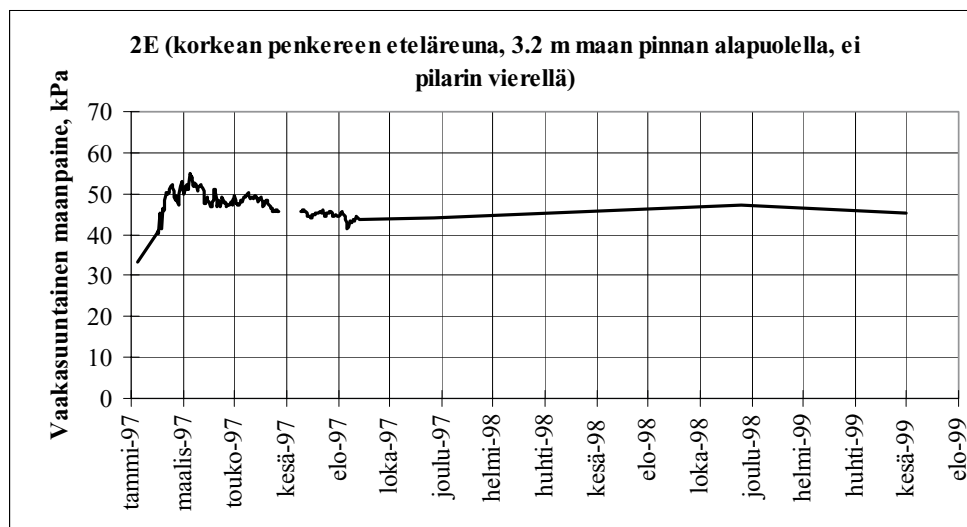
Kuva 6.24 Vaakasuuntaista maapainetta mittaava anturi 2B korkean penkereen alla.



Kuva 6.25 Vaaka-suuntaista maapainetta mittaava anturi 2C korkean penkereen alla.



Kuva 6.26 Vaaka-suuntaista maapainetta mittaava anturi 2D korkean penkereen reunalla.



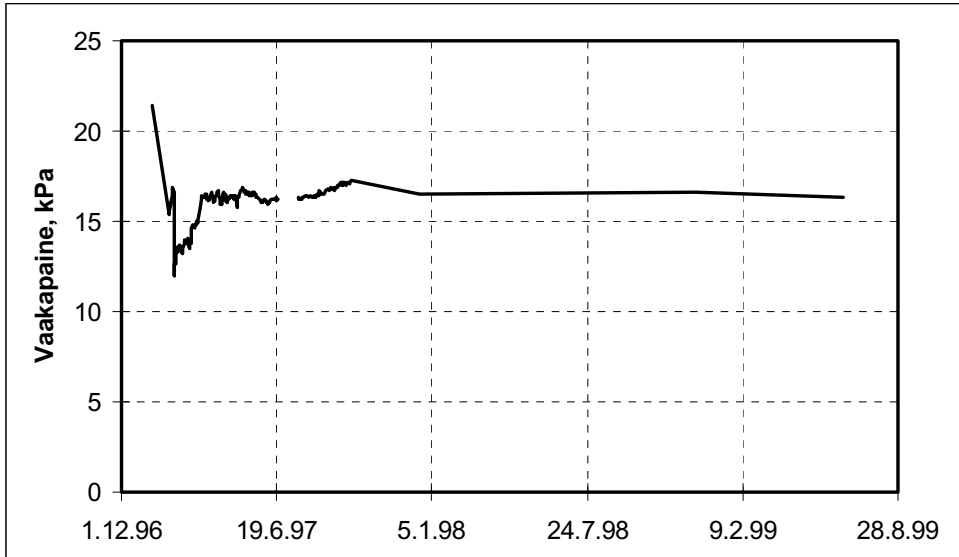
Kuva 6.27 Vaakasuuntaista maapainetta mittaava anturi 2E korkean penkereen reunalla.

Mittausten tavoitteena on ollut katsoa kertykö pilareille vaakakuormia (paine suurempi pilarin vierellä kuin pilarien välissä "vapaassa" maassa). Pohjoisreunan pilarit on tehty kaltevuuteen 6:1 ja eteläreunan pilarit pystysuuntaisiksi. Reunaosalla pilareihin ei juurikaan kerry vaakakuormia, mikä stabiiliteetin kannalta on ollut hyvä asia. Vaakapaineet pilarien vierellä eivät juurikaan ole seuranneet kuormien nostoa, mutta eivät laske kuten pilarien välissä lievästi näyttäisi tapahtuvan: holvauskerros toimii. Rakenteen mitoitussellinen lähtökohta oli maalaatikko-teräsverkko -rakenteella ehkäistä ilman raudoitusta pilareihin kohdistuvan vaakakuormituksen syntyminen sekä samalla ehkäistä pengermassojen painuminen pilarien väliin ja sitä kautta vaakasuuntaisen kuormituksen syntyminen pilareille. Rakenne näyttäisi havaintojen perusteella toimivan odotetulla tavalla.

Pohjoisreunan vinoon pilareihin vaakakuorma näyttäisi kertyvän enemmän kuin eteläpuolen pystypilareihin. Tämä "järjen vastainen" käyttäytyminen johtunee siitä, että lähellä pohjoisreunaa 4. - 6. pilaririvin kohdalla on painumissa epäjatkuvuuskohta (ks. painumaletku 4A:n tulokset jäljempänä), mikä puuttuu eteläreunan puolelta. Pohjoisreunan pilariin kohdistuva kuorma (anturi 2A) on ensiksi asteittain lisääntynyt kuormien lisäämisen jälkeen, mutta viimeisen havainnon mukaan konsolidoituminen olisi kyennyt jo tasaamaan paineita lähemmäksi "lopulliseksi" jäävää tasoa eli lähelle pilarien välistä (anturi 2B:n arvoa). Joustavaa holviratkaisua mitoitettaessa tulisi tämänkaltainen paikallinenkin ylisuuri joustavuus kuitenkin huomioidaan pilarien vaakakapasiteettia suunniteltaessa. Mikäli useampi vierekkäinen pilari holvin alla ei toimi - esimerkiksi maan pintaosissa olisi paikallisesti jotakin sideaineen hydrataatiota ehkäisevää ainetta - riskinä on progressiivisen sortuman käynnistyminen.

Pohjoisreunan pilarien välisen vaakapaineen erotus tasoilla 4.7 m maanpinnan alapuolella ja 3.2 m maanpinnan alapuolella on esitetty kuvassa 6.28. Kuvassa näkyy, kuinka jännitys alussa mobilisoituu yläosan maakerrokseen tasoittuakseen jo kuormituslisäysvaiheessa. Koska mittausanturien korkeusero on 1.5 m ja maan tilavuuspaino kyseisellä syvyydellä on 18 kN/m^3 , on

kuvan perusteella likimain arvioitavissa vaakasuoraksi maanpainekertoimeksi $K_0 = 0.6$.

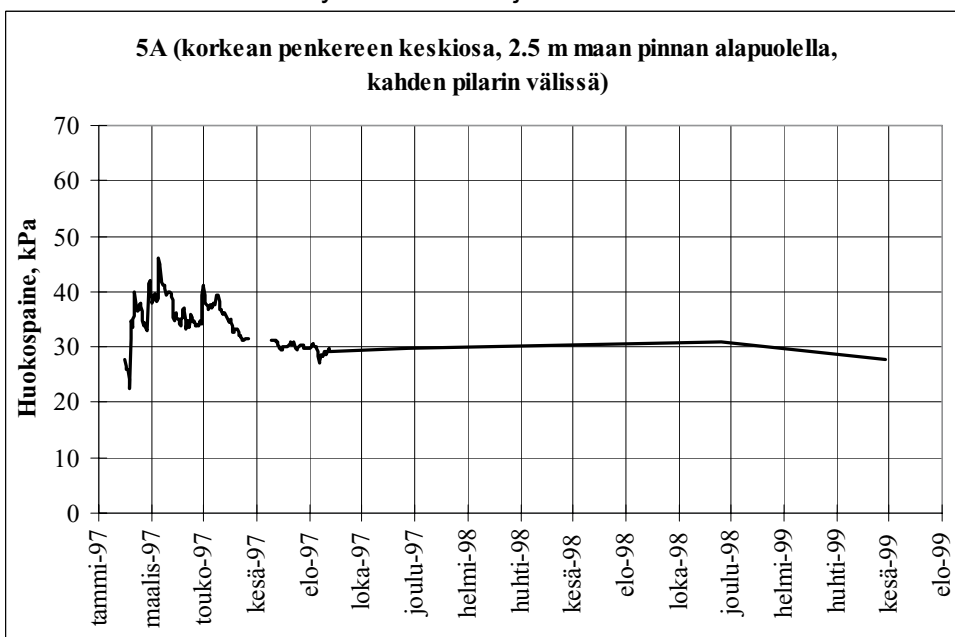


Kuva 6.28 Vaakapaine-ero pohjoisreunan pilareiden välisellä alueella 4.7 m ja 3.2 m syvyydellä maan pinnasta.

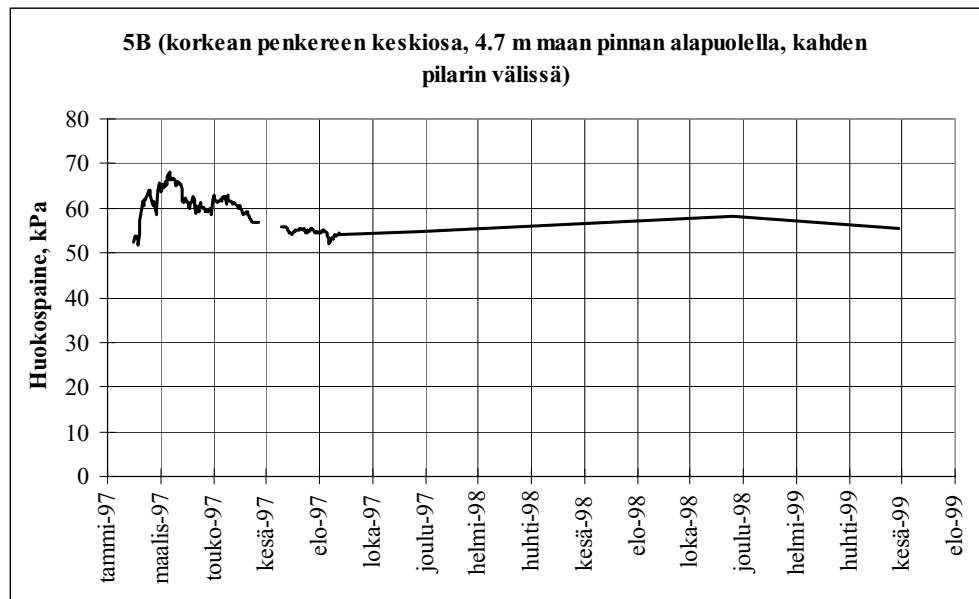
Korkeassa penkereessä vaakapainetasot ovat hyvinkin samansuuruiset eri puolilla pengertä sekä pilarin vieressä että pilarien välissä, jos pohjoisreunan pilariin kohdistuva vaakapaine selittyy em. anomaliasta. Tällöin pilarin kaltevuudella ei olisi mitään käytännön merkitystä.

Huokospaine, anturit 5A ja 5B

Korkean penkereen keskiosan alla olevien huokospaineantureiden 5A ja 5B mittaustulokset on esitetty kuvissa 6.29 ja 6.30.



Kuva 6.29 Korkean penkereen alla oleva huokospaineanturi 5A.



Kuva 6.30 Korkean penkereen alla oleva huokospaineanturi 5B.

Kuvasta havaitaan, että huokospaine on siirtynyt kuormaa lisättäessä 0,8 m saven sisällä olevaan anturiin 5A varsin selvästi. Kuitenkin siten, että noin 15–20 kPa kuormituslisäykset ovat lisänneet huokospainetta noin tehokkuudella 0,5...0,6. Siis kuormaa lisättäessä pilari ottaa osan kuormista välittömästi kantaakseen. Sekin, että huokospaine anturissa 5A ei ole noussut kuormitusta lisättäessä tämän enempää, kertoo siitä että kuormat on todella pystytty siirtämään pilareille pilarien yläosissa. Stabiileitiltaan systeemi on siis ollut kuormitusta nostettaessa ollut suhteellisen hyvin hallinnassa. Jos kuormitus olisi tehty kokonaisuudessaan kerralla ilman koerakenteessa olleita pysäytyksiä, huokospaineet olisivat ilmeisesti nousseet kertaluokkaan noin 80...90 kPa, joka olisi saattanut olla saven kapasiteetin kannalta ongelmallinen. 29.4.1997 päättyneen pitkän seisontavaiheen aikana on nähtävissä selkeä noin 10 kPa huokospaineen poistuminen. Huokospainepiikit ovat purkautuneet varsin nopeasti; muutaman päivän kuluessa kuormituslisäyksestä. Kuormituksen noston aiheuttama huokosylipaine on saavuttanut vakiotilan heinäkuussa 1997. Tämän jälkeiset muutokset lienevät ilmanpaineen muutoksia. Näitä ei ole poistettu havainnoista.

Syvämmällä savessa (3,0 m saven sisällä, anturi 5B) kuormituksen lisäykset eivät juuri enää näy kuormituksena savessa, vaan tällä syvyydellä kuormituksen on siis täytynyt jo siirtyä pilareille. Mittaustulokset kuvastanevat enemmän vallitsevan pohjavedenpinnan tason ja ilmanpaineen muutoksia kuin todella kuormituksen muutosten vaikutuksia.

Syyskuun alussa oleva epäjatkuvuuskohta kaikissa painemittauspisteissä on seurausta voimakkaasta matalapaineesta kyseisenä ajankohtana.

6.2.2 Tiivistyminen ja painuminen radiometristen mittausten ja siirtymälevyjien perusteella

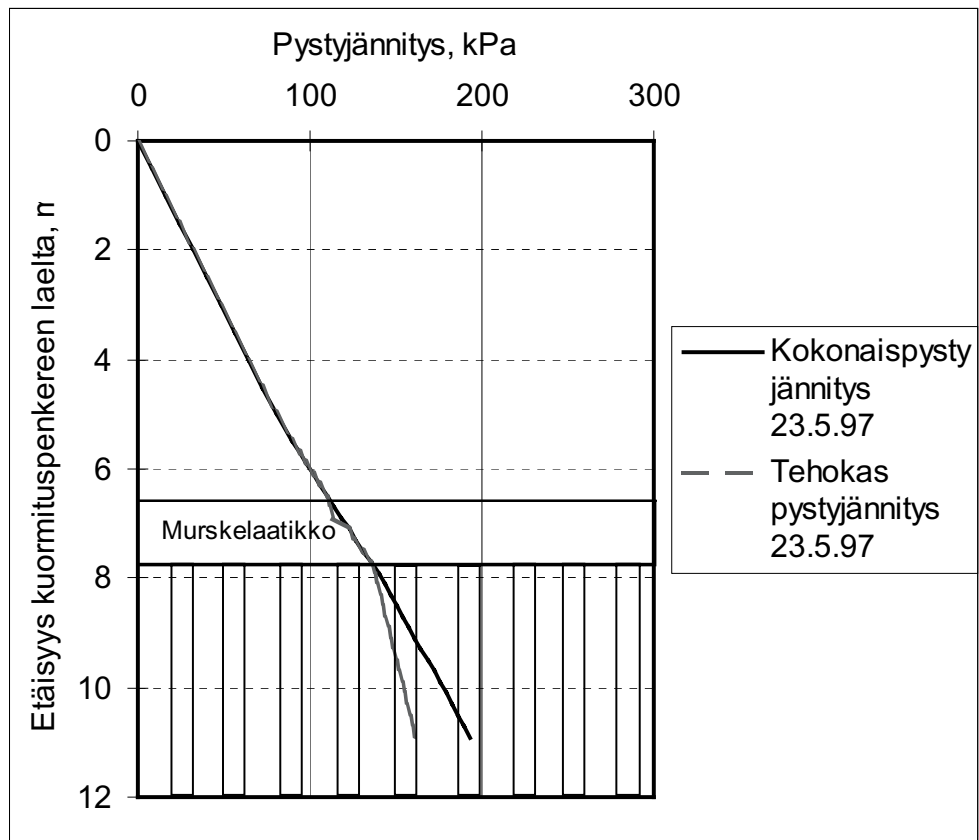
Vaakasuuntainen radiometrinen mittaus 10A

Vaakasuuntainen radiometrisen mittauksen 10A osalta on todettava, että mittausta ei onnistuttu tekemään. Putki sijaitsee pohjavedenpinnan alapuolella, jolloin mittausta varten mittauskaivosta olisi pitänyt pumpata vesi pois. Urakoitsija ei aikoinaan tähän usealla pumpulla kyennyt eivät mittaajatkaan. Mittauksen tarkoituksena oli selvittää murskekerroksen tiiveydenmuutoksia ja sen kautta holvausrakenteen toimintaa pilarikentän päällä.

Pystysuuntaiset radiometriset mittaukset 3A...3C

Radiometristen mittausten tulokset on esitetty liitteessä 10. Ennen rakentamisen alkamista kohteessa suoritettujen radiometristen mittausten tulokset on myös esitetty liitteissä 10 (sivut 10/4 ja 10/5).

Korkean penkereen todellinen kuormitusvaikutus on laskettavissa penkereen läpi asennetun radiometrisen mittausputken 3B havainnoista, kuva 6.31 (ks. liite 10/6). Hiekkatäytön sekä murskelaatikon keskimääräinen täyden täytön (tilavuuspaino keskimäärin $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$) aikaansaama pystyjännitys pilareiden yläpäiden tasolla oli n. 140 kPa. Koska kohdalta oli poistettu n. 1.7 m turvetta, jonka kuivatilavuuspaino (liitteet 10) on keskimäärin 3 kN/m^3 ja märkätilavuuspaino n. 12 kN/m^3 , on netto kokonaislisäjännitys rakenteesta pilareiden yläpäiden tason saveen ollut n. 120 kPa. Pilareiden yläpäiden osalta nettokuorman lisäys luonnollisesti on ollut em. 140 kN/m^2 .

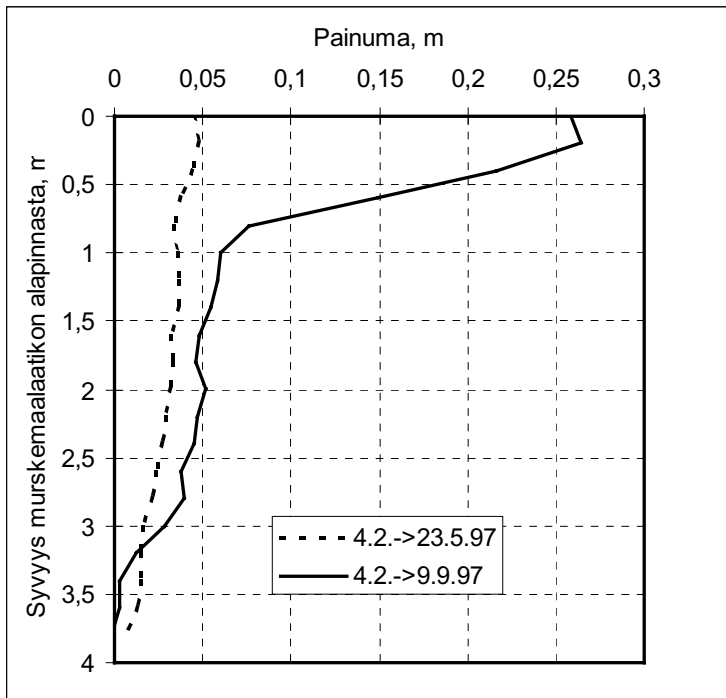


Kuva 6.31. Kuormitustäytön (syvyydelle 6 m) sisäiset pystyjännitykset sekä aiheuttama kuormitus eri syvyyksillä radiometrisen mittauksen tulosten perusteella.

Keskelle korkeaa pengertä ja pilarien väliin asennetun radiometrisen mittausputken tulosten perusteella korkean penkereen keskiosan tapahtumat 9.9.1997 asti on nähtävissä liitteestä 10/6. Erityisen huomionarvoista on murskepatjan varsin suurin tiiveysero: pohjalla tilavuuspaino on saavuttanut likimain arvon $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$, mutta pinnalla tilavuuspaino ei ole kuin $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$. Kerrosten vaihteellinen tiivistäminen näkyy kuvassa.

Liitteestä 10/2 esitetyistä korkean penkereen keskiosaan asennetun radiometrisen mittauksen perusteella on arvioitavissa savimaapohjan tiivistymistä murskepatjan alla. Savikerroksen tiivistyminen näkyy selvimmin kuivatilavuuspainon kasvuna, vesipitoisuuden alentumisena sekä huokosluvun pienentymisenä. Kyllästysaste on luonnollisesti pysynyt savikerroksessa 100 %:na.

Kuvaan 6.32 on radiometrisen mittauksen perusteella laskettu painumaprofiilit radiometrisen mittauksen 3B tuloksista. Kuvassa ei ole absoluuttista painumaa, ainoastaan painuman jakauma murskemaalaatikon alapinnasta 3.8 m syvyydelle murskemaalaatikosta. Koska radiometriseen mittausputkeen on päässyt vettä, ei tulkintaa tämän syvemmälle voida tehdä.



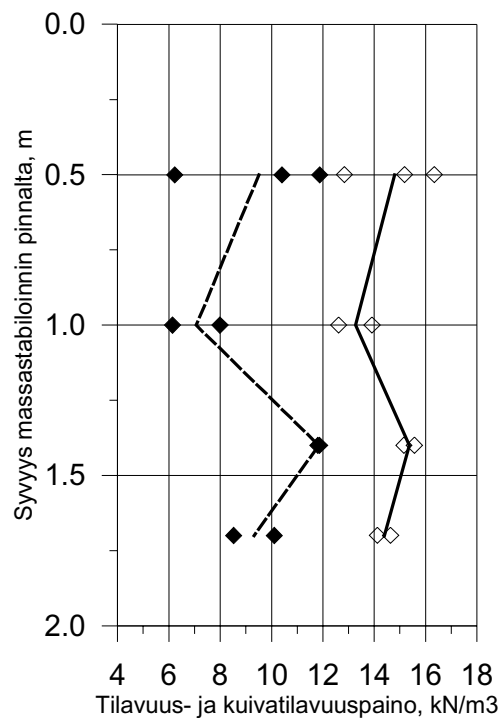
Kuva 6.32 Radiometrisen mittauspisteen 3B tuloksista laskettu saven kokoonpuristuminen murskemaalaatikon alla.

Kuvan 6.32 perusteella on havaittavissa saven kokoonpuristumisen keskityminen ylipään metriin murskemaalaatikon alla, pilarien välisessä savessa. 0.2 m kokoonpuristuminen on tapahtunut 0.8 m matkalla eli suhteellinen kokoonpuristuminen on ollut 25%.

Liitteessä 10/1 on esitetty niinkään korkeassa penkereessä olevan radiometrisen mittausputken 3A tulokset. Mittausputki on asennettu pilarin päähän. Murske on osin tiivistynyt rakentamisen jälkeen. Myös pengertäyttöhiekka on tiivistynyt vähäisessä määrin.

Liitteessä 10/3 on esitetty matalassa penkereessä stabiloidun turpeen kohdalla, pilarien välissä savessa olleen mittausputken tulokset. Pääsääntöisesti tiivistymistä savikerroksessa ei ole tapahtunut; kenties aivan vähäisessä määrin 1. metrin syvyydellä stabiloidun rakenteen alla. Tiivistymistä stabiloidussa turvekerroksessa sitä vastoin on tapahtunut. Turpeen massastabilointi oli tehty 12.-13.9.1996 ja sen päälle oli samaan aikaan asennettu 0,5 m paksu hiekkatiivistyskerros. Stabiloidun turvekerroksen tilavuuspaino kasvaa merkittävästi pinnalta pohjalle mentäessä γ_d : 5.5 \rightarrow 10 kN/m³. Myös stabiloimaton turve on ollut vastaavalla tavalla tilavuuspainon suhteen kasvava: γ_d : n. 3 \rightarrow 10 kN/m³, ks. liitteet 10/4 ja 10/5). Tavoite, että turvekerros olisi stabiloinnin yhteydessä homogenisoitunut sekoitettaessa pohjasta pintaan, ei siten näytä aivan toteutuneen.

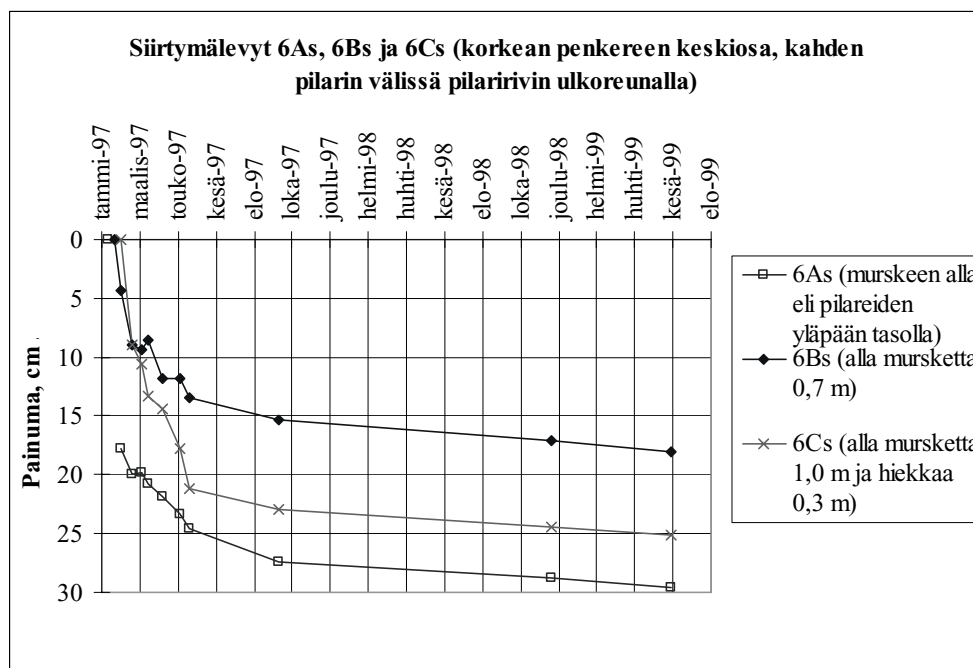
Massastabiloinnin koekentästä (ks. kohta 3.6.1.3), jossa sideaineena oli pikasementti ja stabilointi tehtiin useampikertaisena sekoituksena pilarointikoneella 3 kk ikäisinä näytteiden tilavuuspainojakauman perusteella sekoittuminen näyttäisi tapahtuneen paremmin. Kuvassa 6.33 on em. näytteiden tilavuuspainot syvyyden funktiona.



