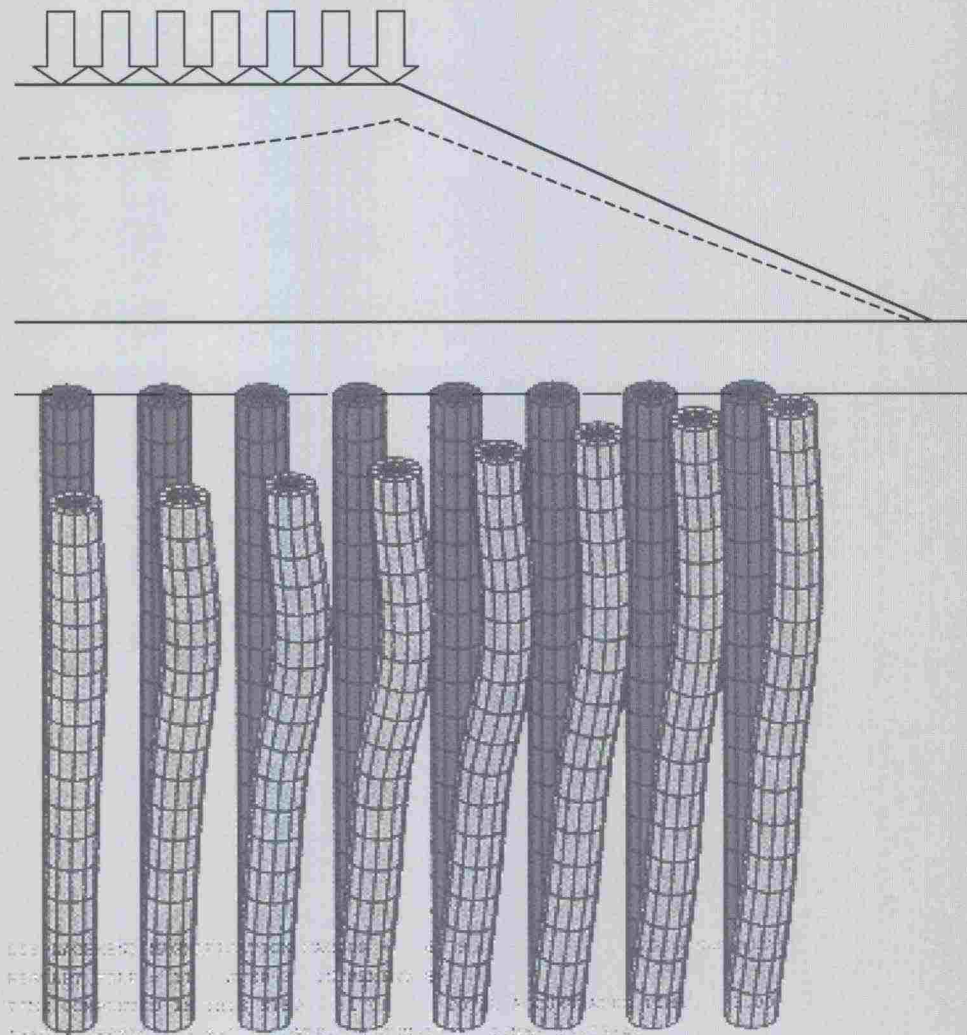


Syvästabiloitujen pilarien ja maan yhteistoiminta



Tielaitoksen
selvityksiä

15/2000

Helsinki 2000

TIEHALLINTO
Tie- ja
liikennetekniikka

Tielaitoksen selvityksiä
15/2000

Nikkinen Jyrki

Syvästabiloitujen pilarien ja maan yhteistoiminta

Tielaitos
TIEHALLINTO
Helsinki 2000

ISSN 0788-3722
ISBN 951-726-629-4
TIEL 3200604

Oy Edita Ab
Helsinki 2000

Julkaisua myy
Tielaitos, julkaisumyynti
Telefax 0204 44 2652
www.tielaitos.fi/kirjasto/tilaus.htm



Tielaitos
TIEHALLINTO
Tie- ja liikennetekniikka
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelinvaihde 0204 44 150

NIKKINEN, JYRKI: Syvästabiloitujen pilarien ja maan yhteistoiminta. [The interaction between deep stabilised columns and soil.] Helsinki 2000. Tielaitos, tie- ja liikennetekniikka. Tielaitoksen selvityksiä 15/2000. 142 s. + liitt. 7 s. ISSN 0788-3722, ISBN 951-726-629-4, TIEL 3200604.

Aiheluokka: 62

Asiasanat: Syvästabiloinnin mitoitus, yhteistoiminta, stabiliteetti

TIIVISTELMÄ

Tässä tutkimuksessa on tarkasteltu syvästabiloitujen pilarien ja pohjamaan välistä yhteistoimintaa. Yhteistoiminnalla on ollut nykyisissä mitoitusohjeissa keskeinen asema, vaikka yhteistoiminta on määritelty ja rajattu hyvin niukasti. Yhteistoiminta edellyttää pilareilta ja pohjamaalta samankaltaisia lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia, jolloin pehmeillä pilareilla yhteistoiminnan edellytykset ovat paremmat kuin lujilla pilareilla. Työ keskittyi puolilujien ja lujien pilarien yhteistoiminnan ja käyttäytymisen selvittämiseen erilaisissa pengeri- ja pohjamaatilanteissa. Tavoitteena oli kartoittaa yhteistoiminnan olemassaoloa sekä tarkastella yhteistoiminnan merkitystä pilarien ja pohjamaan toimintaan.

Koepilareista tehtyjen pilarinäytteiden lujuuskokeissa havaittiin vallitsevalla jännityksellä olevan suuri merkitys pilarin leikkauslujuuteen. Pohjamaan antama sivutuki kasvattaa epähomogeenisenkin pilarin lujuutta merkittävästi verrattuna ainoastaan yksiaksisiaalisessa puristuksessa olevan pilarin lujuuteen. Pilarinäytteiden puristuslujuudet jäivät selvästi laboratorionäytteiden lujuuksia alhaisemmiksi. Kolmiaksisiaalikokeiden havaittiin soveltuvan hyvin pilarinäytteiden lujuus- ja muodonmuutosparametrien määrittämiseen.

Matti Kivelön väitöskirjassaan esittämä teoria osoittautui tämän työn tarkasteluissa käyttökelpoiseksi. Kivelön esittämät johtopäätökset osoittavat kuinka pilarin lujuus, murtumismalli ja leikkausvastus ovat hyvin riippuvaisia pilarin sijainnista ja korkeusasemasta potentiaalisella liukupinnalla. Kivelön esittämä teoria on uutta ja erilaista nykyisiin mitoitusmenetelmiin nähden, mutta siitä voidaan saada paljon hyötyä ja ideoita nykyisten mitoitusohjeiden kehittämistä varten.

Kivelö esitti kehittämänsä teorian pohjalta uuden stabiliteetin laskentamenetelmän syvästabiloidulle penkereelle, mikä poikkeaa merkittävästi nykyisistä laskentamenetelmistä. Kivelön menetelmällä suoritetuilla stabiliteettilaskennoilla saatiin selvästi pienemmät varmuustulokset verrattuna nykyisillä menetelmillä saatuihin tuloksiin. Varmuustulosten ero kasvoi merkittäväksi lujia pilareita ($\tau_{mit} > 150$ kPa) käytettäessä. Tulokset vahvistivat käsitystä lujuuksien redusointitarpeesta käytettäessä lujia pilareita ja nykyisiä ympyräliukupintamenetelmiä stabiliteetin laskennassa.

Syvästabiloitujen penkereiden toimintaa erilaisissa kuormitustilanteissa tarkasteltiin FEM -analyysillä. Nykyisten mitoitusohjeiden mukaisesti mitoitettujen penkereiden toimivat hyvin käyttötilassa. Kuormitusta lisättäessä havaittiin pilarien lisääntyvää kokoonpuristumista ja taipumista varsinkin heikossa pohjamaassa. Kuormitus keskittyi eniten aktiivialueen pilareille. Jännitysten

jakaantuminen pilarien ja pohjamaan kesken noudatti näiden jännitys- ja muodonmuutoserojen suhdetta. Pilarien vertikaalijännityksen havaittiin kasvavan pilarien yläosassa voimakkaasti syvyyden mukana ja tämän jälkeen kasvun jatkuvan tasaisesti pilarien alapäähän asti.

Tarkasteluissa todettiin yhteistoiminnan määrittelemisen olevan hankalaa. Pilarien lujuusominaisuuksien lisäksi pohjamaan ominaisuuksilla on merkittävä vaikutus yhteistoiminnassa ja siten pilarien käyttäytymisessä. Penkereiden stabiliteettia ja stabiloidun alueen toimintaa parannetaan ottamalla tarkemmin huomioon pilareilta edellytettävät lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet liukupinnan eri osissa. Lujassa pohjamaassa ($s_u = 15$ kPa) todettiin myös hyvin lujien ($\tau_{mit} = 300$ kPa) yksittäisten pilarien toimivan moitteettomasti, minkä johdosta nykyistä lujempien pilarien hyödyntäminen sopivissa pohjamaa- ja pengertilanteissa on mahdollista.

Key words: Design methods of deep stabilisation, interaction, stability

ABSTRACT

In this study the interaction between deep stabilised columns and soil was examined. In present design methods interaction has an important meaning, although it has been scarcely defined and confined. The interaction requires similar strength and deformation properties of columns and soil. Therefore low strength columns have better interaction than high strength columns. This study concentrated in interaction and behaviour of medium- and high strength columns in different embankment and soil conditions. The aim was to investigate the occurrence of interaction and examine the importance of this function to the behaviour of stabilised ground.

It was noticed that confining pressure has a great importance to the shear strength of the columns determined by the strength tests of the column samples. The lateral pressure of the soil increases significantly the strength of inhomogeneous column in comparison with the strength of the column determined only by axial compression. The compression test results of column samples were lower than results of laboratory samples. Triaxial tests suit well for determining the strength and deformation parameters of columns.

In this study the theory of Matti Kivelö's doctoral thesis has been reported. The theory proved to be usable. Conclusions presented by Kivelö indicated how strength, failure mode and shear resistance of the columns depends on the location and depth of the columns along a potential sliding surface. Kivelö's theory is new and different compared with present dimensioning methods, but it can be useful and gives many ideas for developing present design methods

Based on his new theory Kivelö presented a new method to calculate the stability of embankment stabilised by columns. This calculation method differs considerably from present calculation methods. The stability results which were calculated by Kivelö's method indicated significantly lower safety factors than results calculated by present methods. The difference between these safety factors increases remarkable when using high strength columns ($\tau > 150$ kPa). The results confirm the need for reducing strengths in stability calculations when using high strength columns and present calculation methods with circular sliding surface.

The behaviour of embankments stabilised by columns was examined at different loading states by FEM -analysis. The results show that embankments, which were designed by present design methods, behave well at normal loading situations. The analysis indicated that by increasing load

also the compression and bending of columns increases, especially in soft soil. The loading focused mostly to the columns of active zone. The stress distribution between the columns and soil obeyed their modulus of elasticity ratio. The vertical stress of the columns was noticed to increase strongly at the upper parts of columns when the depth increases. At the lower parts the stress increase continues constantly to the end of the column.

During this study it was noticed that interaction is not an easy character to define. In addition to the strength properties of columns, the properties of soil have a significant effect on the interaction and behaviour of the columns. The stability of embankments and the function of the stabilised zone are improved by considering better the strength and compressibility properties of columns at different parts of sliding surface. In the high strength soil ($s_u = 15$ kPa) it was noticed that also very high strength columns ($\tau = 300$ kPa) behave properly. Due to this the use of higher strength columns may be possible in suitable soil and embankment conditions.

ALKUSANAT

Tässä työssä on pyritty selvittämään syvästabiloitujen pilarien ja maan yhteistoimintaa, yhteistoiminnan esiintymistä sekä sen merkitystä syvästabiloinnin mitoitukseen. Tutkimus on sisältänyt teoreettista tarkastelua, pilaritutkimuksia sekä stabiliteetti- ja elementtilaskentoja. Työ kuuluu Tielaitoksessa käynnissä olevaan Syvästabiloinnin kehittämisprojektiin, joka on yksi osaprojekti Tielaitoksen T&K -ohjelmaan kuuluvasta teemasta Pohjarakenteet.

Tutkimus on tehty Tielaitoksen keskushallinnossa tie- ja liikennetekniikka yksikössä. Julkaisun on laatinut Jyrki Nikkinen. Julkaisu on samalla hänen diplomityönsä. Tutkimusta ovat valvoneet tilaajan puolelta Pentti Salo ja Mikko Smura Tielaitoksesta. Korkeakoulun puolelta tutkimusta on valvonut professori Jorma Hartikainen. Lisäksi ohjausryhmään on osallistunut Asko Aalto Teknillisestä korkeakoulusta. Työhön liittyvät pilarinäytteiden laboratoriotutkimukset on tehnyt Nuutti Vuorimies ja FEM -laskennat Mauri Koskinen Tampereen teknillisen korkeakoulun geotekniikan laboratoriossa.

Helsingissä toukokuussa 2000

Tielaitos
Tie- ja liikennetekniikka

SISÄLTÖ

1 JOHDANTO	12
2 SYVÄSTABILOINNIN NYKYTILANNE	15
2.1 Menetelmän historia ja kehitys	15
2.2 Sideaineet	16
2.3 Syvästabilointiratkaisut	17
2.4 Laatuvaatimukset ja laadunvalvonta	18
2.5 Nykyinen tutkimus- ja kehittämistarve	18
3 STABILOIDUN MAAN KÄYTTÄYTYMINEN	20
3.1 Pohjamaan käyttäytyminen stabiloinnissa	20
3.2 Leikkausjännitysten mobilisoituminen liukupinnan eri osissa	23
3.2.1 Penger	23
3.2.2 Pilari	25
3.2.3 Savi	26
4 SYVÄSTABILOIDUN PENKEREEN PERINTEISET MITOITUSMENETELMÄT	31
4.1 Lähtökohdat	31
4.2 Painuman mitoitus	32
4.3 Stabiliateetin mitoitus	34
4.4 Pilarivälin mitoitus	36
4.5 Pehmeät pilarit	37
4.6 Lujat pilarit	38
4.7 Ruotsalainen mitoitusohje	40
4.8 Japanilainen mitoitusohje	43
5 SYVÄSTABILOINNIN TARKASTELU KIVELÖN TEORIALLA	46
5.1 Teorian esittely	46
5.2 Pilarin ja pohjamaan lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet	47
5.3 Liukupinnalle mobilisoitunut keskimääräinen leikkausvastus	53
5.4 Stabiloimattoman pohjamaan leikkausvastus	54
5.5 Pilarien keskimääräinen leikkausvastus	54
5.6 Pilarien vertikaalijännitys	56
5.6.1 Aktiivi- ja leikkausalueella olevien pilarien vertikaalijännitys	56
5.6.2 Passiivialueella olevien pilarien vertikaalijännitys	59
5.7 Pilarien momenttikapasiteetti	60
5.8 Pilarien leikkausvoima	62
5.9 Uusi stabiliateetin laskentamenetelmä	66

6 PILARITUTKIMUKSET	70
6.1 Tutkimusten tavoite	70
6.2 Koepilarit	70
6.2.1 Muurla E18/VT1	70
6.2.2 Espoo Kehä II	73
6.3 Laboratoriokokeet ja tulokset	75
6.3.1 Näytteiden yleiset ominaisuudet	75
6.3.2 Puristuskokeet	76
6.3.3 Kolmiaksiaalikoheet	78
6.4 Tulosten tulkinta ja hyödyntäminen	79
6.4.1 Sellipaineen merkitys lujuusparametreihin τ_{\max} ja E_{50}	79
6.4.2 Leikkauslujuuden ja kimmomoduulin välinen riippuvuus	81
6.4.3 Tehokkaat lujuusparametrit	83
6.4.4 Eri menetelmillä saatujen lujuusparametrien vertailu	84
6.4.5 Tulosten vertailu kirjallisuuteen	87
7 STABILITEETILASKENNAT	89
7.1 Laskentojen tavoite	89
7.2 Vakavuuden laskentamenetelmät	89
7.3 Laskentojen lähtötiedot	91
7.3.1 Laskentatapaukset	91
7.3.2 Laskentaohjelmat ja mallintaminen	93
7.4 Vakavuuslaskelmat	97
7.4.1 Pengertapausten kokonaisvarmuudet	97
7.4.2 Tulosten vertailua eri menetelmien välillä	98
7.4.3 Vakavuuslaskenta Kivelön uudella menetelmällä	99
7.4.4 Tarkastelua tulosten redusoinnista	100
7.5 Päätelmät stabiliteettilaskentojen tuloksista	104
8 STABILOIDUN PENKEREEN KÄYTTÄYTYMINEN, FEM- TARKASTELU	106
8.1 Tarkastelun tavoite	106
8.2 Abaqus - ohjelmisto ja lähtötilanteen mallintaminen	106
8.3 Stabiloidun penkereen murtuminen	108
8.4 Penkereiden ja pilarien painumat	110
8.5 Kuormituksen jakaantuminen pilarien ja pohjamaan kesken	112
8.6 Pilarin jännitys – muodonmuutoskäyttäytyminen	114
9 YHTEISTOIMINNAN TARKASTELU	120
9.1 Jännitysten jakautuminen stabiloidussa maassa	120
9.2 Pilarien käyttäytyminen liukupinnan eri osissa	123
9.3 Pilaroidun alueen sisäinen toiminta	124
9.4 Yhteistoiminnan edellytykset	128

10 JOHTOPÄÄTÖKSET JA SUOSITUKSET	131
10.1 Pilarien lujuus	131
10.2 Syvästabiloidun penkereen stabiliteetin mitoitus	134
10.3 Syvästabiloinnin toimivuus	135
10.4 Mitoituksen kehittäminen	136
LÄHDELUETTELO	138
LIITTEET	141

1 JOHDANTO

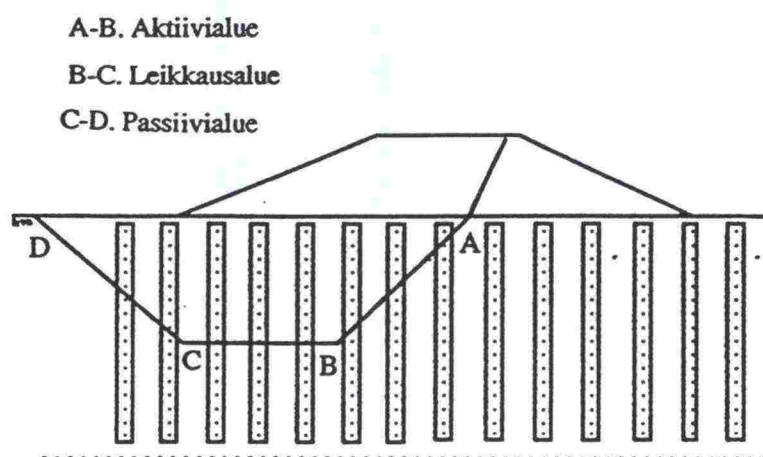
Syvästabilointi on kehittynyt viimevuosina merkittäväksi pohjanvahvistustavaksi, jonka volyyymi on jatkuvasti kasvanut. Syvästabilointia on pääasiassa käytetty painumien vähentämiseen ja penkereiden vakavuuden parantamiseen. Mitoitusmenetelmät ovat pysyneet hyvin kehityksessä mukana ja niitä on uusittu aivan viime vuosinakin. Mitoitus on pitkälti perustunut oletukseen pilarien ja pohjamaan käyttäytymisestä yhteistoiminnassa. Uusimmassa Tielaitoksen mitoitusohjeessa esitettiin myös lujien pilarien mitoitus, jotka suuren lujuutensa vuoksi eivät toimi yhdessä pohjamaan kanssa. Lujien pilarien mitoitus muistuttaa paalujen mitoitusta, minkä vuoksi niiden käyttöä on myös arvosteltu. Tämä työ kuuluu osana Tielaitoksessa käynnissä olevaan syvästabiloinnin kehittämissuunnitelmaan, missä etsitään parannuskeinoja syvästabiloinnin mitoitusmenetelmiin, tuotantotekniikkaan, laadunvalvontaan sekä rakennuttamiseen.

Syvästabiloidut pilarit ja ympäröivä pohjamaa muodostavat omat mekaaniset mallinsa, joiden olomuodossa ja käyttäytymisessä on eroja. Pilarit ovat lujia ja jäykkiä, kun taas pilarien ympärillä oleva maaperä mielletään pehmeäksi ja kokoonpuristuvaksi. Kahden tällaisen materiaalin toimiminen yhdessä asettaa rajoituksia pilarien ominaisuuksille, sillä pohjamaan ominaisuuksiin on hankala vaikuttaa. Kun pilarien ja pohjamaan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien erot kasvavat hyvin suuriksi, niiden välille alkaa syntyä kokoonpuristumis- ja muodonmuutoseroja. Lisäksi kuormitus keskittyy tällöin yhä enemmän ainoastaan pilareille. Tällöin pilarit ja pohjamaa eivät käyttäydy enää yhdessä stabiloidulla alueella, jolloin pilarien kasvanutta lujuutta ei pystytä tehokkaasti hyödyntämään.

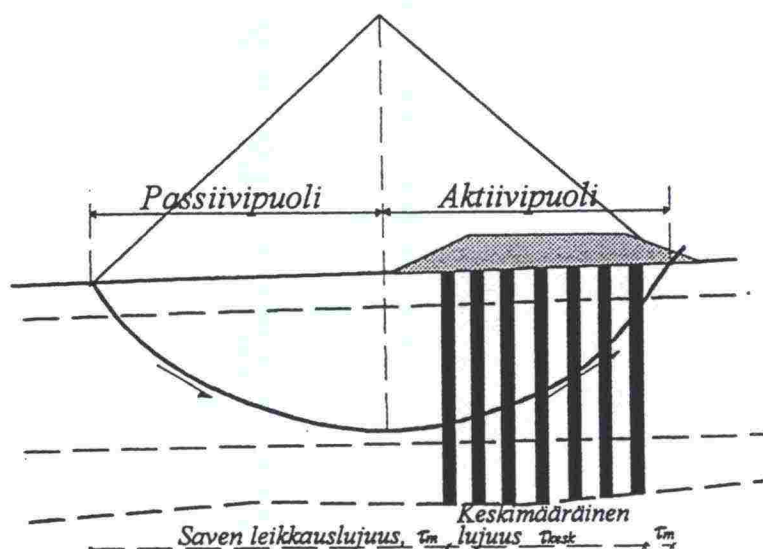
Nykyisessä syvästabiloinnin mitoitusohjeessa yhteistoiminta huomioidaan pehmeiden ja puolilujien pilarien mitoituksessa. Tällöin pilarien lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia pidetään riittävän samankaltaisina pohjamaan ominaisuuksien kanssa. Tässä työssä on tarkoituksena selvittää yhteistoiminnan olemassaoloa tarkemmin. Tutkimus keskittyy puolilujien ja lujien pilarien toiminnan tarkasteluun, joiden välillä yhteistoiminnan rajan uskotaan olevan. Tärkeintä on selvittää kuinka pohjamaan ja pilarien ominaisuuksien vaihtelu erilaisissa kuormitus- ja pengertilanteissa vaikuttaa pilarien ja pohjamaan yhteistoimintaan.

Työn toissijaisena tavoitteena on ruotsalaisen Matti Kivelön syksyllä 1998 julkaistun väitöskirjan tarkastelu. Väitöskirjassa on tutkittu kalkkisementtipilareilla vahvistetun penkereen stabiiliteettia. Kivelö on selvittänyt työssään potentiaalisella liukupinnalla olevien pilarien käyttäytymistä ja leikkausjännityksen ilmenemistä penkereen murtuessa. Hänen työssä on tarkasteltu hyvin tarkkaan pilarien ominaisuuksia, murtumistapoja ja jännityksiä ottamalla huomioon pilarien lujuuden vaihtelu, maapohjan ominaisuudet sekä liukupinnalla vallitsevat erilaiset jännitystilanteet /14/. Kivelön väitöskirjan teoriaa ja tuloksia pyritään hyödyntämään tämän työn yhteistoiminnan tarkastelussa.

Johtopäätöksenä tutkimusten ja kehitetyn teorian perusteella Kivelö on esittänyt väitöskirjassaan uuden menetelmän kalkkisementtipilareilla vahvistetun penkereen stabiliteetin analysoimiseksi. Kivelön menetelmässä kiilamainen liukupinta on jaettu kolmeen eri osaan; aktiivi-, leikkaus- ja passiiviosa, missä pilarien käyttäytyminen vaihtelee murtumisen yhteydessä (kuva 1). Tämän työn yhteydessä on tarkoituksena opetella tämän Kivelön esittelemän stabiliteetin laskentamenetelmän käyttö. Stabiliteetilaskennoilla verrataan Kivelön menetelmän käyttöä ja tuloksia nykyisillä lähinnä ympyräliukupintamenetelmillä (kuva 2) saatuihin tuloksiin. Tarkastelun ja laskentatulosten perusteella pohditaan redusointikertoimien tarvetta ja suuruutta lujilla pilareilla stabiloitujen penkereiden vakavuudenlaskennan yhteydessä.



Kuva 1. Kivelön menetelmässä käytettävä kiilamainen liukupinta.



Kuva 2. Ympyränmuotoinen liukupinta.

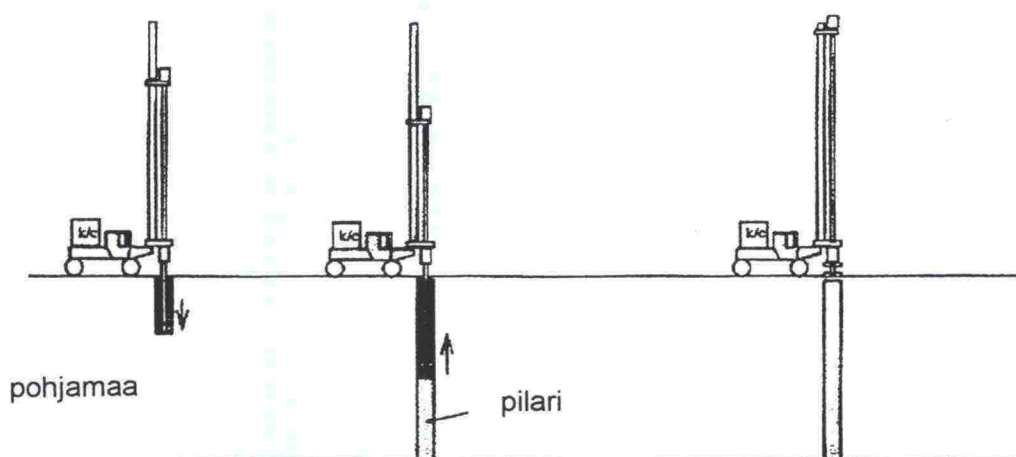
Pilarien jännitys-muodonmuutuskäyttäytymistä tarkastellaan TTKK:n geotekniikan laboratoriossa tehtävillä puristuskokeilla ja avoimilla kolmiakksiaalikoikeilla. Tarkoituksena on käyttää lujuuskokeissa pilarinäytteitä, mitkä on tehty ylösnostetuista koepilareista. Koenäytteille tuleva kuormitus suunnataan samalla tavalla, kuin pilareille tuleva kuormitus suuntautuu aktiivi- ja leikkausvyöhykkeessä. Näin voidaan verrata onko pystysuoralla ja 45° kulmassa suunnatulla kuormituksella vaikutusta pilarien lujuus- ja muodonmuutospaarametreihin. Lisäksi geotekniikan laboratoriossa tehdään FEM -tarkastelu, millä pyritään selvittämään stabiloidun penkereen toimintaa eri kuormitustiloissa. Yhteistoimintaa tutkitaan selvittämällä kuinka pilarien ja pohjamaan lujuus ja jäykkyysuhteet vaikuttavat jännitysten jakaantumiseen pilarien ja pohjamaan kesken. Lisäksi tarkastellaan pilarien ja pohjamaan kokoonpuristuma- ja painumaeroja sekä siirtymien kehittymistä.

Työn tavoitteet koskevat ensisijaisesti syvästabiloidun pilarin ja maan välisen yhteistoiminnan selvittämistä. Yhteistoiminta on käsite, mikä voidaan ymmärtää usealla eri tavalla ja rajata muutamilla erilaisilla määritelmillä, mistä esimerkkinä ovat liittorakenteet. Tässä työssä tarkastellaan pilarien ja pohjamaan toimintaa erilaisissa tilanteissa ja pyritään selvittämään yhteistoiminnan olemassaoloa eri näkökohdista. Nykyisen ja Kivelön teorian, stabiliteettitilaskentojen sekä FEM -tarkastelun johtopäätösten perusteella keskitytään yhteistoiminnan määrittämiseen, sen edellytysten parantamiseen sekä yhteistoiminnan esittämiseen ja huomioimiseen mitoituksessa. Lisäksi arvioidaan lujien pilarien käyttökelpoisuuden parantamista ja liukupinnan eri kohdissa sijaitsevien pilarien toimintatapaa ja mitoitusta.

2 SYVÄSTABILOINNIN NYKYTILANNE

2.1 Menetelmän historia ja kehitys

Syvästabilointimenetelmä tunnetaan Pohjoismaissa ja Japanissa 1960-luvulta lähtien. Nykyisenkaltaisen kuivamenetelmällä tapahtuvan pilaristabiloinnin kehitti Kjeld Paus vuonna 1967 /31/. Menetelmää on muunneltu ja kehitetty vuosien varrella, mutta periaate on kuitenkin pysynyt samana. Pilaristabiloinnissa pilarointikoneen sekoituskärki upotetaan pohjamaahan suunniteltuun tasoon saakka, minkä jälkeen sideaine syötetään paineilman avulla sekoituskärkeä samalla nostettaessa ja pyöritettäessä (kuva 3). Syvästabilointia ja pilarin tekoa on kuvattu tarkemmin kappaleessa 3.1.



Kuva 3. Syvästabiloidun pilarin valmistus /14/.

Syvästabilointimenetelmän ensimmäinen käyttöopas ilmestyi Ruotsissa vuonna 1974, jossa kuvattiin lähinnä halkaisijaltaan 500 mm ja 15 m syvyyteen ulottuvia pilareita. Pilariväli määräytyi kuormitusolosuhteista sekä pilarien lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksista /31/. Ruotsalaiset B. Broms ja P. Boman julkaisivat ensimmäisen kalkkipilarikäsitteen vuonna 1977 /2/. He tarkastelivat pilarien ja maan yhteistoimintaa sekä stabiloinnin käyttäytymistä aikaisempaa enemmän. Murtotilatarkastelussa pilarien ja stabiloimattoman maan ei otaksuttu toimivan yhdessä. Suomessa rakennettiin 1970-luvun puolivälissä ensimmäiset kaksi koepengertä syvästabiloinnin varaan Helsingin Itäkeskuksessa /8/. Tällöin tutkittiin määrämittaisten ja myös kovaan pohjaan ulottuvien kalkkipilarien kantokykyä sekä niiden toimintaa pystyojina. Myötökuormiksi saatiin 500 mm pilareille 40...80 kPa.

Tielaitoksessa ensimmäiset tiepenkereiden vahvistamiseen tarkoitetut syvästabiloinnit tehtiin 1980-luvun alkupuolella /34/. Vuonna 1986 julkaistiin kalkkipilariohje KPO-86 lähinnä pääkaupunkiseudun kaupunkien kunnallisteknistä rakentamista varten /13/. Vuonna 1992 julkaistiin Suomessa syvästabilointiohje STO-91, joka perustui Oulun yliopistossa tehdyn syvästabiloin-

nin tutkimusprojektin (SYSTA) tutkimustuloksiin /29/. Ohjeessa tuotiin kattavasti esille syvästabilointimenetelmä ja siihen vaikuttavat tekijät. Ohje soveltuu ensisijaisesti kohteisiin, joissa käytettiin sideaineena kalkkia tai kalkkimenttiä. Tällöin pilarien leikkauslujuudet vaihtelivat välillä 50...400 kPa ja pilarien ja maan oletettiin toimivan yhdessä. Samana vuonna STO-91 ilmestymisen jälkeen julkaistiin Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje, joka oli tarkoitettu syvästabiloinnin rakentamista ja laadunvalvontaa varten /19/. Ohjeessa esitettiin suositus laadunvalvonnasta käsittäen laatuvaatimukset ja laadunvarmistustoimenpiteiden esittämisen suunnitelmissa. Lisäksi ohjeessa käsiteltiin syvästabilointityön aikaiset sekä työn jälkeiset eli lopputuloksen laadunvarmistustoimenpiteet.

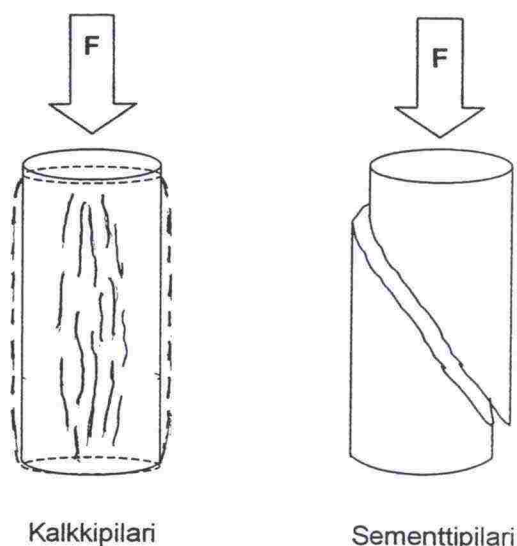
Ruotsissa otettiin käyttöön uusi suunnittelu- ja mitoitusopas kalkki- ja kalkkimenttipilareille 1995, jonka päätekijä oli P. Carlsten Ruotsin geoteknisestä instituutista /5/. Opas käsitteli stabiloinnin suunnittelua, toteutusta ja laadunvalvontaa varsin kattavasti. Mitoituksen osalta käsiteltiin pehmeitä ja puolilujia pilareita, jotka toimivat yhdessä niitä ympäröivän pohjamaan kanssa. Nykyisin Tielaitoksessa käytössä oleva Syvästabiloinnin mitoitusohje julkaistiin 1997 /32/. Ohjeessa tuotiin esille mitoituslähtökohtien ja menetelmien esitys lujille, puolilujille ja pehmeille pilareille. Uuden mitoituskäytännön uskottiin parantavan syvästabiloinnin tuotantoa ja laatua, sekä lisäävän entistä lujempien pilarien käyttöä.

Tällä vuosikymmenellä stabiloinnin mitoitusmenetelmät ja tuotantotekniikka ovat kehittyneet jatkuvasti. Stabilointikoneiden tehokkuus on parantunut, pilarien halkaisija ja pituus ovat kasvaneet ja uudet sideaineet ovat mahdollistaneet entistä lujempien pilarien teon /34/. Kehityksen ansiosta pilarien käyttökohteet ja tuotantomäärät ovat lisääntyneet huomattavasti ja syvästabiloinnista on tullut kilpailukykyinen pohjanvahvistustapa. Syvästabiloinnin vuotuisten kokonaismäärien on arveltu olevan tällä hetkellä Suomessa noin 400 000 m³, Ruotsissa noin 700 000 m³ ja Japanissa lähes 2000 000 m³ /4/.

2.2 Sideaineet

Sideaineena käytettiin alkuvaiheessa 1970 -luvulla ja 1980 -luvun alussa ainoastaan kalkkia. Stabilointitekniikan tutkimus- ja kehityshankkeet perustuivat tällöin yksinomaan stabiloinnin sideaineisiin. Tällöin todettiin myös, että stabiloidun saven lujittumisprosessiin vaikuttaa merkittävästi saven humus- ja sulfaattipitoisuus. Tavoitteena saavuttaa korkeampia lujuuksia nopeammin, alettiin seoksiin lisätä ensin kipsiä ja 1980 -luvun puolivälissä sementtiä /31/. Maastossa sementillä saavutetut lujuuudet jäivät huomattavasti laboratoriolujuuksia huonommiksi ja pilarit olivat hauraita ja epähomogeenisiä /34/. Kuvassa 4 on esitetty sementillä ja kalkilla stabiloidun pilarin murtumismekanismi yksiaksiaalisessa puristuskokeessa. Sideaineena otettiin

1980 -luvun lopulla käyttöön kalkin ja sementin sekoitus, mikä on siitä lähtien ollut yleisin sideaine syvästabiloinnissa. Eniten käytetty kalkin ja sementin seossuhde on 1:1. Stabilointiaineisiin alettiin 1990 -luvun vaihteesta lähtien lisätä myös teollisuuden sivutuotteita mm. masuunikuonaa ja lentotuhkaa /34/. T & K- toiminnassa siirryttiin vähitellen sideaineseosten optimointivaiheeseen Tämä toi mukanaan rekisteröityjä tuotenimiä sideaineille, joiden koostumus on monissa tapauksissa ollut ainoastaan valmistajan tiedossa /31,34/.



Kuva 4. Kalkki- ja sementtipilarin käyttäytyminen yksiakselisessa puristus-
kokeessa.

2.3 Syvästabilointiratkaisut

Suomessa ja Ruotsissa on syvästabiloinnissa käytetty kuivamenetelmää, missä sideaine sekoitetaan kuivana jauheena maahan. Muutamia kokeiluja on tehty myös märkämenetelmällä, missä sideaine syötetään nestemäisessä muodossa. Märkämenetelmä on hyvin yleinen varsinkin Japanissa. Valtaosa stabiloinneista tehdään puolilujia pilareita käyttäen, jolloin tavoiteltu leikkauslujuus on ollut noin 60 - 120 kPa ja sideainemäärä 100 - 200 kg/m³. Sideaineiden kehityksen myötä ovat myös lujat ja pehmeät pilarit yleistyneet viime vuosina. Monista ja laajoista kohteista huolimatta epäonnistuneita syvästabiloituja rakenteita ei ole juurikaan havaittu. Tähän lienee suurimpana syynä epätaloudellisen varma mitoitusmenettely stabiliteetin kannalta. Stabiloinnin päätarkoitus kun on useimmiten painumien ehkäiseminen. Valtaosa pilaroinnista mitoitetaan melko matalille penkereille bruttokuormaperiaatteella. Saven antamaa sivutukea ei huomioida, vaan pilarien oletetaan kantavan koko kuorman omalla lujuudellaan. Lisäksi pilarointi ulotetaan yleensä savikerroksen alarajaan asti, jolloin pilaroinnin alapuolista painumista ei synny /34/.

2.4 Laatuvaatimukset ja laadunvalvonta

Stabiloinnin työselitykset ja laatuvaatimukset ovat melko tarkat ja vastaavat lähinnä paalutusohjeita. Yleensä rakennuttaja on esittänyt lujuus- ja työtapavaatimukset suunnittelijan ohjeiden mukaisesti jolloin vastuu saavutettavasta lujuustuloksesta on rakennuttajalla. Viime aikoina ovat yleistyneet urakot missä vastuu lujuustavoitteen saavuttamisesta on annettu urakoitsijalle. Tällöin urakoitsija voi itse valita käyttämänsä sideaineen laadun ja määrän, mutta kasvanut riski nostaa samalla pilaroinnin hintaa. Yleensä perinteisissä suunnitelmissa esitetään pilarien sijainnit, kaltevuudet ja halkaisijat, syöttönousu kierrosta kohti, syöttömäärä, arvioidut pilarien pituudet ja joskus myös sideaineen syöttöpaine. Lujuusvaatimukset esitetään nykyisin yleensä pilarien keskimääräisen leikkauslujuuden sekä lujuuden sallittujen poikkeamien osalta /34/.

Useimmissa stabilointikohteissa tehdään laboratorikokeet stabiloituvuuden ja oikean sideainemäärän selvittämiseksi. Koekappaleista määritetään puristuslujuus ja muodonmuutosmoduuli eri lujittumisaikojen jälkeen. Yleisin koestusikä on 30 vrk. Isoissa stabilointikohteissa tehdään yleensä myös koepilaroinnit maastossa, millä varmistetaan ja tarkennetaan laboratorikokeiden tulokset. Pilaroinnin onnistuminen ja suunniteltujen lujuuksien saavuttaminen on hyvin pitkälti kiinni maaperän ominaisuuksista, joista varsinkin humus- ja vesipitoisuus ovat merkittäviä /34/.

Stabiloinnin laadunvalvonnassa voidaan käyttää useita menetelmiä. Yleisin menetelmä lujuuksien mittaamiseen on ollut pilarikairaus, useimmiten pilarisiipikairauksilla varmistettuna. Lujempia pilareita tutkitaan puristinheijarikairauksilla tai CPTU -kairauksilla. Harvemmin käytettyjä menetelmiä ovat näytteenotto ja varsinkin kiistatapauksissa käytetty kokonaisen pilarin ylösnosto. Laadunvalvonnan tuloksia verrataan suunnitelmissa esitettyihin vaatimuksiin. Mikäli lujuuslukuja esiintyy, pyritään selvittämään täyttyvätkö esimerkiksi pengerrakenteen toiminnan kannalta oleelliset vaatimukset pienemmällä varmuudella ja auttaisiko lujittumisajan pidentäminen asiaa vai tarvitaanko rakenteen lisävahvistamista /34/.

2.5 Nykyinen tutkimus- ja kehittämistarve

Syvästabilointi on pohjanvahvistusmenetelmänä kehittynyt voimakkaasti viime vuosina, mutta siitä huolimatta on ilmennyt kehitystarpeita monella tasolla. Tuotantotekniikassa stabiloinnin lopputuloksen epähomogeenisuus on ongelma. Sekoituksen tasalaatuisuus ja pilarien lujuus ovat pitkälti riippuvaisia sekoituksen määrästä, jonka tarkkailuun olisi kiinnitettävä enemmän huomiota. Saven häiriintyminen pilarin ympärillä tulisi selvittää tarkemmin mm. oikean syöttöpaineen ja ilmamäärän löytämiseksi. Stabilointikoneiden

sideainemäärän mittauksessa ja tulostuksessa on vielä korjattavia puutteita. Lisäksi märkämenetelmän soveltuvuus Suomen olosuhteissa tulisi kartoittaa tarkemmin.

Laadunvalvonnassa menetelmien tarkkuuteen ja luotettavuuteen liittyy epävarmuuksia, mikä heijastuu koko stabiloinnin kehittymiseen. Eri menetelmät voivat antaa hyvinkin ristiriitaisia tuloksia, joten eri pilarityypeille pitäisi kehittää omat sopivat laadunvalvontamenetelmät. Syväälle ulottuvien pilarien laadunvalvonta kairaamalla on ollut ongelmallista lähinnä kairan ulostunkeutumisen vuoksi. Lisäksi pilarin poikkileikkauksen homogeenisuuden toteaminen on ollut puutteellista, joten uusien menetelmien kehittelyä ja testaamista tarvittaisiin. Laatuavoitteiden esittämiseen työselityksissä tulisi kiinnittää myös enemmän huomiota. Mitoitusmenetelmien osalta lisätutkimusta vaativia tarkastelukohteita ovat:

- **Pilarin ja maan välinen yhteistoiminta**

Puolilujien ja lujien pilarien välillä on epäjatkuvuuskohta nykyisissä mitoitussuhteissa. Lujien pilarien mitoitukseen liittyy vielä paljon kehitettäviä asioita, esimerkiksi epähomogeenisuuden huomioonottaminen mitoitussuhteissa ja samalla taloudellisen lopputuloksen aikaansaaminen.

- **Määrämittaisten pilarien mitoitus**

Jatkossa tulisi pyrkiä entistä taloudellisimpiin pohjanvahvistusmenetelmiin. Määrämittaiset pilarit soveltuvat moniin kohteisiin, esimerkiksi siirtymärakenteisiin. Kun määrämittaisten pilarien mitoitusta ja käyttäytymistä ei hallita, niiden laajempi käyttö on estynyt.

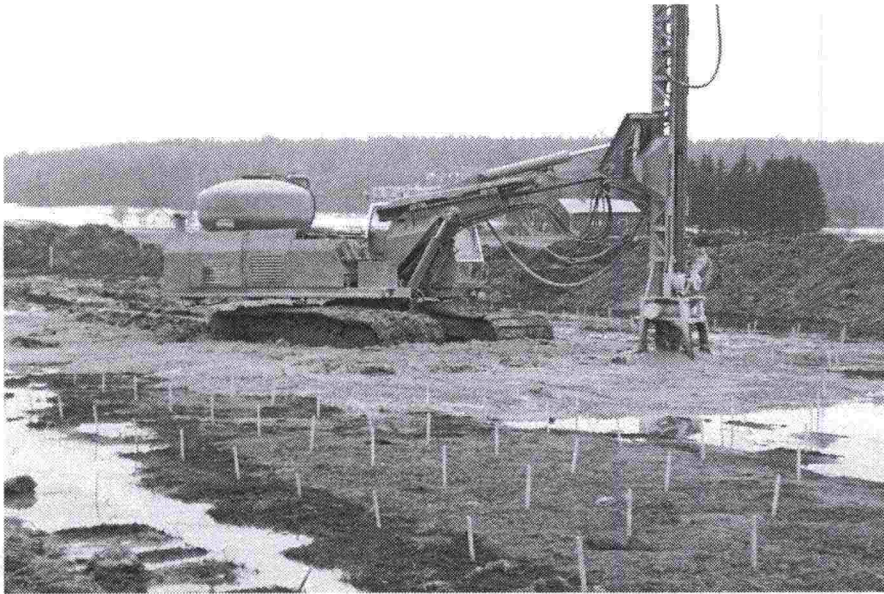
- **Syvästabiloitujen rakenteiden stabiliteetilaskenta**

Nykyisin stabiliteetilaskenta tehdään perinteisillä liukupintalaskelmilla keskimääräisiä leikkauslujuuksia käyttäen. Menetelmässä joudutaan käyttämään yleensä korjauskertoimia lujuuksien redusoimiseksi, sekä korkeita varmuusvaatimuksia rakenteille. Uusia stabiloiduille alueille tarkoitettuja laskeutumismenetelmiä tulisi kehittää ja tarkentaa soveltumaan myös luiska- ja kaivantotapauksiin.

3 STABILOIDUN MAAN KÄYTTÄYTYMINEN

3.1 Pohjamaan käyttäytymisen stabiloinnissa

Pohjamaan oletetaan olevan luonnontilassa ennen syvästabiloinnin suoritusta. Tällöin savesta koostuvan pohjamaan rakenne on usein kerroksellinen. Ylin kerros on useimmiten melko ohut saven kuivakuorikerros, jonka alapuolella on lujudeltaan erilaisia savikerroksia. Kuivakuoren päällä saattaa esiintyä humusta, joka poistetaan pintamaan poiston yhteydessä ennen stabilointia. Yleensä stabilointi suoritetaan kuivakuoren päältä sellaisenaan tai upottavassa pehmeikkökohteessa työpedin päältä.

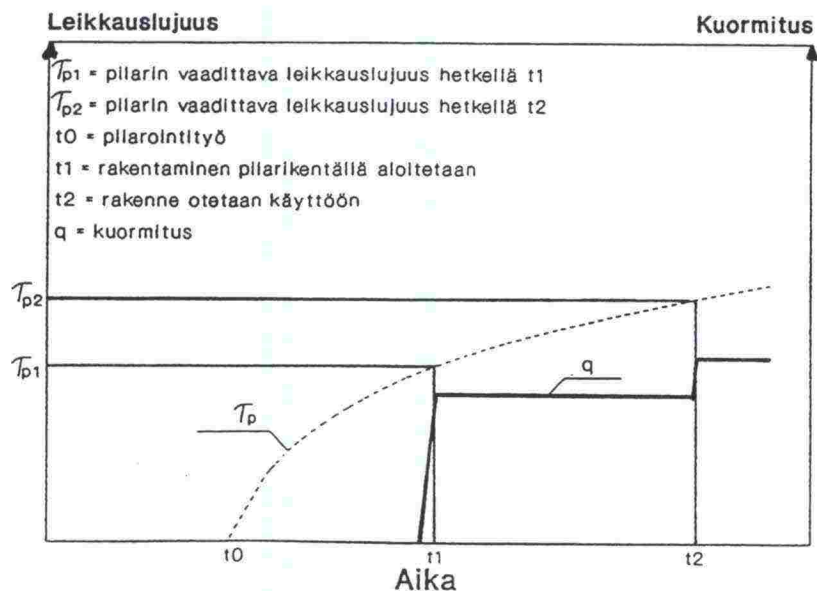


Kuva 5. Syvästabilointikone työssään Muurlan moottoritietöyrymaalla.

Pilarin valmistus aloitetaan kairaamalla stabilointikoneen sekoituskärki haluttuun syvyyteen. Tällöin kärkeä alas painettaessa ja pyöritettäessä puhalletaan sekoituskärjen suuttimista ilmaa ulos niiden tukkeutumisen estämiseksi. Viime aikoina on kehitetty myös sekoituskärkiä, jossa syöttöaukot ovat kiinni alaspainamisen ajan ja jotka voidaan avata vasta määräsyvyydessä. Alaspainamisen yhteydessä pohjamaan rakenne rikkoutuu ja maa häiriintyy pilarin halkaisijan mukaisella alueella. Häiriintymisen minimoimiseksi pilarin laskunopeus on noin 5...10 -kertainen sekoituskärjen nousunopeuteen verrattuna /20/. Alhaalla kärjen kiertosuuntaa vaihdetaan ja samalla aloitetaan sideaineen syöttö suunnitellulla paineella ja sekoituskärjen nousunopeudella. Sideaine syötetään pohjamaahan sekoituskärjen yläpäässä olevien reikien kautta, minkä jälkeen perässä tulevat siivekkeet sekoittavat sen mahdollisimman tasaisesti ja tehokkaasti pohjamaahan. Sideaineen syöttö lopetetaan yleensä noin 0.5 m maanpinnan alapuolelle kuivakuorikerrokseen. Tällöin kuivakuorta ei stabiloida, mutta usein sideainetta kuitenkin pursuaa nostovaiheen aikana maanpinnalle asti.

Sideaineen syöttöpaineella on suuri merkitys pilarin tasalaatuisuuteen sekä savimaan häiriintymiseen. Liian alhainen syöttöpaine aiheuttaa helposti häiriöitä sideaineen kulussa, jolloin saattaa syntyä stabiloimattomia kohtia pilariin. Liian suurella paineella syötettäessä taas sideaine leviää liian etäälle keskustasta, jolloin keskusta saattaa jäädä heikoksi. Mikäli saven lujuus vaihtelee kerroksittain, heikkolujuisessa kohdassa sideaine voi levitä reilusti tarvetta pidemmälle ja aiheuttaa pilariin pullistumia. Näin voi käydä varsinkin suuria sideainemääriä syötettäessä. Sekoituksen määrällä vaikutetaan sideaineen tasaiseen jakautumiseen. Mitä lujempia ja laadukkaampia pilareita halutaan, sitä tehokkaampaa ja hitaampaa sekoitustyön tulee olla /32/. Nykyisin yleisin kierrosnousuvaatimus on 10...15 mm/r ja keskimääräinen kierrosnopeus 160 r/min /34/.

Välittömästi pilaroinnin jälkeen pohjamaan lujuus on heikoimmillaan. Koko stabiloidun alueen voidaan olettaa olevan häiriintynyt, mikä on otettava huomioon työnaikaisia tilanteita tarkasteltaessa. Pilarin teon yhteydessä stabiloimattoman pohjamaan huokosvedenpaine kasvaa, koska maan tiheyttä kasvattavan sideaineen määrä on suuri /3/. Se milloin stabiloitua maata voidaan kuormittaa, on riippuvainen pilarien lujittumisesta sekä pilarien välissä olevan pohjamaan lujuuden palautumisesta. Kuvassa 6 esitetään pilarin lujuuden kehitys ja erilaisia mitoitusajankohtia /19/. Ensimmäiset lujittumisreaktiot alkavat melko nopeasti pilaroinnin jälkeen riippuen kuitenkin käytetystä sideaineesta. Kalkkipitoisia sideaineita käytettäessä välittömät reaktiot alkavat heti ja kestävät 4...8 tuntia, mutta pitkäaikaiset reaktiot voivat kestää vuosia. Nämä reaktiot lisäävät stabiloidun maan lujuutta, pH-pitoisuutta ja vedenläpäisevyyttä sekä pienentävät kokoonpuristuvuutta /17/.



Kuva 6. Pilarin lujuuden kehitys ja erilaisia mitoitusajankohtia /19/.

Kalkkipitoiset sideaineet sitovat itseensä vettä ja haihduttavat sitä sammumisen yhteydessä tapahtuvan reaktiolämmön vapautuessa. Tämä johtaa pilarien ympärillä olevan maan kuivumiseen ja vesipitoisuuden pienenemiseen. Sideaineen ja maan reagoidessa tapahtuu savipartikkelien voimakasta aggregoitumista isommiksi partikkeliryhmiksi, minkä seurauksena maan rakeisuus muuttuu karkeammaksi ja vedenläpäisevyys paranee huomattavasti. Reaktioiden vaikutuksesta pilarin lämpötila on ympäröivää maata suurempi jopa useita viikkoja. Lämpötilalla on merkittävä vaikutus reaktionopeuteen ja stabiloidun maan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiin. Alhaisessa lämpötilassa pilarien lujuuden kehittyminen voi paikoitellen olla hyvin hidasta /17/. Kappaleessa 6 on esitetty tähän työhön liittyvien koepilarien teko ja pilarinäytteistä mitatut lujuustulokset reilun kuukauden kuluttua.

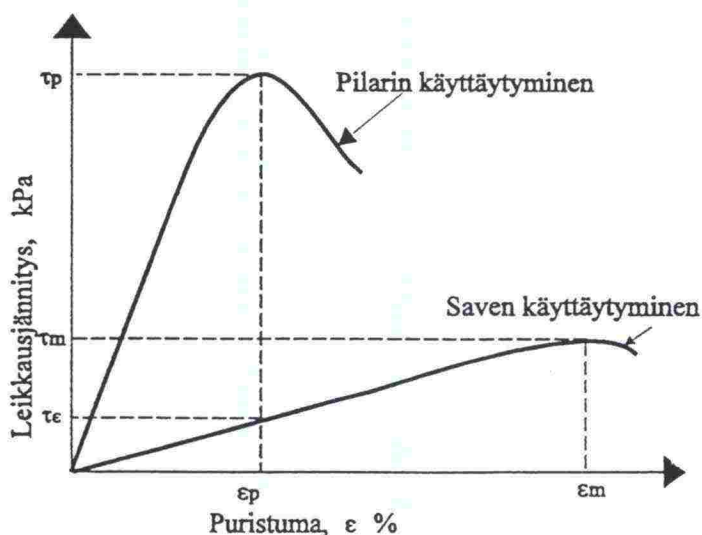
Saven lujuudenpalautumisella on merkitystä varsinkin määrämittaisten pilarien käytön ja luiskastabiloinnin yhteydessä. Savi voi olla häiriintynyt pilarien välissä sekä myös pilarien alla. Saven lujuudenpalautuminen voi vaihdella eri tapauksissa huomattavasti. *Taulukossa 1* esitetään tulokset Kehä III:lla 1991 tehdyn stabilointityön yhteydessä suoritetuista mittauksista. Pilarien välistä on tehty siipikairauksia 1 kk pilarointityön jälkeen ja verrattu leikkauslujuuksia aikaisemmin luonnontilasta mitattuihin leikkauslujuuksiin. Tulokset ovat olleet hyvin tarkasti samansuuruiset. Vastaavanlaisessa mittauksessa Raisiossa 1992 saven todettiin olleen hyvin häiriintyneessä tilassa vielä 4 kk pilarointityön jälkeen. Saven lujuudenpalautumista ja pilarien lujittumista voidaan edistää pilarikentän varovaisella kuormittamisella hieman pilarointityön jälkeen /12/.

Taulukko 1. Saven leikkauslujuuden palautuminen pilarien välissä 1 kk pilarointityön jälkeen /12/.

Korkeus- taso	Alkuper leikk.lujuus	Vallitseva leikk.lujuus	Ero %
17,0	41,67	33,17	-26
16,5	14,33	15,33	6
16,0	9,67	9,67	0
15,5	9,33	8,67	-8
15,0	9,83	8,83	-12
14,5	10,17	10,83	6
14,0	8,83	10,83	18
13,5	12,67	12,67	0
13,0	12,50	12,33	-2
Keskiarvo	14,33	13,59	-6
Ilman +17	10,92	11,15	2
Siipikai- rausten määrä	3	3	

3.2 Leikkausjännitysten mobilisoituminen liukupinnan eri osissa

Kuormitettaessa maa murtuu leikkausmurtumana siten, että murtuvaan maamassaan syntyy murtopinta. Tämä on yleensä liuku- tai leikkauspinta. Murtohetkellä leikkausjännitys murtopinnalla on yhtä suuri kuin maan leikkauslujuus. Murtuminen voi tapahtua myös progressiivisesti, jolloin leikkausjännitys kasvaa maan leikkauslujuutta vastaavaan arvoon eri aikana eri murtopinnan kohdissa. Tällainen tilanne syntyy juuri stabiloidussa maassa, sillä pilarien ja pohjamaan leikkauslujuus mobilisoituu eri aikana /32/. Kuvassa 7 on esitetty saven ja pilarin jännitys- muodonmuutoskuvaajat, missä nähdään pilarin murtumisen tapahtuvan yleensä huomattavasti aikaisemmassa vaiheessa kuin saven. Kivelön tutkimusten mukaan saven huippuleikkauslujuudesta kehittyy ainoastaan kolmannes pilarin murtoa vastaavalla muodonmuutoksella /14/. Näin stabiloidun rakenteen leikkauslujuus muodostuu käytännössä ainoastaan pilareissa.

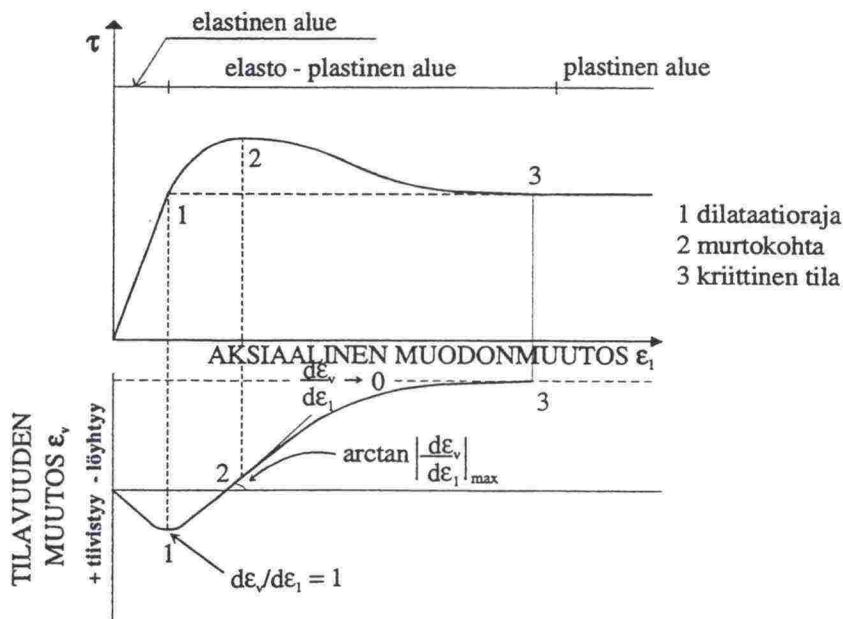


Kuva 7. Saven ja pilarin yleinen jännitys- muodonmuutoskäyttäytyminen /32/. Pilarin kuvaaja on hyvin riippuvainen käytetystä sideaineesta ja pilarin lujuudesta. Liitteissä 1 ja 2 esitetään pilarien todellisia eri lujuuskokeista saatuja jännitys-muodonmuutoskuvaajia.

3.2.1 Penger

Penger rakennetaan yleensä karkeista maalajeista tai kalliomurskeesta, jolloin sen murtumista voidaan tarkastella kitkamaalajien murtumistapauksena. Kitkamaalajin lujuus muodostuu pääosin materiaalin sisäisestä kitkakulmasta. Kitkakulman arvo vaihtelee vähän eri kitkamaalajien välillä, mutta se on hyvin riippuvainen eri maalajien tiivyydestä. Tielaitoksen ohjeiden mukaan hiekan kitkakulmana pidetään 30...36°, soran 34°...40° ja hyvin tiivistetyn murskeen 42° /30/.

Kitkamaalajien lujittuminen on riippuvainen materiaalin tiiveydestä, plasti-
sesta työstä ja muodonmuutoksista sekä hydrostaattisesta jännityksestä
/25/. Tiiviin rakeisen maan jännitys-muodonmuutoskuvaaja voidaan jakaa
elastiseen, elastoplastiseen ja plastiseen alueeseen *kuvan 8* mukaisesti /22/.
Kuormituksen alaisena maan tilavuus muuttuu. Leikkausvoimien aiheutta-
maa maan tilavuuden muutosta kutsutaan dilataatioksi. Dilataation esiinty-
mistä ja kitkamaan muodonmuutoksia maan murtumiseen nähden kuvataan
myös *kuvassa 8*. Kitkamaalajeilla huippulujuus mobilisoituu suhteellisen pie-
nillä muodonmuutoksilla, mutta residuaalilujuus puolestaan saavutetaan
vasta melko suuren muodonmuutoksen jälkeen. Kitkamaan kriittistä tilaa
vastaava kitkakulman arvo on $5...7^\circ$ suurempi kuin maan sisäinen kitkakul-
ma /25/.

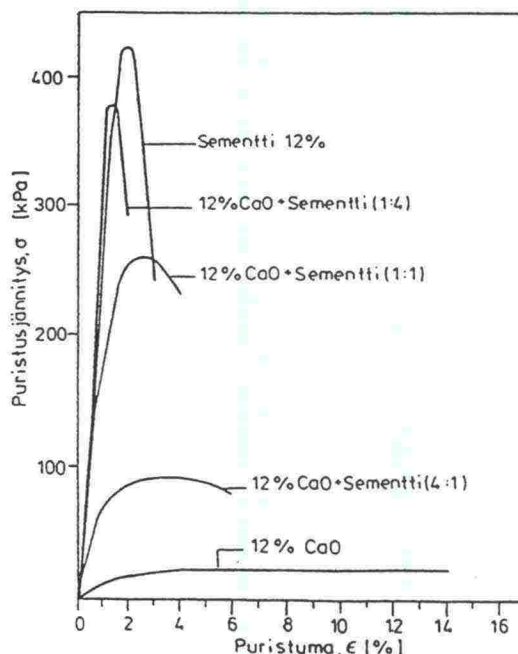


Kuva 8. Tiiviin rakeisen maan jännitys-muodonmuutoskuvaaja sekä dilataation ilmeneminen /22/.

