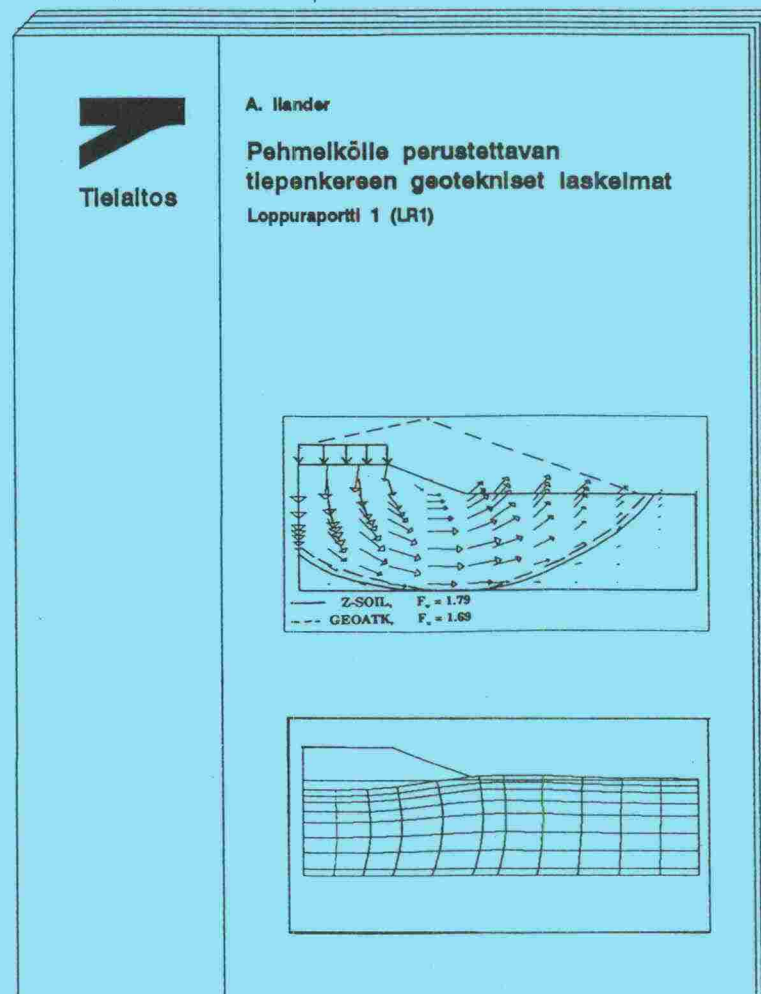
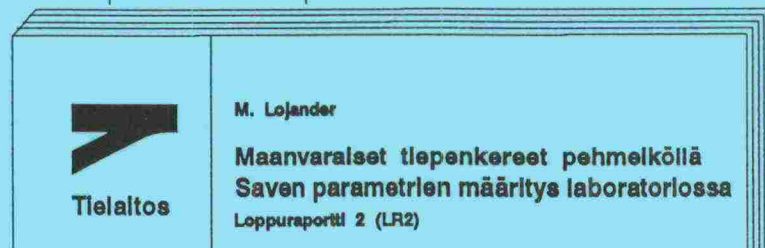
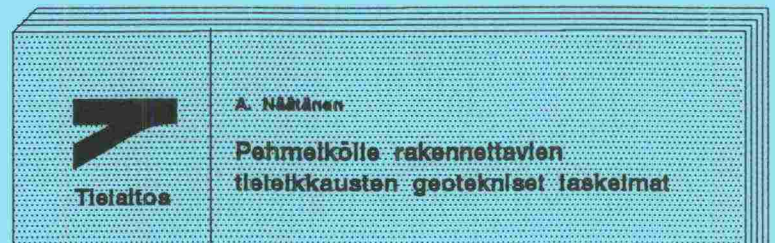


# Pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten geotekniset laskelmat



Tiehallituksen sisäisiä julkaisuja  
43/1992

Anu Näätänen

**Pehmeikölle rakennettavien  
tieleikkausten geotekniset laskelmat**

**Tielaitos**  
Tiehallitus, geopalvelukeskus

Helsinki 1992

Painatuskeskus Oy  
Helsinki 1993

Julkaisua saatavana:  
Tielaitos, geokeskus

**Tielaitos**

Opastinsilta 12 A  
PL 33  
00521 HELSINKI  
Puh. vaihde (90) 148 721

NÄÄTÄNEN, Anu: Pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten geotekniset laskelmat. Helsinki 1992, Tielaitos, Geopalvelukeskus. Tiehallituksen sisäisiä julkaisuja 43/1992, 226 s. + liitt. 1 s.

Asiasanat geotekniset laskelmat, maaleikkaukset, paalutus, syvästabilointi, kevennykset, geovahvisteet

## TIIVISTELMÄ

Teknillisen korkeakoulun pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa on tutkittu Tielaitoksen geopalvelukeskuksen ja Helsingin kaupungin geoteknisen osaston toimeksiannosta pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten geoteknisiä laskentamenetelmiä. Tässä työssä on käsitelty sekä vahvistamattomia että vahvistettuja tieleikkauksia. Työn tavoitteena on ollut selvittää sekä klassiseen maamekaniikkaan että maamekaniikan uusiin teorioihin perustuvien laskentamenetelmien soveltuvuutta tieleikkausten mitoitukseen. Pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten mahdollisista vahvistusrakenteista tässä työssä on käsitelty naulausta, paalutusta, syvästabilointia ja massanvaihtoa.

Työssä on tutkittu erilaisia luiskien sortumismekanismeja Tielaitoksen piireistä, Helsingin kaupungilta ja kirjallisuudesta kerätyn sortuma-aineiston avulla. Luiskien geoteknistä mitoitusta on selvitetty kirjallisuustutkimuksen avulla. Lisäksi on tehty laskelmia sekä vahvistamattomasta että vahvistetusta homogeeniseen saveen rakennetusta leikkauksesta. Laskelmia on tehty käsin sekä Tielaitoksen vakavuuden laskentaohjelmalla ja ohjelmilla Z-Soil ja CRISP90. Tielaitoksen vakavuuden laskentaohjelma on kehitetty klassisen maamekaniikan teorioiden pohjalta ja perustuu Bishopin liukupintamenetelmään. Ohjelmat Z-Soil ja CRISP90 ovat maamekaniikan uusiin menetelmiin perustuvia laskentaohjelmia.

Bishopin menetelmän avulla tarkastellaan jäykän kappaleen liukusortumaa tasojännitystilassa. Menetelmä on ns. tasapainomenetelmä, jossa laskettu varmuus sortumista vastaan riippuu valitusta sortumamekanismista. Uusilla laskentamenetelmillä voidaan entistä paremmin ottaa huomioon maan mekaaninen käyttäytyminen sopivan materiaalamallin avulla, jännitysten jakautuminen rakennuspohjaan, erilaiset geometriset reunaehdot sekä kuorimitustilanteet kuten kaivu ja läjitys. Laskentatulosten esim. siirtymien ja plastisoituneiden alueiden avulla voidaan arvioida luiskan mahdollista sortumismekanismia.

## ABSTRACT

This report is made to order of Geotechnical Service Center at Finnish National Road Administration and City of Helsinki City Geotechnical department. The thesis is done in the laboratory of soil mechanics and foundation engineering at the Helsinki University of Technology. The purpose of this thesis has been to study both classical and new geotechnical calculation methods and their suitability for designing road cuts on soft soils. Both unreinforced and reinforced road cuts have been studied. The reinforcing methods which has been examined were: soil nailing, piling, deep stabilization and soil replacement.

In this research it has been studied different failure mechanisms on grounds of case studies which have been collected from Finnish Road Districts, Helsinki City and also from literature. The geotechnical design methods has been examined as a literary research. Also some comparative calculations of a road cut on homogenous clay ground has been done. Both hand calculation methods and computer programs have been used. The following programs have been used; Finnish National Road Administration's stability program, Z-Soil and CRISP90. First of these is based on classical Bishop's method and the programs Z-Soil and CRISP90 are finite element programs based on soil mechanics new methods.

When using Bishop's method we are studying rigid block sliding in plane stress state. Bishop's method is so called equilibrium method and the calculated factor of safety depends on the failure mechanism which has been selected for the calculations. The new calculation methods make it possible to take into account the mechanical behaviour of soil with proper material models, distribution of the stresses in a ground and different geometric and load conditions. The calculation results, for example displacements and yielded zones make it possible to study the potential failure mechanisms.

## **Alkusanat**

Tämä liseniaattityö on tehty prof. K-H. Korhosen johdolla Teknillisen korkeakoulun rakennus- ja maanmittaustekniikan osastolla pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Työ on tehty tielaitoksen geopalvelukeskuksen ja Helsingin kaupungin geoteknisen osaston toimeksiantamassa projektissa: Pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten vahvistusrakenteiden geotekninen mitoitus.

Työn ohjaajana on toiminut dipl.ins. Aarno Valkeisenmäki tielaitoksen geopalvelukeskuksesta. Helsingin kaupungin geoteknisen osaston puolesta on työtä kommentoinut dipl.ins. Osmo Korhonen.