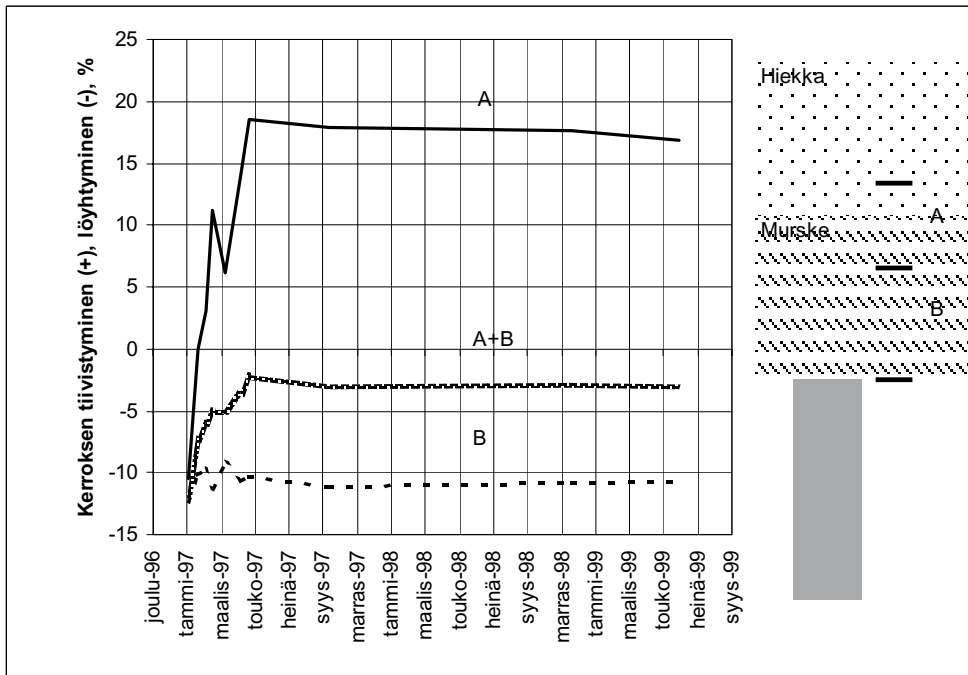
Kuva 6.33 Massastabiloinnin koekentän massan tilavuuspainovaihtelu otettujen näytteiden perusteella.

Siirtymälevyt 6As...6Cs

Korkeassa penkereessä olevien siirtymälevyjen tulokset on esitetty kuvassa 6.34.



Kuva 6.34 Korkean penkereen siirtymälevyjen mittaustulokset.

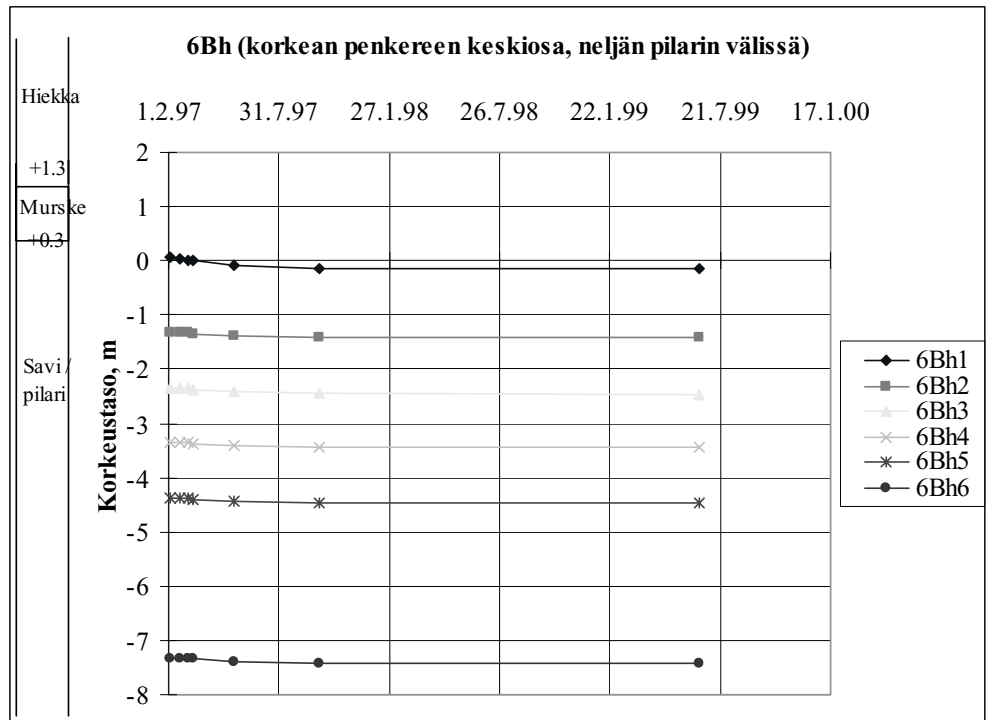


Kuva 6.35 Korkean penkereen siirtymälevyjen mittaustulokset.

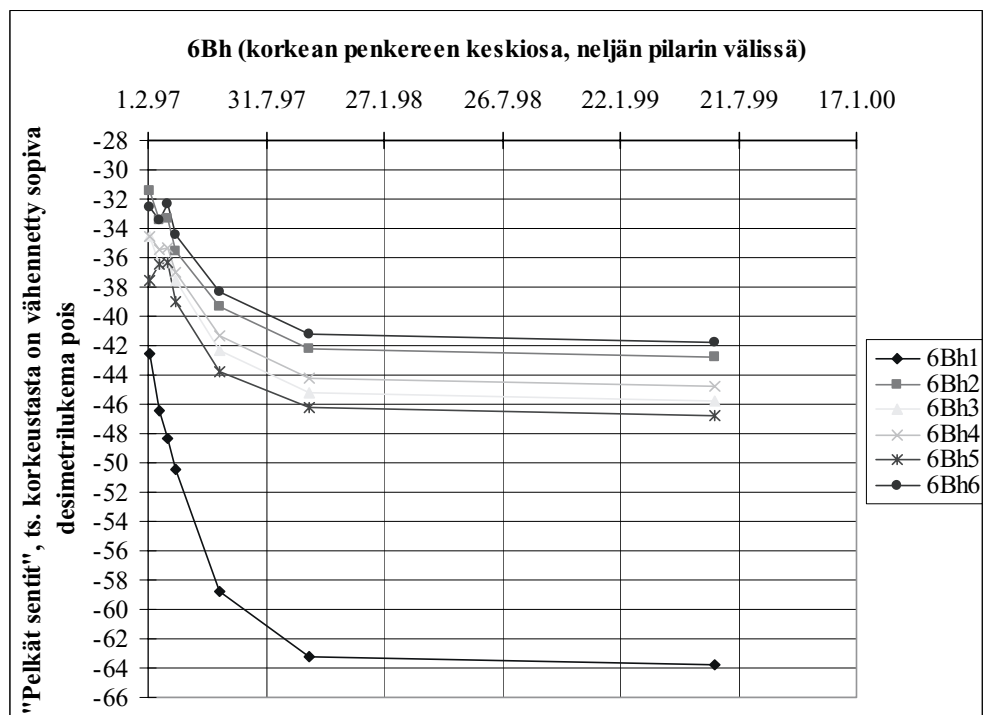
Viimeisimpien (kesän 1999) havaintojen mukaan pengeri painuu edelleen tasaisesti. Murskekerroksen sisällä painumanopeus on likimain yhtäläinen (6As ja 6Bs). Vakiokuormitusvaiheessa letkupaineantureiden kohdalla tehty johtopäätös murskekerroksen alaosan suuremmasta painumasta yläosaan verrattuna näyttää pitävän paikkansa. Hiekassa oleva siirtymälevy (6Cs) on painunut alkuvaiheessa nopeimmin. Murskeen yläosa kuten myös sen päällä oleva hiekkakerros on tiivistynyt kuormituksen lisäysvaiheessa, kuva 6.35. Selitys voi olla myös se, että kuormitusta lisättäessä tankoa on häiritty, koska ei liene mahdollista, että 0,3 m paksuinen hiekkakerros olisi kokoonpuristunut 0,1 metriä. Murskeen kokonaissiirtymä on seuranta-aikana ollut noin 30 cm.

Hämähäkkimittari 6Bh

Korkeassa penkereessä olevan hämähäkkimittarin mittaustulokset on esitetty kuvassa 6.36 ja 6.37.

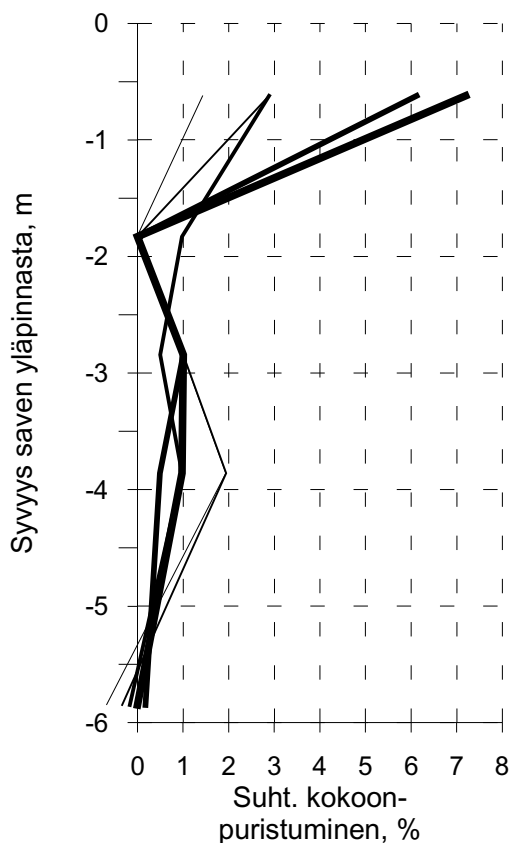


Kuva 6.36 Korkeassa penkereessä olevien hämähäkkimittarien mittaustulokset tasoina.



Kuva 6.37 Korkeassa penkereessä olevien hämähäkkimittarien mittaustulokset painumiksi muutettuna.

Kuvista havaitaan, että kahden ylimmän havaintotason väli eli ylin noin puolentoista metrin savikerros kokoonpuristuu murskepatjan alla alussa nopeammin kuin sen alapuoliset kerrostumat. Kuvassa on mittaus- tai mitta-laittevirheitä. Painumanopeus on suhteellisen samansuuruinen ja yhtäläinen puolentoista metrin tason alapuolelta aina syvimmälle mittaustasolle saakka. Mikäli mittaukset ovat luotettavia, tästä ei voi vetää muuta johtopäätöstä kuin että koko tämä maakerros painuu tasaisesti. Mikäli näin tapahtuu, ainoana selittäjänä on, että pilarit joko kokoonpuristuvat alaosiastaan merkittävästi tai tunkeutuvat alapuoliseen tiiviimpään maakerrokseen. Kuvassa 6.38 on havainnoista laskettu savikerroksen suhteellinen kokoonpuristuma eri ajankohtina. Yläkerroksen runsas kokoonpuristuminen vahvistaa radiometrisen mittauksen perusteella tehdyt johtopäätökset savikerroksen rajallisesta kokoonpuristumisesta aivan yläosassa.



Kuva 6.38. Haitariletkulla mitatuista siirtymistä lasketut suhteellisen kokoonpuristumisen arvot eri ajankohtina. Viivat paksuusjärjestyksessä 4.2.-19.2. (ohut), - 4.3., -14.3., -20.5., - 6.10.97 (paksu).

6.2.3 Vaikasiirtymät

Inklinometrit 7A, 7B ja 7D (7 D matalan penkereen vieressä)

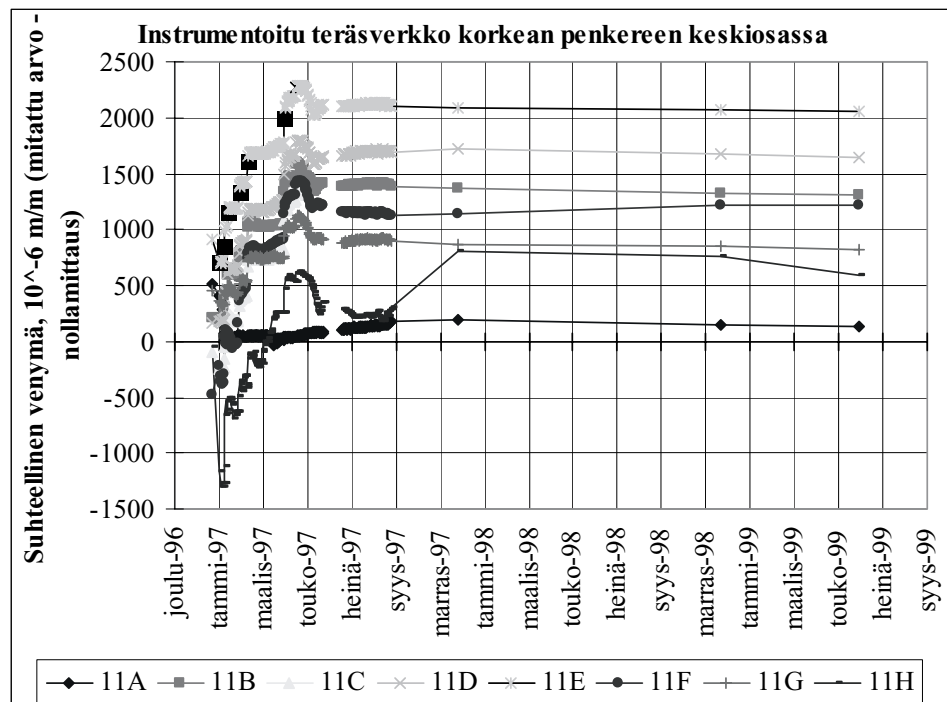
Inklinometrien mittaustulokset on esitetty liitteessä 11. Putkien yläpäiden tasot ovat 7A +3.083, 7B +3.213 ja 7 D +3.255. Inklinometriputkissa A-suunta kohtisuoraan on kohtisuoraan pengertä vastaan ja B-suunta penkereen suuntainen.

Pohjoisen puolella (inklinometri 7A) kohtisuoraan pengertä vastaan (suunta A) syntyneet siirtymät ovat muutamien millimetrin luokkaa. Suurimmillaan viimeisessä mittauksessa siirtymä penkereestä pois päin on ollut hieman yli 7 mm n. 2 metrin syvyydellä maanpinnasta (liitekuvasa syvyys n. 3, koska maan pinnan taso on n. +2 m). Penkereen suuntaiset siirtymät ovat olleet suurimmillaan hieman yli senttimetrin luokkaa (5.5.1997), mutta se on aiheutunut mittausvirheestä. Yleensä penkereen suuntaiset siirtymät ovat olleet alle ± 4 mm. Myös metsän puolella (inklinometri 7B) ja matalan penkereen alueella (inklinometri 7D) siirtymät ovat olleet olemattomia. Näiden inklinometrikohtien kohdalla maanpinta on liitekuvasa n. 1.2 m nollan alapuolella. Inklinometri 7D suurimmat siirtymät maanpinnan alla ovat olleet n. 14 mm penkereeseen päin ja inklinometrin 7B 200 mm luokkaa. Yli metrin syvyydellä maanpinnasta sivusiirtymiä ei juurikaan ole ollut. Inklinometri 7 B yläosan siirtymät ovat tulkittavissa vapaan putken yläpäähän siirtymiksi valuvan pengerhiekan alla.

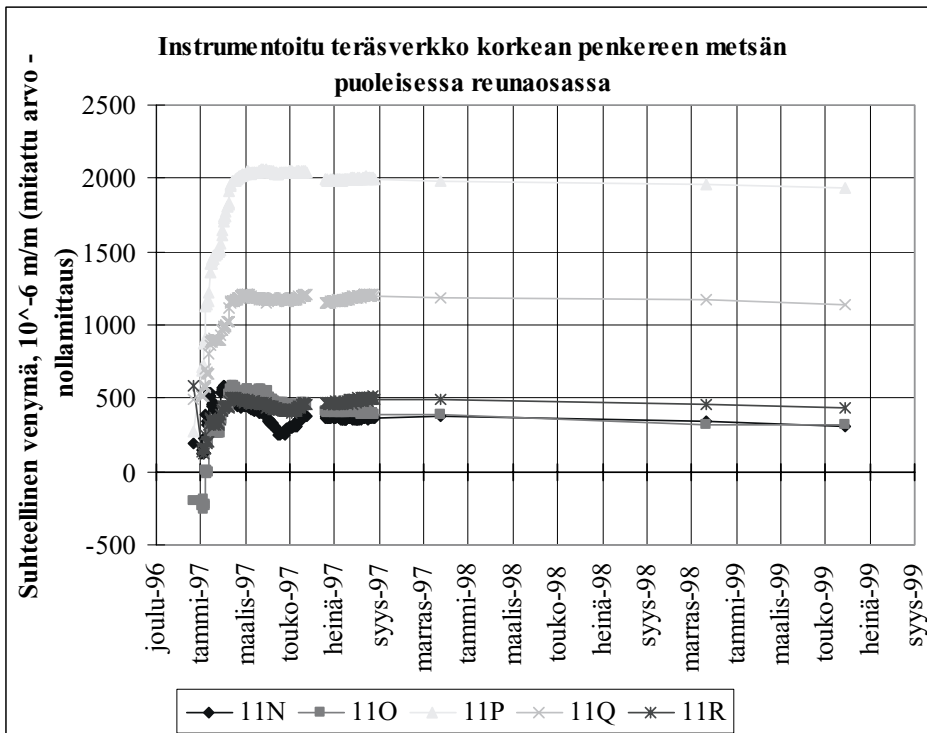
Inklinometrimittausten tulosten perusteella stabiiliteettimenetyksen vaaraa ei ole nähtävissä millään osalla pengertä.

6.2.4 Teräsverkkojen käyttäytyminen

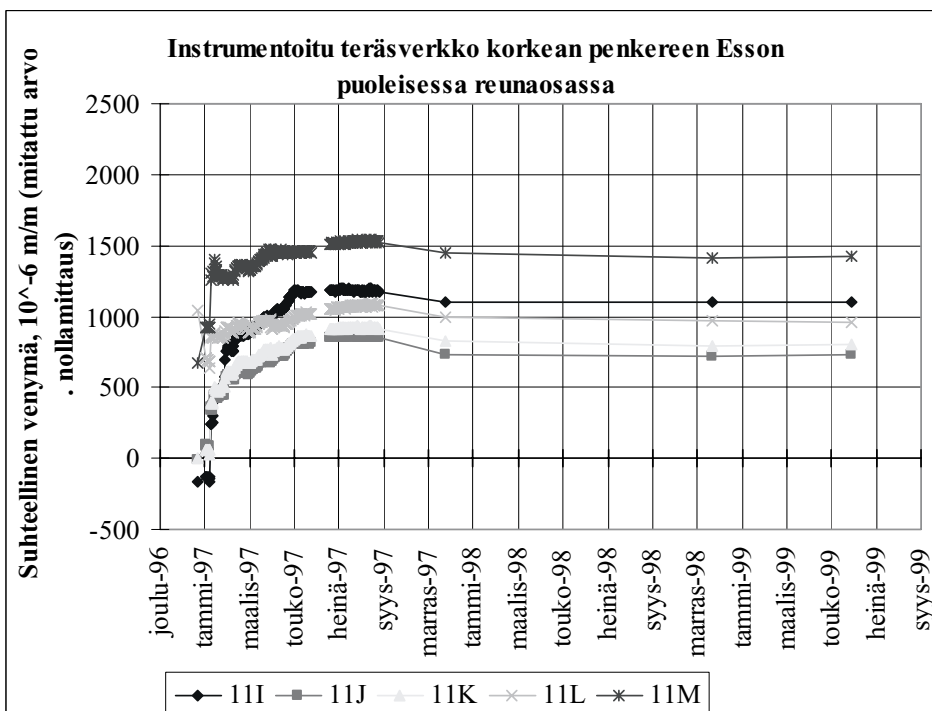
Korkeassa penkereessä olevien instrumentoitujen teräsverkkojen 11A...11R mittaustulokset suhteellisina venyminä on esitetty kuvissa 6.39...6.41. Verkoista mitattiin venymää penkereen keskiosassa (venymäliuskat 11A...11H), penkereen metsänpuoleisessa reunaosassa (ei vinoja pilareita; venymäliuskat 11N...11R) sekä pohjoisen puoleisessa reunaosassa (vinoit pilarit; venymäliuskat 11I...11M). Kuvassa 6.42...6.44 on lisäksi esitetty venymäliuskojen viimeksi mitatuista tuloksista (kesäkuu 1999) muodostetut 3-ulotteiset mallit. Näissä malleissa venymäliuskojen paikat on esitetty mustina "lappuina".



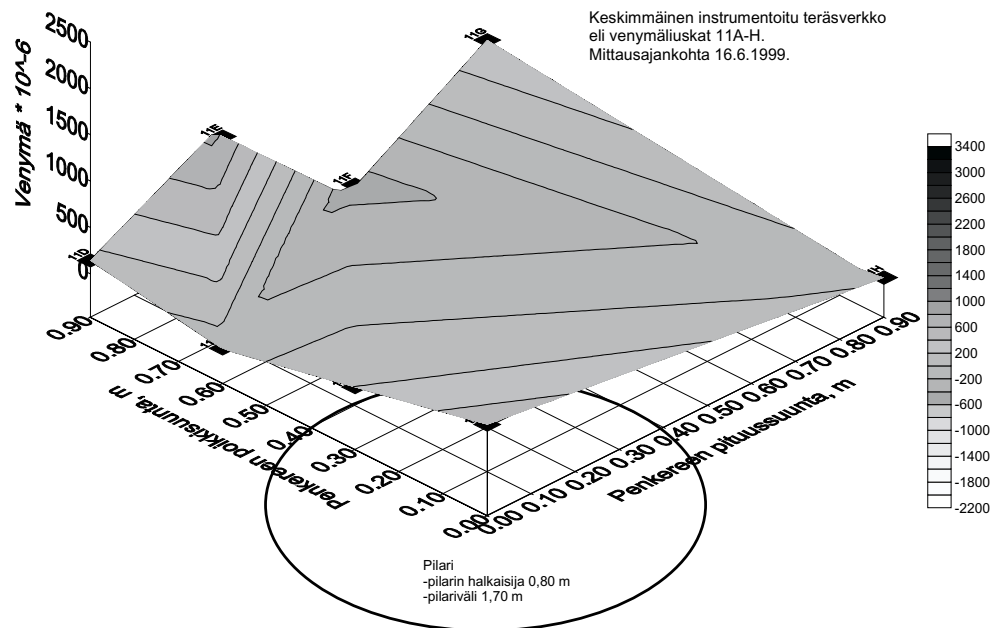
Kuva 6.39 Penkereen keskiosan venymäliuskat.



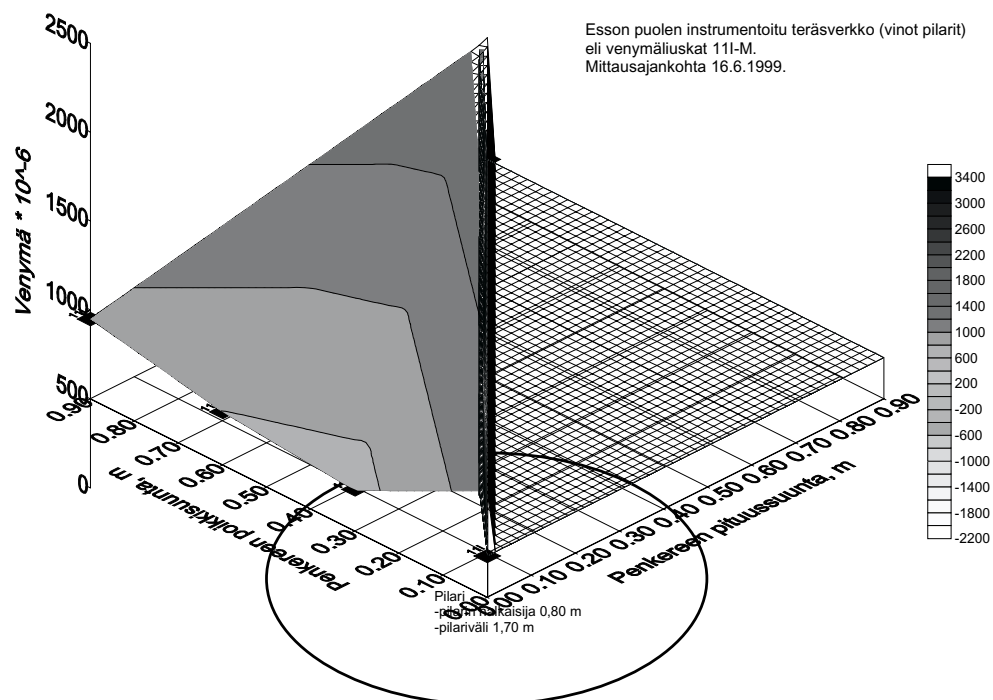
Kuva 6.40 Penkereen suorilla pilareilla olevan reunaosan venymäliuskat.



Kuva 6.41 Penkereen vinopilareilla olevan reunaosan venymäliuskat.

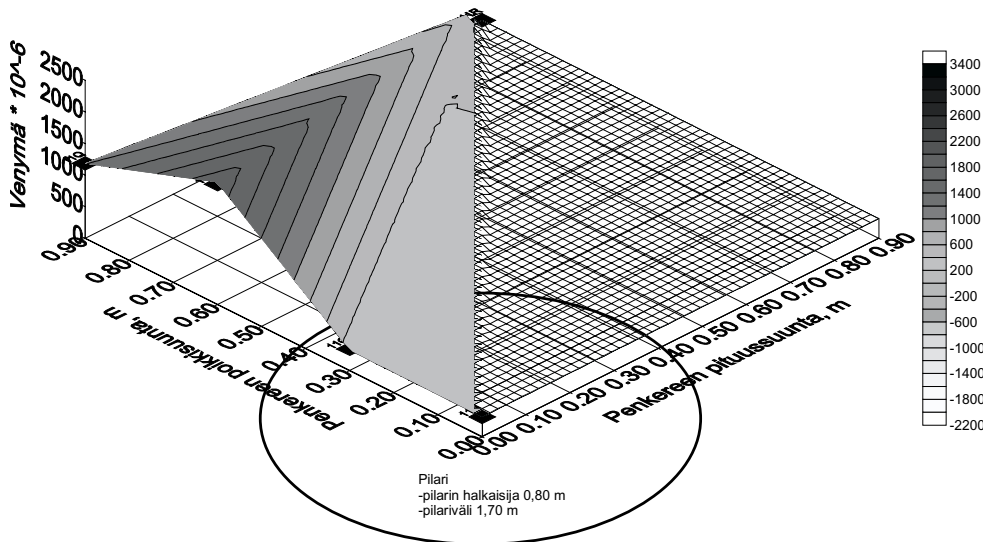


Kuva 6.42 Penkereen keskiosan venymäliuskojen viimeiset mittaustulokset tasa-arvopintoina. Venymäliuskojen 0.3 m jaolliset paikat on esitetty mustina "lappuina" (8 venymäliuskaa).



Kuva 6.43 Pohjoisen puoleisen teräsverkon venymäliuskojen viimeiset mittaustulokset tasa-arvopintoina. Venymäliuskojen 0.3 m jaolliset paikat on esitetty mustina "lappuina" (5 venymäliuskaa).

Metsän puolen instrumentoitu teräsverkko (pystypilarit)
 eli venymäliuskat 11N-R.
 Mittausajankohta 16.6.1999.



Kuva 6.44 Metsäpuoleisen teräsverkon venymäliuskojen viimeiset mittaustulokset tasa-arvopintoina. Venymäliuskojen 0.3 m jaolliset paikat on esitetty mustina "lappuina" (5 venymäliuskaa).