Penkereen matkalla mobilisoituva leikkauslujuus pitkin liukupintaa lasketaan
normaalisti lamelleittain. Tällöin penger on jaettu pystysuuntaisiin lamelleihin,
jotka liukupinta lävistää tietyssä kulmassa. Lamellin matkalla kulkevan liuku-
pinnan leikkauslujuus saadaan laskettua lamellin painosta ja lisäkuormasta
johtuvan normaalivoiman ja pengermateriaalin kitkakulman tulona. Koska
hyvin vettä läpäisevissä kitkamaalajeissa jännitystilän muutoksesta aiheutu-
nut huokospaineen muutos häviää nopeasti, tulisi leikkauslujuuden laskenta
tehdä tehokkaita jännityspareetrejä käyttäen. Käytännössä tiepenger on
yleensä melko kuiva, eikä ole kosketuksissa pohjaveden tai ulkoisen veden
kanssa. Rakenteessa mahdollisesti esiintyvä vesi saattaa olla suotovettä,
mikä poistuu varsin nopeasti, jolloin sen huomioiminen voidaan jättää mer-
kityksettömänä pois laskelmista /25/.

3.2.2 Pilari

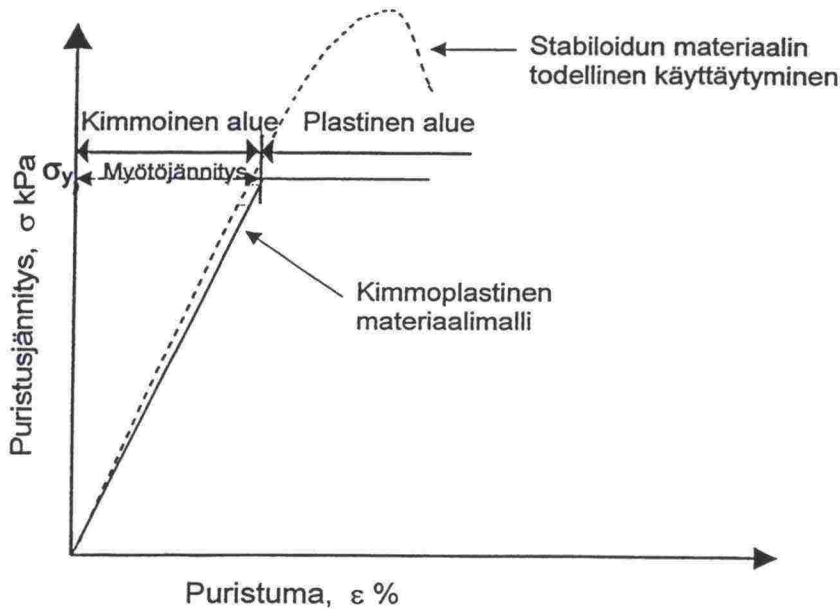
Pilarien leikkauslujuus muodostuu kahdesta eri tekijästä; koheesiosta ja sisäisestä kitkasta. Käytetyllä sideaineella on suuri merkitys pilarin jännitys-muodonmuutoskäyttäytymiseen. Pelkällä kalkilla tehdyissä pilareissa sitoutumisreaktiot tapahtuvat kalkin ja saven mineraaliaineksen välillä. Kalkkistabiloidun maan jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen muistuttaa myötölujitettavan materiaalin käyttäytymistä. Sementti sen sijaan on hydraulinen sideaine, joka muodostaa veden kanssa reagoidessaan kovan veteen liukene mattoman geelin. Nopeassa kuormituksessa sementillä stabiloitu maa käyttäytyy hauraan materiaalin tavoin ja murtuminen tapahtuu pienillä muodonmuutoksen arvoilla. Sementtipilarilla jännityksen ja muodonmuutoksen suhde on lähes lineaarinen murtokohtaan asti. *Kuvassa 9* on esitetty eri sideainesuhteilla stabiloitujen kappaleiden käyttäytyminen yksiakselisessa puristuskokeessa samoilla kokonaissideainepitoisuuksilla /18/.



Kuva 9. Eri sideainesuhteilla stabiloitujen koekappaleiden jännitys-muodonmuutossuhde yksiakselisessa puristuskokeessa /18/.

Kujalan mukaan kalkkisementtipilarin lujuudessa koheesion osuus kasvaa sideainemäärän ja lujittumisajan funktiona, mutta kitkakulman suuruus ei ole merkittävästi riippuvainen sideainemäärästä ja ajasta /18/. Sitä vastoin kitkakulman muutos on seurausta stabiloinnin johdosta tapahtuvasta rakeisuuden muutoksesta. Pohjamaan ominaisuudet vaikuttavat pilarin lujittumiseen ja leikkauslujuuden suuruuteen merkittävästi. Tämän vuoksi leikkauslujuus voi vaihdella yksittäisessäkin pilarissa hyvin paljon eri syvyyskohtien välillä. Eri koemenetelmillä on pilarien koheesioksi ja sisäiseksi kitkakulmaksi saatu hyvin vaihtelevia arvoja. Saadut kitkakulmat ovat olleet 30°...45°, mutta mitoituksessa suositellaan käytettäväksi alhaisia arvoja /14/.

Käytännön mitoituksessa pilarin leikkauslujuutena pidetään yksiaksisiaalisesta puristuskokeesta saadun puristuslujuuden puolikasta. Ottamalla huomioon pilarin lujuus ja toimintatapa, voidaan saatua leikkauslujuutta vielä lisäksi redusoida. Mitoituksessa stabiloidun pohjamaan oletetaan käyttäytyvän lineaarisesti kimmoplastisen materiaalin mukaisesti. Myötöjännitystä σ_y suuremmilla arvoilla pilari alkaa käyttäytyä plastisesti ja muodonmuutokset kasvavat. Myötöjännitystä pienemmillä kuormituksen arvoilla muodonmuutosten oletetaan olevan kimmoisia. Kuvassa 10 on nähtävillä stabiloidun materiaalin tyypillinen käyttäytyminen ja kimmoplastinen materiaalin malli sekä myötöjännityksen määritys. Kuvasta nähdään kuinka stabiloidun materiaalin todellista puristuslujuutta myötöjännityksen yläpuolella ei mitoituksessa huomioida, vaan tämä jännityshuippu jätetään huomioimatta plastisella alueella /32/.



Kuva 10. Stabiloidun materiaalin todellinen käyttäytyminen ja kimmoplastinen materiaalmalli, sekä myötöjännityksen määritys /32, käyrien muotoa muutettu/.

3.2.3 Savi

Tiepenkereen vakavuuslaskennan yhteydessä saven leikkauslujuutta tarkastellaan useimmiten suljetussa tilassa. Suljetussa tilassa savi murtuu, kun kuormitus tapahtuu niin nopeasti, että saven vesipitoisuus ja tilavuus eivät ehdi murtopinnalla muuttua ja saven konsolidoituminen tapahtuu hyvin hitaasti. Tätä tarkastelua käytetään lyhyenajan kantavuuden ja stabiliteetin arvioimisessa. Lyhyen ajan eli suljetun tilan vakavuuslaskennassa saven leikkauslujuutena τ voidaan käyttää esimerkiksi siipikairalla maastossa määritetystä saven suljetusta leikkauslujuudesta s_s redusoitua suljettua leikkauslujuutta s_u (yhtälö 1). Kolmiaksisiaalikokeella on mahdollista saada selville

saven tehokkaat lujuusparametrit, joiden avulla pystytään määrittämään murtohetkellä murtopinnalla vallitsevan leikkausjännityksen arvo tehokkaan normaalijännityksen funktiona (yhtälö 2). Tehokkaita parametrejä käytetään pitkänajan vakavuutta tarkasteltaessa, jolloin on tiedettävä myös maapohjan huokospaineen u suuruus /15/.

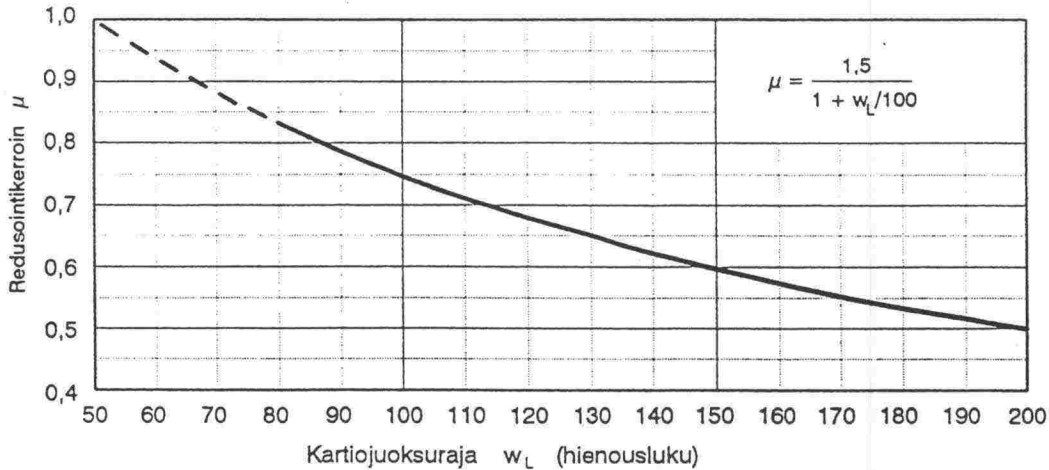
$$\tau = s_u = s_s \mu \quad (1)$$

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (2)$$

τ	saven leikkauslujuus
s_u	saven suljettu leikkauslujuus
s_s	siipikairalla maastossa määritetty leikkauslujuus
μ	korjauskerroin (redusointikerroin)
c'	tehokas koheesio
σ'_n	tehokas normaalijännitys
φ'	tehokas kitkakulma

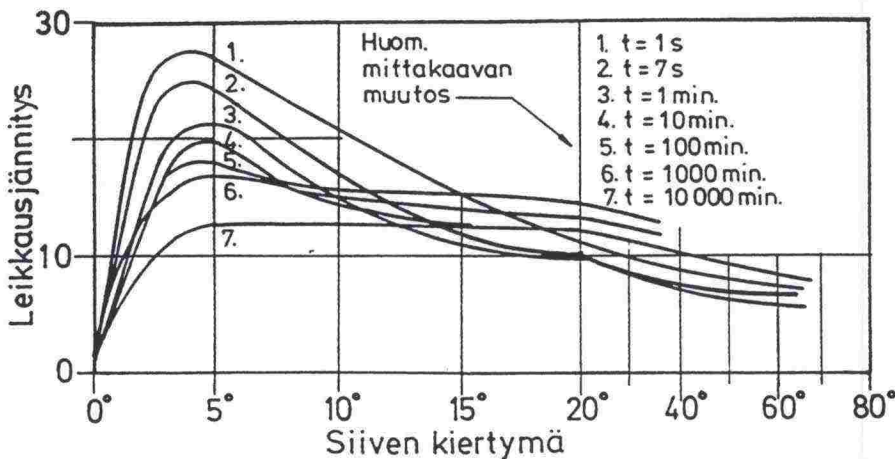
Saven leikkauslujuus on riippuvainen monesta eri tekijästä, minkä vuoksi se vaihtelee paikoitellen hyvin paljon. Koska saven leikkauslujuudella on merkittävä vaikutus penkereen vakavuuden tarkastelussa, se olisi määritettävä mahdollisimman tarkkaan mitoitusilanteen jännitystila ja -polku huomioiden. Leikkauslujuus tulisi määrittää liukupinnan eri kohdissa parhaiten kyseisiin kohteisiin sopivilla menetelmillä. Käytännössä saven leikkauslujuus useimmiten määritetään siipikairauksella in situ -menetelmänä, jolloin saven häiriintyminen vältetään.

Siipikairaus on suhteellisen yksinkertainen, käytännöllinen ja nopea leikkauslujuuden määrittäytapa. Siipikairalla määritetyissä lujuuksissa on kuitenkin jonkin verran epävarmuutta ja mitatut lujuudet ovat yleensä todellista arvoa suurempia. Tämä on otettava huomioon mitoituksessa käyttämällä korjauskerrointa μ siipikairalla määritetyn leikkauslujuuden redusoimisessa. Tielaitoksen ohjeiden mukaan siipikairalla määritettyä leikkauslujuutta on redusoitava kartiokokeella määritetyn juoksurajan w_L perusteella, kun $w_L > 80\%$ kuvan 11 mukaisesti /30/. Itse asiassa redusointikerroin μ koostuu useammasta leikkauslujuuteen vaikuttavasta tekijästä, mitkä voidaan huomioida kukin erikseen. Bjerrumin mukaan merkittäviä tekijöitä ovat siiven kiertämisnopeudesta riippuva nopeusvaikutus, saven anisotrooppisuuden vaikutus sekä liukupinnalla esiintyvän murtotilan eriaikaisuudesta syntyvä progressiivisuuden vaikutus. Progressiivisuuden laskennallista vaikutusta ei kuitenkaan pystytä ottamaan huomioon klassiseen maamekaniikkaan perustuvilla menetelmillä /15,17/.



Kuva 11. Redusointikertoimen μ määrittäminen kartiokokeella määritetyn maan juoksurajan w_L perusteella /30/.

Leikkauslujuuden suuruus on riippuvainen leikkausmuodonmuutoksen nopeudesta. Täten esimerkiksi siipikairalla hitaasti suoritettavalla kokeella voidaan saada selvästi pienempiä arvoja, kuin normaalisti 1...2 minuutissa suoritettulla kokeella. Kuvassa 12 on esitetty Torstenssonin suorittamien siipikairauksen tuloksia eri kairausnopeuksilla. Tuloksissa nähdään merkittäviä lujuuseroja eri kairausnopeuksia käytettäessä /25/.



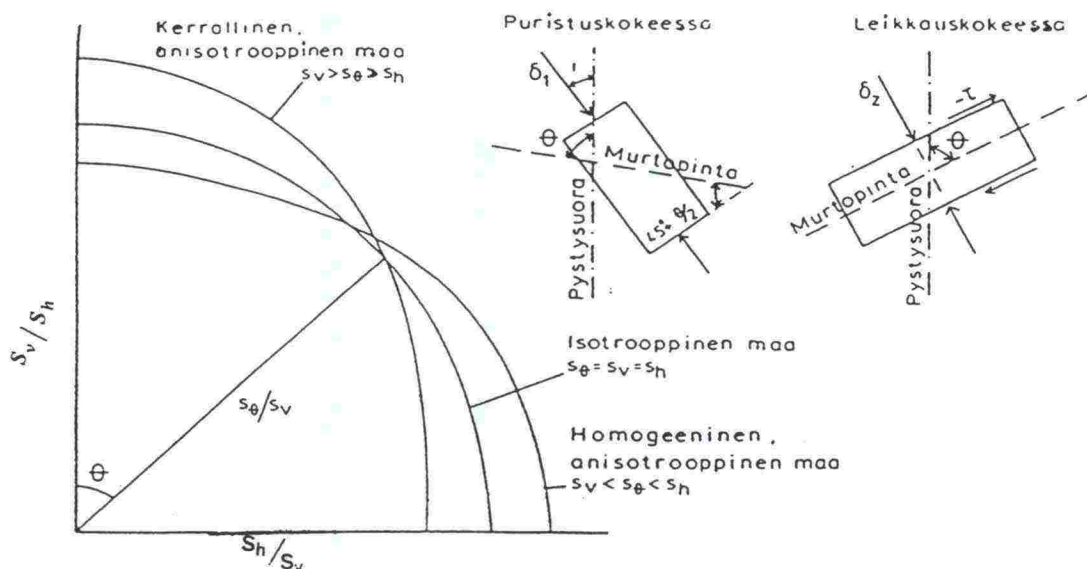
Kuva 12. Siiven kiertonopeuden vaikutus jännitys-muodonmuutoskäyriin siipikairauskokeessa /25/.

Maassa vallitseva jännitys on aina anisotrooppinen, mistä syystä homogeenisenkin saven lujuusominaisuudet vaihtelevat eri suunnissa. Korhonen & Leskelän ja Slungan tutkimusten mukaan homogeenisessa savessa (mm. Litorina, Yoldia) vaakasuoran leikkauspinnan lujuus s_{sh} on yleensä suurempi kuin pystysuoran leikkauspinnan lujuus s_{sv} . Lisäksi homogeenisessa savessa leikkauslujuus yleensä kasvaa syvyyden kasvaessa, sillä vuosien saatossa

savi vähitellen konsolidoituu yläpuolisten kerrosten ja kuormien vaikutuksesta. *Taulukossa 2* on esitetty Korhosen & Leskelän siipikairaustutkimuksilla eri savilajeille saatujen vaaka- ja pystysuorien leikkauspintojen välinen lujuuskerroin erilaisissa kondolidaatioiloissa /25/.

Taulukko 2. Anisotrooppisuuden ilmeneminen erilaisissa savissa /25/.

Saven konsolidoitumistila	Vaaka- ja pystysuorien lujuuksien suhde s_{sv}/s_{sh}				
	Homogeeniset savet			Kerralliset savet	
	Litorina	Ancylus	Yoldia	Baltian jääjärvi	Someron savi
Ylikonsolidoitunut	0,85	0,89	0,58	1,10	1,31
Normaalisti konsolidoitunut	0,98	0,83	0,87	0,46	0,58
Kuivakuori	0,39	0,21	-	-	-



Kuva 13. Leikkauslujuuden ja liukupinnan suunnan välinen vuorosuhde Lo 'n mukaan /27/.

Kerrallisissa savissa (mm. Baltian jääjärven savet) vaakasuoran leikkauspinnan lujuus saattaa olla jopa 15...20 % pienempi kuin pystysuoran. Tämä on otettava huomioon tarkasti arvioitaessa keskimääräistä leikkauslujuutta, sillä murtumisen yhteydessä liukupinta yleensä seuraa mahdollisimman pitkään heikkoja vaakasuoria kerroksia. Näin liukupinnan suunnalla on merkitystä saven leikkauslujuuden määrittämisessä. *Kuvassa 13* esitetään leikkauslujuuden ja liukupinnan suunnan välinen vuorosuhde Lo 'n tutkimusten mukaan erityyppisille maalajeille. Janbun mukaan voidaan mielivaltaista kuormitus-suuntaa vastaava leikkauslujuus kerrallisessa maassa laskea yhtälöllä 3, mikäli saven vertikaalinen ja horisontaalinen leikkauslujuus tunnetaan /25,27/.

$$s_{\theta} = s_v \cos^2 \theta + s_h \cos^2 \theta \quad (3)$$

s_{θ}	saven leikkauslujuus liukupinnalla, mikä muodostaa pystysuoran tason kanssa kulman θ .
s_h	saven leikkauslujuus vaakatasossa
s_v	saven leikkauslujuus pystytasossa

Siipikairaus soveltuu huonosti kuivakuoren leikkauslujuuden määrittämiseen, sillä kuivakuori on usein merkittävästi halkeillut. Slungan tutkimusten mukaan kuivakuoren leikkauslujuutta tulisi redusoida siten, että sen arvona käytettäisiin enintään residuaalilujuutta, mikä on 30...50 % huippulujuudesta, tai alapuolella olevan pehmeän saven leikkauslujuutta. Tässä tapauksessa kuivakuoren halkeamien otaksutaan olevan heikosti kehittyneitä ja suljettuja. Mikäli halkeamat ovat avoimia, niissä ei ole lujuutta ja leikkauslujuuden arvona tulisi käyttää nollaa. Heikkolujuisen kuivakuoren vakavuutta heikentävä vaikutus on suurempi penkereen ulkopuolella kuin penkereen alla, missä kuivakuori on puristuksen alaisena /27/.

4 SYVÄSTABILOIDUN PENKEREEN PERINTEISET MITOITUSMENETELMÄT

4.1 Lähtökohdat

Syvästabiloinnin suunnittelussa keskeisimpinä mitoitustekijöinä ovat yksittäisen pilarin kantavuus, pilarivälin laskenta, syvästabiloidun alueen painuma sekä stabiloidun maapohjan stabiliteetti. Suomessa, Ruotsissa ja muualla käytössä olevat mitoitukset eivät juurikaan eroa toisistaan muutamia pieniä yksityiskohtia lukuun ottamatta. Stabiloitua maata pidetään yhdistelmä rakenteena, missä pohjamaan ja pilarien oletetaan käyttäytyvän yhteistoiminnassa. Tällöin stabiloidun alueen mallintamisessa käytetään pilarien ja maan keskimääräisiä parametrejä.

Syvästabiloidun penkereen mitoitus ei kuormituslähtökohtien osalta eroa maanvaraisen penkereen mitoituksesta. Liikennekuorma otetaan huomioon stabiliteetilaskelmissa sekä myötäämättömien pilarien mitoituskalkeissa. Käyttörajaltilassa tehtävissä painumalaskelmissa liikennekuormaa ei oteta huomioon. Mitoitus suoritetaan yleensä kokonaisvarmuuskerroinmenetelmää käyttäen ohjeen "Tiegeotekniikan yleiset mitoitukset" /30/ varmuuskertoimia käyttäen.

Syvästabiloinnin suunnittelua varten on aluksi saatava selville maapohjan geoteknisten maakerrosten ominaisuudet. Sideaineiden alustavaa valintaa varten tarvitaan esimerkiksi saven vesi- ja humuspitoisuus. Pohjamaan lujuusominaisuudet on tunnettava pilarien toimintatavan alustavaa valintaa ja vakavuuden laskentaa varten. Pohjamaan painumaominaisuudet tarvitaan, jotta yhdessä pohjamaan kanssa toimivat pilarit voidaan mitoitaa /33/. Suunnittelulujuudelle on valittava lähtöarvo pilarien toimintatavasta riippuen. Laboratoriossa tehtävin ennakkokokein varmistetaan suunnitellun kohteen maapohjan lujittuminen. Lisäksi tarkastellaan eri sideaineiden vaikutusta lujuuteen ja optimoidaan edullisinta sideainevaihtoehtoa. Valituilla sideaineseoksilla tehdyille koekappaleille tehdään yksiaksiaalinen puristuskoee pilarin leikkauslujuuden määrittämistä varten, mikä saadaan yhtälöstä 4 /32/. Stabiloidun pohjamaan jännitys-muodonmuutoskäyttäytymistä on selostettu kappaleessa 3.

$$\tau_{lab} = \frac{\sigma_{lab}}{2} \quad (4)$$

σ_{lab} laboratoriossa määrätty yksiaksiaalinen puristuslujuus
 τ_{lab} puristuslujuudesta määrätty leikkauslujuus

Laajoissa stabilointikohteissa on syytä tehdä maastossa koestabilointeja, joiden avulla varmistetaan laboratoriossa saavutettujen lujuuksien oikeellisuudesta. Muutoin on syytä käyttää korjauskerrointa $f_d = 0.5 \dots 1.0$ laboratoriossa saavutetuille lujuuksille laskentapuristuslujuutta σ_d tai laskentaleikkauslujuutta τ_d määrittäessä /32/.

Suomessa syvästabiloidut pilarit jaotellaan kolmeen tyyppiluokkaan niiden lujuuksien mukaan /32/;

- lujat pilarit, leikkauslujuus > 150 kPa
- puolilujat pilarit, leikkauslujuus < 150 kPa
- pehmeät pilarit leikkauslujuus < 100 kPa

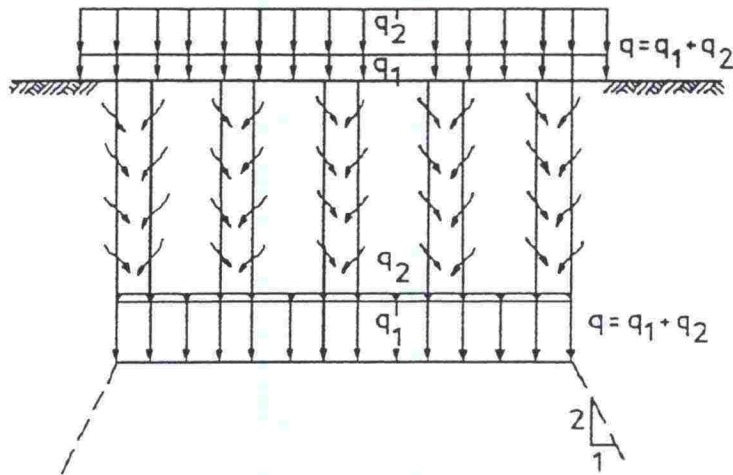
Eri pilarityyppien käyttö on ollut varsin epätasaista, sillä viimevuosina tehdyissä stabiloinneissa on käytetty lähes yksinomaan puolilujia pilareita /34/. Puolilujien pilarien mitoitusmenetelmä perustuu Broms & Bomanin jo vuonna 1977 esittämään menetelmään /2/. Tämän menetelmän on todettu soveltuvan mitoitukseen ja käyttökohteisiin hyvin, sillä vartenotettavia muutoksia mitoitukseen ei ole esitetty. Suomessa mitoitus on yleensä tapahtunut seuraavankaltaisilla perusteilla /34/:

- matalahko pengeri $H < 4.0$ m
- pilarien mitoitusleikkauslujuus $50 - 120$ kPa
- pilarien halkaisija $600 - 800$ mm,
- pilarien keskiöetäisyys k/k $0.7 - 1.5$ m
- pilarit ovat kantaneet kuorman omalla puristuslujuudellaan ilman saven antamaa sivutukeakin
- pilarit on mitoitettu bruttokuormaperiaatteella
- pilarien myötölujuutta ei ole ylitetty
- pilarit ulotettu kovaan pohjaan asti
- pilaroinnin leveys määritetty 2:1 säännöllä tai silmämääräisesti

Seuraavissa kappaleissa on esitetty yleisimmin käytetyt mitoitusmenetelmät puolilujille pilareille. Pehmeiden- ja lujien pilarien mitoitus on käsitelty omissa kappaleissaan, sillä niiden mitoitus eroaa osittain puolilujien pilarien mitoituksesta. Mitoitusmenetelmät on käsitelty Tielaitoksen syvästabilointiohjeen /32/ mukaisesti.

4.2 Painuman mitoitus

Broms & Bomanin mitoitusmenetelmä perustuu tasaisen painuman periaatteeseen, jolloin maapohjan ja pilarien painumat oletetaan yhtä suuriksi. *Kuvassa 14* on esitetty kuormien jakaantuminen maapohjalla ja pilareille. Kuormien tasapainoehdosta saadaan yhtälö 5, joka esittää tasaisen kuorman jakautumista pilareille sekä maapohjalle. Yhtälö on voimassa, kun pilarien myötökuormaa σ_y ei ylitetä ($\sigma_p < \sigma_y$).

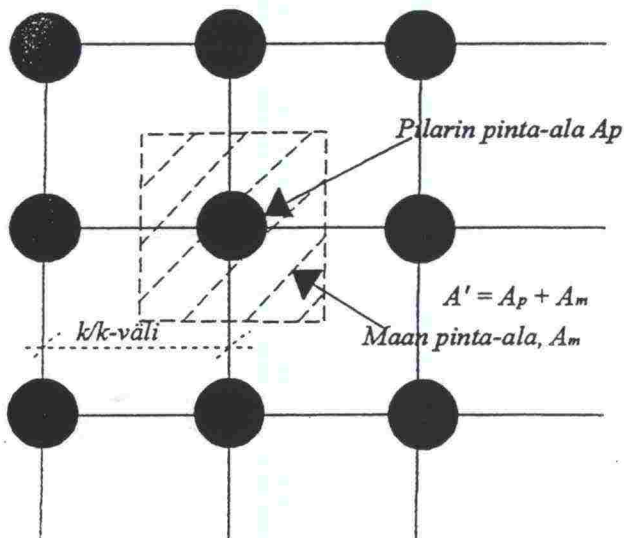


Kuva 14. Kuormien jakaantuminen pilareille ja pohjamaalla /5/.

$$q = \sigma_m \frac{A_m}{A'} + \sigma_p \frac{A_p}{A'} \quad (5)$$

$$A' = A_p + A_m \quad (6)$$

- q tasainen kuormitus, sisältää vain pysyvät kuormat
- σ_m jännitys maassa
- σ_p jännitys pilarissa (= σ_d)
- A_m maan pinta-ala (kuva 15)
- A_p pilarin pinta-ala (kuva 15)
- A' poikkileikkauspinta-ala (yhtälö 6)



Kuva 15. Pinta-alojen A' , A_p ja A_m määräytyminen /32/.

Pilarissa sekä maassa vallitseva jännitys saadaan laskettua yhtälöillä 7 ja 8, kun yhdistetään tasaisen painuman periaate ja Hooken laki:

$$\text{Pilarin jännitys, } \sigma_p = \frac{q}{a + (1 - a) / m} \quad (7)$$

$$\text{Maan jännitys, } \sigma_m = \frac{q}{1 + a(m - 1)} \quad (8)$$

$$a = \frac{A_p}{A'} \quad m = \frac{E_p}{M}$$

a	pilarisuhde
E_p	pilarin muodonmuutosmoduuli
M	maan kokoonpuristuvuusmoduuli
m	pilarin ja maan kokoonpuristuvuusmoduulien suhde (pilarin muodonmuutosmoduulia käytetään avoimessa tilassa kokoonpuristumismoduulin likiarvona, poissonin luku ν = pieni)

Pilarien painuma voidaan laskea yhtälöllä 9, jolloin oletetaan pilarien ja maapohjan painumien olevan yhtä suuria riippumatta pilarivälistä, penkereen geometriasta ja penkereen materiaaliominaisuuksista. Vaihtoehtoisesti voidaan painuma laskea maapohjan painumana, jolloin lasketaan tavallinen konsolidaatiopainuma käyttäen kuormana maahan kohdistuvaa kuormitusta σ_m yhtälön 8 mukaan.

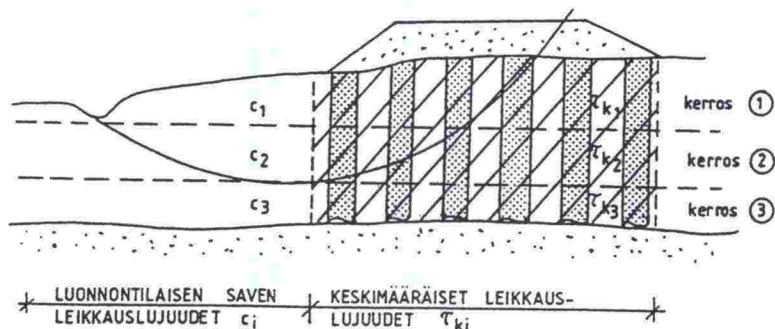
$$s = \frac{q H}{a E_p + (1 - a) M} \quad (9)$$

s	pilarin painuma
H	pilarin pituus

Penkereen paksuus ja materiaalit vaikuttavat jännitysten jakaantumiseen pilarien ja maapohjan kesken ja edelleen painumien kehittymiseen. Tämän ilmiön merkitys korostuu pilarivälin ja toisaalta pilarien ja maapohjan lujuuksien suhteen kasvaessa /36/.

4.3 Stabiiliteetin mitoitus

Syvästabiloidun penkereen vakavuudentarkastelussa oletetaan pilarien ja ympärillä olevan maan murtumisen tapahtuvan ympyränmuotoista liukupintaa pitkin kuvan 16 tavoin. Tällöin stabiiliteetti lasketaan normaalin penkereen vakavuuslaskennan tapaan, jolloin stabiloidulle alueelle käytetään keskimääräistä leikkauslujuuden arvoa.



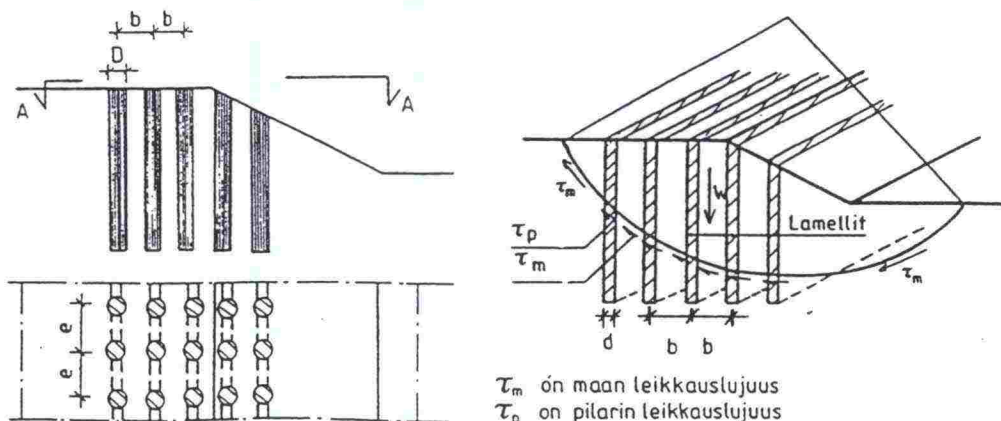
Kuva 16. Liukupinnan muodostuminen /29/.

Puolilujien pilarien stabiliteetilaskennassa on erotettavissa kaksi eri tapaus-ta yhteistoiminnan kannalta. Kun penkereen luonnontilainen vakavuus on 1.2...1.5 oletetaan pilarien ja maapohjan käyttäytyvän yhteistoiminnassa. Tällöin lujuus pilareissa ja maapohjassa mobilisoituu samalla tavoin ja las-kelmissa voidaan stabiloidulle alueelle käyttää keskimääräistä lujuutta. Tämä saadaan kertomalla maapohjan ja pilarien lujuudet niiden pinta-alojen suh-teessa yhtälön 10 mukaisesti.

$$\tau_{kesk} = \frac{A_p}{A'} \tau_p + \frac{A_m}{A'} \tau_m \tag{10}$$

- τ_{kesk} on keskimääräinen leikkausmurtolujuus
- A_p pilarien pinta-ala (kuva 15)
- A' pinta-ala (kuva 15)
- A_m maan pinta-ala poikkileikkauksessa (kuva 15)
- τ_p pilarin leikkauslujuus (= τ_d)
- τ_m maan leikkauslujuus

Toinen mahdollisuus on kuvata yksittäiset pilaririvit vastaavan tilavuuden omaavina pilarilamelleina kuvan 17 mukaisesti. Tällöin stabiliteetin laskemi-nen onnistuu muuttamalla pilarit laskennallisiksi lamelleiksi yhtälöiden 11 ja 12 mukaan.



τ_m on maan leikkauslujuus
 τ_p on pilarin leikkauslujuus

Kuva 17. Stabiliteetin laskeminen pilarilamelleina /13/.

$$d = \frac{\pi D^2}{4e} \quad (11)$$

$$\tau_p = c'_p + \sigma'_n \tan \phi' \quad (12)$$

d on	laskennassa käytettävä pilarilamellileveys
D	pilarin halkaisija
τ_p	pilarin leikkauslujuus
c'_p	pilarin tehokas koheesio
σ'_n	liukupinnalla vaikuttava tehokas normaalijännitys
ϕ'	pilarin tehokas kitkakulma

Yksittäiset pilarit lujittavat pohjamaata vain liukupinnan aktiivipuolella (puristuspuolella, *kuva 2*). Passiivipuolella stabiloinnin vaikutus voidaan ottaa huomioon vain blokki- tai seinämätyyppisissä stabiloinneissa.

Luonnontilaisen penkereen stabiliteetin ollessa alle 1.2, syvästabilointiohjeen mukaan ei voida olettaa pilarien ja maan toimivan yhdessä, vaan stabiloidun maan lujuus koostuu yksinomaan pilarien lujuudesta. Pilarit on tällöin asennettava luiskaa vastaan kohtisuorassa oleviin seinämäisiin riveihin siten, että pilarit peittävät toisiaan vähintään 50 mm. Pilarit sijoitetaan liukupinnan aktiivipuolelle, jolloin k/k -mitat ja vakavuus voidaan mitoittaa liukupintalaskelmilla.

4.4 Pilarivälin mitoitus

Pilarivälin mitoitus tapahtuu siten, että pilarien oletetaan kantavan myötölujuutta vastaavan kuorman. Kun oletetaan myötölujuuden olevan 0.65 kertaa pilarin murtolujuus, voidaan yhtälöllä 13 ratkaista yksittäisen pilarin maksimikapasiteetti $q_{1\max}$.

$$q_{1\max} = 0,65 a \sigma_{p(murto)} \quad (13)$$

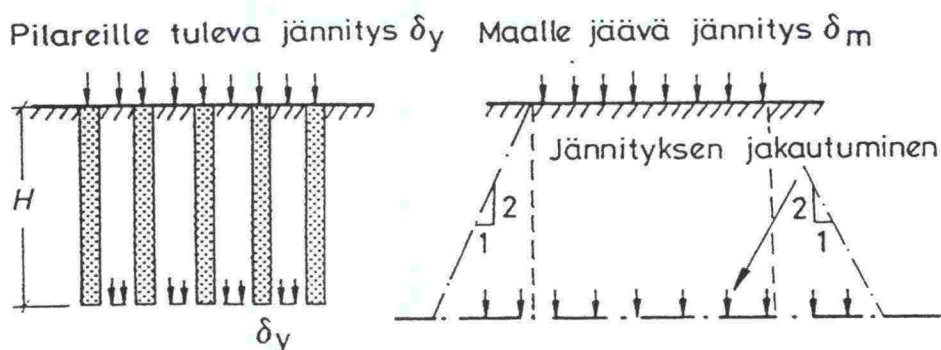
Kun pyritään optimoimaan pilarimäärä ja mitoittamaan pilareille myötöjännitys, asetetaan yhtälöt 7 ja 18 yhtä suuriksi ja ratkaistaan pilarisuhde a . Ratkaisun $a = 0$ lisäksi saadaan ratkaisu a_{kr} , jota kutsutaan kriittiseksi pilarisuhdeeksi (yhtälö 14). Yhtälöstä 15 saadaan em. pilarisuhdetta vastaava pilariväli b .

$$a_{kr} = \frac{\frac{q E_p}{M} - \sigma_y}{\sigma_y \left(\frac{E_p}{M} - 1 \right)} \quad (14) \quad b = \sqrt{\frac{A_p \sigma_y \left(\frac{E_p}{M} - 1 \right)}{\frac{q E_p}{M} - \sigma_y}} \quad (15)$$

Puolilujien ja pehmeiden pilarien mitoituksessa ei liikennekuormaa tarvitse ottaa huomioon, mutta lujien pilarien osalla se on otettava huomioon pilarivälin mitoituksessa.

4.5 Pehmeät pilarit

Pehmeiden eli myötäävien pilarien mitoitus eroaa puolilujien pilarien mitoituksesta eniten siinä, että pehmeille pilareille tulevan kuormituksen oletetaan ylittävän pilarien myötökuorman ($\sigma_p > \sigma_y$). Tällöin pilarit kantavat myötökuorman suuruisen kuormituksen ja muu osa kuormituksesta siirtyy maapohjan kannettavaksi kuvan 18 mukaisesti.



Kuva 18. Jännitysten jakaantuminen pehmeille pilareille ja pohjamaalle /24/.

Pilareille ja maapohjalle tuleva kuormitus saadaan nyt laskettua yhtälöllä 16, missä pilareille tulevaa kuormitusta vastaa nyt myötökuorma σ_y . Myötökuorman suuruuden oletetaan olevan noin 0.65...0.7 pilarin murtokuormasta. Maastossa myötökuorma voidaan määrittää esimerkiksi ruuvilevykokeella. Pilarin murtokuorman suhdetta pilarin leikkauslujuuteen ja vaakasuuntaiseen jännitykseen voidaan kuvata yhtälöllä 17.

$$q = \sigma_m \frac{A_m}{A'} + \sigma_y \frac{A_p}{A'} \quad (16)$$

$$\sigma_{p(\text{murto})} = 2\tau_p + \sigma_h \quad (17)$$

$\sigma_{p(\text{murto})}$ pilarin murtokuorma
 τ_p pilarin leikkauslujuus
 σ_h maassa vallitseva horisontaalijännitys

Kuormien tasapainoehdosta saadaan maapohjalle kohdistuva kuormitus yhtälöllä 18.

$$\sigma_m = \frac{q - \sigma_y a}{l - a} \quad (18)$$

Tämän kuormituksen perusteella voidaan painuma laskea tavanomaisena konsolidaatiopainumana. Kalkki- ja kalkkisementtipilarien voidaan olettaa toimivan pystyjojina ja nopeuttavan painumaa. Tällöin painumanopeus voi-

daan arvioida Barronin esittämän laskentamenetelmän avulla. Konsolidaatioaste saadaan yhtälöstä 19 ja funktio $f(n)$ määritellään yhtälöllä 20 /24/. Painumista voidaan nopeuttaa ylipengertä käyttämällä, kunhan huolehditaan penkereen riittävästä vakavuudesta kaikissa rakennusvaiheissa.

$$U = 1 - e^{-\frac{2c_h t}{R^2 f(n)}} \quad (19)$$

$$f(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (20)$$

U	konsolidaatioaste
c_h	vaakasuuntainen konsolidaatiokerroin
t	aika
R	pilarin vaikutussäde
r	pilarin säde
n	R / r

Pehmeillä pilareilla stabiloitavaksi suunnitellun penkereen vakavuus on aina tarkistettava huolellisesti. Se tehdään samoilla periaatteilla kuin puolilujien pilarien vakavuuslaskenta. Penkereen vakavuuden parantamiseksi käytetään yleensä vastapenkereitä, joiden mitoittava tekijä on yleensä työnaikainen ylipenger. Pehmeiden pilarien vakavuuslaskelmissa on tarkistettava vähintään seuraavat kuormitustilanteet:

- Varmuus ilman pilarointia
- Varmuus eri pengerrysvaiheiden jälkeen ja ennen seuraavaa vaihetta
- Valmiin penkereen varmuus liikennekuormituksen alaisena

4.6 Lujat pilarit

Suuren puristuslujuuden omaavat lujat pilarit mitoitetaan kuten paalut. Kaikki kuormitus keskittyy pilareille, koska maan ja pilarien muodonmuutosmoduuleilla on huomattava ero. Pilarit ovat vetoa kestävämpiä ja ne siirtävät kuormituksen kovaan pohjamaan. Lujien pilarien mitoituksessa ei saven antamaa sivutukea oteta huomioon. Tällöin pilarien kuormituksena on otettava huomioon myös liikennekuorma sekä muut hyötykuormat. Lujien pilarien mitoituksessa ei oteta huomioon yhteistoimintaa pilarien ja pohjamaan välillä.

Lujat pilarit murtuvat pienillä muodonmuutoksilla, mikä poikkeaa selvästi muiden pilarityyppien murtumistavoista. Tämä vaikeuttaa lujien pilarien stabiliteettilaskentaa. Lujien pilarien kokonaisvarmuuden murtumista vastaan tulee olla sama kuin paaluja mitoitettaessa eli 2.0. Lujien pilarien laajamittaista käyttöä on vähentänyt epäusko niiden toimintaa ja tasalaatuisuutta kohtaan. Tasalujuisen lopputuloksen aikaansaamiseksi lujia pilareita käytet-

täessä on kiinnitettävä riittävästi huomiota valmistustekniikkaan sekä laadunvalvontaan. Tielaitoksen kohteissa on muutaman kerran käytetty lujia pilareita, jolloin sideaineena on ollut sementti. Tällöin mitoitusleikkauslujuutena on ollut noin 250...270 kPa, mitkä on pilareissa ylitetty /34/.

Pilarien ulottuessa kovaan pohjaan asti niiden kantokyky muodostuu pääasiassa kärkivastuksesta ja pilarien painumat pysyvät pieninä. Yhtälön 22 mukaan tarkastetaan, ettei pilarille tuleva kuormitus q_{kok} (yhtälö 21) ylitä pilarin laskentapuristuslujuutta σ_d . Pilarien keskiöetäisyys b saadaan yhtälöstä 23.

$$q_{kok} = \gamma H_{peng} + q_{liik} \quad (21)$$

$$\sigma_{suun} A_p = q_{kok} A' F ; \sigma_d \geq \sigma_{suun} \quad (22)$$

$$b = \sqrt{\frac{\sigma_{suun} A_p}{q_{kok} F}} \quad (23)$$

q_{kok}	pilareille tuleva kokonaiskuormitus
γ	pengermassan tilavuuspaino
H_{peng}	penkereen korkeus
q_{liik}	liikennekuormat ja muut hyötykuormat
A'	yhden pilarin kannettavaksi tuleva alue
σ_{suun}	pilarille suunniteltu puristusjännitys
σ_d	pilarin laskentapuristuslujuus
A_p	pilarin poikkipinta-ala
b	pilarin keskiöetäisyys (k/k-väli)
F	varmuuskerroin (≥ 2)

Mikäli penkereiden korkeus on yli 2 m suositellaan luiskan alla käytettäväksi vinoja pilareita, kaltevuudeltaan esimerkiksi 6:1.

Painuman suuruutta voidaan arvioida kimmoteorian perusteella (yhtälö 24).

$$S = \sum \frac{\Delta h q_{kok} A'}{A_p E_p} \quad (24)$$

Δh = maakerroksen paksuus

E_p = pilarin muodonmuutosmoduuli

Lujat pilarit tulisi ulottaa kovaan pohjaan asti, sillä muuten on vaarana suuren painumien tai painumaerojen syntyminen. Pilarien alle saattaa jäädä painuvia maakerroksia ja syntyä plastisoitunut alue. Tämä voi johtaa pilarien alla olevan maapohjan murtumiseen. Tällaisessa tilanteessa, missä lujia pilareita ei uloteta kovaan pohjaan asti, on tarkastettava pilarien geoteknisen kantavuuden riittävyys. Tarkastelu voidaan tehdä *Suurpaalutusohjeen* /26/ kohtien 7.2.4 - 7.2.6 mukaisesti, tai esimerkiksi kantavuustarkastelun perus-

teella kokonaisvarmuuskerroin menetelmällä. Kokonaisvarmuuskertoimen arvona tässä tapauksessa voidaan pitää 2.0. Yhtälöllä 25 voidaan arvioida koheesiomaakerrokseen ulottuvan pilarin kantavuutta. Tarkastelussa on huomioitu ainoastaan pilarin kärkivastus. Lisäksi on myös tarkistettava kuormitusten jakaantuminen lujien pilarien yläosassa.

$$Q_p = N_c s_u A_p + \gamma' H \quad (25)$$

Q_p	pilarin geotekninen kantokyky
N_c	kantavuuskerroin ($H \gg D$, niin $N_c = 9 \dots 10$)
s_u	maakerroksen suljettu leikkauslujuus pilarin alapäässä
γ'	maakerrosten tehokas tilavuuspaino
H	pilarin pituus

Käytettäessä edellä esitettyä mitoitusmenettelyä lujille pilareille on varmistettava, että stabiloitavan alueen luonnontilainen stabiliteetti ennen pilarointia ja pilaroinnin lujittumisvaiheessa on riittävä. Lujilla pilareilla stabiloidun penkereen vakavuuden arviointi on erittäin vaativa tehtävä, mihin ei ole ratkaisua klassisen maamekaniikan puolella. Perinteisiä liukupintalaskelmia ei yleensä voida soveltaa johtuen lujien pilarien poikkeavasta murtumistavasta verrattuna puolilujien pilarien murtumistapaan. Suurin ongelma on luiskan alla olevien pilarien kestävyys. Penkereen painuma aiheuttaa luiskan alla oleviin pilareihin vaakasuuntaista kuormitusta. Tämä voi katkaista pilarin, sillä pilarin vetolujuus on usein pieni tai olematon. Tilannetta voidaan parantaa vastapenkerein tai vinoilla pilareilla. Lujien pilarien stabiliteettia voitaneen tarkastella FEM -ohjelmilla, kun pilarien lujuusparametrit ovat tiedossa.

4.7 Ruotsalainen mitoitusohje

Ruotsalaisten nykyinen mitoitusohje /5/ poikkeaa suomalaisista ohjeista jonkin verran. Heidän mitoitusohjeessa käsitellään pehmeitä ja puolilujia pilareita, joiden oletetaan käyttäytyvän yhteistoiminnassa maan kanssa. Täten korkealujuisille ja jäykille pilareille ei esitetä mitoitusohjeita laisinkaan, vaan pilarien maksimileikkauslujuutena mitoituksessa käytetään ainoastaan 100...150 kPa. Ruotsissa pilarit mitoitetaan varsin usein myötäväiksi, jolloin mitoitus perustuu kappaleessa 4.5 esitettyyn pehmeiden pilarien mitoitukseen. Mitoitusperiaatteena on, että pilarin murtolujuutta ei ylitetä ja että pilarin ja ympäröivän maan kokoonpuristumat ovat yhtä suuret. Tämän kriteerin mukaan määrätty myös kuormitusjakauma pilarin ja pohjamaan välillä.

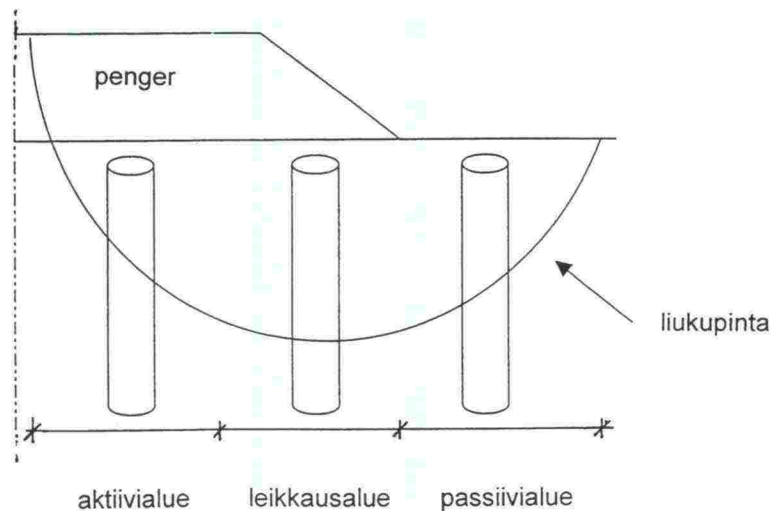
Pilarin murtokuorma määritetään tehokkaiden jännitysten avulla kokemuspärisellä yhtälöllä 26. Tämä perustuu Broms et al. esittämään kokonaisjännitysanalyysiin, jossa on oletettu pilarin kitkakulmaksi $\varphi = 30^\circ$.

$$\sigma_{p(murto)} = 2 \tau_p + 3 \sigma'_h \quad (26)$$

σ'_h on tehokas vaakajännitys, mikä voidaan asettaa samaksi kuin alkuperäisen pohjamaan vaakajännitys, jos otetaan huomioon sekoittumisesta aiheutunut maapohjan häiriintyminen. Koko kuorma on jaettavissa pilareille ja maapohjalle tulevaan osaan yhtälön 27 mukaan (kuva 14).

$$q = q_1 + q_2 \quad (27)$$

- | | |
|----------------|------------------------------|
| q | kokonaiskuormitus |
| q ₁ | pilarille tuleva kuormitus |
| q ₂ | maapohjalle tuleva kuormitus |



Kuva 19. Stabiloidun penkereen pohjamaan aluejako ruotsalaisen käytännön mukaan /1/.

Stabiilitetilaskenta tehdään samankaltaisesti kuin Suomessa perinteisellä liukupinta-analysillä keskimääräisiä leikkauslujuuksia käyttäen. Penkereen alapuolinen maaperä jaetaan yleensä kolmeen eri alueeseen pengerkuormituksen suuruuden ja sen suunnan mukaan kuvan 19 mukaisesti. Suoraan penkereen alapuolella olevalla aktiivisella alueella pilarien ja maan oletetaan käyttäytyvän täydessä yhteistoiminnassa. Passiivi- ja leikkausalueella sijaitsevien pilarien leikkauslujuutta ei voida normaalitilanteessa hyödyntää täysin. Tämä on kuitenkin mahdollista silloin, kun pilarit sijaitsevat riveissä tai blokeissa penkereen suuntaisesti.

Stabiloidun alueen keskimääräinen leikkauslujuus τ_{kesk} tulee aktiivialueella määrittää suljetun tilan analyysiä käyttäen (yhtälö 28) ja leikkaus- ja passiivialueella yhdistettyä analyysiä käyttäen. Yhdistetyssä analyysissä käytetään pienempää leikkauslujuuden arvoa, mikä on saatu yhtälöillä 28 ja 29.

$$\tau_{u,kesk} = a \tau_{u,p} + (1-a) s_u \quad (28)$$

$$\tau_{d,kesk} = a \tau_{d,p} + (1-a) \tau_{d,m} \quad (29)$$

$\tau_{u,p}$	pilarin suljettu leikkauslujuus, puolet puristuslujuuden arvosta
$\tau_{d,p}$	pilarin avoin leikkauslujuus
$\tau_{d,m}$	maan avoin leikkauslujuus
s_u	stabiloimattoman maan suljettu leikkauslujuus

Pilarin suljetun tilan kitkakulma oletetaan nolaksi ja maksimileikkauslujuus rajoitetaan 100 kPa, mutta jos penkereen luonnollinen varmuuskerroin on > 1.2 voidaan leikkauslujuudelle käyttää arvoa 150 kPa. Pilarin ja pohjamaan avoimet leikkauslujuudet $\tau_{d,p}$ ja $\tau_{d,m}$ määritetään yhtälöillä 30 ja 31.

$$\tau_{d,p} = c'_p + \sigma'_n \tan \phi'_p \quad (30)$$

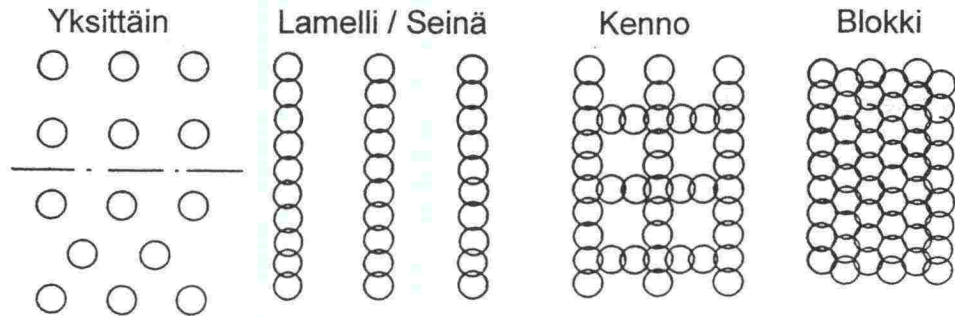
$$\tau_{d,m} = c'_m + \sigma'_m \tan \phi'_m \quad (31)$$

c'_p/c'_m	pilarin/pohjamaan tehokas koheesio
σ'_n/σ'_m	pilarin/stabiloimattoman pohjamaan tehokas normaalijännitys liukupinnalla
ϕ'_p/ϕ'_m	pilarin/pohjamaan tehokas kitkakulma = 30°

Tehokkaat parametrit voidaan määrittää kolmiakksiaalikokeen tai suoran leikkaukseen avulla. Mitoitusohjeessa Carlsten & Ekström ovat esittäneet pilarien suljetun leikkauslujuuden $\tau_{u,p}$ ja tehokkaan koheesio c'_p välille yhtälön 32, missä redusointikerroin β saa arvon 0.3 aktiivialueella, 0.1 leikkausalueella ja 0 passiivialueella.

$$c'_p = \beta \tau_{u,p} \quad (32)$$

Mikäli penkereen luonnollinen vakavuus on < 1.0, leikkausalueelle tulevat pilarit on sijoitettava riveihin tai verkoksi. Jos vakavuus on < 1.2 ja maanpinnan kaltevuus > 1:7 täytyy pilarit sijoittaa riveihin. Muussa tapauksessa pilarit voidaan sijoittaa yksittäin neliön- tai kolmionmuotoiseen kuvioon. Kuvassa 20 esitetään erilaisia pilarien sijoitusmahdollisuuksia.



Kuva 20. Mitoituksessa käytettävien pilarien sijoitusmahdollisuuksia /5/.

Painumalaskenta tapahtuu yleensä Limeset -ohjelman avulla, missä pilarien S_1 ja maapohjan S_2 painuma yritetään optimoida samaksi pilarien kuormitusta vähentämällä. Ensimmäinen painumalaskelma tehdään olettaen, että kuormitus $q_1 = q_{1max} / 32$. Pilarin painuma maakerroksessa lasketaan yhtälöllä 33.

$$S_1 = \sum \frac{\Delta h q_1}{a M_p} \quad (33)$$

S_1 pilarin painuma
 Δh yhden maakerroksen paksuus
 a suhteellinen pilariala
 M_p pilarin kokoonpuristuvuusmoduuli ($50 \dots 100 \cdot \tau_p$)

Ylikonsolidoituneen maapohjan painuma lasketaan yhtälöllä 34 ja normaalisti konsolidoituneen yhtälöllä 35.

$$S_2 = \sum \frac{\Delta h q_2}{(1-a) M_0} \quad (34)$$

$$S_m = S_1 = S_2 = \sum \frac{\Delta h q}{a M_p + (1-a) M_m} \quad (35)$$

S_2 maapohjan painuma
 M_0 ylikonsolidoituneen osan kokoonpuristuvuusmoduuli
 M_m pohjamaan kokoonpuristuvuusmoduuli (Ruotsalainen määrittäytapa)

4.8 Japanilainen mitoitusohje

Japanissa kuivamenetelmällä tehtyä syvästabilointia käytetään mm. penkereiden vakavuuden parantamiseen. Tällöin pilarien mitoitusleikkauslujuuksien maksimiarvot ovat $100 \dots 250$ kPa /3/. Pilarien koko on suurempi kuin Suomessa ja pilarien osuus koko pinta-alasta on tavallisesti suurempi kuin puolet. Tällöin voidaan pilarien ja pohjamaan olettaa toimivan yhdessä. Pila-

reille ja maapohjalle tulevien kuormien laskenta perustuu "equal settlement" periaatteeseen. Painumalaskennan perusoletus on, että pilarit ja väliin jäävä pohjamaa painuvat yhtä paljon. /31/. Penkereen vakavuus tarkistetaan liukupintasortumaa ja liukumista vastaan. Perinteisessä ympyränmuotoisessa liukupinta-analyysissä mitoituslujuutena käytetään keskimääräistä leikkauslujuutta, mikä lasketaan yhtälöllä 36. Pilarin ominaislujuutena käytetään murtolujuutta τ_p ja maan ominaislujuutena τ_m pilarin murtolujuutta vastaavalla muodonmuutoksella ε_p kehittyvää leikkauslujuutta τ_ε /14/.

$$\tau_{kesk} = a \tau_p + (1 - a) \tau_\varepsilon \quad (36)$$

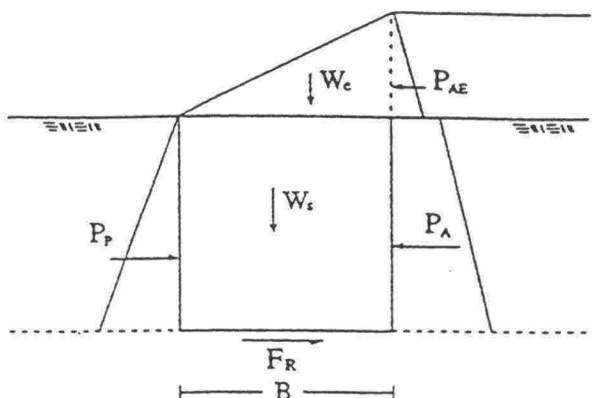
τ_{kesk}	keskimääräinen leikkauslujuus
a	pilarien suhteellinen pinta-ala
τ_p	pilarien leikkauslujuus (= τ_d)
τ_ε	maapohjan leikkauslujuus, mikä kehittyy samalla muodonmuutoksella kuin pilarien leikkauslujuus

Leikkauslujuus τ_ε voidaan määrittää esimerkiksi kolmiakσιαalikokeella, yksiakσιαalisella puristuskokeella tai kehittyneellä siipikairauslaitteistolla.

Stabiliteetti on tarkastettava liukumisen kannalta, koska pilarien suhteellinen pinta-ala luiskan alapuolella on suuri. Liukumistarkastelu tehdään vastustavien ja kaatavien voimien periaatteella yhtälön 37 ja kuvan 21 mukaisesti /14/.

$$F = \frac{P_p + F_R}{P_{AE} + P_A} \quad (37)$$

P_p	passiivinen maanpaine
P_{AE}	aktiivinen maanpaine penkereessä
P_A	aktiivinen maanpaine penkereen alla pohjamaassa
F_R	liukumista vastustava voima stabiloidun blokin alla



Kuva 21. Stabiloidun alueen liukuminen ja kuormitustilanne /14/.

Aktiivinen (P_A) ja passiivinen (P_P) maanpaine lasketaan Rankinen maanpaineteorialla. Kovaan pohjaan ulottuvilla pilareilla liukumista vastustava voima F_R voidaan määrittää joko stabiloidun blokin ja kovan pohjan välillä vaikuttavan kitkan tai stabiloidun blokin keskimääräisen leikkauslujuuden avulla (yhtälöt 38 & 39)

$$F_R = \mu (W_e + W_s) B \quad (38)$$

tai
$$F_R = \tau_{kesk} B \quad (39)$$

μ	kitkakerroin
W_e	penkereen paino
W_s	pohjamaan tehokas paino
B	stabiloidun blokin leveys

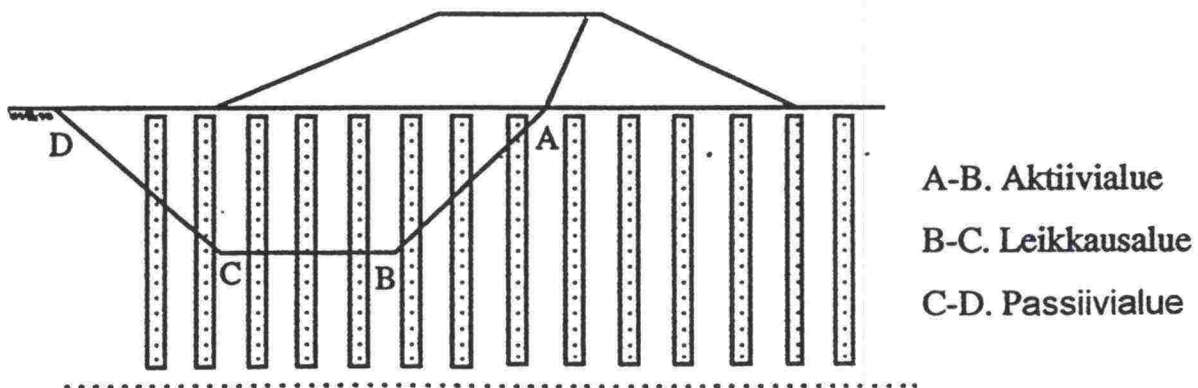
Määrämittaisilla pilareilla liukumista vastustava voima määritetään stabiloidun blokin alapuolisen, stabiloimattoman maan leikkauslujuuden perusteella /14/.