Helsinki 1992

*Geopalvelukeskus*

1. JOHDANTO	15
1.1 Projektin tavoite	15
1.2 Vahvistusmenetelmät	17
1.3 Maaleikkauksen ja vahvistusrakenteen geotekninen mitoitus	19
1.3.1 Maamekaniikan perusyhtälöt	19
1.3.2 Materiaalimallit	20
1.3.3 Stabiiliteettilaskelman perusyhtälöt	26
1.4 Laskentaohjelmat	30
1.4.1 Ohjelmat ja niiden käyttökohteet	30
1.4.2 GEOATK-Vakavuus ohjelma	31
1.4.3 Z-SOIL ohjelma	31
1.4.4 CRISP90 ohjelma	33
2. HAVAINTOJA MAALUISKIEN SORTUMISTA	35
2.1 Maaleikkausten sortumia	35
2.1.1 Sortuma-aineisto	35
2.1.2 Enbergin putkisillan kaivannon sortuma, Kirkkonummi	49
2.1.3 Kalkkipilaroidun rautatieleikkauksen sortuma, Halikko	52
2.1.4 Laajoja sortumia	52
2.2 Sortumien estäminen	54
2.3 Yhteenveto havainnoista	59
3. VAHVISTAMATTOMIEN MAALUISKIEN SORTUMISMEKANISMIT	60
4. VAHVISTAMATTOMAN TIELEIKKAUKSEN MITOITUS	62
4.1 Maakerroksen geotekniset ominaisuudet	62
4.2 Pohjaveden vaikutus luiskan stabiiliteettiin	71
4.2.1 Virtausverkosto ja suotoviiva	71
4.2.1 Luiskan pinnan stabiiliteetti	75
4.3 Esimerkkilaskelma. Vahvistamaton luiska	77
4.3.1 Pohjaolosuhteet ja luiskan geometria	77
4.3.2 Suljetun tilan laskelmat	77
4.3.3 Avoimen tilan laskelmat	81
4.3.4 Kevennysleikkaus	85
4.3.5 Yhteenveto laskelmista	87
4.4 Wellandin koekaivanto	89
4.4.1 Pohjaolosuhteet, geometria ja rakennusaikaiset havainnot	89
4.4.2 Elementtimenetelmällä tehdyt laskelmat	91

5. NAULATTU LUISKA	94
<hr/>	
5.1 Vahvistusmateriaalit ja rakennustavat	94
5.1.1 Naulauksen sovellutukset	94
5.1.2 Työjärjestys	95
5.1.3 Naulatyypit	95
5.1.4 Verhous	97
5.2 Naulattujen rakenteiden geotekninen toimintatapa	99
5.2.1 Mallikokeet	99
5.2.2 Naulan ja maakerroksen välinen vuorovaikutus	101
5.3 Vahvistetun rakenteen mitoittaminen	104
5.3.1 Suunnittelukriteerit	104
5.3.2 Stabiiliteettianalyysi	105
5.3.3 Kinemaattinen rajatila-analyysi	107
5.3.4 Naulatun rakenteen mitoitusesimerkki	113
5.4 Numeeristen menetelmien käyttö mitoituksessa	113
5.5 Yhteenveto naulauksesta	118
6. PAALUTETTU LUISKA	119
<hr/>	
6.1 Paalut vahvistusrakenteena	119
6.2 Paaluten luiskan sortumismekanismeja	121
6.3 Paalutetun luiskan geotekninen mitoitus	121
6.3.1 Paalun ja maakerroksen välinen yhteistoiminta	121
6.3.2 Puupaaluilla vahvistetun luiskan mitoitus	128
6.4 Esimerkkilaskelma. Puupaaluilla vahvistettu luiska	133
6.4.1 Geometria ja pohjasuhteet	133
6.4.2 Mitoitus	134
6.5 Betonipaaluilla vahvistettu luiska	137
6.5.1 Laskentamenetelmä	137
6.5.2 Pohjaolosuhteet	139
6.5.3 Laskentatulokset	140
6.5.4. Yhteenveto laskelmista	144
6.6 Yhteenveto paalujen käytöstä luiskavahvistuksena	145
7. SYVÄSTABILOIMALLA VAHVISTETTU LUISKA	147
<hr/>	
7.1 Syvästabilointi vahvistusmenetelmänä	147
7.2 Pilareiden valmistusmenetelmät	149
7.3 Sideaineet	150
7.3.1 Kalkki	150
7.3.2 Sementti ja kalkki-sementti	151
7.4 Syvästabiloimalla vahvistettujen luiskien sortumismekanismeja	154
7.5 Syvästabiloimalla vahvistetun luiskan geotekninen mitoitus	155
7.5.1 Kokemusperäiset menetelmät	155
7.5.2 Numeeriset menetelmät mitoituksessa	159
7.5.3. Yhteenveto eri laskentamenetelmistä	161



7.6	Syvästabiloimalla vahvistettu luiska	164
7.6.1	Geometria ja pohjasuhteet	164
7.6.2	Mitoitus keskimääräisen leikkauslujuuden perusteella	165
7.6.3	Mitoitus lamellimenetelmällä	166
7.6.4	Kalkkipilari stabiloivana paaluna	167
7.6.5	Laskelmat CRISP90-ohjelmalla	168
7.6.5.1	Materiaaliparametrit ja laskentamalli	168
7.6.5.2	Suljetun tilan laskelmat	170
7.6.5.3	Avoimen tilan laskelmat	176
7.6.6	Yhteenveto laskelmista	183
8.	TUKIPENGER JA MASSANVAIHTO	185
8.1	Vahvistusmateriaalit ja käyttösovellutukset	185
8.1.1	Massanvaihdon toimintaperiaatteet	185
8.1.2	Tukipenger	186
8.1.3	Kevennysrakenteet	187
8.1.4	Muut massanvaihdon sovellutukset	187
8.2	Tukipenkereellä vahvistetun luiskan sortumismekanismit	188
8.3	Tukipenkereellä vahvistetun luiskan mitoitus	189
8.4	Louhepenkereellä vahvistettu luiska	192
8.4.1	Geometria ja pohjasuhteet	192
8.4.2	Liukupintalaskelmat tukipenkereellä vahvistetussa luiskassa	193
8.4.3	Maanpaineen vaikutus tukipenkereeseen	195
8.4.3.1	Maanpaineelaskelmien lähtöolettamukset	195
8.4.3.2	Maanpaine tukipengertä vastaan Rankinen teoriolla	196
8.4.3.3	Maanpaine tukipengertä vastaan liukupintamenetelmällä	198
8.4.4	Numeerisilla menetelmillä tehdyt laskelmat	201
8.4.5	Yhteenveto laskelmista	204
9.	YHTEENVETO	206
9.1	Projektin tavoitteet	206
9.2	Sortumahavainnot	206
9.3	Vahvistamattoman luiskan mitoitus	207
9.4	Vahvistetun luiskan mitoitus	209
9.5	Johtopäätöksiä	214
	KIRJALLISUUSLUETTELO	216

## MERKINNÄT

$A$	tukipenkereen poikkileikkauksen pinta-ala leikkauspinnan yläpuolella, $m^2$
$A_0$	paalun suuntainen voima, $kN$
$A_{01}$	paalumateriaalin murtokuorma puristukselle, $kN$
$A_{02}$	liukupinnan alapuolella olevan paalun osan geotekninen murtokuorma, $kN$
$A_{03}$	liukupinnan ja maanpinnan välillä olevan paalun osan geotekninen murtokuorma, $kN$
$A_{04}$	paalumateriaalin murtokuorma vedolle, $kN$
$A_{05}$	liukupinnan alapuolella olevan paalun osan vaippavastus vedolle, $kN$
$A_{06}$	maanpinan ja liukupinnan välissä olevan paalun osan vaippavastus, $kN$
$A_{ks}$	paalun kärkivastus koheesiomaassa, $kN$
$A_{kO}$	paalun kärkivastus kitkamaassa, $kN$
$A_p$	pilarin poikkileikkausala, $m^2$
$A_s$	naulan poikkileikkausala, $m^2$
$B$	penkereen leveys, $m$
$CaO$	kalsiumoksidi
$Ca(OH)_2$	kalsiumhydroksidi
$D$	litteään vahvisteen leveys tai pyöreän naulan halkaisija, $m$
$D$	pilarin halkaisija, $m$
$D$	kovan pohjan syvyys kaivannon pohjasta, $m$
$D_0$	paalun halkaisija liukupinnalla, $m$
$D_k$	paalun halkaisija kärjessä, $m$
$D_{ka}$	paalun keskimääräinen halkaisija liukupinnan yläpuolella, $m$
$D'_{ka}$	paalun keskimääräinen halkaisija liukupinnan alapuolella, $m$
$D_p$	paalun halkaisija liukupinnan yläpuolella, $m$
$D'_p$	paalun halkaisija liukupinnan alapuolella, $m$
$E$	naulan kimmomoduli, $kPa$
$E_d$	avoimen tilan muodonmuutosmoduli, $kPa$
$E_p$	syvästabiloidun pilarin muodonmuutosmoduli, $kPa$
$E_u$	suljetun tilan muodonmuutosmoduli, $kPa$
$F$	kokonaisvarmuuskerroin
$F_M$	osavarmuuskerroin naulan plastiselle momentille
$F_{s,all}$	naulalle sallittu vetojännitys, $kPa$
$F_u$	kokonaisvarmuuskerroin suljetussa tilassa

$G_i$	liukuvan maalamellin i paino, $kPa$
$G_w$	lamellissa vaikuttava veden paino, $kPa$
$GW$	pohjavedenpinta
$H$	leikkauksen syvyys, $m$
$H_w$	vedenpintojen korkeusero suotoviivalla, $m$
$H_2O$	vesi
$I$	inertiamomentti, $m^4$
$I_C$	konsistenssiluku
$I_P$	plastisuusluku
$I_1$	ensimmäinen jännitysinvariantti
$J_2$	toinen deviatorinen jännitysinvariantti
$K$	alustaluku, $kN/m^3$
$K_0$	lepopaine kerroin
$L$	naulan kokonaispituus, $m$
$L$	liukupinnan pituus, $m$
$L$	suotoviivan pituus, $m$
$L_p$	liukupinnan pituus stabiloidulla osalla, $m$
$L_S$	liukupinnan pituus savessa, $m$
$M$	saven kokoonpuristuvuusmoduli, $kPa$
$M$	kriittisen tilan mallin lujuusparametri
$M_A$	paalujen suunnassa vaikuttavien voimien momentti, $kNm$
$M_T$	paaluja vastaan kohtisuoraan vaikuttavien voimien momentti, $kNm$
$M_j$	jäännösmomentti, $kNm$
$M_p$	naulan plastinen taivutusmomentti
$M_q$	ulkoisen kuorman aiheuttama momentti, $kNm$
$M_r$	liukumista vastustavan leikkausvoiman momentti, $kNm$
$M_w$	liukuvan maamassan momentti, $kNm$
$M_y$	paalun myötömomentti, $kNm$
$M_1$	paalun momentti kerroksessa 1 (mekanismi B, kaava 6.4), $kNm$
$M_2$	paalun momentti kerroksessa 2 (mekanismi B, kaava 6.5), $kNm$
$M_1''$	paalun momentti kerroksessa 1 (mekanismi B2, kaava 6.12), $kNm$
$M_2'$	paalun momentti kerroksessa 2 (mekanismi B1, kaava 6.10), $kNm$
$P$	tukipenkereen leikkausvastus, $kN$
$P_A$	aktiivisen maanpaineen resultantti, $kN/m$
$P_{Aw}$	vedenpaineen resultantti aktiivipuolella, $kN/m$
$P_P$	passiivisen maanpaineen resultantti, $kN/m$
$P_{Pw}$	vedenpaineen resultantti passiivipuolella, $kN/m$
$R$	liukupinnan säde, $m$
$S_i$	leikkausvastus lamellin i pohjalla, $kPa$