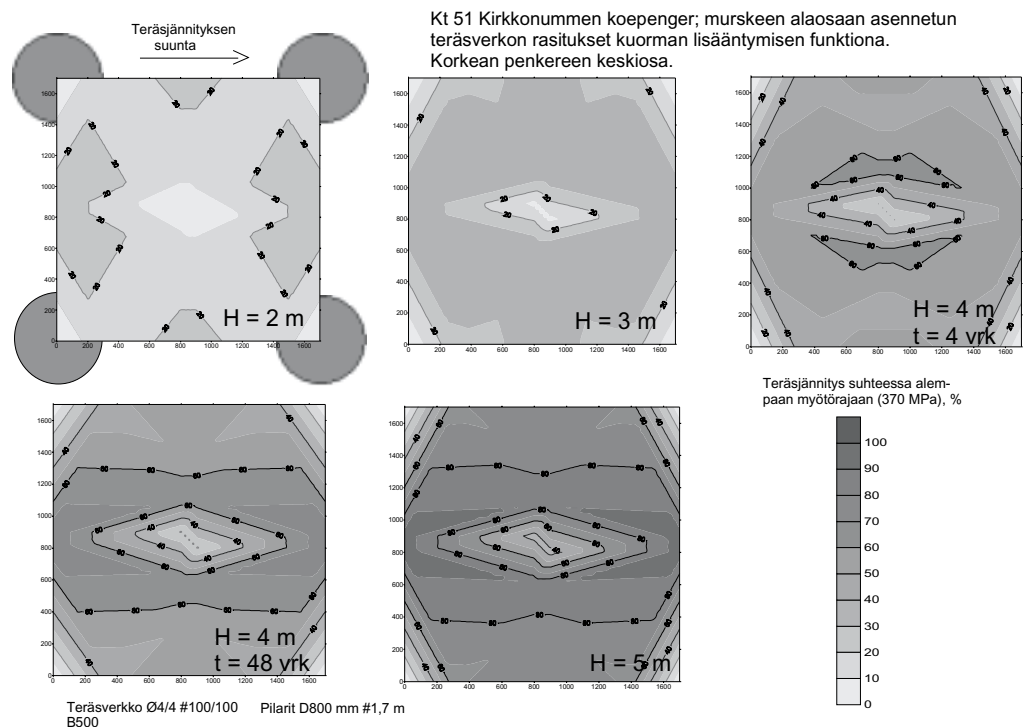
Penkereen keskiosan tuloksista havaitaan, että teräsverkkoihin kohdistuva venymätaso (\Rightarrow voimataso) reagoi välittömästi kuormituksen lisäykseen. Venymät kasvavat myös pitkän odotusjakson (10.3.–29.4.1997) aikana, eli kun savessa maanpaine (raepaine+huokosvedenpaine) laskee, teräsverkkoihin kohdistuva voima kasvaa. Täyttökuorman vakioiduttua jännitykset ovat tasoittuneet noin kuukaudessa, minkä jälkeen ne ovat pysyneet lähes vakiona. Mittausanturi 11 H lienee rikkoontunut.

Keskiosalla tapahtuvat kuormituslisäykset eivät lisää reuna-alueiden teräsverkkojen venymiä. Reuna-alueen verkoissa jännityslisäykset ovat päättyneet silloin, kun täyttäminen luiskien alueella on päättynyt. Verkot eivät siis ota vastaan pilarien yläosien välisiä vaakavoimia, kuten laskelmien perusteella oletettiin. Painumat, jotka keskiosan savessa ovat tapahtuneet, eivät mobilisoidu teräsännityksiksi reuna-alueilla.

Kuvassa 6.45 on esitetty keskialueen verkon jännitysjaakumakuvaus, kun penkereen korkeus 29.4.1997 oli saavuttanut korkeuden 5 m. Tämän jälkeen jännitykset ovat lisääntyneet n. 10%, palautuakseen jälleen noin penkerkorkeutta 5 m vastaavalle tasolle. Tästä eteenpäin seuranta-ajan loppuun asti (kesä 1999) jännitykset ovat pysyneet kaikissa lähes vakioina. Lujitteessa vaikuttaviksi voimiksi laskettuna suurimpien venymien $2000 \cdot 10^{-6}$ m/m suuruusluokka vastaa n. 5.3 kN voimaa ja eräänlainen keskiarvo-venymä $1000 \cdot 10^{-6}$ m/m siten n. 2.6 kN voimaa.

Kuvassa 6.45 esitetyt eri kuormitusvaiheissa vallinneet keskiosan teräsverkon jännitykset osoittavat jännityksen vain yhteen tasosuuntaan, penkereen poikkisuuntaan (verkkojen instrumentointi vain yhteen suuntaan). Kuva on työstetty superponoimalla havainnot yli koko verkon, mistä seuraa kuvien säännöllinen symmetrisyys. Kuvaan ja siitä seuraaviin johtopäätöksiin tulee suhtautua riittävällä varauksella: edellä esiteltujen teräsverkon venymien perusteella on epäiltävissä, että liuska 11A eli juuri pilarin keskellä oleva liuska olisi rikki.

Ensimmäinen havainto on se, että pilarien kohdalla (teoriassa 10 cm pilarin pään yläpuolella) teräsverkkoon ei syntyisi jännityksiä – siis jos liuskan 11A antamaan mittausdataan voisi luottaa. Kuitenkin jännitys teräsverkossa kasvaisi hyvin nopeasti, kun edetään pilarista pois päin. Tämä tarkoittaisi sitä, että teräs pystyisi ankkuroimaan kuormat hyvin lyhyellä (30...40 cm) matkalla, kun kyseessä on teräsverkko murskeen sisällä ja puristettu pilarin yläpää. Koska pituussuuntainen teräs ei tartuntansa johdosta voi juurikaan välittää kuormaa murskeeseen, tapahtuu ankkurointi lähes sataprosenttisesti poikittaissuuntaisten teräslankojen ja niiden hitsausten välityksellä. Hitsi, joka lähtökohtaisesti ei ole voimaliitos, on siis kriittinen elementti. On myös mahdollista, että neljän pilarin keskelle sijoitettu anturi ei toimi kunnolla, jolloin keskiosan havainnot olisivat harhaanjohtavia. Toisaalta ko. anturin antamat tulokset voivat olla oikeitakin, jolloin tilanne olisi se, että murskeen holvautuminen tapahtuu kehämäisesti teräsverkossa siten, että verkon keskiosa ei juurikaan kuormitu. Kuormat siirtyvät murskeesta kunkin neljän pilarin ryhmän sisäpuolelle sijoittuvalla kehän muotoiselle rasitetulle alueelle.



Kuva 6.45 Keskialueen verkon jännitysjakaumakuvaus eri pengerkorkeuksilla.

Teräksen jännitykset – lähtien siitä, että B500-teräksen myötöraja on noin 370 MPa – on kuitenkin sekä venymäliuskamittausten perusteella että letkupainumamittausten kautta laskettuna paikoin saavuttanut ylemmän myötörajan. Myötölujuuden 370 MPa mukaan käytetyn teräslujitteen ($\phi = 4$ mm) vetovoima on 4.65 kN. Havainnoista päätelleen verkko on tästä huolimatta toiminut, ehkä 4 - 5.5 m pohjoisen puolella olevaa epäjatkuvuusaluetta lukuunottamatta. Jäljempänä teräsverkoissa vaikuttavia jännityksiä on käsitelty painumaletkumittauksissa saatujen tulosten pohjalta. Niiden pohjalta arvioituna jännitysmittauksia ei voi ehdottomasti yleistää.

Tulosten perusteella olisi kannattanut käyttää vähän järeämpiä verkkoja. Positiivinen asia on kuitenkin se, että verkko reagoi nopeasti; se ei vaadi jännityksen kasvuun suuria venymiä (tosin vain venymiä on mitattu). Ilman teräsverkkoja murskeen holvautuminen ei olisi toiminut. Teräsverkon olemassaololla on saatu aikaan rakenne, jossa kuormat on pystytty siirtämään pilareille – olkoonkin, että kaikki pilarit eivät toimi kunnolla, kuten on jäljempänä olevista kuvista selviää. Varmuustaso teräsverkon myödon suhteen olisi saanut olla merkittävästi suurempi ja tulee olla sitä todellisissa käytönotettavissa rakenteissa.

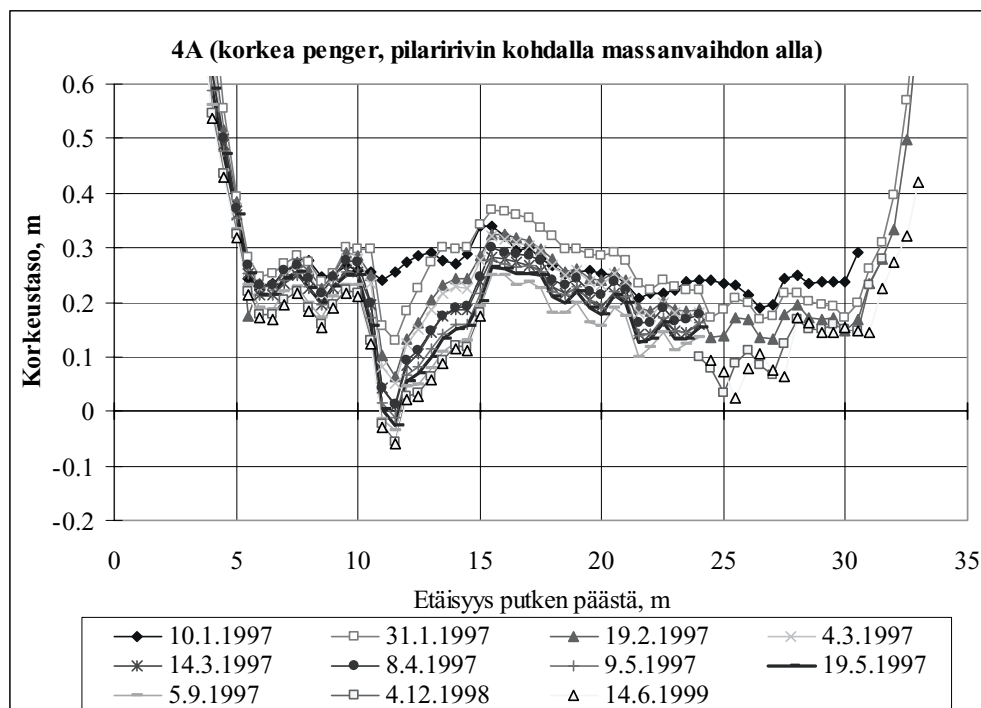
6.2.5 Pilarien venymät

Mittaustulokset on esitetty matalan penkereen yhteydessä. Mittauksista ei juurikaan saatu käyttökelpoista informaatiota.

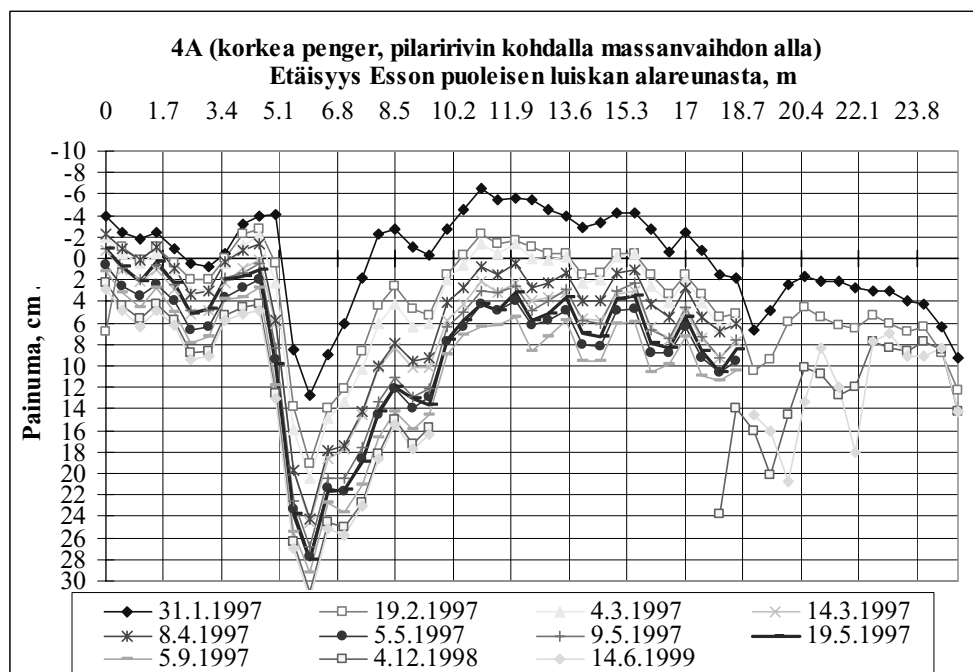
6.2.6 Painuminen letkupainumamittausten perusteella

Painumaletku 4A

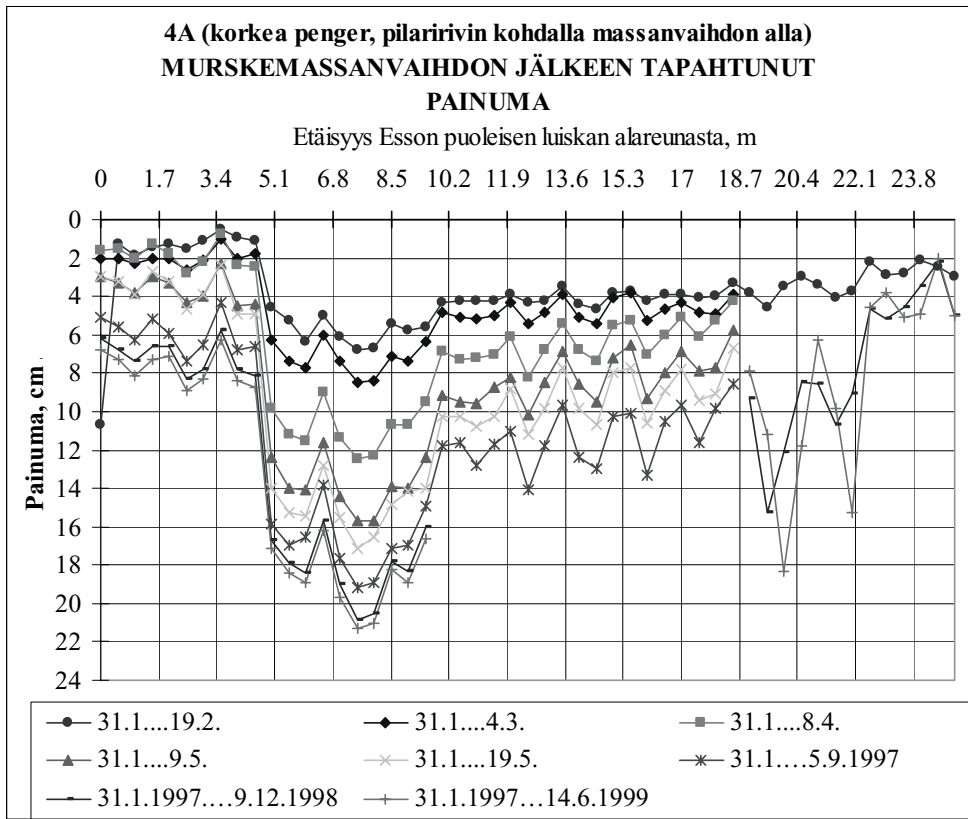
Korkeassa penkereessä olevan painumaletkun 4A mittaustulokset on esitetty kuvissa 6.46...6.48. Painumaletku sijaitsee pilaririvin kohdalla murskerakennuksen alapinnassa.



Kuva 6.46 Painumaletkun 4A mittaustulokset tasoina.



Kuva 6.47 Painumaletkun 4A mittaustulokset painumina.



Kuva 6.48 Painumaerot murskemassanvaihdon jälkeen.

Kuva 6.46 esittää letkun todellisen muodon; pysty akselina on absoluuttinen korkeustaso. 4.3.1997 tehdyssä mittauksessa (ja kaikissa mittauksissa tämän jälkeen) anturi jumittui 24 metrin kohdalle putken päästä eikä sitä yrityksistä huolimatta saatu vedettyä pitemmälle. 4.12.1998 jälkeen ei enää päästy mittaamaan ko. painumaletkua kuin 15 m asti. Joissain myöhemmissä mittauksissa mittaus on suoritettu painumaletkussa toisesta suunnasta - tulosten luotettavuus näissä osissa voi olla kyseenalainen.

Kuvassa 6.47 esitetään tapahtunut painuma eli mittaustuloksesta on vähennetty asennuksen yhteydessä mitattu nollalukema pois. Pystysuuntaiset viivat on sijoitettu pilarien keskikohtille – pilariväli on korkean penkereen alueella 1,7 m ja pilarin halkaisija 0,8 m. Suurimmat painumat ovat yli 30 cm, keskimäärin noin 8...12 cm. Pilarin kohdan ja pilarien välisen alueen painumaero on luokkaa 5 cm, toisin sanoen tämä vastaa sitä teräsverkon siirtymäeroa, joka saa aikaan teräsverkon jännittymisen. Penkereen pituussuunnassa painumaero (tämän painumaletkun ja painumaletkun 4C) välillä näyttäisi oleva suurempikin, paikoin ehkä noin kaksikertainen - osaltaan puuttuvat mittaustulokset kuitenkin vaikeuttavat arviointia.

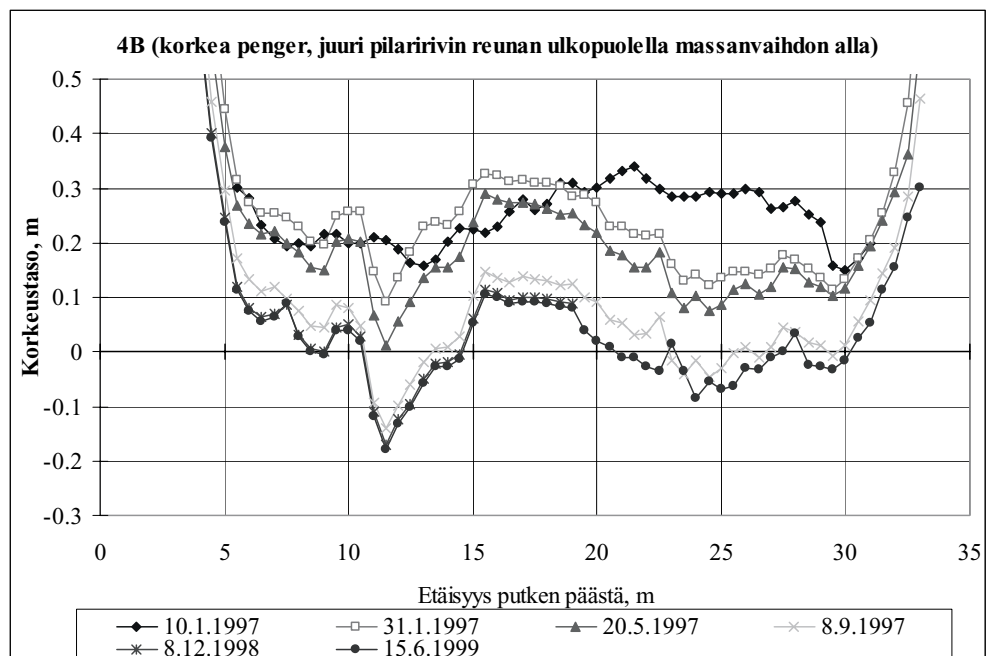
Kuvassa 6.48 mittaustulosten lähtötilanteena on pidetty tammikuun loppua eli hetkeä, jolloin yhden metrin paksuinen murskepatja on jo letkun päällä. Pilarien paikat näkyvät kuvassa selvästi kohollaan olemisena. Puolen metrin välein tehty mittaus ei välttämättä kuvaa tarkalleen pilarien välistä siirtymää, mutta seurattaessa painumien kehittymistä havaitaan, että useimmissa väleissä teräsverkon alla oleva letku on kasvattanut taipumamuotoaan; esi-

merkiksi väli 13,6 ... 15,3. Kuvasta havaitaan, että pilarien 5,1 ... 10,2 välillä siirtymät ovat merkittävästi suurempia kuin muulla alueella. Selitys tähän kuoppaan voi olla a) pilarien muihin verrattuna erilainen muodonmuutoskyky, b) pilarien yläpäiden ja murskeen alapinnan väliin jäänyt savikerros tai c) pilarien painuminen tukikerrokseen muita pilareita enemmän. Pilari 5,1 ei toimi kohtuudella, tai ehkä luultavammin se sijaitseekin jo noin kohdassa 4,5. Pilari 6,4 näyttäisi "yrittävän" ottaa kuormia vastaan, mutta pilari 8,5 on välillä "luopunut yrittämisestä". Välillä 18.7...22.1 olevat viimeisimmät havainnot voivat osin olla mittausvirhettä, mutta muissa letkupainumamittauksissa vastaavaa käyttäytymistä on myös havaittavissa.

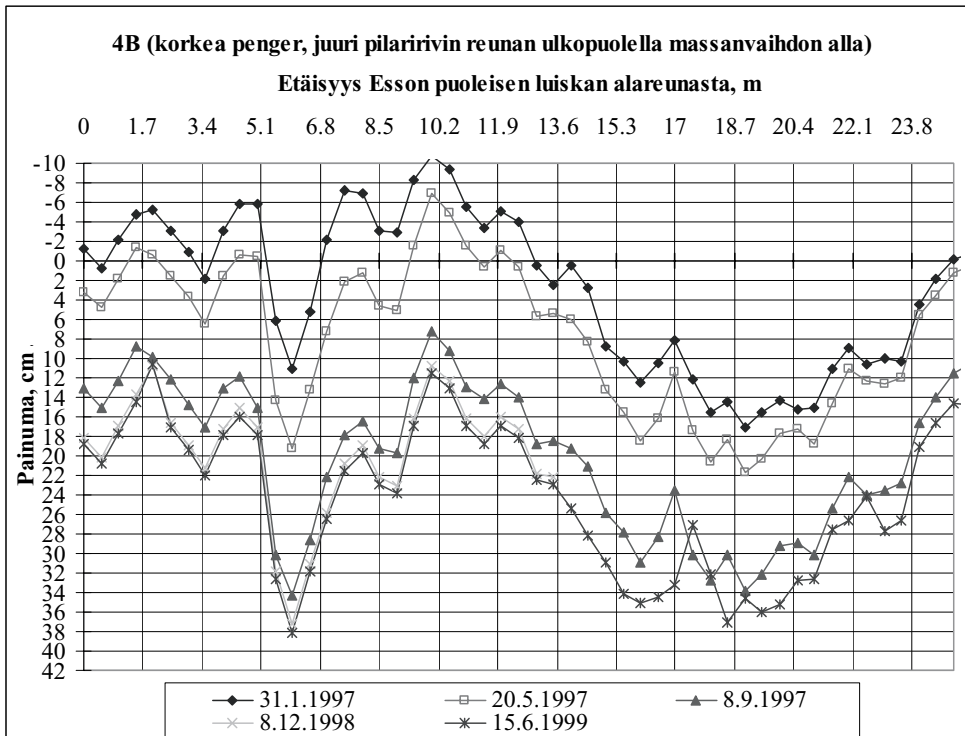
Viimeisen kahden metrin korotuksen aikana kuvan 6.48 vasemmassa reunassa on tapahtunut noin 1,5 cm siirtyminen. Syynä tähän on mitä ilmeisimmin (ks. hämähäkiputki 6Bh) se, että keskialueella koko pilarikenttä saviin päiviin on painunut alaspäin. Tällöin alueellinen painuma syvällä maassa heijastuu luonnollisesti myös reuna-alueelle, vaikka siellä ei kuorma kahdessa viimeisessä korotusportaassa ole juuri lisääntynyt. Kuorman vakiovaiheessa painuma on edelleen jatkunut, mutta pilarin kohdalla huomattavasti rauhallisempaa, kuin pilarien välillä, painumaletkuissa 4B ja 4C.

Painumaletku 4B

Juuri pilaririvin ulkopuolella, pilarien vierellä kulkevan painumaletkun 4B mittaukset on esitetty kuvissa 6.49 ja 6.50.



Kuva 6.49 Painumaletku 4B:n mittaukset tasoina.

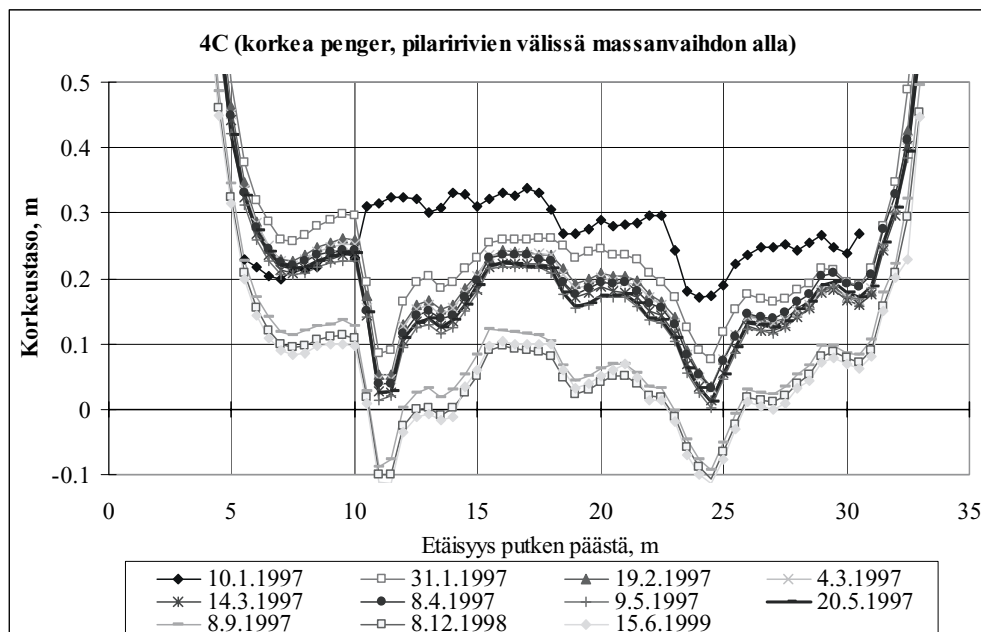


Kuva 6.50 Painumaletku 4B:n mittaustulokset.

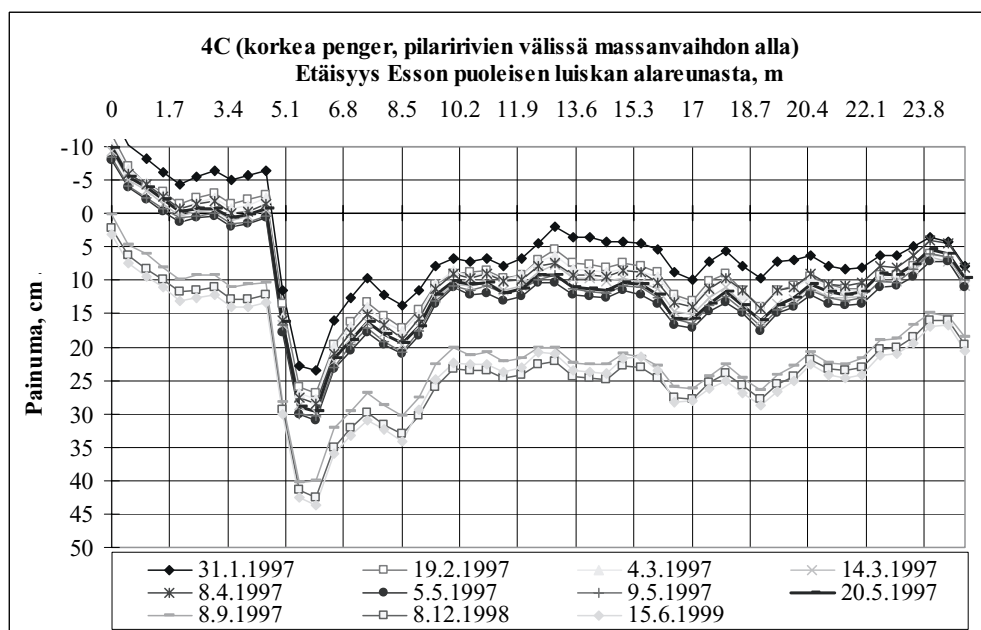
Kuvasta 6.50 nähdään, että välillä 5,1 ... 6,8 on edelleen epäjatkuvuuskohta. Yhtenä vaihtoehtona saattaa olla myös suoalueella oleva vanha sarkoija, joka olisi ulottunut syväälle turpeen alla olevaan savikkoon saakka. Painumat ovat suurimmillaan lähes 40 cm, josta noin puolet on tapahtunut kuormituksen vakiointivaiheen jälkeen. Osalla aluetta painumat ovat olleet melko vähäisiä. Siirtymäerosta välillä 5,1 ... 6,8 projektin aikana esitetty spekulointi, jossa ihmeteltiin sitä, että pilarin kohdalla siirtymät näyttäisivät olevan suurempia kuin pilarin vierellä, on vakiokuormitusvaiheessa turhaa: keskiosalla, pilarien välissä painuman kasvu on ollut suurempaa kuin pilarien kohdilla. Toki edelleen selittäjänä havaintoihin voi olla se, että tuossa kohdassa muutaman pilarin kohdalla olisi ainoastaan häirittyä savea eikä ole saatu syötettyä sideainetta pilarin yläosaan. Tämä selitys on hyvinkin mahdollinen. Em. savi olisi viimeisten havaintojen mukaan pilarien yläpäästä jo tiivistynyt ja toimii nyt jo pilarimaisesti. Osalla aluetta siirtymäero on verrattuna painumaletku 4A:han suhteellisen jyrkkä pilarin kohdalta pilarin vierelle mentäessä, mikä tarkoittaa sitä, että teräsverkon toiminta olisi "riippuvan" luonteinen.