5 SYVÄSTABILOINNIN TARKASTELU KIVELÖN TEORIAALLA

5.1 Teorian esittely

Syksyllä 1998 julkaistussa Matti Kivelön väitöskirjassa "Stabilization of embankments on soft soil with lime/cement columns" (KTH) on tarkasteltu kalkkisementtipilareilla vahvistetun penkereen stabiiliteettia /14/. Tässä kappalessa osittain esitetty teoria ja laskentayhtälöt perustuvat kokonaisuudessaan Kivelön väitöskirjaan.

Kivelön väitöskirjan lähtökohtana oli kehittää nykyisiä mitoitusmenetelmiä vastaamaan paremmin pilarien toimintatapaa ja käyttäytymistä pohjamaassa sekä mahdollisella liukupinnalla penkereen murtuessa. Tarkastelussa on analysoitu pilarien erilaiset murtumistavat ottamalla huomioon pilarien ja pohjamaan lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet sekä erilaiset kuormitus-tilanteet. Tämän pohjalta on jokaiselle murtumismallille kehitetty teoreettinen malli leikkausvastuksen arvioimiseksi. Pilarien murtumismalli ja leikkausvastuksen suuruus vaihtelevat merkittävästi liukupinnan eri kohdissa. Oikean murtumismallin löytämiseksi kullekin liukupinnalla sijaitsevalle pilarille, on Kivelö selvittänyt tarkasti pilarien murtumisen syitä sekä murtumiseen vaikuttavia tekijöitä. Tällaisia tekijöitä ovat esimerkiksi pilarien vertikaalijännitys, momenttikapasiteetti ja vetolujuus.



Kuva 22. Aktiivi-, leikkaus- ja passiivialue oletetulla liukupinnalla /14/.

Johtopäätöksenä tutkimusten ja kehitetyn teorian perusteella Kivelö esittää uuden menetelmän kalkkisementtipilareilla vahvistetun penkereen stabiiliteetin analysoimiseksi. Uudessa menetelmässä perinteinen ympyräliukupinta on korvattu kolmella suoraviivaisella osalla, mitkä kuvaavat liukupinnan suuntaa aktiivi-, leikkaus- ja passiivialueella kuvan 22 mukaisesti. Kullakin alueella olevien pilarien ja pohjamaan leikkausvastukset on ratkaistava, ennen kuin liukupinnan varmuus pystytään määrittämään. Tämä edellyttää runsaasti

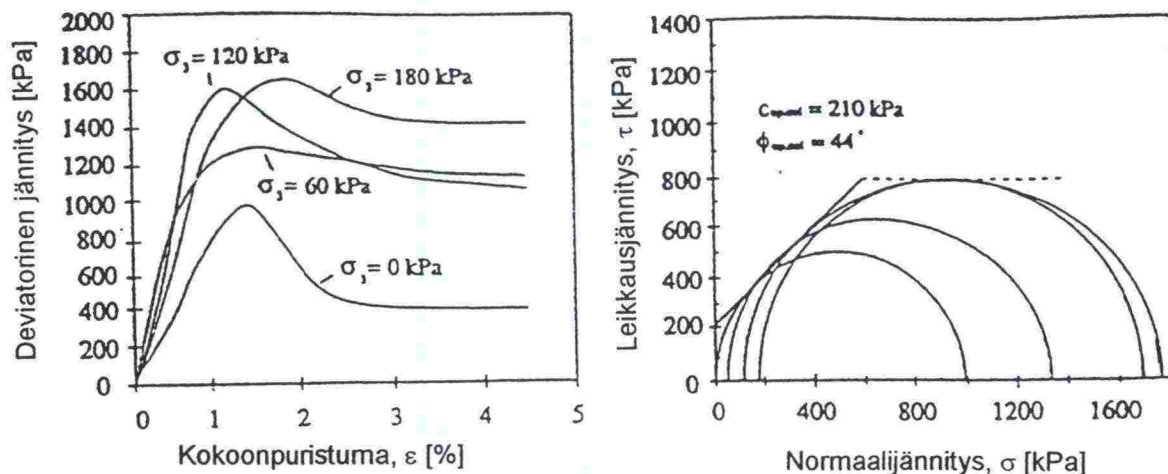
laskentoja ja murtumismallien tarkasteluja. Uuden stabiileetin laskentamenetelmän kuvaus ja yhtälöt, millä penkereen varmuus määritetään, on esitetty kappaleessa 5.9.

5.2 Pilarin ja pohjamaan lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet

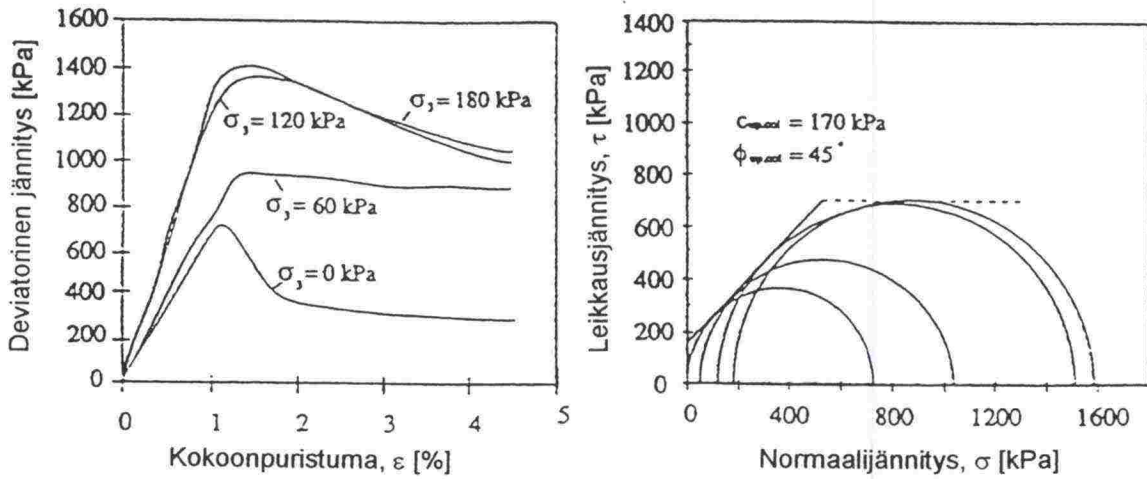
Väitöskirjaansa varten Kivelö on tehnyt useita laajoja laboratoriokokeita. Kokeissa on käytetty laboratoriossa valmistettuja, sekä maastossa oikeista pilareista tehtyjä koekappaleita. Koekappaleilla on tehty kolmiakσιαalikokeita, suoria leikkauskokeita sekä puristuskokeita. Suljetuissa kolmiakσιαalikokeissa kuormitus tapahtui nopeasti ja vesipitoisuus oli vakio kokeiden ajan. Kuvassa 23 on esitetty kolmiakσιαalikokeiden tulokset, sekä kuvassa 24 suorien leikkauskokeiden tulokset maastosta nostetuista pilareista tehdyille koekappaleille. Tulokset ovat muodostuneet testisarjojen perusteella, missä kukin sarja käsitti 4/8 koetta. Pilarien sideainemäärät, sekä pohjamaan ominaisuudet on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Kivelön käyttämien koepilarien maaparametrit ja sideainemäärät /14/.

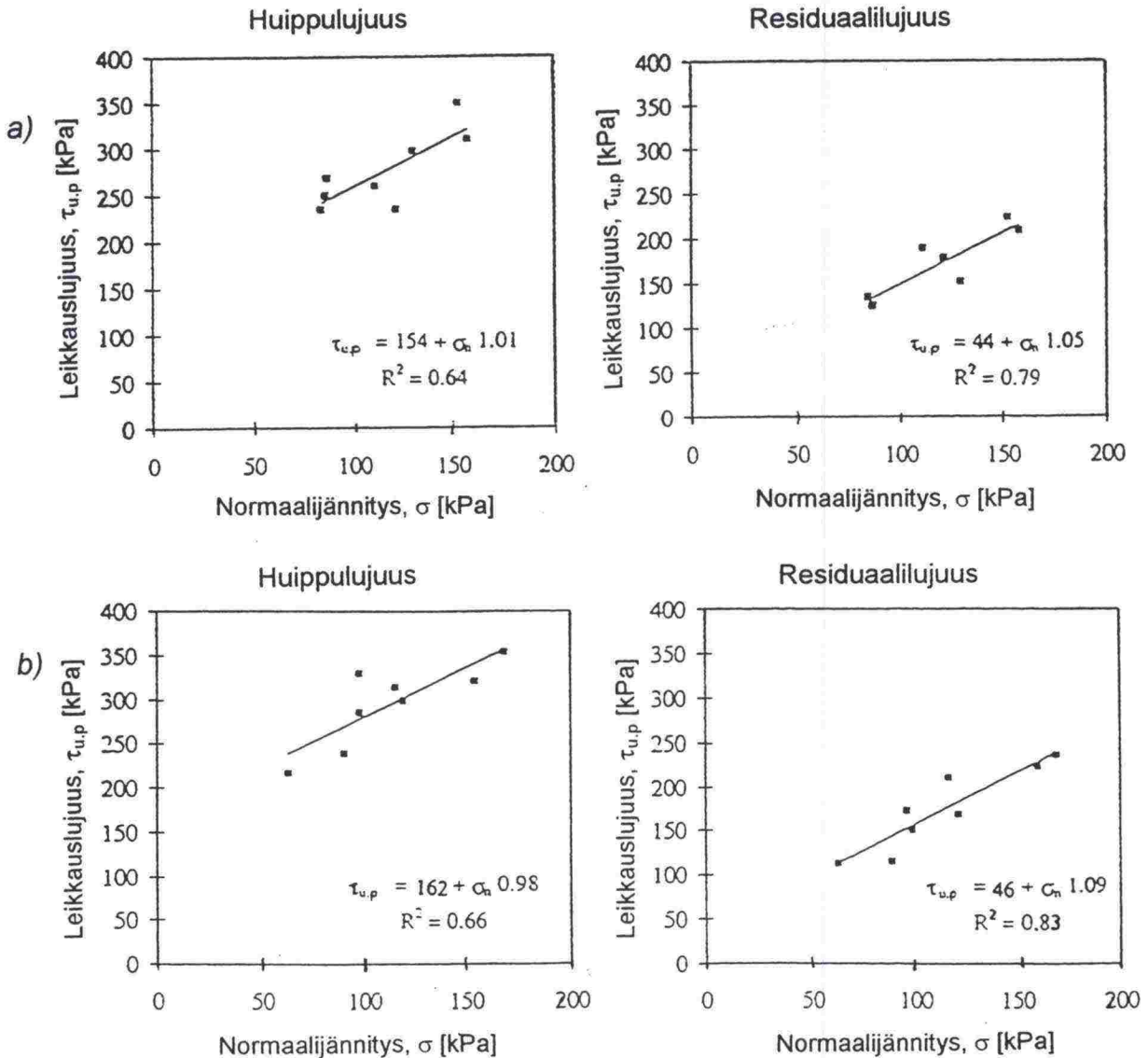
Sarja	Maalaji	c_u [kPa]	w [%]	w_L [%]	S_t	Sideaine K + S 1:1 [kg/m ³]
A	Orgaaninen savi	15	110 - 120	105	12	99
B	Orgaaninen savi	15	110 - 120	105	12	127



Kuva 23 A. Kolmiakσιαalikokeiden tulokset testisarjalle A /14/.



Kuva 23 B. Kolmiakiaalikoekiden tulokset testisarjalle B /14/.



Kuva 24. Suorien leikkauskokeiden tulokset testisarjoille a) A ja b) B /14/.

Taulukkoon 4 on kerätty kolmiakσιαalikokeista ja suorista leikkauskokeista saadut suljetut leikkauslujuusparametrit. Vertailun vuoksi taulukossa on esitetty myös huippukoheesion suhde residuaalikoheesioon sekä aksiaaliseen puristuslujuuteen. Kivelö on määrittänyt residuaaliarvot leikkauslujuusmuodonmuutoskuvaajien avulla. Tällöin kappaleen residuaalileikkauslujuus määritetään muodonmuutoksen ϵ_r mukaan, mikä on viisi kertaa huippulujuutta vastaavaa muodonmuutosta ϵ_r suurempi.

Taulukko 4. Kivelön määrittämät lujuusparametrit pilarinäytteille /14/.

Testisarja		q_u	$c_{u,huippu}$	$\phi_{u,huippu}$	$c_{u,res}$	$\phi_{u,res}$	n	$c_{u,res}/c_{u,huippu}$	$c_{u,huippu}/q_u$
		[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]			
Kolmiakσιαalikoe	A	1002	210	44	102	45	4	0,49	0,21
	B	742	170	45	90	43	4	0,53	0,23
Suora leikkauskoe	A	1002	154	45	44	46	8	0,29	0,15
	B	742	162	44	46	47	8	0,28	0,22

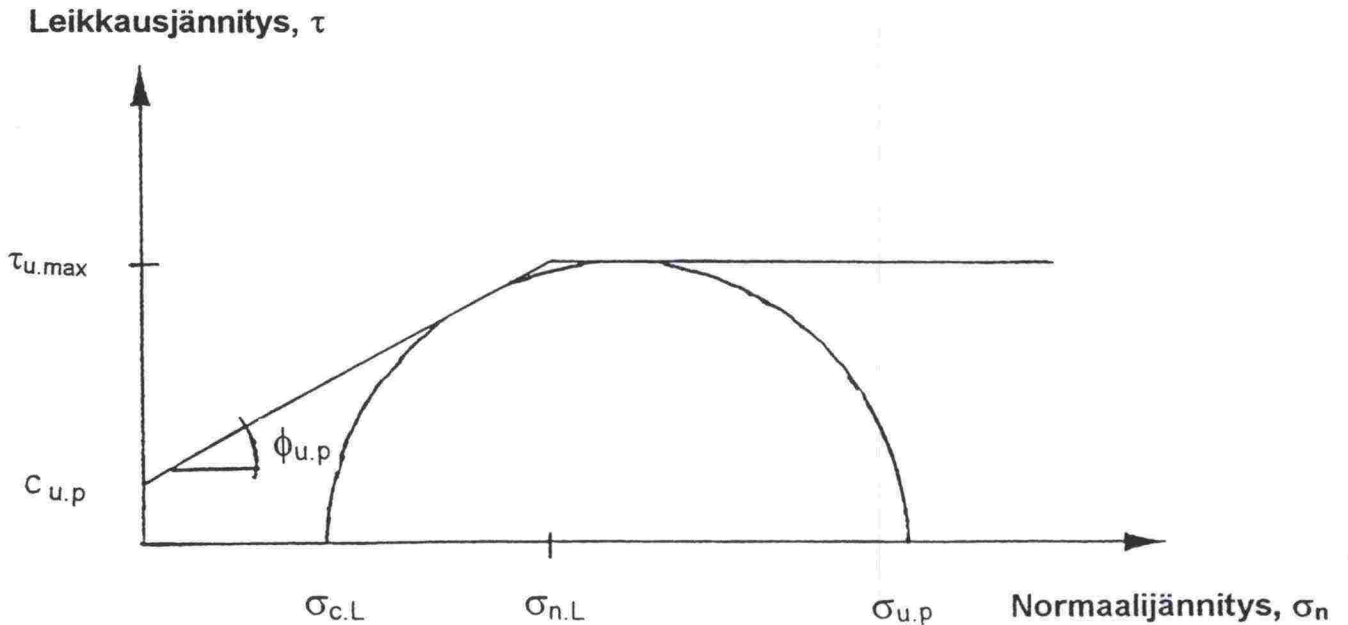
q_u puristuslujuus
 $c_{u,huippu}/\phi_{u,}$ huippukoheesio/-kitkakulma
 $c_{u,res}/\phi_{u,res}$ residuaalikoheesio/-kitkakulma
 n kokeiden määrä

Tässä esitettyjen sekä useiden muiden koetulosten perusteella Kivelö on tehnyt seuraavia johtopäätöksiä kalkkisementtipilarien lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksista:

- Pilarien suljettu leikkauslujuus kasvaa likimäärin lineaarisesti normaali- ja sivupaineen kasvaessa.
- Leikkauslujuuden kasvu vähenee, kun sivu- tai normaalijännitys on suuri. (Kuva 23)
- Tällöin myös kitkakulma pienenee merkittävästi.
- Kolmiakσιαalikokeet osoittivat pilarien tehokkaan koheesion olevan pienempi kuin suljettu koheesio, mutta tehokas kitkakulma on puolestaan 2...4 astetta suurempi kuin suljettu kitkakulma.
- Pilarien suljettu huippukoheesio on merkittävästi residuaalikoheesiota suurempi, mutta huippu- ja residuaalikitkakulmat ovat lähes samat (taulukko 4).
- Testimenetelmien välillä on merkittävä ero koheesiotuloksissa. Suoralla leikkauskokeella saadut koheesioarvot ovat pienemmät kuin kolmiakσιαalikokeella saadut. Varsinkin residuaalikoheesioiden välillä ero on merkittävä, kun pilarien puristuslujuus on suuri.
- Suorilla leikkauskokeilla saavutetut pienet koheesioarvot ilmentävät anisotropian merkitystä koheesiotuloksiin. Anisotropian oletetaan johtuvan stabiloidun maan vallitsevista jännitysolosuhteista, sekä pilarien teon aikana tapahtuvasta tiivistymisestä.

Aikaisempien kokemusten ja testitulosten perusteella Kivelö esittää väitöskirjassaan uuden suljetun tilan murtokriteerin kalkkisementtipilarille. Tämä

tulee parhaiten selville tarkastelemalla kuvaa 25. Murtokriteerissä pilarin leikkauslujuuden oletetaan koostuvan koheesiosta ja kitkasta alhaisilla normaalijännityksen arvoilla. Kun normaalijännitys murtotilanteessa ylittää kriittisen arvon $\sigma_{n,L}$, pilarin leikkauslujuus on vakio. Suljetut lujuusparametrit voidaan määrittää kolmiaksaalikokeella tai suoralla leikkauskokeella ilman huokospainemittauksia.



Kuva 25. Kivelön esittämä kalkkisementtipilarin murtokriteeri /14/.

Murtokriteerin kaksilinearisesta muodosta johtuen pilarin suljettu leikkaus- ja puristuslujuus on laskettavissa kahdella eri yhtälöllä riippuen pilarin normaalijännityksen arvosta murtopinnalla. Kun pilarin normaalijännitys σ_n on pienempi kuin normaalijännityksen kriittinen arvo $\sigma_{n,L}$, niin suljettu leikkauslujuus pilarissa $\tau_{u,p}$ määritetään yhtälöllä 40.

$$\tau_{u,p} = c_{u,p} + \sigma_n \tan \phi_{u,p} \quad (40)$$

$c_{u,p}$ pilarin suljettu koheesio
 $\phi_{u,p}$ pilarimateriaalin suljetun tilan sisäinen kitkakulma

Vastaava pilarin suljettu puristuslujuus $\sigma_{u,p}$ saadaan määritettyä yhtälöllä 41.

$$\sigma_{u,p} = 2 c_{u,p} \sqrt{K_p} + \sigma_{mp} K_p \quad (41)$$

K_p passiivinen maanpaineluku, yhtälö 42
 σ_{mp} vaakasuora maanpaine, yhtälö 43

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi_{u,p}}{1 - \sin \phi_{u,p}} \quad (42) \quad \sigma_{mp} = \gamma_m z + 4,5 s_u \quad (43)$$

γ_m	maan tilavuuspaino
z	syvyys
s_u	maan suljettu leikkauslujuus

Kun pilarin normaalijännitys σ_n ylittää kriittisen arvon $\sigma_{n,L}$ murtopinnassa, saavuttaa pilarin suljettu leikkauslujuus maksiminsa yhtälön 44 mukaisesti. Vastaava pilarin suljettu puristuslujuus on tällöin määritettävissä yhtälöllä 45.

$$\tau_{u,p} = \tau_{u,max} = c_{u,p} \sqrt{K_p} + 0,5 \sigma_{cL} (K_p - 1) \quad (44)$$

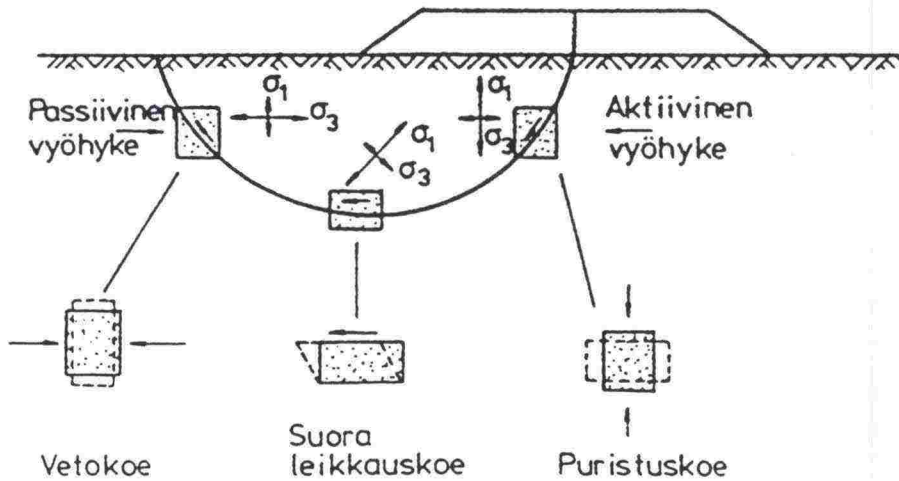
$$\sigma_{u,p} = \sigma_{mp} + 2 c_{u,p} \sqrt{K_p} + \sigma_{cL} (K_p - 1) \quad (45)$$

Kriittinen sellipaine σ_{cL} (sivupaine) saadaan määritettyä kolmiaksaalikokeilla tai suoralla leikkauskokeella. Kriittinen sellipaine on riippuvainen pilarin lujuudesta ja kyllästymisasteesta ja on Kivelön tutkimusten mukaan suuruudeltaan noin 100...150 kPa.

Murtopinnalla oleva kriittinen normaalijännitys $\sigma_{n,L}$ määritetään yhtälöllä 46, mikä on saatu yhtälöiden 40 ja 44 perusteella.

$$\sigma_{n,L} = \frac{c_{u,p} (\sqrt{K_p} - 1) + 0,5 \sigma_{cL} (K_p - 1)}{\tan \phi_{u,p}} \quad (46)$$

Kalkkisementtipilarien suljetun tilan parametrit tulisi määrittää aktiivialueen pilareille kolmiaksaalikokeella ja leikkausalueen pilareille suoralla leikkauskokeella. Passiivialueen pilarien parametrien määrittämiseen soveltuu parhaiten veto- tai taivutuskokeet. Tällöin tulee parhaiten huomioiduksi eri alueilla oleviin pilareihin kohdistuvat kuormitusolosuhteet liukupinnan suunnan mukaisesti, mitä on kuvattu kuvassa 26.



Kuva 26. Liukupinnan eri osilla vallitsevat kuormitusolosuhteet ja näitä parhaiten kuvaavat kokeet /25/.

Mitoituksessa Kivelö suosittelee käytettäväksi pilarin leikkauslujuudelle residuaaliarvoja ($\tau_p \Rightarrow c_{ur,p}, \phi_{ur,p}$) ja pohjamaan leikkauslujuudelle huippuarvoja ($\tau_m \Rightarrow c_{u,m}, \phi_{u,m}$). Tämä johtuu leikkauslujuuksien eriaikaisesta mobilisoinnista pohjamaassa ja pilareissa. Mikäli pilarien lujuustietoina on saatavilla ainoastaan perinteisten yksiakiaalisten puristuskokeiden tuloksia, voidaan lujuusparametrejä arvioida empiiristen tutkimustulosten perusteella. Kivelö on tutkimustensa perusteella esittänyt pilarin suljetulle residuaalikoheesiolle $c_{ur,p}$ yhtälön 47, missä koheesio epähomogeenisuus on otettu huomioon kertoimella n . Kertoimen n määräytymistä on syytä tarkastella taulukosta 4.

$$c_{ur,p} = n q_u \quad (47)$$

q_u pilarin yksiakiaalinen puristuslujuus
 n epähomogeenisuuskertoimen, aktiivialueella 0.075 ja leikkausalueella 0.0375

Pilarin huippu- ($\phi_{u,p}$) ja residuaalikitkulmana ($\phi_{ur,p}$) Kivelö suosittelee käytettäväksi maksimiarvona 40° . Pilarin vetolujuuden voidaan olettaa olevan 15 % pilarien yksiakiaalisesta puristuslujuudesta pilarin vetolujuuden maksimiarvoon 200 kPa asti ($\sigma_t = 0.15 q_{u,p}$). Kivelön lisäksi tähän tulokseen on päästy monissa muissakin tutkimuksissa eri menetelmiä käyttäen mm. Terashi et al. (1980), Brandl (1981) ja Tanaka ja Terashi (1986) /14/. Pilarin vetolujuutta voidaan arvioida myös pilarin residuaalikoheesiofunktiona yhtälöllä 48.

$$\sigma_t = 0,3 c_{ur,p} \sqrt{K_p} \quad (48)$$

Kivelö ehdottaa pilarien ja pohjamaan lujuusparametrien redusoimista varmuuskertoimilla F_m , F_p tai F_ϕ , mikäli käytetään osavarmuusmenettelyä. Tällöin mobilisoituneiksi lujuusparametreiksi saadaan

$$\text{pohjamaalle: } c_{m,m} = \frac{c_u}{F_m} \quad \text{pilareille: } c_{m,p} = \frac{c_p}{F_p} \quad \text{ja} \quad \tan \phi_{m,p} = \frac{\tan \phi_p}{F_\phi}$$

Kun lujuusparametrien määrittämisessä on epävarmuutta tai parametreilla on merkittävä vaikutus laskentoihin, on syytä käyttää korkeita varmuuskertoimen arvoja. Yleensä pilarien leikkauslujuuden hajonta on suurempaa kuin pohjamaan. Kuitenkin pilarien residuaalileikkauslujuuksien hajonta on merkittävästi pienempää kuin pilarien huippuleikkauslujuuksien hajonta. Mikäli pilarien residuaaliset lujuusparametrit on arvioitu varovaisesti, voidaan varmuuskertoimien F_m , F_p tai F_ϕ arvona käyttää samaa arvoa, mikä yleensä on välillä 1.2...1.5.

5.3 Liukupinnalle mobilisoitunut keskimääräinen leikkausvastus

Kivelön esittämässä uudessa stabiliteetin laskentamenetelmässä keskimääräisen leikkauslujuuden laskenta eroaa merkittävästi nykyisin käytössä olevista mitoitusmenetelmistä. Tällöin keskimääräinen leikkauslujuus stabiloidulla alueella ei ole vakio koko liukupinnalla, vaan se vaihtelee eri alueiden välillä. Liukupinnan eri alueille mobilisoitunut keskimääräinen leikkausvastus lasketaan liukupinnalla olevien pilarien ja stabiloimattoman pohjamaan leikkausvastusten summana yhtälön 49 mukaisesti.

$$S_j = \Delta S_{j,m} + \Delta S_{j,p} \quad (49)$$

j	aktiivi-, leikkaus ja passiivialueen indeksi
$\Delta S_{j,m}$	stabiloimattoman pohjamaan osuudelle mobilisoitunut leikkausvastus
$\Delta S_{j,p}$	pilarien osuudelle mobilisoitunut keskimääräinen leikkausvastus

Mikäli passiivialueelle ei ole sijoitettu pilareita, on passiivialueen pilarien leikkausvastus tietenkin nolla. Tällöin passiivialueen S_p leikkausvastus on yhtä suuri kuin pohjamaalle mobilisoitunut leikkausvastus $S_{p,m}$ passiivialueella.

5.4 Stabiloimattoman pohjamaan leikkausvastus

Pilarien ympärille stabiloimattomaan pohjamaahan mobilisoituvaa suljettua leikkausvastusta $\Delta S_{j,m}$ lasketaan kullakin alueella erikseen. Liukupinnan osalla esiintyvä leikkausvastus leveysyksikköä kohti aktiivi-, leikkaus- ja passiivialueella saadaan laskettua yhtälöillä 50, 51 ja 52.

$$\text{Aktiivialue: } \Delta S_{A,m} = c_{m,m} (1-a) \frac{H}{\sin \alpha_a} \quad (50)$$

$$\text{Leikkausalue: } \Delta S_{L,m} = c_{m,m} (1-a) B \quad (51)$$

$$\text{Passiivialue: } \Delta S_{P,m} = c_{m,m} (1-a) \frac{H}{\sin \alpha_p} \quad (52)$$

$c_{m,m}$	stabiloimattomaan pohjamaahan mobilisoitunut suljettu leikkauslujuus
a	pilarien suhteellinen pinta-ala
H	liukupinnan syvyys maanpinnalta
B	leikkausalueen leveys

5.5 Pilarien keskimääräinen leikkausvastus

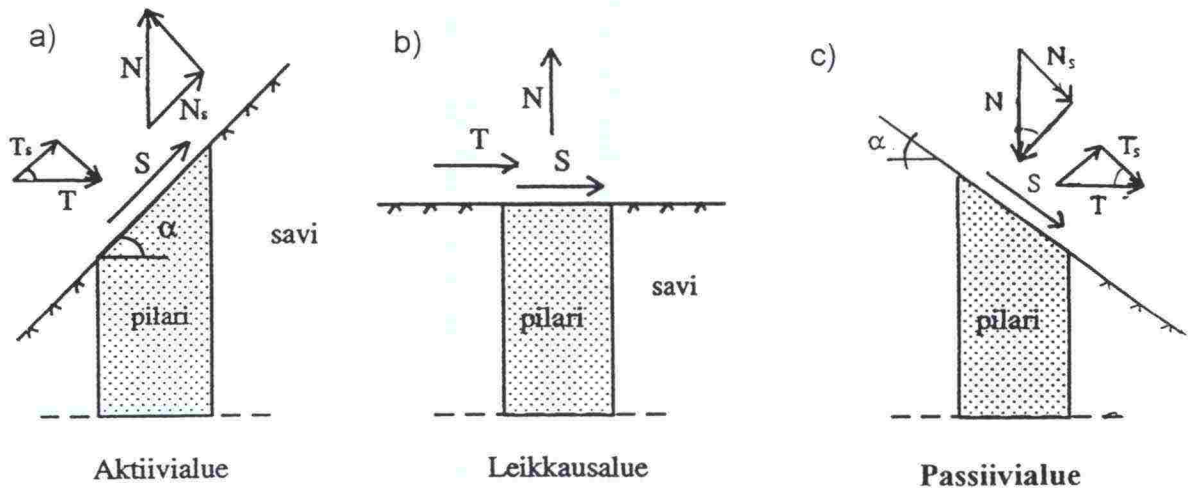
Pilareihin mobilisoituvaa keskimääräinen leikkausvastus $\Delta S_{j,p}$ liukupinnan jokaisella kolmella eri osalla lasketaan yhtälöllä 53:

$$\Delta S_{j,p} = \frac{1}{s} \left(\sum_1^n S_{m,i} \right) \quad , j = A, L, P \quad (53)$$

j	aktiivi-, leikkaus ja passiivialueen indeksi
s	pilarien välinen keskiöetäisyys
n	leikkauspinnan osalla olevien pilarien lukumäärä
$S_{m,i}$	leikkauspinnan osalla oleviin pilareihin mobilisoitunut leikkausvastus

Liukupinnalla olevalle yksittäiselle pilarille mobilisoitunut leikkausvastus $S_{m,i}$ vastaa alhaisinta leikkausvastusta S , mikä on saatu laskettua pilarille eri murtumistapausten yhteydessä. Näitä murtumistapauksia on aktiivialueella 8, leikkausalueella 7 ja passiivialueella 6.

Pilarin leikkausvastus S muodostuu pilarille tulevasta aksiaalisesta normaali-voimasta N sekä pilariin kohdistuvasta horisontaalisesta leikkausvoimasta T . Kuvassa 27 on esitetty aktiivi-, leikkaus ja passiivialueilla sijaitseviin pilareihin kohdistuvat normaali- ja leikkausvoimat. Aluejako on esitetty kuvassa 22.



Kuva 27. Liukupinnan eri alueilla (kuva 22) sijaitsevilla pilareilla yleisimpien murtotapojen (kuvat 33,34 ja 35) yhteydessä vaikuttavat normaali- ja leikkausvoimat /14/.

Aktiivialueella olevien pilarien leikkausvastus S saadaan kuvan 27a mukaisesti määritettyä pääsääntöisesti yhtälöllä 54:

$$S = N \sin \alpha_a + T \cos \alpha_a \quad (54)$$

Leikkausalueella liukupinta kulkee vaakatasossa, jolloin pilariin kohdistuva normaalivoima tulee kohtisuorassa leikkaustasoa vastaan kuvan 27b mukaisesti. Normaalivoimalla ei tällöin ole liukupinnan suuntaista komponenttia, vaan leikkausvastus S määräytyy pelkästään samansuuntaisesta leikkausvoimasta T yhtälön 55 mukaisesti:

$$S = T \quad (55)$$

Yhtälön mukaan näyttäisi siltä, että aksiaalisella kuormituksella N ei ole merkitystä pilarin leikkausvastukseen S . Tämä ei kuitenkaan pidä paikkaansa, sillä pilariin kohdistuvalla kuormituksella on suuri vaikutus pilarin leikkauslujuuteen ja momenttikapasiteettiin ja täten myös pilarin leikkausvoimaan T ja leikkausvastukseen S .

Kuvan 27c mukaisesti passiivialueella olevaan pilariin kohdistuva leikkausvastus S saadaan määritettyä yhtälöllä 56:

$$S = -N \sin \alpha_p + T \cos \alpha_p \quad (56)$$

Joissakin murtumistapauksissa pilareihin kohdistuva leikkausvoima T , mikä aiheutuu pilarien vaakasuuntaisesta taipumisesta, on merkityksettömän pieni ja sen osuus leikkausvastuksesta voidaan jättää pois. Tällöin yhtälö 56 supistuu muotoon $S = -N \sin \alpha_p$.

5.6 Pilarien vertikaalijännitys

Pilarien leikkausvastus on eniten riippuvainen pilarien aksiaalisesta kuormituksesta. Tämän johdosta Kivelö pitää tärkeänä pilarien vertikaalikuorman arvioimista murtumistilanteessa, yhtenä merkittävänä osana stabiloidun penkereen stabiliteetin määrittämisestä. Pilareille tulevan kuormituksen suuruus sekä kuormituksen jakaantuminen pilarien ja pohjamaan kesken ovat riippuvaisia useasta eri tekijästä. Merkittävimpiä tekijöitä ovat pilarien sijainti liukupinnalla, tarkasteltava syvyys maanpinnasta, penkereen korkeus, pilarien ja pohjamaan lujuuksien suhde, pilarien halkaisijan ja pilarivälin suuruus sekä pohjamaan leikkauslujuus. Jännityksen jakaantuminen ympäröivää pohjamaata lujemmassa pilarissa perustuu pilarin, pohjamaan ja penkereen yhteistoimintaan, mikä on erisuuruista aktiivi-, leikkaus- ja passiivialueilla. Seuraavassa on käsitelty pilarien vertikaalijännityksen muodostuminen Kivelön teoriolla. Yhtälöt toimivat sekä suljetussa että avoimessa tilassa määrämittäisillä pilareilla, mutta yhtälöt ovat helposti muutettavissa koskemaan myös kovaan pohjaan asti ulottuvia pilareita

5.6.1 Aktiivi- ja leikkausalueella olevien pilarien vertikaalijännitys

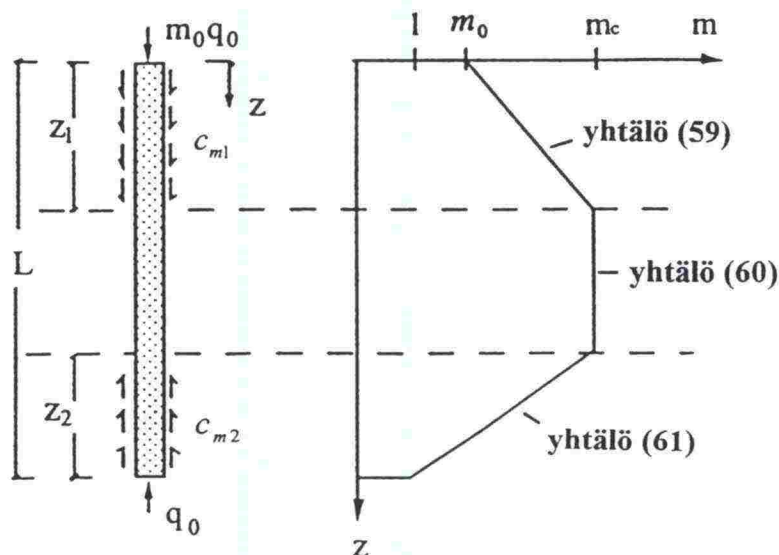
Pilarin vertikaalijännitys muodostuu pilarin omasta painosta sekä pilarille tulevan kuorman aiheuttamasta jännityksen lisäyksestä $\Delta\sigma_{v,p}$. Liukupinnalla olevan pilarin vertikaalijännitys $\sigma_{v,p}$ saadaan tällöin määritettyä yhtälöllä 57:

$$\sigma_{v,p} = \gamma_p z + \Delta\sigma_{v,p} \quad (57)$$

$$\Delta\sigma_{v,p} = m q_o \quad (58)$$

γ_p	pilarin tilavuuspaino
z	pilarin pituus liukupinnan yläpuolella
$\Delta\sigma_{v,p}$	kuormituksesta aiheutuva jännityksen lisäys pilarissa
m	kuorman keskittymiskerroin
q_o	pilarin yläpään kohdistuva kuormitus

Jännityksen lisäys pilarissa on riippuvainen pilarin yläpään tulevasta kuormasta q_o sekä kuorman keskittymiskertoimesta m (yhtälö 58). Kuorma q_o koostuu pilarille tulevasta pengerkuormasta $h * \gamma_{pe}$ sekä mahdollisesta liikennekuormasta q_{liik} . Kuorman keskittymiskerroin m kuvaa pilarin jännityslisäyksen vastaavuutta pilarille tulevasta kuormasta q_o . Sen suuruus on pitkälti riippuvainen stabiloidun pilarin ja pohjamaan yhteistoiminnasta sekä tarkastelusyvyvyydestä.



Kuva 28. Kuorman keskittymiskertoimen m jakauma pilarin pituuden funktiona /14/.

Kuvassa 28 on esitetty kuorman keskittymiskertoimen m suuruus pilarin pituuden funktiona. Pilarin yläpäässä kuorman keskittymiskertoimen alkuarvo m_0 on riippuvainen pilarien ja pohjamaan leikkauslujuudesta sekä pintamaan häiriintymisestä pilaroinnin yhteydessä ja on suuruudeltaan 1...2.5. Syvemmälle mentäessä keskittymiskertoimen arvo kasvaa aina kriittiseen syvyyteen z_{c1} asti. Tämä vastaa jännitysten siirtymismatkaa, jonka osuudella pohjamaalle tulevaa kuormitusta siirtyy pilarin vastaanotettavaksi. Kuorman keskittymiskertoimen m suuruus aktiivi- ja leikkausalueella määritetään yhtälöllä 59, kun syvyys $z < z_{c1}$.

$$m = m_0 + \frac{4}{q_0 d} \int_0^z c_m dz \quad (59)$$

d pilarin halkaisija
 c_m pohjamaan leikkauslujuus

Kriittisen syvyyden z_{c1} alapuolella sijaitsee maavyöhyke, missä pohjamaan ja pilarin pystysuuntaisten muodonmuutosten oletetaan olevan lähes yhtä suuret. Lisäksi tällöin oletetaan, että pilarin ja pohjamaan välillä ei siirry kuormitusta kumpaankaan suuntaa ja kuorman keskittymiskertoimen arvo m_c on vakio. Keskittymiskertoimen arvo on tällöin riippuvainen pilarialasta a sekä pohjamaan ja pilarien muodonmuutosmoduuleista E_m ja E_p (yhtälö 60). Keskittymiskertoimen m_c arvo on vakio aina toiseen kriittiseen syvyyteen $L - z_{c2}$ asti, jonka jälkeen sen arvo alkaa pienentyä syvyyden kasvaessa. Tämä johtuu jännitysten siirtymisestä pilarilta pohjamaalle, kun liukupinnan etäisyys pilarin yläpäästä on suurempi kuin $L - z_{c2}$. Kuorman keskittymiskertoimen m arvo määräytyy yhtälöllä 61, missä oletetaan pilarin kärkivastuksen murtumishetkellä olevan yhtä suuri kuin pilarille tulevan kuorman q_0 . Tällöin keskittymiskertoimen m arvo pilarin alapäässä on 1.0, mutta sen arvo voi olla myös suurempikin, erityisesti kun pilarit ulottuvat kovaan pohjaan asti.

$$m = m_c = \frac{1}{a + \frac{E_m}{E_p}(1-a)} \quad (60)$$

$$m = 1 + (m_c - 1) \frac{L - z}{z_{c2}} \quad (61)$$

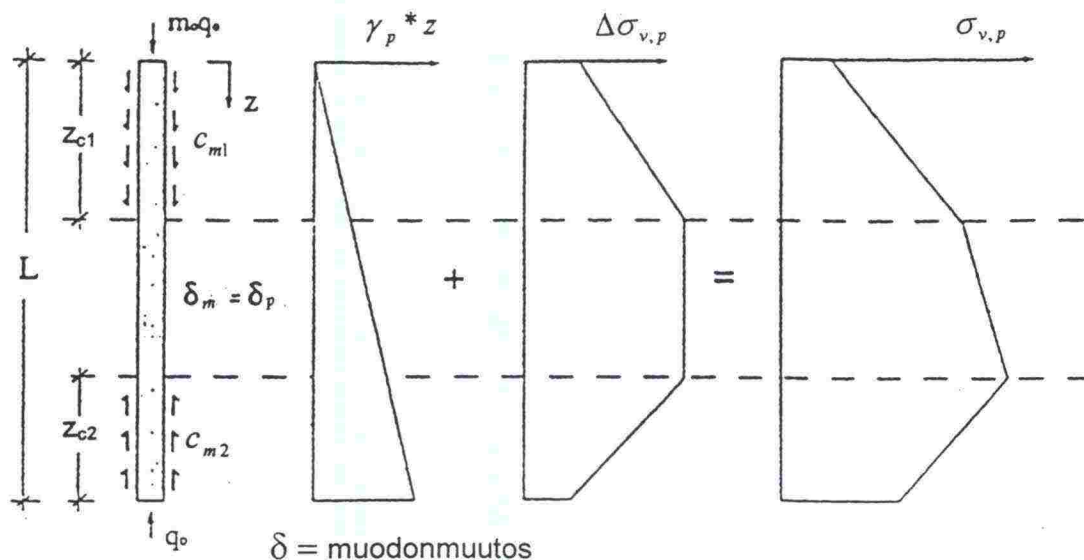
- a pilarien suhteellinen pinta-ala
L pilarin pituus

Maavyöhyke, missä pilarin ja maan välillä ei tapahdu jännitysten siirtymistä ja missä pilarin ja pohjamaan muodonmuutokset ovat yhtä suuret, pystytään määrittämään yhtälöillä 62 - 65. Näillä yhtälöillä ratkaistaan pilarin kriittiset syvyudet z_{c1} ja $L - z_{c2}$, mitkä rajaavat kerrosta z_c ($z_{c1} \leq z_c \leq L - z_{c2}$). Pituus z_{c1} ratkaistaan yhtälöstä 62 ja pituus z_{c2} yhtälöstä 63. Mikäli pohjamaan koheesio c_m on vakio koko tarkastelumatkalla, niin z_{c1} määritetään yhtälöllä 64 ja z_{c2} yhtälöllä 65.

$$q_o(m_c - m_o) = \frac{d}{4} \int_0^{z_{c1}} c_{m1} dz \quad (62) \quad q_o(m_c - 1) = \frac{d}{4} \int_0^{z_{c2}} c_{m2} dz \quad (63)$$

$$z_{c1} = \frac{q_o d}{4 c_{m1}} (m_c - m_o) \quad (64) \quad z_{c2} = \frac{q_o d}{4 c_{m2}} (m_c - 1) \quad (65)$$

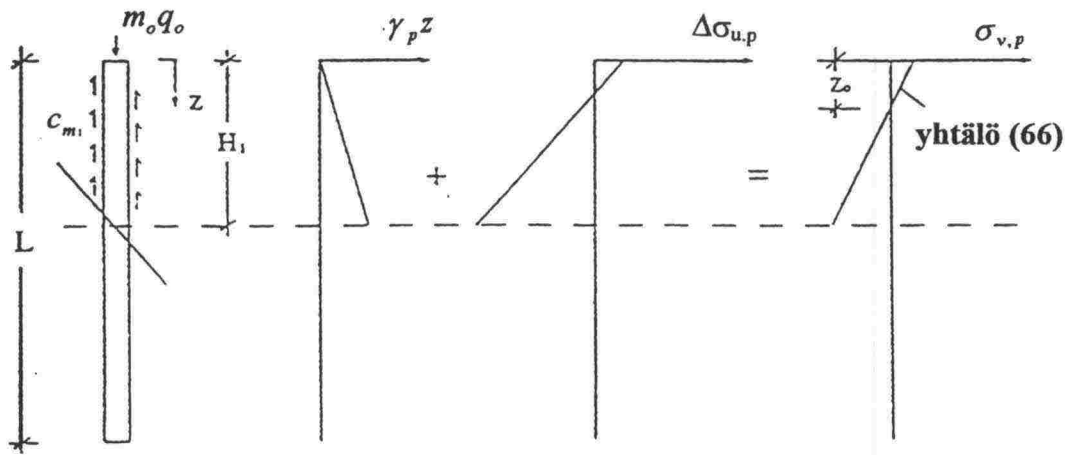
Kuvassa 29 on esitetty aktiivi- ja leikkausalueella olevien pilarien vertikaalijännityksen muodostuminen pilarin omapainon ja kuorman lisäyksen summana. Pilarin omapaino kasvaa pilarin pituuden funktiona lineaarisesti, mutta kuorman lisäyksen $\Delta\sigma_{v,p}$ suuruus noudattaa kuorman keskittymiskertoimen jakaumaa ja suuruutta. Kokonaisvertikaalijännitys kasvaa pilarin yläosassa lineaarisesti ja voimakkaasti kriittiseen syvyyteen z_{c1} asti. Maakerroksessa, missä pilarin ja maan muodonmuutosten oletetaan olevan yhtä suuret, vertikaalijännitys kasvaa pilarin oman painon lisäyksen verran syvyyden funktiona. Vertikaalijännityksen maksimi esiintyy pilarilla kohdassa $L - z_{c2}$, missä pilarin ja maan muodonmuutokset ovat yhtä suuret, eikä pilarin murronaikainen kärkevustus vielä vaikuta vähentävästi kuorman lisäykseen $\Delta\sigma_{v,p}$. Maksimijännityskohdan jälkeen pilarin vertikaalijännitys vähenee lineaarisesti aina pilarin alapäähän asti, mikä johtuu kuorman lisäyksen voimakkaasta vähenemisestä. Tämä vertikaalijännitysjaakauma koskee erityisesti määrämittäisiä pilareita, joita ei ole ulotettu kovaan pohjaan asti.



Kuva 29. Aktiivi- ja leikkausalueella sijaitsevien pilarien oletettu adheesio ja vertikaalijännityksen muodostuminen /14/.

5.6.2 Passiivialueella olevien pilarien vertikaalijännitys

Passiivialueella sijaitsevan pilarin vertikaalijännitys muodostuu periaatteessa samalla tavalla kuin aktiivi- ja leikkausalueella sijaitsevan pilarin. Vertikaalijännitys koostuu pilarin omasta painosta sekä pilarin vastaanottamasta kuormituksesta kuvan 30 mukaisesti. Passiivialueella liukupinta kulkee yleensä melko lähellä maanpintaa jolloin sen suunta on ylös- ja ulospäin stabiloinnin keskustasta. Stabiloimattoman pohjamaan suhteellisen liikkeen oletetaan aiheuttavan liukupinnan yläpuoliseen pilarin osaan ylöspäin suuntautuvan leikkausjännityksen. Näin pilariin mobilisoituu aksiaalinen vetojännitys liukupinnan yläpinnalle. Kuitenkin tietyissä tapauksissa saattaa lähellä maanpintaa olevaan pilarin yläosaan syntyä pilarin painosta ja pilarille tulevasta kuormituksesta johtuvaa puristusjännitystä.



Kuva 30. Passiivialueella sijaitsevien pilarien oletettu adheesio ja vertikaalijännityksen muodostuminen /14/.

Passiivialueella olevan pilarin vertikaalijännitys muodostetaan yhtälöllä 66.

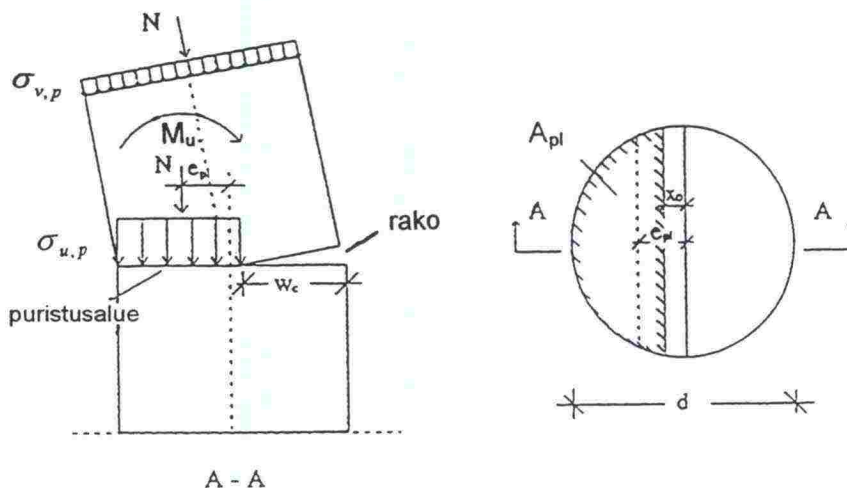
$$\sigma_{v,p} = m_o q_o + \gamma_p z - \frac{4}{d} \int_0^z c_m dz \quad (66)$$

$$z_o = \frac{m_o q_o}{\frac{4 c_m}{d} - \gamma_p} \quad (67)$$

Mikäli pilariin kohdistuu yläpuolista kuormitusta q_o saadaan tämän kuormituksen aiheuttaman puristusjännityksen vaikutusmatka pilarissa selville yhtälöllä 67. Syvyydellä z_o pilarin puristusjännitys on nolla, minkä alapuolella pilarin vertikaalijännitys muodostuu vetojännityksestä (kuva 30).

5.7 Pilarien momenttikapasiteetti

Pilarien käyttäytymiseen vaikuttavat pilarien korkea leikkauslujuus ja jäykkyys sekä pilarien suuri halkaisija. Leikkauslujuuden ja jäykkyyden suuruus verrattuna pohjamaan ominaisuuksiin aiheuttaa oletuksen, että pilarit toimivat kuten paalut oletetulla murtoliukupinnalla. Pilarien taivutusmomentti voi tällöin olla suuri. Pilarit murtuvat, kun niihin kohdistuva maksimi taivutusmomentti ylittää pilarien momenttikapasiteetin M_u . Tässä tapauksessa pilarien leikkausvastus S muodostuu leikkauslujuuden sijasta pilarien momenttikapasiteetista M_u .



Kuva 31. Pilarin momenttikapasiteetin muodostuminen /14/.

Pilarin momenttikapasiteetti muodostuu kuvan 31 tapaan. Sen suuruus on laskettavissa yhtälöllä 68 pilarin aksiaalikuorman N ja kuorman epäkeskisyyskertoimen e_{pl} (yhtälö 71) tulona. Olettamalla puristuslujuuden olevan yhtä suuri kuin puristusjännitys plastisoituneella alueella, saadaan momenttikapasiteetin lausekkeeksi yhtälö 69:

$$M_u = N e_{pl} \quad (68)$$

$$M_u = \sigma_{u,p} A_{pl} e_{pl} \quad (69)$$

$\sigma_{u,p}$ pilarin suljettu puristuslujuus (yhtälöt 41 ja 45)
 A_{pl} plastisoituneen alueen ala pilarissa

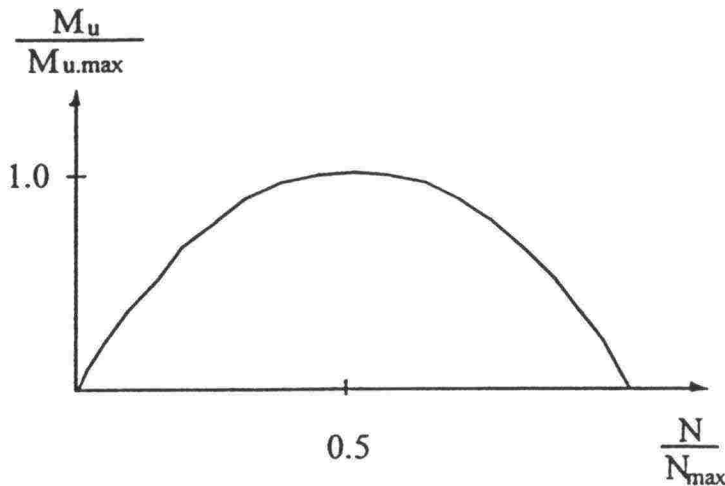
Plastisoitunut alue A_{pl} , minkä lävitse pilarin aksiaalisen kuorman oletetaan välittyvän murtumisen yhteydessä, on määritettävissä yhtälöllä 70.

$$A_{pl} = \frac{\sigma_{v,p}}{\sigma_{u,p}} A_p \quad (70)$$

$\sigma_{v,p}$ aksiaalinen jännitys pilarissa (yhtälö 57)
 A_p pilarin poikkileikkausala

Ympyränmuotoisen pilarin epäkeskisyyskertoimelle e_{pl} ei ole olemassa yksinkertaista yhtälöä, mutta väitöskirjassaan Kivelö on epäkeskisyysarvioimiseksi esittänyt neljännen asteen polynomiyhtälön 71, missä R on pilarin säde.

$$e_{pl} = R \left[1.65 \left(\frac{A_{pl}}{A_p} \right)^4 - 4.05 \left(\frac{A_{pl}}{A_p} \right)^3 + 3.49 \left(\frac{A_{pl}}{A_p} \right)^2 - 2.08 \left(\frac{A_{pl}}{A_p} \right) + 1 \right] \quad (71)$$



Kuva 32. Pilarin momenttikapasiteetin riippuvuus normaaliännityksestä /14/.

Kuvassa 32 on esitetty pilarin normalisoidun aksiaalikuorman N/N_u ja normalisoidun momenttikapasiteetin M/M_u välinen riippuvaisuus. Tästä nähdään, että aksiaalikuormalla on suuri vaikutus pilarin momenttikapasiteettiin. Maksimi momenttikapasiteetti esiintyy, kun puolet poikkileikkausalasta on plastoitunut ja aksiaalikuorman suuruus on puolet pilarin murtokuormasta N_u . Vastaava epäkeskisyyden tällöin yhtälön 72 mukainen.

$$e_{pl} = \frac{2d}{3\pi} \approx 0.21 d \quad (72)$$

d pilarin halkaisija

Murtumisen yhteydessä esiintyvää maksimi momenttikapasiteettia voidaan tällöin arvioida yksinkertaisella yhtälöllä 73:

$$M_{u,max} = \frac{1}{12} \sigma_{u,p} d^3 \quad (73)$$

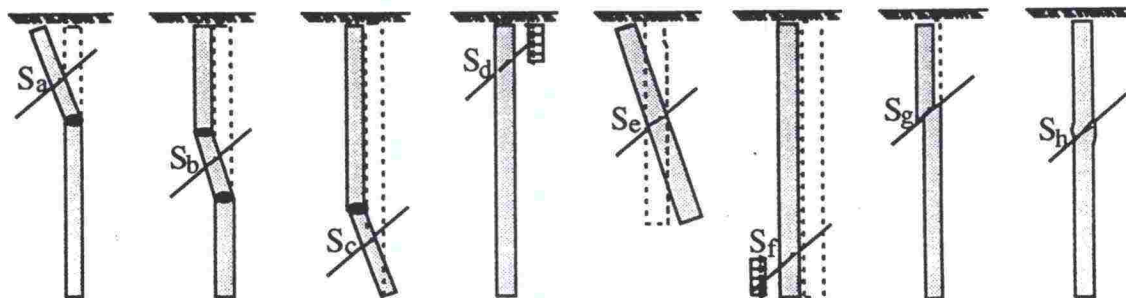
Kun pilarilta vaaditaan suurta momenttikapasiteettia, tulee sillä yhtälön mukaisesti olla korkea lujuus ja suuri halkaisija. Pilarin momenttikapasiteetti kasvaa myös pilarin syvyyden kasvaessa, mikä johtuu stabiloidun maan puristuslujuuden lisääntymisestä syvemmälle mentäessä.

5.8 Pilarien leikkausvoima

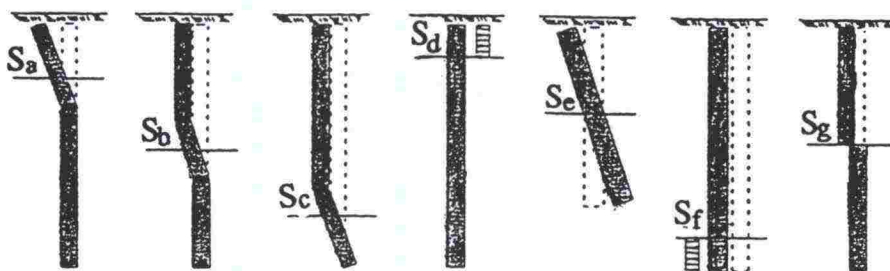
Kivelö on esittänyt väitöskirjassaan liukupinnan eri alueilla sijaitsevien pilarien murtumistavat ja leikkausvoiman T määrittämisen. Teoria perustuu sivusuunnassa kuormitettujen paalujen analyysiin, mitä ovat käsitelleet Hansen 1948, Broms 1972 ja Viggiani 1981. Pilarin leikkausvoimaa T analysoidaan rajoitetulla tasapainomenetelmällä, missä jokainen murtumismalli kuvaa si-

vusuuntaisen maanpaineen oletettua jakaantumista pilarissa. Suhteellisen taipuisiin pilareihin kohdistuvan maanpaineen jakaantumisessa ja suuruudessa on olemassa tiettyä epävarmuutta, koska kokeellisia tutkimustuloksia ei ole saatavissa. Tämän ja yhteistoiminnan moninaisuuden vuoksi pilarien ja maan välisen yhteistoiminnan tarkastelussa on täytynyt tehdä joitakin pieniä yleistyksiä, koskien mm. pilarin ja maan muotoa sekä tasalaatuisuutta.

Pilarien murtuminen voi tapahtua Kivelön mukaan aktiivialueella kahdeksalla eri tavalla, leikkausalueella seitsemällä eri tavalla ja passiivialueella kuudella eri tavalla. Seuraavassa on esitetty muutamien yleisimpien murtotapojen yhteydessä ilmenevän leikkausvoiman T määrittäminen. Tarkemmin ja yksityiskohtaisesti leikkausvoiman määrittäminen kaikissa mahdollisissa murtumistavoissa on esitetty Kivelön väitöskirjassa /14/.



Kuva 33. Aktiivialueella sijaitsevien pilarien mahdolliset murtumistavat /14/.



Kuva 34. Leikkausalueella sijaitsevien pilarien mahdolliset murtumistavat /14/.

Aktiivialueella olevien pilarien mahdolliset murtumistavat on esitetty kuvassa 33 ja leikkausalueella olevien pilarien kuvassa 34. Kuvista nähdään murtumistapojen olevan vastaavat tavoilla a – g, mutta murtumistapa h esiintyy ainoastaan aktiivialueella. Pilarien murtumismalli ja leikkausvoima T ovat riippuvaisia pilarien sijainnista liukupinnalla, sillä pilarien aksiaalinen ja sivusuuntainen kuormitus vaihtelevat huomattavasti pilarien sijainnista riippuen penkereen murtuessa. Liukupinnan sijaitessa lähellä maanpintaa, leikkausvoima muodostuu pilarien momenttikapasiteetista (tavat a ja b) tai pohjamaan lujuudesta liukupinnan yläpuolella (tapa d). Liukupinnan syvyyden kasvaessa myös pilarien kuormitus kasvaa, jolloin pilarien leikkaus- tai pu-

ristuslujuus saattavat ylittyä ja pilari murtuu (tavat g ja h). Liukupinnan syvyyden ollessa noin puolet pilarin pituudesta, saattaa lyhyiden ja lujien pilarien ympärillä oleva pohjamaa myötää ja aiheuttaa penkereen murtumisen (tapa e). Liukupinnan sijaitessa lähellä pilarien alapäätä, murtuminen voi johtua pilarien momenttikapasiteetista (tapa c) tai pohjamaan myötäämisestä liukupinnan alapuolella (tapa f).