$S_H$	vaakasuora naulaväli, $m$
$S_v$	pystysuora naulaväli, $m$
$T$	liukuvastus louhepenkereen alapinnalla, $kN/m$
$T_0$	paalua vastaan kohtisuora voima, $kN/paalu$
$T_{01}$	paalun murtokuormitus leikkaukselle, $kN$
$T_{02}$	maan aiheuttama vastus paalun liikkeessa sivusuuntaan, $kN$
$T_{03}$	paalun murtotaivutusmomentin perusteella laskettu paaluvoima, $kN$
$T_A$	paaluun kohdistuva leikkausvoima liukupinnalla (mekanismi A, kaava 6.2a), $kN$
$T_B$	paaluun kohdistuva leikkausvoima liukupinnalla (mekanismi B, kaava (6.3), $kN$
$T_c$	maksimi leikkausvoima, $kN$
$T_i$	vahvisteessa vaikuttava vetovoima lamellin i pohjalla, $kN$
$V$	tilavuus, $m^3$
$W$	kaatavien voimien resultantti, $kN/m$
$W_i$	lamellin i paino, $kPa$
$W'_i$	lamellin i paino pohjavedenpinnan alapuolella, $kPa$
$Z$	syvyys maanpinnasta, $m$
$Z_P$	voiman P momenttivarsi, $m$
$a_i$	maalamellissa i vaikuttavan voiman momenttivarsi, $m$
$c'$	tehokas koheesio, $kPa$
$c_i$	kerroksen i koheesio, $kPa$
$c_p$	pilarin koheesio, $kPa$
$c_p$	pohjamaan koheesio, $kPa$
$d$	paalun halkaisija, $m$
$d$	pilarilamellin leveys, $m$
$e$	pilariväli luiskan pituussuunnassa (kuvat 7.9 ja 7.11), $m$
$e$	huokosluku
$f$	leikkauslujuuden mobilisointisaste
$f_i$	rajaleikkausjännitys maan ja vahviteen välillä, $kPa$
$f_s$	virtauspaine, $kN/m^2/m$
$h$	tarkastelupisteen ja veden pinnan korkeusero, $m$
$h$	tukipenkereen korkeus, $m$
$i$	hydraulinen gradientti
$k$	pilareiden välinen etäisyys keskeltä keskelle (kuva 7.14), $m$
$k$	vedenläpäisevyyskerroin, $m/s$
$k$	materiaaliparametri, Drucker-Pragerin materiaalmallissa
$k$	paalun sivuvastuskerroin

$k_p$	paalujen välinen etäisyys luiskan suunnassa, $m$
$l_a$	naulan tartuntapituus, $m$
$l_i$	lamellin $i$ pituus liukupinnalla, $m$
$l_i$	paalunpituus kerroksessa $i$ , $m$
$l_0$	siirtopituus, joka kuvaa vahviteen suhteellista jäykkyyttä
$l_1$	paalun toimiva pituus liukupinnan yläpuolella, $m$
$l_2$	paalun toimiva pituus liukupinnan alapuolella, $m$
$n$	resultantin momenttivarsi, $m$ (kuva 7.11)
$n_i$	pilarin $i$ keskilinjan etäisyys kiertokeskuksesta, $m$
$p$	hydrostaattinen jännitys, pääjännitysten keskiarvo, $kPa$
$p_a$	aktiivinen maanpaine, $kPa$
$p_p$	passiivinen maanpaine, $kPa$
$q$	pintakuorma, $kPa$
$q$	deviatorinen jännitys, $kPa$
$q$	aikayksikössävirtaava vesimäärä, $m^2/s$
$q'$	tehokas kuormitus paalunkärjen korkeudella, $kPa$
$q$	vesimäärä, $m^3/s$
$q_s$	ulkoisten kuormien tukireaktio paaluille, $kN$
$q_0$	luiskalla ja maanpinnalla olevien ulkoisten kuormien tukireaktio paaluille, $kN$
$s$	suljettu leikkauslujuus liukupinnan yläpuolella, $kPa$
$s_i$	maalamellin leikkauslujuus liukupinnan osalla $i$ , $kPa$
$s_u$	suljettu leikkauslujuus, $kPa$
$s'$	suljettu leikkauslujuus liukupinnan alapuolella, $kPa$
$s_0$	suljettu leikkauslujuus paalunkärjen tasolla, $kPa$
$u$	huokosvedenpaine, $kPa$
$u_i$	huokosvedenpaine lamellissa $i$ , $kPa$
$x, y, z$	koordinaattiakseleita
$x_i$	lamellin $i$ painopisteen momenttivarsi, $m$
$v$	ominaistilavuus
$w$	vesipitoisuus, %
$w_L$	juoksuraja, %
$w_P$	plastisuusraja, %
$\Gamma$	ominaistilavuus, kun $p'=1$ $kPa$
$\alpha$	materiaaliparametri, Drucker-Pragerin materiaalmallissa
$\alpha, \beta$	liukupinnan keskuskulmia, $rad$ (kuva 7.9)
$\alpha_i$	liukupinnan tangentin ja vaakatason välinen kulma lamellin keskellä, $^\circ$

$\beta$	luiskan kaltevuuskulma, °
$\beta$	vahvisteen ja vaakatason välinen kulma, °
$\gamma$	tilavuuspaino, $kN/m^3$
$\gamma_{pi}$	pilarin i puristusjännitys, $kPa$
$\gamma_y$	pilarin myötöjännitys, $kPa$
$\gamma_w$	veden tilavuuspaino, $kN/m^3$
$\theta$	virtausviivan ja vaakatason välinen kulma, °
$\theta$	luiskan pinnan kaltevuus, °
$\kappa$	elastinen tilavuudenmuutosparametri, kriittisen tilan malli
$\lambda$	kokonaistilavuudenmuutosparametri, kriittisen tilan malli
$\lambda$	vakiokerroin, $\pi$ pyöreille nauloille ja 2 litteille nauloille
$\mu$	suljetun leikkauslujuuden korjauskerroin
$\nu$	Poissonin luku
$\nu_d$	Poissonin luku avoimessa tilassa
$\nu_u$	Poissonin luku suljetussa tilassa
$\rho_s$	kiintotiheys, $t/m^3$
$\sigma$	normaalijännitys, $kPa$
$\sigma'$	tehokas normaalijännitys, $\sigma' = \sigma - u$ , $kPa$
$\sigma_b$	puun taivutuslujuus, $kN/m^2$
$\sigma_p$	esijännitys, esikuormitus, $kPa$
$\sigma_t$	paalun vetolujuus, $kN/m^2$
$\sigma'_{vo}$	vallitseva pystysuora tehokas jännitys, $kPa$
$\sigma_y$	paalun myötöjännitys, $kPa$
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	kuorman aiheuttamat jännitykset koordinaattiakseleiden suunnissa, $kPa$
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	pääjännitykset, $kPa$
$\sigma_{c  }$	puun puristuslujuus syiden suuntaan, $kN/m^2$
$\tau$	leikkausjännitys, $kPa$
$\tau_f$	leikkauslujuus, $kPa$
$\tau'_f$	tehokas leikkauslujuus, $kPa$
$\tau_k$	pilareiden ja saven pinta-aloilla painotettu keskimääräinen leikkauslujuus, $kPa$
$\tau_p$	pilarin leikkauslujuus, $kPa$
$\tau_{\perp}$	puun leikkauslujuus kohtisuoraan syitä vastaan, $kN/m^2$
$\varphi'$	tehokas kitkakulma
$\varphi_p$	pilarin kitkakulma, $kPa$
$\varphi_p$	pohjamaan sisäinen kitkakulma, $kPa$
$\varphi_t$	penger materiaalin sisäinen kitkakulma, $kPa$

## 1. JOHDANTO

### 1.1 Projektin tavoite

Tämä työ on Tiehallituksen geopalvelukeskuksen ja Helsingin kaupungin geoteknisen osaston toimeksiannosta laaditun projektin, 'Pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten geotekniset laskentamenetelmät', loppuraportti. Raportti on tehty Teknillisen korkeakoulun rakennus- ja maanmittaustekniikan osastolla pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa.

Projektin tavoitteena on selvittää pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten vaurioitumis- ja sortumistavat ja niiden ehkäisemiseen soveltuvat vahvistusrakenteet. Tässä työssä tullaan esittämään useita erilaisia vahvistusrakenteita ja niiden geoteknisiä toimintatapoja pehmeikölle leikatuissa luiskissa. Lisäksi pyritään selvittämään geoteknisiin laskelmiin ja vahvisteiden mitoittamiseen ja mallintamiseen soveltuvia laskentamenetelmiä ja tietokoneohjelmia. Tarkoituksena on käsitellä nykyisin käytössä olevia suunnittelumenetelmiä ja tarkastella uusien elementtimenetelmään perustuvien laskentamenetelmien soveltuvuutta ja mahdollisuuksia erilaisten rakenteiden mitoittamiseen. Projektissa keskitytään tarkastelemaan leikattuja luiskia. Sekä luonnonluiskat että rakennetut luiskat (penkereet) jäävät tämän projektin ulkopuolelle.

Luvussa 2 on esitetty havaintoja maaluiskien sortumista. Sortuma-aineisto on kerätty Tielaitoksen piireissä ja Helsingin kaupungin geoteknisellä osastolla. Sortuma-aineiston avulla haluttiin selvittää yleisimmät leikatuissa luiskissa esiintyvät sortumamekanismit. Em. sortuma-aineiston lisäksi on selvityksessä käytetty myös kirjallisuudesta koottua aineistoa. Sortumamekanismeista koottu yhteenveto on esitetty luvussa 3. Luku 4 käsittelee vahvistamattoman luiskan geoteknistä käyttäytymistä sekä mitoitusmenetelmiä. Luvuissa 5-8 käsitellään eri vahvistusmenetelmiä ja niiden mitoitusta. Raportti sisältää eri mitoitus- ja vahvistusmenetelmien esimerkkilaskelmia. Laskentapoikkileikkauksena on käytetty kaikissa tapauksissa samaa homogeeniseen savikerrokseen leikattua luiskaa (kuva 4.9).