Painumaletku 4C

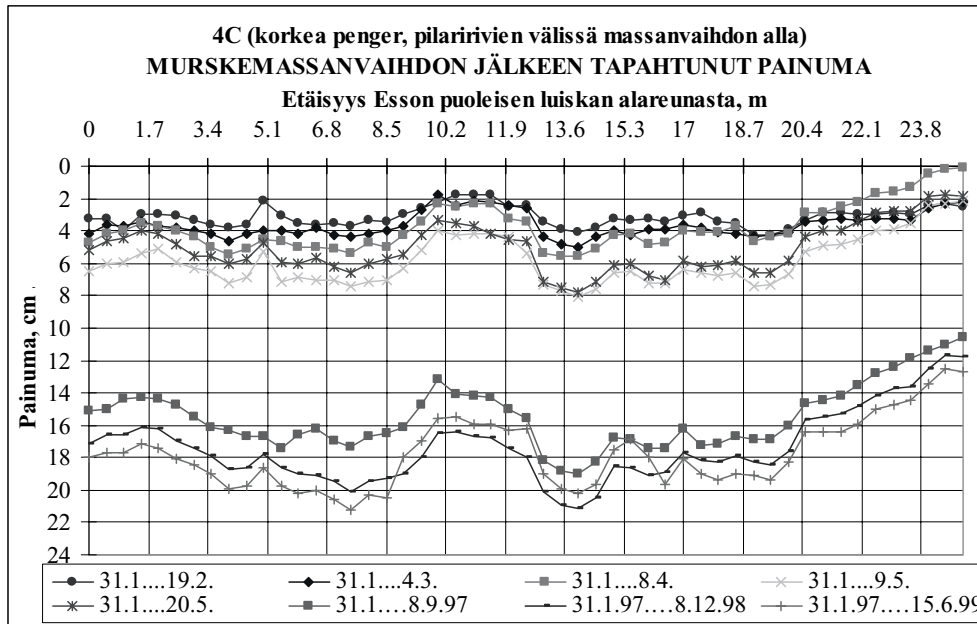
Kahden pilaririvin välissä olevan painumaletkun 4C mittaustulokset on esitetty kuvissa 6.51...6.53.



Kuva 6.51 Painumaletku 4C mittaustulokset tasoina.



Kuva 6.52 Painumaletku 4C mittaustulokset painumina.

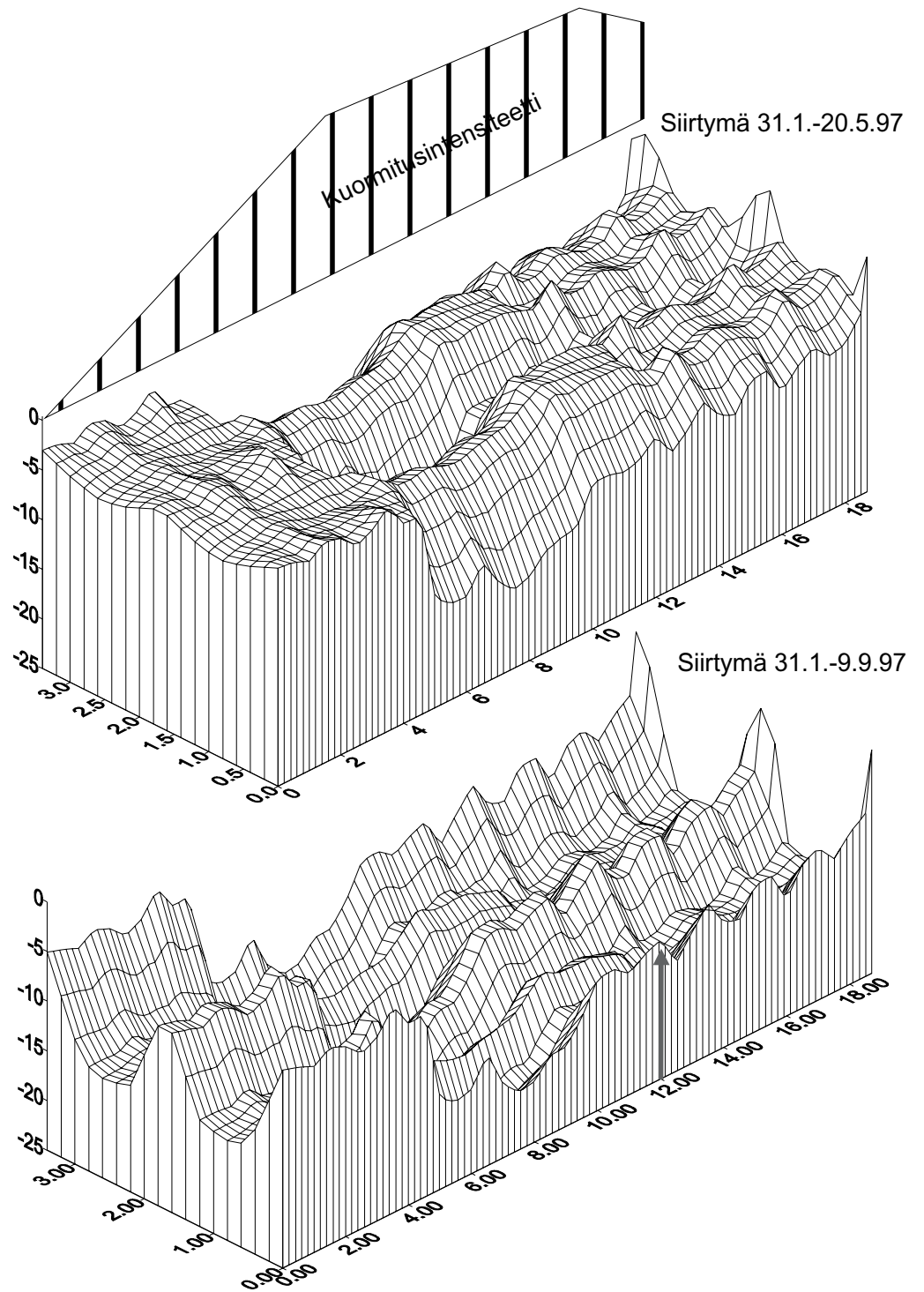


Kuva 6.53 Painumaletku 4C:n murskemassanvaihdon jälkeiset painumat.

Kahden pilaririvin puolella välissä pilarit eivät enää juuri näy kohollaan olemisena. Kokonaissiirtymät ovat vain hieman suurempia kuin pilaririvin kohdalla eli letkun 4A kohdalla mainittu n. 5 cm painumaero pilarin kohdan ja pilarien välisen alueen osalta on nähtävissä myös tähän suuntaan. Pilarin 13.6 kohdalla murskemassan vaihdon jälkeen ero suurimmillaan lähentelee kuitenkin 10 cm. Ihmetystä herättävää on pilarilta 20,4 eteenpäin muuttuva painumaprofiili. 4.3.97 jälkeen on tapahtunut tämän reuna-alueen nousua. Profiilin muoto on jatkunut samanlaisena myös viimeisimmissä mittauksissa, joten profiilin muodon muuttuminen on todellista. Viimeisen mittauksen perusteella näyttäisi siltä, että lähes tasainen painuma olisi tapahtunut koko alueella pilareiden välissä, viimeisen paalun jälkeistä aluetta lukuunottamatta. Viimeisessä mittauksessa on havaittu myös lievää nousua paalujen 8.5...17 välillä.

Kuvassa 6.54 on piirretty painumamuodon illustraatio mitatun pilaririvin alueelta kuvien 4A, 4B ja 4C tuloksia käyttäen. Havainnollistamisen parantamiseksi on mittaustulokset yleistetty rakenteen pituussuunnassa kolmea pilaririviä edustavaksi (tulokset toki koskevat siis vain yhtä poikittaista pilaririviä, pilaririvin viertä sekä kahden pilaririvin väliä). Kuvasarjassa on tarkasteltu ainoastaan murskemaalaatikon asentamisen jälkeisiä siirtymiä kahtena ajankohtana 20.5.1997 (kuormitus täysi) ja 9.9.1997 (4 kuukauden seisonta-aika).

Huolimatta mahdollista virheistä tasojen mittauksissa, kuvasta 6.54 selvästi havaitaan, etteivät pilarit vielä 20.5.1997, kun pengerkuorma on täydellä vaikutuksellaan päällä, kaikkialla ota kuormaa vastaan, vrt. edellä anturi 1C, jossa mitattu pilari toimii. Pilarin, josta kuormitus on mitattu, sijaintilinja on merkitty kuvaan 6.54 nuolella.

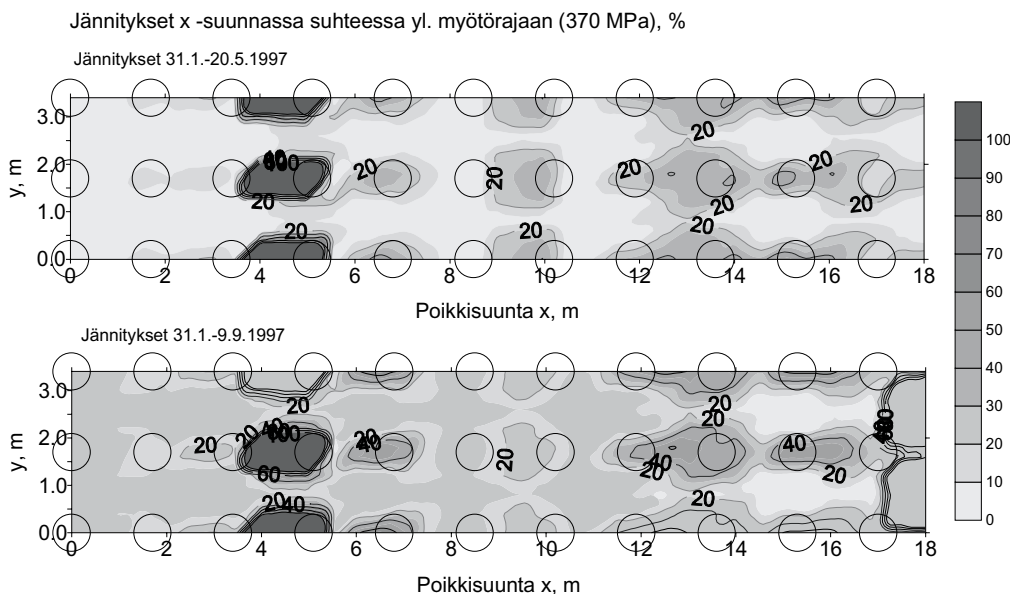


Kuva 6.54 Illustratio pilarien yläpään tason siirtymistä kahtena eri ajankohtana.

Teräsverkkojen jännitys painumaletkuista saadun informaation perusteella

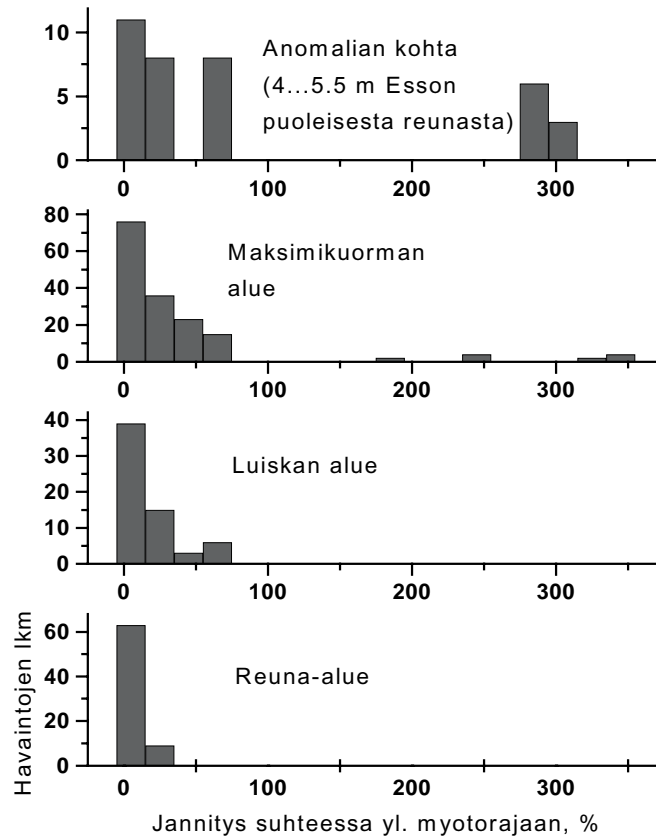
Käytettäessä teräsverkkoa pilareiden päällä, on huomattavan tärkeää, että pilarien ja niiden välisen maan käyttäytyminen olisi mahdollisimman samalla tavalla toimivaa. Toisin sanoen kaikkien pilareiden yläpäiden kovuus/pehmeys tulisi olla samanlaista. Jos jokin pilari ei kestä tai sen ja rakenteen väliin on jäänyt esimerkiksi savipatja, kasvaa jännemitta verkon kannalta heti kaksinkertaiseksi, eikä holvausfunktio välttämättä toteudu, vaan teräsverkko alkaa käyttäytyä "riippumattomana".

Kuvan 6.54 informaatiosta on kuvaan 6.55 laskettu teräksen poikittaissuuntainen venymä ja teoreettinen jännitys langassa, kun letkupainumamittauksen ja teräsverkon oletetaan painuman samassa vaiheessa. Koska mittausletku on teräsverkon päällä, yhtäläinen käyttäytyminen on odotettavaa. Letkupainumamittauksen mittausresoluutio ei välttämättä ole riittävän hyvä, jotta yksiselitteisiä yleistettäviä johtopäätöksiä voidaan vielä vetää. Myöhempiä painumaletkun 4A mittaustuloksia ei ole käytettävissä enää koko alueelta. Teräverkoista mitattujen venymien mukaan terästen jännitykset ovat kuitenkin pysyneet lähes vakioina syyskuun 1997 jälkeen.



Kuva 6.55 Teräsverkon jännitykset (keskimääräistetty) rakenteen poikkisuunnassa. Tulokset on laskettu olettaen teräsverkon venyvän letkupainumamittauksen muotoisena liukumatta. Pilarien teoreettiset paikat on merkitty ympyröin.

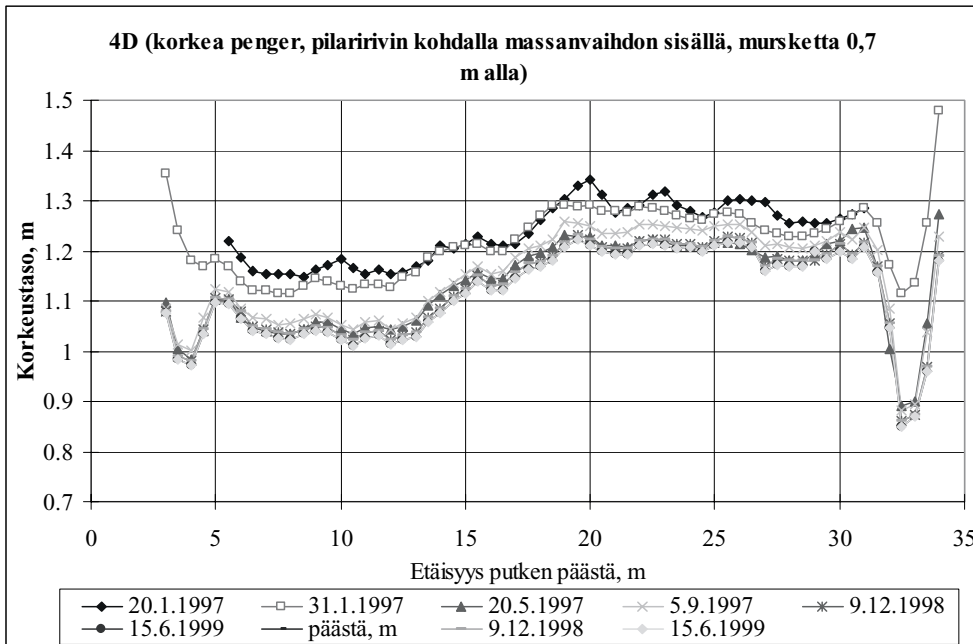
Kuvaan 6.56 on laskettu jännitysten jakaumat eri verkon osa-alueilla: reunassa 0...4 m, luiskan alueella 5.5...9 m, maksimikuorman alueella 9...16 m. Lisäksi alue, jossa muodonmuutokset ovat olleet suurimman, ns. anomalian alue 4...5.5 m, on kuvassa ylimpänä. Vaaka-akselilla on jännitysten suhde myötörajaan, prosentteina, ja pystyakselilla havaintojen lukumäärä. Koska tulkinta on tehty muodonmuutosten kautta, ei myötörajan ylittävien havaintojen todellisuutta ole kyetty verifioimaan.



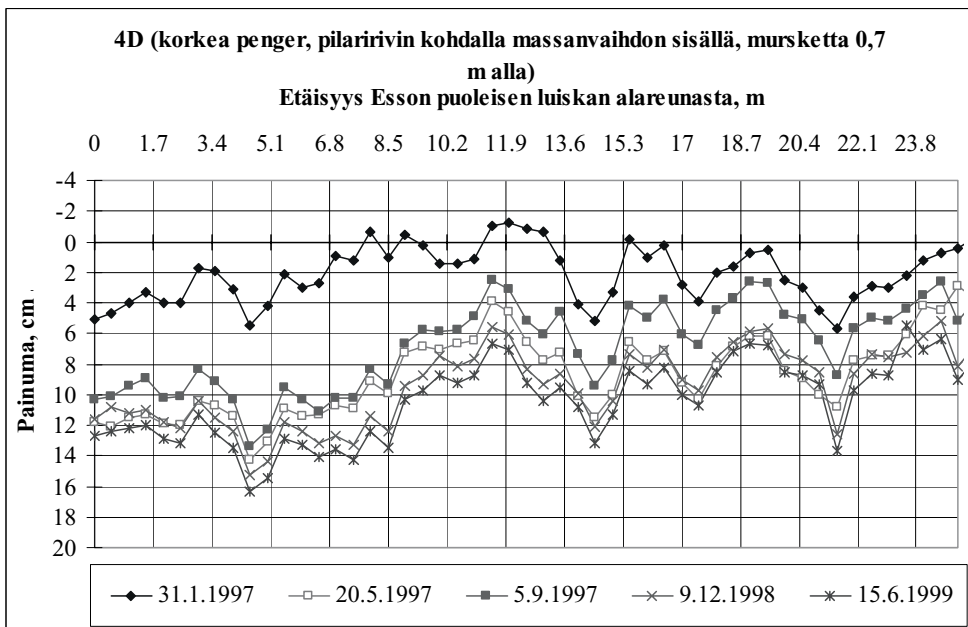
Kuva 6.56 Jännitysten jakaumat painumaletkujen 4A...4C havaintojen perusteella laskettuna.

Painumaletku 4D

Massanvaihdon sisällä olevan painumaletkun 4D mittaustulokset on esitetty kuvissa 6.57 ja 6.58.



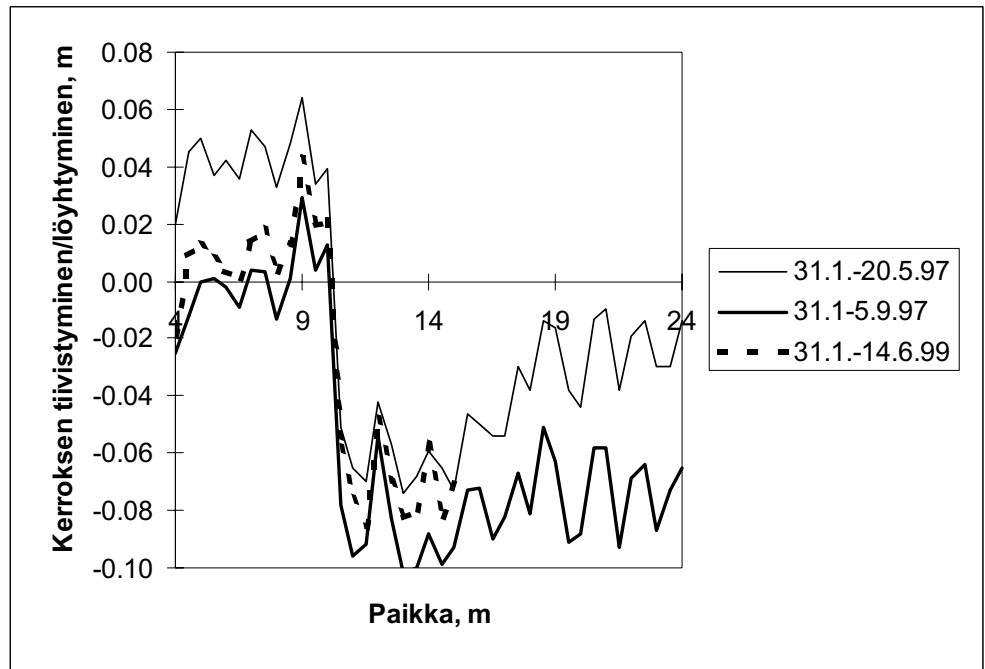
Kuva 6.57 Painumaletkun 4D tulokset tasoina.



Kuva 6.58 Painumaletkun 4D tulokset painumina.

Painumaletkut 4A...4C on asennettu murskekerroksen alaosaan. Painumaletkut 4D ja 4E sijaitsevat noin 0,8...0,9 m edellisiä letkuja ylempänä murskeessa. Pilarien näkyminen (vrt. saman pilaririvin kohdalla oleva painumaletku 4A) on selkeästi poistunut. Toisin sanoen pilarit eivät ole tunkeutunut yläpäästä murskeen läpi. Tämä ylempään teräsverkon taso ei ole siirtynyt yhtä paljon kuin alemman teräsverkon taso. Siis murskepatja on holvannut tähän 0,7 m paksuuteen mennessä itsensä riippumattomaksi saaven painumisesta.

Jos verrataan murskekerroksen alaosassa, 0,1 m murskeen alareunasta ja teoriassa 0,6 m sitä ylempänä olevan teräsverkon keskinäistä liikkumista, saadaan muodostettua kuva 6.59.

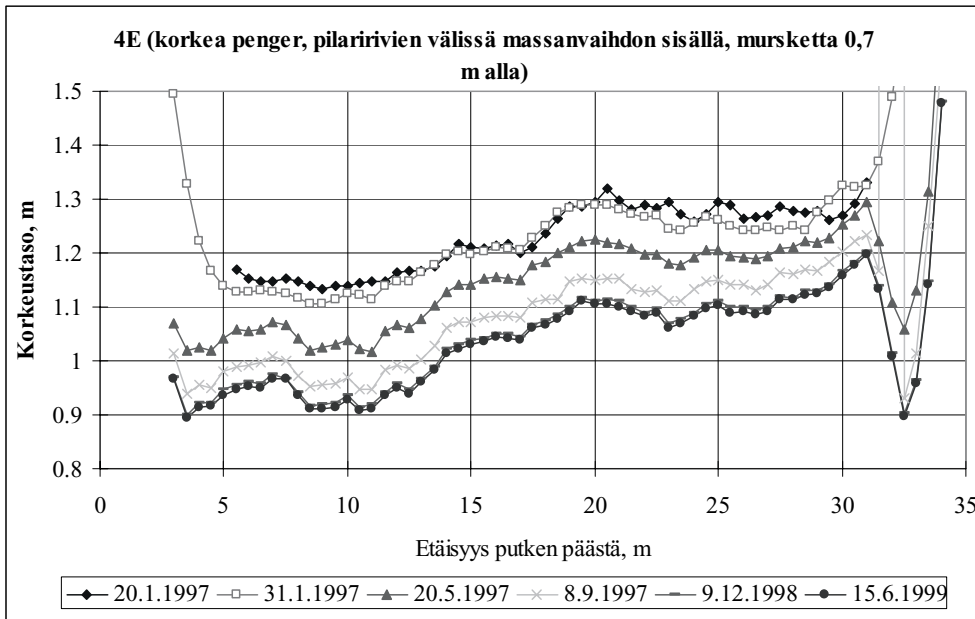


Kuva 6.59 Kahden päällekkäisen, pilarien kohdalla olevan letkun siirtymien muutos kolmena ajankohtana. Jos siirtymäero on negatiivinen on ylempi letku lähestynyt alempaa, jos siirtymäero positiivinen putket ovat etääntyneet toisistaan.

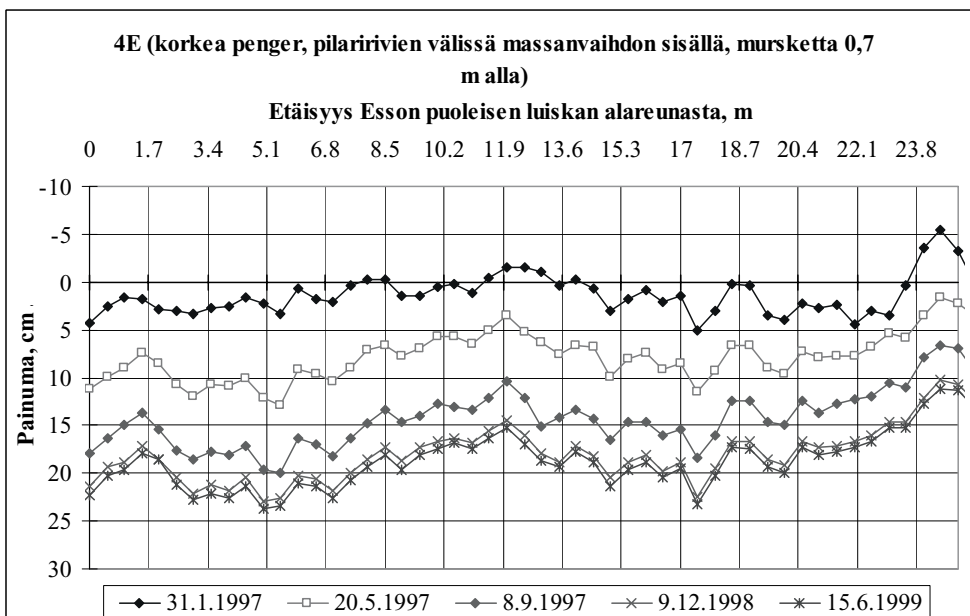
Kuvan 6.59 tulkintaan sisältyy absoluuttisen tason mittauksen virhemahdollisuus. Näyttäisi kuitenkin siltä, että murskepatja olisi tiivistynyt 4...6 cm n. 80...90 cm paksuisessa kerroksessa eli n. 5 %. Tiivistyminen on ollut n. 2 cm merkittävämpää pilarien kohdilla verrattuna pilarien välialueeseen.

Painumaletku 4E

Painumaletkun 4E tulokset on esitetty kuvissa 6.60 ja 6.61. Painumaletku sijaitsee samassa linjassa pilarien välissä kuin painumaletku 4C, mutta ylempänä murskeessa.



Kuva 6.60 Painumaletkun 4E tulokset tasoina.