Murtotapa a on mahdollinen, kun leikkausliukupinta kulkee lähellä maanpintaa. Tällöin liukupinnan alapuolelle muodostuu plastinen nivel, missä taivutusmomentti ylittää pilarin momenttikapasiteetin. Vaakasuora leikkausvoima T_a lasketaan yhtälöllä 74.

$$T_a = k c_u d^2 \left(\sqrt{\frac{4}{9} \left(\frac{H_1}{d} \right)^2 + \frac{4}{3} \frac{M_u}{k c_u d^3}} - \frac{1}{3} \left(\frac{H_1}{d} \right) \right) \quad (74)$$

k kantavuuskerroin
 H_1 pilarin pituus liukupinnan yläpuolella

Leikkautuvan maamassan syvyyden kasvaessa kasvaa myös pilariin kohdistuva taivutusmomentti leikkauspinnan yläpuolella. Kun taivutusmomentti ylittää pilarin momenttikapasiteetin, syntyy toinen plastinen nivel liukupinnan yläpuolelle. Tällöin 2 plastista niveltä aiheuttavat pilarin murtumisen, jolloin leikkausvoima T_b pilarissa saadaan yhtälöllä 75:

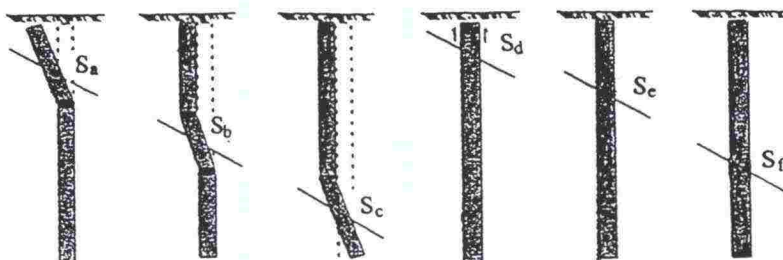
$$T_b = \sqrt{2 M_u k c_u d} \quad (75)$$

Kun liukupinta sijaitsee syvällä verrattuna pilarin pituuteen, saattaa plastinen nivel muodostua liukupinnan yläpuolelle pilarin taivutusmomentin ylittäessä momenttikapasiteetin. Murtotavassa c pilarin alaosa kiertyy tällöin plastisen nivelen ympäri ja pilari murtuu. Vaakasuora leikkausvoima T_c saadaan laskettua yhtälöllä 76.

$$T_c = k c_u d^2 \left(\sqrt{\frac{4}{9} \left(\frac{L-H_1}{d} \right)^2 + \frac{4}{3} \frac{M_u}{k c_u d^3}} - \frac{1}{3} \left(\frac{L-H_1}{d} \right) \right) \quad (76)$$

L on pilarin pituus

Passiivialueella olevien pilarien murtuminen voi tapahtua lähes samoin periaattein kuin aktiivi- ja leikkausalueen pilareilla. *Kuvassa 35* on esitetty passiivialueen pilarien kuusi mahdollista murtumistapaa. Yleensä passiivialueella sijaitsevat pilarit on kuormitettu vedolla penkereen murtuessa. Tällöin leikkausvoima T murtumistilanteessa perustuu pilarien vetolujuuteen (tapa e). Myös muutkin syyt penkereen murtumiseen tulevat kysymykseen. Pilarien murtuminen voi tapahtua pilarien momenttikapasiteetin (tavat a, b ja c), leikkauslujuuden (tapa f) tai pilarien yläosan vaippavastuskapasiteetin ylityksestä (tapa d).



Kuva 35. Passiivialueella sijaitsevien pilarien mahdolliset murtumistavat /14/.

Murtotapauksissa a, b ja c vaakasuuntaisen leikkausvoiman T laskenta murtopinnalla tapahtuu vastaavilla kaavoilla kuin aktiivi- ja leikkausalueen murtotapauksissa a, b ja c. Passiivialueen pilarit on kuormitettu aksiaalisella vetojännityksellä tai pienellä puristusjännityksellä, jolloin niiden momenttikapasiteetin suuruus on hyvin pieni. Mikäli momenttikapasiteetti oletetaan merkityksettömän pieneksi passiivialueella ($M_u = 0$), saadaan leikkausvoimat murtumistapauksissa a ja c määritettyä yhtälöillä 77 ja 78. Murtumistapauksessa b vaakasuuntaisen leikkausvoiman T_b arvo on nolla, mikäli momenttikapasiteetin arvo on merkityksettömän pieni (yhtälö 75).

$$T_a = \frac{1}{3} k c_u H_1 \quad (77)$$

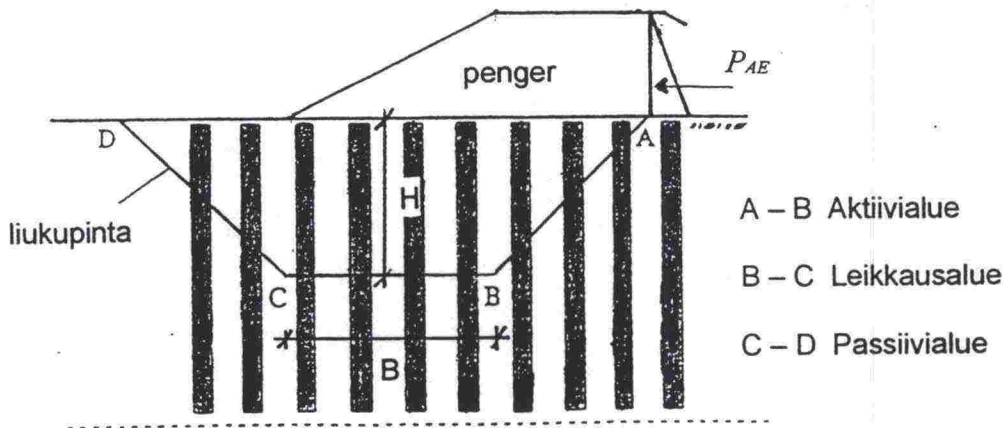
$$T_c = \frac{1}{3} k c_u (L - H_1) \quad (78)$$

Murtotavan e uskotaan olevan yleisin passiivialueen murtotavoista johtuen pilarien alhaisesta vetolujuudesta. Vetojännitykset ylittävät pilarin vetolujuuden, jolloin leikkausliukupinnan tasolle muodostuu vetohalkeamia. Tällöin pilari murtuu ja liukupinnan yläpuolinen pilarinosa liukuu maamassan mukana. Pystysuuntaiset ja vaakasuuntaiset jännitykset pilarissa oletetaan pääjännityksiksi, jolloin Mohrin jännitysteorian mukaan vetolujuus on yhtä suuri kuin pilarin vertikaalijännitys. Tällöin aksiaalinen vetolujuus N_e määritetään vetojännityksen σ_t avulla yhtälöllä 79.

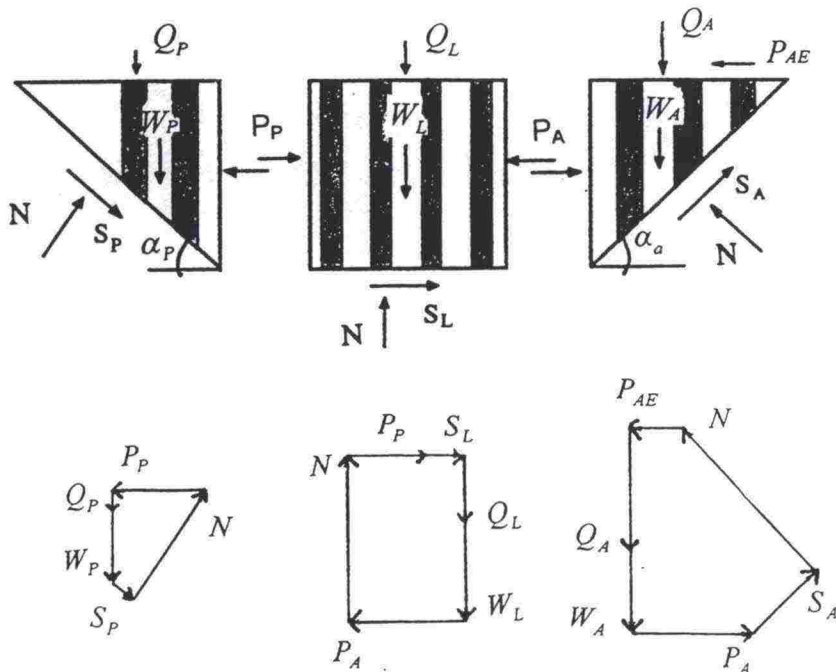
$$N_e = \frac{\pi d^2}{4} \sigma_t \quad (79)$$

5.9 Uusi stabiliteetin laskentamenetelmä

Kivelön esittämässä uudessa stabiliteetin laskentamenetelmässä kiilamainen liukupinta on kuvan 36 mukainen. Liukupinnan aktiivi-, leikkaus- ja passiivialueilla on erilainen kuormitustilanne, mikä vaikuttaa myös pilarien käyttäytymiseen ja murtumistapoihin. Penkereen vakavuutta tarkastellaan vaakasuorien voimien tasapainoehtoon perustuvalla kiilamenetelmällä, mikä on vanha ja tunnettu stabiliteetin laskentamenetelmä /25/. Liukupinnan yläpuolella oleva maa on jaettu kolmeen lamelliin, joiden otaksutaan siirtyvän liukupintaa pitkin eri suuntiin penkereen murtuessa; aktiivilamelli siirtyy alas ja ulospäin penkereestä, leikkauslamelli vaakasuuntaisesti ja passiivilamelli ylös ja ulospäin penkereestä.



Kuva 36. Penkereen stabiliteettianalyysissa tarkasteltava liukupinta /14/.



Kuva 37. Lamelleihin vaikuttavat voimat ja niiden voimakuviot /14/.

Vaakavoimien tasapainoehto lamellien välillä on esitetty kuvassa 37. Kaatavana voimana on vaakasuuntainen maanpaine, mikä syntyy lamellin omasta painosta sekä pintakuormasta. Vastustavana voimana toimivat liukupinnalla vaikuttavat keskimääräiset leikkausvastukset S_A , S_L ja S_P (yhtälö 49), sekä vaakasuuntainen voima aktiivi- ja passiivilamellien välillä. Pystysuuntaista leikkausvoiman vaikutusta maalamellien välillä ei huomioida. Aktiivinen maanpaine P_A aktiivilamellin tasapainoehdon toteutumiseksi määritetään yhtälöllä 80.

$$P_A = (W_A + Q_A) \tan \alpha_A - S_A \frac{1}{\cos \alpha_A} + P_{AE} \quad (80)$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} h^2 \gamma_e K_a \quad (81) \quad K_a = \frac{1 - \sin \phi'_e}{1 + \sin \phi'_e} \quad (82)$$

W_A	aktiivilamellin paino
Q_A	pintakuorma aktiivilamellin pinnalla
S_A	aktiivilamellille mobilisoitunut keskimääräinen leikkausvastus
α_a	aktiivilamellin ja horisontaalitason välinen kulma
P_{AE}	penkereen kuormasta aiheutuva aktiivinen maanpaine, yhtälö 81 (Rankinen maanpaineteoria)
h	penkereen korkeus
γ_e	pengermateriaalin tilavuuspaino
K_a	aktiivinen maanpaineluku, yhtälö 82
ϕ'_e	pengermateriaalin kitkakulma

Aktiivinen maanpaine P_A voidaan laskea myös leikkauslamellin voimatasapainoyhtälön perusteella yhtälöllä 83. S_L on leikkauslamellin horisontaalipinnalle mobilisoitunut keskimääräinen leikkausvastus ja P_P passiivinen maanpaine, mikä voidaan määrittää yhtälöllä 84 passiivilamellin voimatasapainoehdon toteutumiseksi.

$$P_A = P_P + S_L \quad (83)$$

$$P_P = (W_P + Q_P) \tan \alpha_P + S_P \frac{1}{\cos \alpha_P} \quad (84)$$

W_P	passiivilamellin paino
Q_P	pintakuorma passiivilamellin pinnalla
S_P	passiivilamellille mobilisoitunut keskimääräinen leikkausvastus
α_p	passiivilamellin ja horisontaalitason välinen kulma

Kaatavien ja vastustavien voimien suhde on tämän jälkeen ratkaistavissa sijoittamalla määritetyt maanpaineet P_A ja P_P yhtälöistä 80 ja 84 leikkauslamellin tasapainoehdon 83, jolloin ehdoksi saadaan yhtälö 85.

$$S_A \frac{1}{\cos \alpha_a} + S_L + S_P \frac{1}{\cos \alpha_p} \geq (W_A + Q_A) \tan \alpha_a + P_{AE} - (W_P + Q_P) \tan \alpha_p \quad (85)$$

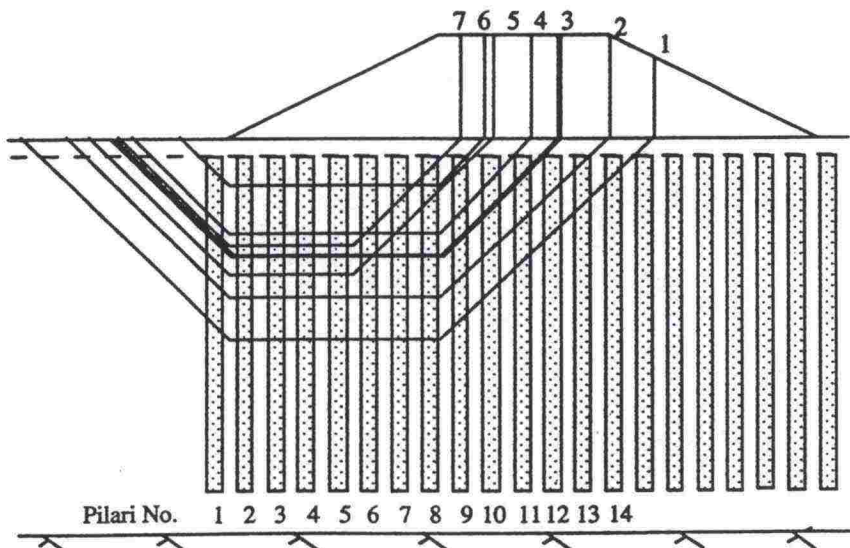
Kriittisimmän liukupinnan, mikä vastaa alhaisinta stabiliteettia yhtälön 85 mukaisesti, määrittäminen edellyttää liukupinnan syvyyden H ja leikkauslamellin leveyden B variointia. Tarkastelu on mielekästä aloittaa tilanteesta, missä leikkauslamellin leveys on yhtä suuri kuin penkereen luiskan leveys. Tällöin leikkauslamellissa vaikuttava aktiivinen maanpaine P_A on yleensä suurimmillaan ja stabiliteetti alhaisimmillaan.

Stabiliteetilaskentojen tulos on riippuvainen myös aktiivi- ja passiivilamellin sekä horisontaalitason välisestä kulmasta α_a ja α_b . Ensimmäisessä tarkastelussa ja laskentojen helpottamiseksi, kulman suuruudeksi kannattaa valita 45° . Tällöin stabiloidun penkereen stabiliteetin varmuuskertoimen F laskemiseksi saadaan yksinkertainen yhtälö 86, mikä perustuu edellä mainittuun kaatavien ja vastustavien voimien tasapainoehtoon 85.

$$F = \frac{S_A \sqrt{2} + S_L + S_P \sqrt{2}}{Q_A + P_{EA}} \quad (86)$$

- S_A aktiivilamellille mobilisoitunut keskimääräinen leikkausvastus
 S_L leikkauslamellille mobilisoitunut keskimääräinen leikkausvastus
 S_P passiivilamellille mobilisoitunut keskimääräinen leikkausvastus
 Q_A aktiivilamellille tuleva pintakuorma (pengerkuorma)
 P_{EA} penkereen aktiivinen maanpaine

Kuvassa 38 ja taulukossa 5 on esitetty yhden stabiloidun penkereen vakuuslaskenta Kivelön menetelmällä /14/. Liukupinnan etäisyyttä maanpinnasta (H) sekä leikkauslamellin leveyttä (B) on varioitu ja tämän perusteella on muodostettu 7 erilaista liukupintaa. Taulukossa esitetään kunkin liukupinnan keskimääräinen leikkausvastus jokaisella 3 lamellilla sekä kaatavien voimien suuruus. Näiden arvojen perusteella on jokaisen liukupinnan varmuus F laskettu yhtälöllä 86 ja esitetty taulukon reunimmaisessa sarakkeessa.



Kuva 38. Laskentaesimerkin pengermalli ja lasketut liukupinnat /14/.

Taulukko 5. Liukupintojen stabiliteettianalyysi ja varmuudet /14/.

Liukupinta nro.	H [m]	B [m]	S _A [kN]	S _L [kN]	S _P [kN]	Q _A +P _{EA} [kN]	F
1	9	8.25	662	266	141	852	1.65
2	7	8.25	448	224	121	762	1.35
3	5	8.25	241	210	92	569	1.19
4	4	8.25	173	206	82	470	1.21
5	6	4.8	341	118	110	611	1.24
6	2	8.25	64	162	54	272	1.21
7	4.6	4.8	227	115	91	463	1.22

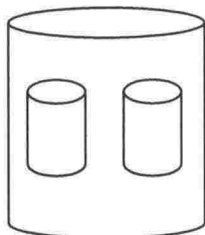
H liukupinnan syvyys maanpinnalta
 B leikkauslamellin leveys
 S_A aktiivilamellin leikkausvastus
 S_L leikkauslamellin leikkausvastus
 S_P passiivilamellin leikkausvastus
 Q_A+P_{EA} liukupinnan kaatavat voimat
 F liukupinnan varmuus

Tuloksista nähdään, että hajonta liukupintojen varmuuksien välillä on kohtalainen 1.19...1.65. Toisaalta liukupintojen, mitkä lähtevät keskeltä pengertä, varmuuksien hajonta on pieni 1.19...1.24. Liukupintojen 1 ja 2, mitkä lähtevät penkereen reunalta ja luiskasta sekä kulkevat syvemmältä kuin muut liukupinnat, varmuudet ovat selvästi suurimmat. Tähän on syynä näiden liukupintojen suhteellisen suuri pituus aktiivi- ja leikkausalueella, missä liukupintojen leikkausvastukset ovat suuret ja merkittävät kokonaisvarmuuden suhteen. Perinteisellä ympyräliukupinnalla laskettuna saatiin penkereen vakavuudeksi selvästi korkeampi arvo 1.49, jolloin kriittisin liukupinta kulki noin 8...8.5 m syvyydessä maanpinnasta. Perinteisellä stabiliteettimitoituksilla laskettaessa pilarien erilaiset kuormitusolosuhteet eivät tule riittävästi huomioiduksi. Tällöin esimerkin mukaisissa tapauksissa, missä on kyseessä korkea pengeri sekä lujat pilarit heikossa savessa, penkereen sivuilla olevien pilarien leikkausvastus jää suhteellisen alhaiseksi. Tämä ei nykyisissä laskentayhtälöissä korostu riittävästi, mutta tilannetta voidaan korjata esimerkiksi käyttämällä redusointia leikkausalueen lujuuksille.

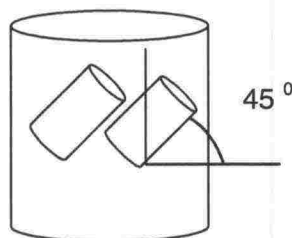
6 PILARITUTKIMUKSET

6.1 Tutkimusten tavoite

Työn yhteydessä haluttiin selvittää kalkkisementtipilarien lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia tarkemmin. Lujuus- ja muodonmuutosparametrit määritettiin kolmiakσιαalikokeilla sekä näiden rinnalla suoritetuilla aksiaalisilla puristuskokeilla TTKK:n geotekniikan laboratoriossa. Lisäksi haluttiin tarkastella pilarien lujuusominaisuuksia liukupinnan eri kuormitustilanteita vastaavissa kuormitustilanteissa. Kolmiakσιαali- ja puristuskokeet tehtiin pystysuorille sekä suunnatuille näytteille (kuva 39), millä kuvattiin pilareihin kohdistuvia kuormituksia aktiivi- ja leikkausalueilla. Lujuustulosten haluttiin kuvaavan mahdollisimman tarkasti maastossa olevia pilareita, joten laboratoriossa valmistettavista koepilareista luovuttiin. Sen sijaan päätettiin pilarinäytteet tehdä oikeista ylösnostetuista pilareista. Tutkimuksen kattavuuden parantamiseksi koepilarit valmistettiin kahdella käynnissä olevalla työmaalla, joiden olosuhteet hieman erosivat toisistaan.



Pystysuorat näytteet



Suunnatut näytteet

Kuva 39. Näytteiden poraus.

Tutkimusta varten oli tarkoituksena tehdä kummassakin kohteessa kolmea eri lujuutta olevia pilareita, joiden tavoiteleikkauslujuudet olivat 50, 100 ja 200 kPa. Muurlassa urakoitsija teki tutkimustamme varten kuitenkin kutakin lujuutta kohti kaksi pilaria. Ennen pilarien nostoa päätettiin, että laboratorio näytteet ja -kokeet tehdään lujimmista eli 200 kPa pilareista. Muurlassa nostettiin ylös kaksi kappaletta 200 kPa pilareita ja Espoossa yksi 200 kPa pilari, sekä lisäksi yksi 100 kPa lujuinen pilari varmuudeksi.

6.2 Koepilarit

6.2.1 Muurla E18/VT1

Olosuhteet ja maaperä

Ensimmäiset koepilarit tehtiin Muurlassa käynnissä olevalla E18-moottori-tietyömaalla. Työmaakohta sijaitsee Ruotsalan laajalla pehmeiköllä, missä pohja vahvistetaan pääosin pehmeillä pilareilla ja esikuormituksella. Pilarit tehtiin kohdassa jossa saven paksuus oli noin 10 m. Kuvassa 40 on esitetty kohteesta saadut maaperätiedot.

Maakerros	γ kN/m ³	W [%]			Painokairaus [kN]				Kartiokoe [kPa]				Konsolidaatio- iännitys [kPa]				Moduuliluvut m		
		30	60	90	1	0,5	0	20	sk	skr	St	30	40	50	60	5	10	15	
0																			
1	kuivak.	16,4																	
2	liSa	14,1																	
3	liSa	14,9																	
4	liSa	14,0																	
5	liSa	15,1																	
6	laSa	18,9																	
7	laSa	18,3																	
8																			

Kuva 40. Maaparametrit Muurlan pilarien nostopaikalla. Pilarinäytteet saatiin syvyydeltä n. 1.0 – 2.0 m

Pilarien valmistus ja ylösnosto

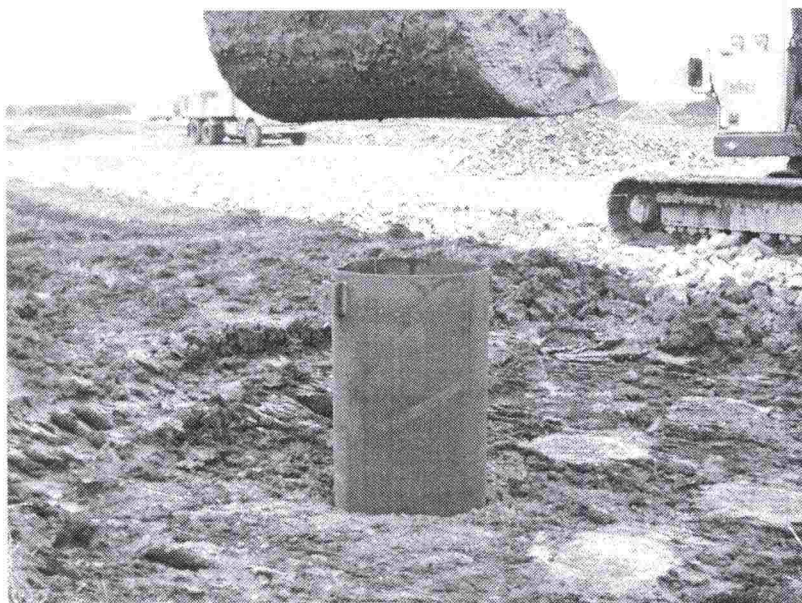
Kohteessa tehtiin 6 kpl koepilareita kolmella eri tavoiteleikkauslujuudella 50, 100 ja 200 kPa, joiden sideainepitoisuudet määritettiin aikaisempien stabiloituvuuskokeiden perusteella Sideaineena käytettiin kalkkisementtiä seossuhteella 1:1. Pilarit tehtiin 6 m pituisiksi sekoittamalla ne sekoituskärjellä, missä oli kolme sekoitussiipeä. Taulukossa 6 on esitetty pilarien valmistusominaisuuksia.

Taulukko 6. Muurlan koepilarien valmistusominaisuudet.

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

Pilarit tehtiin 5.3.1999 ja nostettiin ylös 7.4.1999, joten lujittumisaika 33 vrk sijoittui melko kylmään vuodenaikaan. Ennen pilarien ylösnostoa kohteessa tehtiin kolmelle erilujuiselle pilarille puristinheijarikairaus, joilla haluttiin selvittää pilarien lujittuminen. Pilarien noston jälkeen saatu 200 kPa pilarin kairausdiagrammi on esitetty kuvassa 50. Kuvasta voidaan todeta pilarin lujittuneen hyvin ja ylittäneen tavoiteleikkauslujuuden selvästi, vaikkakin pilarin yläosassa sijaitsee selvä heikkousvyöhyke.

Pilarien ylösnosto suunniteltiin huolellisesti, jotta kappaleet saataisiin ehjinä laboratorioon asti. 2 metrin pituisten pilaripätkien arvioitiin riittävän 200 kPa koenäytteiden tekoon. Näin nostoa varten hankittiin kaksi 2 m pituista halkaisijaltaan noin 0.75 m teräsputkea, mitkä tunkattiin pilarien ympärille. Ennen putkien asentamista pilarien päältä oli poistettu pintamaata noin 0.3 m, jolloin kaikkea kuivakuorta ei oltu kaivettu pois. Kuvassa 41 teräsputkea ollaan tunkkaamassa pilarin ympärille. Aluksi kaivinkone yritti pelkästään painamalla tunkata putkea pilarin ympärille, mutta maan tai pilarin vastuksen takia putkea jouduttiin myös lyömään.



Kuva 41. Teräsputken tunkkaaminen koepilarin ympärille.

Kun molemmat teräsputket oli tunkattu pilarien ympärille riittävään syvyyteen asti, kaivinkone kaivoi pilarien viereen montun. Tämän jälkeen kaivinkone pystyi suurella kauhalla irrottamaan putket yksitellen maasta (kuva 42) ja nostamaan ne vieressä olevan kuorma-auton lavalle vaakatasoon kuljetusta varten (kuva 43). Pilarikappaleet kuljetettiin noston jälkeen kuorma-autolla TTKK:n rakennushalliin, missä teräsputket poistettiin pilarien ympäriltä tunkin avulla. Pilarien ehjänä säilymisessä sekä putkien poisotossa oli huomattavana apuna ohut noin 50 mm savikerros, mikä sijaitsi putken ja pilarien välissä.



Kuva 42. Koepilarin pätkän irrotus ja nosto maasta.



Kuva 43. Koepilarien kuljetuksen valmistelu.

Pilaripätkien nosto onnistui hyvin ja nopeasti. Pilarit näyttivät pysyneen ehjinä nostotyön ajan. Ainoastaan teräsputkien tunkkaamisen yhteydessä tapahtunut putkien alaslyönti aiheutti epäilystä pilarien vahingoittumisen ja murtumisen suhteen.

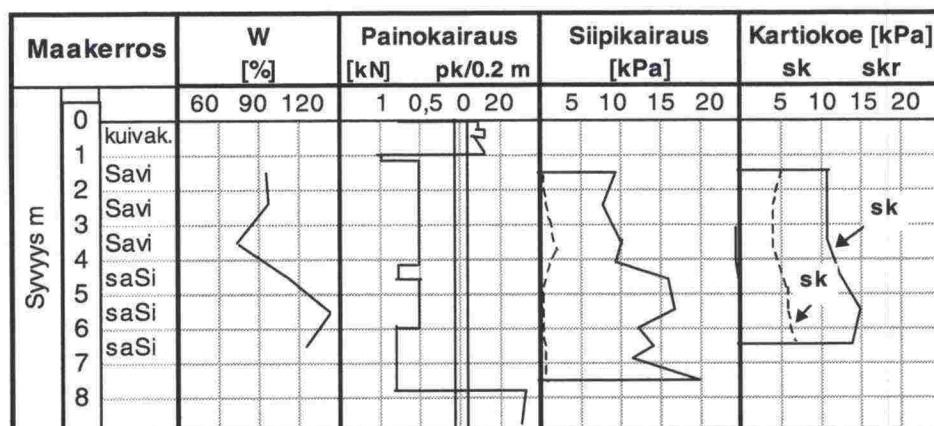
Tutkimusnäytteet

Ylösnostettuja koepilareita tarkasteltaessa havaittiin pilarimateriaalin olevan hyvin haurasta ja murenevaa. Koepilari oli murtunut yleensä 0.2...0.4 m välein pääsääntöisesti poikkisuunnassa. Lisäksi oli nähtävissä halkeamia tai murtumia viistossa kulmassa pilarin keskustaa kohti. Pilarien yläosa oli erityisen haurasta sisältäen mm. kuivakuorta, joten kokeita varten tarvittavat näytteet porattiin tämän vuoksi pilarien alaosasta. Täyspitkien 200 mm näytteiden poraaminen oli vaikeaa vaakahalkeamien vuoksi. Kolmiaksiaalikoikeita varten onnistuttiin kuitenkin poraamaan tarvittavat näytteet; 6 kpl pystysuoria näytteitä sekä 6 kpl suunnattuja näytteitä eli 45° kulmassa porattuja näytteitä. Puristuskokeet 4 + 3 kpl jouduttiin tekemään pääasiallisesti lyhyemmillä näytteillä /37/.

6.2.2 Espoo Kehä II

Olosuhteet ja maaperä

Toiset koepilarit tehtiin Espoossa Kehä II työmaalla lähellä Sepänkylän eritasoliittymää. Käynnissä olevalla työmaalla oli lyhyt pehmeiköllä sijaitseva rampin osa, jonka pohjanvahvistuksena käytettiin syvästabilointia. Saven paksuus on kyseisessä kohdassa noin 7...8 m. Kohteesta oli saatavissa hyvin niukasti maaparametrejä, mutta saatavilla olleet tiedot on esitetty kuvassa 44.



Kuva 44. Maaparametrit Espoon koepilarien nostopaikalla. Pilaripalat nostettiin syvyydeltä n. 1 – 3 m.

Pilarien valmistus ja ylösnosto

Muurlan pilarien tapaan kohteessa tehtiin kolme erilajuista pilaria urakoitsijan toimesta. Pilarien sideaineominaisuudet on esitetty taulukossa 7. Noin 5 m pituiset pilarit tehtiin 11.3.1999 ja nostettiin ylös 20.4.1999. Lujittumisaika oli 40 vrk eli viikon pidempi kuin Muurlan pilareilla. Tämä johtui siitä, että Muurlan koepilarit näyttivät aluksi niin haurailta, että näytekappaleiden saamisesta ei ollut varmuutta. Pidemmällä lujittumisajalla uskottiin saatavan ehjempää pilareita, kuten kävikin. Pilarien vähälukuisuuden ja rikkoutumisvaaran vuoksi niitä ei kairattu.

Taulukko 7. Espoon pilarien valmistustietoja.

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

Kohteesta nostettiin yksi 200 kPa pilari näytteitä varten sekä lisäksi yksi 100 kPa pilari. Nosto tehtiin samoin työvaihein kuin Muurlan pilarien nosto. Tässä kohteessa pintamaata poistettiin noin 0.8 m pehmeään saveen asti ennen teräsputkien tunkkausta. Näin putkien tunkkaus pilarien ympärille onnistui ainoastaan kaivinkoneella painaen ilman lyöntejä. Myös näiden pilarien nosto, kuljetus ja irrotus onnistuivat erinomaisesti.

Tutkimusnäytteet

200 kPa koepilarissa havaittiin samanlaisia halkeamia ja murtumisia kuin Muurlan pilareista oli havaittu. Lisäksi tässäkin pilarissa yläosa oli niin murentunut, että siitä ei pystytty tehdä ehjiä näytteitä. Pystysuorat (6 kpl) ja suunnatut (6 kpl) kolmiaksaialikoenäytteet onnistuttiin poraamaan täyspitkinä, mutta puristuskokeet (3+4 kpl) joudutaan tekemään lyhyemmällä näytteillä kuten Muurlan näytteilläkin /37/.

6.3 Laboratoriokokeet ja tulokset

6.3.1 Näytteiden yleiset ominaisuudet

Koepilareista tehtyjen näytekappaleiden ominaisuudet määritettiin ennen varsinaisia kokeita lukuun ottamatta sideainepitoisuuden määrittäystä. Lie-riönmuotoisten näytteiden korkeuden tuli olla 200 mm ja halkaisija 100 mm, mutta näytteiden korkeudessa esiintyi jonkin verran hajontaa pilarien murtumisesta johtuen. Seuraavassa on lyhyesti esitetty pystysuorien ja suunnattujen näytteiden ominaisuuksia. Tässä yhteydessä on kuitenkin huomioitava, että saadut näytekappaleet edustavat todennäköisesti koepilarien parasta osaa, mistä näytteet saatiin porattua ehjinä /37/.

Tilavuuspaino

Muurlan ja Espoon koepilareista saatujen näytekappaleiden tilavuuspainot on esitetty taulukossa 8.

Taulukko 8. Pilarinäytteiden tilavuuspainojen hajonta.

	Muurla	Espoo
Pystysuorat näytteet	16,3 – 16,8 kN/m ³	15,6 – 17,1 kN/m ³
Suunnatut näytteet	16,1 – 16,4 kN/m ³	15,7 – 17,0 kN/m ³

Vesipitoisuus

Muurlan ja Espoon koepilareista saatujen näytekappaleiden vesipitoisuudet on esitetty taulukossa 9.

Taulukko 9. Pilarinäytteiden vesipitoisuuksien hajonta.

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

Sideainepitoisuus

Muurlan ja Espoon koepilareista saatujen näytekappaleiden sideainepitoisuuksien määrittäminen tapahtui vasta lujuuskokeiden jälkeen. Juuri lujuuskokeista saatujen tulosten suuri hajonta herätti mielenkiinnon joidenkin koekappaleiden sideainepitoisuuksien määrittämiseen. Sideainepitoisuuksien määrittäminen teki TTKK:n Rakennusgeologian laboratorio. Määrittäystä varten valituista koekappaleista otettiin hyvin pieni näyte kohdasta, mikä sijaitsi lujuuskokeissa leikkautuneella alueella. Näyte uutettiin 5 N typpihapolla ja uutetusta liuoksesta määritettiin Ca -pitoisuus XRF -laitteella. Sideainepitoisuuden laskenta suoritettiin puhtaasta vertailusavesta ja sideaineseoksesta tehtyjen Ca -pitoisuusmäärittäysten avulla /37/.

Sideainepitoisuudet on esitetty *taulukossa 10 ja 11* olevien puristuskoetulosten ja *taulukossa 12 ja 13* olevien kolmiakksiaalikoetulosten yhteydessä. Näin on mahdollista vertailla koekappaleiden sideainepitoisuuksia ja lujuustuloksia paremmin. Muurlan koepilarien sideaine on selvästi tasaisemmin jakautunut, vaikka pilarien sideainepitoisuuksien hajonta onkin melko suuri 180...360 kg/m³. Tavoitepitoisuudesta 297 kg/m³ on pääosin hieman jääty. Espoon koepilarissa sideaine oli paikoitellen hyvin epätasaisesti jakautunut ja koekappaleissa oli selvästi havaittavissa pieniä sideainekasautumia. Sideaineen epätasaisen jakautumisen saattoi nähdä pelkästään pilaria silmäilemällä. Sideainepitoisuuden hajonta Espoon pilarissa oli 10...400 kg/m³, kun tavoitepitoisuus oli 240 kg/m³. Espoon saven suuri rautapitoisuus vaikeutti sideainepitoisuusmäärittäyksiä.

pH

Sideainepitoisuusmäärittäysten yhteydessä mitattiin näytekappaleista myös pH -arvot. Muurlan kaikilla sideainemäärittäyksessä olleilla koekappaleilla pH -arvo oli 12.5 ja Espoon koekappaleilla pH -arvo oli välillä 12.2...12.6. Mittaustulosten hajonta oli hyvin vähäistä.

6.3.2 Puristuskokeet

Puristuskokeita tehtiin koepilareista tehtyjen näytteiden lisäksi laboratoriossa valmistetuille näytteille. Koepilareista tehdyt näytteet olivat samanlaisia kuin kolmiakksiaalikoelaitteissa käytetyt, mutta hieman lyhyempiä. Puristuskokeet tehtiin kolmiakksiaalikoelaitteistolla kuormitusnopeudella 0,025 mm/min ilman sellipaineen käyttöä sekä pystysuorille että suunnatuille näytteille. Näiden näytteiden puristuskoetuloksia haluttiin verrata myös tavallisten stabiloituvuuskokeiden yhteydessä saatuihin puristuskoetuloksiin. Laboratorionäytteitä varten kummaltakin pilarien nostopaikalta otettiin savinäyte, joka tuotiin Tielaitoksen laboratorioon. Siellä savinäytteestä tehtiin stabiloidut koekappaleet samalla sideainepitoisuudella kuin millä 200 kPa pilarit oli maastossa tehty. Näytteiden lujittumisajat olivat myös samat kuin Muurlan ja Espoon koepilareilla. Kappaleille tehtiin yksiakksiaaliset puristuskokeet, sekä tilavuuspainon määrittäminen.

Taulukoissa 10 ja 11 on esitetty kaikkien puristuskokeiden tulokset sekä näytteiden lähtötiedot. Mikäli näytekappaleen korkeus on ollut pienempi kuin 200 mm, on puristuskokeesta saatu leikkauslujuus korjattu Tielaitoksen ohjeen mukaisesti vastaamaan 200 mm näytekappaleen tulosta /37/. Liitteessä 1 on esitetty pilari- ja laboratorionäytteiden puristuskokeista saadut leikkauslujuus-muodonmuutoskuvaajat.

Taulukko 10. Muurlan pilari- ja laboratorionäytteistä tehtyjen puristuskokeiden tulokset.

Muurla	Pystysuorat pilarinäytteet				Suunnatut pilarinäytteet			Laboratorionäytteet		
	Näyte:	p1	p2	p3	p4	ps5	ps6	ps7*	plab8	plab9
Pilari/syvyys [m]	p6/1,8	p6/1,8	p6/1,8	p5/1,1	p5/1,5	p5/1,8	p5/1,1			
Tilavuuspaino [kN/m ³]	16,3	16,5	16,5	16,8	16,4	16,1	16,4	16,2	16,5	
Lujittumisaika [vrk]	42,0	45,0	48,0	64,0	46,0	47,0	49,0	31,0	31,0	
Sideainepitoisuus [kg/m ³]	300,0		220,0		200,0					
τ_{\max} [kPa]	105,0	136,0	218,0	249,0	92,0	146,0	218,0	311,0	292,0	
$\epsilon_{1\max}$ [%]	1,6	1,1	0,5	0,6	1,0	0,6	0,8	1,2	1,1	
E_{50} [MPa]	12,0	20,0	78,0	65,0	24,0	39,0	50,0	81,0	82,0	

*Näytteessä havaittu hiushalkeamia ennen koetta.

Taulukko 11. Espoon pilari- ja laboratorionäytteistä tehtyjen puristuskokeiden tulokset.

Espoo	Pystysuorat pilarinäytteet			Suunnatut pilarinäytteet				Laboratorionäytteet		
	Näyte:	p1	p2	p3	ps4	ps5	ps6	ps7	plab8	plab9
Tilavuuspaino [kN/m ³]	15,9	15,8	17,1	15,7	16,7	16,5	16,9	17,6	17,4	
Lujittumisaika [vrk]	46,0	47,0	48,0	47,0	48,0	49,0	57,0	40,0	40,0	
Sideainepitoisuus [kg/m ³]	190,0		130,0	190,0	200,0					
τ_{\max} [kPa]	110,0	103,0	66,0	106,0	128,0	157,0	112,0	463,0	500,0	
$\epsilon_{1\max}$ [%]	1,1	1,1	0,5	0,9	1,0	0,9	0,5	1,8	1,6	
E_{50} [MPa]	33,0	30,0	45,0	33,0	66,0	44,0	56,0	104,0	114,0	

Puristuskokeilla saavutetut pilarinäytteiden leikkauslujuudet ovat hyvin alhaiset ja hajonta suurta. Pilarimateriaali oli haurasta ja tulosten mukaan myös varsin epähomogeenistä, sillä samasta pilarista samalta syvyydeltä tehtyjen näytteiden lujuuksissa esiintyi huomattavia eroja, kuten esimerkiksi Muurlan pilarinäytteillä p1 - p3. Pilarinäytesarjat porattiin koepilareista pääsääntäisesti samaan aikaan, mutta puristuskokeet on tehty hieman eri ikäisinä. Muurlan pilarinäytteillä voidaan varovaisesti arvioida tapahtuneen lujittumista vielä porausten jälkeen, sillä näytteiden lujuus kasvaa puristusian mukana. Samanlainen havainto voidaan päätellä myös kolmiakσιαalikokeiden tulosten perusteella. Espoon näytteillä tulosten hajonta on pienempää. Suurin hajonta johtuu pilarien syvyysuuntaisesta epähomogeenisuudesta.

Kuvissa 45 ja 46 esitetään kaikkien kokeiden leikkauslujuuden ja kimmomoduulin E_{50} välinen riippuvuus. Puristuskoe tuloksia verrattaessa havaitaan Espoon suunnattujen näytteiden leikkauslujuuden olevan suurempi kuin pystysuorien näytteiden. Tämä saattaa kuitenkin olla virhepäätelmä, sillä todennäköisesti ero johtuu näytteiden ps5 ja ps6 sijainnista lujemmassa pilarikohdassa 2,1 m syvyydessä. Myöskään Muurlan pilarinäytteiden puristuskoe tuloksissa ei havaita näytteiden suunnasta johtuvaa eroavaisuutta. Espoon pilarinäytteiden leikkauslujuuden ja kimmomoduulin välinen riippu-

vuussuhde on huomattavan suuri $E_p = 400 \cdot \tau_p$ ja se poikkeaa selvästi muista. Laboratoriossa valmistettujen näytteiden puristuslujuudet ja kimmo-moduulin arvot ovat monikertaiset verrattuna pilarinäytteiden vastaaviin tuloksiin, mikä johtunee huomattavasti homogeenisemmasta sideaineen sekoituksesta ja ehjimmistä näytteistä. Espoon laboratorionäytteiden suurempi lujuus selittyi osittain niiden Muurlan laboratorionäytteitä pidemmällä lujittumisajalla.

6.3.3 Kolmiaksaalikokeet

Koepilareista poratuille pystysuorille ja suunnatuille näytteille tehtiin avoimet kolmiaksaalikokeet. Kummastakin nostokohteesta tehtiin mitoitusleikkauslujuudeltaan 200 kPa pilareista valmistetuille näytteille rinnakkaiskokeet. Selli-paineena käytettiin kaikissa sarjoissa kolmea eri arvoa; 35, 70 ja 150 kPa. Kolmiaksaalikokeet tehtiin vakioidulla kuormitusnopeudella 0.015 mm/min ja niiden tulokset on esitetty taulukoissa 12 (Muurla) ja 13 (Espoo). Lisäksi liitteessä 2 on esitetty kolmiaksaalikokeilla määritetyt leikkauslujuus-muodonmuutoskuvaajat sekä tulosten perusteella piirretyt Mohrin ympyrät.

Taulukko 12. Muurlan pilarinäytteistä tehtyjen kolmiaksaalikokeiden tulokset.

Muurla	Pystysuorat pilarinäytteet						Suunnatut pilarinäytteet					
	35 kPa		70 kPa		150 kPa		35 kPa		70 kPa		150 kPa	
Näyte:	k2	k5	k1	k4	k3*	k6*	ks2	ks5	ks1	ks4	ks3	ks6
Pilari/syvyys [m]	p6/1,8	p5/1,1	p6/1,2	p5/1,1	p6/1,8	p5/1,1	p5/1,8	p5/1,8	p5/1,8	p5/1,8	p5/1,8	p5/1,8
Tilavuuspaino [kN/m ³]	16,6	16,8	16,4	16,7	16,5	16,6	16,3	16,2	16,3	16,2	16,2	16,1
Lujittumisaika [vrk]	38,0	44,0	35,0	43,0	39,0	45,0	41,0	47,0	40,0	46,0	42,0	48,0
Sideainepit.[kg/m ³]	360,0	230,0		210,0				250,0	180,0			
τ_{max} [kPa]	244,0	380,0	326,0	339,0	356,0	435,0	218,0	220,0	277,0	252,0	352,0	366,0
ϵ_{1max} [%]	1,2	1,1	1,1	1,3	2,8	2,7	0,6	1,0	1,8	1,8	2,1	3,0
E_{50} [MPa]	42,0	93,0	88,0	89,0	82,0	70,0	106,0	62,0	46,0	61,0	88,0	76,0
E_{max} [MPa]	53,0	98,0	91,0	96,0	82,0	70,0	107,0	63,0	49,0	61,0	88,0	76,0

* Näytteessä havaittu hiushalkeamia ennen koetta.

Taulukko 13. Espoon pilarinäytteistä tehtyjen kolmiaksaalikokeiden tulokset.

Espoo	Pystysuorat pilarinäytteet						Suunnatut pilarinäytteet					
	35 kPa		70 kPa		150 kPa		35 kPa		70 kPa		150 kPa	
Näyte:	k2	k5*	k1	k4	k3	k6	ks2	ks6	ks1	ks4	ks3	ks5
Syvyys [m]	2,1	1,7	2,1	1,7	2,1	1,7	2,1	1,9	2,1	1,9	2,1	1,9
Tilavuuspaino [kN/m ³]	16,5	15,9	16,5	16,0	16,6	15,6	16,1	16,6	16,8	17,0	16,2	16,7
Lujittumisaika [vrk]	44,0	50,0	43,0	49,0	45,0	54,0	47,0	57,0	46,0	55,0	48,0	56,0
Sideainepit.[kg/m ³]				140,0		150-390		30-50	160,0		150-400	10-50
τ_{max} [kPa]	218,0	190,0	238,0	211,0	418,0	344,0	256,0	201,0	272,0	210,0	442,0	340,0
ϵ_{1max} [%]	0,7	1,2	1,6	3,0	3,7	4,0	0,6	1,1	2,2	1,2	2,2	4,1
E_{50} [MPa]	108,0	67,0	70,0	32,0	53,0	51,0	120,0	79,0	58,0	64,0	93,0	43,0
E_{max} [MPa]	110,0	68,0	70,0	32,0	54,0	66,0	129,0	93,0	58,0	65,0	97,0	44,0

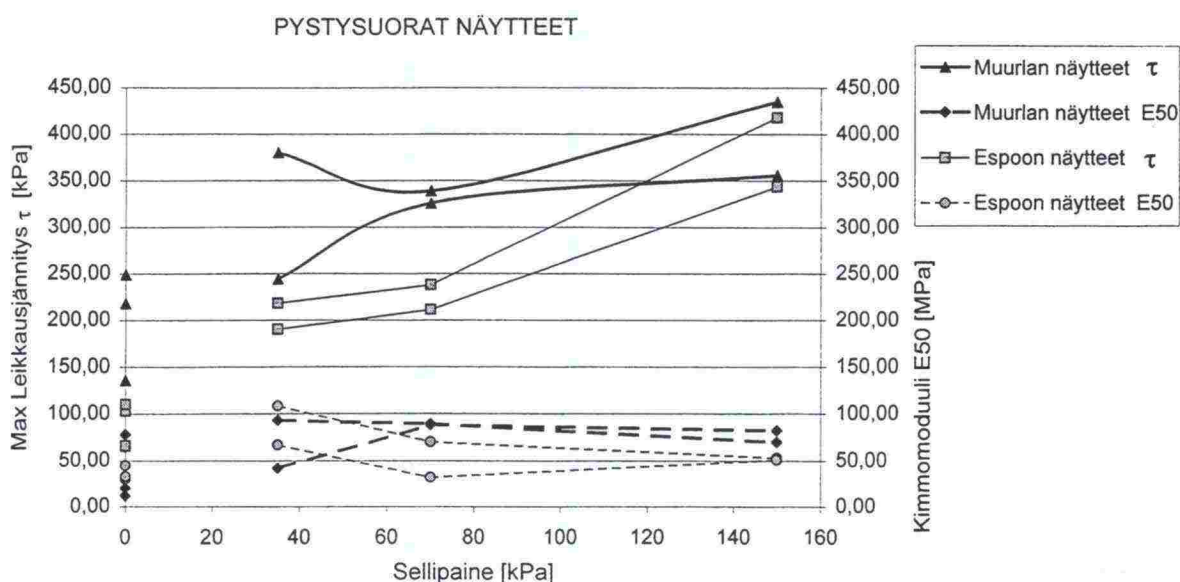
* Näytteessä havaittu hiushalkeamia ennen koetta.

Kolmiakσιαalikokeilla saavutetut leikkauslujuudet τ_{\max} ja kokoonpuristumat $\epsilon_{1\max}$ kasvavat johdonmukaisesti sellipaineen kasvun myötä. Rinnakkais-sarjojen välillä esiintyy kuitenkin huomattavaa hajontaa, mikä johtuu näytteiden poraamisesta eri syvyyksiltä. Koepilarien lujuusominaisuudet ovat syvyyssuunnassa hyvin epähomogeeniset. Muurlan koepilarista p5 syvyydeltä 1,1 m tehdyt pilarinäytteet ovat selvästi rinnakkaisnäytteitä lujempia, mutta syvyydeltä 1,8 m tehdyt kaikki suunnatut näytteet ovat hyvin homogeenisiä lujuudeltaan. Espoon yhdestä ja samasta koepilarista porattujen pilarinäytteiden leikkauslujuuden riippuvuus poraussyvyydestä on erittäin selvä. 2,1 m syvyydeltä tehdyt näytteet ovat huomattavasti lujempia kuin vastaavat 1,7 ja 1,9 m syvyydeltä tehdyt näytteet. Tämä vastaa puristuskokeiden perusteella tehtyä päätelmää. Kolmiakσιαalikokeiden tuloksia on käsitelty tarkemmin kappaleessa 6.4.

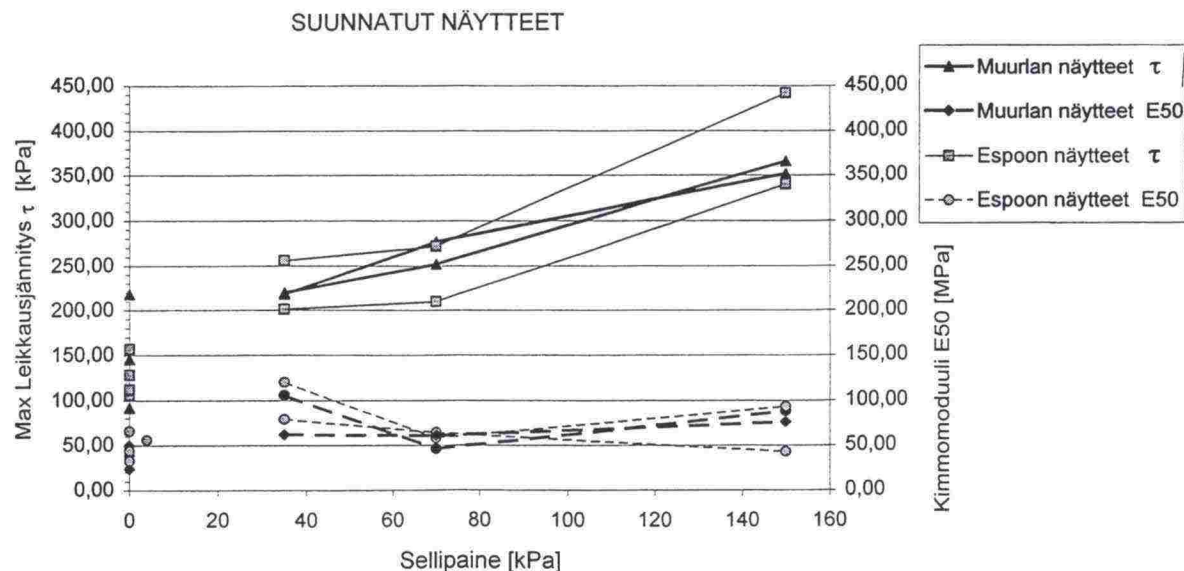
6.4 Tulosten tulkinta ja hyödyntäminen

6.4.1 Sellipaineen merkitys lujuusparametreihin τ_{\max} ja E_{50}

Kuvissa 45 ja 46 esitetään eri sellipaineilla tehtyjen kolmiakσιαalikokeiden sekä ilman sellipainetta tehtyjen puristuskokeiden maksimi leikkauslujuudet ja vastaavat kimmomoduulin E_{50} arvot. Tulokset on esitetty pystysuorien ja suunnattujen näytteiden osalta eri kuvissa, jolloin pystytään tarkastelemaan erisuuntaisten näytekkappaleiden eroja.



Kuva 45. Pystysuorien pilarinäytteiden leikkauslujuudet ja kimmomoduulit sellipaineilla 0, 35, 70, ja 150 kPa.



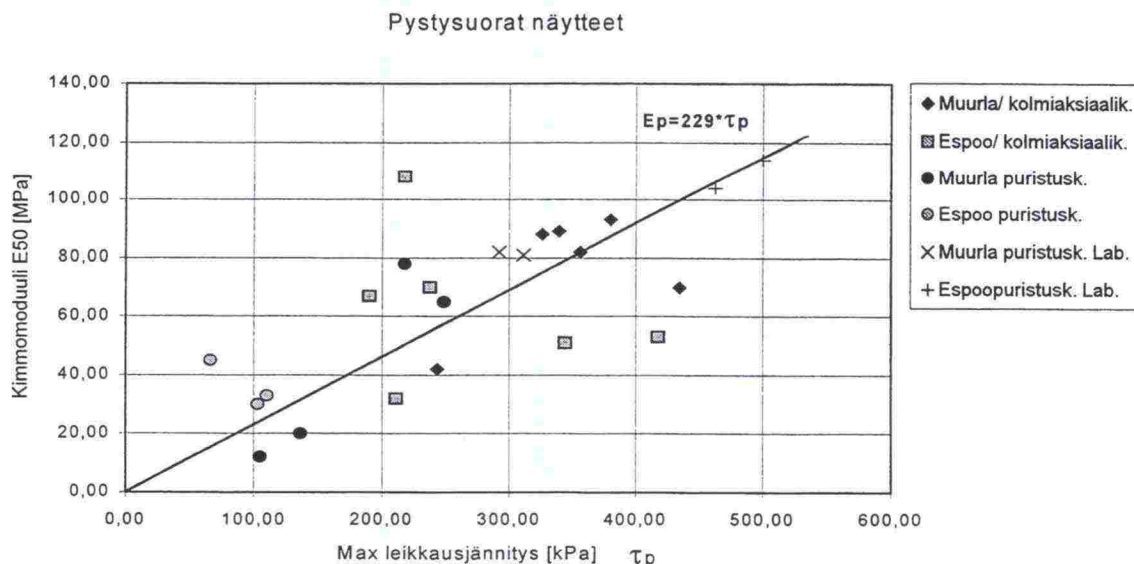
Kuva 46. Suunnattujen pilarinäytteiden leikkauslujuudet ja kimmomoduulit sellipaineilla 0, 35, 70, ja 150 kPa.

Kuvista nähdään pystysuuntaisten ja suunnattujen näytteiden tulosten olevan hyvin lähellä toisiaan, eikä suuria eroja ole havaittavissa. Muurlan pilarinäytteillä pystysuuntaisten näytteiden leikkauslujuudet näyttävät olevan 10...20 % suuremmat kuin suunnatuilla näytteillä, mutta Espoon pilarinäytteiden leikkauslujuudet ovat lähestulkoon samat näytteen suunnasta riippumatta. Tarkemmin tuloksia tarkasteltaessa löydetään syy Muurlan erisuuntaisten pilarinäytteiden lujuuseroon. Suunnatut näytteet on tehty kaikki 1,8 m syvyydestä, mutta pystysuorista näytteistä neljä on tehty lähellä maanpintaa 1,1...1,2 m syvyydellä olevasta lujemmasta materiaalista. Nämä neljä pilarinäytettä poikkeavat lujuudeltaan selvästi muista näytteistä ja vääristävät tuloksia. Pilarinäytteiden kimmomoduulien E_{50} perusteella ei voida tehdä päätelmiä eri suuntaisten pilarinäytteiden ominaisuuksien välillä, sillä tulokset ovat samansuuruiset ja hajonta ristiriitaista. Tulosten perusteella voidaan todeta, että pystysuuntaisten ja suunnattujen näytteiden lujuuksissa ja jäykkyyksissä ei ole sanottavaa eroavaisuutta.

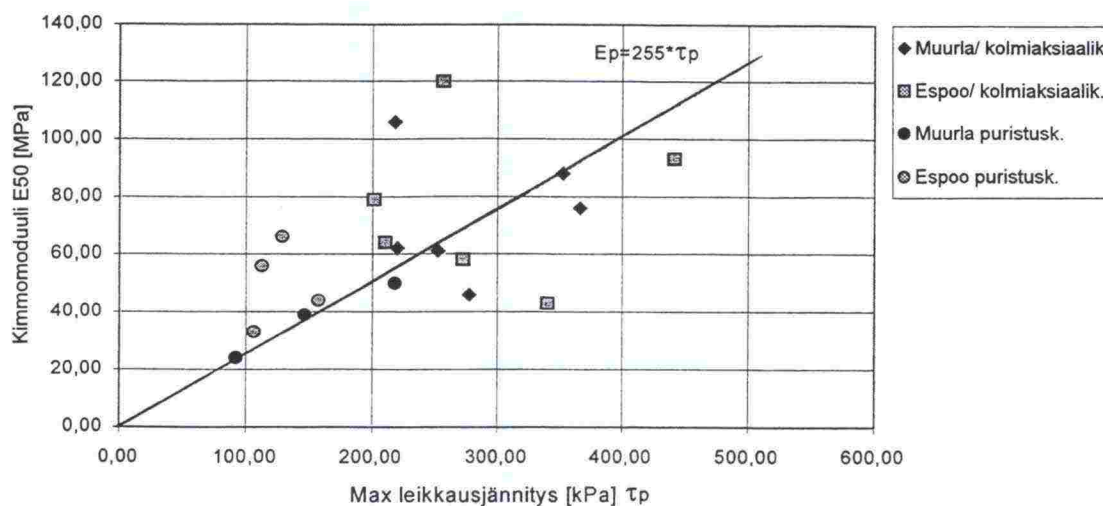
Näytekkappaleiden suuri lujuus-, sideainepitoisuus- sekä syvyshajonta haittaavat myös Espoon ja Muurlan pilarinäytteiden välistä lujuusvertailua. Muurlan pystysuuntaiset näytteet ovat selvästi lujempia kuin Espoon näytteet. Maksimi leikkauslujuusero on 100 kPa, mutta ero pienenee vähäiseksi sellipaineen kasvaessa. Myös kimmomoduuli on Muurlan näytteillä hieman suurempi kuin Espoon pystysuuntaisilla näytteillä. Suunnattujen näytteiden leikkauslujuuksissa ja kimmomoduuleissa ei ole eroa Muurlan ja Espoon pilarinäytteiden välillä.

6.4.2 Leikkauslujuuden ja kimmomoduulin välinen riippuvuus

Kuvassa 47 esitetään pystysuorien näytteiden ja kuvassa 48 suunnattujen näytteiden maksimi leikkauslujuuden ja kimmomoduulin välinen riippuvuus.



Kuva 47. Pystysuorien näytteiden leikkauslujuuden ja kimmomoduulin välinen suhde.



Kuva 48. Suunnattujen näytteiden leikkauslujuuden ja kimmomoduulin välinen suhde.

Pystysuorien näytteiden riippuvuuksien hajonta on hieman vähäisempää kuin suunnatuilla näytteillä. Espoon pilarinäytteillä leikkauslujuuden ja kimmomoduulin riippuvuus vaihtelee suuresti ja tuloksista on vaikea päätellä regressiosuoran paikkaa. Sitä vastoin Muurlan pilarinäytteillä hajonta on huomattavasti pienempää ja tulosten perusteella voidaan helpommin pää-

tellä lineaarisen regressiosuoran paikka. Piirrettäessä regressiosuorat *kuviin 47 ja 48* Muurlan pilarinäytteiden tulosten perusteella nähdään myös Espoon tulosten sijoittuvan melko tasaisesti näiden suorien ympärille. Tämän perusteella voidaan päätellä Muurlan ja Espoon pilarinäytteiden leikkauslujuuksien ja kimmomoduulien välisen riippuvuuden vastaavan melko hyvin toisiansa

Taulukko 14. Eri kokeiden ja näytteiden perusteella määritetyt kimmomoduulin suhteet näytteiden leikkaus- ja puristuslujuuteen.

	E_p	E_p	τ_p määrittäminen
Kaikki kokeet	$120 * \sigma_p$	$239 * \tau_p$	66...500 kPa
Muurla, kaikki kokeet	$120 * \sigma_p$	$241 * \tau_p$	92...435 kPa
Espoo, kaikki kokeet	$118 * \sigma_p$	$236 * \tau_p$	66...500 kPa
Kolmiaksiaalikoeteet kaikki	$115 * \sigma_p$	$231 * \tau_p$	190...442 kPa
Puristuskokeet, pilarinäytteet	$147 * \sigma_p$	$295 * \tau_p$	66...249 kPa
Puristuskokeet, laboratorionäytteet	$119 * \sigma_p$	$239 * \tau_p$	292...500 kPa
Kolmiaksiaalikoeteet, pystysuorat näytteet	$108 * \sigma_p$	$216 * \tau_p$	190...435 kPa
Kolmiaksiaalikoeteet, suunnatut näytteet	$124 * \sigma_p$	$248 * \tau_p$	201...442 kPa
Puristuskokeet, pystysuorat näytteet	$141 * \sigma_p$	$282 * \tau_p$	66...249 kPa
Puristuskokeet, suunnatut näytteet	$155 * \sigma_p$	$309 * \tau_p$	92...218 kPa

σ_p pilarin puristuslujuus

τ_p pilarin leikkauslujuus

Taulukossa 14 esitetään eri kokeiden perusteella määritettyjä riippuvuus-suhteita Muurlan ja Espoon pilarinäytteille. Taulukon tulosten perusteella pilarinäytteiden kimmomoduulin suhde puristus- ja leikkauslujuuteen on jonkin verran riippuvainen määrittämisestä sekä näytteiden suunnasta. Kolmiaksiaalikoeteilla saavutettu riippuvuussuhde on ollut yli 20 % pienempi kuin puristuskokeilla saavutettu suhde. Keskimääräiset riippuvuussuhteet ovat $E_p = 240 * \tau_p$ ja $E_p = 120 * \sigma_p$, mitkä tulokset on saavutettu myös laboratorionäytteillä 30 vrk:n puristuskokeissa. Pilarinäytteiden puristuskokeilla määritetty suhde on ollut paljon suurempi $E_p = 295 * \tau_p$. Tämä on seurausta pilarinäytteiden selvästi alhaisemmista kimmomoduuleista, mikä johtunee pilarinäytteiden suuremmista raoista ja halkeamista laboratorionäytteisiin verrattuna. Ekström on esittänyt, että pilarien kimmomoduulia ei pitäisi määrittää laboratorionäytteiden perusteella /3/.