Maaluiskien stabiliteetin laskemiseen sovelletaan plastisuusteoriaa. Jännitysten ylittäessä materiaalin myötörajan materiaalissa alkaa tapahtua sekä elastisia että plastisia muodonmuutoksia eli maa myötää. Jännitysten edelleen kasvaessa palautumattomat eli plastiset muodonmuutokset lisääntyvät kunnes saavutetaan materiaalille ominainen murtotila. Klassisen maamekaniikan plastisuusteoriassa ei ole laskentajärjestelmää myötötilan aikana tapahtuvien muo-

donmuutosten laskemiseksi. Murtotilassa jännitykset kasvavat materiaalin leikkauslujuuden suuruisiksi. Stabiiliteetin laskemiseen käytetty liukupintamenetelmä on plastisuusteorian sovellutus, jossa murtotilan oletetaan vallitsevan sortuvaan rakenteeseen muodostuneilla murtopinnoilla. Klassisissa liukupintamenetelmissä maan oletetaan murtuvan matemaattista pintaa pitkin [Korhonen, 1962]. Maakerroksen oletetaan tällöin olevan murtotilassa vain liukupinnalla olevissa pisteissä ja kaikissa sen pisteissä samanaikaisesti. Todellisuudessa sortuminen tapahtuu usein progressiivisesti. Tällöin leikkausjännitys kasvaa maan leikkauslujuutta vastaavaan arvoon eri aikana eri kohdissa murtopintaa.

Materiaalimalleilla otetaan huomioon ko. materiaalin mekaaninen käyttäytyminen. Kun halutaan simuloida rakennuspohjan mekaanista käyttäytymistä mahdollisimman tarkasti, on valittava sopiva materiaalimalli ja sovellettava laskentamenetelmiä, joilla voidaan ottaa huomioon erilaiset geometriset reunaehdot ja kuormitustilanteet sekä huokospaineen jakautuminen maapohjassa. Uusilla laskentamenetelmillä em. seikat on mahdollista ottaa huomioon. Uusilla laskentamenetelmillä tarkoitetaan tässä numeerisiin ratkaisumenetelmiin perustuvia laskentaohjelmia. Näiden laskentamenetelmien avulla pyritään kuvaamaan paremmin sekä maan että vahvistusrakenteen käyttäytymistä elastisesta tilasta rakenteen murtoon saakka.

Kyllästyneeseen saveen leikatun kaivannon realistinen vakavuusanalyysi on vanhoilla menetelmillä ollut vaikeaa, koska ei ole otettu huomioon tarkkaa jännitystilaa maassa. Käytännön rutiinisunnittelussa kaivuvaiheen jälkeinen lyhyen ajan vakavuus lasketaan kokonaisjännityksiä käyttäen ( $\varphi=0$ -menetelmä) [Leroueil & al., 1990]. Tämä tarkoittaa sitä, että maan oletetaan käyttäytyvän ikäänkuin se olisi suljetussa tilassa. Todellisuudessa reunaehdot ja huokospaine muuttuvat kaivun aikana samalla kun kuormituksen väheneminen ja sivusiirtymät pienentävät jännityksiä. Jännitysten pienenemisen seurauksena maahan kehittyy negatiivista huokosvedenpainetta. Huokosvedenpaineen ja jännitystilan muuttuminen maassa alkaa välittömästi kaivun aikana ja jatkuu kunnes uusi tasapainotila on saavutettu. Tehokkaiden jännitysten muuttuminen maassa vaikuttaa maan lujuuteen. Kokonaisjännityksiä käyttäen tehty vakavuusanalyysi ei pysty ottamaan huomioon näitä kaivannossa todellisuudessa tapahtuvia ilmiöitä. Elementtimenetelmän (FEM) tai muiden numeeristen laskentamenetelmien avulla on mahdollista ottaa huomioon maan lujuus ja muodonmuutosominaisuudet sopivien materiaalimallien avulla sekä käsitellä sellaisia ilmiöitä kuin kaivaminen, huokospaineen ja muiden reunaehto- ja muuttuminen sekä in situ jännitysten vaihtelu.



## 1.2 Vahvistusmenetelmät

Taulukkoon 1.1 on koottu erilaisia maakerrosten vahvistusmenetelmiä. Menetelmät on jaettu neljään ryhmään A1, A2, B1 ja B2. Rakenteen käyttöajan mukaan vahvistusmenetelmät voidaan jakaa väliaikaisiin ja pysyviin vahvistusmenetelmiin. Lisäksi voidaan erottaa menetelmät, joissa maahan lisätään materiaalia sekä menetelmät, joissa vahvistaminen tehdään ilman lisämateriaalia [Van Impe, 1989].

Taulukko 1.1. Maakerrosten vahvistamiseen käytettävät menetelmät [Van Impe,1989].

	1.Väliaikaiset menetelmät	2.Pysyvät menetelmät
A) Menetelmät, joissa maahan ei lisätä materiaalia	<ul style="list-style-type: none"> <li>• tilapäinen GW:n alentaminen</li> <li>• maan jäädytys</li> <li>• elektro-osmoosi</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• pysyvä GW:n alentaminen</li> <li>• tiivistäminen</li> <li>• lämpökäsittely</li> </ul>
B) Menetelmät, joissa maahan lisätään materiaalia	<ul style="list-style-type: none"> <li>• kalkki- ja sementti-stabilointi: -pintakerroksen vahv. -pilarit</li> <li>• maan naulaus</li> <li>• geotekstiilit</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• kalkki- ja sementti-stabilointi: -pintakerroksen vahv. -pilarit</li> <li>• hiekka- ja sorapilarit</li> <li>• massanvaihtomenetelmät</li> <li>• pystyojat + ylikuorma</li> <li>• maan naulaus</li> <li>• geotekstiilit</li> <li>• grouting</li> <li>• paalut</li> </ul>

Tämän työn yhteydessä käsitellään kevennysleikkauksen, naukauksen, paalutuksen ja massanvaihdon sekä syvästabiloinnin vaikutusta luiskien stabiliteettiin.

Maan naulaus on vahvistusmenetelmä, jota Suomessa ei toistaiseksi ole sovellettu pehmeikölle leikattujen luiskien vahvistamiseen. Luvussa 5 käsitellään maan nauhausta lähinnä kirjallisuustutkimuksen perusteella.

Luvussa 6 käsitellään paaluten luiskan geoteknistä mitoitusta. Luvussa esitetään nykyinen puupaaluilla vahvistetun luiskan mitoituskäytäntö [Lundgren & Brinch-Hansen, 1958; Korhonen, 1962; Slunga, 1970] sekä tarkastellaan numeeristen laskentaohjelmien käyttömahdollisuutta erityisesti betonipaaluilla vahvistetun luiskan mitoitukseen [Oakland & Chameau, 1984, 1986, 1989].

Syvästabiloimalla vahvistetun luiskan geoteknistä mitoitusta käsitellään luvussa 7. Syvästabiloidun luiskan stabiliteetin laskemiseen käytetään usein kokemusperäisiä mitoitusmenetelmiä [Broms, 1984; KPO-86; Korhonen O., 1986], jotka esitetään luvussa 7.5. Koska syvästabiloinnin käytöstä luiskien vahvistamiseen on saatu huonoja kokemuksia (luku 2), pyrittiin tämän projektin yhteydessä löytämään käytössä olevia mitoitusmenetelmiä tarkempi ja parempi laskentamenetelmä. Koska kirjallisuustutkimuksen perusteella tällaista mitoitusmenetelmää ei löytynyt, suoritettiin kysely eri yliopistojen ja korkeakoulujen tämän hetkisestä tietämyksestä asiaan. Kyselykirje lähetettiin seuraaville henkilöille: Almer A. (Los Angeles, USA), Anagnosti P. (Jugoslavia), Brandl H. (Wien, Itävalta), Chen W. (Purdue University, USA), Feda J. (Praha, Tšekkoslovakia), Fukuoka M. (Tokio, Japani), Holm G. (Linköping, Ruotsi), Jessberger H. (Bochum, Saksa), Juran I. (New York, USA), Katti R. (Bombay, Intia), Kerner (Drexel University, USA), Locat J. (Laval University, Kanada) Matsui T. (Osaka University, Japani), Mitchell J.K. (University of Kalifornia, USA), Rogers C. (Loughborough University, Iso-Britannia), Van Impe W. (Rijksuniversiteit Gent, Belgia). Kyselyyn saatiin kymmenen vastausta, joista kaikista ilmeni ettei asiaa koskevaa tutkimusta ole käynnissä kyseisissä laitoksissa ja ettei niiden tiedossa ollut uutta kalkkipilareiden mitoittamiseen soveltuvaa menetelmää. Tässä työssä esitetään käytössä olevien mitoitusmenetelmien lisäksi ohjelmalla CRISP90 [Britto & Gunn, 1990] tehty laskentaesimerkki. Pilareiden valmistusteknisiin ongelmiin ei puututa vaan pilarit oletetaan laskelmissa homogeenisiksi ja tasalaatuisiksi.

Luvussa 8 käsitellään tukipenkereen ja massanvaihdon vaikutusta luiskan stabiliteettiin. Tässä työssä tarkastellaan vain lopullisen luiskan vakavuutta. Työaikaisiin tilanteisiin ei puututa. Käsinlaskentamenetelmien lisäksi esitetään esimerkkilaskelma myös numeeristen menetelmien soveltamisesta.

### 1.3 Maaleikkauksen ja vahvistusrakenteen geotekninen mitoitus

#### 1.3.1 Maamekaniikan perusyhtälöt

Maakerros muodostuu kolmesta mekaanisilta ominaisuuksiltaan erilaisesta aineesta; maarakeista, vedestä ja ilmasta. Maamekaniikassa kuormitettu maakerros tulkitaan kuitenkin kontinuumiksi ja sen mekaanista käyttäytymistä kuvataan kiinteiden materiaalien kontinuumimekaniikan teorioilla: kimmoteoriolla, plastisuusteoriolla ja reologiolla. Maakerroksen epäjatkuvan, epähomogeenisen ja anisotrooppisen rakenteen vaikutus mekaaniseen käyttäytymiseen otetaan huomioon kerroksen erityisominaisuudet huomioonottavilla konstitutiivisilla yhtälöillä ja/tai malleilla. Vahvistusrakenteen vaikutus otetaan huomioon kullekin vahvistusmateriaalille sopivalla konstitutiivisella mallilla.