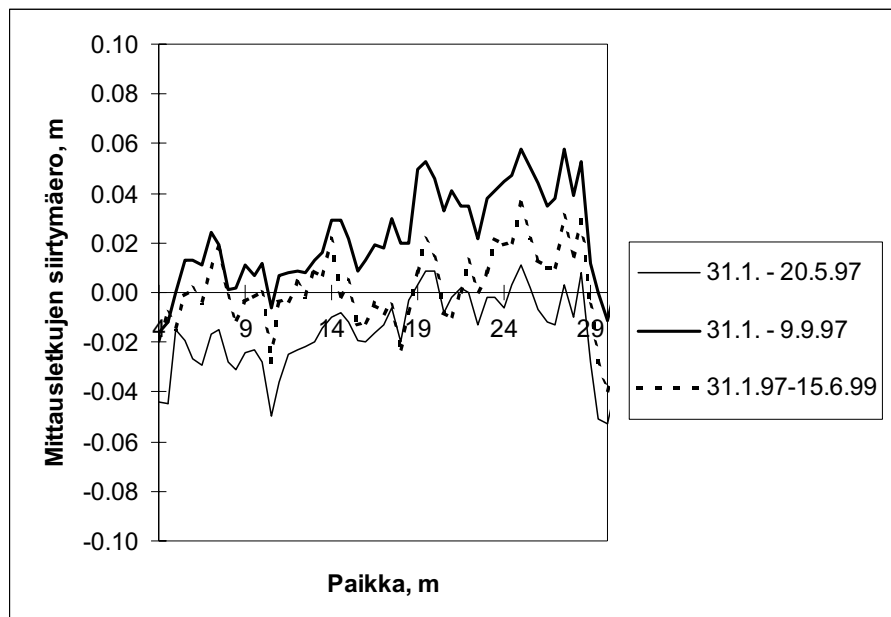


Kuva 6.61 Painumaletkun 4E tulokset painumina.

Verrattaessa painumaletkua 4E painumaletkuun 4C pilarista 10,2 oikealle voidaan todeta, että murskeen alaosa on painunut enemmän kuin yläosa. Tämä tarkoittaisi sitä, että murskepatjan yläosa toimisi alaosasta riippumattomana. Radiometriset mittaukset (3A ja 3B) antavat aiheen arvioida, että pilarin kohdalla murskepatja tiivistyy alaosastaan sekä yläosastaan, vrt. myös kuva 6.59. Pilarien välissä murskepatja taas tiivistyy keskikorkeudeltaan. Toinen mahdollinen selitys on se, että murske yksinkertaisesti on keskialueella "valunut" verkkojen läpi. Verkko pystyy holvaamaan 0,7 m tason pysymään suhteellisen "jämkästi" paikallaan, mutta alemman, kiristyneen

verkon alla oleva letku on painunut verkon läpi "varisseen" murskeen takia saveen. Tästä seuraisi tyhjätillaa/löyhtymistä.

Kuva 6.62, jossa on esitetty letkun 4C ja 4E välisen korkeuden ero pilaririvien välissä antaa ristiriitaista tietoa. Näyttäisi siltä, että murskepatja ensiksi olisi tiivistynyt kuorman maksiminostoon asti, mutta sitten löyhtynyt syyskuuhun asti. Totuus lienee se, että letkujen referenssikorkeuksissa on virheitä.



Kuva 6.62 Kahden päällekkäisen, pilarien välillä olevan letkun siirtymien muutos kolmena ajankohtana. Jos siirtymäero on negatiivinen on ylempi letku lähestynyt alemmaa, jos siirtymäero positiivinen putket ovat etääntyneet toisistaan.

7 KORKEAN PENKEREEN LASKENNALLISET TARKASTELUT

7.1 Tarkastelut koskien korkean penkereen vinoilla pilareilla varustettua penkereen osaa

7.1.1 Laskennan lähtökohdat

Tässä kappaleessa on käsitelty korkean koepenkeren pohjoisen puoleisen, vinoja pilareita sisältävän rakenteen puoliskon laskennallista mallinnusta. Rakenteen mallinnus tehtiin 3D-FLAC -ohjelmalla. Lisäksi suoritettiin muutamia ko. rakenteen tarkasteluita PLAXIS-ohjelmalla. PLAXIS-ohjelmassa penkereen puolikkaan alla olevat pilarit kuvattiin tällöin lamelleina. PLAXIS-ohjelmalla suoritetusta useita pilareita sisältävästä rakenteen tarkastelusta on tässä yhteydessä esitetty vain muutamia tuloksia. Yksittäiseen korkean penkereen alla olevaan pilariin liittyvät tarkastelut sen sijaan suoritettiin pelkästään PLAXIS-ohjelmaa käyttäen ja niiden tulokset on tässä yhteydessä esitetty ja käsitelty laajemmin. Yksittäisen pilarin käyttäytymiseen liittyvät tarkastelut on käsitelty kappaleessa 7.2.

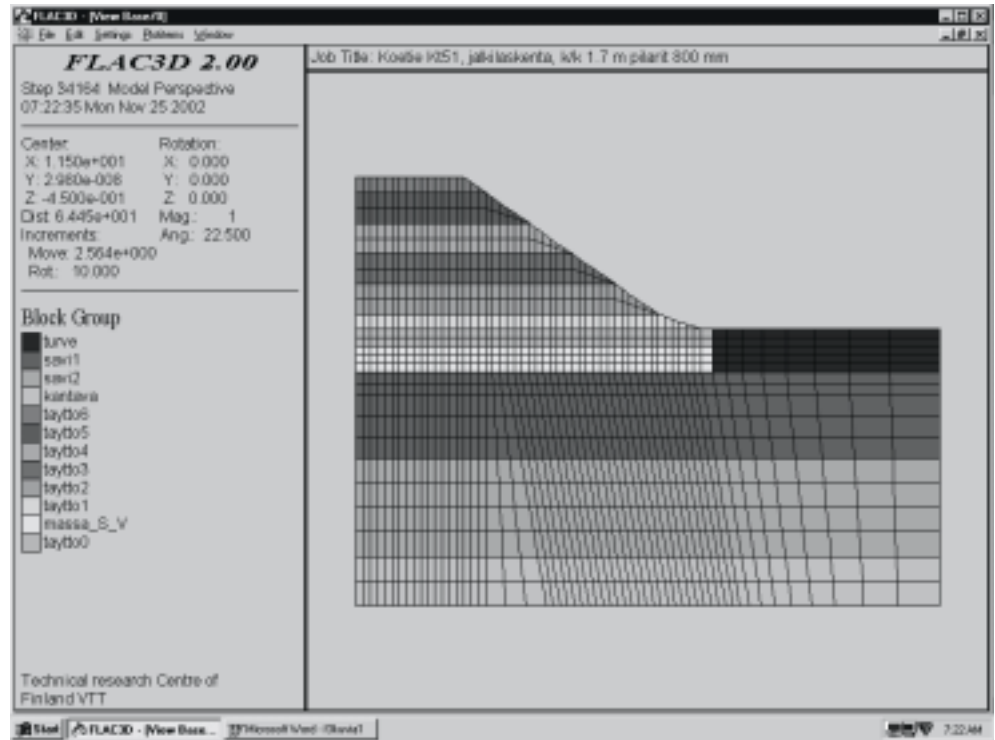
Kirkkonummen koepenkereseen liittyen suoritettiin vastaavia alustavia tarkasteluita jo vuonna 1996. Nyt suoritettuihin tarkasteluihin sekä koepenkerettä kuvaavan mallin geometriaa että materiaalien ominaisuuksia on muutettu paremmin vastaamaan toteutunutta tilannetta vuonna 1996 suoritettuihin alustaviin tarkasteluihin nähden.

Laskennoissa on tarkasteltu 3D-FLAC-ohjelmalla Kirkkonummen korkean koepenkeren pitkäaikaista kuormitustapausta. Ohjelmalla voidaan mallintaa penkereen todellinen kolmiulotteinen rakenne, mutta ohjelmaversio 1.0 ei huomioi kuormituksesta aiheutuvaa huokospaineen nousua ja ajan myötä tapahtuvaa laskua eli kokoonpuristuvien kerrosten konsolidoitumista. Pohjavedenpinnan mukainen huokospaine huomioidaan kuitenkin lujustarkasteluissa. Materiaalimalleina on käytetty Mohr-Coulombin kimmoplastista materiaalimallia ja parametreina mahdollisimman pitkälle laboratoriossa kentältä otetuista näytteistä määritetyt parametreja. Kohteen maakerrosjakoa ja maaparametreja on tarkasteltu erikseen yksittäiseen pilariin liittyvien tarkastelujen yhteydessä. Maakerrosjakoon ja maaparametreihin on tehty joitain yksinkertaistuksia laskentojen yksinkertaistamiseksi. Kaikilta osin määrityksiin perustuvia materiaaliparametreja ei ollut käytettävissä (esim. pengermateriaalin tai murskeen ominaisuudet, lujitteen käyttäytyminen murskeessa).

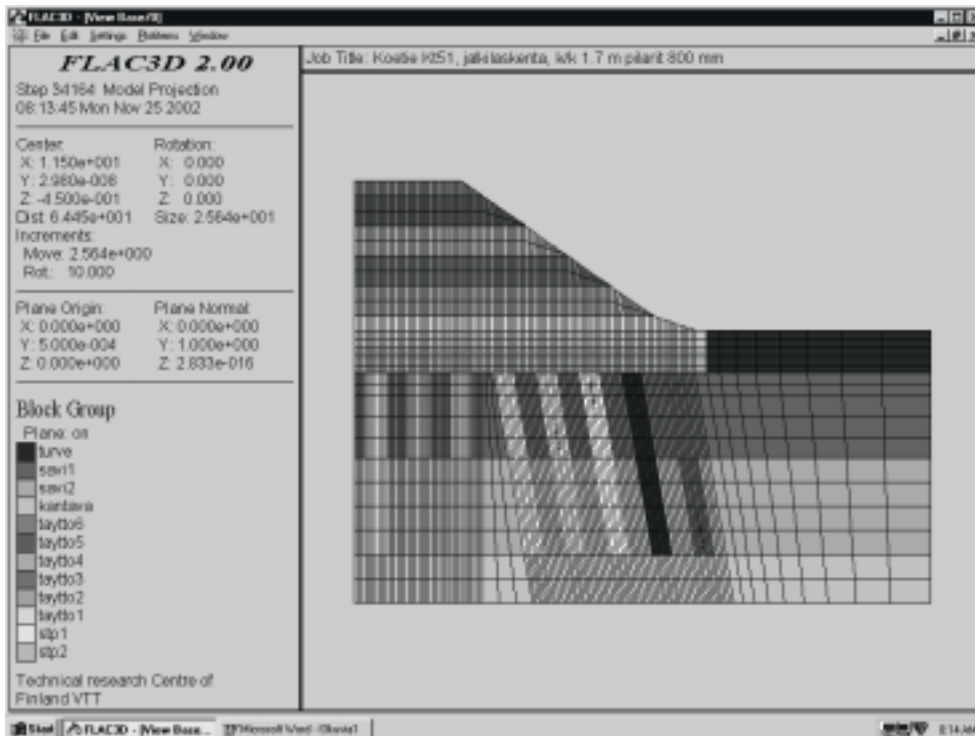
Laskentamallissa on mallinnettu se penkereen puoli, jossa keskilinjasta lähtien on kolme pystypilaririviä ja näistä luiskaan päin viisi kallistettua pilaririviä (kaltevuus 6:1). Pilariväli on k/k 1.7 m ja halkaisija ϕ 0.8 m. Mallinnetussa rakenteen puolikkaassa pilareita on siten yhteensä 8 kappaletta. Pilareiden päälle murskeesta turvetta korvaamaan tehdyssä massanvaihdossa on teräksinen lujiteverkko kahdessa tasossa. Verkon lujitteet on jouduttu kuvaamaan yksittäisinä terästankoina, mistä johtuen poikittaisten ja pitkittäisten rautojen välillä ei ole laskentamallissa todellista kontaktia. Turvekerroksen yläosassa massanvaihto on tehty pengermateriaalia olevalla hiekalla. Massanvaihdon yläpinnasta eli maanpinnan tasosta (n. +2.0 m) alkava 6

m:n korkuinen hiekkapenger on laskennoissa lisätty vaiheittain 1 tai 6 portaassa.

Mallinnettu rakenne on esitetty kuvissa 7.1 ja 7.2. Kuvien digitaalimuodossa tapahtuvaa esittämistä varten laskennat on ajettu uudestaan ohjelmaversiolla 2.00.



Kuva 7.1 Mallinnettu korkea pengeri kahden pilarin välisessä leikkauksessa.



Kuva 7.2 Mallinnettu korkea penger pilarivin kohdalta leikattuna. Kuvassa on esitetty myös lujiteverkkojen sijainti.

7.1.2 Laskentamalli - kerrosjako ja laskennassa käytetyt parametrit

Laskentamallissa on penkereen alueella kuvattu seuraavat pohjasuhteet:

- turvekerros, paksuus 1.7 m (tasoväli +0.3...+2.0)
- savikerros (savi1), paksuus 3.4 m (tasoväli +0.3...-3.1)
- savikerros (savi2), paksuus 3.8 m (tasoväli -3.1...-6.9) ja
- savikerrosten alapuoliset karkeammat maakerrokset, paksuus 2 m (tasoväli -6.9...-8.9).

Turvekerros, joka korvattiin massanvaihdoilla sekä molemmat savikerrokset kuvattiin laskentamallissa edellä esitetyn paksuisina kerroksina. Savikerrosten välissä olevaa ohutta silttikerrosta ei laskentamallissa ole erikseen kuvattu. Turvekerros on mallissa mallinnettu pystysuunnassa 5 elementtirivillä, ensimmäinen savikerros myös 5 ja toinen savikerros 4 elementtirivillä. Savikerrosten alla ovat karkearakeisemmat kerrokset, joiden todellinen paksuus on n. 6 m, on mallinnettu ainoastaan 2 metrin paksuisena kerroksena pystysuunnassa 2 elementtirivillä. Kohteen kuvauksessa käytettyä elementtimäärää jouduttiin rajoittamaan tietokoneen keskusmuistikapasiteetin johdosta sekä pitämään laskenta-aika kohtuullisena.

Maapinnan tasoon (n. +2.0) tulevaa pengertä, jonka korkeus on 6 m, mallintamaan on käytetty 10 elementtiriviä ja laskelmissa varsinaisen penkereen nostaminen on yleensä tehty kuudessa kerroksessa (0.6 m + 4 × 1.2 m + 0.6 m) eli laskentaportaassa. Ensimmäisen korotuksen suuruus (0.6 m) on siis ollut puolet neljästä seuraavasta korotuksesta (1.2 m) ja viimeisen korotuksen suuruus jälleen vain puolet (0.6 m) neljästä edellisestä korotuk-

sesta. Täydessä korkeudessaan olevan penkereen leveys harjalla on 8 m, josta symmetrisessä mallissa on siis kuvattu vain 4 m. Pengerluiskan on kaltevuus 1:1.5. Maanpinnan tasossa laskentamallissa maapohjaa on kuvattu 23 m leveydeltä.

Suoritettu massanvaihto on kuvattu vaihtamalla turvekerros pilarien päällä koko paksuudeltaan murskeeksi (1 m) ja sen päällä pengermateriaalia olevaksi täyttöhiekaksi (0.7 m) yhdessä laskentaportaassa. Tässä laskentaportaassa on asennettu myös lujitteet massanvaihtoon.

Pohjavedenpinta on alkujännitystilaa laskettaessa otaksuttu maanpinnan tasoon. Tehokkaan vaakajännityksen alkutilassa on pohjamaassa oletettu olevan savikerrosten kitkakulmiin perustuen 0.65-kertainen tehokkaasta pystyjännityksestä. Pilarien tilavuuspainona on käytetty saven tilavuuspainoa. Savikerrosten tilavuuspainot on yhdenmukaistettu laskelmia varten alkujännitystilaa antamisen helpottamiseksi. Savikerrosten muodonmuutosominaisuudet on valittu käytettävissä olleiden avoimessa tilassa suoritettujen kolmiakselikokeiden tulosten perusteella, ylemmälle savikerrokselle (savi 1) jännitysväliltä $\sigma_3 = 20...50$ kPa ja alemmalle savikerrokselle (savi 2) jännitysväliltä $\sigma_3 = 50...80$ kPa. Maamateriaaleilla ja pilareilla laskennassa käytetyt maaparametrit on esitetty taulukossa 7.1. Pilarien vetolujuudeksi on otettu betoninormeja mukailien $c_t=0.2 \times$ puristuslujuus (puristuslujuus = $2 \times$ koheesio).

Taulukko 7.1 Laskennassa käytetyt maamateriaalien ja pilarien parametrit.

Materiaali	γ kg/m ³	E_d kPa	E_d Pa	ν	K Pa	G Pa	ϕ' °	c' Pa
Hiekka (penger)	1750	15000	1,50E+07	0,33	1,47E+07	5,64E+06	32,0	2,0E+03
Turve	1200	50	5,00E+04	0,33	4,90E+04	1,88E+04	17,0	8,0E+03
Murske	2200	40000	4,00E+07	0,33	3,92E+07	1,50E+07	38,0	2,0E+03
Savi 1	1750	768	7,68E+05	0,15	3,66E+05	3,34E+05	22,3	1,8E+03
Savi 2	1750	1600	1,60E+06	0,10	6,67E+05	7,27E+05	20,7	4,1E+03
Pohjahiekka	1750	15000	1,50E+07	0,33	1,47E+07	5,64E+06	32,0	2,0E+03
Pilari (valittu arvo)	1750	45000	4,50E+07	0,30	3,75E+07	1,73E+07	48,0	1,9E+05
Pilari*	1750	36000	3,60E+07	0,30	3,00E+07	1,38E+07	48,0	1,9E+05

* jatkolaskelmassa 20 % lla heikennetty muodonmuutosmoduuli

Lujitteen ominaisuudet

Penkereessä käytetty lujiteverkko # 100 mm, ϕ 4 mm, on kuvattu laskentamallissa yksittäisinä terästankoina. Lujitteen todellinen verkkomaisuus on pyritty huomioimaan ulosvetovoimaa määritettäessä ja lujitteen leveytenä on tällöin käytetty puolta (0.05 m) lujitteen tankojen välisestä etäisyydestä.

Ulosvetovoima on laskettu kaavalla (7.1)

$$T=2 \cdot D \cdot \sigma_v \cdot \mu \quad (7.1)$$

missä

T on ulosvetovoima, kN
D lujitteen halkaisija (tässä käytetty 0.05 m)
 σ_v pystyjännitys (tässä käytetty 115.1 kPa)
 $\mu = (0.4 \dots 1.5) \tan \phi$

eli

$$T = 2 \cdot 0.05 \cdot 115.1 \cdot \tan 38^\circ = 8.99 \text{ kN} / \text{lujitteen pituusmetri}$$

Ohjelmaan annettava ulosvetolujuus (sbond) on näin $8.99 \cdot 10^3$ N/m ja lujitteessa vaikuttavan voiman kehittymisen huomioiva parametri kbond $4.5 \cdot 10^6$ N/m/m, kun ulosvetovoima mobilisoituu 2 mm siirtymällä. Teräksen myötölujuuden ollessa 500 N/mm^2 , on yhden lujitetangon myötövoima (yield) 6.28 kN. Yhteenveto ohjelman lujitteella käyttämistä parametreista on esitetty taulukossa 7.2.

Taulukko 7.2 Lujitteen ominaisuudet.

Parametri	Poikkisuunta	Pituussuunta	Yksikkö
kimmomoduuli e	$2.1 \cdot 10^{11}$	$2.1 \cdot 10^{11}$	Pa
poikkipinta-ala a	$1.256 \cdot 10^{-5}$	$1.256 \cdot 10^{-5}$	m ²
kbond	$4.5 \cdot 10^6$	$4.5 \cdot 10^6$	N/m/m
sbond	$8.99 \cdot 10^3$	$8.99 \cdot 10^3$	N/m
myötövoima yield	$6.28 \cdot 10^3$	$6.28 \cdot 10^3$	N

7.1.3 Laskennan tulokset

Tarkastelussa suoritettiin kolme erillistä laskentaa:

1. Laskenta valituilla parametreilla, pengerialisuus 6 kerroksessa
- 2 a. Laskenta alennettua pilarien muodonmuutosmoduulia käyttäen (pilarien muodonmuutosmoduulia pienennetty 20 %), pengerialisuus 6 kerroksessa
- 2 b. Laskenta alennettua pilarien muodonmuutosmoduulia käyttäen, pengerialisuus 1 kerroksessa

Laskenta valituilla parametreilla

Alkuaan jälkilaskentaan valituilla parametreilla tehdyssä laskennassa saatiin seuraavat päätulokset (suluissa 1996 saadut tulokset):

- suurimmat painumat penkereen keskellä ovat 11.8 cm (n. 9 cm).
- vaakasiirtymät luiskan juuressa ovat 2.3 cm (n. 3 cm)
- suurin lujite-elementtiin kohdistuva voima tien poikkisuunnassa on 6.3 kN eli lujitteen myötörajan suuruisen (n. 18 kN huom. erilainen lujite) ja
- suurin pystysuuntainen kokonaisjännitys pilarissa on 534 kPa (724 kPa huom. muuttuneet tilavuuspainot ja pilarien ominaisuudet sekä jonkin verran myös maan muodonmuutosominaisuudet).

Laskennoissa saadut päätulokset on kerätty jäljempänä olevaan taulukkoon 7.3.

Laskenta alennettua pilarin jäykkyyttä käyttäen

Toinen laskenta suoritettiin samaan geometriaan ja materiaaliominaisuuksiin pohjautuen kuin ensimmäinenkin laskenta, lukuunottamatta pilarien muodonmuutosominaisuuksia. Pilarien jäykkyyshuomioon alennettiin 20 % huomioimaan paremmin pilareista otetuissa näytteissä havaittua jäykkyysominaisuuksien vaihtelua ja moduulin tulkintatapaa.

Tässä laskennassa saatiin seuraavat päätulokset (suluissa alunperin valituilla parametreilla saadut tulokset):

- suurimmat painumat penkereen keskellä ovat 13.6 cm (11.8 cm).
- vaakasiirtymät luiskan juuressa ovat 2.3 cm (n. 2.3 cm)
- suurin lujite-elementtiin kohdistuva voima tien poikkisuunnassa on 6.3 kN (6.3 kN) ja
- suurin pystysuuntainen kokonaisjännitys pilarissa on 525 kPa (534 kPa).

Laskenta toistettiin vielä kuormitustapauksella, jossa koko penkereen maanpinnan yläpuolinen osuus lisättiin yhtenä kerroksena. Viitteessä /5/ tehdyn havainnon mukaan 3D-FLAC:in on esitetty jonkin verran yliarvioivan holvautumista tarkastelussa, jossa kuormitus on lisätty useampana kerroksena.

Yhtenä kerroksena lisätyn penkereen tarkastelussa saatiin seuraavat päätulokset (suluissa useampana kerroksen rakennetun penkereen tarkastelussa saadut tulokset):

- suurimmat painumat penkereen keskellä ovat 13.8 cm (13.6 cm).
- vaakasiirtymät luiskan juuressa ovat 2.9 cm (2.3 cm)
- suurin lujite-elementtiin kohdistuva voima tien poikkisuunnassa on 6.3 kN (6.3 kN) ja
- suurin pystysuuntainen kokonaisjännitys pilarissa on 537 (525 kPa).

Laskennoissa saadut tulokset on kerätty taulukkoon 7.3. Taulukon arvot on poimittu tuloksena saatavista kuvaajista (tasa-arvokäyrät tai suureen arvoa ohjelman sisäisen laskenta-askeleen suhteen esittävät kuvaajat). Taulukossa 7.4 on esitetty lujitevoimien (maksimivoiman) kehittyminen laskentatapauksissa 1 ja 2a. Modifioituilla parametreilla suoritettujen laskentojen tuloksia (jakautumakuvat ja em. käyrät) on esitetty myös liitteiden 13/1... 13/10 kuvissa.

Taulukko 7.3 Laskentojen päätulokset (tulokset pilarien muodostamassa tasossa).

	Maksimi pystysuuntainen siirtymä (pilarien muodostamassa tasossa)	Maksimi vaakasuuntainen siirtymä (pilarien muodostamassa tasossa)	Max ja min painuma pilarissa (1. ja 8. pilari)	Max ja min painuma maassa (1. ja 8. pilariväli ja 1. ja 8. neljän pilarin väli)	Max ja min kokonaisjännitys pilarissa (0.225 m pilarin päästä; 0-taso -24.7 kPa)*	Max ja min kokonaisjännitys maassa (0.225 m "maanpinnasta"; 0-taso -24.4 kPa)**
Tarkastelu 1	0.118 m	0.023 m	0.098 m 0.026 m	0.114 m 0.047 m 0.113 m 0.048 m	-534 kPa -123 kPa	-45.8 kPa -36.0 kPa -41.5 kPa -34.4 kPa
Tarkastelu 2a	0.136 m	0.023 m	0.115 m 0.032 m	0.129 m 0.055 m 0.132 m 0.055 m	-525 kPa -125 kPa	-47.2 kPa -36.8 kPa -42.7 kPa -35.3 kPa
Tarkastelu 2b	0.138 m	0.029 m	0.118 m 0.027 m	0.134 m 0.057 m 0.132 m 0.057 m	-537 kPa -89 kPa	-46.9 kPa -38.4 kPa -43.2 kPa -36.6 kPa

	Pystysuunta	Vaakasuunta	Pituusuunta (kuvatasa vastaan)
Tarkastelu 1	-584 kPa	-99 kPa	-113 kPa
Tarkastelu 2a	-566 kPa	-95 kPa	-109 kPa
Tarkastelu 2b	-577 kPa	-97 kPa	-110 kPa

* pilarin keskikohtalla (pilarin muissa osissa jännitys saattaa poiketa tästä)

** ensimmäiset kaksi arvoa kahden pilarin välissä ja seuraavat 4 pilarin välissä

Taulukko 7.4 Siirtymän ja lujitevoiman kehittyminen alunperin valituilla pilarien parametreilla ja muodonmuutosominaisuuksiltaan heikennetyillä pilareilla.

Tarkastelu 1					Tarkastelu 2a				
Porras	Maksimi pystysiirtymä, m	Maksimi lujitevoima, kN			Porras	Maksimi pystysiirtymä, m	Maksimi lujitevoima, kN		
		Alempi lujite	Ylempi lujite	Pituusuunta			Alempi lujite	Ylempi lujite	Pituusuunta
0	0.019	0.28	1.11	0.04	0	0.021	0.29	1.08	0.09
1	0.025	0.60	1.19	0.08	1	0.029	0.64	1.16	0.07
2	0.045	1.30	1.48	0.34	2	0.537	1.42	1.43	0.36
3	0.067	2.13	2.66	0.64	3	0.079	2.36	2.71	0.69
4	0.088	3.98	3.53	1.05	4	0.103	4.37	3.73	1.13
5	0.108	6.17	6.25	1.53	5	0.125	6.28*	6.28*	1.56
6	0.119	6.28*	6.28*	1.63	6	0.136	6.28*	6.28*	1.63

* myötörajan suuruinen

Laskentatapauksen 2a tarkennettu tulosten käsittely

Tarkempaan tulosten jatkokäsittelyyn valittiin laskentatapaus 2a, jossa siis pilarilla oli käytetty alennettuja muodonmuutosominaisuuksia. Tarkastelutapauksen osalta laskentatuloksista poimittiin muutamia tuloksia lähempään tarkasteluun ja jatkolaskentoja varten. Jatkotarkasteluissa tarkasteltiin pilarien ja maan siirtymiä, pilareihin kohdistuvia jännityksiä ja paineen keskistymistä pilareille sekä vertailtiin lujitteelle saatuja voimia analyttisiin laskentamenetelmiin. Jatkossa eri suureita on esitetty laskentaportaittain: ”porras 0” kuvaa suoritettua massanvaihtoa, jossa siis turvekerros on vaihdettu osin murskekerrokseksi ja osin pengerhiekkaa olevaksi kerrokseksi olemassa olevaa maanpintaan asti. Portaat 1...6 edustavat varsinaisen penkereen lisäystä (huom. lisäysportaat eivät ole paksuudeltaan tasasuuria; portaat 1 ja 6 ovat puolet portaiden 2, 3, 4 ja 5 suuruudesta).