6.4.3 Tehokkaat lujuusparametrit

Kolmiaksaali- ja puristuskokeiden perusteella pilarinäytteille on määritetty tehokkaat lujuusparametrit Mohrin jännitysympyröiden perusteella. Taulukossa 15 esitetään lujuusparametrien arvot määritettynä pelkästään kolmiaksaalikokeiden perusteella sekä lujuusparametrit, joiden määrittämisessä on otettu huomioon kolmiaksaalikokeiden lisäksi samalta syvyydeltä tehdyt puristuskokeet.

Taulukko 15. Lujuuskokeiden perusteella määritetyt tehokkaat parametrit.

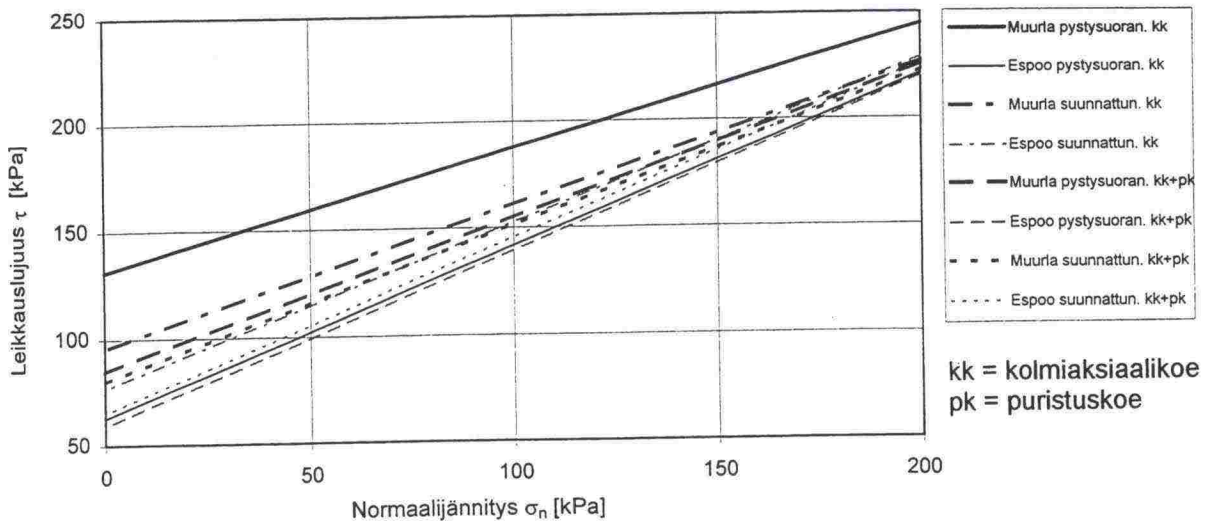
Nosto- paikka	Näyte- syvyys [m]	Näytteet: kolmiaksaalikoe	c [kPa]	ϕ [°]	Näytteet: kolmiaksaali- ja puristuskoe	c [kPa]	ϕ [°]
Muurla	1,2 & 1,8	k1, k2, k3	130,9	29,6	k2, k3, p1, p2, p3	85,0	35,0
Muurla	1,1	k4, k5, k6	197,5	26,2	k4, k6, p4	135,0	33,5
Muurla	1,8	ks1, ks2, ks3	102,6	32,1	ks1, ks2, ks3, ps6	80,0	35,5
Muurla	1,8	ks4, ks5, ks6	88,2	34,5	ks4, ks5, ks6, ps6	80,0	35,5
Espoo	2,1	k1, k2, k3	60,2	40,7	k1, k2, k3	60,0	40,5
Espoo	1,7	k4, k5, k6	65,3	35,8	k4, k5, k6, p1, p2	58,0	37,0
Espoo	2,1	ks1, ks2, ks3	81,3	39,6	ks1, ks2, ks3, ps5, ps6	70,0	41,0
Espoo	1,9	ks4, ks5, ks6	71,8	34,7	ks4, ks5, ks6, ps7	60,0	36,5

Koetulosten perusteella on Muurlan pilarinäytteille määritetty Espoon pilari-näytteitä suurempi koheesio ja pienempi kitkakulma. Ottamalla huomioon kolmiaksaalikokeiden lisäksi puristuskokeiden tulokset parametrien määrittämisessä, saadaan koheesiolle pienempiä arvoja ja kitkakulmalle hieman suurempia arvoja. Tämä selittyy puristuskokeista saaduilla alhaisilla leikkauslujuuksilla ja näiden perusteella syntyvillä matalilla Mohrin ympyröillä. Muurlan 1.1 m syvyydestä tehdyillä pilarinäytteillä leikkauslujuus on noin 50 kPa suurempi kuin muilla näytteillä. Tämä lujuusero tuli esille selvästi myös puristus- ja kolmiaksaalikokeiden leikkauslujuuksissa. Tähän voi olla syynä näiden pilarinäytteiden sijaitseminen kuivakuoren alueella, sillä näytteiden tilavuuspaino oli suurempi ja vesipitoisuus pienempi kuin muilla Muurlan pilarinäytteillä.

Muurlan pilarinäytteillä pystysuuntaisten ja suunnattujen näytteiden tehokkailla parametreilla on selvä ero, mikä käy selville taulukosta 16. Tässä taulukossa ei ole huomioitu Muurlan 1.1 m syvyydestä tehtyjen näytteiden lujuustuloksia. Pystysuuntaisilla näytteillä koheesio on suurempi, mutta kitkakulma pienempi kuin suunnatuilla näytteillä. Espoon pilarinäytteillä pystysuorien näytteiden koheesio on puolestaan hieman pienempi kuin suunnatuilla näytteillä, mutta kitkakulman arvoissa ei pystysuuntaisten ja suunnattujen näytteiden välillä ole eroa. Kuvassa 49 esitetään taulukon 16 arvojen perusteella määritetyt murtosuorat normaalijännityksen funktiona.

Taulukko 16. Pystysuorien ja suunnattujen näytteiden keskimääräiset tehokkaat parametrit.

Näyte	kolmiakσιαalikoe		kolmiakσιαali- ja puristusko	
	c [kPa]	ϕ [o]	c [kPa]	ϕ [o]
Muurla pystysuorat näytteet	130,9	29,6	85,0	35,0
Muurla suunnatut näytteet	95,4	33,3	80,0	35,5
Espoo pystysuorat näytteet	62,8	38,3	59,0	38,8
Espoo suunnatut näytteet	76,6	37,2	65,0	38,8



Kuva 49. Taulukon 16 arvojen perusteella piirretyt murtosuorat.

Tehokkaiden parametrien ja murtosuorien perusteella nähdään Muurlan pilarinäytteiden leikkauslujuuden olevan suurempi pienillä normaalijännityksen arvoilla. Normaalijännityksen lisääntyessä kitkan osuus leikkauslujuudesta kasvaa, jolloin Espoon pilarinäytteiden leikkauslujuus lähestyy Muurlan pilarinäytteiden lujuutta. Normaalijännityksellä 400 kPa kaikkien murtosuorien leikkauslujuus on hyvin lähellä toisiansa, minkä jälkeen Espoon pilarinäytteiden leikkauslujuus on suurempi kuin Muurlan näytteiden.

6.4.4 Eri menetelmillä saatu jen lujuusparametrien vertailu

Muurlasta nostettujen koepilarien läheisyydestä on tehty ödömetrikokeet syksyllä 1997. Koetulosten ja syvyystietojen perusteella koepilaripätkät ovat sijainneet ylikonsolidoituneessa savessa, missä konsolidaatiojännitys on ollut 43.5 kPa ja saven kokoonpuristuvuusmoduuli M noin 800 kPa. Saven kokoonpuristuvuusmoduulin M ja avoimen tilan muodonmuutosmoduulin E_d välillä on olemassa riippuvuusyhtälö 87, mikä on johdettu Hooken laista /23/.

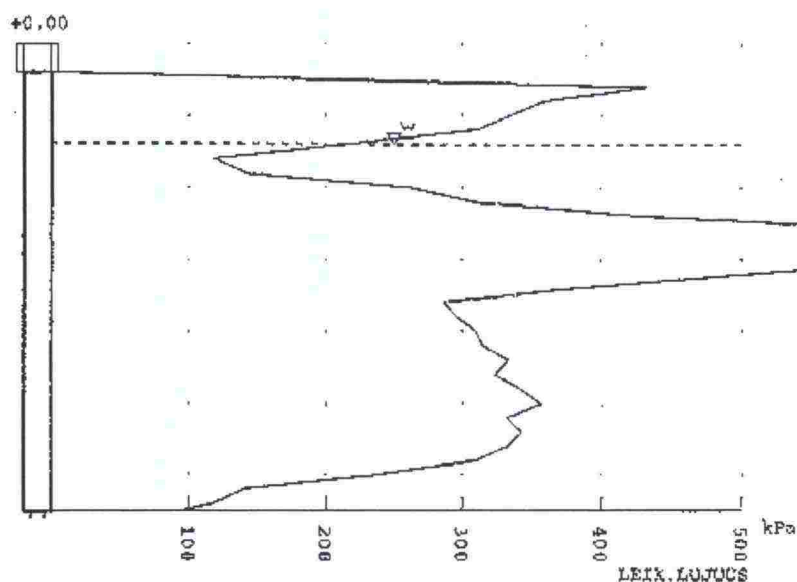
$$E_d = \beta_0 M \quad (87)$$

$$\beta_0 = \frac{1 - \nu_d - 2\nu_d^2}{1 - \nu_d} = \frac{(1 + \nu_d)(1 - 2\nu_d)}{1 - \nu_d} \quad (88)$$

E_d	avoimen tilan muodonmuutosmoduuli jännitysvälillä $\Delta\sigma$
ν_d	Poissonin vakio avoimessa tilassa
M	koonpuristuvuusmoduuli jännitysvälillä $\Delta\sigma$

Arvioimalla Muurlan saven Poissonin luvuksi 0.3, saadaan kertoimen β_0 (yhtälö 88) arvoksi ~ 0.75 . Näin saven avoimen tilan muodonmuutosmoduuliksi E_d voidaan määrittellä tulos $800 \text{ kPa} \cdot 0.75 = 600 \text{ kPa}$. Puristuskokeilla Muurlan pilarinäytteiden kimmomoduuliksi saatiin 12...78 MPa ja kolmiaksaalikoikeilla 42...106 MPa. Hajonta on ollut suurta ja tällöin pilarin kimmomoduulin saatiin olevan 20...177 kertainen maan kimmomoduuliin verrattuna. Laboratorionäytteiden kimmomoduuleiksi määritettiin puristuskokeilla 81 ja 82 MPa, jolloin suhde on 136 kertainen.

Pilarien lujuusparametrejä voidaan arvioida pilarinäytteistä tehtyjen kolmiaksaalikoikeiden sekä laboratorio- ja pilarinäytteistä tehtyjen puristuskokeiden perusteella. Lisäksi Muurlassa tehtiin koepilarille puristinheijarikairaus, jonka tuloksesta on määritettävissä pilarin leikkauslujuus.



Kuva 50. Muurlan koepilarin puristinheijarikairaus. Pilarin pituus 6.5 m.

Kuvassa 50 esitetään Muurlan koepilarille ennen ylösnostoa tehdyn puristinheijarikairauksen leikkauslujuuskuvaaja. Pilarin mitoitussuikkauslujuus oli 200 kPa, jonka pilari on pääsääntöisesti saavuttanut hyvin. Huippuleikkauslujuus on yli 600 kPa, mutta noin 1...2 m syvyydessä olevassa heikkousvyöhykkeessä leikkauslujuus on ainoastaan reilut 110 kPa. Tämä heikkousvyöhyke

esiintyi myös läheisistä pilareista tehdyissä pilarikairauksissa ja se sijaitsee syvyydellä, mistä 2 m koepilaripätkät nostettiin. Ikävä kyllä kairaustulokset olivat käytettävissä vasta pilarien nostamisen jälkeen. Näin nostetuissa pilaripätkissä oleva materiaali oli syvyyssuunnassa epähomogeenista lujuudeltaan, mikä todettiin jo aikaisemmin lujuuskokeiden tulosten perusteella. Kairaustulos ja puristuskokeiden tulokset vastaavat hyvin toisiansa 100...200 kPa, vaikka kairauksella ei pilarin vaakasuuntaista epähomogeenisuutta havaitakaan.

Taulukossa 17 esitetään Muurlasta ja taulukossa 18 Espoosta eri menetelmillä määritetyt pilarien ja pohjamaan lujuusparametrit pystysuuntaisille näytteille. Kolmiaksaalikokeen tuloksina on käytetty 35 kPa sellipaineella määritettyjä tuloksia.

Taulukko 17. Muurlan pilarien keskimääräiset pystysuuntaiset lujuusarvot eri menetelmillä määritettynä.

Koemenetelmä	Ödö+kartiokoe (pohjamaa)	Puristuskoe (laboratorionäyte)	Puristuskoe (pilarinäyte)	Kolmiaksaalikoe	Puristinhejarikairaus
Leikkauslujuus τ	7 kPa	301 kPa	177 kPa	312 kPa	110...200 kPa
Kimmomoduuli E_{50}	0.6 Mpa	82 Mpa	44 MPa	68 MPa	--

Taulukko 18. Espoon pilarin keskimääräiset pystysuuntaiset lujuusarvot eri menetelmillä määritettynä.

Koemenetelmä	Siipi+kartiokoe (pohjamaa)	Puristuskoe (laboratorionäyte)	Puristuskoe (pilarinäyte)	Kolmiaksaalikoe
Leikkauslujuus τ	7 kPa	482 kPa	93 kPa	204 kPa
Kimmomoduuli E_{50}	---	109 Mpa	36 Mpa	88 Mpa

Kuten taulukoista 17 ja 18 nähdään, pilarien lujuusarvot ovat hyvin pitkälti riippuvaisia käytetystä määritysmenetelmästä. Pilarien mitoitussleikkauslujuus 200 kPa on saavutettu hyvin laboratorionäytteillä tehdyillä puristuskokeilla. Ottaen huomioon, että näiden laboratorion stabiloitavuuskokeiden perusteella yleensä mitoitetaan pilarien oikea sideainepitoisuus ja lujuus, pilari-näytteistä määritetyt lujuustulokset ovat varsin alhaiset. Espoon näytteillä lujuusero on jopa 5 -kertainen ja muodonmuutosmoduulien ero 3 -kertainen. Tämä todistaa hyvin kuinka huonosti laboratorionäytteet vastaavat pilari-näytteitä. Stabiloitavuuskokeiden perusteella mitoitettaessa tulisi laboratoriolujuuksia redusoida riittävästi. Redusointikertoimien tulisi tarkastelun mukaan olla noin 0.2...0.5, jotta lujuudet vastaisivat pilarien puristuslujuuksia. Verrattaessa Muurlan pilarinäytteiden puristuslujuuksia mitoitussleikkauslujuuteen 200 kPa on redusointi kaikkien näytteiden osalla ollut 0,46...1,25 ja Espoon vastaavilla näytteillä 0,33...0,79. Nykyisin on lujilla pilareilla toteutetuissa stabilointikohteissa laboratoriolujuuksia redusoitu noin puolella mitoitussleikkauslujuutta varten.

Uotinen on tarkastellut selvityksessään maastossa eri kairausmenetelmillä määritettyjen leikkauslujuuksien suhdetta laboratorionäytteiden puristuskokeista määritettyihin leikkauslujuuksiin. Hänen tarkastelussa kävi myös selville, että laboratorionäytteiden lujuus hyvin harvoin vastaa pilarien lujuutta, sillä lujuussuhteiden hajonta muodostui hyvin suureksi. Heikoimmillaan pilarien leikkauslujuus oli 20...25 % ja parhaimmillaan 400 % laboratorionäytteiden leikkauslujuudesta, mutta keskimäärin pilarilujuudet olivat 30 % suuremmat kuin laboratoriossa määritetyt /35/.

Kolmiaksiaalikoikeilla mitoitusleikkauslujuus 200 kPa ylitettiin yhtä pientä poikkeusta lukuun ottamatta. 35 kPa sellipaineella tehdyillä kolmiaksiaalikoikeilla saatiin kaksinkertaiset leikkauslujuustulokset ilman sellipainetta tehtyihin puristuskokeisiin verrattuna. Sellipaineen lisäys siis kasvattaa pilarinäytteiden lujuutta merkittävästi. Pilarit ovat hauraimpia sivupaineen ollessa olematon, koska sellipaine pitäisi rakeet lujemmin yhdessä. Näin ollen pilarien leikkauslujuus on pienimmillään lähellä maanpintaa, missä sivupaine on pienimmillään, ja kasvaa tästä tasaisesti syvyyden mukana. Tätä teoriaa puoltavat lujuustulokset, mitkä saadaan kolmiaksiaalikoikeilla määritettyjen tehokkaiden lujuusparametrien perusteella. Pilarien leikkauslujuudet ovat merkittävästi riippuvaisia normaalijännityksen suuruudesta ja kasvavat tämän funktiona. Pienellä normaalijännityksellä 20 kPa saadaan Muurlan pystysuuntaisille pilarinäytteille keskimääräiseksi leikkauslujuudeksi 142 kPa ja Espoon pilarinäytteille 79 kPa, kun puolestaan suurella normaalijännityksellä 150 kPa laskettaessa leikkauslujuudeksi Muurlan pilarinäytteille saadaan 216 kPa ja Espoon näytteille 181 kPa.

6.4.5 Tulosten vertailu kirjallisuuteen

Kirjallisuudesta on löydettävissä muutamia kalkkisementtipilareista tehtyjen avointen kolmiaksiaalikoikeiden tuloksia, mitkä kylläkin on useimmiten tehty laboratoriossa valmistetuista näytteistä. Åhnberg et al. ovat tutkimuksissaan määritelleet vedellä kyllästettyjen kalkkisementtipilarien residuaalikitkulman olevan 35...47° suurilla muodonmuutoksilla, sekä todenneet tämän olevan yleensä hieman suuremman kuin huippukitkulman /38/. Lisäksi he ovat määritelleet pilarin tehokkaan koheesion c' olevan 26...48 % puristuskokeella saadusta suljetusta leikkauslujuudesta. Tämän työn yhteydessä tehtyjen kokeiden perusteella edellä mainituksi suhteeksi saadaan Muurlan pystysuuntaisilla näytteillä noin 74 % ja Espoon näytteillä noin 68 %. Tässä on otettava huomioon, että tulokset saatiin koepilareista tehdyistä näytteistä joilla varsinkin puristuslujuus on selvästi alhaisempi kuin laboratoriossa valmistetuilla näytteillä.

Ekström on määritellyt kalkkisementtipilarin muodonmuutosmoduulin olevan $100...200 * \tau_p$ ja sementtipilarin $150...250 * \tau_p$ jännitysvälillä 200...400 kPa /6/. Kivelö totesi tutkimuksissaan muodonmuutosmoduulin olevan noin $E_p = 200 * \tau_p$ /14/. Uotisen tekemässä selvityksessä määritettiin kalkkisementti-

seoksella stabiloidun maan puristuslujuuden ja kimmomoduulin väliseksi riippuvuudeksi $E_p = 71.84 * \sigma_p$, kun σ_p on ollut pääsääntöisesti < 500 kPa /35/. Kalkilla stabiloitaessa vastaavaksi suhteeksi saatiin $E_p = 56.79 * \sigma_p$ ja sementillä $E_p = 107.73 * \sigma_p$. Näytteet oli tehty laboratoriossa ja ne puristettiin 30 vrk ikäisinä. Tämän työn puristuskokeissa pilarinäytteiden maksimi muodonmuutokseksi ε_{1max} määritettiin 0.5...1.8 % ja kolmiakσιαalikokeissa 0.6...4.0 kasvaen melko tasaisesti sellipaineen lisäyksen myötä. Eri tutkimusten perusteella voidaan yleisesti olettaa pilarien muodonmuutoksen olevan 5 %, kun pilarin suljettu leikkauslujuus on pienempi kuin 100 kPa, 3 % kun leikkauslujuus on 100...300 kPa ja 1 % kun leikkauslujuus on suurempi kuin 300 kPa /3/.

Kappaleessa 5.2 on esitelty Kivelön tekemien suljettujen kolmiakσιαalikokeiden ja suorien leikkauskokeiden tuloksia, missä näytteitä ei oltu kyllästetty vedellä. Kolmiakσιαalikokeilla näytteiden leikkauslujuuksiksi oli saatu 450...800 kPa sellipaineen ollessa 60...80 kPa. Ilman sellipainetta tehdyissä puristuskokeissa näytesarjojen leikkauslujuuksiksi oli määritetty 371 ja 501 kPa. Nämä suljetut lujuustulokset ovat noin kaksinkertaiset meidän avointen kolmiakσιαalikokeiden tuloksiin verrattuna. Lisäksi Kivelön pilarinäytteistä määritettyjen kitkakulmien arvot olivat huomattavan korkeat 44...45°, mutta laboratorionäytteillä vain 30...40°. Broms on esittänyt käytettäväksi kalkkisementtipilarin tehokkaalle kitkakulmalle arvoja 30...35° ja suljetulle kitkakulmalle arvoa 30°, kun normaalijännitys on pienempi kuin 150 kPa /3/. Ehdotukset perustuvat osittain Kivelön tekemiin laboratoriotutkimuksiin. Kappaleessa 4.7 esitettävässä ruotsalaisten mitoitusmenetelmässä ehdotetaan tehokkaan koheesion arvoksi aktiivialueella 30 % ja leikkausalueella 10 % suljetun leikkauslujuuden arvosta, sekä pilarin tehokkaaksi kitkakulmaksi 30°, vaikka sen on todettu kolmiakσιαalikokeiden perusteella olevan 35...45° /5/.

Useiden tutkimusten perusteella on pilarien tehokkaan koheesion todettu vaihtelevan voimakkaasti eri pohjamaiden kesken. Lisäksi on todettu pilarien residuaalikoheesion olevan huomattavasti pienempi kuin huippukoheesion. Kivelö on määritellyt pilarien koheesion ja yksiakσιαalisella puristuskokeella saadun puristuslujuuden väliseksi suhteeksi 0.21...0.23 /14/. Taulukossa 16 esitettyjen parametrien ja pilarinäytteistä tehtyjen puristuskokeiden perusteella saadaan Muurlan pystysuorille/suunnatuille näytteille suhteeksi 0.37/0.31 ja Espoon pilarinäytteille 0.34/0.30. Tulosten eroavaisuutta voidaan osittain selittää Muurlan ja Espoon näytteiden suhteellisen alhaisilla puristuslujuuksilla. Kivelö esittää tutkimustensa perusteella mitoituksessa käytettävän koheesion residuaaliarvoa, mikä on noin puolet koheesion huippuarvosta /14/. Tällöin residuaalikoheesion arvo olisi Kivelön pilarinäytteillä noin 10 % ja Muurlan ja Espoon näytteillä noin 15 % näytteiden puristuslujuudesta. Tulokset ovat melko lähellä toisiansa ja osoittavat Kivelön ehdottamien suurten redusointikertoimien (s. 52) olevan paikallaan.

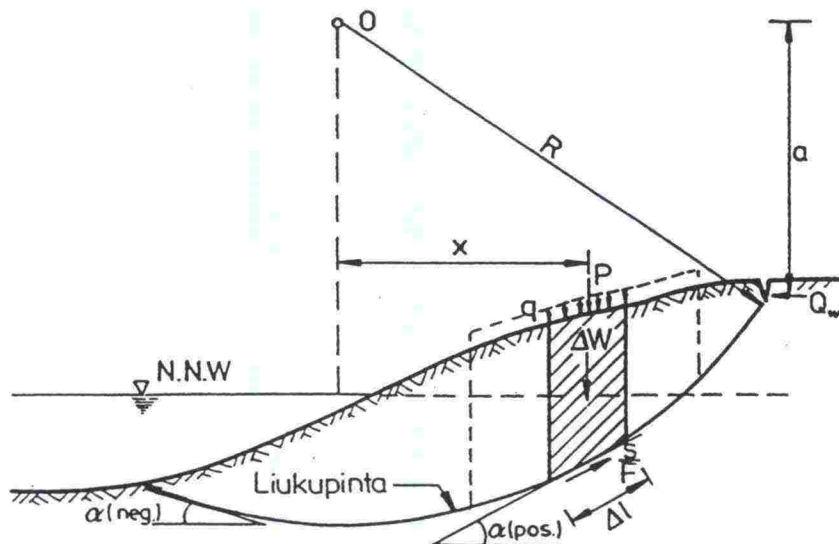
7 STABILITEETILASKENNAT

7.1 Laskentojen tavoite

Stabiliteettilaskentojen avulla tarkastellaan eri menetelmien ja ohjelmien soveltuvuutta syvästabiloidun penkereen vakavuuslaskentaan. Tarkastelussa keskitytään eri menetelmien käyttöön, niillä saatujen varmuustulosten vertailuun ja mahdollisten eroavaisuuksien selvittämiseen. Penkereen tai luisikan vakavuus voidaan määrittää usealla eri menetelmällä. Näistä valitaan tarkasteltaviksi yleisimmin käytössä olevat menetelmät sekä näihin soveltuvat laskentaohjelmat. Varsinkin Kivelön esittämällä uudella stabiliteetin laskentamenetelmällä saadut tulokset kiinnostavat, sillä sen teoria ja käyttö poikkeavat merkittävästi muista menetelmistä. Lisäksi tulosten perusteella arvioidaan liukupinnan aluejakoa ja lujuuksien redusointitarvetta.

7.2 Vakavuuden laskentamenetelmät

Pohjamaan olosuhteiden ja lujuuden ollessa säännöllinen, tarkastellaan luisien vakavuutta tavallisesti ympyränmuotoisia liukupintoja käyttäen. Näistä tavallisimpia ovat Felleniuksen 1927 ja Bishopin 1955 kehittämät menetelmät. Ympyränmuotoisen liukupinnan varmuuskerroin F lasketaan liukuympyrän keskipisteen suhteen muodostetun momenttitasapainoyhtälön avulla (kuva 51). Tällöin liukuva maamassa jaetaan pystysuoriin lamelleihin kuvan mukaisesti. Varmuuskerroin muodostuu vastustavien ja kaatavien voimien suhteesta yhtälöllä $89 / 10/$.



Kuva 51. Ympyränmuotoinen liukupintamenetelmä (Janbu et al. 1956), 10/.

$$F = \frac{R \sum s \Delta l}{Q a + \sum \Delta W x} \quad (89)$$

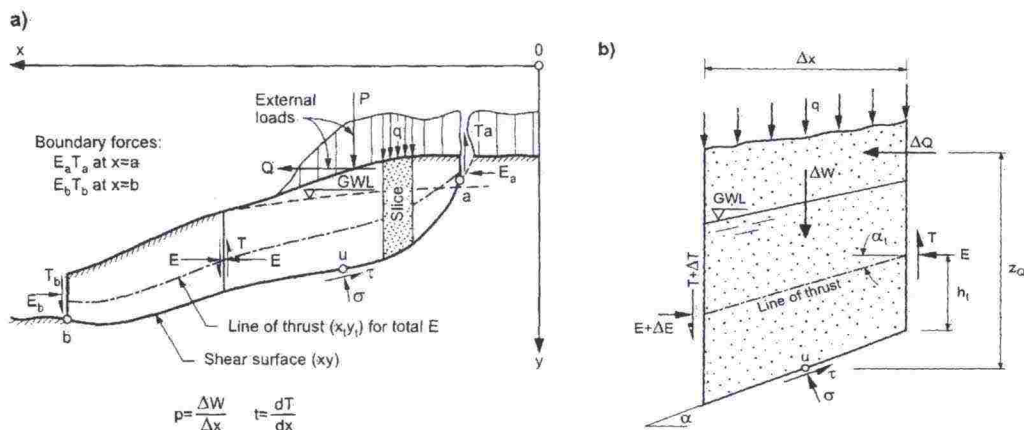
F	liukupinnan varmuuskerroin
R	liukupinnan säde
s	leikkauslujuus lamellin pituudella Δl
Δl	lamellin pohjan pituus
ΔW	lamellin paino
x	tarkasteltavan lamellin momenttivarsi
Qa	vaakavoiman momentti

Kun momenttitasapainoyhtälön lisäksi otetaan huomioon pystyvoimien tasapainoehto $\sum V = 0$, saadaan kokonaisvarmuuskerroin määritettyä Bishopin määrittämällä yhtälöllä 90 /7,10/.

$$F = \frac{\sum \left\{ [c' \Delta x + (\Delta W - u \Delta x) \tan \phi'] \frac{1}{\cos \alpha} \frac{1}{\tan \alpha \tan \phi'} \right\}}{Q \cos \alpha + \sum \Delta W \sin \alpha} \quad (90)$$

c'	koheesio
Δx	lamellin leveys
u	huokospaine
ϕ'	kitkakulma
α	liukupinnan kaltevuus vaakatasoon nähden

Mikäli pohjamaa sisältää erilaisia maakerroksia, joudutaan joskus käyttämään ympyräliukupinnoista poikkeavia liukupintoja, sillä murtopinta hakeutuu heikoimpiin kerroksiin. Tällöin liukupinnasta tulee pitkä ja laakea (kuva 52a). Lamellien välisten voimien vaikutus kasvaa, sillä liukupinta ei ole kinemaattisesti mahdollinen ilman lamellien välisiä siirtymiä /9/. Janbu on kehittänyt menetelmän GPS (Generalized Procedure of Slices) tällaisten liukupintojen tarkastelemiseksi, mikä perustuu lamellien voimien projektioyhtälöön vaakasuoran suunnan suhteen. GPS -menetelmän teoria on hyvin laaja ja melko monimutkainen. *Kuvissa 52a ja b* on esitetty menetelmässä käytetyt merkinnät, joihin liittyvä teoria on esitetty perusteellisesti lähteessä /11/.



Kuva 52. Janbun yleisessä lamellimenetelmässä käytetyt merkinnät /11/.

Lamellimenetelmissä, joissa otetaan myös lamellien välinen leikkausvoima T huomioon, tarvitaan jokin oletus T :n laskemiseksi. Esimerkiksi Morgenstern & Price yhtälöissä oletetaan, että T on vaakavoiman E funktio $T = \lambda \cdot (f(x)) \cdot E$, missä $f(x)$ on vapaasti valittava funktio ja λ on kerroin, jota muutetaan kunnes pienin varmuuskerroin F saavutetaan. Menetelmällä ei ole fysikaalista perustaa. Janbun menetelmässä oletetaan, että vaakavoiman E vaikutuslinja tunnetaan ja hyödynnetään momenttitasapainoehdot lamellien välissä leikkausvoiman T laskemiseksi. Oletus on fysikaalisesti mielekäs, sillä vaakavoiman m tunnetaan melko hyvin maanpaineteorian avulla /21/.

Janbu on ollut mukana kehittämässä myös kiilamenetelmää, missä maaluisakan vakavuutta tarkastellaan vaakasuorien voimien tasapainoyhtälöllä. Kiilamenetelmässä maamassa liukuu yhdestä tai useammasta suoraviivaisesta osasta koostuvaa liukupintaa pitkin. Penkereen alla oleva kiilamainen liukupinta, sekä lamelleissa vaikuttavat voimat esiteltiin Kivelön laskentamenetelmän tarkastelun yhteydessä kuvassa 37. Penkereen varmuus muodostuu kaatavien ja vastustavien voimien perusteella yhtälöllä 91 /25/.

$$F = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{(W_A + Q_A) + P_{AE} - (W_P + Q_P)} \quad (91)$$

7.3 Laskentojen lähtötiedot

7.3.1 Laskentatapaukset

Vakavuuslaskentoja varten on määritetty 12 erilaista stabiloitua pengertilannetta, mitkä on esitelty taulukoissa 19 ja 20. Näissä pengertapauksissa muuttuvina tekijöinä ovat penkereen korkeus, pohjamaan lujuus sekä pilarien lujuusominaisuudet. Laskentatapauksia muodostettaessa lähtökohtana oli kaksi erilajuista pohjamaata. Näin muodostettiin pohjamaatilanteet I ja II,

mitkä eroavat toisistaan kerroksen 2 lujuudessa. Seuraavaksi kummallekin pohjamaalle määritettiin penkereet A ja B siten, että penkereiden luonnontilaisiksi vakavuuksiksi tuli 0.8 ja 1.2. Näin oli muodostettu 4 erilaista pengertilannetta I A, I B, II A ja II B.

Vakavuuslaskennoissa ja FEM -tarkastelussa haluttiin keskittyä puolilujien ja lujien pilarien väliseen lujuusalueeseen ja tarkastella sen käyttäytymistä. Näin neljälle pengertilanteelle mitoitettiin kolme erilujista pilarointia, missä pilarien mitoitusleikkauslujuudet olivat 100, 200 ja 300 kPa. Tielaitoksessa käytössä olevan syvästabiloinnin mitoitusohjeen /32/ mukaisesti määritettiin pilariväli jokaiselle laskentatapaukselle puolilujien pilarien mitoituksella, sekä 300 kPa pilareille myös lujien pilarien mitoituksella. Kaikkia 12 laskentatapausta käytetään vakavuuslaskennoissa, sekä muutamaa laskentatapausta myös FEM -tarkastelujen yhteydessä.

Taulukko 19. Laskentapenkereet IA ja IB.

Laskentatapaus I

Maakerros	H [m]	w %	γ [kN/m ³]	Cu [kPa]	M [kPa]
1	1,0	50	17,1	30	4000
2	5,0	120	14,0	7	1000
3	4,0	100	14,5	15	1700

Pengertilanne

	A		B	
Penkereen korkeus [m]	H	1,6	H	3
Luonnontilainen vakavuus	F	1,20	F	0,80

Pilarien lujuudet

	FEM			FEM		
	1	2	3	1	2	3
Mitoitusleikkauslujuus [kPa]	100	200	300	100	200	300
E-moduuli [Mpa]	15,00	40,00	60,00	15,00	40,00	60,00
k/k-väli puolilujamit. [m]	1,00	1,40	1,60	0,80	1,10	1,30
k/k-väli lujamitoitus [m]			1,40			1,10
Pilarien peitto% puolil.	28	14	11	44	23	17

Taulukko 20. Laskentapenkereet IIA ja IIB.

Laskentatapaus II

Maakerros	H [m]	w %	γ [kN/m ³]	Cu [kPa]	M [kPa]
1	1,0	50	17,1	30	4000
2	5,0	120	14,0	15	1700
3	4,0	100	14,5	15	1700

Pengertilanne		A		B	
Penkereen korkeus [m]	H	3,4		6	
Luonnontilainen vakavuus	F	1,20		0,81	

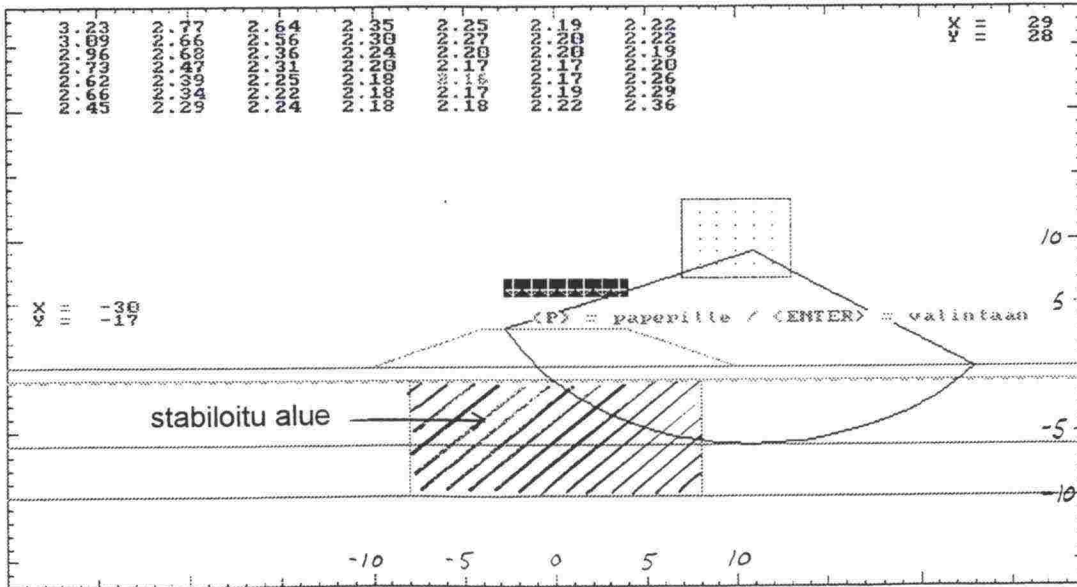
Pilarien lujuudet		1			2			3			FEM		
Mitoitusleikkauslujuus [kPa]		100	200	300	100	200	300	100	200	300	100	200	300
E-moduuli [Mpa]		15,00	40,00	60,00	15,00	40,00	60,00	15,00	40,00	60,00	15,00	40,00	60,00
k/k-väli puolilujamit. [m]		0,70	1,00	1,20	0,70	1,00	1,20	0,60	0,80	0,90	0,60	0,80	0,90
k/k-väli lujamitoitus [m]				1,00			1,00			0,80			0,80
Pilarien peitto% puolil.		56	28	20	56	28	20	0,79	44	35	0,79	44	35

7.3.2 Laskentaohjelmat ja mallintaminen

Fulgeo

Fulgeo on monipuolinen geotekninen ohjelmisto, joka on melko yleisessä käytössä iäisyydestään ja DOS -pohjaisuudestaan huolimatta. Fulgeo -vakavuuslaskentaohjelma perustuu Bishopin ympyräliukupintamenetelmään, missä käytetään niin sanottua $c - \phi$ menetelmää. Lähtöarvojen syötön jälkeen ohjelma iteroi vakavuuden yhtälön 90 mukaisesti ja tulostaa vaarallimmman liukupinnan kuvana /7/.

Laskettaessa stabiloidun penkereen vakavuutta, joudutaan stabiloidun alueen lujuus syöttämään erikseen. Stabiloidulle alueelle on laskettava keskimääräinen lujuus mitoitusyhtälöiden mukaisesti ja mallinnettava stabiloitu alue suorakulmiona penkereen alle (kuva 53). Ohjelma laskee halutun liukupinnan vakavuuden normaalin pengertapauksen mukaisesti. Fulgeo -ohjelman heikkouksia on, että sen käyttö stabiloidun alueen vakavuuslaskennassa edellyttää myös käsinlaskentaa samoin kuin mahdollisten redusointien käyttö.



Kuva 53. Fulgeo-ohjelmalla suoritettu mallinnus penkereestä IB2.

Smuran ohjelma

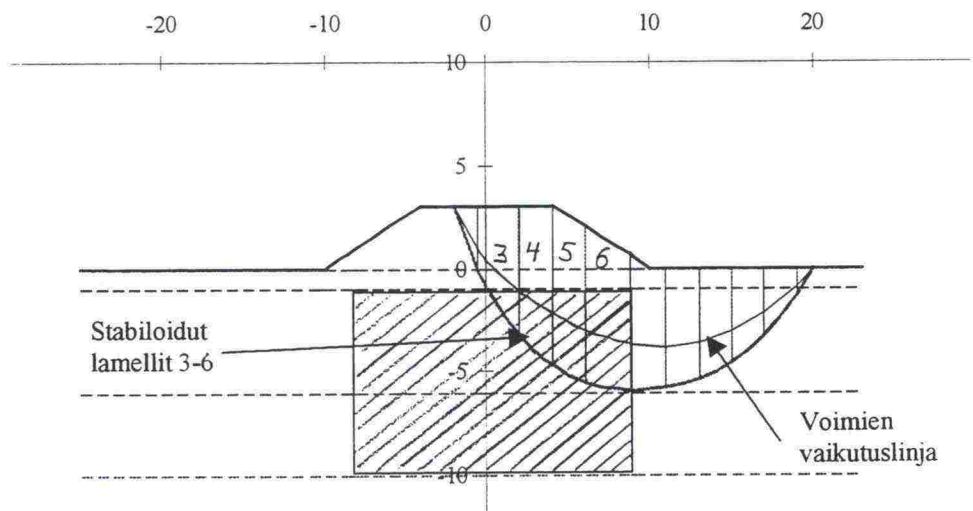
Tielaitoksen diplomi-insinööri Mikko Smura on laatinut Excel-pohjaisen syvästabiloinnin mitoitusohjelman, joka perustuu Tielaitoksen julkaisuun Syvästabiloinnin mitoitusohje /32/. Ohjelma on laadittu geosuunnittelijan apuvälineeksi, jolloin sen käyttö on hyvin yksinkertaista, nopeaa ja havainnollista. Lähtöarvoina syötetään normaalit maaparametrit sekä lisäksi pilarien lujuusparametrit ja pilaroinnin leveys. Mitoitusohjeiden mukaisesti ohjelma laskee automaattisesti valitun pilarityypin pilarivälin, pilarien painuman ja penkereen kokonaisvarmuuden sekä tulostaa kuvan vaarallisimmasta liukupinnasta. Uusimmassa versiossa on mahdollisuus antaa redusointikertoimia aktiivi- tai passiivialueella oleville pilareille tai pohjamaalle /28/.

Smuran ohjelmassa stabiliteetin laskenta perustuu myöskin ympyränmuotoisiin liukupintoihin $\phi = 0$ menetelmänä. Laskenta eroaa Fulgeon menetelmästä kuitenkin penkereen osuudella. Penkereen osuudella liukupinta ei ole ympyränmuotoinen vaan se on suora tasoliukupinta, missä kaltevuus määräytyy pengermateriaalin kitkakulman mukaan ollen $\tan(45^\circ + \phi/2)$ tai vähintään 2:1. Ohjelma käyttää stabiloidun alueen lujutena keskimääräistä lujutusta kerroksittain /28/.

GPS2

GPS2 on Excel-pohjainen stabiliteetin laskentaohjelma, minkä on tehnyt Tim Länsivaara. Ohjelma perustuu Janbun yleiseen lamellimenetelmään, mitä kuvattiin kappaleessa 7.2. Ohjelma on tehty vapaamuotoisten liukupintojen tarkastelua varten, missä maaparametrit ja tarkasteltava liukupinta määritetään aluksi lähtöarvojen syöttöohjelmalla *Surface2* /21/. Lähtöarvojen syöttö

on melko hankalaa ja varsinkin penkereen mallintaminen on selvästi vaikeampaa kuin Fulgeo- tai Smuran ohjelmaa käytettäessä. Liukupinnan lamelliin voi määrittellä itse, mutta ohjelma suosittelee sitä itsekin. Kun haluttu liukupinta ja lamellijako on selvillä, on vielä syötettävä lamellien lujuusparametrit. Lujuusparametreinä annetaan lamellin maaperän kitkakulma tai koheesio.



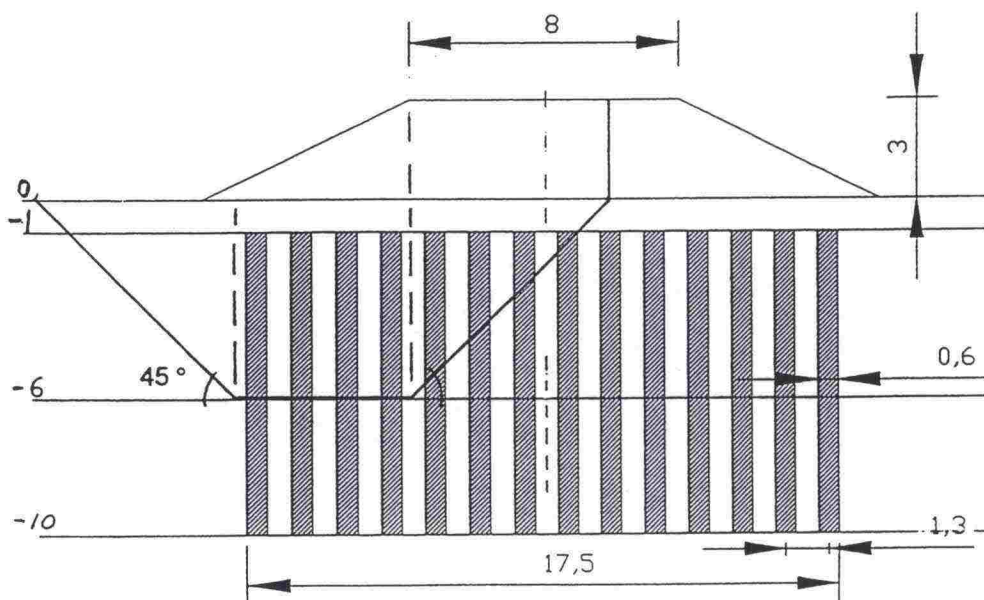
Kuva 54. GPS2 -ohjelman mukainen liukupinta ja lamellijako laskentapenkereestä IB2.

Stabiliteettilaskentojen tavoitteena on verrata eri menetelmillä ja ohjelmilla saatuja varmuuksia toisiinsa. Tämän vuoksi GPS2 -ohjelmassa liukupinta määritetään ympyränmuotoiseksi ja mahdollisimman samanlaiseksi kuin Fulgeolla ja Smuran ohjelmalla laskettaessa. GPS2 -ohjelmalla ei siis haeta vaarallisinta liukupintaa vaan vastaavanlaista liukupintaa muiden ohjelmien laskentojen kanssa. Stabiloidun alueen lujuus syötetään Fulgeon tapaan käsin keskimääräisenä leikkauslujuutena. GPS2 -ohjelmassa stabiloitua aluetta ei voida mallintaa lähtötiedoissa, vaan stabiloidun alueen parametrit on syötettävä lamelleilla (kuva 54). Tällöin ongelmana on sovittaa lamellijako vastaamaan stabiloidun alueen rajoja, jolloin tiettyjen lamellien rajat on sovittava kuvaamaan myös pilaroinnin rajoja. Keskimääräinen lujuus on syötettävä näiden pilaroitujen lamellien lujuutena. Lähtöarvojen syötön jälkeen GPS2 -ohjelma hakee liukupinnan pienimmän varmuuden iteroimalla. Lisäksi ohjelma tulostaa liukupinnalla vaikuttavat leikkaus- ja normaalijännitykset.

Kiilamainen liukupinta

Kiilamaisen liukupinnan stabiliteetin laskemiseksi ei ole käytetty tietokoneohjelmaa vaan laskenta on suoritettu käsin kappaleissa 5.9 ja 7.2 esitettyjen teorioiden mukaisesti. Leikkausliukupinta muodostuu kolmesta lamellista, joista keskimääräisen matkalla liukupinta kulkee vaakatasossa. Aktiivi- ja passiivialueilla liukupinta on 45° kulmassa vaakatason kanssa, mikä helpot-

taa yhtälöitä. Aktiivi- ja leikkauslamellit ovat stabiloituja ja niissä käytetään keskimääräistä leikkauslujuutta. Passiivilamellilla vastustavana lujuutena toimii pohjamaan leikkauslujuus. Leikkauslamelli on pyritty muodostamaan penkereen luiskan matkalle, mutta sen leveys vaihtelee eri tapauksien välillä riippuen pilaroinnin leveydestä ja penkereen korkeudesta. Kiilamenetelmässä liukupinta on määritetty kulkemaan savikerrosten rajapinnan kautta -6 m syvyydeltä, minkä kautta myös ympyrämuotoisten liukupintojen vaarallisin liukupinta kulkee (kuva 55).



Kuva 55. Stabiiliteettilaskennoissa käytetty kiilamainen liukupinta (tapaus IB3).

Kivelö

Kivelön esittämä uusi stabiiliteetin laskentamenetelmä, missä liukupinnan muoto on kiilamainen käsittäen aktiivi-, leikkaus- ja passiivilamellin, on esitelty kappaleessa 5.9. Menetelmällä laskenta voidaan suorittaa joko suljetussa tai avoimessa tilassa, mutta tämän työn laskennoissa on muiden menetelmien tapaan käytetty suljetun tilan parametrejä. Menetelmä vaatii paljon lähtöarvoja sekä laskutoimituksia, ja on näin ollen hyvin työläs käyttää. Laskentojen helpottamiseksi tehtiin Excel-pohjainen taulukko-ohjelma, minne on syötetty menetelmän vaatimat yhtälöt. Lähtöarvoina on syötettävä maan ja pilarien parametrejä, pilariväli sekä liukupinnan lamellien pituudet. Pilarien lähtöarvoina syötetään yksiakiaalisesta puristuskokeesta saatu puristuslujuus. Ohjelma laskee puristuslujuudesta redusoimalla Kivelön ehdottamilla kertoimilla pilarien koheesion c . Lisäksi on annettava pilarien suljetun tilan kitkakulma, sillä pilarien leikkauslujuus muodostuu yhtälöstä $\tau = c + \sigma_n \tan \phi$. Hankalin tehtävä on määrittää liukupinnan ja pilarien leikkaussyvyys sekä pengerialueen korkeus leikkausalueen pilarien yläpuolella. Näiden mittojen määrittäminen edellyttää pilarien tarkkoja sijaintitietoja, sillä tarkasti laskettaessa mitat on laskettava poikkileikkauskuvista.

Kivelön menetelmällä laskettaessa käytetään samaa liukupintaa kuin kiilamenetelmässä (kuva 55). Pilarien kitkakulmana käytetään näissä vakavuuslaskelmissa arvoa 40° ja aksiaalisena puristuslujuutena vastaavaa arvoa kuin muilla menetelmillä laskettaessa. Mikäli pilarien mitoitusleikkauslujuus on ollut 200 kPa oletetaan, että aksiaalisesta puristuslujuuskokeesta on tällöin saatu kaksinkertainen lujuus eli 400 kPa. Tämä kuitenkin johtaa siihen, että Kivelön menetelmällä laskettaessa pilarien leikkauslujuudeksi ei tule sama vakioarvo 200 kPa. Koska pilarin leikkauslujuus muodostuu koheesiosta ja kitkasta, sen arvo on hyvin riippuvainen pilarin tarkastelukohdan normaalijännityksestä. Pilarin koheesio on redusoitu varsin pieneksi, jolloin kitkan osuus suurenee voimakkaasti syvyyden ja normaalijännityksen kasvaessa. Tällöin pilarin yläosan leikkauslujuus saattaa olla pieni 130 kPa ja alaosan puolestaan suuri 250 kPa. Tämän epäkohdan johdosta vakavuustuloksiin on suhtauduttava tulosten vertailussa pienin varauksin.

7.4 Vakavuuslaskelmat

7.4.1 Pengertapausten kokonaisvarmuudet

Eri menetelmillä lasketut varmuudet F kullekin pengertapaukselle on esitetty taulukossa 21. Lisäksi taulukossa on esitetty pilariväli, pilarien lukumäärä ja pilarointivyöhykkeen leveys sekä stabiloidulla alueella käytetyt keskimääräiset leikkauslujuudet kerroksittain. Laskennat on suoritettu ilman redusointikertoimien käyttöä. Kivelön laskentamenetelmässä stabiloidun alueen lujuus muodostuu eri tavalla, joten sillä laskettaessa ei ole käytetty taulukossa esitettyjä keskimääräisiä leikkauslujuuksia. Ympyränmuotoisia liukupintoja tarkasteltaessa on ympyrän keskipisteelle pyritty käyttämään samaa hilaa jokaisella menetelmällä. Penkereiden varmuustulokseksi on tällöin otettu hilla saatu vaarallisin liukupinta.

Taulukko 21. Laskentatapausten (taulukot 19 ja 20) parametrejä ja penkereiden kokonaisvarmuudet F eri menetelmillä määritettynä.

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

7.4.2 Tulosten vertailua eri menetelmien välillä

Perinteisillä laskentamenetelmillä saaduissa varmuuksissa nähdään hyvin vähäistä hajontaa. Tieto ei ole yllättävä, sillä jokaisessa menetelmässä käytetään stabiloidulla alueella samaa keskimääräistä leikkauslujuutta. Pientä eroa syntyy liukupinnan muodon tai sijainnin vaihtelusta, sekä erilaisista varmuuden laskentayhtälöistä. Ympyränmuotoisia liukupintoja käyttävien vakavuusohjelmien, Fulgeo ja Smura, käytössä ja tuloksissa ei ole mitään epäselvyyksiä. Näiden ohjelmien tulostamisissa varmuuksissa oli enintään reilun kymmenyksen ero. Yleensä Fulgeo -ohjelmalla saatiin hieman suurempi varmuus. Ohjelman tulostamat vaarallisimmat liukupinnat ovat pidempiä ja laakeampia kuin Smuran ohjelmalla saadut. Ero johtuu liukupintojen kaltevuuserosta penkereen osuudella (kappale 7.3.2.2), jolloin liukupintojen pituus- ja muotoero kasvavat pengerkorkeuden kasvaessa.

Janbun lamellimenetelmään perustuvalla GPS2-ohjelmalla saaduissa varmuuksissa on pientä epätarkkuutta. Koska lujuusparametrit annetaan lamelleittain, pohjamaan ja stabiloitujen lamellien väliset lujuudet ovat hyvin erisuuruiset ja vaakavoimien iterointi tällöin vaikeaa. Ohjelma laskee ja tulostaa varmuuden hyvin käsiteltäessä matalia penkereitä IA, IB ja IIA. Tällöin saadut varmuudet vastasivat hyvin Fulgeo- ja Smuran ohjelmilla saatuja tuloksia. Korkean penkereen IIB tapauksissa kuormitus ja stabiloidun alueen keskimääräiset leikkauslujuudet ovat hyvin suuria. Lajuusero lamellien välillä on tullut niin suureksi, että iteroinnit eivät enää kunnolla suppene. Mitä syvemmillä liukupinta kulkee sitä vaikeammaksi iterointi tulee. Lopullinen varmuus on jouduttu arvioimaan iterointien vaihteluvälin keskiarvona.

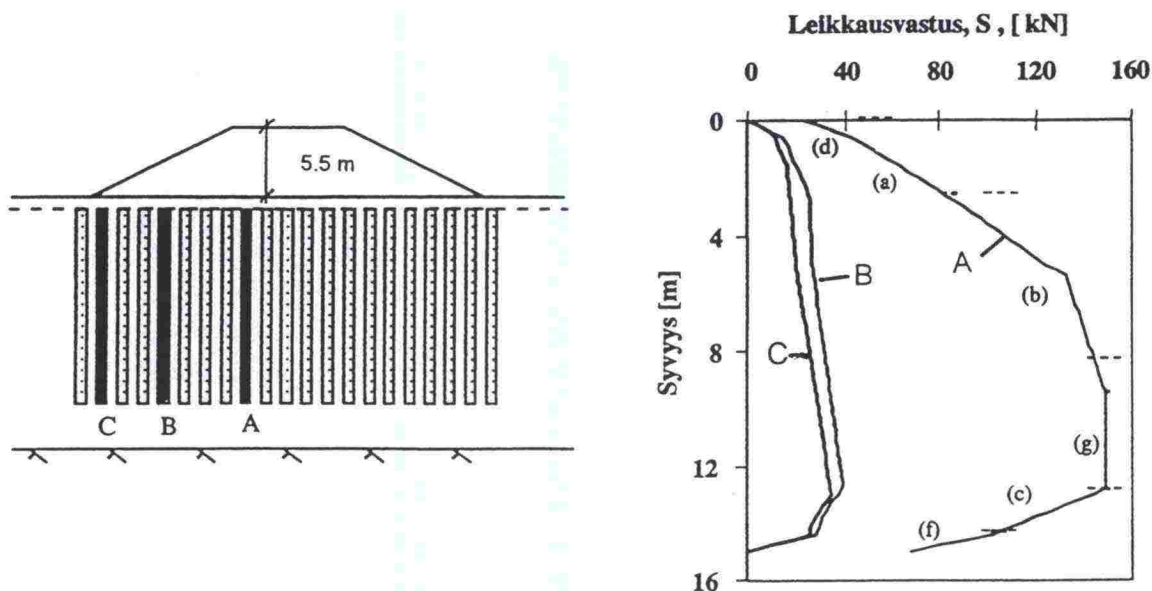
Kiilamenetelmällä käsin laskemalla saadut varmuudet ovat yllättävän lähellä ympyräliukupinnoilla saatuja varmuuksia. Penkereiden varmuustulokset ovat maksimissaan kaksi kymmenystä pienemmät kuin ympyränmuotoisilla liukupinnoilla. Korkeiden pengertapausten IIB varmuudet ovat kiilamenetelmää käyttäen puolestaan suuremmat kuin muilla. Tämän voisi arvioida johtuvan kiilamaisen liukupinnan pituudesta lujalla stabiloidulla alueella. Valitsemalla kiilamainen liukupinta sopivaksi, voidaan vakavuuslaskenta suorittaa nopeasti ilman erityisten ohjelmien käyttöä. Koska varmuustulos on hyvin lähellä perinteisillä menetelmillä saatua varmuutta, soveltuu kiilamenetelmä hyvin esimerkiksi alustavaksi vakavuuden tarkastusmenetelmäksi.

Stabiliteettilaskentojen mielenkiintoisin tehtävä oli verrata Kivelön uudella laskentamenetelmällä saatuja varmuuksia muihin varmuustuloksiin. Kivelön menetelmällä saadut tulokset osoittautuivatkin poikkeaviksi ja hyvin kiinnostaviksi. Kun muilla menetelmillä saadut varmuustulokset ovat parantuneet stabiloidun alueen keskimääräinen leikkauslujuuden kasvaessa, Kivelön menetelmällä saadut varmuudet pienenevät merkittävästi. Kivelön menetelmällä suurimmat varmuudet penkereille on saatu käyttämällä pehmeitä pilareita, jolloin pilariväli on kaikista tihein. Varmuudet ovat olleet melko lähellä

muilla menetelmillä saatuja, lujissa pohjamaatapauksissa jopa suuremmat. Käyttämällä lujia 200 tai 300 kPa pilareita penkereiden stabiloinnissa ovat saadut varmuudet olleet selvästi, jopa yksikön, pienemmät kuin muilla menetelmillä saadut varmuudet. Tulosten eroavaisuus ja käyttäytyminen ovat hyvin merkittävä ja lisäpohdintoja herättävä kysymys.

7.4.3 Vakavuuslaskenta Kivelön uudella menetelmällä

Kivelön laskentamenetelmässä liukupinta on jaettu kolmeen alueeseen; aktiivi- ja passiivialueeseen sekä niiden välissä olevaan leikkausalueeseen. Yleensä aktiivi- ja leikkausalue ovat stabiloituja ja passiivialue käsittää ainoastaan pohjamaata. Penger- ja liikennekuormitus keskittyy aktiivialueen pilareille, jolloin leikkausalueen pilareille tuleva kuormitus koostuu luiskan painosta sekä sivukuormituksesta. Kuormituksen suuruuden ja suunnan erilaisuus tekee pilarien käyttäytymisen murtotilanteessa erilaiseksi. Myös pilarien murtoa vastustavan leikkausvastuksen suuruus on pitkälti riippuvainen pilarien sijainnista liukupinnalla. Tämä huomataan selvästi kuvasta 56, missä on esitetty kolmen penkereen eri kohdassa sijaitsevan pilarin leikkausvastukset syvyyden mukaan. Aktiivialueella sijaitsevan pilari A:n leikkausvastus on 5...7 kertainen leikkausalueella sijaitseviin pilareihin B ja C verrattuna. Tämä kuva korostaa hyvin pilarien sijainnin merkitystä liukupinnalla. Kuvan mukaan mahdolliset lisäpilarit kannattaa ehdottomasti sijoittaa aktiivialueelle, missä niistä saatava hyöty on selvästi paras penkereen vakavuuden ja kantavuuden kannalta.



Kuva 56. Pilarien A, B ja C leikkausvastukset syvyyden mukaan /14/.

Pilarien leikkausvastusten vaihdellessa voimakkaasti eri alueiden välillä, muodostuu alueiden keskimääräisistä lujuuksista myös hyvin erisuuruiset. Aktiivialueen keskimääräinen leikkauslujuus on vakavuuslaskentojen mukaan ollut noin kaksinkertainen leikkausalueen lujuteen verrattuna. Passiiv-

vialueen leikkauslujuus, mikä muodostuu ainoastaan pohjamaan leikkauslujuudesta, on ollut tietenkin vielä heikompi. *Taulukossa 22* on verrattu Kivelön menetelmällä saatuja keskimääräisiä leikkauslujuuksia nykyisten perinteisten mitoitusten menetelmien vastaaviin lujuuksiin aktiivi- ja leikkausalueilla. Erot tulevat suuriksi, sillä nykyisellä mitoitusten menetelmällä laskettaessa stabiloidulla alueella on sama keskimääräinen lujuus koko alueella. Lisäksi taulukossa on vertailtu pilarien lujuuksia eri alueilla. Kivelön menetelmässä tämä on jouduttu laskemaan takaisinpäin keskimääräisestä leikkauslujuudesta.

Päinvastoin kuin perinteisellä mitoitusten menetelmällä, Kivelön menetelmällä laskettaessa stabiloidun alueen keskimääräinen leikkauslujuus pienenee siirryttäessä pehmeästä pilaroinnista lujempaan pilarointiin. Merkittävin tekijä tähän on pilarivälillä, mikä suurenee käytettävien pilarien lujuuden mukana. Laskentojen mukaan tiheällä pilarivälillä vakavuus muodostuu hyväksi riippumatta pilarien lujuudesta. Tarkastelun mukaan pilarien lujuuden muutoksella on korkeintaan kymmenyksen vaikutus penkereen varmuuteen, eli stabiliteetin kannalta on sama onko pilarointi suoritettu pehmeillä vai lujilla pila-reilla. Pilarivälillä puolestaan on hyvin suuri vaikutus penkereiden varmuuteen. Kaventamalla pilariväliä esimerkiksi 0.3 m paranee penkereiden vakavuus noin puoli yksikköä. Tärkeä tekijä stabiloidun penkereen stabiliteetin kannalta on myös pohjamaan lujuudella. Karkeasti arvioiden näyttäisi pohjamaan leikkauslujuuden muuttaminen 1 kPa, muuttavan penkereen stabiliteettia 0.1 yksikköä. Mikäli siis pohjamaan lujuus on arvioitu 5 kPa todellisuutta lujemmaksi, saadaan Kivelön menetelmällä suoritettujen laskelmien mukaan stabiloidun penkereen varmuudeksi 0.5 yksikköä liian hyvä tulos.