Kontinuumimekaniikan perusyhtälöitä ovat [Chen & Mizuno, 1990]:

- 1) Tasapaino- tai likeyhtälöt.
- 2) Muodonmuutosten ja siirtymien jatkuvuus yhtälöt. Kinemaattisuusehto.
- 3) Kysymyksessä olevan materiaalin konstitutiiviset lait, esim. jännitys-muodonmuutosyhtälöt tai mekaaniset mallit (materiaaliyhtälöt).
- 4) Kunkin yksittäistapauksen reunaehdot

Tasapaino- ja jatkuvuusyhtälöt ovat riippumattomia ko. materiaalin ominaisuuksista. Yhtälöt 1) ja 2) ovat voimassa kaikille materiaaleille; sekä maalle että vahvistusmateriaaleille. Tasapaino- ja jatkuvuusyhtälöt ovat voimassa sekä elastisella että plastisella muodonmuutosalueella. Tasapainoyhtälöä sovelletaan myös osittain tai kokonaan murtotilassa olevan maamassan stabiiliteetin määrittämiseen [Korhonen, 1990]. Jatkuvuusyhtälö ei ole voimassa murtotilassa.

Materiaalien erityisominaisuudet otetaan huomioon konstitutiivisilla yhtälöillä. Klassisen maamekaniikan konstitutiivisia yhtälöitä ovat mm. Hooken laki, Darcyn laki ja Mohr-Coulombin murtokriteeri. Yhtälöiden 1), 2) ja 3) vuorovaikutus voidaan esittää kuvan 1.1 avulla. Kuvan 1.1 perusteella todetaan, että konstitutiivisella yhtälöllä tai mallilla esitetään tavallisesti jännitysten ja muodonmuutosten välistä riippuvuutta (1.1a). Erityisesti koheesiomaakerrosten olessa kysymyksessä konstitutiiviseen yhtälöön on lisättävä ajan vaikutus, yhtälö (1.1b).

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}(\epsilon_{ij}) \quad (1.1a)$$

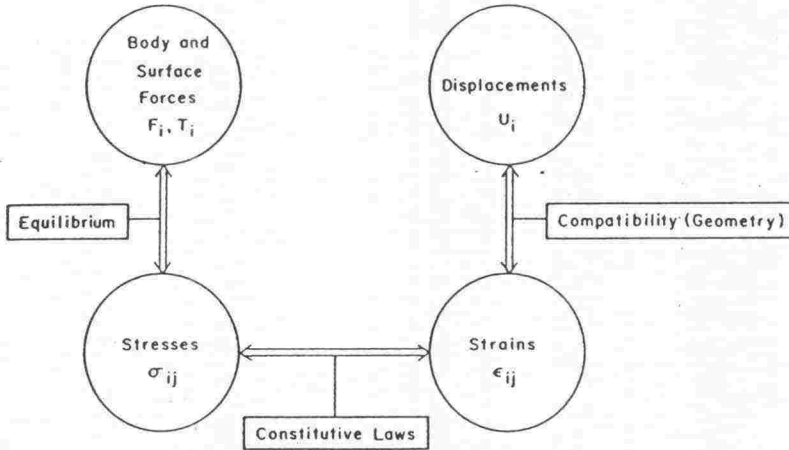
$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}(\epsilon_{ij}, \dot{\epsilon}_{ij}, \dot{\sigma}_{ij}) \quad (1.1b)$$

$\sigma_{ij}$  on jännitystensori

$\epsilon_{ij}$  on muodonmuutostensori

$\dot{\sigma}_{ij}$  on jännitystensorin nopeus

$\dot{\epsilon}_{ij}$  on muodonmuutostensorin nopeus



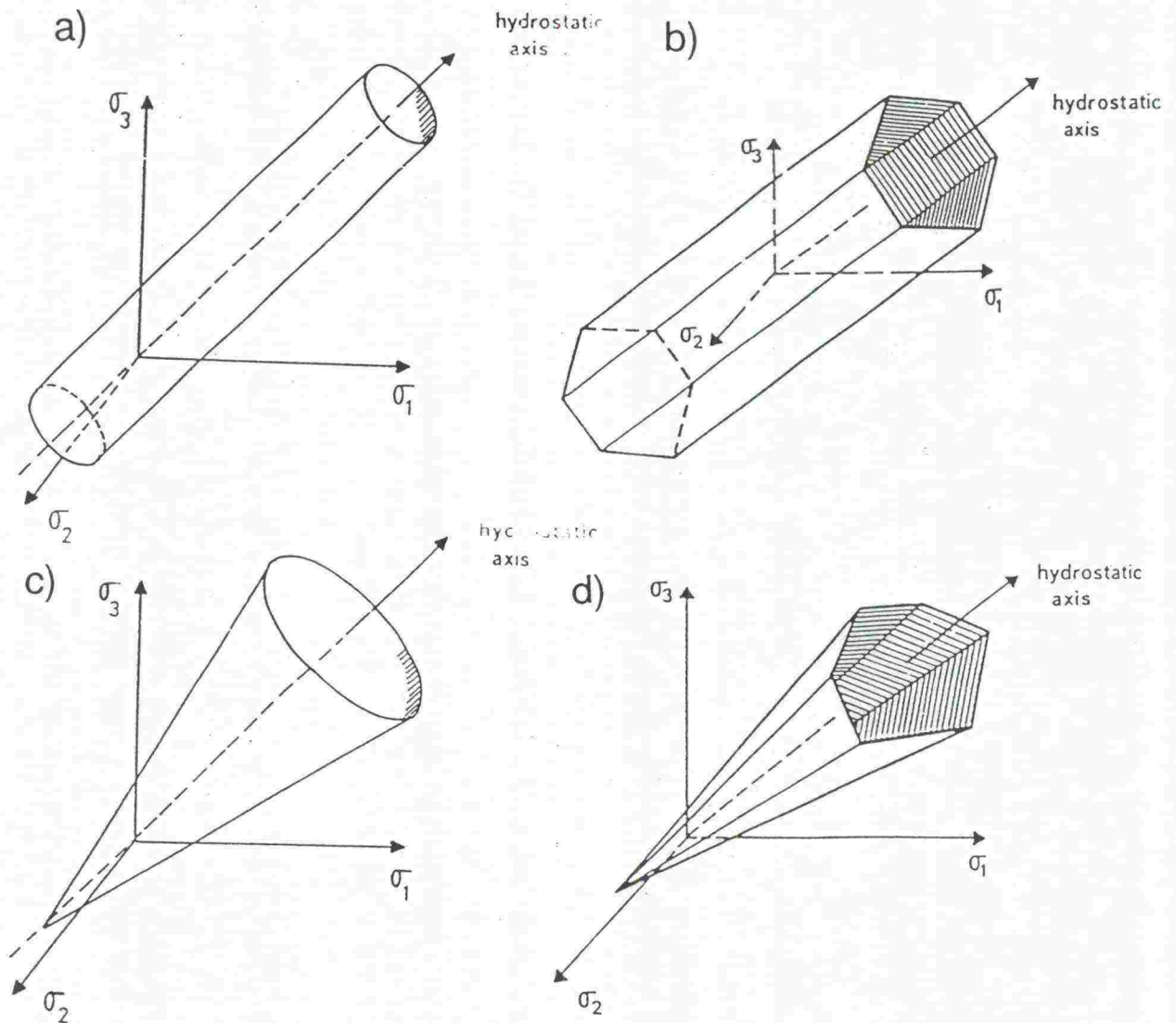
Kuva 1.1. Kontinuumimekaniikan perusyhtälöt [Chen & Mizuno, 1990].

### 1.3.2 Materiaalimallit

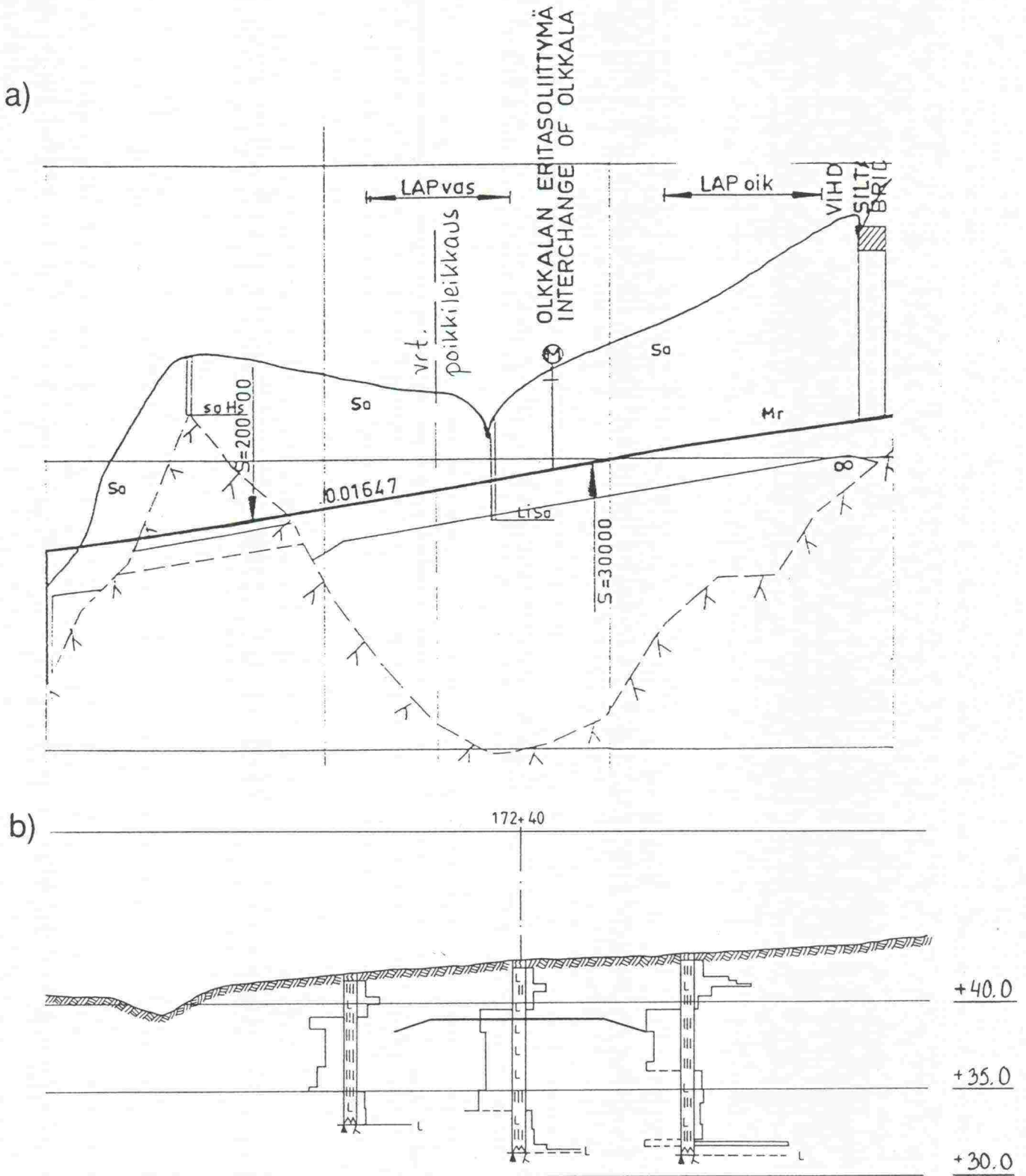
Perinteisillä vakavuuslaskentamenetelmillä tarkastellaan pelkästään murtotilaa. Laskelmissa tarvitaan maan murtotilaa edustava materiaalmalli ja tasapainoehdot sekä oletus murtokuvioista. Murtokuvioilla tarkoitetaan tässä pintaa tai vyöhykettä, jossa leikkausjännitys plastisoitumistapahtuman yhteydessä saavuttaa leikkauslujuuden. Yleisimmät maamekaniikassa käytetyt materiaalimallit ovat Mohr-Coulombin ja Drucker-Pragerin mallit [Drucker & Prager, 1952; Chen & Mizuno, 1990]. Muita klassisessa maamekaniikassa käytettyjä plastisia materiaalimalleja ovat Tresca ja Von Mises. Nämä mallit on alunperin kehitetty metalleille eivätkä ne ota huomioon hydrostaattisen jännityksen vaikutusta materiaalin lujuuteen. Trescan ja von Misesin kriteerit soveltuvat käytettäväksi kyllästyneiden koheesiomaalajien suljetun tilan laskelmissa [Chen and Liu, 1990]. Uuden maamekaniikan sovellutuksissa näitä murtokriteereitä on käytetty myötöfunktioina. Näiden mallien myötöpinnat jännitysavaruuudessa on esitetty kuvassa 1.2.