Siirtymät

Pilarien ylä- ja alapäiden pystysuuntaiset siirtymät (pilarien keskikohdalla) on esitetty liitteen 13/7 kuvissa 15 ja 16 kuormitusportaiden (0...6) funktiona. Suurin painuma on pilarissa 2, mutta lähes kaikki pystypilarit ovat painuneet lähes saman verran. Pilarien alapään siirtymät ovat n. kymmenesosa pilarin yläpäiden siirtymästä.

Liitteen 13/7 kuvassa 17 on esitetty ensimmäisen pilarin reunimmaisten kokonaan pilarissa olevien solmupisteiden (x-koordinaatti 1.12 m) pisteiden pystysuuntaiset siirtymät ja liitteen 13/8 kuvassa 18 puolestaan pilarien välisessä maassa (pilariväli 1-2) kokonaan maamateriaalissa olevien ensimmäisten solmupisteiden (x-koordinaatti 1.40 m) pystysuuntaiset siirtymät. Näiden solmupisteiden väliin jää yksi solmupisterivi, joka on yhteinen sekä pilarille että maamateriaalille. Liitteen 13/8 kuvassa 19 on esitetty em. solmupisterivien siirtymien erotus siten, että maamateriaalin pisteissä havaituista siirtymistä on vähennetty pilarissa havaittu siirtymä kuormitusportaisa 0 ja 6. Kuormitusportaassa 0 siirtymäerot ovat alle 1 mm, mutta kuormitusportaassa 6 maa painuu pilarin yläosassa lähes kymmenen millimetriä pilaria enemmän ja pilarin alaosassa pilarin siirtymä on lähes 3 mm maamateriaalipisteiden siirtymää suurempi.

Jännitykset

Liitteen 13/9 kuvassa 20 on esitetty ensimmäisessä pilarissa vaikuttavat pystysuuntaiset lisäjännitykset portaissa 1...6. Nämä jännitykset on laskettu pilarin poikkileikkauksessa olevien elementtien jännitysten avulla painottaen yksittäisiä jännitysarvoja elementtien koon mukaan. Vertailukohtana on ollut etupäässä 0-portaassa vaikuttava jännitys. Portaan 6 osalta lisäjännitys on kuitenkin määritetty myös alkutilaan nähden, jossa siis massan vaihtoa ei vielä ollut tehty. Pystysuuntaiset lisäjännitykset alkavat voimakkaasti kasvaa murskekerroksessa. Lisäjännitykset eivät saavuta huipputasoaan aivan pilarin yläpäässä, vaan vasta hieman alempana. Liitteen 13/9 kuvassa 21 on esitetty vaakasuuntaiset lisäjännitykset pilarin uloimmassa (maata vastaan olevassa; x-koordinaatti 1.18 m) elementtirivissä ja liitteen 13/10 kuvassa 22 pilarien välissä olevassa tarkastelupoikkileikkauksessa (x-koordinaatti 1.625). Pilarin reuna-alueella jännitykset ovat n. suurimmallaan n. kaksinkertaiset pilarien väliseen poikkileikkaukseen nähden. Pilarikohtaiset, pilarin

yläpäässä vaikuttavat pääjännitykset ja jännityskomponentit (kokonaisjännitykset) on esitetty liitteessä 13/10 taulukossa 1.

Ensimmäisessä pilarissa vaikuttavat pystysuuntaiset lisäjännitykset on esitetty numeroarvoina myös taulukossa 7.5. Tähän taulukkoon on laskettu myös pilariin kohdistuvan paineen keskittymiskertoimet pilarin ylä- ja alapään sekä pilarissa keskimäärin vaikuttavan jännityksen suhteen. Lisäksi taulukossa on esitetty tehokkuus E ($E = \text{pilarikuorma} / \text{kokonaiskuorma}$).

Taulukko 7.5 Ensimmäisen pilarin kohdalla vaikuttavat pystysuuntaiset lisäjännitykset, paineen keskittymiskertoimet ja tehokkuus E. Pilariin liittyvät poikkileikkaustasot (elementin keskikohdan syvyys) on esitetty liha-voituna.

Kuorma portaassa kPa	-10.5	-31.5	-52.5	-73.5	-94.5	-105	-119.3
Elementin keskikohta z	Porras 1	Porras 2	Porras 3	Porras 4	Porras 5	Porras 6	Porras 6 (vs. alkutila)
1.83	-10.4	-31.8	-55.1	-80.7	-105.1	-113.5	-115.9
1.49	-11.1	-34.5	-60.9	-90.0	-114.6	-126.4	-131.6
1.15	-13.0	-42.2	-78.2	-114.9	-142.4	-160.1	-169.6
0.81	-18.9	-67.7	-125.6	-181.6	-231.9	-261.8	-280.0
0.47	-30.2	-99.4	-176.2	-257.3	-335.3	-378.1	-414.8
0.08	-54.8	-162.1	-264.0	-361.1	-446.8	-486.4	-557.3
-0.38	-55.6	-165.5	-270.2	-368.4	-454.1	-491.8	-563.8
-1.02	-56.0	-166.8	-271.4	-367.2	-448.9	-481.5	-553.9
-1.85	-56.1	-166.9	-271.4	-366.6	-447.1	-478.5	-550.8
-2.68	-56.0	-165.8	-269.6	-364.0	-443.4	-474.1	-545.8
-3.58	-52.7	-155.5	-252.4	-340.8	-415.6	-445.0	-512.2
-4.55	-52.3	-153.1	-248.2	-334.8	-408.1	-436.8	-503.0
-5.52	-52.2	-151.7	-245.8	-331.2	-403.8	-432.1	-497.5
-6.48	-51.4	-148.4	-240.3	-323.6	-394.4	-421.9	-485.6
-7.45	-14.4	-41.3	-66.8	-89.9	-110.0	-118.1	-135.7
-8.42	-11.7	-33.3	-53.7	-72.2	-88.0	-94.2	-108.5
Paineen kesk.k. Yläpää	5.22	5.14	5.03	4.91	4.73	4.63	4.67
Paineen kesk.k. Alapää	4.89	4.71	4.58	4.40	4.17	4.02	4.07
Paineen kesk.k. Keskimäär. pilarijänn. suhteen	5.15	5.06	4.94	4.77	4.54	4.39	4.44
Pilarikuorma, kN	-27.56	-81.46	-132.68	-181.50	-224.56	-244.50	-280.12
Kokonaiskuorma, kN	-30.35	-91.04	-151.73	-212.42	-273.11	-303.45	-344.78
E (tehokkuus)	0.908	0.895	0.874	0.854	0.822	0.806	0.812

Paineenkeskityskerroin on suurimmillaan hieman yli 5, kun pengertä on korotettu vasta vähän. Tämän jälkeen paineen keskistymiskerroin alenee, ja saavuttaa pilarin yläpäässä arvon 4.67 alkutilaan (edes massanvaihtoa ei ole vielä tehty) nähden, kun pengeri on täydessä korkeudessaan. Pilarin yläpään jännityksen mukaan laskettu pilarikuorma on vastaavassa tapauksessa 280 kN ja kokonaiskuorma yhden pilarin alueelle (1.7 m·1.7 m) 345 kN, mistä arvoista tehokkuudelle E saadaan arvo 81.2 %.

Viitteessä /7/ kalkkipilareiden tehokkuudelle on esitetty kaava (7.2)

$$\frac{1}{E} = \frac{E_s}{E_p} \cdot \frac{(1-a)}{a} + 1 \quad (7.2)$$

E	on	tehokkuus
E_s		maapohjan kimmomoduuli
E_p		pilarin kimmomoduuli
$a=A_p/A$		
A_p		pilarin poikkileikkausala
A		pilarivälin neliö

Tällä kaavalla saadaan keskimääräistä maapohjan muodonmuutosmoduulia (1184 kPa) ja alennettua pilarin muodonmuutosmoduulia (35000 kPa) käyttäen tehokkuudelle arvo E=86.2 %. Tätä vastaava pilarikuorma on 297.2 kN (jännitys 591.3 kPa) ja paineen keskistymiskerroin 4.96. Viitteessä /7/ on arvioitu mitoitusmenetelmän yliarvioivan pilarikuormia.

Viitteessä /7/ esitetyillä Hewlettin ja Randolphin nomogrammeilla (viitteen /7/ kuva 15) tehokkuudeksi voidaan arvioida E ~ 75 % ja Hewlettin nomogrammilla (viitteen /7/ kuva 18) E ~ 82 %. Näiden nomogrammien käytössä ongelmia aiheuttaa käsiteltävässä rakenteessa materiaalin kitkakulman valinta: välittömästi pilarien päällä olevan murskeen kitkakulma on 38° ja varsinaisen pengermateriaalin 32°. Nomogrammeja käytettäessä pengermateriaalin kitkakulmaksi on oletettu 35°.

Lujitevoimat

Laskentatapauksessa 2a lopputilanteessa penkereen poikkisuuntaisissa lujitteissa vaikuttavat voimat on esitetty taulukossa 7.6. Mikäli lujitevoimat esiintyisivät kaikissa lujitteissa samassa kohdassa ja lujitteita on 9 kappaletta / penkereen pituusmetri olisi ylemmässä lujitteessa vaikuttava voima keskimäärin 42.2 kN/m ja alemmassa lujitteessa vastaavasti 41.5 kN/m.

Taulukko 7.6 Penkereen poikkisuuntaisissa lujitteissa vaikuttavat voimat penkereen ollessa täydessä korkeudessaan.

Lujite nro	Etäisyys pilarin keskikohtaan, m	Lujitevoima, alempi lujite, kN	Lujitevoima, ylempi lujite, kN
1	0.80	3.970	4.096
2	0.70	3.924	4.164
3	0.60	4.012	4.196
4	0.50	4.142	4.244
5	0.40	4.570	4.605
6	0.30	4.949	4.639
7	0.20	5.132	4.454
8	0.10	5.201	4.853
9	0.00 (pilarin keskikohdan päällä)	6.280	6.280

Viitteessä /5/ on esitetty paalutetussa penkereen vaikuttavien lujitevoimien arviointiin ns. Stress Reduction Ratio -arvoon perustuen. Tällä arvolla tarkoitetaan lujitteen kantaman keskimääräisen jännityksen suhdetta pengertäyttestä aiheutuvaan jännitykseen (7.3)

$$S_{3D} = p_r / \gamma H. \quad (7.3)$$

S_{3D} suhteen määrittämiseen on esitetty eri menetelmiä (mm. British Standard BS8006, Hewlett & Randolph, Terzaghi). Näihin menetelmiin liittyvät laskentakaavat ja lujitteessa vaikuttavan voiman laskentakaava on esitetty liitteessä 14. BS8006 mukainen menettely on esitetty myös viitteessä /6/. Liitteessä 14 esitetyillä menetelmillä saadaan taulukossa 7 esitetyjä lujitteen vetovoiman arvoja. Taulukon 7.7 arvot perustuvat pengerkorkeuteen $H = 6$ m, pengermateriaalin tilavuuspainoon 17.5 kN/m^3 , ja lujitteelle otaksuttuun venymään 0.15% . Käytettäessä geosynteettisiä tuotteita lujitteina tyyppinen venymän arvo on 5% . Tällöin esim. BS8006 antaa lujitevoimaksi kaikilla kitkakulman arvoilla 9.3 kN/m . Eri menetelmillä saadut arvot poikkeavat toisistaan suuresti. Etenkin Terzaghin menetelmä antaa tässä tapauksessa huomattavan suuret lujitevoimat, vaikka esim. viitteen /5/ esimerkeissä tämän antamat lujitevoimat vastaavat BS8006 antamia lujitevoimia. Hewlett & Randolphin menetelmällä ja menetelmällä BS8006 saadaan tässä lähinnä tehtyjä 3D-FLAC -laskelmia vastaavia tuloksia.

Taulukko 7.7 Lujitevoimat eri laskentamenetelmillä.

Menetelmä	Materiaalin kitkakulma ϕ	S_{3D}	Tehokkuus $E = 1 - S_{3D}$	Lujitevoima, kN/m
Hewlett & Randolph	32.0	0.257	0.743	50.7
	35.2	0.188	0.812	37.0
	38.0	0.152	0.848	30.0
BS8006	32.0	0.242	0.758	47.7
	35.2	0.242	0.758	47.7
	38.0	0.242	0.758	47.7
Terzaghi	32.0	0.419	0.581	82.5
	35.2	0.414	0.586	81.5
	38.0	0.412	0.588	81.2

Tarkastelut PLAXIS-ohjelmalla

Tulosten suuruusluokkatarkistuksen vuoksi suoritettiin lisäksi vertailulaskelmia PLAXIS 7.1 -ohjelmaversiolla. Ko. ohjelmassa ei vielä voida mallintaa penkereen todellista kolmiulotteisuutta, joten pilarit on tasotarkastelussa jouduttu kuvaamaan pilaria vastaavan poikkipinta-alan omaavina lamelleina. Tarkastelussa käytetyt maaparametrit on esitetty taulukossa 7.8. Tarkastelussa käytetty maakerrosjako ja käytetyt parametrit poikkeavat hieman PLAXIS:ella suoritetusta yhden pilarin käyttäytymiseen liittyvästä tarkastelusta.

Taulukko 7.8 Maamateriaalien ja pilarien maaparametrit PLAXIS-ohjelmalla suoritetuissa tarkasteluissa.

Materiaali	k m/d	γ_d kN/m ³	γ_m kg/m ³	E_{ref}	v	c' kPa	ϕ' °
Hiekka (penger)	100	15.87	16.86	15000	0.33	2.0	32.0
Turve	0.1	11.00	13.00	1000	0.10	10.0	20.0
Murske	1000	19.04	21.76	40000	0.33	2.0	38.0
Savi 1	$1.6 \cdot 10^{-4}$	12.00	17.40	2840	0.35	1.8	22.3
Savi 2	$1.6 \cdot 10^{-4}$	12.46	17.70	2000	0.35	4.1	20.7
Pohjahiekka	0.1	16.00	18.00	15000	0.33	2.0	32.0
Pilari	$1.6 \cdot 10^{-4}$	11.55	16.60	35000	0.30	190	48.0
Lujite E-A = 2630 kN/m							

PLAXIS-tarkastelun tulokset

PLAXIS-tarkastelussa saatiin penkereen suurimmaksi kokonaissiirtymäksi lopputilassa 146 mm. Ylemmässä lujitteessa vaikuttava vetovoima oli suurimmillaan 28.7 kN/m ja alemmassa lujitteessa 28.9 kN/m. Suurimmat tehokkaat pääjännitykset pilareissa olivat 543 kPa. Ensimmäisen pilarin pään pystysuora painuma oli 8.7 cm ja maan painuma penkereen keskellä 9.4 cm.

Painuma oli tapahtunut lähes kokonaisuudessaan n. 300 vuorokauteen mennessä. Penkereen rakentamisen jälkeiseksi varmuuskertoimeksi saatiin $F=1.33$. Lujitevoimat ylemmässä lujitteessa oli tällöin (siis varmuuskerrointa laskettaessa) 49.0 kN/m ja alemmassa lujitteessa 48.6 kN/m. Konsolidoitumisen jälkeen varmuuskerroin oli $F=1.34$. Varmuuskerrointa laskettaessa ohjelma näyttäisi antavan suurimmat siirtymät hiekkapenkereelle, joten pilarien osalta varmuus murtumisen suhteen näyttäisi olevan tätäkin suurempi. Koska pilarit on mallinnettu lamelleina, ovat vaakasiirtymät melko suuret: suurimmat vaakasiirtymät sijoittuvat penkereen luiskan ulkoreunan alla lujitteen päättymiskohtaan ja niiden suuruus on 70...80 mm kuorman lisäyksen jälkeen ja 64...68 mm konsolidaation jälkeen lopputilassa.

Tarkastelu suoritettiin myös ilman lujitetta olevalle rakenteelle. Suurin kokonaissiirtymä oli tällöin 202 mm. Suurimmat tehokkaat jännitykset pilareissa olivat 669 kPa. Rasiukset näyttäisivät siirtyneen etenkin uloimmille pystypilareille ja niitä seuraaville vinoille pilareille. Ensimmäisen pilarin pään pai-

numaksi saatiin tällöin 8.9 cm ja maan painumaksi penkereen keskellä 10.0 cm. Suurimmat vaakasiirtymät esiintyvät edelleen samoilla alueilla ja olivat suuruudeltaan 114 mm penkereen rakentamisen jälkeen ja 108 mm konsoli-doitumisen jälkeen.

7.2 Yksittäisen pilarin yhteistoiminta pystykuormien vastaanot-tamisessa

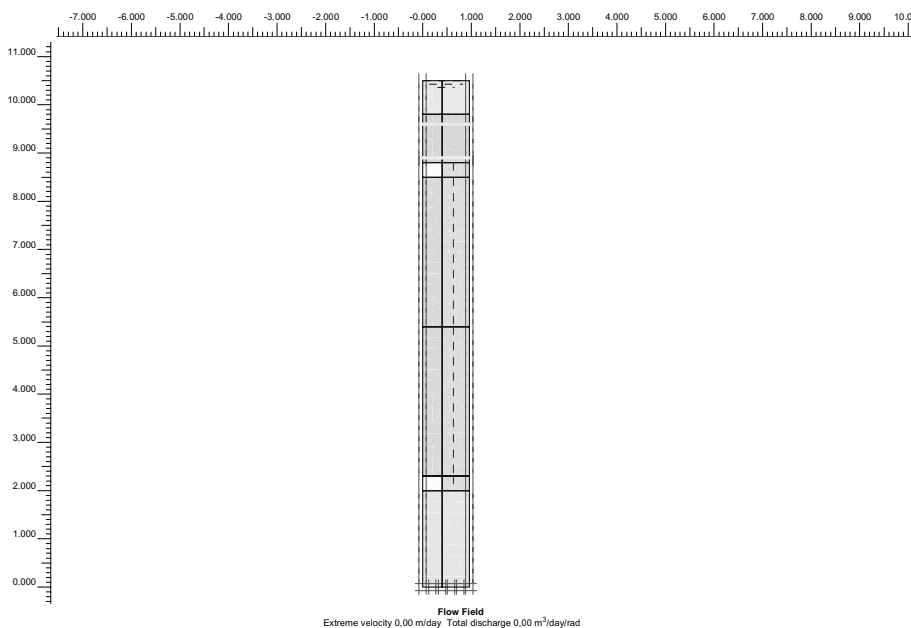
7.2.1 Laskennan lähtökohdat

Yksittäinen pilari - aksisymmetrinen tapaus

Plaxis-ohjelmalla on tutkittu yksittäistä pilaria ja sitä ympäröiviä savikerrok-sia aksisymmetrisessä tapauksessa. Tutkittavan alueen geometria on valittu siten, että se vastaa neliömäisessä verkossa yhdelle pilarille kohdistuvaa kuormitusta. Elementteinä on käytetty 6-solmuisia kolmioelementtejä.

Rakentamista ja konsolidaatiota on simuloitu seuraavasti:

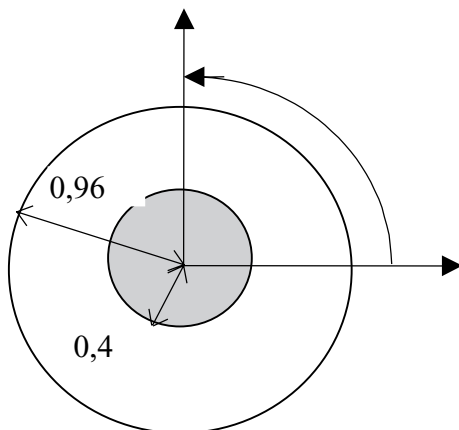
1. Luonnontilainen maapohja
2. Pilareiden teko ja turvekerroksen poisto sekä murske- ja hiekkakerroksien ja lujitteiden rakentaminen
3. Penger on lisätty pintakuormana
4. Konsolidaatio eri aikaportilla
5. Konsolidaatio, kunnes huokospaineen ylipaine katoaa (< 1 kPa).



Kuva 7.3a Käytetty geometria ja materiaalit sekä kiinnitykset

Kuvassa 7.3a on esitetty käytetyn laskennan geometria sekä materiaalit. Geometrian säde on 0,96 m, joka vastaa k/k-väliä 1,7 m. Tilannetta on mallinnettu luonnontilaisesta maanpinnasta alaspäin. Pohjavedenpinnan on oletettu olevan maanpinnassa. Yksittäinen pilari päältäpäin katsottuna on

esitetty kuvassa 7.3b, pilarin keskipiste vastaa kuvan 7.3a symmetria-akselia. Symmetria-akseli on pilarin keskellä kuvan vasemmassa laidassa. Savikerrostuma on jaettu kahteen osaan. Pilarin ylä- ja alapään huonommin lujittuneita alueita on mallinnettu heikommilla vyöhykkeillä. Alimpana maakerroksena on hiekkaa. Stabiloinnin päällä on murskekerros, jossa on kaksi lujitetta (teräsverkkoa) sekä 0,7 m paksuinen hiekkakerros ylimpänä kerroksena. Pengerkuorma on kuvattu 100 kPa pintakuormana



Kuva 7.3b. Yksittäinen pilari, laskennan geometria päältäpäin katsottuna, symmetria-akseli keskellä (liite 15/1).

Ensimmäisessä laskennassa kaikkia maamateriaaleja on kuvattu Mohr-Coulombin materiaalimalleilla eikä pilarin pehmeämpää ala- ja alaosaa ole erikseen mallinnettu. Materiaalien parametrit on esitetty taulukossa 7.9.

Taulukko 7.9 Materiaaliparametrit MC-mallissa.

Maakerros tunniste	Materiaalimalli	Kuiva-tilavuuspaino	Märkä-tilavuuspaino	kx, ky (m/vrk)	E (kPa)	Poissonin luku	Tehokas koheesio	Tehokas kitka-kulma	Dilataatio kulma	Interface
Hiekka penger	M-C	15.87	16.86	1	15000	0.33	2	32	2	
Murskekerros	M-C	19.04	21.76	1	40000	0.33	2	38	8	
Luja pilari, yläosa	M-C	11.55	16.6	0.00016	18000	0.3	190	48	18	0.8
Luja pilari	M-C	11.55	16.6	0.00016	36000	0.3	190	48	18	0.8
Sa1	M-C	12	17.4	0.000016	2840	0.35	1.8	22.3	0	
Sa2	M-C	12.46	17.7	0.000016	2000	0.35	4.1	20.7	0	
Pohjahiekka	M-C	16	18	0.1	15000	0.33	2	32	2	
Turve	LE	11	13	0.1	50	0.1				
Lujitteet	Geo-textile		EA	kN/m	Teräksen 0,2 myötöraja E 500 MPa			Käytetty 1200 MPa		

Huom. Savikerroksen E-moduulina on käytetty suljetun tilan moduulia
Vedenjohtavuusarvot on laskettu konsolidaatiokertoimesta seuraavasti:

Kun v = Poissonin luku ja E on vastaava moduuli

$k = (c_v \cdot 10 \cdot (1+v) \cdot (1-2 \cdot v)) / (E \cdot (1-v))$. Vaakasuntaan on käytetty samaa vedenjohtavuuden arvoa kun pystysuntaan, sillä ödometrikokeiden perusteella eri oli pieni.

Maakerrosten tilavuuspainot on laskettu tehdyistä radiometrisistä mittauksista. Myös pengerkuorman arvo on laskettu radiometristen mittausten perusteella saaduista tilavuuspainon arvoista. Vedenjohtavuusarvot on laskettu ödometrikokeista määritetyistä konsolidaatiokertoimista taulukon 7.9 yhtälöllä. Savikerrosten lujuus- ja muodonmuutosarvot arvot on valittu kolmiakselikokeiden perusteella. Pilarien lujuusarvot on valittu tehtyjen puristuskoetulosten perusteella. Dilataatiokulma on laskettu Plaxis-ohjelmassa esitetyllä yhtälöllä (kitkakulma - 30°). Pilarin ja savikerroksen välinen kontakti on mallinnettu interface-elementeillä (0,8).

Tällä materiaalimallilla on päästy noin 100 mm pystysuuntaisiin painumiin. Seuraaviin laskentoihin muutettiin saven materiaalimalli kriittisen tilan materiaalimallia vastaavaksi Soft Soil Modeliksi. Tarvitut lisäparametrit lambda ja kappa on määritetty ödometrikoeitulosten kokoonpuristuvuuskertoimesta C_c sekä palautusvaiheen kertoimesta C_r . Käytetyt materiaaliparametrit on esitetty taulukossa 7.10.

Käyttämällä tätä savikerrokseen paremmin soveltuvaa materiaalimallia, kokonaispainumat kasvoivat 160 mm:iin. Tämän laskennan tulokset on esitetty lopullisina tuloksina.

Taulukko 7.10 Soft Soil Modelissa käytetyt materiaaliparametrit.

Maakerros tunniste	Materiaalimalli	Kuiva-tilavuuspaino	Märkätilavuuspaino	k_x (ml/vrk)	E_{ref} (kPa)	Poissonin luku	Tehokas koheesio	Tehokas kitkakulma	Dilataatiokulma	Interface	lambda*	kappa*
Hiekka pengeri	M-C	15.87	16.86	1	15000	0.33	2	32	2			
Murskekerros	M-C	19.04	21.76	1	40000	0.33	2	38	8			
Luja pilari, yläosa	M-C	11.55	16.6	1.6E-04	18000	0.3	190	48	18	0.8		
Luja pilari	M-C	11.55	16.6	1.6E-04	36000	0.3	190	48	18	0.8		
Sa 1	SSM	12	17.4	1.6E-05	-	0.35	1.8	22.3	0		0.118	0.0266
Sa2	SSM	12.46	17.7	1.6E-05	-	0.35	4.1	20.7	0		0.121	0.022
Pohjahiekka	M-C	16	18	0.1	15000	0.33	2	32	2			
Turve	LE	11	13	0.1	50	0.1						

lujite kuten M-C mallissa

7.2.2 Laskennan tulokset

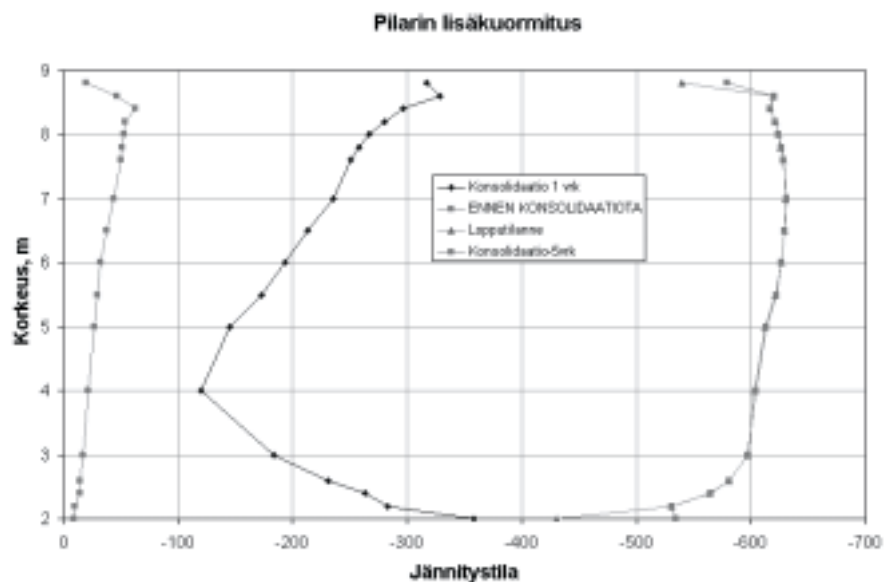
Jännitysten siirtyminen pilareille ja pilarin yläpään toiminta

Ensimmäisessä vaiheessa pintakuorma (100 kPa) siirtyy lähes kokonaan huokospaineen ylipaineeksi. Konsolidaation alkuvaiheessa lisäjännitys siirtyy maapohjalle ja konsolidaation edetessä enenevässä määrin pilareille, kunnes lopputilanteessa jännitysten keskimääräinen keskityskertoimet pilareille ovat 5,5 - 6,2 (kuvassa 7.4 on esitetty pilarin lisäjännitykset, joista jakamalla lisäjännityksen arvolla 100 kPa saadaan paineen keskityskertoimet eri aikaportaille).