7.4.4 Tarkastelua tulosten redusoimisesta

Redusoinnilla pyritään hakemaan materiaalin todellista jännitys-muodonmuutostilaa vastaava leikkauslujuus. Syvästabiloinnin mitoituksessa redusointia on alettu käyttämään stabiliteettilaskennoissa sekä pilarien että pohjamaan lujuudelle. Pilarien lujuutta on yleensä tarkasteltu liukupinnan aktiivi- ja passiivipuolella, jolloin puoliskojen rajana on pidetty liukupinnan keskipisteen kautta kulkevaa pystysuoraa. Redusointi on tällöin kohdistunut lähinnä passiivipuolen pilareille. Pohjamaan leikkauslujuutta stabiloinnin yhteydessä redusoidaan pilarien välissä ja pilaroinnin ulkopuolella. Pohjamaan yhteistoiminta pilarien kanssa on epäselvää, joten sen lujuutta ei uskalleta hyödyntää täysimääräisenä.

Edellisessä kappaleessa kerrottiin keskimääräisten leikkauslujuuksien erosta Kivelön ja perinteisten laskentamenetelmien välillä. Myös keskimääräiset pilarilujuudet eri alueilla eroavat hyvin paljon toisistaan tarkasteltavissa laskentatapauksissa, mutta eroissa on otettava huomioon lujuuksien erilaiset laskentatavat. *Taulukossa 22* on esitetty suhdeluvut nykyisellä mitoitusten menetelmällä ja Kivelön menetelmällä saatujen stabiloidun alueen keskimää-

räisten ja pilarien leikkauslujuuksien välille. Suhdelukuja ja redusointikertoimia vertailtaessa tulee muistaa tärkeä asia, että nykyisen mitoitusohjeen mukaan liukupintamenetelmä ei sovellu hyvin lujien pilarien stabiliteetin laskentaan /32/.

Tuloksia voidaan tarkastella siten, että suhdelukuja pidetään nykyisen mitoitusmenetelmän redusointikertoimina Kivelön menetelmään nähden. Tällöin nähdään redusoinnin keskittyvän lujiin sekä varsinkin leikkausalueen pilareihin. Pengertapauksien keskimääräisen lujuuden ja pilarien lujuuden redusointikertoimet noudattavat hyvin läheisesti toisiaan. Pengertapausten väliset redusointikertoimet käyttäytyvät samalla tavalla. Takaisinpäin laskennan perusteella saadaan Kivelön menetelmällä pehmeillä pilareilla ($\tau = 100$ kPa) stabiloitujen penkereiden ja pilarien lujuuksiksi aktiivialueella yleensä suuremmat kuin nykyisellä mitoitusmenetelmällä. Lujuudeltaan $\tau = 200$ kPa pilareita käyttämällä leikkauslujuuksiksi τ_{kesk} ja τ_p on saatu hieman pienemmät lujuudet Kivelön menetelmällä. Selvästi heikommät lujuudet τ_{kesk} ja τ_p verrattuna perinteiseen mitoitukseen saatiin $\tau = 300$ kPa pilareita käyttämällä penkereiden stabiloinnissa. Lujemmassa pohjamaassa lujuudet ovat suuremmat ja redusointitarve pienempi kuin heikommassa pohjamaassa.

Taulukko 22. Laskentatapauksille (s. 92 & 93) määritetyt lujuudet τ_{kesk} ja τ_p nykyisellä ja Kivelön menetelmällä, sekä niiden väliset suhdeluvut.

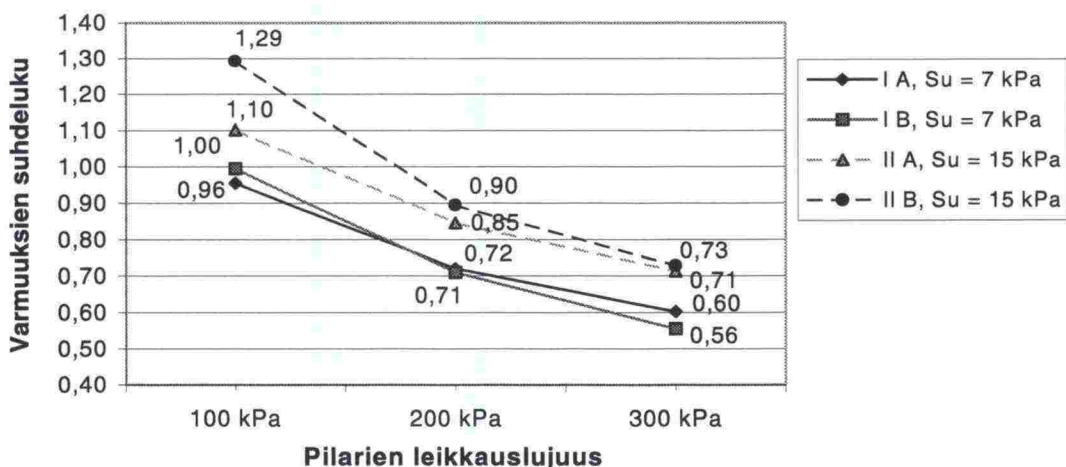
Laskentatapaus	Menetelmä [kPa]	Keskimääräinen leikkauslujuus τ_{kesk}		Pilarien leikkauslujuus τ_p	
		Leikkaus-alue	Aktiivi-alue	Leikkaus-alue	Aktiivi-alue
Saven leikkauslujuus I A 1 $s_u = 7$ kPa k/k-väli = 1.0 m	Nykyinen	33,30	33,30	100,00	100,00
	Kivelö	21,40	37,00	58,00	113,00
	Suhdeluku	0,64	1,11	0,58	1,13
I A 2 $s_u = 7$ kPa k/k-väli = 1.4 m	Nykyinen	34,84	34,84	200,00	200,00
	Kivelö	14,27	30,00	57,42	166,10
	Suhdeluku	0,41	0,86	0,29	0,83
I A 3 $s_u = 7$ kPa k/k-väli = 1.6 m	Nykyinen	39,36	39,36	300,00	300,00
	Kivelö	13,90	20,30	69,80	127,90
	Suhdeluku	0,35	0,52	0,23	0,43
I B 1 $s_u = 7$ kPa k/k-väli = 0.8 m	Nykyinen	48,09	48,09	100,00	100,00
	Kivelö	28,70	57,40	56,11	121,20
	Suhdeluku	0,60	1,19	0,56	1,21
I B 2 $s_u = 7$ kPa k/k-väli = 1.1 m	Nykyinen	52,10	52,10	200,00	200,00
	Kivelö	20,00	41,50	62,42	174,70
	Suhdeluku	0,38	0,80	0,31	0,87
I B 3 $s_u = 7$ kPa k/k-väli = 1.3 m	Nykyinen	56,02	56,02	300,00	300,00
	Kivelö	16,97	34,50	66,60	171,00
	Suhdeluku	0,30	0,62	0,22	0,57
II A 1 $s_u = 15$ kPa k/k-väli = 0.7 m	Nykyinen	64,05	64,05	100,00	100,00
	Kivelö	54,64	81,60	83,70	130,20
	Suhdeluku	0,85	1,27	0,84	1,30
II A 2 $s_u = 15$ kPa k/k-väli = 1.0 m	Nykyinen	67,31	67,31	200,00	200,00
	Kivelö	37,89	65,30	95,87	196,10
	Suhdeluku	0,56	0,97	0,48	0,98
II A 3 $s_u = 15$ kPa k/k-väli = 1.2 m	Nykyinen	70,96	70,96	300,00	300,00
	Kivelö	32,87	55,50	105,97	221,00
	Suhdeluku	0,46	0,78	0,35	0,74
II B 1 $s_u = 15$ kPa k/k-väli = 0.6 m	Nykyinen	81,76	81,76	100,00	100,00
	Kivelö	74,10	131,10	90,20	162,90
	Suhdeluku	0,91	1,60	0,90	1,63
II B 2 $s_u = 15$ kPa k/k-väli = 0.8 m	Nykyinen	96,73	96,73	200,00	200,00
	Kivelö	49,80	100,00	93,76	207,50
	Suhdeluku	0,51	1,03	0,47	1,04
II B 3 $s_u = 15$ kPa k/k-väli = 0.9 m	Nykyinen	114,48	114,48	300,00	300,00
	Kivelö	42,60	93,00	94,00	237,60
	Suhdeluku	0,37	0,81	0,31	0,79

Johtopäätöksenä pengertapausten lujuusvertailusta esitetään *taulukko 23*, missä esitetään redusointikertoimet nykyisellä mitoituksella saaduille keskimääräisille leikkauslujuuksille ja pilarien lujuuksille erilujuisissa pohjamaissa. Redusointien jälkeen lujuudet vastaavat Kivelön menetelmässä käytettäviä lujuuksia.

Taulukko 23. Pilarien ja keskimääräisten lujuuksien redusointi vastaamaan Kivelön menetelmässä käytettäviä lujuuksia.

Pilarointitapaus, Pilarilujuus	REDUSOINTIKERTOIMET			
	Heikko pohjamaa $s_u = 7 \text{ kPa}$		Luja pohjamaa $s_u = 15 \text{ kPa}$	
	Aktiivialue	Leikkausalue	Aktiivialue	Leikkausalue
1, $\tau = 100 \text{ kPa}$	1.15	0.60	1.30	0.85
2, $\tau = 200 \text{ kPa}$	0.85	0.30	1.00	0.50
3, $\tau = 300 \text{ kPa}$	0.50	0.25	0.80	0.35

Pelkkiä nykyisillä mitoitusohjeilla ja Kivelön menetelmällä saatuja varmuuksia tarkastelemalla nähdään tuloksissa tiettyä johdonmukaisuutta. *Kuvassa 57* on esitetty Smuran ohjelmalla saatujen varmuuksien ja Kivelön uudella laskentamenetelmällä saatujen varmuuksien suhdeluvut. Suhdeluvut näyttävät pienenevän kaikissa laskentatapauksissa lähes lineaarisesti pilarien leikkauslujuuden kasvaessa. Lisäksi pohjamaan lujuus vaikuttaa suhdeluvun suuruuteen, mutta samassa pohjamaassa olevien penkereiden suhdelukujen hajonta on hyvin pieni.



Kuva 57. Smuran ohjelmalla (ilman redusointeja) saatujen varmuuksien F suhde Kivelön menetelmällä saatuihin varmuuksiin.

Kuvan suhdeluvuista voidaan päätellä, että pehmeillä pilareilla mitoitettujen penkereiden varmuus on riittävä Kivelön teoriaan nähden. Käytettäessä leikkauslujuudeltaan $\tau = 200 \text{ kPa}$ pilareita varmuus F olisi 0.7...0.9-kertainen riippuen pohjamaan lujuudesta. Hyvin lujia pilareita $\tau = 300 \text{ kPa}$ käytettäessä varmuus olisi pohjamaan lujuudesta riippuen 0.55...0.75-kertainen. Varmuudet sopivat hyvin yhteen *taulukon 23* eri lujuuksien redusointikertoimien kanssa.

7.5 Päätelmät stabiliteetil askentojen tuloksista

Perinteisillä vakavuudenlaskentamenetelmillä saadut penkereiden vakavuustulokset osoittautuivat hyvin samansuuruisiksi, eikä suuria poikkeavuuksia ilmennyt. Tämä johtuu enimmäkseen siitä, että kaikissa menetelmissä käytetään stabiloidun alueen osalla pilarien ja pohjamaan keskimääräistä leikkauslujuutta. Pienet erot varmuuksissa johtuvat lähinnä liukupintojen pienistä eroavaisuuksista ja hieman erilaisista varmuuksien laskentayhtälöistä. Kaikilla menetelmillä varmuuden laskenta onnistui melko vaivattomasti. Lisäksi saadut vakavuustulokset vastaavat hyvin nykyisiä mitoitusohjeita.

Kivelön uuden stabiliteetin laskentamenetelmän käyttö osoittautui oletettua vaikeammaksi ja työläämmäksi. Koska menetelmä on uusi samoin kuin teoria, mihin vakavuuslaskenta perustuu, vaadittiin paljon asioiden opettelua ja testauslaskentaa ennen kuin saatuihin tuloksiin voitiin luottaa. Lisäksi menetelmän käyttöä on esitetty Kivelön väitöskirjassa melko niukasti, joten lisäohjeiden ja esimerkkilaskentojen puute vaikeutti asian omaksumista. Tämän työn ja laskentojen yhteydessä on oltu yhteydessä Matti Kivelöön ja saatu häneltä teoriaa ja vakavuudenlaskentaa selventäviä neuvoja. Seuraavassa on listattu Kivelön menetelmää käytettäessä havaittuja ongelmakohtia:

- Kiilamenetelmällä on työlästä hakea vaarallisinta liukupintaa, sillä tämä edellyttää useiden eri liukupintojen tarkastelua. Kivelön menetelmässä mallintaminen on vaikeata ja käsinlaskentaa vaativaa. Saman varmuustuloksen saaminen eri laskijoiden kesken on lähes mahdotonta, sillä epävarmoja muuttujia on paljon.
- Vakavuutta laskettaessa pilarien asema penkereessä on tunnettava. Menetelmän käyttö vaatii tarkastuslaskennan ennen toteutusta, kun pilarien lopullinen sijainti penkereessä tiedetään.
- Pilarien lujuusparametreinä ei syötetä leikkauslujuutta vaan pilarien kitkakulma sekä joko koheesio tai yksiaksiaalinen puristuslujuus.
- Tällä hetkellä ei ole olemassa Kivelön menetelmää käyttäviä valmiita vakavuuden laskentaohjelmia. Valmiiden ohjelmien käyttö tekisi laskennasta luotettavamman ja helpomman.

Kivelön esittämällä uudella stabiloidun penkereen stabiliteetin laskentamenetelmällä saadut tulokset poikkeavat merkittävästi nykyisellä mitoitusohjeella saaduista varmuustuloksista. Laskentojen yhteydessä tehtyjä selvimpiä havaintoja ja syitä varmuuseroihin ovat olleet:

- Liukupinnan jakaminen 3 osaan ottaa tarkasti huomioon pilarien toiminta- ja murtotapojen erilaisuuden liukupinnan eri osissa.
- Kivelön teorian mukaan lujien pilarien toiminta pohjamaan kanssa on heikkoa, eikä pilarien lujuutta kasvattamalla paranneta penkereiden stabiliteettia.

- Pilarien murtumistapa ja murtumista vastustavan leikkausvastuksen suuruus on selvästi enemmän kiinni pohjamaan lujuudesta ja pilari-kuorman suuruudesta kuin pilarien lujuudesta.
- Laskentojen mukaan ero kasvaa, mitä lujempia pilareita stabiloinnissa käytetään.
- Varsinkin heikossa pohjamaassa stabiloidun penkereen vakavuutta voidaan parantaa ainoastaan pilariväliä pienentämällä.
- Nykyisessä mitoituksessa pohjamaan lujuudella on vähäinen merkitys stabiliteetin laskennassa, eikä sen vaikutusta yhteistoimintaan oteta riittävästi huomioon.

Kuten pilaritutkimusten yhteydessä tuli ilmi, lujien pilarien tekeminen on vaikeaa ja pilarien lujuudet usein hyvin epähomogeenista. Tämä on tiedetty jo aikaisemminkin, minkä johdosta on pohdittu pitäisikö lujien pilarien lujuutta redusoida vakavuuslaskennassa. Kivelön laskentamenetelmällä saadut tulokset osoittavat saman asian merkittävyyden. Stabiliateettilaskentojen mukaan lujuuksia tulisi redusoida pilarien lujuuden ollessa yli 100 kPa. Lisäksi redusoinnissa tulee huomioida pohjamaan lujuuden merkitys. Edellä *taulukossa 23* esitettiin redusointikertoimet aktiivi- ja leikkausalueen lujuuksille ja *kuvassa 57* kokonaisvarmuuksien suhteet erilujuisissa pohjamaatapauksissa. Kun käytetään ympyränmuotoista liukupintaa, osajakona on yleensä aktiivi- ja passiiviosa liukupinnan keskipisteen suhteen. Tällöin käytettävät redusointikertoimet voisivat olla esimerkiksi *taulukon 24* mukaiset. Näitä redusointikertoimia käytettäessä saadaan esimerkiksi Smuran ohjelmalla laskettaessa samansuuruiset varmuustulokset kuin Kivelön menetelmällä. Taulukon kertoimet ovat vain ohjeelliset ja perustuvat tämän työn stabiliteettilaskentoihin.

Taulukko 24. Tarkastelun perusteella ehdotetut redusointikertoimet.

Pilarointitapaus, Pilarilujuus	REDUSOINTIKERTOIMET					
	Heikko pohjamaa $s_u = 7$ kPa			Luja pohjamaa $s_u = 15$ kPa		
	Aktiiviosa	Passiiviosa	Pohjamaa	Aktiiviosa	Passiiviosa	Pohjamaa
1, $\tau = 100$ kPa	1.00	0.1	1.0	1.00	0.1	1.0
2, $\tau = 200$ kPa	0.80	0.1	0.5	1.00	0.1	0.5
3, $\tau = 300$ kPa	0.65	0.1	0.5	0.80	0.1	0.5

8 STABILOIDUN PENKEREEN KÄYTTÄYTYMINEN, FEM -TARKASTELU

8.1 Tarkastelun tavoite

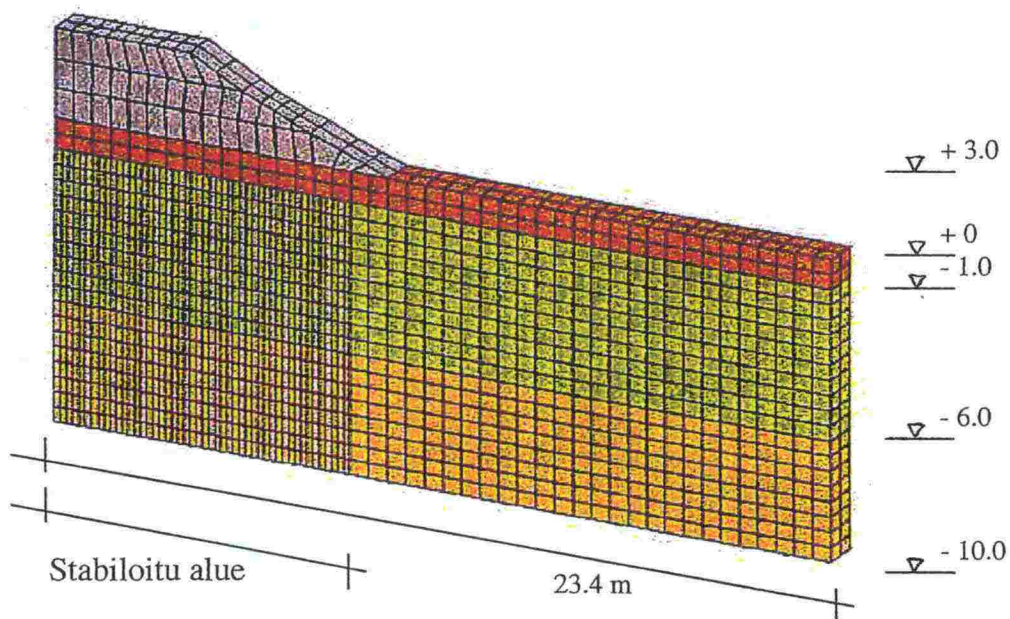
Stabiloidun penkereen toimintaa voidaan simuloida FEM -laskentojen avulla, jolloin teoreettisten lähtöarvojen avulla pyritään luomaan mahdollisimman luonnonmukainen rakenne. Tämän työn yhteydessä TkT Mauri Koskinen suorittaa FEM -laskentoja, missä tarkastellaan syvästabiloidun maapohjan käyttäytymistä tiepenkereen alla. Ensisijaisena tarkoituksena on tutkia kuormituksen jakaantumista pilarien ja pohjamaan kesken, sekä näiden elementtien välistä yhteistoimintaa. Pilarien ja pohjamaan lujuuden ja jäykkyyden suhteella on selvä vaikutus stabiloidun alueen toimintaan. Lisäksi merkittäviä tekijöitä ovat kuormitus, saven kerrospaksuus sekä pilariväli. FEM -tarkastelujen tavoitteena on pyrkiä löytämään pilareille ja pohjamaalle ominaisuudet, missä pilarien ja pohjamaan yhteistoiminta ja käyttäytyminen ovat mahdollisimman tehokasta. Lisäksi tehdään tarkasteluja penkereen murtumisesta, pilarien sisäisistä jännityksistä ja muodonmuutoksista sekä penkereen ja pilarien painumista.

8.2 Abaqus - ohjelmisto ja lähtötilanteen mallintaminen

FEM -tarkastelu suoritetaan elementtimenetelmään perustuvalla ABAQUS -ohjelmistolla. ABAQUS ei ole alkuaan suunniteltu geoteknisten ongelmien mallintamiseen, mutta ohjelman kehittymisen yhteydessä siihen on lisätty osia, mitkä pyrkivät ottamaan huomioon geotekniset erityispiirteet. ABAQUS on varsin laaja FEM -ohjelmisto, jonka käyttäjältä vaaditaan hyvää perehtyneisyyttä ohjelman toimintaan, sekä geoteknisten ongelmien mallintamisessa myös vahvaa perehtyneisyyttä maan mekaanisiin ominaisuuksiin. ABAQUS -ohjelmiston käyttö on ollut hyvin vähäistä Suomessa ja varsinkin geoteknisten ongelmien, kuten maan ja rakenteen yhteistoiminnan, mallintamisessa sen käyttö on ollut lähinnä Tampereen teknillisen korkeakoulun geotekniikan laboratorion varassa /22/.

Penkereen ja pilaroinnin mallintaminen suoritetaan kolmiulotteisella mallilla, missä maa ja pilarit on kuvattu kuutiollisilla solid -tyyppisillä elementeillä (kuva 58). Elementtien välisessä rajapinnassa käytetään interface -tyyppisiä rajapintaelementtejä. Pilariryhmä muodostuu pilarikaistasta ja ympäröivästä maablokista. Symmetriaa on käytetty mallinnuksessa hyödyksi, joten mallista on kuvattu ainoastaan puolet. Mallin reunat on muodostettu siten, että malli on osa laajempaa pilarikenttää penkereen pituussuunnassa. Leveyssuunnassa mallin päätysolmut symmetria-akselilla ovat kiinnitetyt, mutta ulomassa reunassa solmut muodostavat elastisen reunan. Elastinen reuna on asetettu kunkin pengertapauksen vaatimalle etäisyydelle symmetria-akselista. Malli toimii elastoplastisella alueella, missä pilarien ja maan murto-

rajana on käytetty kaksinkertaista leikkauslujuutta. FEM -tarkastelu on kokonaisuudessaan tehty suljetussa tilassa suljetun tilan parametreilla, lukuun ottamatta myös avoimessa tilassa tehtyjä painumalaskelmia. Pohjamaan suljetun tilan muodonmuutosmoduulina on käytetty arvoa $500 \cdot$ maan suljettu leikkauslujuus $s_u / 16$.



Kuva 58. Laskentapenkereestä IB2 muodostettu FEM -malli.

Laskentoja varten on valittu kolme stabiloitua pengerrakennetta. Nämä vastaavat vakavuuslaskentojen yhteydessä käytettyjä laskentatapauksia, mitkä esiteltiin taulukoissa 19 ja 20. Matalaa pengertä pehmeillä pilareilla vastaa tapaus IA1, keskiverto stabilointirakennetta IB2 ja korkeaa pengertä lujilla pilareilla tapaus IIB3. Taulukossa 25 on esitetty pengertapausten tärkeimpiä ominaisuuksia.

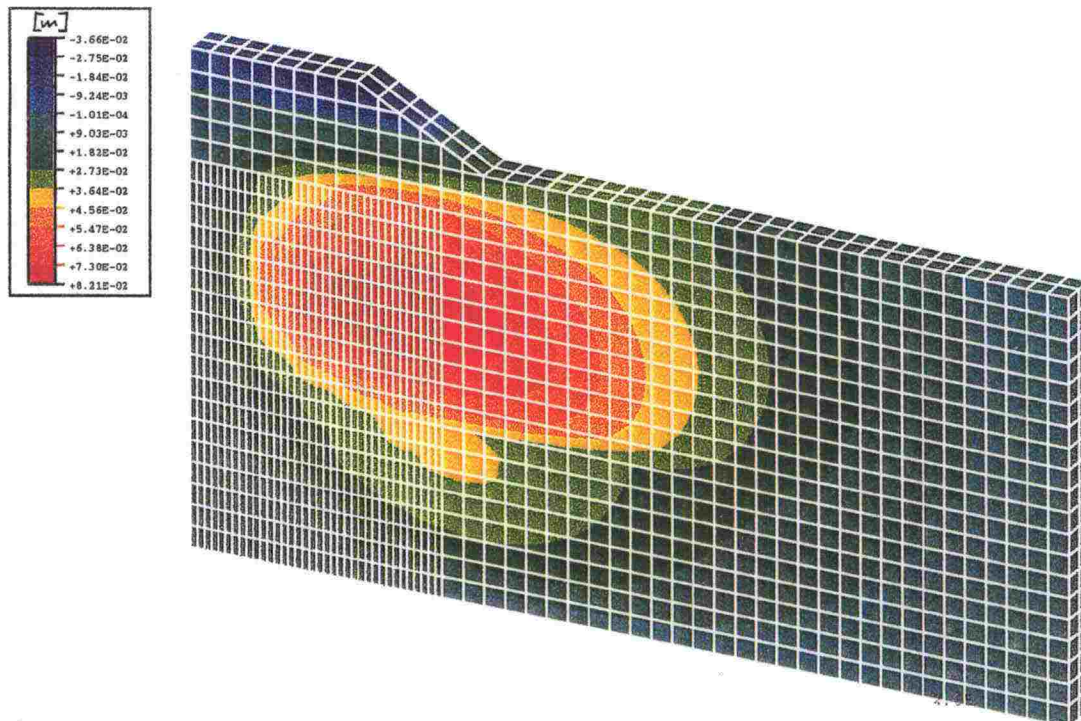
Taulukko 25. FEM -tarkastelussa käytetyt pengertapaukset.

	IA1	IB2	IIB3
Penkereen korkeus; h	1,6 m	3,0 m	6,0 m
Pilarien leikkauslujuus; τ_p	100 kPa	200 kPa	300 kPa
Pilarien muodonmuutosmoduuli; E_p	15000 kPa	40000 kPa	60000 kPa
Pohjamaan leikkauslujuus; τ_m	7 / 15 kPa	7 / 15 kPa	15 kPa
Pohjamaan muodonmuutosmoduuli; E_m	3500 / 7500 kPa	3500 / 7500 kPa	7500 kPa
E- suhde; E_p/E_m kerros 1 / kerros 2	4,29 / 2,0	11,43 / 5,33	8,0 / 8,0

8.3 Stabiloidun penkereen murtuminen

Stabiloidun penkereen murtumista voidaan havainnoida kasvattamalla stabiloidulle alueelle tulevaa kuormitusta riittävästi. Tämä kuormituksen kasvattaminen voidaan tehdä monella eri tavalla. Tässä tarkastelussa on päädytty kuormituksen kasvattamiseen lisäämällä penkereen päälle pintakuormaa. Tällöin malli pysyy vakiona ja pienellä pintakuormalla tilanne on todellinen ja vastaa lähinnä liikennekuormitusta. Suuria pintakuormia käytettäessä saattaa syntyä pientä virhettä penkereen käyttäytymisessä.

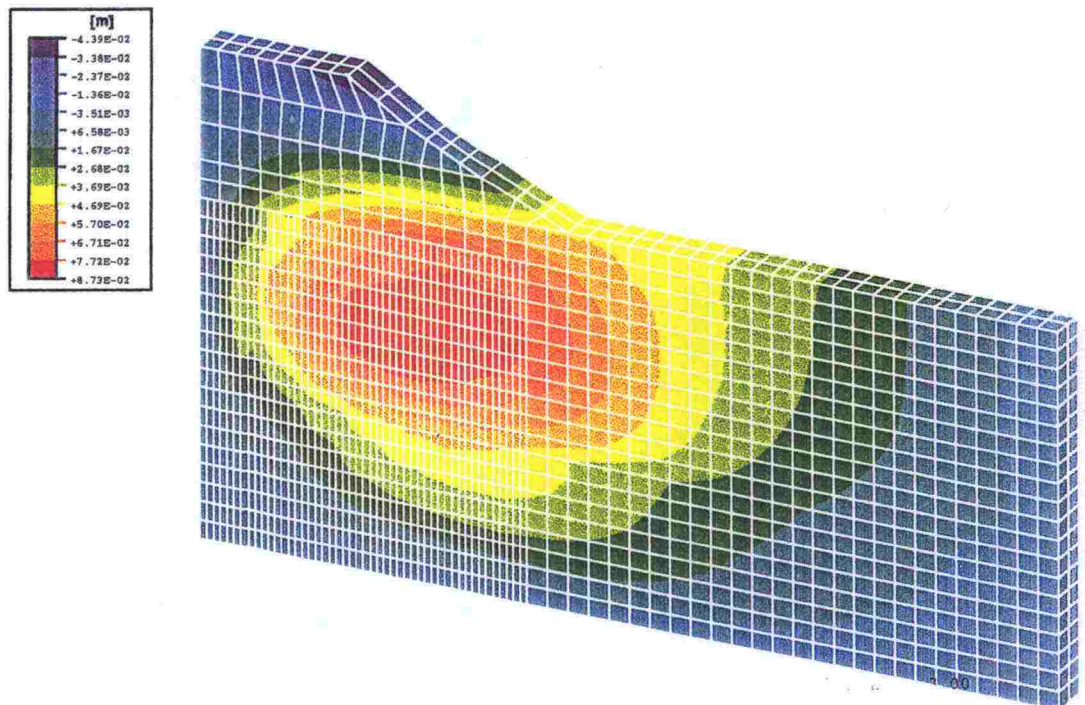
Pengertapaus IA1 näyttäisi murtuvan, kun pintakuorma on kasvatettu arvoon 70 kPa. Tällöin maan sivusiirtymät kasvavat nopeasti ja penkereen ulkopuolella pohjamaa kohoaa ylös. Murtoliukupinta muodostuu puoliympyränmuotoiseksi ja se kulkee heikon savikerroksen alapinnan kautta. *Kuvasta 59* nähdään kuinka suurimmat sivusiirtymät muodostuvat pilaroidun alueen ja pohjamaan yhtymäkohtaan, jolloin liukupinnan keskipiste on hyvin lähellä pilaroidun alueen reunaa. Smuran vakavuusohjelmalla on varmuuskerroin 1.0 saavutettu pintakuormalla 71 kPa käytettäessä ympyräliukupintatarkastelua.



Kuva 59. Pengertapauksen IA1 vaakasuuntaiset siirtymät pintakuormalla 85 kPa.

Pengertapauksen IB2 tarkkaa murtumishetkeä on hyvin vaikea arvioida, sillä sivusiirtymät ja painumat kehittyvät hitaasti kuormituksen kasvaessa, eikä selvää maan repeämistä ole havaittavissa. Jonkinasteista maan kohoamista penkereen ulkopuolella alkaa tapahtumaan jo pintakuormituksella

50...90 kPa. Edes pintakuormalla 140 kPa penkereen ei voida otaksua olevan täysin murtunut, sillä tällöin kuormitusta siirtyy edelleen vähemmän kuormitetulle alueelle. Kuvassa 60 esitetään pintakuormalla 140 kPa muodostuvat vaakasiirtymät, mitkä ovat maksimissaan 80 mm punaisella alueella. Suurimmat sivusiirtymät sijaitsevat pilarointialueella luiskan alapuolella, missä sijaitsee myös liukupinnan keskipiste. Smuran ohjelmalla varmuuskerroin 1.0 on saavutettu 92 kPa pintakuormalla.

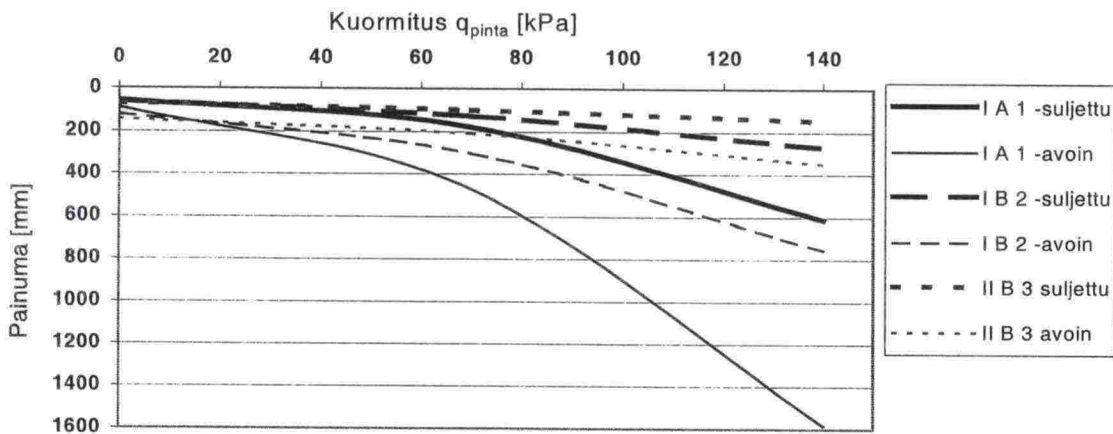


Kuva 60. Pengertapauksen IB2 vaakasuuntaiset siirtymät pintakuormalla 140 kPa.

Penger IIB3 on 6 m korkea pengeri, mikä on perustettu lujilla 300 kPa pila-reilla keskilujiseen 15 kPa saveen. Pilariväli on ainoastaan 0.9 m, joten kuormitus keskittyy lähes kokonaisuudessaan pilareille. Myös tämän pengertapauksen murtuminen tapahtuu hitaasti ilman selvää murtotilannetta, sillä pilarit kantavat lujuudellaan kuormitusta hyvin. Maksimi sivusiirtymät tapahtuvat pilarien yläosissa, missä reunimmaisen pilarin taipuma on 100 kPa kuormituksella alle 30 mm. Penkereen varmuuden menetyksen voidaan olettaa alkavan vasta kuormitusalueella 140...165 kPa, mutta vielä pinta-kuormalla 210 kPa kuormitusta siirtyy vähemmän rasitetuille alueille. Toden-näköisesti pengeri sortuu ennen pilaroidun alueen murtumista. Smuran oh-jelmalla varmuuskerroin 1.0 on saavutettu 196 kPa pintakuormalla.

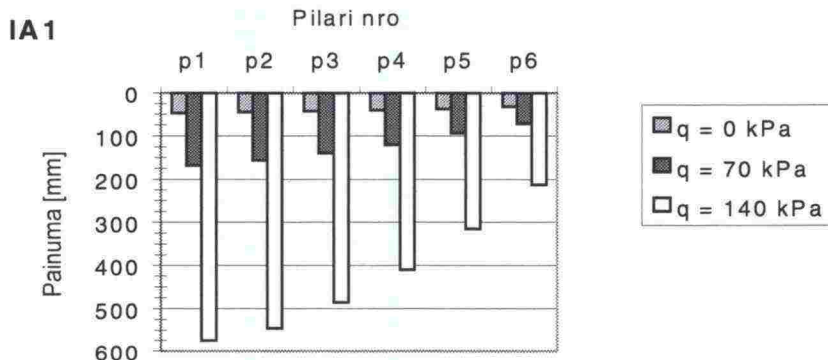
8.4 Penkereiden ja pilarien painumat

Syvästabiloitujen penkereiden painumat on laskettu ABAQUS -ohjelmistolla sekä suljetussa että avoimessa tilassa. Kuvassa 61 esitetään penkereen keskipisteen painumat kuormituksen lisääntyessä eri pengertapauksissa. Ennen pintakuormituksen lisäämistä eri penkereiden painumat ovat hyvin samansuuruiset. Suurin painuma syntyy tällöin penkereelle IIB3 ja pienin painuma penkereelle IA1. Penkereen painumisen suuruus on tässä alkutilanteessa ($q_{\text{pinta}} = 0$ kPa) riippuvainen lähinnä pengerkuormituksen suuruudesta. Pengerkuormitus vaikuttaa alussa lähinnä kuivakuoren ja penkereen tiivistymiseen, mistä painumaerot johtuvat, sillä eri pengertapausten pilarien painumat ovat samansuuruiset (kuvat 62, 63 ja 64). Pintakuormitusta lisättäessä korostuu eri lujisten pilarien väliset painumaerot. Pehmeät pilarit alkavat kokoonpuristua ja taipua huomattavasti enemmän kuin lujat pilarit, mistä syystä myös penkereen IA1 painuma kasvaa jyrkimmin kuormituksen lisääntyessä.

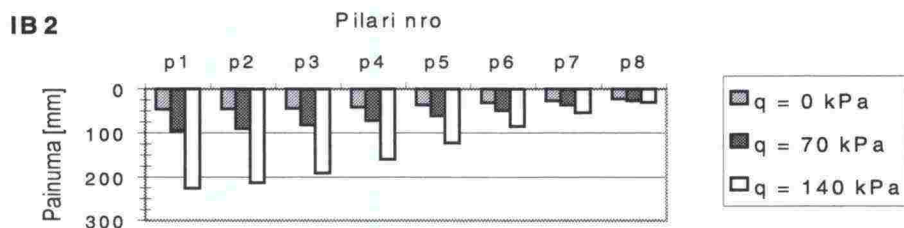


Kuva 61. Penkereiden keskipisteiden painumat suljetussa ja avoimessa tilassa.

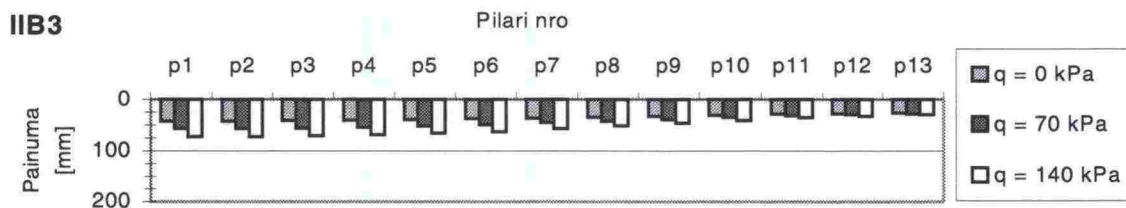
Hyvin mielenkiintoista on tarkastella penkereen kaikkien pilarien yläpäiden painumia, sillä näissä on huomattavat erot eri pilarien välillä. Pilaririvin keskimmäiset pilarit penkereen alapuolella vastaanottavat suurimman kuormituksen ja täten myös kokoonpuristuvat eniten. Ero keskimmäisten ja reunimmaisten pilarien painumien välillä kasvaa moninkertaiseksi kuormituksen lisääntyessä. Eri pengertapauksissa käytettyjen pilarien lujuuserot tulevat hyvin esiin pilarien painumien suuruuksissa. Kuvissa 62, 63 ja 64 on esitetty kunkin pengertapauksen pilarien painumat kolmella eri pintakuormalla ja kuvissa 65, 66 ja 67 havainnollistavat FEM -kuvat pilarien kokoonpuristumisesta ja taipumisesta suuren pintakuormituksen alaisena. Pilarikuvat eivät ole vertailukelpoisia keskenään, sillä niissä olevien siirtymien mittakaavat ovat erisuuruiset.



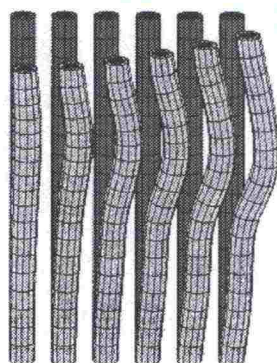
Kuva 62. Pengertapauksen IA1 pilarien 1 – 6 suljetun tilan painumat.



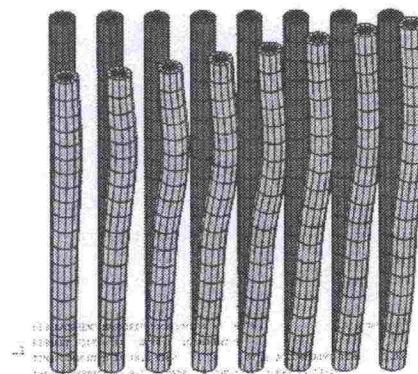
Kuva 63. Pengertapauksen IB2 pilarien 1 – 8 suljetun tilan painumat.



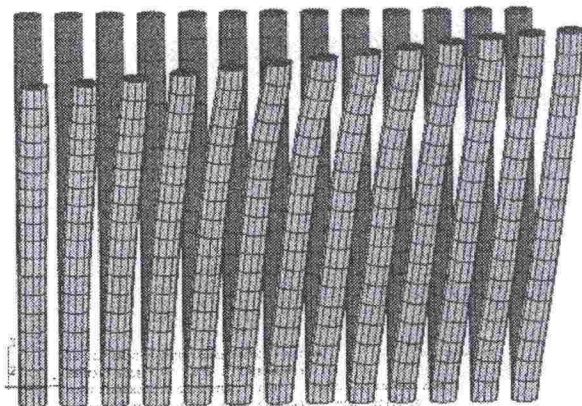
Kuva 64. Pengertapauksen IIB3 pilarien 1 – 13 suljetun tilan painumat.



Kuva 65. Pengertapauksen IA1 pilarien kokoonpuristuminen ja taipuminen pintakuormalla 140 kPa.



Kuva 66. Pengertapauksen IB2 pilarien kokoonpuristuminen ja taipuminen pintakuormalla 140 kPa.



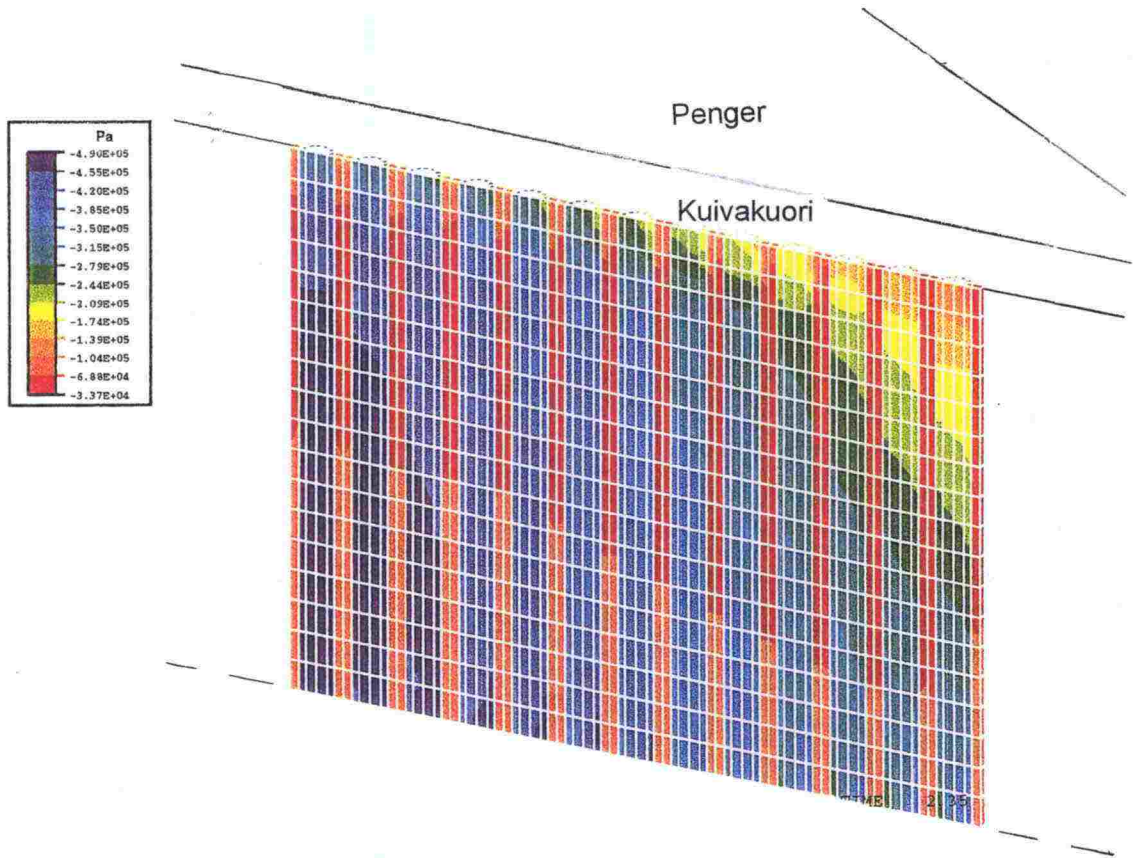
Kuva 67. Pengertapauksen IIB3 pilarien kokoonpuristuminen ja taipuminen pinta-kuormalla 210 kPa.

8.5 Kuormituksen jakaantuminen pilarien ja pohjamaan kesken

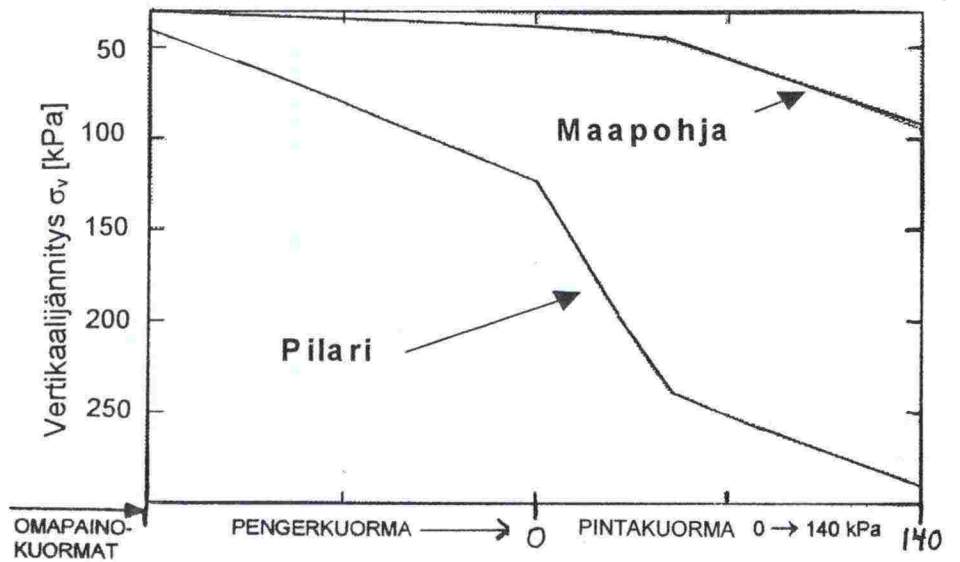
FEM -laskentojen perusteella on helppo tarkastella kuormituksen jakaantumista pilarien ja pohjamaan kesken. Tulosten perusteella pystytään myös tekemään vertailua eri teorioiden välillä, kuinka kuormituksen tulisi jakaantua stabiloidulla alueella ja kuinka se FEM -analyysin mukaan jakaantuu. Tätä on tarkasteltu myöhemmin kappaleessa 9.1.

Liitteessä 3 esitetään pilarien ja pohjamaan vertikaalijännitykset jokaisessa pengertapauksessa kolmella eri pintakuormituksella. Vertikaalijännityksen tarkastelukohteita ovat pilari p2 toinen pilari keskeltä ja kunkin pilarointitapauksen reunimmainen pilari p6, p8 tai p13, sekä näiden pilarien ympärillä oleva pohjamaa. Kuvien perusteella voidaan todeta kuormituksen keskittävän pääosin pilareille. Mitä suurempi on kuormitus sitä suurempi on myös pilarien vastaanottama vertikaalijännitys. Lisäksi nähdään kuormituksen keskittävän selvästi keskimmaisille pilareille, sillä pilarin p2 vertikaalijännitys on jokaisessa kuvassa suurin muihin pilareihin verrattuna. Kuormitusta lisättäessä keskimmaisten pilarien jännitys kasvaa huomattavasti, mutta reunimmaisten pilarien jännityksen kasvu on selvästi pienempää.

Kuvassa 68 on esitetty vertikaalijännityksen jakaantuminen pilareille ja pohjamaalle pengertapauksessa IIB3, kun pintakuorma on 73.5 kPa. Jännitys on selvästi keskittynyt pilareille. Pohjamaan jännitys vaihtelee 50...100 kPa välillä siten, että vertikaalijännitys on pienimmillään noin 3 m syvyydessä (punainen alue). Keskimmaisten pilarien vertikaalijännitys ylittää 450 kPa (violetti alue), mutta reunimmaisilla pilareilla maksimijännitys on 350 kPa pilarien alaosassa. Lisäksi kuvassa on nähtävissä pintakuorman jakaantuvan penkereen päältä likimain 2:1 menetelmällä pilaroidulle alueelle, jolloin reunimmaisille pilareille ei kuormitusta kovin paljoa siirry. Näiden pilarien vertikaalijännitys on pilarien yläosassa 100 kPa eli ainoastaan hieman suurempi kuin ympärillä olevan pohjamaan.



Kuva 68. Vertikaaliännitysten jakaantuminen pilareilla ja pohjamaalle pengertapauksessa II B3. Pintakuorma 73.5 kPa.



Kuva 69. Vertikaaliännitysten kehittyminen pengertapauksen IA1 pilarissa 2 ja ympäröivässä pohjamaassa -3 m syvyydessä.

Pohjamaan jännityksissä on enemmän hajontaa eri pengertapausten kesken. Pengertapauksessa IA1 pohjamaan jännitys kasvaa kaksinkertaiseksi, kun pintakuormitus lisääntyy nolasta 140 kPa. Kuvassa 69 on kuvattu vertikaalijännitysten kehittyminen tapauksen IA1 pilarissa p2 ja sitä ympäröivässä pohjamaassa -3 m syvyydellä. Ennen pintakuorman lisäämistä pilarin jännitys on 121 kPa ja pohjamaan 40 kPa. Kun pintakuormitus ylittää arvon 50 kPa, huomataan jännityskuvaajissa muutokset. Pilarin jännitysten kasvu alkaa hidastumaan ja pohjamaan jännitysten kasvu puolestaan jyrkkeneämään. Pileri alkaa tässä kohtaa myötäämään, jolloin se ei enää pysty vastaanottamaan kaikkea lisäkuormitusta. Tämän jälkeen pintakuormitus kasvattaa pilarin ja pohjamaan vertikaalijännitystä yhtä paljon.

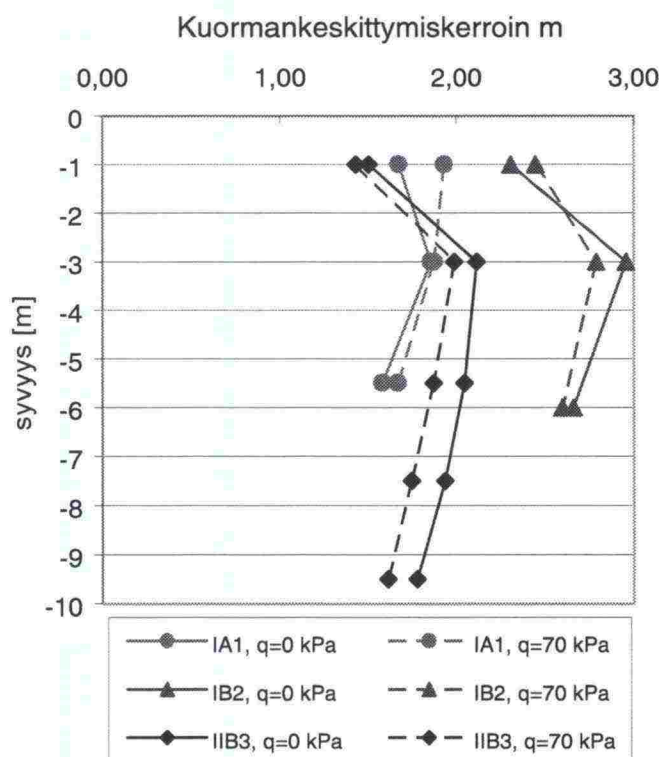
Pengertapauksessa IB2 pohjamaan jännityksen kasvu on melko vähäistä, mutta penkereellä IIB3 pohjamaan vertikaalijännitys pysyy samana kuormituksen lisääntyessäkin. Eroavaisuus selittyy pilarien eri lujuuksilla. Tapauksessa IIB3 lujat pilarit $\tau_{mit} = 300$ kPa kantavat lähes kaiken kuormituksen ja kuormituksen lisääntyessä kaikki uusi kuormitus siirtyy edelleen pilarien vertikaali- ja horisontaalijännitykseksi. Pehmeät pilarit $\tau_{mit} = 100$ kPa tapauksessa IA1 menettävät kantavuuden paljon aikaisemmin, jolloin lisääntyvää kuormitusta siirtyy myös pohjamaan kannettavaksi. Tämän johdosta pengertapauksen IA1 painuma kasvaa voimakkaasti pilarien myötäämisen jälkeen.

Pohjamaan vertikaalijännityksen minimikohta on useimmissa tapauksissa noin -3 metrin syvyydessä (liite 3). Pohjamaalle tulevaa kuormitusta siirtyy pilaroidun alueen yläosassa pilareille, jolloin pohjamaan vertikaalijännitys vähenee syvyydessä 1...3 m. Samanaikaisesti pilarien vertikaalijännitys kasvaa voimakkaasti. Tämän syvyyden jälkeen pilarin ja pohjamaan jännitykset kasvavat hitaasti lähinnä yläpuolisten maakerrosten painon verran. Tulokset noudattavat melko tarkasti Kivelön ehdottamaa mallia pilarien vertikaalijännityksen muodostumisesta, mitä kuvattiin kappaleessa 5.6.

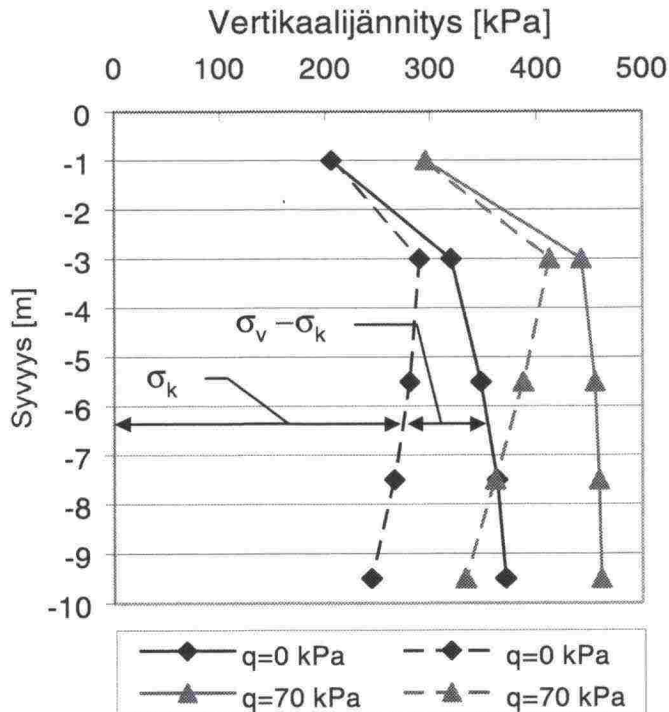
8.6 Pilarin jännitys – muodonmuutoskäyttäytyminen

Pilarin jännitystila ja käyttäytyminen ovat selvästi riippuvaisia tarkastelukohdan syvyydestä ja pilarin sijainnista pilaririvissä. Pilarin vertikaalijännitys on tarkastelujen mukaan pienimmillään pilarin yläpäässä. Tässä kohdassa pilarin vertikaalijännitys muodostuu yläpuolelta tulevasta kuormituksesta eli lähinnä penger- ja liikennekuormasta. Maastossa tehtyjen tutkimusten mukaan pilarin yläpään kuorman keskittymiskerroin on välillä 1.3...2.5. Pilaroinnin yhteydessä pohjamaa saattaa häiriintyä pilarin yläosassa pahoin, jolloin Kivelö suosittelee kuorman keskittymiskertoimen alkuarvoksi pilarin yläpäässä 1.0 /14/. FEM -laskentojen mukaan aktiivivyöhykkeellä olevien pilarien yläpäässä kuorman keskittymiskerroin on välillä 1.5...2.3. Reunimmaisten pilarien kerroin on jopa alle 1, sillä kuormitus keskittyy enimmäkseen keskimäisille pilareille.

Edellisessä kappaleessa 8.5 käsiteltiin kuormituksen siirtymistä maalta pilarelle tietyn siirtymismatkan aikana ja pilarin jännityksen kasvua. Jännitysten siirtymismatka on melko lyhyt ja tapauskohtainen. FEM -tarkasteluissa suurin kuorman keskittymiskertoimen arvo aktiivivyöhykkeellä oleville pilareille saadaan noin -3 metrin syvyydessä (kuva 70). Tässä kohdassa jännitysten siirtymismatka päättyy ja pilarin yläpuolisesta kuormituksesta vastaanottama vertikaalijännitys on suurimmillaan. Tämän jälkeen kuorman keskittymiskerroin ja kuormituksesta johtuva vertikaalijännitys pienenevät syvyyden kasvaessa. Samalla pilarin vertikaalijännitys kuitenkin suurenee, mikä johtuu pilarin oman painon lisääntymisestä syvyyden kasvaessa. Kuvassa 71 on kuvattu pengertapauksen IIB3 pilarin 2 vertikaalijännityksen muodostuminen 0 ja 70 kPa pintakuormilla. Katkoviivat kuvaavat kuormituksesta aiheutuvaa jännitystä σ_k ja ehjät viivat kokonaisvertikaalijännitystä σ_v . Pilarin omaa painoa $\sigma_v - \sigma_k$ on tarkasteltu suljetussa tilassa.



Kuva 70. Pilarin 2 kuormankeskittymiskerroin kussakin pengertapauksessa pintakuormilla 0 ja 70 kPa.



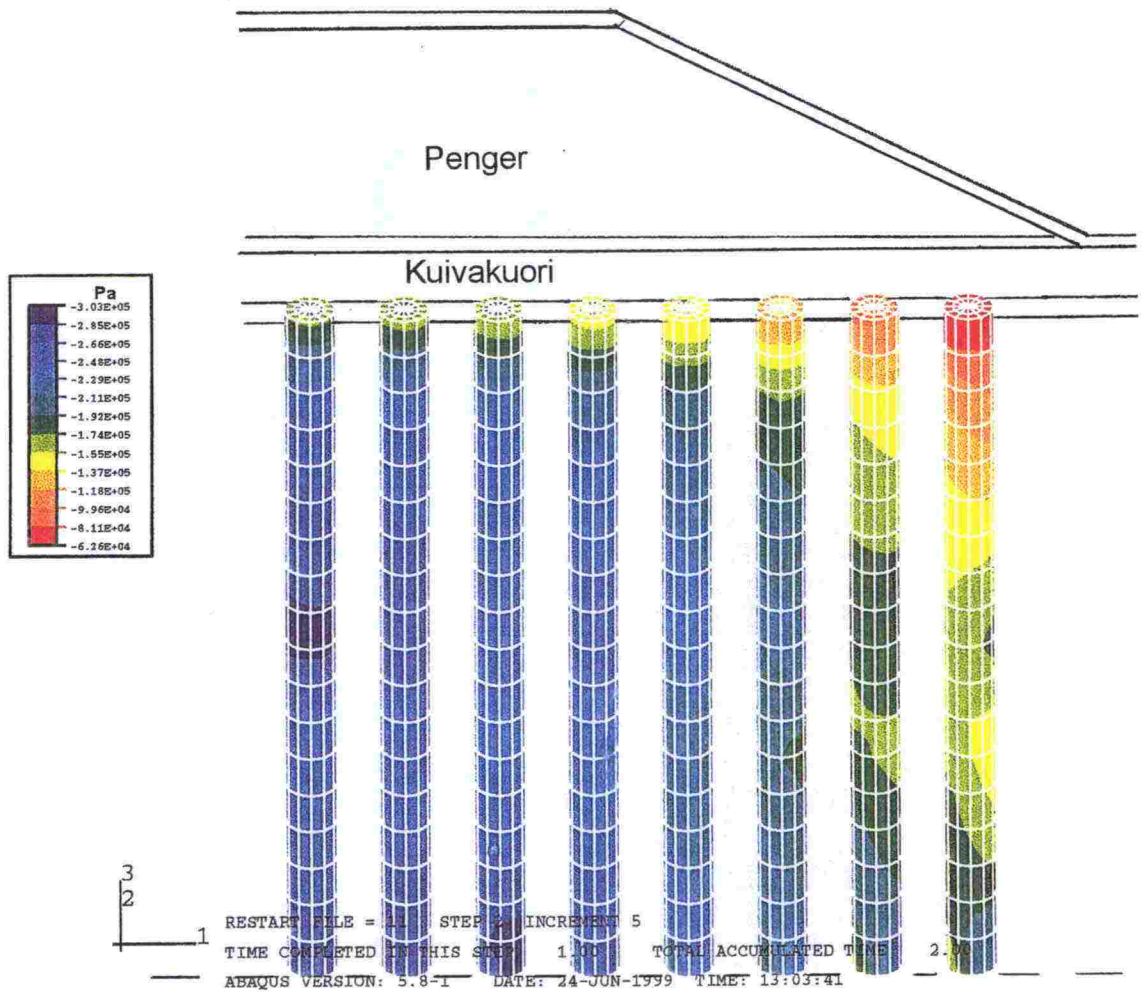
Kuva 71. Pilarin vertikaalijännityksen muodostuminen yläpuolisesta kuormituksesta σ_k ja omasta painosta $\sigma_v - \sigma_k$. Pilari 2, pengertaus IIB3, pintakuormat 0 ja 70 kPa.