Kehittyneempiä maamekaniikan matalimalleja ovat myötölujenevat matalimallit, joita ovat mm. kriittisen tilan mallit; Cam Clay [Roscoe & al., 1958, Schofield & Wroth, 1968], Modified Cam Clay [Roscoe & Burland, 1968] ja Schofieldin malli [Britto & Gunn, 1990]. Näiden mallien avulla voidaan laskea myös plastisia tilavuusmuodonmuutoksia. Kriittisen tilan mallien myötöpinnat on esitetty kuvassa 1.3.

Tämän työn yhteydessä tullaan laskelmissa käyttämään lähinnä Drucker-Pragerin ja Mohr-Coulombin matalimalleja.



Kuva 1.2. Myötöpinnat jännitysavaruuksessa. a) Von Mises b) Tresca c) Drucker-Prager d) Mohr-Coulomb [Chen & Mizuno, 1990].



Kuva 2.4. Valtatie 2 välillä Palojärvi-Olkkala.

a) Pituusleikkaus b) Poikkileikkaus ja painokairaus tulokset.  
(Taulukko 2.1) [TIEL:n Uudenmaanpiirin sortuma-aineisto].

## Mohr-Coulomb

Mohr-Coulombin malli on maamekaniikan eniten käytetty murtokriteeri [Chen ja Mizuno, 1990]. Tämän mallin kehitti geoteknisiä laskelmia varten Coulomb jo vuonna 1773. Malli oli ensimmäinen, joka otti huomioon murtopintaan kohdistuvan normaalijännityksen vaikutuksen materiaalin lujuuteen. Murtopinnalla vaikuttava leikkausjännitys voidaan kirjoittaa Mohr-Coulombin murtokriteerin mukaisesti kaavan (1.2) avulla. Mohr-Coulombin myötöpinta jännitysavarudessa on esitetty kuvassa 1.2d. Mohr-Coulombin myötöfunktio voidaan esittää yhtälöllä (1.3). Murtokriteeri voidaan kirjoittaa sekä kokonaisjännityksille (1.2a) että tehokkaille jännityksille (1.2b).

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (1.2a)$$

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (1.2b)$$

$\tau_f$  on leikkauspinnalla vaikuttava leikkausjännitys murtohetkellä  
 $\sigma_n$  leikkauspinnalla vaikuttava normaalijännitys  
 $c$  koheesio, maaparametri  
 $\varphi$  kitkakulma, maaparametri  
 yläindeksi ' viittaa tehokkaisiin parametreihin

Suljetussa tilassa ehto kirjoitetaan kaavan (1.2c) avulla.

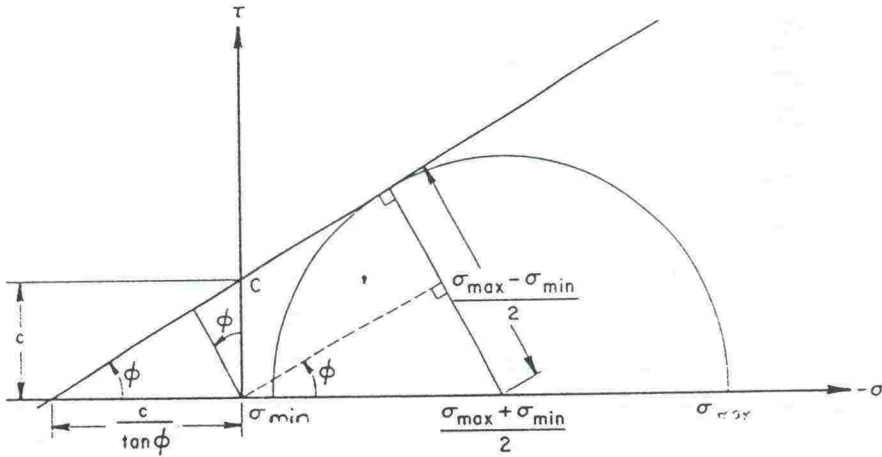
$$\tau_f = c_u = s_u, \text{ kun } \varphi = 0 \quad (1.2c)$$

$s_u$  on suljettu leikkauslujuus

$$f = \sigma_3(1 - \sin \varphi) - \sigma_1(1 - \sin \varphi) + 2c \cos \varphi \quad (1.3)$$

$f$  on myötöfunktio

$\sigma_1, \sigma_3$  ensimmäinen ja kolmas pääjännitys



Kuva 1.4. Mohr-Coulombin kriteeri  $\sigma - \tau$ -tasossa [Chen ja Mizuno,1990].

Mohr-Coulombin kriteeri  $\sigma - \tau$ -tasossa sekä mallin parametrit on esitetty kuvassa 1.4. Kuvassa 1.5b on myötöfunktion kuvaaja  $\Pi$ -tasossa.

Mohr-Coulombin malli on yksinkertainen ja sen on osoitettu sopivan monille maalajeille. Joissakin tapauksissa myötöfunktion kulmikas muoto saattaa (kuva 1.6) aiheuttaa laskennallisia vaikeuksia [Chen ja Mizuno,1990].

#### Drucker-Prager

Drucker-Pragerin myötöfunktio voidaan esittää kaavan (1.4) avulla. Myötöfunktion kuvaaja jännitysavaruuksessa on esitetty kuvassa 1.2c ja  $I_1 - \sqrt{J_2}$ -tasolla kuvassa 1.5a.

$$\alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (1.4a)$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (1.4b)$$

$$J_2 = [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]/6 \quad (1.4c)$$

$I_1$  on ensimmäinen jännitysinviantti

$J_2$  toinen deviatorinen jännitysinviantti

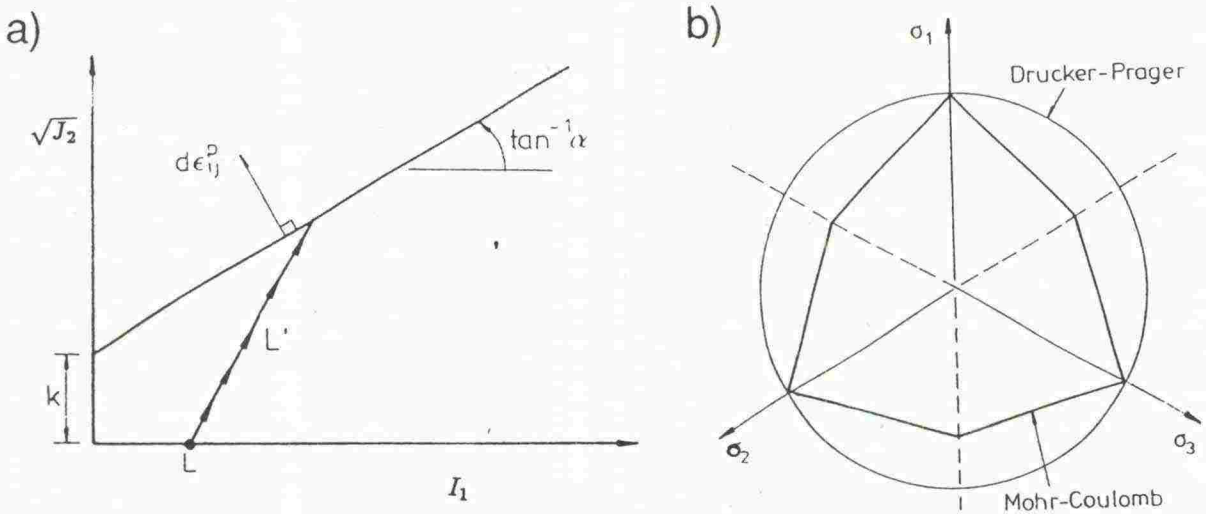
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  pääjännityksiä

$\alpha = \alpha(\varphi)$  materiaaliparametri

$k = k(\varphi, c)$  materiaaliparametri

Kuvassa 1.5b on esitetty sekä Mohr-Coulombin että Drucker-Pragerin murto-kriteerit  $\Pi$ -tasossa. Drucker-Pragerin mallin kuvaaja  $\Pi$ -tasolla on ympyrä, joten nurkkien aiheuttamia laskennallisia vaikeuksia ei tätä mallia käytettäessä esiinny [Chen ja Mizuno,1990]. Parametrien  $k$  ja  $\alpha$  riippuvuus parametreista  $\varphi$





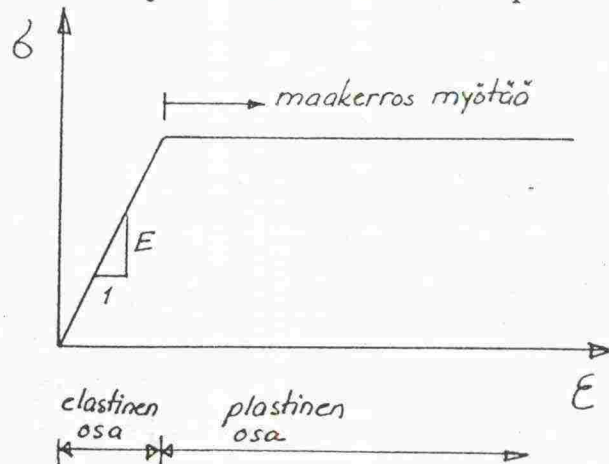
Kuva 1.5 a) Drucker-Pragerin kriteeri  $I_1 - \sqrt{J_2}$ -tasossa. b) Mohr-Coulombin ja Drucker-Pragerin myötöehdot  $\Pi$ -tasossa. [Chen & Mizuno, 1990].

ja  $c$  määrää kuvioiden kosketuskohdat  $\Pi$ -tasolla. Aksisymmetrisessä jännitystilassa, kun  $\sigma_2 = \sigma_3$  voidaan materiaaliparametrien välille johtaa yhtälöt (1.5) (ulkonurkkasovitus, kuva 1.5b).