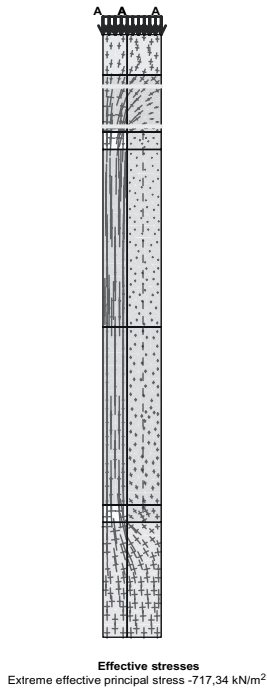
Käytetyt vedenjohtavuusarvot ovat laskettu taaksepäin ödometrikokeista määritellyistä konsolidaatiokertoimista. Pilarille on käytetty kymmenen ker-

taa suurempaa vedenjohtavuusarvoa kuin savikerroksille. On ilmeistä, että käytetyt arvot yliarvioivat konsolidaationopeutta, sillä laskelmien mukaan konsolidaatio tapahtuu 120 vuorokaudessa ja merkittävä osa siitä jo 1 - 5 vuorokaudessa! Todellisessa rakenteessa suurin osa konsolidaatiopainumasta on arvioitu tapahtuneen 2 vuoden aikana. Tarkastuslaskenta, jossa käytettiin pilarille ja savelle samaa vedenjohtavuusarvoa, antoi konsolidaatioajaksi noin 290 vrk. Kuvassa 7.4 on esitetty jännitysten siirtyminen pilarille pilarin lisäjännitysten suhteen (arvoista on vähennetty vallitseva jännitys). Kuvassa 7.7 on esitetty seurattujen pisteiden aika-painumakuvaajat. Käyristä näkyy selvästi, kuinka suurin osa painumista tapahtuu erittäin nopeasti.

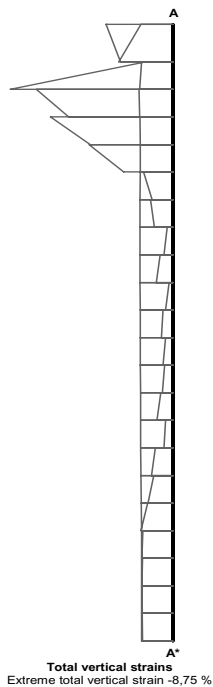
Pilarin yläpäässä oleva 300 mm paksuinen heikommaksi mallinnettu osuus näkyy selvästi kuvassa 7.4. Lopputilanteessa pilari kerää melkein kaiken kuorman (kuva 7.5). Tällöin myös murskekerros ja siinä olevat lujitteet toimivat jakaen kuormituksen pilarille.



Kuva 7.4 Jännitysten keskittyminen pilareille.



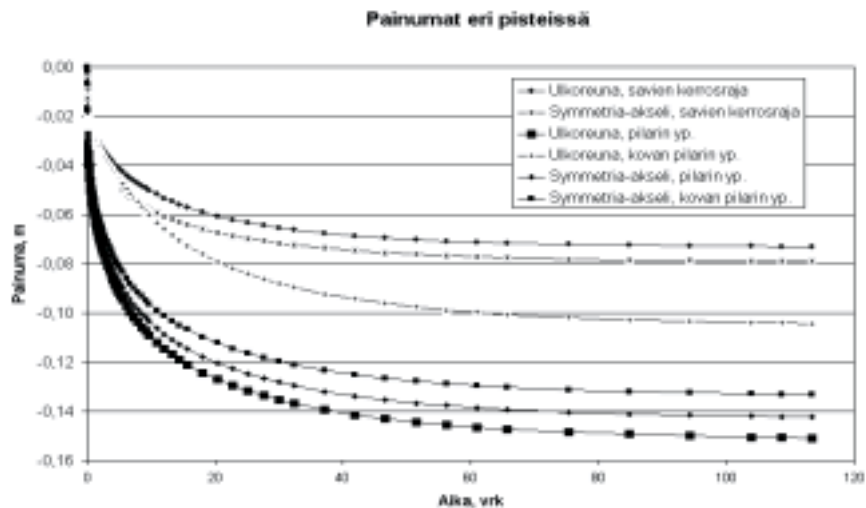
Kuva 7.5 Tehokkaat jännitykset lopputilanteessa.



Kuva 7.6 Muodonmuutokset saven ja pilarin välisellä pinnalla.

Saven ja pilarin väliä on mallinnettu interface-elementillä, jonka kerroin on 0,8. Kuvassa 7.6 on esitetty pilarin ulkopinnan ja saven välisessä leikkauksessa tapahtuvat pystysuuntaiset suhteelliset muodonmuutokset (piste A on murskeen alapinnan tasossa ja A' tasossa 4,3). Koska pilaria on mallinnettu lineaarisella elasto-plastisella materiaalimallilla, pilarin muodonmuutokset

jakaantuvat tasan koko pilarin matkalle. Sitä vastoin saven muodonmuutokset vaihtelevat: yläosassa ne ovat selvästi suuremmat ja alaosassa pienemmät kuin pilarin muodonmuutokset (kuva 7.6). Kun pilarin muodonmuutokset ovat keskimäärin 1,8 % ja saven vastaavasti suuremmillaan 8,76 %, leikkaantuu savi pilarin yläpäästä ainakin 1,2 metrin matkalta.



Kuva 7.7 Seurattujen pisteiden aika-painumakuvaajat.

Plastisoituneet laskentapisteitä tarkasteltaessa (liite 15/3) voidaan havaita, että lähes koko savikerrostuma on plastisoitunut ja lisäksi pilarin alla olevassa hiekkakerroksessa on plastisoitunut vyöhyke. Pilarin päällä murskekerroksessa olevien lujitteiden ympäristö on myös plastisoitunut.

Kuvassa 7.7 on esitetty seurattujen pisteiden painumat eri ajankohtina. Suurin osa painumista tapahtuu jo 10 ensimmäisen päivänä aikana. Pilarin yläpäässä (murskeen alapinnan tasolla) lasketut painumat pilarin keskellä ovat 142 mm ja mallin ulkoreunalla (saven keskellä) ovat 151 mm. Jo 300 mm syvemmällä (kovan pilarin yläpinnan tasolla) painumat pilarin keskellä (133 mm) ovat selvästi suuremmat kuin saven keskellä (105 mm). Savikerrosten välillä (taso 5,4) painumat ovat tasoittuneet niin, että pilarin kohdalla lasketut painumat ovat 79 mm ja saven keskellä 73 mm. Jos pohjahiekan kimmoduulia pienennetään 10 000 kPa:iin, suurenevat siirtymät 11 mm:ä (7 %).

Pilarin alapään toiminta

Pilarin alapäässä painumat keskittyvät pilarin kohdalle, lasketut painumat hiekkakerroksen pinnassa ovat 20 mm pilarin alla ja saven alla painumat 6 - 9 mm. Pohjahiekan paksuudeksi on oletettu 2 metriä ja ominaisuuksista ainoat löytyvät tiedot ovat paino- ja puristinkairausvastukset, siksi ominaisuuksina on käytetty samoja tietoja kuin ylimpänä olevan hiekkakerroksen tietoja. Kokonaispainumien suuruus riippuu pohjahiekan ominaisuuksista ja paksuudesta. Laskennassa käytetyt ominaisuudet ja paksuudet on valittu siten, että pohjahiekkakerroksen painumat pysyvät melko pieninä. Kuvassa 7.4 näkyy selvästi, kuinka pilarin alimman metrin osuudella lisäkuormitus siirtyy osittain savikerrokseen. Pilarin alapäässä ei ole havaittavissa kantokyvyn ylittymistä eikä murtumista.

Holvaantuminen

Kuorma siirtyy pilareille murskekerroksen ja lujitteiden välityksellä. Teräsverkon toiminta ja sille aiheutuvat rasitukset aksisymmetrisessä tapauksessa ovat vaikeasti tulkittavia. Kuormien siirtyminen (holvaantuminen) näkyy selvästi kuvassa 7.5. Pohjamaalle siirtyvä keskimääräinen lisäkuormitus lopputilanteessa on vain 5 - 10 kPa.

Mallinnettu tapaus kuvaa penkereen keskiosassa olevan pilarin toimintaa, jolloin vinoja pilareita eikä reuna-alueiden vaakakuormituksia ei voida arvioida ko. mallilla.

Lopputilanteessa Plaxiksella laskettu karkea varmuuskerrointaso on luokkaa 5,5 - 6,0. Ennen konsolidaatiota arvioitu varmuuskerrointaso on luokkaa 13 - 13,5. Plaxis laskee varmuuden jakamalla materiaalien ominaisuudet varmuuskertoimella. Laskennassa esitettyssä tapauksessa murtuminen (kapasiteetin ylittyminen) tapahtunee pilarin ylä- tai alapäässä.

Pohjamaan kantokykyä pilarin alla voidaan kuvata erilaisilla paalujen kantavuusaavoilla. Alla olevassa kantavuuslaskelmassa (taulukko 7.11) on käytetty Brinch Hansenin ja Lundgrenin [1960] esittämiä paalujen kantavuuskaavoja siten, että pilarin vaippavastus on arvioitu koheesiopaalun vaippavastuksena ja pilarin kärkivastus on arvioitu kitkapaalun kärkivastuksena.

Suurin osa pilarin kantavuudesta tässä tapauksessa muodostuu pilarin kärkivastuksesta, eikä vaippavastuksella ole käytännön merkitystä. Kantavuuskaavasta laskettu varmuuskerroin (pilarin kapasiteetin ja pilarin kuorman suhde) on 9,6. Jos pohjahiekan kitkakulma on 29°, pienenee kärkivastus 1906 kN ja varmuuskerroin vastaavasti arvoon 6,5.

Taulukko 7.11 Pilarin kantavuus Brinch Hansenin ja Lundgrenin /1/ [1960] esittämällä kantavuuskaavoilla laskettuna.

	Kärki = $3 \cdot N_q \cdot A_p \cdot \sigma_L$	
N_q ($\phi=32$)	25	
A_p	0.5024	
σ_L	69.35	
Kärkivastus	2613	kN
Vaippa	Koheesiolle	
m, materiaalikerroin	1	
s, muotokerroin	1	
r, palautumiskerroin	1	
τ , suljettu leikkausluj.	10	
U, ympärysmitta	2.513	
Z, paalun pituus	6.8	
Vaippavastus	171	kN
Koko pilarin kapasiteetti	2784	kN

Vastaavasti pilarin ($r = 0.96$ cm) välittämä kuorma on 290 kN.

7.3 Analyttiset vakavuustarkastelut

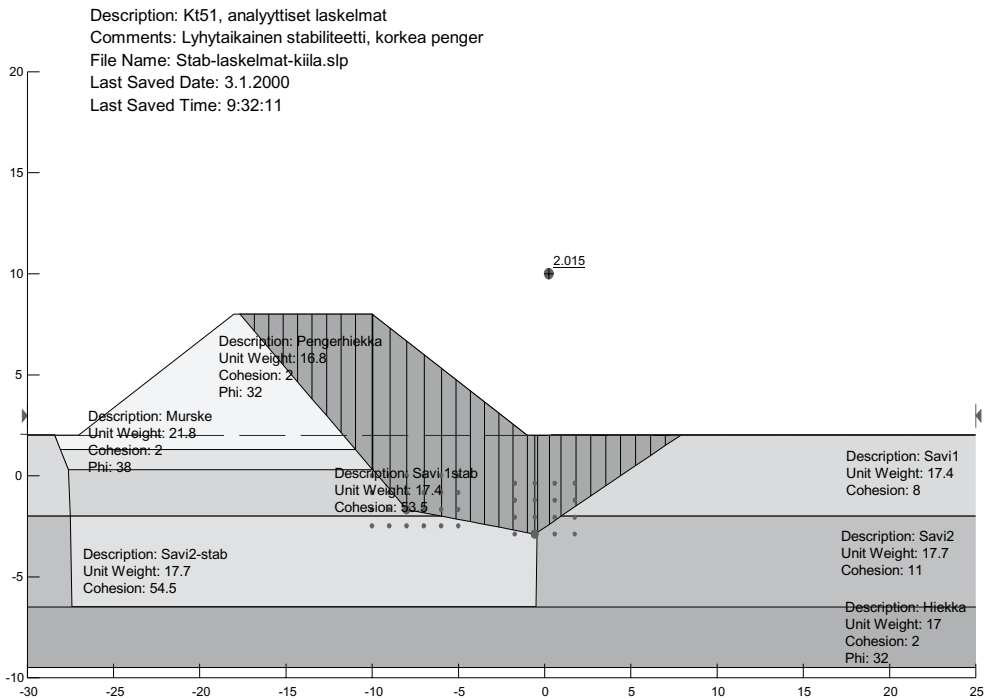
Korkean penkereen stabiliteettia on tarkasteltu analyttisellä Geo-Slopen ohjelmalla Slope/W. Ohjelma ei pysty ottamaan huomioon lujitteiden vaikutusta, joten saadut varmuuskertoimen arvot ovat pienempiä kuin todelliset varmuudet. Siksi käsinlaskennalla on saatuihin varmuuskertoimiin lisätty lujitteista saatava lisävarmuus /6/ [Tanska et al. 1995]. Lujitteiden lisävaikutus varmuuskertoimeen vaihtelee 0,07 - 0,22.

Tarkasteluja suoritettiin sekä pitkä- että lyhytaikaisilla lujuuksilla. Lyhytaikaiset lujuudet savikerroksille saatiin siipikairaustuloksista sekä pilareille yksiaksiaalisten puristuskoetulosten perusteella. Pilarien suljettuna leikkauslujuutena käytettiin 300 kPa, jota pienennetty samassa suhteessa kuin kokeista saatujen kimmomoduulien arvoa. Pitkäaikaiset lujuusarvot savikerroksille saatiin kolmiakselikokeista ja pilareille tehtyjen pilareille tehtyjen ennakkokokeiden tuloksista. Stabiloidun pohjamaan lujuusarvot saatiin painottamalla pohjamaa ja stabiloidun maan lujuusarvoja niiden pinta-alojen suhteessa. Kitkakulma-arvoissa lujuusarvoina käytettiin maakerroksen kitkakulman tangenttia.

Taulukossa 7.12 on esitetty laskennoista saadut tulokset. Liukupintana on käytetty yksinkertaista ympyräliukupintaa ja siihen Bishopin esittämää momenttitasapainomenetelmää sekä yhdistettyä liukupintaa, jossa liukupinta koostuu penkereen lävistävästä kiilasta sekä pohjamaassa murskekerroksen alla kulkevasta suorasta osasta ja edelleen maalaatikon ulkopuolella maanpintaan nousevasta kiilasta. Tässä kiilamaisessa liukupinnassa on käytetty Spencerin esittämää ratkaisumenetelmää.

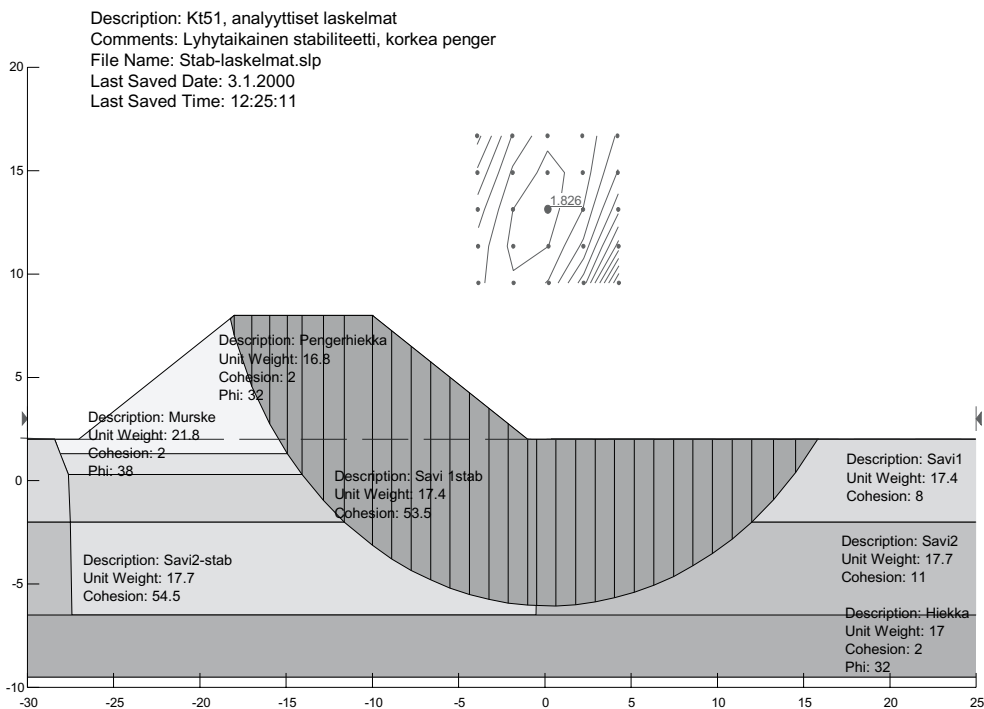
Taulukko 7.12 Analyttiset liukupintalaskelmat.

Liukupinnan muoto	Lyhytaikainen	Lyhytaikainen + Lujite	Pitkäaikainen	Pitkäaikainen + Lujite
Ympyrä	1,83 (kuva 7.9)	1,9	2,32	2,54
Kiila	2,01 (kuva 7.8)	2,17	2,40	2,67



Kuva 7.8 Kiilamainen liukupinta ratkaistuna Spencerin menetelmällä.

Kuvassa 7.8 on esitetty kiilamaisen liukupinnan sijainti, kun liukupinta on pakotettu murskekerroksen alle, muuten heikoin liukupinta sijoittuisi pengermassaan. Kuvassa 7.9 on esitetty vastaava ympyrän muotoinen liukupinta. Molemmassa tapauksissa pienimmät varmuuskertoimet on saatu suljetussa tilassa (lyhytaikainen kuormitus) tehdyillä tarkasteluilla.



Kuva 7.9 Ympyränmuotoinen liukupinta ratkaistuna Bishopin menetelmällä.

Mittaus- ja laskentatulosten vertailu

Mittaus- ja laskentatulosten vertailu on esitetty taulukossa 7.13.

Taulukko 7.13 Mittaus- ja laskentatulosten vertailu.

	Mitattu tulos	Mitattu tulos ka.	Lasketut tulokset			Lasketut suhteet			Huom.
			3DFLAC rakenne	PLAXIS rakenne	PLAXIS yksitt. pilari	3DFLAC	PLAXIS	PLAXIS yksitt. pilari	
Painuma keskialueella, mm									
Pilari	120...135	127	115	87	142	91 %	69 %	112 %	
Maa 2 pilarin välissä	170...210	185			151			82 %	
Maa 4 pilarin välissä			132	94	151				
Painuma-aika, vrk				300	120...290				1)
Painuma reuna-alueella, mm									
Pilari	70	70	49			70 %			
Maa 2 pilarin välissä	180	180							
Maa 4 pilarin välissä			55						
Vaakasiirtymät, mm		7	23 / < 10	60...70		143 %	929 %		2)
Jännitykset keskialueella, kPa									
Pilari	450	450	525	543	630	117 %	121 %	140 %	
Maa 2 pilarin välissä	65	65			5...10				
Maa 4 pilarin välissä	60	60	47		5...10	78 %		13 %	
Paineenkeskityskerroin		3.3	4.6...4.7		5.5...6.2	141 %		177 %	
Jännitykset reuna-alueella, kPa									
Pilari		90	216			240 %			
Maa 2 pilarin välissä									
Maa 4 pilarin välissä		60	40			67 %			
Vaakajännitykset reuna-alueella									
syvyys 3.2 m pilarin vierellä	53	53	45...50			90 %			
syvyys 3.2 m maassa	45...50	47.5	45...50			100 %			
syvyys 4.7 m	60...65	62.5	75...80			124 %			
Lujiteverkkovoima, maksimit, kN/m									
keskialue		54	47	29		87 %	54 %		3)
reuna-alue		38	24			63 %			
reuna-alue, pystypilarit		51							
laskettu analyyttiset menetelmät	37...48...82	56	47			84 %			
Varmuuskertoin									
lyhytaikainen				1.9...2.0					4) 5)
pitkäaikainen				2.3...2.4					4)

1) valitusta pilarin vedenjohtavuudesta riippuen

2) laskettu vaakasiirtymä suurimmillaan luiskan juuressa maan pinnassa, verkkojen alla siirtymä < 10 mm

3) 3DFLAC laskelmassa alempi lujite, laskennallisesti suurimmat voimat lähes pilarin kohdalla, havaitut pilarien välissä

4) Geo-Slope -ohjelma; sisältää lujitteiden vaikutuksen

5) pilarien $s_u = 300$ kPa

8 SYNTEESI

Stabiloituvuuskokeet ja koestabiloinnit

Stabiloituvuuskokeiden ja koestabilointien ensisijainen tarkoitus oli löytää tähän kohteeseen sopivat sideaineet ja hyvä työtekniikka.

Stabiloituvuuskokeissa selvitettiin kaikkiaan kahdeksan eri pilaristabiloinnin reseptin sekä kuuden massastabiloinnin reseptin soveltuvuutta. Koestabilointeihin valittiin lopulta kaksi reseptiä kuhunkin rakennetyyppiin (puolilujat pilarit, lujat pilarit, massastabilointi).

Laboratoriossa ennalta tehdyt laajat stabiloituvuuskokeet osoittavat, että ainakin tässä kohteessa sideainemäärän ja saavutettavan lujuuden välillä on selvä lineaarinen vuorosuhde. Sideainemäärällä luultavasti on omat kynnyksarvonsa, mutta tässä tutkimuksessa on pysytty kynnyksrajojen sisäpuolella. Eri sideaineilla lujuus-sideainemäärä -vuorosuhteen kulmakerroin on eri suuruinen. Havaittavissa on myös, että savessa kulmakerroin on kaikilla tutkituilla sideaineilla suurempi kuin turpeen ja liejun seoksessa.

Aikalujittumisen osalta luotettavia johtopäätöksiä stabiloituvuuskokeiden johdosta ei voida tehdä pienen havaintoaineiston johdosta. Turpeessa pikasementillä tehtyä massastabilointia lukuunottamatta lujittuminen 30 vuorokaudesta 60 vuorokautteen on niin merkittävää, että se tulisi huomioida suunnitteluarvoja valittaessa, mikäli kohteen aikataulu vain sen mahdollistaa. Savilla lujuus kasvaa keskimäärin 65% aikavälillä 30...60 vrk. Kuitenkaan 60 vrk ja 90 vrk välillä lujuus ei enää tämän kohteen savella kasva resepteillä YSe+CaO 1:1 ja F+CaO 1:1 – muille sideaineille havaintoja tältä väliltä ei ole.

Mikäli aikalujittuminen halutaan käyttää hyväksi, tulisi yleisimmistä sideaineista olla käytettävissä riittävä aineisto, jotta periaatteellisia ja normalisoituja aikalujittumisfunktioita suunnitteluohjeisiin vietäväksi voitaisiin muodostaa. Tämä nopeuttaisi stabiloituvuustutkimusten hyödynnettävyyttä. Funktiot tulisi ilman todellista aikalujittumistutkimusta muodostaa kuitenkin tiettyä luottamustasovaatimuksen täyttävistä korrelaatiokäyristä. Aiemmin tekstissä on esitetty sarja hypoteettisia tällaisia kuvaajia. Mikäli, kuten aiheetta on olettaa, että aikalujittumiskäyttäytyminen on vesi-sideaine -suhteesta riippuva, tulisi funktioita esittää myös eri vesi-sideaine -suhteille.

Koestabilointien laadunvalvontatutkimusten tulosten sekä aikalujittumis- ja kustannustietojen perusteella sideaineiksi valittiin lopulta

- puolilujien pilarien (ϕ 600 mm, puristuslujuustavoite 450 kPa) osalta Ku-Ja+YSe 1:1, 120 kg/m³,
- lujien pilarien osalta (ϕ 800 mm, puristuslujuustavoite 1000 kPa) Ku-Ja+YSe 1:1, 200 kg/m³ ja
- massastabiloinnin osalta (puristuslujuustavoite 200 kPa) PSe, 150 kg/m³.

Koepilarien lujuus- ja homogeenisuustulosten sekä koepenkeren rakentamisesta annettujen urakkatarjousten perusteella koepenkeren stabilointiurakoitsijaksi valittiin YIT-Yhtymä Oy.

Koepilarointien perusteella lisättiin itse koerakenteen sideainemääriä siitä mitä ne suoraan stabiloituvuuskokeiden perusteella olisivat olleet. Koska pilarointityön lujuusvajausta oli pilarien yläosissa selvä, tuli myös sekoitustyötä aikaisemmasta, koepilarointivaiheen sekoitustyöstä lisätä. Tämänkään lisäämisen ei vielä arvioitu riittävän, jotta tavoitelujuuksiin päästäisiin 30 vrk kuluessa stabiloinnista. Ottamalla huomioon aikalujittuminen noin 35 %:lla seuraavien 30 vrk aikana ja huomioimalla lisäksi se, ettei pilarien lujuus tehtyjen numeeristen tarkastelujen perusteella ollut kriittisellä polulla, arvioitiin koerakenne voitavan tehdä edellä esitetyillä sideainemäärillä.

Sekoitusjärjen nousunopeuden vaikutusta tutkittiin Piippo & Pakarisen koekentässä kahden stabiloitavan pilarin osalta puolittamalla tavanomainen nousunopeus, jolloin sekoitustyö kaksinkertaistui. Tulosten perusteella voitiin todeta – aineiston niukkuudesta johtuen vain suuntaa-antavasti – että sekoitustyön lisääminen parantaa stabiloidun pilarin homogeenisuutta. Lujuutta sinällään sekoitustyön lisääminen ei välttämättä oleellisesti paranna. Vastaavia vertailuja tulisi tehdä runsaammalla aineistolla ja eri nousunopeuksilla/sekoitustyöllä. Sekoitustyötä kuvaamaan voitaisiin luoda kerroin, joka voisi olla muotoa $e = s/n$, missä n on nousunopeus [mm/kierrös] ja s on esimerkiksi siipien lukumäärä tai sekoittavien elementtien pinta-ala tms.

Mikäli sideainemäärää ja sekoitustyön määrää kasvatetaan, lujan pilarituotteen hinta nousee. Kannattavuusrajana voidaan pitää vastaavan paalulaatataratkaisun paalujen hintaa. Tietyillä, aiemmin esitetyillä osin hypoteettisilla oletamuksilla kannattavuusraja saavutetaan vasta sideainemäärillä 70...80 kg/m³. Pilaristabiloinnin kustannusetu pienenee merkittävästi, mikäli pilaristabiloinnin yhteydessä joudutaan käyttämään laattamaisia rakenneratkaisuja pengerkuormien viemiseksi pilareille.