Pilarin maksimivertikaalijännitys esiintyy pilarin alaosassa, mutta suurin Mises -jännitys pilarin keskiosassa. Pilarin Mises -vertailujännityksen kehittymistä tarkastelemalla voidaan seurata, miten lähellä murtoa pilari on. Kohdassa missä Mises -jännitys on suurin, pilariin kohdistuvat jännitykset ja rasitus ovat suurimmillaan. Mises -vertailujännitys lasketaan yhtälöllä 92 /16/.

$$MISES \quad \sigma_{VERT} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_1\sigma_3} \quad (92)$$

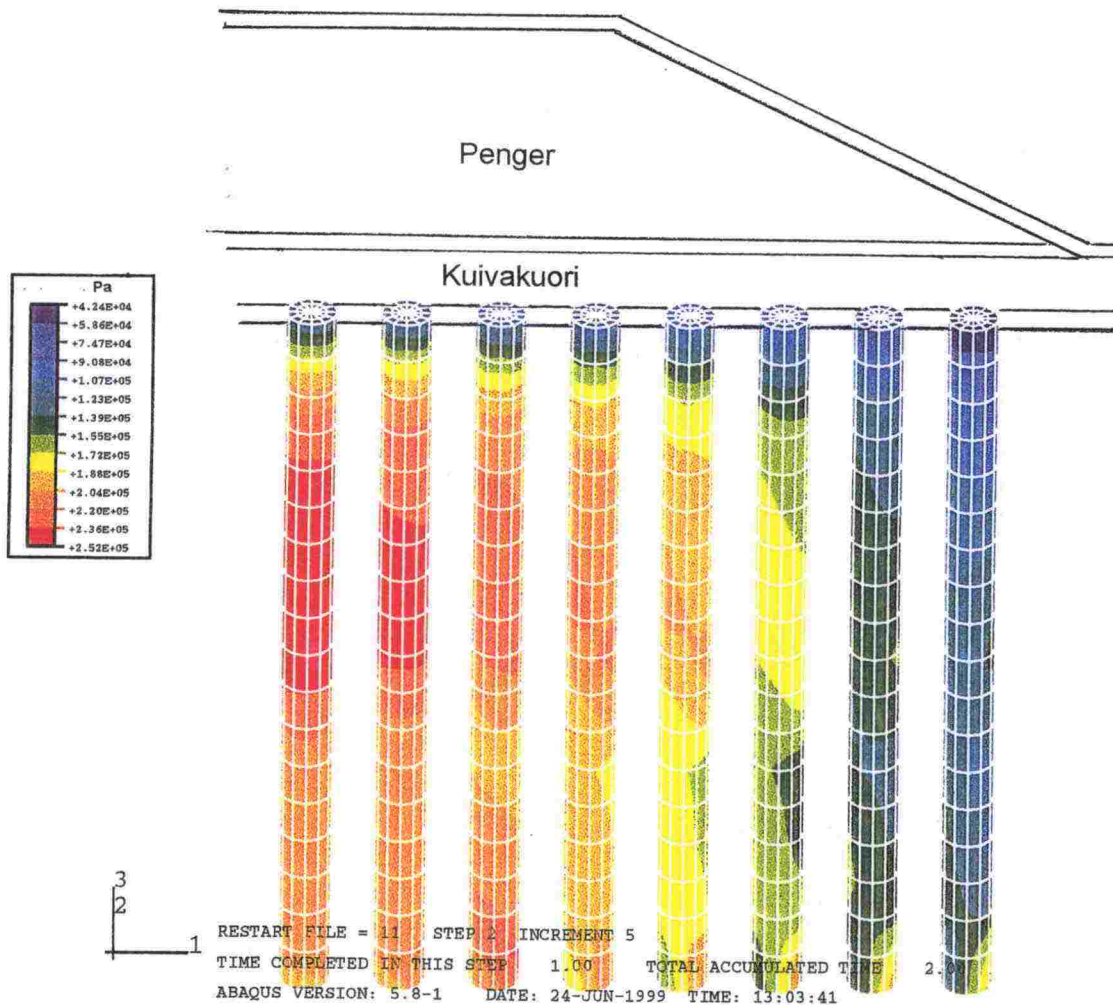
σ_1, σ_2 ja σ_3 pääjännitykset

Suurimmat Mises -jännitykset esiintyvät keskimmäisten pilarien keskiosassa, missä pohjamaan vertikaalijännitys on pienimmillään ja pilarien kuormitus suurimmillaan. Lisäksi tässä kohtaa on pilarien kokoonpuristuminen suurinta. Kuvissa 72 ja 73 on esitetty ilman pintakuormitusta olevan penkereen IB2 pilarien vertikaali- ja Mises -jännitykset.



Kuva 72. Pengertapauksen IB2 pilarien vertikaalijännitys. Pintakuorma 0 kPa.

Pengertapauksissa IA1 ja IB2 penger ja pilarit ovat murtotilassa pienemmällä kuin 140 kPa pintakuormalla, mistä syystä varsinkin reunimaiset pilarit taipuvat voimakkaasti kuormituksen kasvun mukana. Tällöin reunimmaisten pilarien vertikaalijännitys muodostuu poikkeavaksi muihin tilanteisiin verrattuna. Vertikaalijännitys on pienimmillään heikon savikerroksen keskikohdassa, missä pilarin sivusiirtymä on suurin. Näin pilarin yläosa vastaanottaa enemmän kuormitusta kuin pilarin taipunut keskikohta.



Kuva 73. Pengertapauksen IB2 pilarien Mises -jännitys. Pintakuorma 0 kPa.

Pelkällä pengerkuormituksella kunkin pengertapauksen reunimmaisten pilarien taipumat ovat maksimissaan 10...17 mm. Lisättäessä pintakuormitusta 70 kPa, maksimitaipumat ovat tapauksissa IB2 ja IIB3 26 mm ja tapauksessa IA1 48 mm. Selvät erot reunimmaisten pilarien taipumissa havaitaan vasta pintakuormalla 140 kPa. Tällöin pilarin maksimisiirtymä on tapauksessa IIB3 41 mm, IB2 80 mm ja tapauksessa IA1 300 mm, jolloin pilarit ovat jo selvästi murtuneet. Pengertapauksissa IA1 ja IB2 pilarin maksimitaipuma syntyy syvyydellä, missä on heikon savikerroksen keskikohta. Näin pilarit taipuvat siis eniten heikoimmassa pohjamaan kohdassa (kuvat 65 ja 66). Tapauksessa IIB3 jäykkä pilari taipuu eniten yläosastaan. Kun pohjamaa on lujempaa ja tasalujuuksista, pilarin taipuminen on vähäistä ja tasaista. Näin pilarit säilyttävät kantavuutensa pitkään suurellakin kuormituksella, jopa pintakuormalla 200 kPa.

Kivelö on tarkastellut väitöskirjassaan laajasti pilarien murtumista ja eri murtotapoja /14/. FEM -laskentojen perusteella on vaikeata ottaa kantaa Kivelön esittämien murtotapojen esiintymiseen ja oikeellisuuteen tarkasteltavissa pengertapauksissa. Stabiliateetilaskentojen mukaan pilarit murtuvat tapojen a ja b mukaisesti (kuvat 33 ja 34) taivutusmomentin ylittäessä pilarien momenttikapasiteetin. Tarkasteltaessa pengertapauksia ja pilareita lähellä niiden murtoa, voidaan Kivelön esittämiä murtotilanteita pitää perusteltuina. Keskellä pengertä aktiivialueella olevat pilarit murtuvat suuren pystykuormituksen johdosta. Leikkausalueella olevien pilarien taipumat ja siirtymät kasvavat suuresta leikkausvoimasta johtuen ja aiheuttavat lopulta pilarien murtumisen. Pilarien murtumisen tarkastelu teoreettisesti on melko hyödytöntä, sillä pilarin murtuminen on pitkälti kiinni pilarin laadusta. Todennäköisin murtopinta pilarissa sijaitsee pilarin huonoiten lujittuneessa kohdassa.

9 YHTEISTOIMINNAN TARKASTELU

9.1 Jännitysten jakautuminen stabiloidussa maassa

Jännitysten jakautuminen pilareille ja pohjamaalle on hyvin pitkälti kiinni pilarien toimintatavasta. Toimintatapa taas muodostuu maan ja pilarien ominaisuuksista, joista tärkeimpänä nykyisissä mitoitusohjeissa on pidetty pilarien lujuutta. Kappaleessa 4 on käsitelty nykyiset pilarityypit, niiden oletettu toimintatapa sekä yhteistoiminnan huomioon ottaminen niiden mitoituksessa.

Kappaleessa 5.6 kuvataan Kivelön tutkimuksiin perustuva olettamus jännitysten jakautumisesta pilareille. Kuorman keskittymiskertoimella m (yhtälöt 59, 60 ja 61) otetaan yläpuolisen kuormituksen jakautuminen huomioon pilarien vertikaalijännitystä määritettäessä. Kivelön mukaan kuorman keskittymiskertoimen maksimiarvo vaihtelee välillä 3...6 tyypillisillä pilarin ja pohjamaan moduulisuhteilla ja pilarialalla a . Pilarin yläosassa pilari vastaanottaa oman kuormituksen lisäksi maalle tulevaa kuormitusta, jolloin kuorman keskittymiskerroin kasvaa kriittiseen syvyyteen z_{c1} asti. Pilarin keskellä on vyöhyke, missä pilarin ja maan yhteistoiminta on voimakasta, eikä jännityksiä siirry näiden välillä. Tämän keskivyöhykkeen pituus on riippuvainen pilarin ja maan ominaisuuksista sekä kuormituksen suuruudesta $/14/$.

Taulukossa 26 on esitetty Kivelön teorian perusteella lasketut pilarien eri vyöhykejaot käytetyille pengertapauksille. Lisäksi on tarkasteltu pilarien vertikaalijännitystä eri syvyyksillä. Kuivakuoren alapinnasta alkavalle pilarille tuleva kuormitus koostuu pengerkuormasta sekä kuivakuoren painosta. Kuorman keskittymiskertoimen alkuarvona m_0 on käytetty Kivelön suosittelemaa arvoa 1, sillä kuivakuoren otaksutaan rikkoutuneen ja löyhtyneen pilarien tekovaiheessa. Taulukon luvut kuvaavat aktiivivyöhykkeen eli suoraan penkereen alapuolella olevien pilarien ominaisuuksia. Leikkausvyöhykkeessä luiskan alapuolella, missä pilarien pengerkuorma on pienempi, pilarien keskivyöhyke on pidempi. Tällöin kriittinen syvyys z_{c1} on lyhyempi ja syvyys $L - z_{c2}$ sijaitsee syvemmällä.

FEM -laskennoissa tarkasteltiin kolmea pengertapausta, joiden tuloksia on hyvä verrata taulukon arvoihin. Pilareille määritettyjen vertikaalijännitysten avulla saadaan selville myös pilarien kuorman keskittymiskertoimet eri syvyyksillä. *Taulukossa 27* esitetään FEM -laskennoilla määritetyt kuorman keskittymiskertoimien alkuarvot m_0 , maksimiarvot m_{max} ja pilarien vertikaalijännitykset $\sigma_{v,p}$, mitkä vastaavat *taulukon 26* tilanteita. Lisäksi taulukossa on esitetty pilarin ja maan muodonmuutosmoduulien suhde E_p/E_m suljetussa tilassa, sillä tällä suhteella on hyvin merkittävä vaikutus jännitysten jakautumisessa sekä yhteistoiminnan tarkastelussa.

Taulukko 26. Kivelön menetelmällä lasketut kuorman keskittymiskertoimet keskivyoöhykkeessä, sekä keskivyoöhykkeen alku- ja loppusyvyyksien pilarin päästä. Aktiivialueen pilarin vertikaalijännitys eri syvyyksillä H.

Laskentatapa	k/k väli	z_{c1}	m_c	L - z_{c2}	$\sigma_{v,p}$	$\sigma_{v,p}$	$\sigma_{v,p}$
					H = -1 m	H = -3 m	H = -5,5 m
	[m]	[m]		[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
I A 1	1,00	3,30	2,22	5,70	49,1	113,2	172,1
I A 2	1,40	4,40	4,56	4,60	49,1	170,4	287,1
I A 3	1,60	5,00	6,16	5,00	49,1	170,4	322,1
I B 1	0,80	3,20	1,75	5,80	77,1	140,0	197,8
I B 2	1,10	4,50	3,33	5,00	77,1	198,4	319,4
I B 3	1,30	5,00	4,63	5,00	77,1	198,4	350,1
II A 1	0,70	0,23	1,27	8,77	85,1	135,9	170,9
II A 2	1,00	1,19	2,40	7,81	85,1	232,0	267,0
II A 3	1,20	2,02	3,37	6,98	85,1	313,1	349,7
II B 1	0,60	0,16	1,12	8,84	137,1	181,6	216,6
II B 2	0,80	1,14	1,83	7,86	137,1	278,9	313,9
II B 3	0,90	1,81	2,32	7,19	137,1	346,5	381,5

- z_{c1} kriittinen syvyys (pilarin päästä), mistä lähtien pilarin ja pohjamaan siirtymät ovat yhtä suuret. Tämän syvyyden yläpuolisella matkalla pilari vastaanottaa kuormitusta pohjamaalta.
- m_c kuorman keskittymiskertoimen arvo keskivyoöhykkeessä.
- L - z_{c2} tähän syvyyteen pilarin keskivyoöhyke päättyy, minkä jälkeen pilarin vertikaalijännitys alkaa pienentyä kärkivastuksen johdosta.
- $\sigma_{v,p}$ pilarin vertikaalijännitys eri syvyydellä H

Taulukko 27. FEM -laskennoilla saadut kuorman keskittymiskertoimen alku- ja maksimiarvot, sekä aktiivialueen pilarin vertikaalijännitys eri syvyyksillä H.

Laskentatapa	E_p/E_m	E_p/E_m	m_0	m_{max}	$\sigma_{v,p}$	$\sigma_{v,p}$	$\sigma_{v,p}$
	kerros 1	kerros 2			H = -1 m	H = -3 m	H = -5,5 m
					[kPa]	[kPa]	[kPa]
I A 1	4,29	2,00	1,67	1,85	82,0	121,0	145,0
I B 2	11,43	5,33	2,31	2,96	178,0	258,0	276,0
II B 3	8,00	8,00	1,50	2,12	206,0	320,0	348,0

- m_0 kuorman keskittymiskertoimen alkuarvo
- m_{max} kuorman keskittymiskertoimen maksimiarvo
- E_p pilarin muodonmuutosmoduuli
- E_m pohjamaan muodonmuutosmoduuli

Taulukoiden 26 ja 27 tulosten perusteella voidaan tehdä joitakin johtopäätöksiä. FEM -laskennoilla saadut ja Kivelön teorialla lasketut kuorman keskittymiskertoimet vahvistavat toisiaan joistakin eroista huolimatta. Kivelön teorialla laskettaessa kuorman keskittymiskertoimen alkuarvo on ollut 1.0, eli pilarin yläpää on vastaanottanut penkereen ja kuivakuoren painosta syntyvän kuorman. FEM -tarkastelussa pilarit ovat vastaanottaneet selvästi enemmän kuormitusta yläpäällään, jolloin kertoimet m_0 ovat suuremmat kuin 1.0. Tästä johtuen ovat myös pilarien yläosien vertikaalijännitykset FEM -laskennoilla määritettynä suuremmat. FEM -tarkastelussa kuorman keskittymiskertoimen maksimiarvo saatiin yleensä noin 2 m syvyydessä pilarin yläpäästä, jonka jälkeen kerroin alkoi pienentyä. Pienestä alkuarvosta m_0 johtuen on Kivelön teorialla laskettaessa kuormien siirtymismatka ollut paljon pidempi. Lisäksi keskivyöhyke, missä $m_c = m_{max}$, on sijainnut syvemmillä. Tällöin keskittymiskertoimen m_c arvo on ollut muutaman kymmenyksen suurempi kuin FEM -laskennoilla saatu m_{max} . FEM -laskennoilla saadut pilarien kuorman keskittymiskertoimet pysyivät hyvin samansuuruisina koko pilaripituuden matkan ja hajonta oli selvästi pienempää kuin Kivelön teorialla laskettujen kertoimien.

FEM -laskennoilla ja Kivelön teorialla saadut kuorman keskittymiskertoimet käyttäytyvät eri pengertapausten kesken yhtäläisesti, kun tarkastellaan *taulukon 27* tapauksia. Kummallakin tavalla laskettuna on penkereen IB2 pilariille saatu suurin kuorman keskittymiskerroin, eli tämä pilari kantaa suhteellisesti eniten kuormitusta. Sama asia huomataan tarkistelemalla pelkkiä muodonmuutosmoduulien suhteita E_p/E_m , mikä on myös suurin penkereellä IB2. Näyttää siltä, että kuorman keskittymiskertoimen suuruus on suoraan verrannollinen pilarin ja pohjamaan muodonmuutosmoduulien suhteeseen, minkä asian vahvistavat *taulukon 26* tulokset. Yksinkertaisesti voidaan asia todeta siten, että mitä suurempi on pilarien ja pohjamaan muodonmuutosmoduulien suhde, sitä enemmän kuormitus keskittyy pilareille.

Taulukon 27 mukaan kuorman keskittymiskerroin m_c sekä jännitysten siirtymismatkat z_c ovat erityisen riippuvaisia pohjamaan ja pilarien välisestä lujuuserosta ja kuormituksen suuruudesta. Laskentatapauksissa I, mitkä sisältävät heikkolujuisen savikerroksen, kuormituksen siirtymismatka z_{c1} pilarin yläosassa on pitkä ja keskivyöhyke hyvin lyhyt tai puuttuu kokonaan. Vertikaalijännitys kasvaa tasaisesti ja voimakkaasti syvyyden funktiona aina kriittiseen syvyyteen z_{c1} asti, koska pehmeässä savessa kuormitus keskittyy voimakkaasti pilareille. Voidaan jopa todeta, että pehmeässä savessa olevilla lujilla pilareilla ei ole yhteistoimintaa pohjamaan kanssa, sillä keskivyöhykettä ei synny (tapaukset IA2 ja 3 sekä IB2 ja 3). Lujemman pohjamaan laskentatapauksissa II jännitysten siirtymismatka on hyvin lyhyt ja keskivyöhyke pitkä. Maa kantaa tässä tilanteessa paremmin kuormitusta, jolloin maalle tulevaa kuormitusta ei siirry pilareille yhtä paljon kuin pehmeässä pohjamaassa.

Kivelön teoria on alun perin kehitelty määrämittäisille pilareille. Kuorman keskittymiskertoimen ja vyöhykejaon perusteella on todettavissa käyvätkö määrämittaiset pilarit kohteeseen. Kivelön mukaan määrämittaiset pilarit eivät toimi, mikäli keskivyöhykettä ei synny. Tällöin pilarit tulisi ulottaa kovaan pohjaan asti.

9.2 Pilarien käyttäytyminen liukupinnan eri osissa

Keskellä pengertä olevat pilarit vastaanottavat suurimman kuormituksen ja siirtävät tämän kovaan pohjaan. Kuormitus on yleensä pystysuoraa, joten käyttötilassa nämä pilarit taipuvat hyvin vähän. Kokoonpuristuminen on puolestaan voimakasta muihin pilareihin nähden. Koska penkereen keskellä olevilta pilareilta edellytetään hyvää kuormituksen kestoa sekä vähäistä painumista, tulisi näiden olla mahdollisimman lujia ja jäykkiä. Pilarit toimivat parhaiten ryhmänä, jolloin olisi lisäksi eduksi käyttää pientä pilariväliä. Tällöin myös kuormitusten jakaantuminen olisi tehokasta. Kivelö on esittänyt arvion, minkä mukaan aktiivialueen pilarien merkitys penkereen stabiliteettiin on vähintään 2...3 -kertainen leikkaus- tai passiivialueen pilareihin verrattuna /14/.

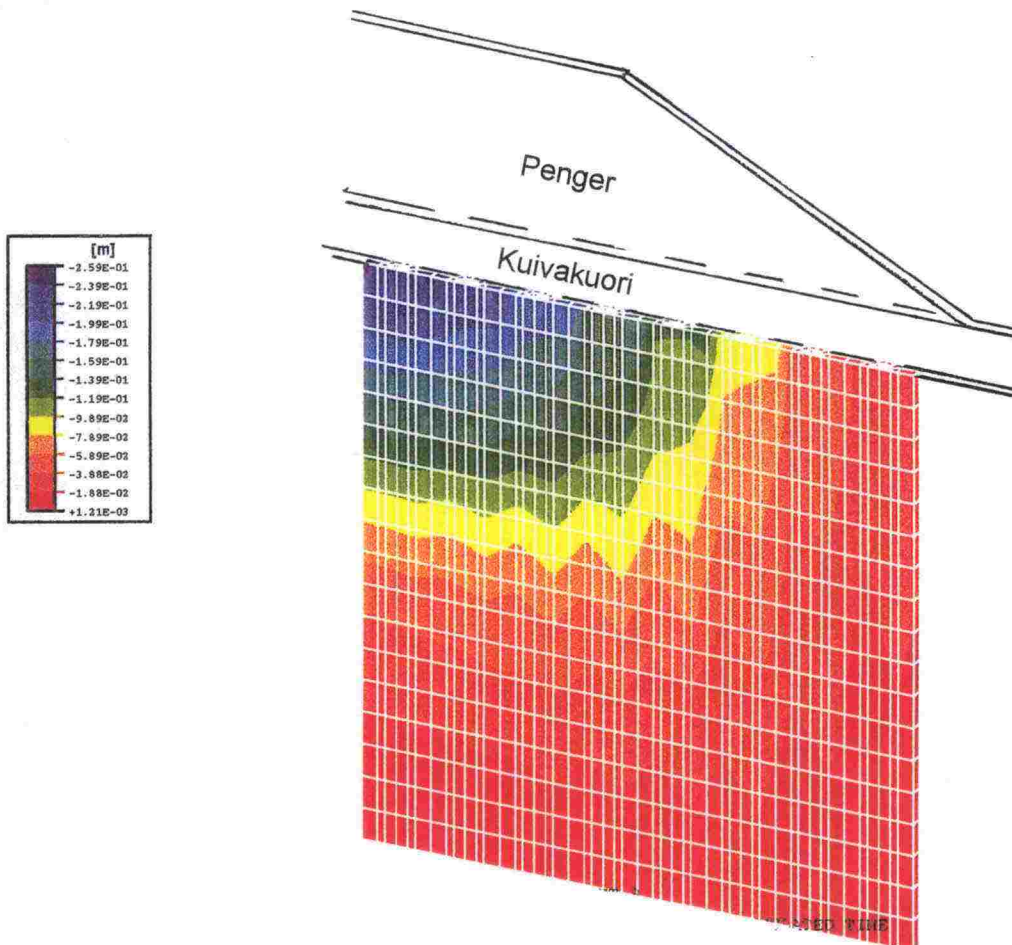
Luiskan alla olevan pilarin käyttäytyminen ja kuormituksen suuruus ovat riippuvaisia penkereen ja liukupinnan muodosta. Matalan penkereen luiskien alla oleville pilareille ei välttämättä tule juurikaan pystykuormitusta. Liukupinnan muoto saattaa olla näiden pilarien kohdalla jo vaakasuora, joten kuormitus tulee vaakatasossa. Korkean penkereen luiskan alla pilareille kohdistuu pystykuormitusta sekä vaakakuormitusta samanaikaisesti, mutta pystykuormitus on kuitenkin selvästi pienempi kuin penkereen keskellä olevien pilarien pystykuormitus. Pienemmän pystykuormituksen takia luiskan alla olevien pilarien ei tarvitsisi tällöin olla yhtä lujia kuin penkereen keskellä olevien. Vaakakuormituksesta johtuen pilareihin kohdistuu taivutusta ja vetoa, joita pilarien tulisi kestää. Pilarien lujuutta muuntelemalla tätä on vaikea parantaa, sillä sekä lujat että pehmeät pilarit murtuvat melko helposti ilman pystykuormitusta sivukuormitettuina. Sivukuormituksen vastaanottamista voidaan parantaa käyttämällä tiheää pilariväliä tai lamellimaista pilarointia luiskien alla. Pilarien taivutuskestävyys tulee tällöin mitoittaa pystykuormituksen mukaan.

Penkereiden liukupinnan passiiviosalla ei nykyisin yleensä käytetä pilareita. Kuten FEM -tarkastelun jännitysten jakaantumisesta nähdään, jo stabiloidun alueen reunimmaisella pilarilla pystyjännitykset ovat pienet ja hyvin vaihtelevat eri syvyydellä. Joissakin pengertapauksissa tämä reunimmainen pilari sijaitseekin jo liukupinnan passiiviosalla. Passiivialueella olevia pilareita pidetään varsin hyödyttöminä, sillä ne eivät kannata pystykuormaa eivätkä estä siirtymien syntyä. FEM -tarkastelun mukaan penkereen ulkopuolinen pohjamaa heti luiskan reunassa on vähäisessä painuvassa tilassa. Tästä muuta-

ma metri sivummalla maa alkaa kohoamaan liukupinnan suunnan mukaisesti. Ilman pystykuormitusta olevat pilarit todennäköisesti seuraavat näitä pohjamaan liikkeitä. Passiivialueen pilareita voidaan kuitenkin tarvita joissakin työnaikaisissa pengertilanteissa, esimerkiksi pehmeiköllä sijaitsevien siltatäi rumpukaivantojen yhteydessä.

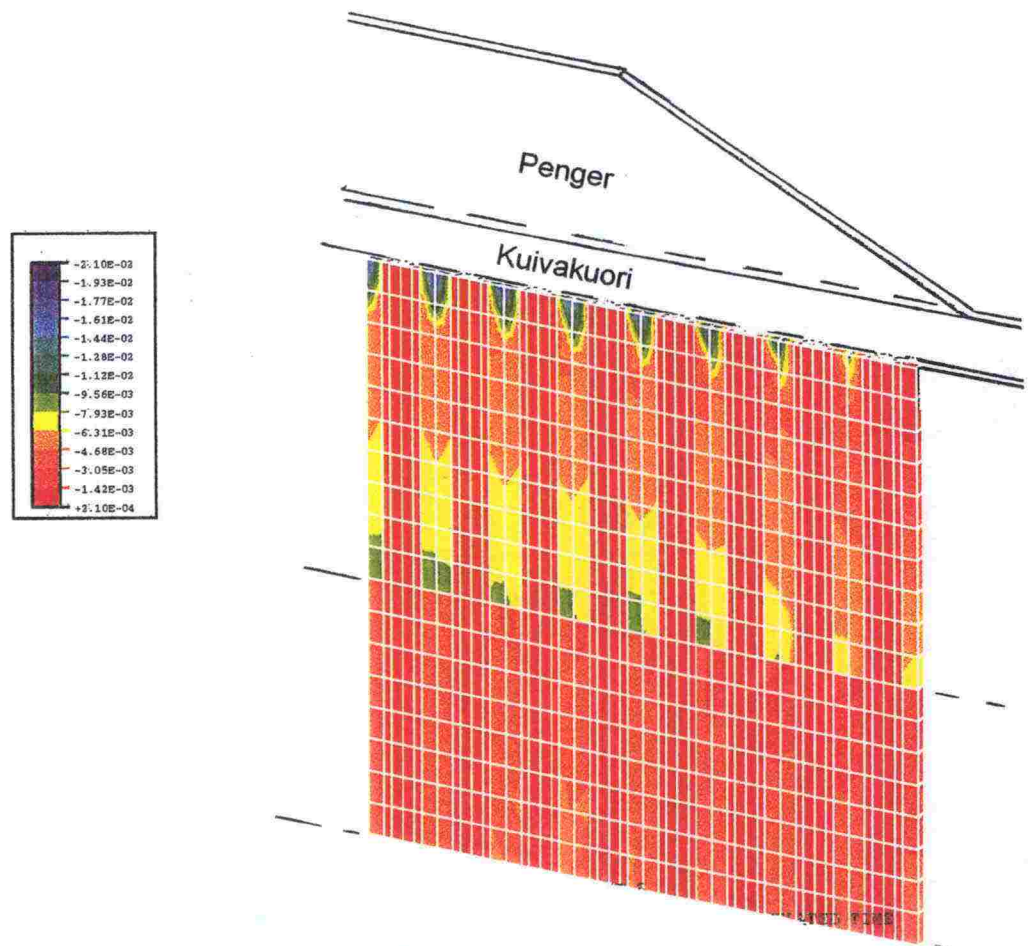
9.3 Pilaroidun alueen sisäinen toiminta

FEM -laskentojen perusteella ei pilareille muodostunut keskivyöhykettä, missä kuorman keskittymiskerroin olisi vakio. Keskivyöhyke on Kivelön teoriaan perustuva käsite, minkä toteaminen FEM -laskennoilla on hyvin vaikeaa. Tarkasteltaessa pilarien ja maan pystysuoria siirtymiä ja kokoonpuristumia FEM -tuloksista, todetaan pilaroidulla alueella olevan vyöhykkeen, missä nämä pystymuodonmuutokset ovat yhtä suuret tietyllä kuormituksella. Pilarin ja pohjamaan painumat näyttävät kehittyvän pilaroidun alueen keskellä yhdessä, mutta reunemmalla leikkausalueella maa painuu jonkin verran pilareita enemmän. Tämä nähdään kuvassa 74, missä on esitetty pengertapaoksen IB2 pilaroidun alueen painumat pintakuormalla 140 kPa.

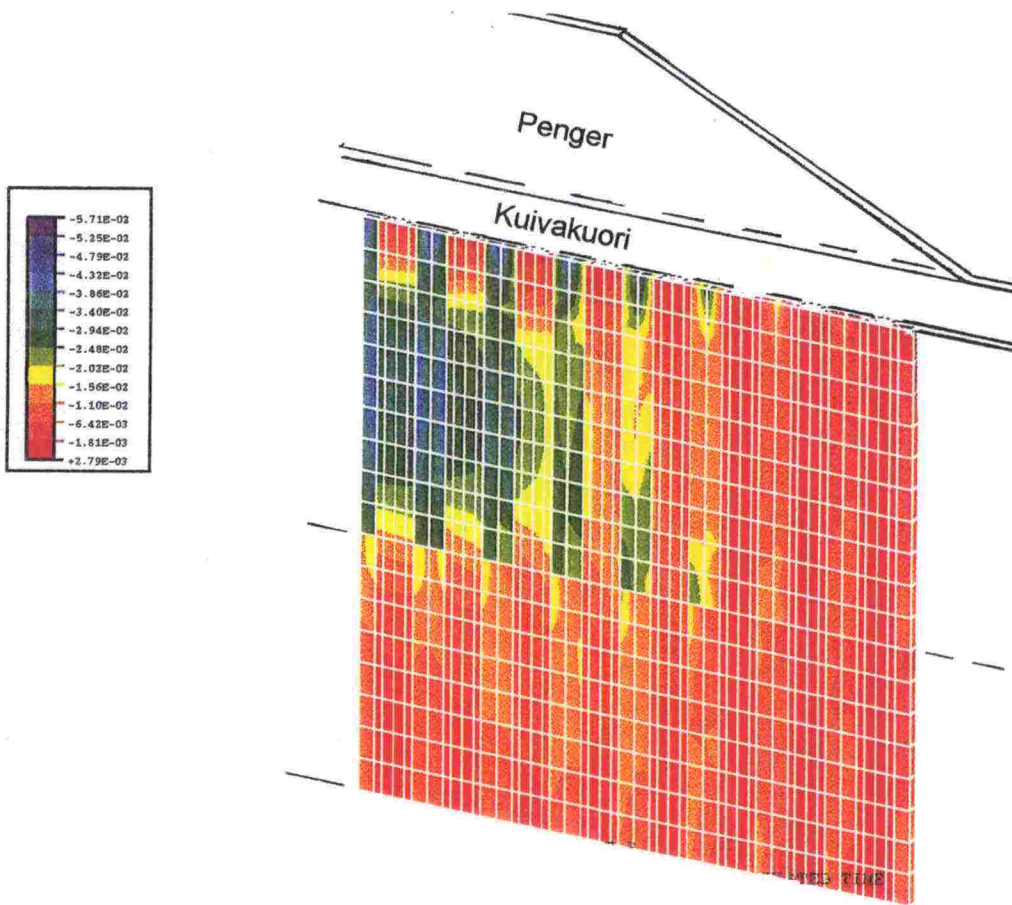


Kuva 74. Pengertapaoksen IB2 pilarien ja maan painuminen pintakuormalla 140 kPa.

Pilaroidun alueen kokoonpuristumat ovat riippuvaisia kuormituksen suuruudesta. Pienellä kuormituksella pilarit eivät kokoonpuristu, mutta pohjamaa kokoonpuristuu jonkin verran. *Kuvassa 75* esitetään penkereen IB2 plastiset pystymuodonmuutokset ilman pintakuormitusta. Pilarit eivät ole kokoonpuristuneet, mutta pilarien välissä oleva pohjamaa on. Suurimmat pystymuodonmuutokset tapahtuvat pilarien yläosien ympärillä ($\epsilon_{\max} = 1.5\%$), missä kuormitus on suurin, sekä heikon pohjamaakerroksen alaosassa (keltainen väri $\epsilon = 0.8\%$). Lujemmassa savikerroksessa pohjamaan kokoonpuristuminen on ollut vähäistä. Sama tarkastelutilanne pintakuormituksella 140 kPa on esitetty *kuvassa 76*. Nyt osa pilareistakin on selvästi kokoonpuristuneita ($\epsilon_{\max} = 3.0\%$), mikä oli nähtävissä myös pilarien *painumakuvista 62 ja 63*. Pystymuodonmuutokset ovat suurimmat pilarointialueen keskellä heikon savikerroksen puolivälissä. Kokoonpuristuminen on ollut laajalla alueella samansuuruista pilarien ja pohjamaan kesken.

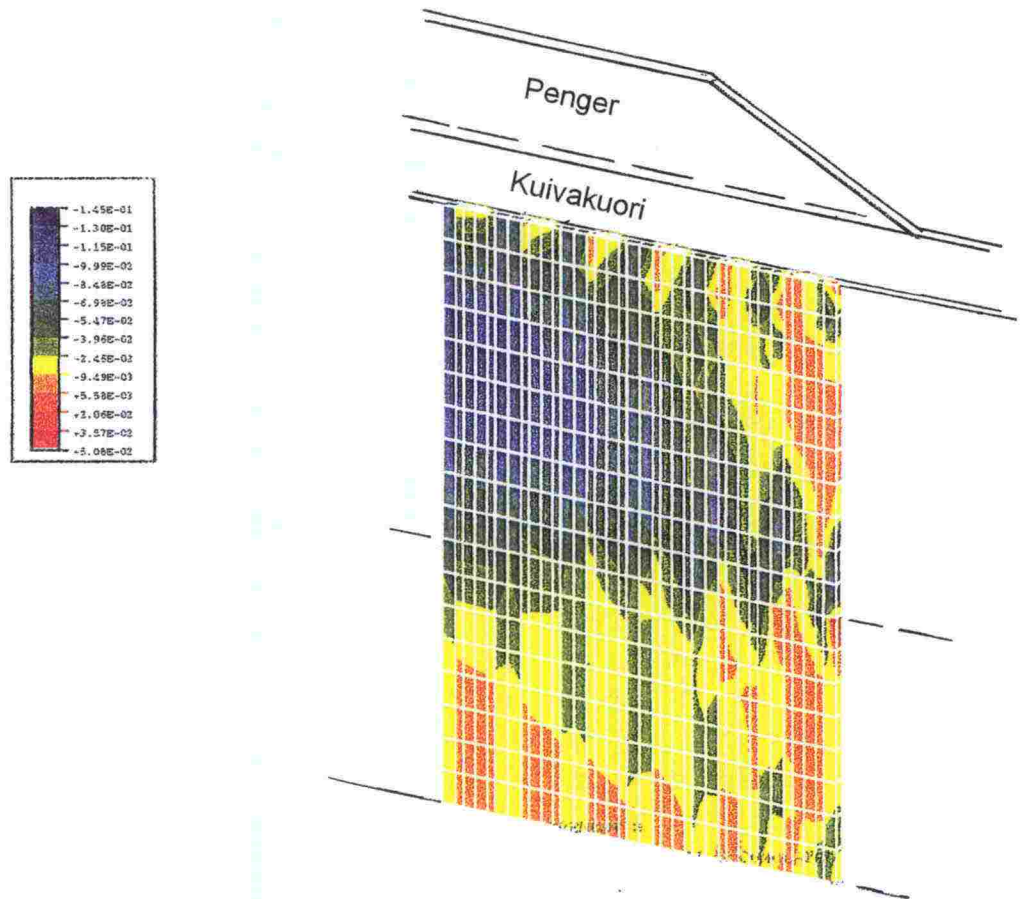


Kuva 75. Pengertapauksen IB2 pilaroidun alueen plastiset pystymuodonmuutokset ilman pintakuormitusta.



Kuva 76. Pengertapauksen IB2 pilaroidun alueen plastiset pystymuodonmuutokset pintakuormalla 140 kPa.

FEM -tarkastelun perusteella on todettavissa pilarien ja pohjamaan painumien olevan useassa tilanteessa samansuuruiset, mutta kokoonpuristumat hyvin harvoin. Samansuuruinen painuma johtuu ensisijaisesti pilarien taipumisesta kuormituksen alla, eikä niiden samansuuruisesta kokoonpuristumisesta pohjamaan kanssa. Koska pilarit ovat lujia verrattuna pohjamaahan, eivät ne pienellä kuormituksella kokoonpuristu juuri ollenkaan. Käyttötilassa pohjamaan pystysuuntaisten muodonmuutosten suhde on noin kymmenkertainen pilarien muodonmuutokseen verrattuna. Ainoastaan tilanteissa, missä kuormitus on hyvin suurta ja pilarointi lähellä murtotilaa, kokoonpuristumat ovat varsin lähellä toisiaan. Tästä on hyvänä esimerkkinä pengertapaus IA1, minkä pystysuorat muodonmuutokset pintakuormalla 140 kPa on esitetty kuvassa 77.



Kuva 77. Pengertapauksen IA1 pilaroidun alueen plastiset pystymuodonmuutokset pintakuormalla 140 kPa.

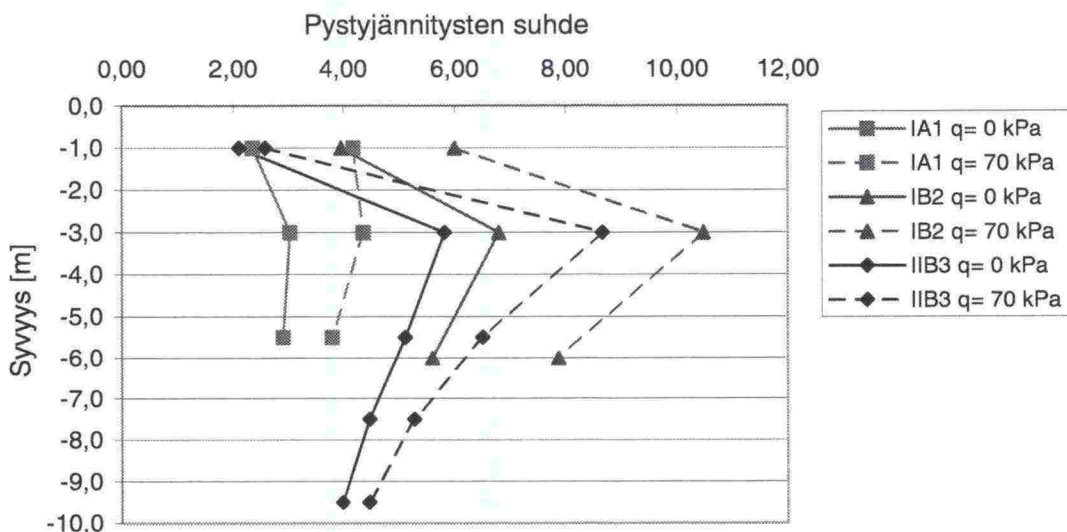
Pilarin ja pohjamaan välisiin siirtymiin vaikuttaa merkittävästi niiden välisen rajapinnan muoto. Pilarin ulkopinta ei ole sileä kuten esimerkiksi paalulla, vaan hyvin epätasainen ja röpelöinen. Pilarin muoto on kiinni sideaineen syötön onnistumisesta. Lujittuessaan pilari sitoo itseensä vettä ja kuivattaa ympäröivää maata. Tällöin pilarin ja saven väliin voi syntyä jopa rakoja, niin että savi ja pilari ovat irti toisistaan. Näin ne liikkuvat vapaasti toistensa suhteen. Mikäli rajapinnassa ei ole rakoa, vaan pilari ja ympäröivä savi ovat tiukasti kiinni toisissaan, pilari tällöin vastustaa saven pystysiirtymiä. Penkereen alapuolella kuormitus puristaa yleensä raon kiinni, mutta varsinkin leikkaus- ja passiivialueilla on tehty havaintoja rakojen olemassaolosta. Tarkka rajapintojen tarkastelu vaatisi pilarien esiinkaivamista ja laajoja kenttäkokeita, sillä teoreettisesti rajapinnan merkitystä on vaikea mallintaa ja tarkastella. FEM -tulosten mukaan pohjamaa kokoonpuristuu pilarien ympärillä enemmän kuin pilarivälien keskellä (esimerkiksi kuva 76). Tällöin pohjamaa takertuu rajapinnassa pilarin pintaan kiinni ja puristuu kasaan. Pilarivälin keskellä oleva savi painuu pystysuorassa alaspäin ja näin ollen enemmän kuin rajapintaan takertuva savi.

9.4 Yhteistoiminnan edellytykset

Pilarit ja pohjamaa toimivat yhdessä mikäli niiden välisellä rajapinnalla ei tapahdu liukumista. Tällöin stabiloitu alue täyttää hyvin ne edellytykset, mitä siltä odotetaan. Nykyisessä syvästabiloinnin mitoitusohjeessa pilarityypit on jaoteltu yhteistoiminnan mukaan siten, että pehmeät pilarit käyttäytyvät täydessä yhteistoiminnassa pohjamaan kanssa, puolilujat pilarit useimmissa tapauksissa ja lujat pilarit oletettavasti eivät /32/. Kivelön mukaan kaikki pilarit toimivat jossain määrin yhteistoiminnassa pohjamaan kanssa. Tällöin ainoastaan yhteistoiminnan aste vaihtelee eri pilari- ja pohjamaatyypien mukaan. Merkittävin tekijä yhteistoiminnan olemassaoloon on Kivelön mukaan pilarin ja pohjamaan murtovenymien suhde. Varsinkin lujilla pilareilla murtovenymä on pieni verrattuna pohjamaan murtovenymään, jolloin niiden yhteistoiminta pohjamaan kanssa on kyseenalaista. Kivelö suosittelee käytettäväksi pilarin leikkauslujuutena residuaaliarvoa, mikä vastaa paremmin pohjamaan lujuus-muodonmuutoskäyttäytymistä /14/.

Varioimalla pilarien ja pohjamaan ominaisuuksia on tässä työssä tarkasteltu yhteistoimintaan vaikuttavia asioita teoreettiselta kannalta. FEM-tarkastelussa ei havaittu minkäänlaista liukumista pilarien ja pohjamaan välillä. Eri suuruiset pystysiirtymät näkyivät lähinnä pieninä painumaeroina tai pohjamaan suurempina kokoonpuristumina. Ruotsalaisessa mitoitusohjeessa yhteistoiminta ymmärretään pilarien ja pohjamaan yhtä suurena kokoonpuristumisena ja leikkausmuodonmuutoksena /5/. Tällöin pohjamaassa ei esiintyisi haitallisia siirtymiä stabiloinnin jälkeen. Ruotsalaisen yhteistoimintamäärityksen mukaan FEM-laskentapenkereiden yhteistoiminta on kyseenalaista, sillä pilarin ja maan kokoonpuristumisissa havaittiin eroavaisuutta.

Yhteistoiminta voidaan ymmärtää myös tilanteena, missä pilarointi penkereen alla toimii hyväksytysti myötörajaan asti. Tällöin penkereen vakavuus on riittävä sekä painumat ja sivusiirtymät vähäiset. Lisäksi jännitysten tulee jakaantua sopivassa suhteessa sekä pilareille että pohjamaalle. FEM-tarkastelussa olleet pengertapaukset täyttävät nämä edellytykset hyvin käyttötilassa pienellä pintakuormituksella. Vasta huomattavalla pintakuormituksen lisäämisellä nähdään merkkejä yhteistoiminnan katoamisesta ja penkereen murtumisesta, mutta esimerkiksi pengertapaus IIB3 näyttäisi toimivan vielä suurellakin kuormituksella toimivana rakenteena. *Kuvassa 78* esitetään penkereiden pystyjännitysten suhde pilarin ja pohjamaan välillä eri syvyyksillä. Yhtenäinen viiva kuvaa käyttötilannetta $q_{\text{pinta}} = 0$ kPa ja katkoviiva tilannetta pintakuormalla $q_{\text{pinta}} = 70$ kPa. Pengertapauksien pilarien muodonmuutosmoduulien ja pohjamaan kokoonpuristuvuusmoduulien väliset suhteet ovat IA1 15.0 IB2 40.0 ja IIB3 35.3.



Kuva 78. Pengertapausten pilarien ja pohjamaan pystyjännitysten suhde pinta-kuormilla 0 ja 70 kPa (Vrt. kuva 70).

Tarkasteltaessa jännityssuhdetta pilarien yläosassa syvyydellä -1...-6 m, missä suhde on suurin, nähdään suhteen olevan riippuvainen pilarien ja pohjamaan lujuuserosta. Myös pohjamaan ja pilarien yhteistoiminta on pitkälti riippuvainen tästä lujuussuhteesta, eikä ainoastaan pilarien lujuudesta. Yhteistoiminnan olemassaoloa kuvaavalle lujuussuhteelle on esitetty monia arvioita ja hieman eri tavalla. Useimmiten on esitetty oletus, jonka mukaan yhteistoimintaa on olemassa, mikäli pilarin ja pohjamaan kokoonpuristuvuusmoduulien suhde on enintään 10 /32/. Kivelö on esittänyt tarkasteluissaan arvion, jonka mukaan pilarit kantavat pääosan kuormituksesta kun muodonmuutosmoduulien suhde on suurempi kuin 20 /14/. Yhteistoimintaa voidaan tarkastella myös kuorman keskittymiskertoimien tai kuvan 78 mukaisesti jännityssuhteen avulla, mutta näiden avulla on vaikea määrittää tarkkoja raja-arvoja, sillä esimerkiksi pilariala ja kuormituksen suuruus vaikuttavat tarkasteluun.

Seuraavissa kohdissa on esitelty havaittuja tilanteita, millä voidaan parantaa pilarin ja pohjamaan yhteistoiminnan edellytyksiä pengertapauksissa.

- Stabilointi toimii paremmin käytettäessä pientä pilariväliä. Pilarien lujuudella on vähemmän merkitystä penkereen stabiliteettiin kuin pilarivälillä.
- Käytettävien pilarien murtovenymän tulisi olla mahdollisimman lähellä pohjamaan murtovenymää.
- Pilarien ja pohjamaan yhteistoiminta riippuu huomattavasti pohjamaan lujuudesta. Lujemmassa pohjamaassa pilarit käyttäytyvät ja toimivat paremmin kuin heikommassa maassa.

- Kuormitus, painumat ja kokoonpuristumat keskittyvät penkereen keskimmäisille pilareille. Näiden tulee kestää hyvin pystykuormitusta, jolloin pilarivälin tulee olla riittävän pieni ja pilarien riittävän lujia.
- Leikkausalueen pilarit vastaanottavat leikkausjännitystä. Pilarien lujuus ilman pystyjännitystä ei vaikuta leikkausvastukseen. Leikkausalueen kokonaisvastukseen vaikuttaa pilarien määrä ja niiden pystyjännitys. Bromsin mukaan vastapenkereiden käyttö syvästabiloinnin yhteydessä lisäisi leikkausalueen pilarien leikkausvastusta ja momenttikapasiteettia /3/.
- Pilarien vertikaalijännitys on pienin pilarin yläosassa ja suurin pilarin alaosassa. Suurimmat rasitukset pilareissa esiintyvät kuitenkin pilarien keskellä. Tällä kohtaa pohjamaan jännitys on pienimmillään ja pilarille penkereestä tuleva kuormitus suurimmillaan. Varsinkin kerroksellisessa pohjamaassa, missä pohjamaan lujuus kasvaa syvemmälle mentäessä, pilarien yläosan puristuskapasiteettiin pitäisi jättää reserviä, jotta pilarit kestäisivät myös taivutusta. Pilarien alaosalta edellytetään yleensä ainoastaan hyvää puristuslujuutta.

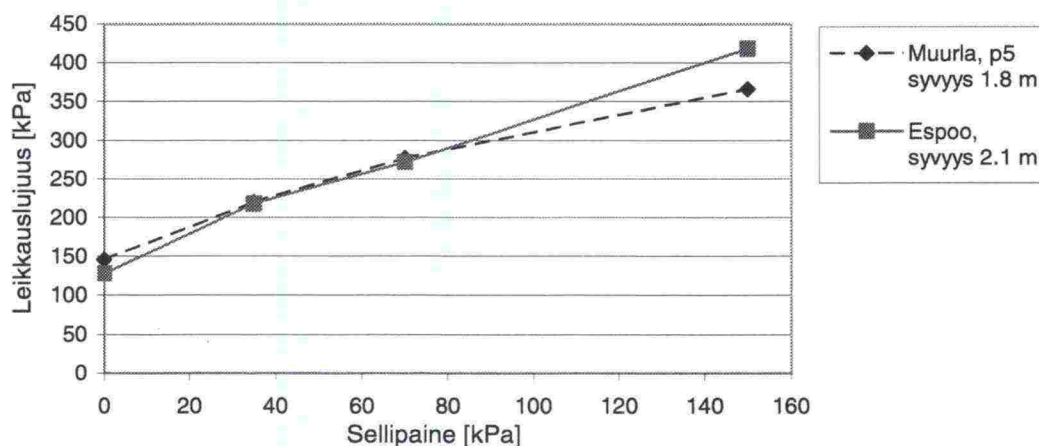
10 JOHTOPÄÄTÖKSET JA SUOSITUKSET

10.1 Pilarien lujuus

Pilaritutkimusten yhteydessä havaittiin kuinka vaikeaa lujien pilarien tekeminen on. Kahdelle eri paikkakunnalle tehdyt koepilarit ($\tau_{mit} = 200$ kPa) osoittautuivat varsin epähomogeenisiksi laadultaan ja lujuudeltaan. Nostettujen koepilaripätkien materiaali oli osittain niin huonoa, että niistä ei pystytty po-raamaan ehjiä näytteitä. Merkittävin syy pilarien epähomogeenisuuteen oli sideaineen epätasainen jakautuminen. Sideainepitoisuuden vaihdellessa pilarien eri kohdissa huomattavasti, myös pilarikohtien lujuus vaihtelee samalla tavalla. Tämä vaikeutti tulosten tarkastelua ja johtopäätösten tekoa, sillä näytekappaleiden väliset ominaisuuserot olivat suuret ja lujuustulosten hajonta laajaa. Pilarinäytteiden lujuuskokeet tehtiin pystysuorista sekä 45° kulmassa suunnatuista näytteistä. Tulosten mukaan näytteiden suunnalla ei ollut vaikutusta lujuusominaisuuksiin.

Pilarinäytteille tehtyjen puristuskokeiden lujuustulokset olivat huonot ja hajonta suuri. Varsinkin Espoon näytteiden lujuudet jäivät selvästi alle, noin 60 %, mitoituslujuuden. Vertailun vuoksi tehtyjen laboratorionäytteiden puristuskoelujuudet olivat puolestaan 1.5...2.5 -kertaiset mitoituslujuuteen nähden ja lujuussuhde laboratorio- ja pilarinäytteiden välillä oli jopa 2...5 -kertainen.

Pilarinäytteille tehdyt avoimet kolmiakssiaalikoheet osoittivat kuinka sellipaineella on suuri merkitys näytteiden ja pilarien leikkauslujuuteen. Jo vähäisenkin sellipaineen lisäys kasvattaa pilarinäytteiden leikkauslujuutta selvästi yksiakσιαalisiin puristuskoetuloksiin verrattuna. Tämä tulee paremmin esille kuvasta 79, jossa esitetään Muurlan ja Espoon pilarinäytteiden leikkauslujuuden riippuvuus sellipaineesta. Kumpikin näytesarja on otettu samalta syvyydeltä. Lisäksi näytekappaleiden sideainepitoisuudet ovat olleet lähellä toisiansa. Sellipaineen lisäys kasvatti myös näytteiden muodonmuutoskestävyyttä, mutta kimmomoduuli pysyi lähes samana.



Kuva 79. Pilarien leikkauslujuuden riippuvuus sellipaineesta.

Kolmiakσιαalikokeiden tulosten perusteella määritetyt tehokkaat parametrit vaihtelivat huomattavasti (taulukot 15 ja 16). Pilarinäytteiden koheesion vaihteluväliksi saatiin pääsääntöisesti 60...130 kPa ja kitkakulman vaihteluväliksi 30...40°. Tulokset ovat vertailukelpoisia muiden raportoitujen tutkimusten kanssa, joissa on myös tehty havaintoja tulosten suuresta hajonnasta ja niiden riippuvuudesta monesta eri tekijästä /3,14/. Kivelön ehdottamat redusointikertoimet laboratorionäytteen puristuslujuuden ja pilarin koheesion välille ovat tarkastelun mukaan oikeata suuruusluokkaa. Lujuustulosten perusteella pilarien kimmomoduulin E_{50} ja leikkauslujuuden τ_p väliseksi suhteeksi saatiin $E = 240 * \tau_p$. Tulos vaihteli jonkin verran eri näytteiden ja koemenetelmien välillä. Kokeiden perusteella pilarien murtovenymäksi saatiin pääsääntöisesti 1...2 %, mitä arvoja myös Kivelö suosittelee pilareille, joiden leikkauslujuus on yli 200 kPa /14/.

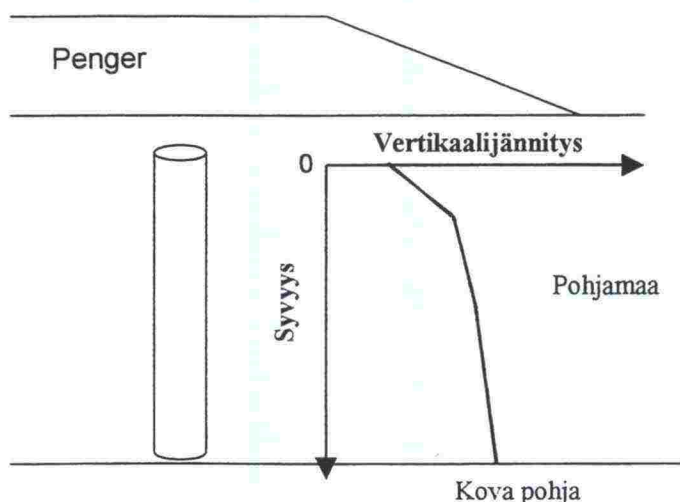
Pilarinäytteelle tehtävässä puristuskokeessa alhaiseen murtolujuuteen vaikuttaa ympäröivän pohjamaan puuttuminen näytteen ympäriltä. Pilari ei pysty yksin toimimaan puristuksen alaisena vaan vaatii lisäksi ympäröivän pohjamaan tukea. Pohjamaassa vallitseva jännitys tukee pilaria sivuilta ja pitää sen paremmin kasassa puristuksen alaisenakin. Tällöin pilarissa olevat heikot ja hauraat kohdat eivät ole niin merkitseviä murtumisen kannalta kuin yksiakσιαalisessa puristuksessa. Pilarin lujuuden kasvu sellipaineen lisääntymisen myötä merkitsee käytännössä pilarin lujuuden kasvamista kuormituksen ja pohjamaan syvyyden kasvaessa eli vallitsevan jännityksen lisäyksen mukana. Tarkastelun perusteella voidaan suositella laboratorionäytteiden lujuuksien merkittävää redusointia, jotta ne vastaisivat pilarinäytteiden lujuuksia. Toisaalta pilarinäytteen yksiakσιαalinen puristuslujuus ei kerro totuutta pilarin kestävydestä vallitsevissa pohjamaan olosuhteissa. Kolmiakσιαalikoe puolestaan soveltuu tähän tarkoitukseen hyvin.

Kivelö on väitöskirjassaan esittänyt kalkkisementtipilarin suljetun tilan murtokriteerin. Tämä perustuu pilaritutkimuksissa havaittuihin tuloksiin, joiden mukaan pilarin suljettu leikkauslujuus kasvaa sellipaineen ja murtopinnalla vaikuttavan normaalijännityksen lisääntyessä. Kivelön päätelmä on samanlainen kuin tämän työn tarkasteluissa on todettu. Kivelön mukaan sellipaineen merkitys leikkauslujuuden lisääntymisessä vähenee selvästi sellipaineen ollessa noin 150 kPa. Tällöin pilarin sisäinen kitkakulma alkaa myös pienentyä. Kivelön murtokriteerin mukaan pilarin leikkauslujuuden muodostuminen on riippuvainen normaalijännityksen kriittisestä arvosta $\sigma_{n,L}$. Kriittistä arvoa pienemmillä arvoilla pilarin leikkauslujuus muodostuu koheesiosta c ja kitkasta $\sigma_n * \tan \phi$. Kriittistä normaalijännitystä suuremmilla arvoilla pilarin leikkauslujuus on riippumaton aksiaalisesta kuormasta, jolloin se on vakio /14/.

Kivelö on tutkimustensa yhteydessä tehnyt pilareille taivutuskokeita ja tarkastellut pilarien momenttikapasiteettia, sekä esittänyt laskentayhtälöt momenttikapasiteetin määrittämiseksi. Momenttikapasiteetin tarkastelu on sitä

tärkeämpää mitä lujempia pilareita käytetään. Momenttikapasiteetti on hyvin riippuvainen aksiaalisesestä jännityksestä (kuva 32). Se saavuttaa maksiminsa kun aksiaalinen jännitys on puolet pilarin puristuslujuudesta. Lisäksi Kivelö on esittänyt arvion pilarien vetolujuudesta, minkä mukaan vetolujuus on 10...20 % pilarien puristuslujuudesta. Vetojännityksiä saattaa esiintyä lähinnä passiivialueella sijaitsevilla pilareilla /14/.

Samoin kuin leikkauslujuus pilarin vertikaalijännitys kasvaa syvyyden kasvaessa. Kivelön teorian mukaan pilarin jännitys on pienimmillään pilarin yläpäässä, jonka jälkeen vertikaalijännitys suurenee voimakkaasti pilarin vastaanottaessa pohjamaalta siirtyvää kuormitusta /14/. Tätä oletusta tukevat FEM -laskennoilla saadut tulokset. Noin 2...3 metrin syvyydestä lähtien pilarin vertikaalijännityksen kasvu on vähäistä ja tasaista aina pilarin alapäähän asti, mikäli pilari ulottuu kovaan pohjaan asti (liite 3). Pilarin alaosassa vertikaalijännityksen kasvu johtuu lähinnä yläpuolisten maakerrosten painosta, sillä pengerkuormituksesta johtuva vertikaalijännitys on suurimmillaan pilarin puolivälissä. Pilarin vertikaalijännityksen yleispiirteinen muodostuminen syvyyden mukaan on kuvattu kuvassa 80. Käyttötilassa pilaririvin kaikkien pilarien vertikaalijännitys muodostuu samalla tavalla, joskin reunimmaisilla pilareilla jännitykset ovat selvästi pienemmät. Lisättäessä kuormitusta niin, että stabilointi on lähellä murtotilaa, pilarien välisten jännitysten ja muodonmuutosten erot kasvavat huomattavasti.

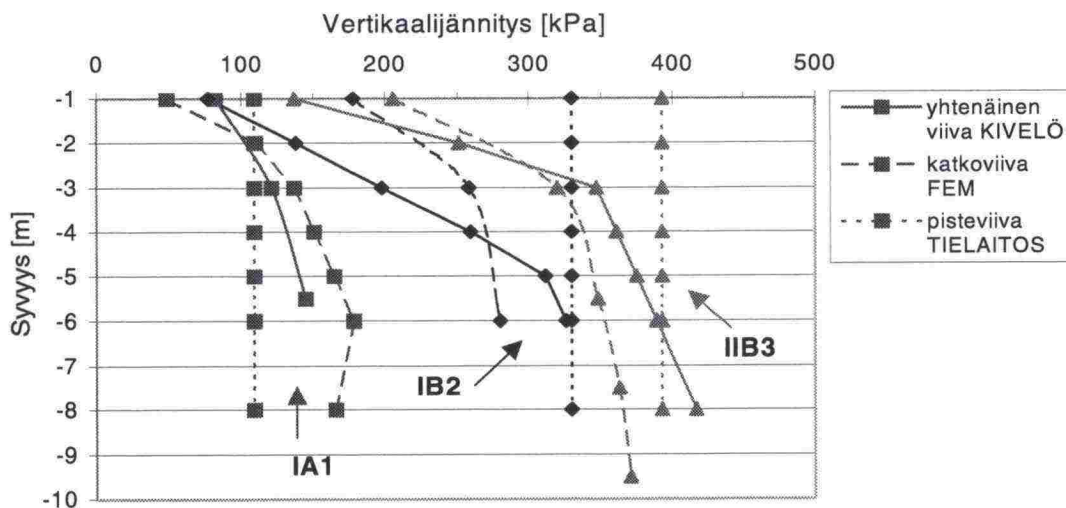


Kuva 80. Pilarin vertikaalijännityksen yleispiirteinen muodostuminen Kivelön teorian ja FEM -tarkastelun mukaan

Kuvan 80 mukainen vertikaalijännityksen jakauma poikkeaa nykyisestä mitoitusohjeesta selvästi /32/. Nykyisen mitoitusohjeen mukaan pilarille tuleva kuormitus ei muutu pilarin matkalla. Ero FEM/Kivelön ja Tielaitoksen ohjeen mukaisessa jännitysjakauksessa nähdään hyvin kuvassa 81. Laskentapenkereen IA1 aktiivialueen pilarille tuleva kuormitus on laskettu puolilujien pila-

rien mitoituksella ja penkereiden IB2 ja IIB3 lujien pilarien mitoituksella. Tarkastelu on tehty suljetun tilan parametreillä ilman pintakuormitusta.

Tielaitoksen ohjeen mukaisesti mitoitettaessa pilarien yläosien jännitykset ovat suuremmat kuin Kivelön ja FEM -tarkastelun mukaan, mutta pilari-syvyyden kasvaessa jäävät alaosissa pienemmiksi. Pilarien jännitys kuitenkin kasvaa todellisuudessa samalla tavalla Kivelön ja FEM -tarkastelun jännitys-jakaumien mukaisesti. Lisäksi on huomioitava, että lujien pilarien mitoituksessa pilarille tuleva kuormitus otetaan huomioon varmuuskertoimella 2.0, eli pilarin suunnitellun puristuslujuuden tulee olla kaksinkertainen kuvasa oleviin arvoihin verrattuna /32/.