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (1.5a)$$

$$k = \frac{6c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (1.5b)$$

Kimmooplastisten materiaalimallien toimintaperiaate on jännitys-muodonmuutoskoordinaatistossa on esitetty kuvassa 1.6. Kimmoisella osalla materiaalin oletetaan usein käyttäytyvän lineaarisesti Hookeen lain mukaan. Plastista käyttäytymistä voidaan kuvata jollakin edellä mainitusta plastisista materiaalimalleista.



Kuva 1.6. Kimmooplastisten materiaalimallien toimintaperiaate  $\tau$ - $\epsilon$ -koordinaatistossa.

### 1.3.3 Stabiliateetti laskelman perusyhtälöt

Yleisesti käytössä olevat luiskan vakavuuden laskentamenetelmät perustuvat rajatasapainoperiaatteeseen. Laskentamenetelmät voidaan jakaa momenttitasapaino-, voimatasapaino sekä momentti- ja voimatasapainomenetelmiin [Y.H. Huang, 1983]. Tasapainomenetelmät perustuvat ennalta määräytyssä liukupinnassa tai liukuvassa maamassassa vaikuttavien leikkausvastusten ja liukumista aiheuttavien voimien laskentaan sortumismekanismissa. Laskennan tuloksena saadaan luiskan varmuuskerroin sortumista vastaan ko. kinemaattista murtomekanismia käyttäen. Tarkastelu tehdään yleensä tasojännitystilassa.

Laskelman perusyhtälöt tasojännitystilassa ovat:

1) Staattiset tasapainoyhtälöt (1.6)

$$\left. \begin{array}{l} \sum X = 0 \quad \text{vaakavoimientasapainoehto} \\ \sum Y = 0 \quad \text{pystyvoimientasapainoehto} \\ \sum M = 0 \quad \text{momenttitasapainoehto} \end{array} \right\} \quad (1.6)$$

2) Jatkuvuusyhtälö, joka nyt korvataan kinemaattisuusehdolla

3) Materiaaliyhtälöt, esim. Mohr-Coulombin yhtälö (1.2, bis)

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (1.2a, \text{bis})$$

$$\tau_f = c' + \sigma_n' \tan \varphi' \quad (1.2b, \text{bis})$$

$\tau_f$  on leikkauspinnalla vaikuttava leikkausjännitys murtohetkellä

$\sigma_n$  leikkauspinnalla vaikuttava normaalijännitys

$c$  koheesio, maaparametri

$\varphi$  kitkakulma, maaparametri

yläindeksi ' viittaa tehokkaisiin parametreihin

Staattisilla tasapainoyhtälöillä tarkastetaan vaakavoimien  $\sum X$ , pystyvoimien  $\sum Y$  sekä momenttien  $\sum M$  tasapainot. Maakerroksen materiaaliominaisuudet otetaan huomioon materiaaliyhtälön avulla. Kinemaattisuusehdolla tarkoitetaan kinemaattisesti mahdollista sortumismekanismia. Yleisimmät vakavuuslaskelmissa käytettävät sortumismekanismit ovat pyörähdysmekanismi ja tasomekanismi. Pyörähdysmekanismi voi olla geometrialtaan ympyrä tai logaritminen sripraali. Myös näiden mekanismien yhdistelmiä voidaan käyttää. Em. yhtälöiden lisäksi on otettava huomioon kussakin tapauksessa vallitsevat geometriset reunaehdot.

Varmuuskerroin sortumista vastaan voidaan johtaa em. yhtälöiden avulla ja esittää yhtälöllä (1.7).

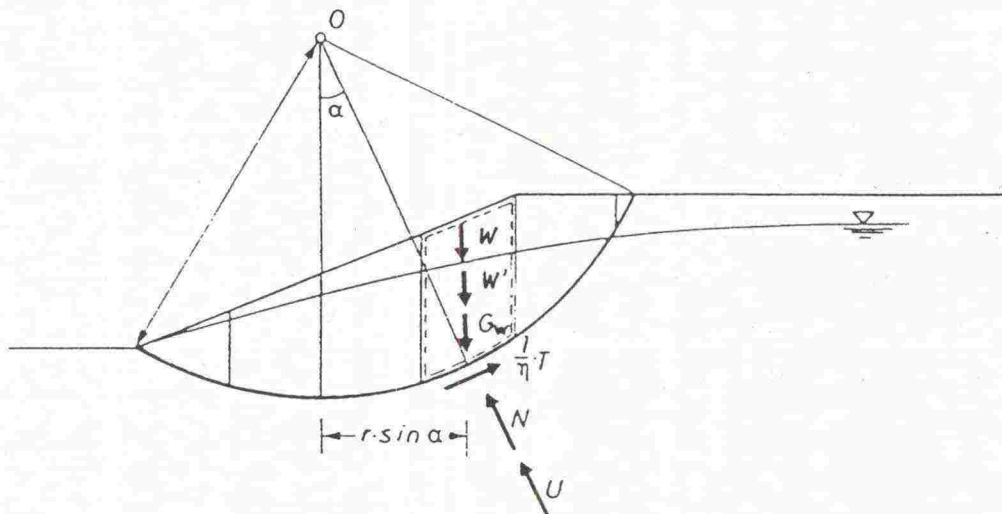
$$F = \sum \frac{\text{vastustavat momentit ja/tai voimat}}{\text{kaatavat momentit ja/tai voimat}} \quad (1.7)$$

Tasapainomenetelmillä voidaan laskea vain varmuuskerroin murtokuorman suhteen. Luiskassa tapahtuvia muodonmuutoksia ei voida määrittää.

Tunnetuin rajatasapainoperiaateeseen perustuva menetelmä on Bishopin menetelmä [Bishop, 1955; Bishop & Morgenstren, 1960]. Bishopin menetelmän lähtöolettamukset ovat seuraavat:

- sortuma tapahtuu tasojännitystilassa ympyrän muotoista liukupintaa pitkin
- leikkauslujuus on täysin mobilisoitunut liukupinnan kaikissa pisteissä murtohetkellä
- maamassa sortuu jäykkänä kappaleena
- leikkauslujuus lasketaan Mohr-Coulombin materiaaliyhtälön (1.2) mukaan
- sekä momenttitasapainoehto että pystyvoimien tasapainoehdot otetaan huomioon, vaakavoimien tasapainoehtoa ei käytetä

Lisäksi otetaan huomioon kussakin tapauksessa vallitsevat geometriset reunaehdot, pohjavedenpinnan korkeus ja ulkoiset kuormitukset.



Kuva 1.7. Vakavuuden laskeminen Bishopin lamellimenetelmällä. [Türke, 1984].

Momenttitasapainoehtoa käyttäen varmuuskerroin voidaan yleisesti esittää kaavalla (1.8) [Türke, 1984]. Yhtälössä on tarkasteltu momenttitasapainoa kierto-keskuksen O suhteen (kuva 1.7). Leikkauslujuus murtopinnalla Bishopin menetelmässä lasketaan Coulombin kriteerin mukaan (1.2).

$$F = \frac{\sum S \cdot r}{\sum W \cdot r \cdot \sin\alpha + \sum G_w \cdot r \cdot \sin\alpha} = \frac{\text{passiivimomentti}}{\text{aktiivimomentti}} \quad (1.8)$$

$F$  on varmuuskerroin murtumista vastaan

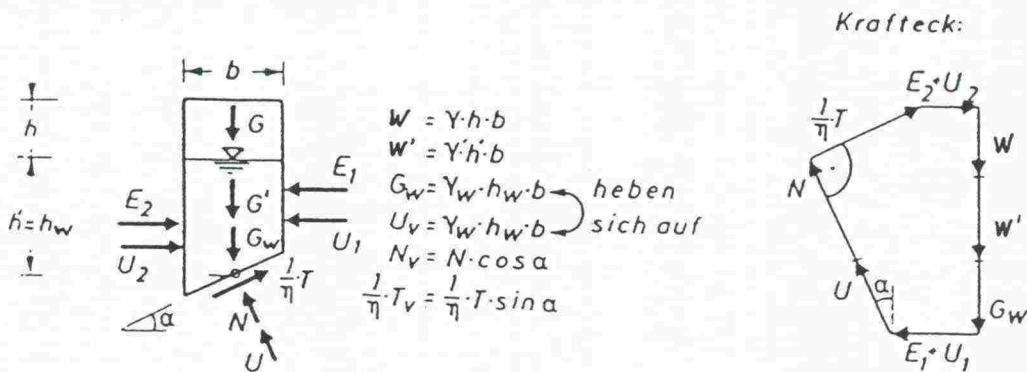
$S$  leikkausvoima murtopinnalla,  $kPa$

$W$  lamellin paino vedenpinnan yläpuolella,  $kPa$

$W'$  lamellin tehokas paino vedenpinnan alapuolella,  $kPa$

$G_w$  lamellissa vaikuttavan veden paino,  $kPa$

$r$  liukuympyrän säde,  $m$



Kuva 1.8. Huokospaineen huomioon ottaminen lamellin tasapainoehdoissa Bishopin mukaan [Türke, 1984].