Eri sideaineiden kulkeutumisen välillä ei urakoitsijoiden haastattelujen perusteella ole sellaisia eroja, että sideainetiheys muun muassa suuren syöttöpaineen johdosta muodostuisi reunoilla suuremmaksi kuin keskellä. Mitattua näyttöä asiasta ei ole tästä kohteesta. Sideaineesta riippumatta ilmanpainetta ei tässä kohteessa kyetty pienentämään 2,5 bar pienemmäksi. Mikäli paine laskettiin em. arvoa pienemmäksi, pintaosien turvekerrostuman kasvinosat tukkesivat syöttöaukon ja kärki jouduttiin puhdistamaan. Osa kuivamenetelmässä käytetyn paineilman aikaansaamista ongelmista on epäilemättä poistettavissa siirtymällä käyttämään esimerkiksi märkämenetelmää tai pakkosekoituskalustoa.

Suunnittelulujuus

Paalujen ja pilaristabiloinnin käyttöedellytykset ovat nykyisellään erilaiset. Lyötävien teräsbetonipaalujen suunnittelu on tehty nyky muodossaan äärimmäisen yksinkertaiseksi suunnittelijalle. Paalutustyö ei sisällä myöskään pilarointityön tavoin tarvetta laajoihin esiselvityksiin. Pilaristabiloinnissa ehkä suurin epävarmuus on siinä, miten laboratorioissa eri sideaineille määritetty lujuus realisoituu rakenteessa. Tämä edellyttäisi tietoa siitä, kuinka nämä lujuudet suhtautuvat toisiinsa. Tämän selvityksen perusteella näyttäisi siltä, että lujuuksia (1 kk) tulisi merkittävästi redusoida. Kahdella tai kolmella sekoitustasolla varustetuilla kärkityypeillä redusointikertoimet k_{red} ovat 0.3...0.45, 0.4...0.7 ja 0.5...0.85, kun saven lujuudet ovat vastaavasti <10 kPa, 10...15 kPa tai 15...25 kPa. Kärjen nousunopeuden on tällöin oletettu olevan 12 mm/kierrös. Nousunopeuden alentuessa kertoimet kasvavat ja

nousunopeuden kasvaessa puolestaan alentuvat. Maastossa saavutettava leikkauslujuus saadaan kertomalla laboratoriossa saatu leikkauslujuus redusointikertoimella: $\tau_{\text{maasto}} = k_{\text{red}} \times \tau_{\text{laboratorio}}$. Redusointitaulukko on esitetty aiemmin tekstissä.

Redusointikertoimien maastolujuuden perustana on käytetty puristinkairalla määritettyjen leikkauslujuuksien arvoja. Kohteen aineistossa suljettu leikkauslujuus kasvaa syvyyden kasvaessa samoin kuin vallitseva jännitystilakin. Myös vesipitoisuus on osittain kääntäen verrannollinen syvyyden kasvuun. Näistä yhteyksistä johtuen ei ole yksiselitteisen selvää, että leikkauslujuus yleisesti olisi paras selittäjä edellä mainituista kolmesta muuttujasta. Vesisideainesuhteen tunnetaan muista yhteyksistä olevan voimakas lujuuden selittäjä.

Lujuussuhteen todettiin noudattavan aineistossa (N = 4627) testatuista yksinkertaisista yhteyksistä parhaiten (R = 0,61) vuorosuhdetta

$$k_{\text{red}} = -0,951 + 0,3812 \cdot (\text{siipien lukumäärä}) [-] - 0,03534 \cdot (\text{nousunopeus}) [\text{mm/lr}] + 0,05995 \cdot s_u [\text{kPa}] + 0,002958 \cdot (\rho / \sigma_{vo}) [-] \quad (8.1)$$

missä

s_u on suljettu leikkauslujuus, kPa

ρ käytetty syöttöpaine, kPa

σ_{vo} vallitseva pystysuuntainen jännitys, kPa

Redusointitaulukon luominen luotettavilla kertoimilla edellyttäisi useiden hyvin dokumentoitujen, erilaisten kohteiden analysointia. Tämän tutkimuksen yhteydessä kerätyn aineiston syvällisempi käsittely ei pohjasuhteiden yksipuolisuudesta ja tiettyjen muuttujien voimakkaista kytkennöistä johtuen ole yksinään mielekästä.

Yhteenveto koestabiloinneista voidaan todeta, että

- laboratoriossa nykyisen laadunvalvontaohjeen mukaisesti toimien määritettävä lujuus on joko suurempi tai yhtä suuri kuin maastossa saavutettava lujuus (tässä kohteessa merkittävästi suurempi)
- laboratoriokokeissa sideainemäärän ja lujuuden välinen vuorosuhde on lineaarinen tässä selvityksessä käytetyillä sideainepitoisuuksilla
- stabiloinnissa sideaineen sekoituksella on perustavaa laatua oleva merkitys lopputuotteen laatuun - sideaineen merkitys lopputuotteen lujuuteen voi jäädä tuotantotekniikan varjoon
- tuotteen homogeenisuuteen vaikuttaa sekä sekoituskärjen sekoittavien elementtien lukumäärä että sekoituskärjen nousunopeus eli sekoitustyön tehokkuus
- syvästabiloidun pilarin lujuus, nykytekniikalla tehtynä, riippuu mitä ilmeisimmin siitä vastuksesta, jonka sekoitettava kerros (jännitystila ja ehkä sensitiivisyys) muodostaa paineilman poistumiselle (huono lujittuminen lähellä maanpintaa)
- laadunvalvontakairaukset, joissa kairan kärkivastus mitataan jakamalla kairatangoston yläpään kohdistuva kokonaisvoima kärjen poikkileikkausalalla, ovat epäluotettavia lujuuden ja homogeenisuuden määrittämisessä tangostoon kohdistuvan suuren vaippavastuksen johdosta - kairan kärkeen kohdistuva voima tulisi mitata välittömästi kärjen yläpuolelta

- suunnittelijan on nykyisin ilman stabiloituvuuskokeita ja koepilarointeja lähes mahdoton arvioida tulevaa, rakenteessa saavutettavaa lujuutta - etenkin esisuunnitteluun olisi luotava esitetyn kaltainen lujuuden arvioinnin suunnitteluohje.

Alue rakennuskohteena

Rakentamisolosuhteet olivat koerakennealueella hyvin hankalat. Korkean penkereen (lujat pilarit ja pintakerroksen massanvaihto) osalla pilarikoneen liikkuminen oli vaikeaa. Etenkin silloin, kun pilarikone seisoj pilarioidun alueen päällä (eli pilarioinnin yhteydessä häirityn turve- ja liejunkerroksen päällä), jopa sen pystyssä pysyminen oli ongelma. Kantatien parantamisen yhteydessä työskentelyä voidaan helpottaa esimerkiksi tekemällä pilarit massanvaihdon alueella pintaan saakka. Tämä helpottaa pilarikoneen liikkumista, laadunvalvontatutkimuksia ja myös massanvaihdon kaivua ja luiskien pysymistä, luonnollisesti sideainekustannusten jonkin verran kasvaessa. Pilarikoneelle voidaan tehdä myös työskentelyalusta massastabiloimalla.

Koerakenteiden laadunvalvonta

Puolilujien pilarien ja massastabiloinnin laadunvalvontatutkimukset tehtiin ennalta laaditun koeohjelman mukaisesti sattumanvaraisesti eri puolilta kenttää: 12 CPT-kairausta ja kahden jatkuvan näytteen otto poraamalla noin 6 m syvyydelle asti.

Niin massastabiloinnin kuin puolilujien pilarienkin osalta poraamalla otettujen näytteiden puristuskoetulosten perusteella jäätiin vähän tavoitteesta (2 kuukauden leikkauslujuuden tavoite massastabiloinnissa 100 kPa, saavutettu keskimäärin 32 kPa 40 vrk:n iässä; puolilujien pilarien tavoite vastaavasti 225 kPa; saavutettu 142 kPa). Puolilujien pilarien moduulin arvo oli tyypillisesti 20...40 MPa välillä suhteellisen muodonmuutoksen ollessa 1...2 % vastaavasti.

CPT-kairausten perusteella leikkauslujuustavoite saavuttiin. Suuri osa kairauksista tuli kuitenkin ulos pilarista jo kolmen metrin jälkeen. Kairaustulosten hajonta oli suuri. Yksittäisissä kairauksissa näkyi selvästi heikkousvyöhyke massastabiloinnin ja pilarin rajapinnassa. Käytettyyn näytteenotto-tekniikkaan liittyy riski näytteiden rikkoontumisesta. Kairauksiin perustuen puolilujien pilarien ja massastabiloinninkin todettiin lujittuneen riittävästi.

On muistettava, että laadunvalvontatutkimukset tehtiin noin yhden kuukauden ikäisille stabiloinneille näytteille, mutta rakennetta kuormitettiin vasta, kun stabiloinnit olivat kolmen–viiden kuukauden ikäisiä.

Lujien pilarien laadunvalvonta tutkimukset tehtiin massastabiloinnin tiivistyspedin päältä lähintä lujaa pilaririviä: seitsemän puristin-heijarikairausta ja kaksi jatkuvaa näytettä noin 6 m syvyyteen. Myös lujissa pilareissa kairaukset tulivat ulos syvimmilläänkin noin 5 m syvyydeltä pilarista.

Lujissakin pilareissa puristuskokeet antoivat alle tavoitteen olevia leikkauslujuuksia, todennäköisesti samasta syystä kuin puolilujien pilarinäytteiden osaltakin (2 kuukauden tavoiteleikkauslujuus 450 kPa; saavutettu 352 kPa 51 vrk:n iässä), mutta kairausten mukaan tavoite selkeästi ylitettiin. Lujien pilarien moduulin arvo oli tyypillisesti 30...50 MPa välillä suhteellisen muodonmuutoksen ollessa 1...2 %.

Matalan penkereen seuranta

Pilarit ottavat matalan, suhteellisen jäykkänä toimivan stabiloidun turvelaatan alla kuormia suhteessa selvästi enemmän kuin korkean penkereen murskemaalaatikon tapauksessa. Kun korkean penkereen tapauksessa paineenkeskityskerroin mitta-anturihavaintojen mukaan oli n. 3.3, matalan penkereen osalta paineen keskittymiskertoimeksi tiivistyspedin alla stabiloituneen massastabilointilaatan päälle tehdyn kuormituksen suhteen n. 4.0...4.3. Aivan anturin 0-tilasta lähdettäessä päädytään matalan penkereenkin osalta lähelle arvoa 3. Tiivistyspedin päälle tehdystä kuormituslisäyksestä 30...60 % on siirtynyt välittömästi pilarien välisen maan paineeksi, mutta myöhemmin tämä paine on pienentynyt huokospaineen alentuessa. Huokospaineelle vastaavassa tilanteessa on mennyt n. 10 kPa nousu, mikä vastaa n. 40 % kuormituksesta. Vaakasuuntaiseksi paineeksi siirtyi vastaavasta kuormituslisäyksestä n. 55...60 %. Noin puolessa vuodessa mitatut paineet tasaantuvat vakiotasolle.

Näiden perusteella arvioituna savikerros turvelaatan alapuolella on saavuttanut vastaavassa ajassa lähes tasapainonsa eikä ole konsolidoitunut merkittävästi lisää.

Jännitys- ja huokospainemittausten mukaan kuormitus on matalassa penkereessä pystytty siirtämään hyvin pilareille jo pilarien yläosissa ja jo rakennusaikana. Varsinaisen pengerkuormituksen lisäyksen jälkeen penkereen painumatkin ovat olleet hyvin pieniä.

Pilarivin kohdalla massastabiloinnin kokonaispainumat ovat olleet 15...35 cm, mutta rakentamisen jälkeen tapahtuneet painumat ainoastaan n. 3 cm. Pilaririvien välissä kokonaispainumat ovat vastaavasti olleet 25...30 cm ja rakentamisen jälkeen tapahtuneet painumat n. 3.5 cm. Kokonaispainumat ovat siis olleet huomattavasti suuremmat kuin alunperin on laskettu suunnittelun yhteydessä (esim. Viatek Oy mitoitus ja suunnitelmat 20.6.1996, 10 cm). Kokonaispainumat sisältävät kuitenkin myös massastabiloinnin kokoonpuristumisen. Tiivistyspedin alla tapahtuneet painumat ovat olleet pilarivien kohdalla 10...30 cm ja pilarivien välissä 15...25 cm jo ensimmäisen 1.5 kuukauden aikana. Radiometrisissä mittauksissa, jotka on aloitettu vasta 1.5 kuukauden kohdalla, tiivistymistä ei juurikaan ole enää havaittavissa varsinaisen pengerkuorman asettamisen jälkeenkään. Matalan penkereenkin alla on havaittavissa etenkin pilarivin kohdalla olevan painumaletkun osalta epähomogeenisuuksia, jotka voivat aiheutua maapohjan epähomogeenisuuksista tai pilarien teon yhteydessä sattuneista sideaineen syöttöhäiriöistä tms. Hämähäkkimittarilla neljän pilarin välillä kahden viimeisen vuoden aikana tapahtuneen painuman suuruus on ollut n. 1 cm vuodessa.

Stabiileetiltaan rakenne on kuormitusta nostettaessa ollut suhteellisen hyvin hallinnassa sekä maanpaine- ja huokospainemittausten perusteella että myös painuma- ja sivusiirtymämittausten perusteella.

Korkean penkereen seuranta

Korkean penkereen alla olevissa lujissa pilareissa kuormitus siirtyi melko hitaasti pilareille. Seisontaväleineen kaksi ja puoli kuukautta kestäneen kuormitusvaiheen aikana lähes 140 kPa:iin nostetusta lisäjännityksestä siirtyi pilarin kuormitukseksi hieman yli 300 kPa. Paineantureilla seurattun pila-

rin kuormitus nousi kuormitusaikana jatkuvasti, myös kuormitusportaiden välilläkin. Tämän jälkeen, kuormituksen vakiotilassa, jännitykset keskittyivät edelleen pilarille konsolidoitumisen edistyessä savessa. Joulukuun 1997 lopussa pilarin yläpäässä pystyjännitykset olivat saavuttaneet huipputasonsa 450 kPa. Pilareiden välillä oleva maa ottaa vastaan vajaan 50% kokonaisnimellisjännityksestä eli n. 60 kPa. Joulukuun 1997 jännityksissä ei enää ole juurikaan tapahtunut muutoksia. Kuormien siirtyminen pilareille kesti siten n. 7 kuukautta, siitä kun pengeri oli täydessä korkeudessaan.

Myös murskekerroksen alapinnassa, luonnonmaan ja rakenteen liittymäkorkeudella pystysuuntainen maanpaine reagoi aikoinaan nopeasti kuorman lisäykseen. Kuorman kasvu oli varsin samansuuruista ja yhtäläistä niin kahden pilarin keskellä kuin neljän pilarin keskelläkin. Metrini maakerroksen kohoaminen (15...17 kPa) sai aikaan noin 10 kPa kokonaispaineen kasvun. Kuorman nousun jälkeen kokonaismaanpaine pienentyi huokospaineen purkautuessa, joka sekin tapahtui melko hitaasti, tosin merkittävämmiin neljän pilarin keskellä kuin kahden pilarin keskellä. Penkereen reunaosalla kuorma ei juurikaan kasvanut alun kuormituspenkereen rakentamisen jälkeen.

Holvausmurskekerroksen toimivuutta osoittaa paitsi pystysuuntaisten jännitysten kerääntyminen pilareille myös vaakasuuntaisista jännitystilamittauksista tehdyt havainnot (anturit sekä pilarien kohdalla että välissä). Reunaosalla pilareihin ei juurikaan kerry vaakakuormia. Vaakapaineet pilarien vierellä eivät juurikaan ole seuranneet kuormien nostoa, mutta eivät myöskään juuri laske kuten pilarien välissä lievästi näyttäisi tapahtuneen. Vaakasuuntaisten jännitysten vähäinen kasvu on myös stabiliteetin kannalta ollut hyvä asia.

Koepenkereen pohjoisreunalla pilarit on tehty kaltevuuteen 6:1 ja eteläreunan pilarit ovat pystysuuntaisia. Pohjoisreunan vinoihin pilareihin vaakakuormaa näyttäisi kertyvän enemmän kuin eteläpuolen pystypilareihin, vaikka teoriassa asian pitäisi olla päin vastoin. Tähän on todennäköisesti syynä lähellä pohjoisreunaa oleva painumien epäjatkuvuuskohta. Korkeassa penkereessä vaakapainetasot ovat hyvinkin samansuuruiset eri puolilla pengertä sekä pilarin vieressä että pilarien välissä, jos pohjoisreunan pilariin kohdistuva vaakapaine johtuu tästä painumaepähomogeenisuudesta. Tällöin pilarien kaltevuudella ei olisi mitään käytännön merkitystä.

Huokospaineseurannasta voidaan havaita, että kuormituksesta noin puolet on siirtynyt kuormitusvaiheessa saven yläosissa huokospaineella. Jo pari metriä syvemmällä olevassa huokospaine-anturissa huokospaineen kehittyminen on ollut tätäkin vähäisempää. Osan kuormista on siis täytynyt mennä välittömästi pilarin kannettavaksi ja jo pilarin yläosaan. Kuormituksen noston aiheuttama huokosylipaine on saavuttanut vakiotilan heinäelokuussa 1997, jo hieman aikaisemmin, kuin mitä pilarikuorman kehittymisen suhteen olisi voinut päätellä.

Teräsverkot

Teräsverkkojen venymämittauksista penkereen keskiosalla havaittiin, että teräsverkkoihin kohdistuva venymätaso reagoi välittömästi kuormituksen lisäykseen. Venymät kasvoivat myös pitkän odotusjakson (10.3.–29.4.1997) aikana, eli samaan aikaan kun maanpaine savessa laski, teräsverkkoihin

kohdistuva voima kasvoi. Huippunsa teräsverkkojen venymät saavuttivat vaiheessa, jossa pengertä korotettiin viidestä kuuteen metriin. Metrin korotus lisäsi venymiä n. 10 %, mutta venymät palautuivat takaisin lähtötasolle. Täyttökuorman vakioiduttua jännitykset tasoittuivat noin kuukaudessa, minkä jälkeen ne ovat pysyneet lähes vakiona. Lujitteessa vaikuttaviksi voimiksi laskettuna suurimpien venymien $2000 \cdot 10^{-6}$ m/m suuruusluokka vastaa n. 5.3 kN voimaa ja eräänlainen keskiarvovenymä $1000 \cdot 10^{-6}$ m/m vastaavasti n. 2.6 kN voimaa / lanka.

Verkkojen jännitysjakautumaa tarkasteltaessa ensimmäinen havainto on se, että pilarien kohdalla (teoriassa 10 cm pilarin pään yläpuolella) teräsverkko ei syntyisi juurikaan jännityksiä. Jännitys teräsverkossa kasvaisi kuitenkin hyvin nopeasti, kun edetään pilarista pois päin. Tämä tarkoittaisi sitä, että teräs pystyisi ankkuroimaan kuormat hyvin lyhyellä (30...40 cm) matkalla, kun kyseessä on murske ja puristettu pilarin yläpää. Koska pituussuuntainen teräs ei tartuntansa johdosta voi välittää kuormaa murskeeseen, tapahtuisi ankkurointi lähes sataprosenttisesti poikittaissuuntaisten teräslinkojen hitsausten välityksellä. Jos havainnot ovat oikeat, murskeen holvautuminen tapahtuisi kehämäisesti teräsverkossa siten, että verkon keskiosa ei juurikaan kuormitu. Kuormat siirtyisivät murskeesta kunkin neljän pilarin ryhmän sisäpuolelle sijoittuvalle kehän muotoiselle rasiitetulle alueelle. Johdot päätöksiin tulee suhtautua riittäväällä varauksella, koska penkereen keskellä pilarin päällä olevan anturin mittaustulosten perusteella on epäiltävissä, että juuri pilarin keskellä oleva liuska olisi rikki ja lisäksi on myös mahdollista, että neljän pilarin keskelle sijoitettu anturi ei toimi kunnolla, jolloin keskiosan havainnot olisivat harhaanjohtavia. Näiden takia verkkojen jännitysmittauksia ei voi ehdottomasti yleistää. Laskennallisissa tarkasteluissa suurimmat teräsverkoissa vaikuttavat voimat keskittyivät lähellä pilarien keskipisteitä. Voimien jakautumisessa olevista eroavaisuuksista huolimatta voimatasot teräsverkoissa olivat samaa suuruusluokkaa.

Sekä venymäliuska- että painumaletkumittausten mukaan teräksen jännitykset ovat paikoin saavuttaneet ylemmän myötörajan. Myötölujuuden 370 MPa mukaan käytetyn lujitteen ($\phi = 4$ mm) vetovoima on 4.65 kN. Havainnoista päätellen verkko on tästä huolimatta toiminut, mahdollista koerakenteen pohjoisen puolella olevaa epäjatkuvuusaluetta lukuunottamatta.

Reuna-alueen teräverkoissa jännityslisäykset päättyivät silloin, kun täyttäminen luiskien alueella päättyi. Verkot eivät siis ota vastaan pilarien yläosien välisiä vaakavoimia, kuten alkuvaiheen laskelmien perusteella oletettiin. Painumat, jotka keskiosan savessa ovat tapahtuneet, eivät mobilisoidu teräsännityksiksi reuna-alueilla.

Tulosten perusteella olisi kannattanut käyttää järeämpiä verkkoja, jolloin myös varmuustaso teräsverkon myödon suhteen olisi ollut parempi. Positiivinen asia on kuitenkin se, että verkko reagoi nopeasti; se ei vaadi jännityksen kasvuun suuria venymiä. Ilman teräsverkkoja murskeen holvautuminen ei olisi toiminut. Teräsverkon olemassaololla on saatu aikaan rakenne, jossa kuormat on pystytty siirtämään pilareille, vaikka kaikki pilarit eivät toimikaan kunnolla.

Laskennallinen tarkastelu vs. havainnot

Verrattaessa koepenkereen korkeasta osasta saatuja laskennallisia tuloksia koepenkereestä tehtyihin havaintoihin, voidaan todeta, että tulokset vastaavat monelta osin kohtuullisella tarkkuudella havaintoja. Koepenkereestä on toki mitattu paikoin mm. hyvinkin suuria painumia. Laskennallisissa tarkasteluissa tällaisia maapohjan epähomogeenisuuksia tai tuotantoteknisistä syistä johtuvia tekijöitä ei kuitenkaan edes yritetty huomioida.

Yleisesti ottaen vinoja pilareita käsittäneellä rakennemallilla saadut painumat aliarvioivat tapahtuneita painumia: pilaririvin kohdalla lasketut painumat olivat 70...90 % "hyvin onnistuneiden" pilarien painumasta, siten että parempi vastaavuus saavutettiin penkereen keskialueella ja heikompi reuna-alueella. Pilarien välillä lasketut painumat olivat havaittuja painumia pienemmät. Sivusiirtymien osalta laskennallisissa tuloksissa oltiin itse rakenteen osalta suuruusluokassa: sekä mitatut että lasketut sivusiirtymät olivat alle 10 mm.

Pilarijännitysten osalta suuruusluokka -vastaavuus penkereen keskialueella oli edelleen hyvä: laskennallinen pilarijännitys oli n. 1.2 -kertainen instrumentoidusta pilarista mitattuun 450 kPa:n jännitykseen nähden. Sen sijaan reuna-alueella saatiin vinolle pilarille 2.4 -kertainen jännityksen arvo instrumentoidusta pilarista mitattuun jännitykseen nähden. Pilarien välissä olevaan maapohjaan kohdistui laskennallisesti 2/3 koerakenteessa mitatusta jännityksestä. Laskennalliset vaakajännitykset vastasivat likimäärin rakenteessa havaittuja vaakajännityksiä.

Teräsverkkojen osalta esitettiin jo aiemmin, että verkkojen laskennalliset jännitykset vastasivat suuruusluokaltaan melko hyvin rakenteen verkoista mitattuja jännityksiä (keskialueen maksimijännitykset 87 % ja reuna-alueen 63 % havaituista). Jännitysten sijoittuminen laskennallisissa tarkasteluissa sen sijaan poikkesi jonkin verran havaitusta jännitysten jakautumasta. On kuitenkin muistettava, että havaittuihin arvoihin liittyy epävarmuutta venymäliuskojen toimintakunnosta. Lujitteilla laskennallisissa tarkasteluissa käytettyjä parametreja ei myöskään erikseen määritetty laboratorioissa.

Laskennallisissa tarkasteluissa saaduista tuloksista on havaittavissa lähes kautta linjan, että pilarilla käytetty jäykkyys on edelleen ollut liian suuri. Alunperin arvioitua jäykkyyttä pienennettiin tarkastelun edetessä jo 20 %:lla. Paremmiin soveltuva pienennys oli todennäköisesti ollut lähellä 40 %:iä, jolloin oltaisiin oltu lujien pilarien jäykkyyden osalta lähellä tyypillisen arvon vaihtelun alueen alarajaa 30 MPa.

Korkean penkereen laskennalliset varmuuskertoimet ovat olleet n. kahden suuruusluokkaa. Myös koepenkereestä tehtyjen havaintojen mukaan penkereen stabiliteetti on kaiken aikaa ollut hyvä.

9 KIRJALLISUUS

1. Brinch Hansen, J. ja Lundgren. H., 1960, Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer-Verlag.
2. Kukko, H, & Ruohomäki, J., Savien stabilointi eri sideaineilla. VTT Tiedotteita 1682. Valtion teknillinen tutkimuskeskus, Espoo 1995. 39s. + 68 liitettä.
3. Kukko, Heikki; Ruohomäki, Jarmo, Savien stabilointi eri sideaineilla. VTT Tiedotteita - Meddelanden - Research Notes : 1682. VTT, Espoo 1995. 39 s. + liitt. 70 s. ISBN 951-38-4837-X
4. Lappalainen, Stén & Häikiö, Turvetutkimuksen maasto-opas, GTK 1983.
5. Russell, D., & Pierpoint, N., An assessment of design methods for piled embankments, Ground engineering, november 1997, pp. 39-44.
6. Tanska, H., Slunga, E., Forsman, J., Hoikkala, S. ja Saarinen, R., 1995. Geovahvisteiden käyttö. Suunnittelu ja rakentaminen. Teknillinen Korkeakoulu. Rakennus- ja maanmittaustekniikan osasto. Rakennetekniikan laitos. Pohjarakennus ja maamekaniikka. s. 120.
7. Tiepenkereen holvautuminen, Teoreettinen osa, Tielaitoksen selvityksiä 3/1990, Helsinki 1990
8. TPPT-M33 Syvästabiloinnin sideaine- ja materiaalitekнологia – Laboratoriotutkimukset. Luonnos 14.12.1995.

10 LIITTEET

- Liite 1. Alueella tehtyjen pohjatutkimusten sijainti ja koepenkereiden sijainti
- Liite 2. Yhteenveto pohjasuhteista, pohjatutkimustuloksista ja maatumalkaluotausten tulkituista tuloksista.
- Liite 3. Stabiloituvuustutkimusten tulokset.
- Liite 4. Koestabilointikartta.
- Liite 5. Koestabilointipöytäkirjat.
- Liite 6. Pilaroinnin aikaisten huokospainemittausten tulokset.
- Liite 7. Stabiloitujen koekenttien puristinkairausten tulokset.
- Liite 8. Laboratoriokoekappaleiden dimensiot ja niistä laboratoriossa määritetyt ominaisuudet.
- Liite 9. Instrumentointisuunnitelma, kartta ja poikkileikkaukset.
- Liite 10. Radiometrinen mittausten tulokset.
- Liite 11. Inklinometrimittausten tulokset.
- Liite 12. Rakenteen laadunvalvonnan tulokset.
- Liite 13. Rakenteen tarkastelu. FLAC-laskentojen tulokset.
- Liite 14. Lujitevoiman laskenta analyyttisin menetelmin.
- Liite 15. Yksittäisen pilarin tarkastelu. PLAXIS-laskentojen tulokset.

ISSN 1459-1553
ISBN 951-803-081-2
TIEH 3200817-v