Kuva 81. Aktiivialueen pilarille tuleva vertikaalijännitys eri menetelmillä ratkaistuna.

Nykyisessä mitoitusohjeessa pilarin leikkauslujuutta ja vertikaalijännitystä tarkastellaan ikään kuin pilarin yläpäässä. Tästä johtuen jännitysero lujien pilarien yläosissa on FEM -laskentaan tai Kivelön teoriaan verrattuna huomattavan suuri. Mitoituksessa ollaan tällöin varmalla puolella, sillä nämä arvot ovat tarkastelun mukaan pienimmät pilarien yläosissa ja suurenevat tämän jälkeen syvyyden kasvaessa.

10.2 Syvästabiloidun penkereen stabiliteetin mitoitus

Vakavuuslaskennoissa saatiin nykyisillä mitoitusohjeilla ja Kivelön uudella menetelmällä laskettaessa yhtä suuret varmuudet sortumista vastaan, kun stabiloinnissa käytettyjen pilarien leikkauslujuus oli $\tau_{mit} = 100$ kPa. Lisäksi FEM -tarkastelussa todettiin penkereen IA1 toimivan hyvin käyttötilassa. Nykyisin toteutetuissa syvästabiloinneissa pilarit on mitoitettu puolilujina, jolloin mitoituslujuudet ovat olleet noin 60...120 kPa /34/. Tulosten perusteella syvästabiloitujen penkereiden nykyistä stabiliteettimitoitusta voidaan pitää puolilujia pilareita käytettäessä riittävänä.

Laskettaessa lujemmilla pilareilla stabiloitujen penkereiden vakavuuksia saatiin huomattavat varmuuserot nykyisen ja Kivelön menetelmän tulosten välille (taulukko 21). Mitä lujempia pilareita käytetään sitä suuremmaksi varmuusero tulee. Suurin syy tulosten eroavaisuuteen on laskutavan huomattava erilaisuus. Ero tulee selvimmin näkyviin stabiloidun alueen keskimääräisissä lujuuksissa. Kivelön menetelmässä pilarien lujuutta kasvattamalla tätä ei pystytä suuresti parantamaan, vaan oikea ratkaisu olisi pilarialan kasvataminen. Varsinkin leikkausalueen lujuus muodostuu Kivelön menetelmällä laskettaessa hyvin heikoksi, sillä sen suuruus on vain noin 30...60 % nykyisellä mitoituksella saadusta keskimääräisestä lujuudesta. Kivelö korostaa erityisesti pilarien sijainnin tärkeyttä liukupinnalla. Pilarit voivat sijaita liukupinnalla kuinka tahansa, mutta selvästi tärkein tehtävä on aktiivialueen pilareilla (kuva 56) /14/.

Nykyisissä mitoitusohjeissa on todettu liukupintamenetelmän soveltuvan huonosti lujilla pilareilla stabiloidun penkereen vakavuuden laskentaan. Ongelmiksi on nähty lujien pilarien poikkeavat murtumistavat, sekä esimerkiksi luiskan alla olevien pilarien momenttikapasiteetin huomioon ottaminen. Ratkaisua voitaisiin tarkastella lähinnä FEM -laskennoilla, mutta yksinkertaista vakavuudentarkastelutapaa ei ole käytössä. Lujien pilarien mitoitus tapahtuu yleensä kantokykytarkastelun perusteella /32/. Kivelön uudessa stabiliteetin laskentamenetelmässä otetaan liukupinnalla sijaitsevan kunkin pilarin leikkausvastus huomioon erikseen, mihin vaikuttavat pilarin sijainti ja murtumistapa. Lisäksi menetelmässä huomioidaan pilareihin kohdistuva vertikaalijännitys, momenttikapasiteetti sekä leikkaus- ja vetolujuus /14/. Menetelmän tarkastelutapaa voidaan pitää hyvin tarkkana pilarien käyttäytymisen kannalta, mitä lisäksi korostaa liukupinnan jakaminen kolmeen eri osaan.

Lujilla pilareilla stabiloidun penkereen vakavuustarkastelussa Kivelön esittämää menetelmää voidaan pitää tarkempana kuin perinteisiä liukupintamenetelmiä. Menetelmän käyttöä voidaan suositella käytettäväksi ainakin mitoituksen apuvälineenä, sillä menetelmä käyttäytyy johdonmukaisesti eri tarkastelutilanteissa. Haittapuolena menetelmän käytössä on sen monimutkaisuus ja laskennan työläys verrattuna nykyisten ohjeiden mukaisiin vakavuuden laskentamenetelmiin (kappale 7.5). Kivelön menetelmällä saadut tulokset puoltavat vahvasti käsitystä lujien pilarien lujuuksien redusoimisesta nykyisessä vakavuustarkastelussa. Redusointien tulee kasvaa käytettävien pilarien lujuuksien myötä, mutta myös pohjamaan lujuus vaikuttaa merkittävästi redusointikertoimien suuruuteen (taulukot 23 ja 24).

10.3 Syvästabiloinnin toimivuus

FEM -tarkastelussa olleet kolme pengertapausta toimivat moitteettomasti käyttötilassa. Nykyisellä liukupintamenetelmällä näiden penkereiden stabiliteetin varmuuksiksi saatiin 2.2...2.5 ja Kivelön menetelmällä 1.5...2.4. Lisäk-

si painumat pysyivät sallituissa rajoissa, joten stabiloituja penkereitä voidaan pitää toimivina. Yllättävintä tarkastelussa oli lujien ($\tau_{mit} = 300$ kPa) pilarien hyvä käyttäytyminen 6 m korkean penkereen alla, vaikka esimerkiksi pilari-väli oli mitoitettu puolilujien pilarien mitoituksella. Broms on todennut, että penkereen alla on odotettavissa laajoja vaakasiirtymiä, mikäli penkereen kokonaisvarmuus on pienempi kuin 1.5 /3/. Vaakasiirtymät aiheuttaisivat pilarien kantokyvyn selvää vähenemistä, varsinkin mikäli pilarien leikkauslujuus on suuri ja murtovenymä pieni. Syvästabiloitujen penkereiden varmuuksien tulee täten olla vähintään 1.5 ja lujilla pilareilla enemmänkin.

Työn tarkastelujen perusteella pilarien ja maan yhteistoiminnan toteamista voidaan pitää vaikeana, sillä sen toteaminen ei ole yksiselitteistä. Nykyisissä mitoitushjeissakin yhteistoimintaa on perusteltu monella eri tavalla, monia eri ominaisuuksia käyttäen. Määritelmät ovat olleet hyvin karkeat ja niiden toteaminen vaikeaa. Mitoituksessa yhteistoiminta on yleensä määritelty pilarien lujuuden mukaan. Pilarin mitoituslujuus voi kuitenkin olla hyvinkin erisuuruinen maastoon tehdyn pilarin kanssa, joten tämä määrittely on hieman kyseenalainen käsite.

Selviä kriteerejä yhteistoiminnalle ei työn tulosten perusteella voida esittää. Esimerkiksi FEM -tarkastelussa olleista pengertapauksista on hankala todeta, miksi niissä ei esiintyisi käyttötilassa yhteistoimintaa pilarien ja pohjamaan välillä, vaikka pilarit ovatkin lujia. Liukumista pilarien ja pohjamaan rajapinnassa ei havaittu, eikä myöskään epätasaisia siirtymiä. Jännitysten jakaantumisessa nähdään eri tapausten kesken selviä eroja, mutta kaikissa tapauksissa havaittiin pohjamaankin vielä kantavan osan kuormituksesta pilarien lujuudesta huolimatta. Pilarien ja pohjamaan muodonmuutosmoduulien suhdetta voidaan pitää hyvänä yhteistoiminnan tarkastelusuureena. Tämä suhde kuvaa hyvin lujuuseroa ja jännitysten jakaantumista pilarien ja pohjamaan välillä. Työn tulosten perusteella voidaan todeta, että suljetun tilan muodonmuutosmoduulien suhteen ollessa 10 penkereen stabiliteetti on käyttötilassa riittävä nykyisen ja Kivelön menetelmän mukaan laskettaessa. Tällöin myös stabiloidun alueen siirtymät ja kokoonpuristumat ovat riittävän tasaiset pilaroidun alueen tehokkaan toiminnan kannalta.

10.4 Mitoituksen kehittäminen

Nykyistä lujempien pilarien käyttöä haluttaisiin lisätä pengerrakenteissa. Tähän asti niiden käytön esteenä on ollut mitoituksen ja käyttökokemuksen puute sekä pilarien laadun epävarmuus. Puolilujien ja lujien pilarien lujuusrajana on pidetty leikkauslujuutta 150 kPa /32/, mutta tätä on pilarien toiminnan kannalta vaikea pitää tarkkana rajana. Tarkkojen syvästabiloinnin mitoitusta rajaavien pilarilujuuksien pitäminen tuntuu hieman omituiselta, sillä käytännössä mitoituslujuus harvoin vastaa tuotantopilarien lujuutta. Esimerkiksi puolilujina yhteistoiminnassa pohjamaan kanssa mitoitettut

($\tau_{mit} = 130$ kPa) pilarit saattavat maastossa ollakin hyvin lujia ($\tau = 180$ kPa), jolloin mitoitus olisi käytännössä tehtävä lujien pilarien mukaan.

Uusissa mitoitusohjeissa voitaisiin luopua mitoitusta rajaavasta yhteistoimintajaosta, eikä sen mukaan jaotella pilareita ryhmiin. Jonkinlaiset pilarien lujuudesta riippuvat jaot ovat hyvät, mutta näiden ei tulisi rajata pilarien käyttömahdollisuuksia ja toimintatapaa kuten nykyisin. Puolilujien ja lujien pilarien mitoitusraja voisi olla joustavampi, jolloin myös lujien pilarien mitoituksessa otettaisiin enemmän huomioon pohjamaaolosuhteet. Kuten tämän työn tarkasteluissa on havaittu, lujat pilarit toimivat moitteettomasti pohjamaan ollessa riittävän vähän kokoonpuristuvaa. Tämän perusteella mitoituksessa olisi suositeltavaa tarkastella pilareita sekä puolilujina että lujina, kun pilarien leikkauslujuus on suuri noin 130...250 kPa. Vaihtoehtoisesti voitaisiin harkita puolilujien pilarien käyttörajan kasvattamista suuremmaksi kuin 150 kPa. Tällöin näiden pilarien mitoituksessa pohjamaan ja pilarien ominaisuudet sekä yhteistoiminta tulisivat paremmin huomioon otetuiksi.

Mitoituksessa olisi otettava huomioon aktiivi- ja leikkausalueiden erilaiset pilarien lujuustarpeet ja toimintatavat, mistä Kivelö on väitöskirjassaan varsin kattavasti kertonut. Tällöin tulisi mahdolliseksi käyttää erilujuisia pilareita penkereen eri alueilla, mikäli tämä vaan olisi teknisesti ja taloudellisesti mahdollista. Kuormitusta ja kokoonpuristumista kestäviä lujia pilareita on mahdollista käyttää varsinkin aktiivialueen keskellä, kun pohjamaa on suhteellisen lujaa ja luonnontilainen vakavuus hyvä. Pilariväli olisi riippuvainen kuormituksesta ja pohjamaan lujuudesta. Heikommassa pohjamaassa tilanetta tulee tarkastella huolellisimmin, sillä varsinkin leikkausalueen toiminta on tällöin tärkeää.

FEM -tarkastelussa havaittiin reunimmaisten pilarien vastaanottavan noin puolet kuormituksesta verrattuna keskimmaisille pilareille kohdistuvaan kuormitukseen (kuva 72, liite 3). Näin leikkausalueen pilarien puristusjäännitys ei ole yhtä suuri kuin aktiivialueella. Lisäksi Kivelön mukaan leikkausalueen pilarien lujuus ei vaikuta suuresti pilarien leikkausvastukseen, koska liukupinta on vaakasuora. Leikkausalueen leikkausvastusta voidaan helpoimmin parantaa alueen pilarialaa eli pilarien määrää kasvattamalla. Tällöin tulee mahdollisesti kysymykseen hyvin tiheä tai lamellimainen pilarointi.

LÄHDELUETTELO

1. Aalto, A. 1998. Syvästabiloidun maan mitoittaminen. Luonnos. Teknillinen korkeakoulu. Otaniemi.
2. Broms, B. & Boman, P. 1977. Stabilization of soil with lime columns. Design Handbook, 2 th edition. KTH, Jord- och bergmekanik. Stockholm.
3. Broms, B. 1999. Keynote lecture: Design of lime, lime/cement and cement columns. Proceedings of the International Conference on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm Sweden, 13-15.10.1999. A.A. Balkema. Rotterdam. Netherlands. s 125 - 153.
4. Bruce, D.A., Bruce, M.E.C. & DiMillio, A.F. 1999. Dry Mix Methods: A brief overview of international practice. Proceedings of the International Conference on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm Sweden, 13-15.10.1999. A.A. Balkema. Rotterdam. Netherlands. s 15 - 25.
5. Carlsten, p. & Ekström, J. 1995. Kalk- och kalkcementpelare - Vägledning för projektering, utförande och kontroll. Svenska geotekniska föreningen. SGF Rapport 4:95.
6. Ekström, J.C. 1992. Kalk- och kalkcementpelare - Metod under utveckling. SGF, Grundläggningsdag 1992. Stockholm.
7. Fulgeo Oy. 1992. Fulgeon geoteknisen ohjelmiston käyttöohje. Anjalankoski. s. 23 - 30.
8. Hartikainen, J. & Lahtinen, P. 1977. Kalkkipilarikokeita Itäkeskuksessa. Eripainos Rakennustekniikka 1/1977. s 21 - 26.
9. Helenelund, K.V. 1974. Maarakennusmekaniikka 137. 4. uusittu painos. Otakustantamo. Otaniemi.
10. Ilander, A. 1992. Pehmeikölle perustettavan tiepenkereen geotekniset laskelmat. Tiehallituksen sisäisiä julkaisuja 42/1992. Helsinki.
11. Janbu, N. 1973. Slope stability computations. Embankment-Dam Engineering, Casagrande volume. Edited by Hirschfeld, R.C. & Poulos, S.J. John Wiley & Sons. New York. s. 48 - 86.
12. Junnila, A. 1994. Hienorakeisen maan häiriintyminen ja lujuuden palautuminen. Geotekniikan lisensiaattiseminaari Rak-50.155 .Teknillinen korkeakoulu. Otaniemi. s. 14 - 16

13. Kalkkipilariohjeet KPO-86. 1986. Espoon kaupungin rakennusvirasto. Geotekninen osasto 8602/GEO. Espoo.
14. Kivelö, M. 1998. Stabilization of embankments on soft soil with lime/cement columns. Doctoral thesis 1023. Royal Institute of Technology. Division of Soil and Rock Mechanics. Stockholm.
15. Korhonen, K-H., Lojander, M. & Karstunen, M. 1993. Pehmeikölle maan varaan rakennettavan tiepenkereen geotekniset laskelmat. Loppuraportti 3. Tielaitos, Geokeskus. Helsinki.
16. Koskinen, M. 1999. Kalkkisementtipilarin käyttäytyminen pehmeässä maapohjassa. FEM -laskentaraportti/28.8.1999. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Geotekniikan laboratorio. Tampere.
17. Kujala, K. 1990. Syvästabiloinnin sideaineet. Syvästabiloinnin suunnittelu ja toteutus RIL K128-1990. Helsinki. s 93 – 106.
18. Lahtinen, P. & Kujala, K. 1990. Kalkki- ja sementtipilareiden kehittämisprojekti. Tutkimusraportti.
19. Lahtinen, P. & Parkkinen, E. 1992. Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje. Tielaitoksen selvityksiä 46/1992. Helsinki.
20. Liukas, J. 1988. Kalkkipilarimenetelmä tiepenkereen perustamisessa. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu. Otaniemi.
21. Länsivaara, T. 1999. Stabiiliteetin laskentaohjelman GPS2 ja lähtötietojen laskentaohjelman Surface II käyttöohjeet. Trondheim. Norja.
22. Mäkelä, Erkki. 1998. Tiepenkereiden vetolujitteiden toiminta käyttötilassa. Tielaitoksen selvityksiä 47/1998. Helsinki.
23. Rantamäki, M., Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. 1987. Geotekniikka. 6. painos. 464 Otakustantamo. Otaniemi.
24. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 1986. Pohjarakenteet, RIL 166-1986. Helsinki.
25. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 1990. Geomekaniikka II, RIL 157-2. Helsinki.
26. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 1995. Suurpaalutusohje 1995 SPO-95, RIL 212-1995. Helsinki.
27. Slunga, E. 1973. Maaluiskan vakavuus kerrallisessa koheesiomaassa. Tutkimus Saimaan kanavan rakennustyön aikana tapahtuneista sortumista. VTT, Geotekniikan laboratorio, tiedonanto 11. Otaniemi.

28. Smura, M. 1999. Geomitoitus for Windows. Syvästabiloinnin mitoitus, versio 2.0. Käyttöohjeet. Helsinki.
29. Syvästabilointiohje STO-91. 1991. Rakennusaineteollisuusyhdistys r.y. Rakennustieto Oy. Helsinki.
30. Tielaitos. 1993. Tiegeotekniikan yleiset suunnitteluperusteet. Tielaitoksen selvityksiä 24/1993. Helsinki.
31. Tielaitos. 1996. Syvästabilointi kehittyvänä pohjanvahvistusmenetelmänä. International Conference IS-Tokio '96. Tielaitoksen selvityksiä 77/1996. Helsinki.
32. Tielaitos. 1997. Syvästabiloinnin mitoitusohje. Tielaitoksen selvityksiä 18/1997. Helsinki.
33. Tielaitos. 1998. Teiden pehmeikkötutkimukset. Tielaitoksen selvityksiä 28/1998. Helsinki.
34. Tielaitos. 1999. Syvästabilointi Tielaitoksen kohteissa. Osa 1: Toteutetut kohteet. Tielaitoksen selvityksiä 2/1999. Helsinki.
35. Uotinen, V-M. 1994. Syvästabiloinnin ennakkokokeet. Sideaineen valinta maalajin ja vesipitoisuuden perusteella. Pohjarakennuksen ja maamekaniikan erikoistyö Rak-50.150. Teknillinen korkeakoulu. Otaniemi.
36. Vepsäläinen, P. 1990. Tiepenkereen holvaantuminen, teoreettinen osa. Tielaitoksen selvityksiä 3/1990. Helsinki.
37. Vuorimies, N. 1999. Stabiloitujen maa-ainesten lujuus- ja muodonmuutosparametrien määrittäminen. Raportti. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Geotekniikan laboratorio. Tampere.
38. Åhnberg, H. et al. 1995. Cement och kalk för djubstabilisering av lera. Swedish Geotechnical Institute. Rapport No 48. Linköping. Sweden.

LIITTEET

1. Puristuskoetulokset
2. Kolmiaksaalikoetulokset
3. FEM –tarkastelun mukainen jännitysten jakaantuminen pilareille ja pohjamaalle

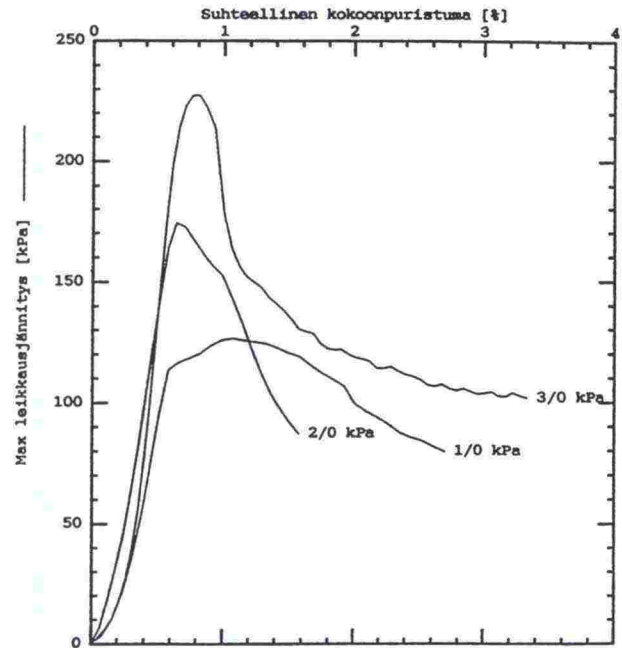
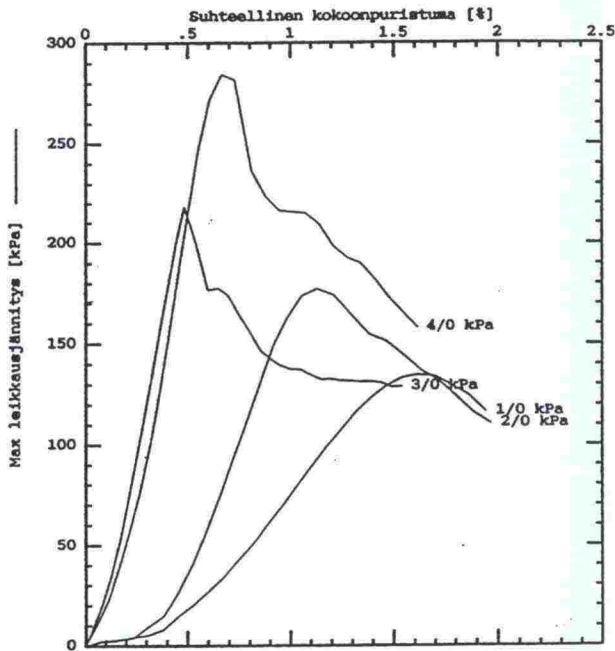
MUURLAN PURISTUSKOETULOKSET:

(Huom. Eri mittakaavat!)

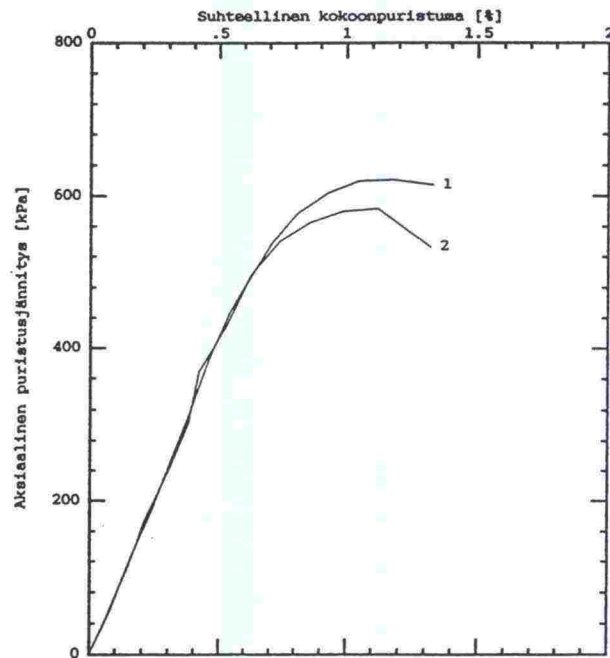
Pilarinäytteet:

Pystysuorat näytteet.

Suunnatut näytteet:



Laboratorio näytteet.



No	Ikä	Sideaine	Määrä	Syv	Tilp	Nop	Maxjänn	E50	Koepvm	Tiedosto
1	31	CaO+YSe	297,1	0-15	16.2	0.27	621/1.2	81	17.05.99	ruots_1
2	31	CaO+YSe	297,1	0-15	16.5	0.71	584/1.1	82	17.05.99	ruots_2

LIITE 1 (2/2)

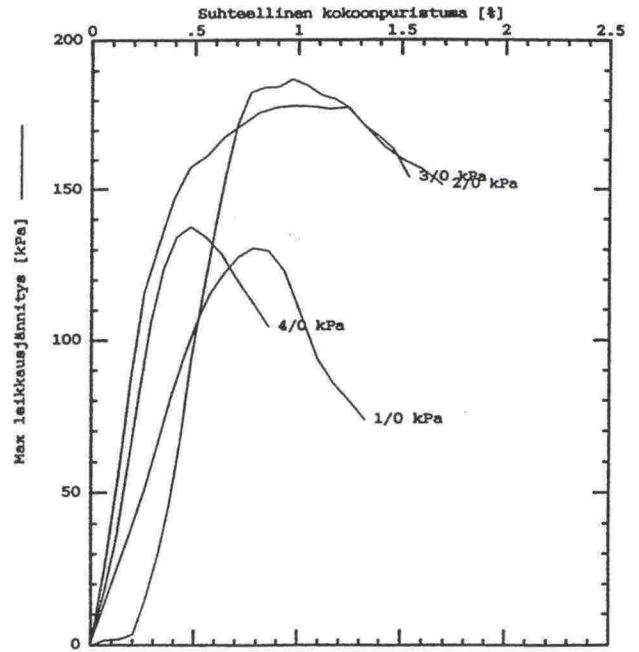
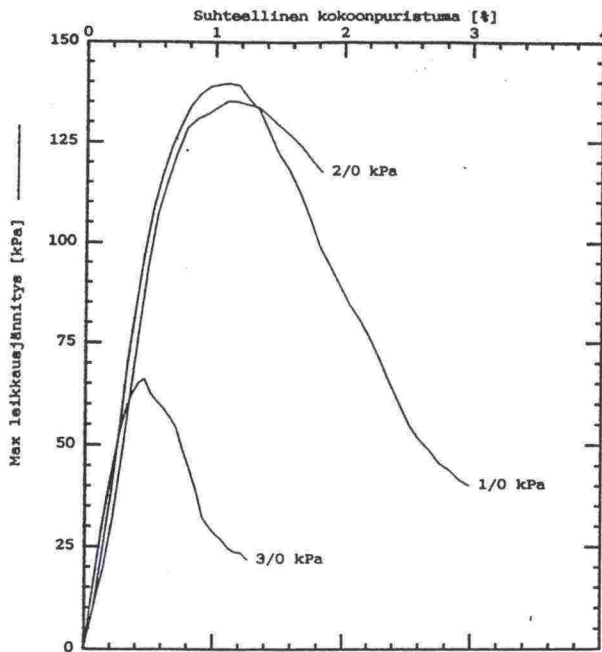
ESPOON PURISTUSKOETULOKSET:

(Huom. Eri mittakaavat!)

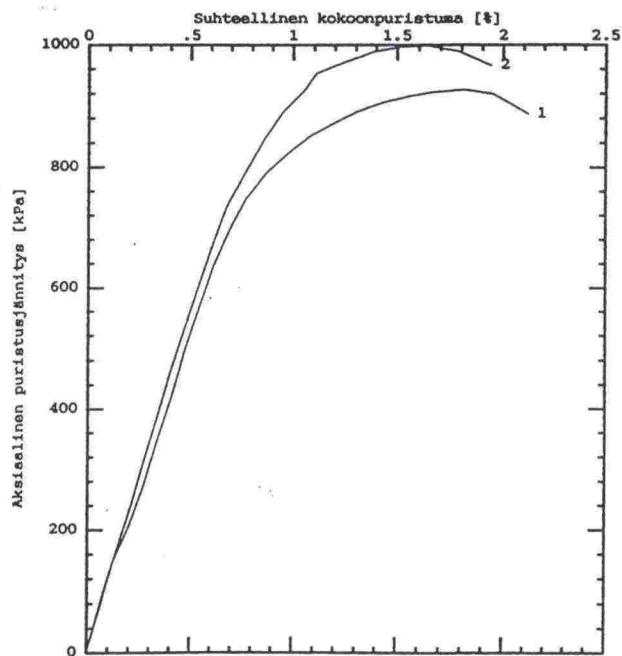
Pilarinäytteet:

Pystysuorat näytteet.

Suunnatut näytteet:



Laboratorio näytteet.



No	Ikä	Sideaine	Määrä	Syv	Tilp	Nop	Maxjann	E50	Koepvm	Tiedosto
1	40	CaO+YSe	240		17.6	0.68	926/1.8	104	07.06.99	kehäII_1
2	40	CaO+YSe	240		17.4	0.65	999/1.6	114	07.06.99	kehäII_2

MUURLAN KOLMIAKSIAALIKOETULOKSET

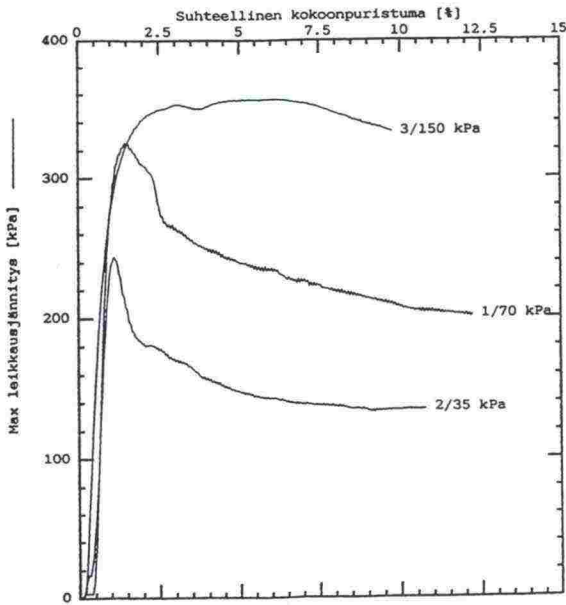
PYSTYSUORAT NÄYTTEET

(Huom. Eri mittakaavat!)

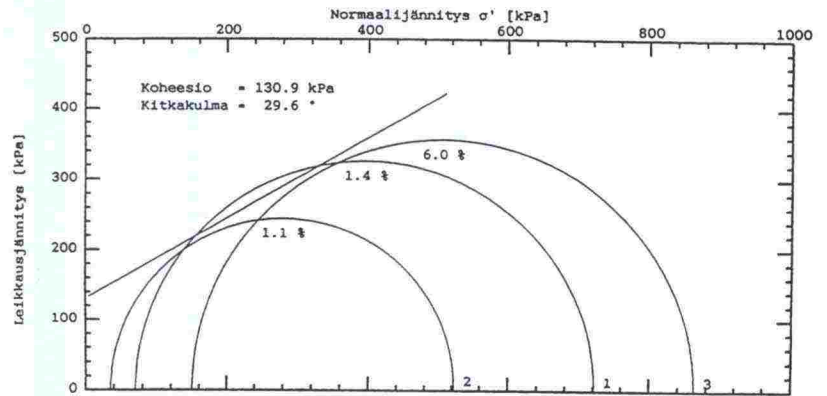
Leikkausjännitys-muodonmuutoskuvaaja:

Vastaavat Mohrin ympyrät sekä tehokkaat parametrit:

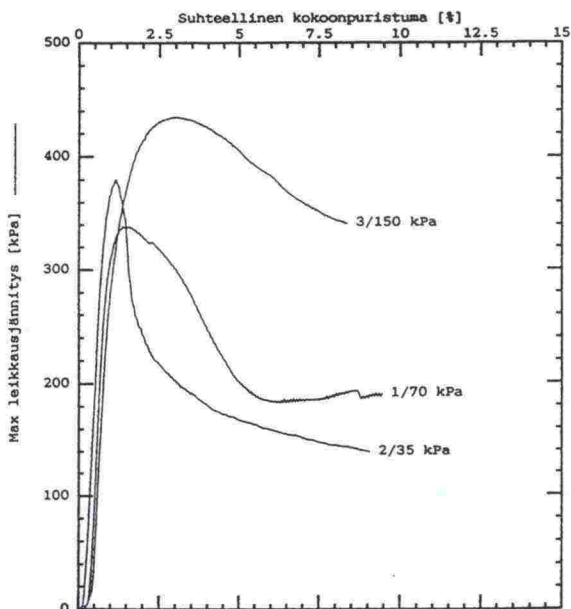
Sarja 1



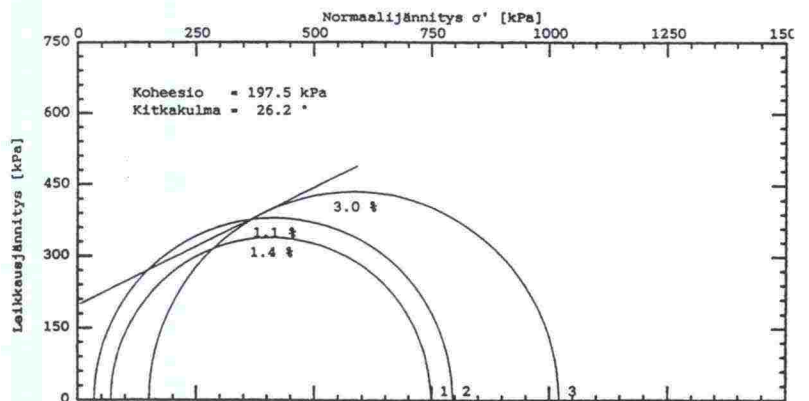
Nro Sellip Tiedosto Nopeus Syvyys				
1	70	915_1	.015	1.2
2	35	915_2	.015	1.8
3	150	915_3	.015	1.8



Sarja 2



Nro Sellip Tiedosto Nopeus Syvyys				
1	70	915_4	.015	1.1
2	35	915_5	.015	1.1
3	150	915_6	.015	1.1



MUURLAN KOLMIAKSIAALIKOETULOKSET

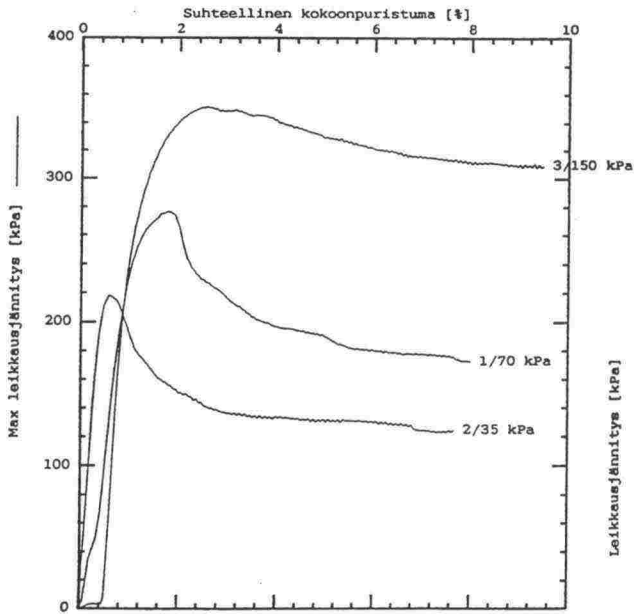
SUUNNATUT NÄYTTEET

(Huom. Eri mittakaavat!)

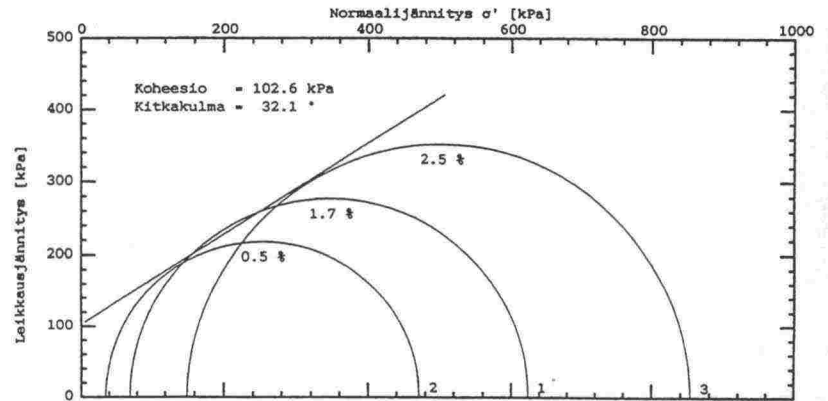
Leikkausjännitys-muodonmuutoskuvaaja:

Vastaavat Mohrin ympyrät sekä tehokkaat parametrit:

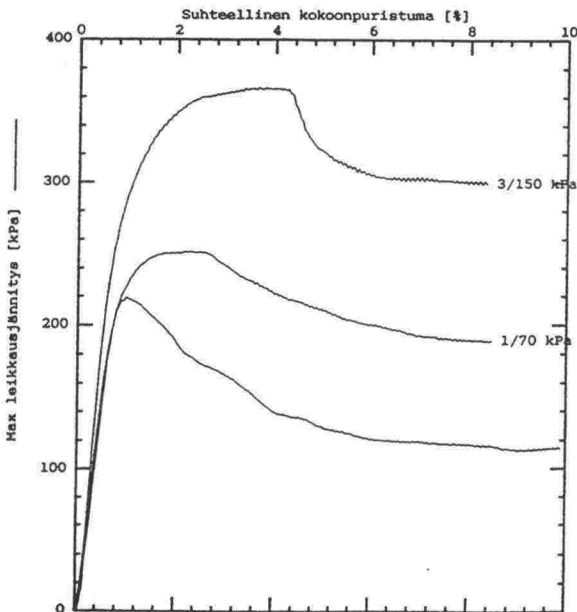
Sarja 1



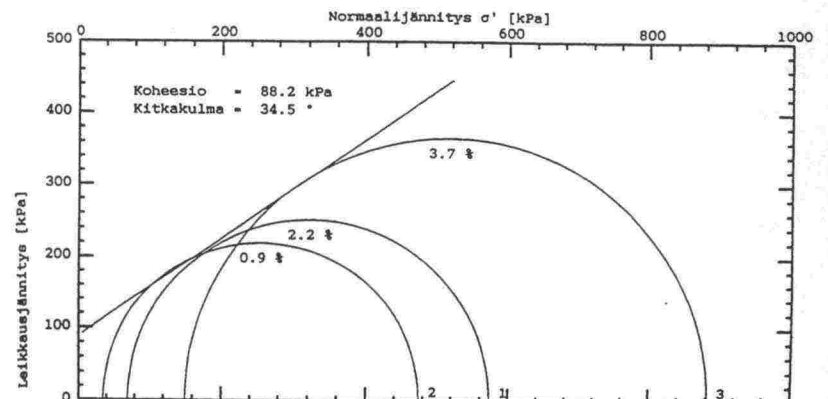
Nro	Sellip	Tiedosto	Nopeus	Syvyys
1	70	915_s1	.015	1.8
2	35	915_s2	.015	1.8
3	150	915_s3	.015	1.8



Sarja 2



Nro	Sellip	Tiedosto	Nopeus	Syvyys
1	70	915_s4	.015	1.8
2	35	915_s5	.015	1.8
3	150	915_s6	.015	1.8



ESPOON KOLMIAKSIAALIKOETULOKSET

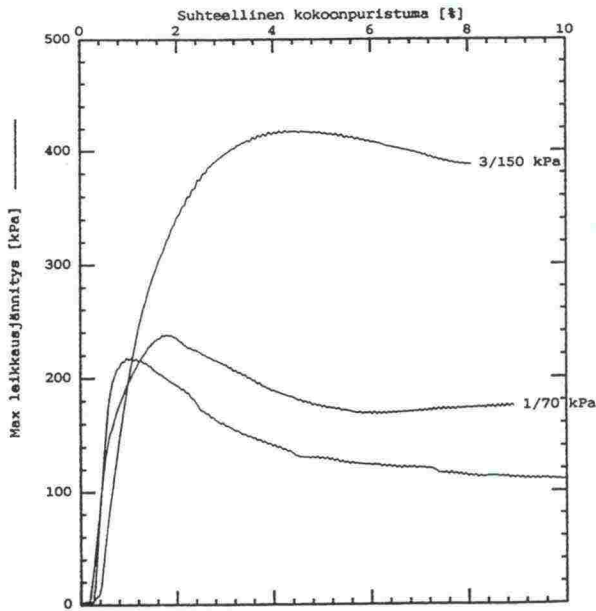
PYSTYSUORAT NÄYTTEET

(Huom. Eri mittakaavat!)

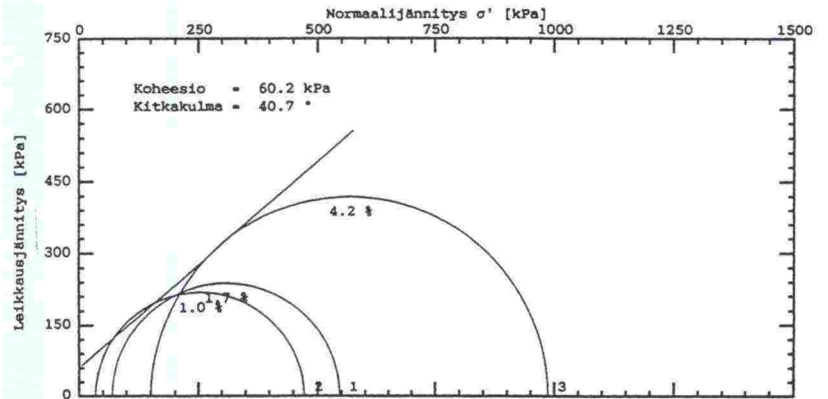
Leikkausjännitys-muodonmuutoskuvaaja:

Vastaavat Mohrin ympyrät sekä tehokkaat parametrit:

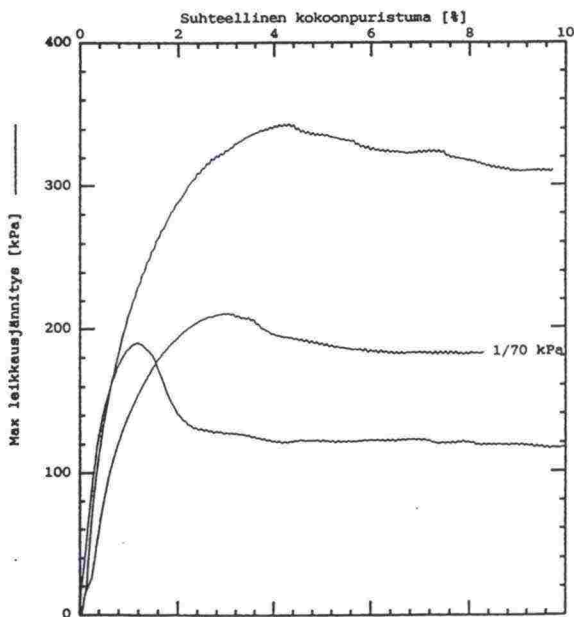
Sarja 1



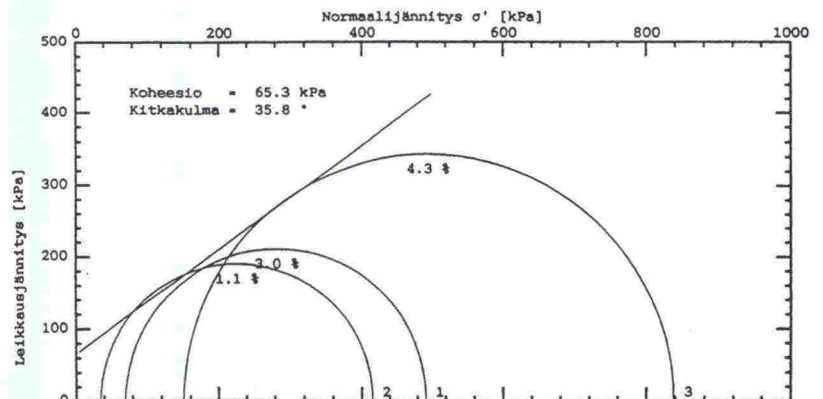
Nro	Sellip	Tiedosto	Nopeus	Syvyys
1	70	915_k1	.015	2.1
2	35	915_k2	.015	2.1
3	150	915_k3	.015	2.1



Sarja 2



Nro	Sellip	Tiedosto	Nopeus	Syvyys
1	70	915_k4	.015	1.7
2	35	915_k5	.015	1.7
3	150	915_k6	.015	1.7



ESPOON KOLMIAKSIAALIKOETULOKSET

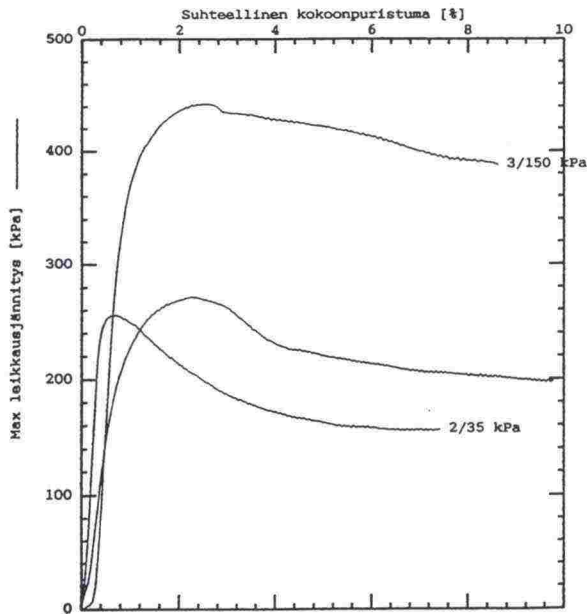
SUUNNATUT NÄYTTEET

(Huom. Eri mittakaavat!)

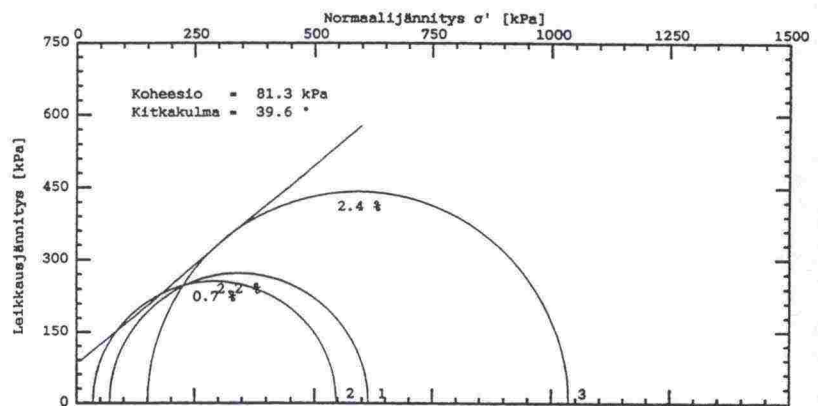
Leikkausjännitys-muodonmuutoskuvaaja:

Vastaavat Mohrin ympyrät sekä tehokkaat parametrit:

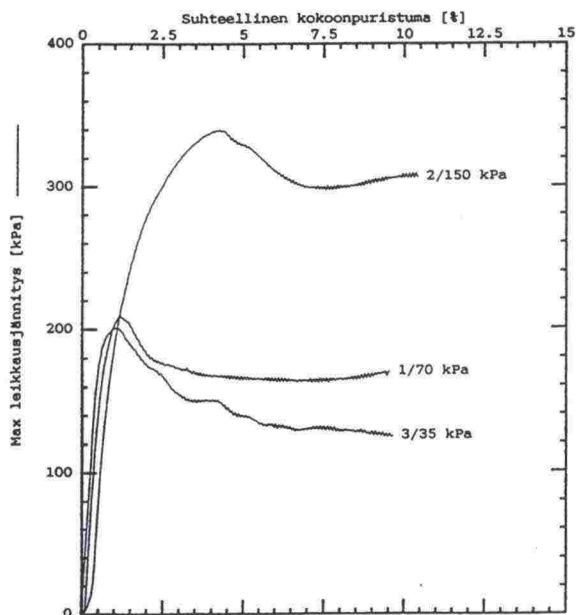
Sarja 1



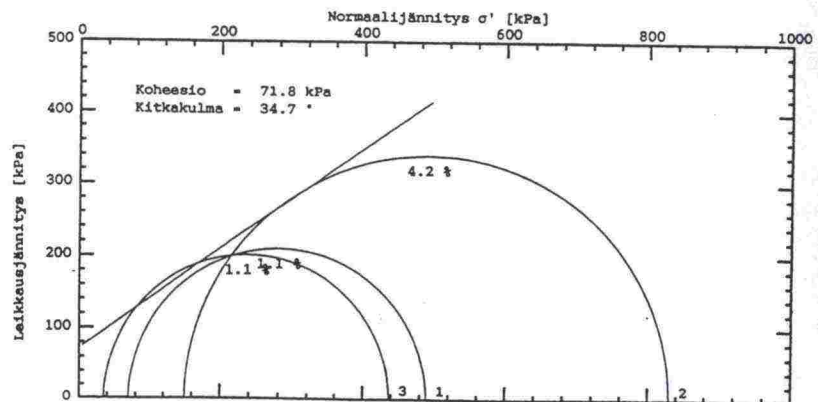
Nro	Sellip	Tiedosto	Nopeus	Syvyys
1	70	915_ks1	.015	2.1
2	35	915_ks2	.015	2.1
3	150	915_ks3	.015	2.1



Sarja 2



Nro	Sellip	Tiedosto	Nopeus	Syvyys
1	70	915_ks4	.015	1.9
2	150	915_ks5	.015	1.9
3	35	915_ks6	.015	1.9



FEM –tarkastelun mukainen jännitysten jakaantuminen pilareille ja pohjamaalle.

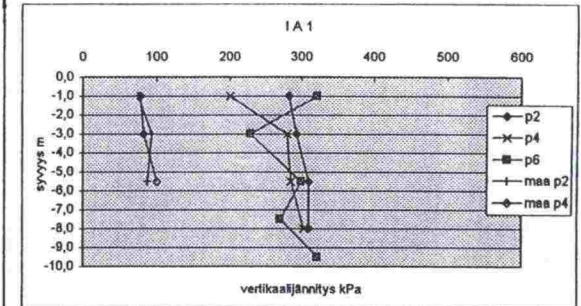
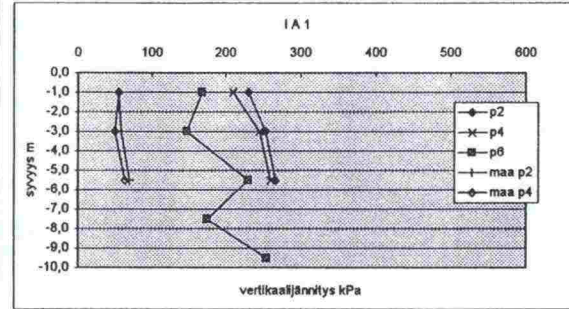
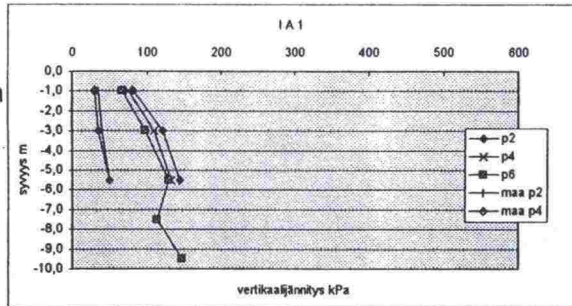
- ◆-p2 = pilarin p2 vertikaalijännitys
- p8 = reunimmaisena pilarin (p6, p8 tai p13) vertikaalijännitys
- ◆-maa p4 = pilarin p4 ympärillä olevalla pohjamaalla tuleva vertikaalijännitys

Pintakuorma $q_{pinta} = 0 \text{ kPa}$ ↓

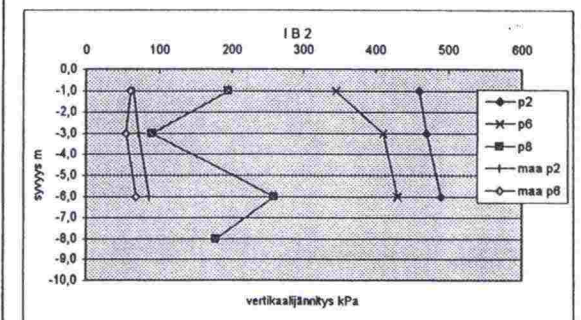
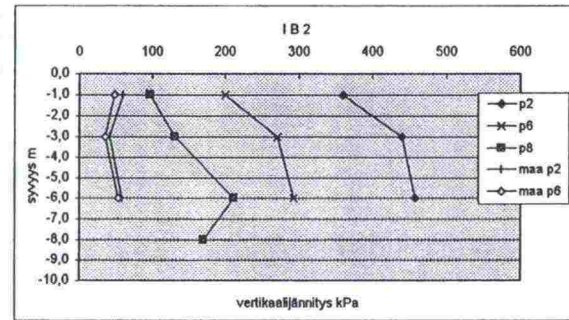
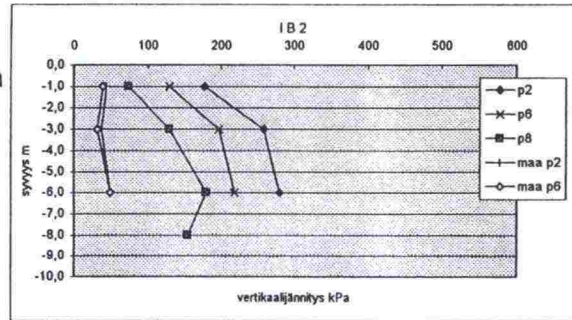
Pintakuorma $q_{pinta} = 70 \text{ kPa}$ ↓

Pintakuorma $q_{pinta} = 140 \text{ kPa}$ ↓

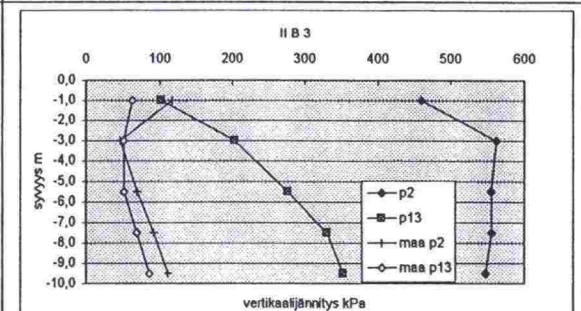
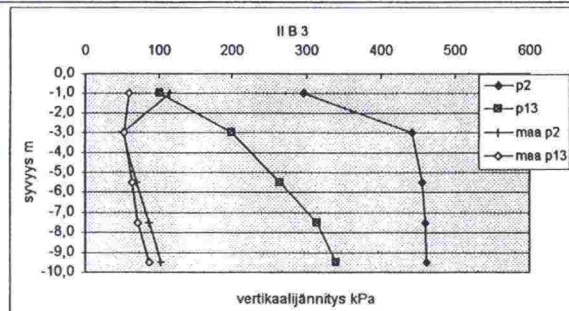
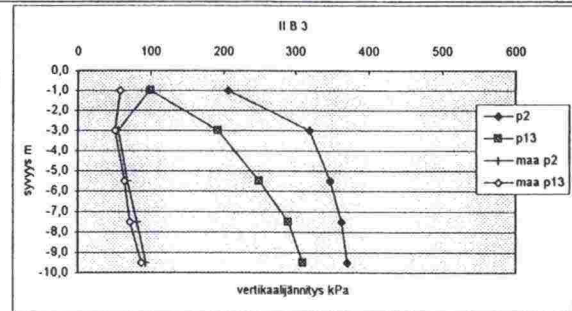
Tasolle -1 tuleva
 $q_0 = 49.1 \text{ kPa}$



Tasolle -1 tuleva
 $q_0 = 77.1 \text{ kPa}$



Tasolle -1 tuleva
 $q_0 = 137.1 \text{ kPa}$



Ympäristö/vaikutukset

- TIEL 3200555 Ohikulkutie ja taajama (TS 9/1999)
- TIEL 3200558 Niittykasvillisuuden perustaminen tieluiskiin - Koetuloksia ja kirjallisuusselvitys (TS 12/1999)
- TIEL 3200560 Saneerattujen taajamien viherympäristö, kivettyt pinnat, kalusteet - Kuntotarkastelu (TS 15/1999)
- TIEL 3200590 Taajamateiden suunnittelun kehittäminen. Seurantatutkimus. Jaala, Keuruu, Sotkamo. (TS 1/2000)
- TIEL 4000205 Tierummut vaellusesteinä - Ongelman kuvaus ja ratkaisumalleja (SJ 22/1999)
- TIEL 4000206 Suomen tieliikenteen polttoaineperäisten päästöjen aiheuttamat ympäristökustannukset - Vuoden 1996 selvityksen päivitys (SJ 23/1999)
- TIEL 4000215 Tieliikenne-ennuste vuosille 1997-2030. Vuoden 1995 ennusteen päivitys (SJ 35/1999)
- TIEL 4000216 Tieliikenteen ajokustannukset: Onnettomuuskustannukset Suomessa ja Ruotsissa (SJ 36/1999)
- TIEL 4000217 Tieliikenteen ajokustannukset: Ajoneuvokustannukset (SJ 37/1999)
- TIEL 4000216 Tieliikenteen ajokustannukset: Aikakustannukset (SJ 36/1999)
- TIEL 4000241 Mitä on tehty? - Tielaitoksen ympäristön toimenpideohjelman 1997 - 2000 toteuttaminen (SJ 13/2000)

Tietekniikka

- TIEL 3200562 Törmäyskokeet Tielaitoksen tiekaiteeseen 1993-1999 (TS 17/1999)
- TIEL 3200571 Asfalttinaormien kiviainesten hienoainesseoksen laatuvaatimukset (TS 26/1999)
- TIEL 3200578 Halvat kevyen liikenteen väylät (TS 35/1999)
- TIEL 3200591 Kasvipeitteisen meluesteen kokeilu (TS 2/2000)
- TIEL 3200594 Betonimurskeen käyttö tien päällysrakennekerroksissa. Mitoitus- ja työohje (TS 5/2000)
- TIEL 3200599 Tiesuolan käytön arviointi talvikuukausien lämpötilan avulla (TS 9/2000)
- TIEL 3200604 Syvästabiloitujen pilarien ja maan yhteistoiminta (TS 15/2000)
- TIEL 4000199 Selvitys tien häikäisysojista (SJ 5/1999)
- TIEL 4000200 Kelirikkoisen soratien kantavuuden parantamismenetelmiä. Bitumistabilointi ja raudoitettu murske. Loppuraportti. (SJ 6/1999)
- TIEL 4000201 Teiden talvihoidon yhteiskunnalliset vaikutukset. Yhteenveto tehdyistä selvityksistä. (SJ 9/1999)
- TIEL 4000202 Tutkimus- ja kehittämistoiminnan vuosiraportti 1998 (SJ 10/1999)
- TIEL 4000209 Kevyen liikenteen kaatumistapaturmien selvittäminen sairauskertomusten perusteella - Jyväskylä (SJ 26/1999)
- TIEL 4000210 Laatuvaatimusten asettaminen, kun urakka sisältää suunnittelun ja rakentamisen (SJ 27/1999)
- TIEL 4000222 Tunnin pilotti. Hoidon toteutuminen, II väliraportti syyskuu 1999 (SJ 41/1999)
- TIEL 4000228 Masuunikuonatuotteiden E-moduulit (SJ 49/1999)
- TIEL 4000229 Analyttisessä mitoituksessa käytettävät asfalttipäällysteen jäykkyydet ja väsymismallit (SJ 50/1999)
- TIEL 4000232 Tunnin pilotti - Vaikutus liikenneturvallisuuteen (SJ 54/1999)
- TIEL 4000236 Kevyen liikenteen väylien kunnossapitotason ja kaatumistapaturmien selvitys. Kesäkauden osaraportti (SJ 5/2000)
- TIEL 4000239 Pyöräteiden routavauriotutkimus (SJ 10/2000)

OHJEET JALAAATUVAATIMUKSET

- TIEL 2110014 Läjitysalueen suunnittelu - Läjitysalueohje
TIEL 2140015 Rakenteen parantamista edeltävät tutkimukset
TIEL 2140016 Puun käyttö melusteissa
TIEL 2150008 Luonnon monimuotoisuus ja tienpito - Tieluonnon hoito-ohjelma
TIEL 2150009 Tiehankkeiden ja tienpidon toimien ympäristövaikutusten selvittäminen
TIEL 2150010 Tiehankkeen vaikutukset ihmisiin ja yhteisöihin
TIEL 2210013 TYLT: Tiekaiteet
TIEL 2210014-2000 TYLT: Yleiset perusteet - Leikkaukset, kaivannot ja avo-ojarakenteet - Penger- ja kerrosrakenteet - Lisäykset ja muutokset vuonna 2000
TIEL 2212456-2000 TYLT: Perustamis- ja vahvistamistyöt
TIEL 2212802-2000 TYLT: Päälystystyöt
TIEL 2212809-98 TYLT: Murskaustyöt
TIEL 2230054 Kevyen liikenteen väylien hoito; Menetelmätieto
TIEL 2240002-98 Yleiset arvonmuutosperusteet: Murskaustyöt
TIEL 2243560-2000 Yleiset arvonmuutosperusteet: Päälystystyöt

SELVITYKSIÄ (=TS) JA SISÄISIÄ JULKAISUJA (=SJ):

Liikennetekniikka

- TIEL 3200561 S 12 Pääteiden parantamisratkaisut: Ohitusnäkemät (TS 16/1999)
TIEL 3200566 S 12 Pääteiden parantamisratkaisut: Perusverkon eritasoliittymien turvallisuus (TS 21/1999)
TIEL 3200570E S 12 Improvement solutions for main roads: New road types - Summary on test roads in Finland (TS 25/1999)
TIEL 3200602 Raskaat ajoneuvot kiertoliittymissä (TS 12/2000)
TIEL 3200602E Roundabouts and heavy vehicles (TS 13/2000)
TIEL 4000191 S 12 Pääteiden parantamisratkaisut: Uudet tietyypit - Koeteiden turvallisuus (SJ 20/1999)
TIEL 4000193 S 12 Pääteiden parantamisratkaisut: Uudet tietyypit - Selvitys ulkomaisista kokemuksista (SJ 21/1999)
TIEL 4000212 S 12 Pääteiden parantamisratkaisut: Parannettavien pääteiden suuntaus (SJ 30/1999)
TIEL 4000213 S 12 Pääteiden parantamisratkaisut: Uusien tietyppivaihtoehtojen vertailu - Vt 6 välillä Koskenkylä - Kouvola Osa A: Raportti, Osa B: Liitekartat (SJ 31/1999)
TIEL 4000214 S 12 Pääteiden parantamisratkaisut: Kevyen liikenteen ja yksityisteliittymien yhteiset ratkaisut (SJ 33/1999)
TIEL 4000221 S 12 Pääteiden parantamisratkaisut: Tutkimussuunnitelma (SJ 42/1999)
TIEL 4000227 S 12 Pääteiden parantamisratkaisut: Kapeiden pientareiden vaikutus kaksiajorataisten teiden turvallisuuteen (SJ 48/1999)
TIEL 4000234 S 12 Pääteiden parantamisratkaisut: Uusien tietyppivaihtoehtojen vertailu - Vt 4 välillä Haurukylä - Haaransilta - Kempele. (SJ 56/1999)
TIEL 4000243 Taajamakeskustateiden poikkileikkaukset. Testiajo- ja kirjallisuusselvitys (SJ 18/2000)