Luisikan vakavuus voidaan laskea kuvan 1.8 mukaisesti mm. Bishopin [1955] lamellimenetelmää käyttäen. Kun pohjavedenpinnan suotoviiva on määritetty tai huokospaine mitattu maastossa, otetaan huokospaineen vaikutus huomioon tasapainoehtoja kirjoitettaessa. Kuvan 1.8 mukaiset lamellin tasapainoehdot Bishopin [1955] mukaan voidaan esittää kaavoilla (1.9)-(1.10).

Pystyvoimien tasapainoehto (1.9) :

$$\sum V = 0: W + W' + G_w - U_v - N \cdot \cos\alpha - \frac{1}{F} \cdot S \cdot \sin\alpha = 0 \quad (1.9)$$

Leikkausvastus lasketaan kaavalla (1.10):

$$S = N \cdot \tan\varphi + c \cdot l \quad (b = l \cdot \cos\alpha) \quad (1.10)$$

Kun yhdistetään yhtälöt (1.9) ja (1.10) saadaan lamellissa vaikuttaville normaalivoimalle  $N$  ja leikkausvoimalle  $S$  yhtälöt (1.11).

$$N = \frac{W + W' - c \cdot l \cdot F^{-1} \cdot \sin \alpha}{F^{-1} \cdot \sin \alpha \cdot \tan \varphi + \cos \alpha} \quad (1.11a)$$

$$S = \frac{(W + W') \cdot \tan \varphi + c \cdot b}{F^{-1} \cdot \sin \alpha \cdot \tan \varphi + \cos \alpha} \quad (1.11b)$$

Kun normaalivoiman (1.11a) ja leikkausvoiman (1.11b) yhtälöt sijoitetaan momenttitasapainoehtoon (1.7) voidaan varmuuskerroin Bishopin menetelmään perustuen laskea kaavalla (1.12).

$$F = \frac{\sum \left( \frac{(W + W') \cdot \tan \varphi + c \cdot b}{F^{-1} \cdot \sin \alpha \cdot \tan \varphi + \cos \alpha} \right)}{\sum (W + W') \cdot \sin \alpha + \sum G_w \cdot \sin \alpha} \quad (1.12)$$

$F$  on kokonaisvarmuuskerroin sortumista vastaan

$W$  lamellin paino vedenpinnan yläpuolella, kPa

$W'$  lamellin tehokas paino vedenpinnan alapuolella, kPa

$G_w$  lamellissa vaikuttavan veden paino, kPa

$\alpha$  katso kuva 1.7

$\varphi$  kitkakulma

$c$  koheesio, kPa

$b$  lamellin leveys, m

$r$  liukupinnan säde, m

Koska varmuuskertoimen laskeminen edellyttää iterointia, suoritetaan laskenta tietokonetta apuna käyttäen. Bishopin laskentamenetelmään perustuen on ohjelmoitu lukuisia vakavuuslaskentaohjelmia. Bishopin menetelmään perustuvia vakavuuslaskentaohjelmia ovat mm. Suomen Tielaitoksella käytössä oleva laskentaohjelma GEOATK/vakavuus [Sandström, 1988] sekä SLIDE [SLIDE User's manual, 1989]. GEOATK/vakavuus ohjelmaa käsitellään tarkemmin luvussa 1.5.1. Nämä ohjelmat on kehitetty vain tasojännitystilaa varten. Bishopin menetelmän laajentamisen kolmiulotteiseksi laskentaohjelmaksi ovat esittäneet Hungr et al. [Hungr, Salgado, Byrne, 1989]. Suljetun tilan kolmiulotteisen vakavuuslaskentamenetelmän koheesiomaalajeille ovat esittäneet myös Gens et al [Gens, Hutchinson ja Cavnoides, 1988]. Erityisesti paikallisesti kuormitettujen luiskien tapauksessa on kolmiulotteisella laskentamenetelmällä merkitystä. Koheesiomaalajeille soveltuvan avoimen tilan laskentamenetelmän paikallisesti kuormitettuja luiskia varten on esittänyt Michalowski [1989].

Tasapainomenetelmiä käytettäessä laskennallinen murtokuorma riippuu valitusta sortumamekanismista. Muita tasapainomenetelmiä käytettäessä esiintyviä ongelmia ovat lujuuden mobilisoituminen liukupinnalla, tehokkaiden normaali-jännitysten arviointi sekä lujuusparametrien oikein valinta.

Mikäli luiskan kerrosrakenne ja maan lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet ovat epähomogeesiset murtuminen saattaa tapahtua progressiivisesti. Progressiivisessa murtumassa jäykemmet kerrokset saattavat murtua aikaisemmin kuin pehmeämpien kerrosten lujuus on täysin mobilisoitunut. Murtuminen etenee vaiheittain kulloinkin heikoimmassa liukupinnan osassa. Tällöin vakavuuslaskelmissa tarvitaan menetelmiä, joilla luiskan jännitys- ja muodonmuutostila voidaan ottaa huomioon. Edellä mainituilla seikoilla on merkitystä myös pitkissä luonnonluiskissa, joissa ei voida olettaa, että leikkausjännitys jakautuisi tasaisesti koko liukupinnalle. Tällaisissa tapauksissa voidaan vakavuuslaskelmissa käyttää elementtimenetelmään perustuvia laskentaohjelmia. Nämä laskentamenetelmät soveltuvat luonnollisesti myös muille luiskatyypeille.

## 1.4 Laskentaohjelmat

### 1.4.1 Ohjelmat ja niiden käyttökohteet

Projektissa on pyritty löytämään luiskien geotekniseen suunnitteluun sopivia laskentaohjelmia sekä selvittämään niiden soveltuvuus erilaisten ongelmien ratkaisuun. Laskelmissa käytettävät ohjelmat on lueteltu taulukossa 1.2.

Taulukko 1.2. Leikattujen luiskien stabiiliteetti tarkasteluissa sekä vahvistusrakenteiden mitoituksessa käytettävät tietokoneohjelmat.

Laskenta- ohjelma	Luiskatyyppi	
	Vahvistamaton	Vahvistettu
TIEL GEO-ATK/ Vakavuus [Sandström, 1988]	X	X
Z-SOIL [Z-Soil.PC, 1989]	X	X
CRISP90 [Britto & Gunn, 1990]	X	X

#### 1.4.2 GEOATK-Vakavuus ohjelma

Tielaitoksen käytössä olevat GEOATK-ohjelmat muodostavat useiden eri ohjelmien paketin [Sandtröm,1988]. Tässä työssä laskelmiin on käytetty vakavuusanalyysiohjelmaa. Laskelmissa voidaan käyttää sekä yhdistettyjä- että ympyräliukupintoja. Ympyräliukupintojen laskeminen perustuu Bishopin menetelmään [Bishop,1955] ja yhdistetyissä liukupinnoissa käytetään Janbun menetelmää [Janbu & al., 1956]. Ohjelmassa käytettävä maakerrosten ja huokospainetasojen lukumäärä on enintään yhdeksän. Vaaka- ja pystykuormien lisäksi voidaan maastomallissa ottaa huomioon maanpinnan halkeilu ja halkeamiin kertynyt vesi kuormituksena. Lujitteet voidaan ottaa huomioon antamalla lähtötietoina lujitteen vetolujuus. Ohjelmaa käytetään lukujen 4.3, 7.6 ja 8.4 esimerkkilaskelmissa.

#### 1.4.3 Z-SOIL ohjelma

Z-SOIL on elementtimenetelmäohjelma [Z-Soil.PC,1989], jolla voidaan laskea siirtymiä avoimessa ja suljetussa tilassa, vakavuutta, kantavuutta sekä maanpainetta. Ohjelmassa käsitellään tasomuodonmuutostilaa. Materiaalimallit, joita ohjelmassa voidaan käyttää ovat:

1. Linearisesti kimmoinen isotrooppinen malli
2. Ideaalikimmoplastinen Drucker-Pragerin malli

Drucker-Pragerin materiaalimallin myötöpinta jännitysavaruudessa on esitetty kuvassa 1.1 c. Ohjelmassa voidaan antaa sekä vaaka- että pystykuormia, lisäksi voidaan ottaa huomioon ankkurivoimat. Esimerkkejä ohjelman käytöstä esitetään luvuissa 4.5 ja 8.4.

Ohjelmaa Z-Soil [Z-Soil manuaali,1989] voidaan soveltaa monenlaisten maamekaniikan tehtävien ratkaisuun. Tässä yhteydessä käsitellään vain ohjelman niitä piirteitä, joilla on erityistä merkitystä leikkausluiskien stabiliteetilaskelmien kannalta. Kun halutaan selvittää luiskaan muodostuvien siirtymien suuruus, on pystyttävä laskemaan alkujännitystila ja jännitysten muuttuminen kaivun aikana. Ohjelmalla Z-Soil voidaan laskea alkujännitykset ja simuloida kaivamista korvauskuormia käyttäen. Pohjavedenpinta voidaan antaa koordinaateittain murtoviivana. Huokosvedenpaine määritellään makroelementtien solmupisteissä. Kaivua simuloitaessa ensimmäisessä laskentavaiheessa luiskan pinnalle asetetaan kuormitus, joka vastaa pois kaivettavan maan painoa. Näin saadaan laskettua maapohjassa vallitseva alkujännitystila. Tämän jälkeen kaivamista simuloidaan korvaamalla em. kuormat saman suuruisilla, mutta vastakkaismerkkisillä kuormilla. Kuva 1.9 on periaatekuva korvauskuormien määrittämi-

sestä. Kun kaivun aiheuttama jännitystilä ja muodonmuutokset maapohjassa on määritetty voidaan laskentaa jatkaa iteroimalla varmuuskerroin murtumista vastaan. Vakavuusanalyysissä kuormitus pysyy vakiona laskennan aikana. Ohjelmassa varmuuskerroin lasketaan käytettävissä olevan ja mobilisoituneen lujuuden suhteena. Luiska sortuu, kun maapohjaan muodostuu yhtenäinen vyöhyke, jossa jännitykset vastaavat murtotilaa. Vakavuus laskennan periaate on esitetty taulukossa 1.3. Murtokriteerinä ohjelma käyttää Drucker-Pragerin kriteeriä ja iterointi perustuu Newton-Raphsonin menetelmään.

Taulukko 1.3. Vakavuuslaskennan periaate ohjelmassa Z-Soil [Z-Soil.PC,1989].

1. Alkutilanne:

$$\text{asetetaan: } F_{n=0} = F_0$$

2. Joka askeleella:

$$\text{varmuuskertoimen inkrementti: } F_{n+1} = F_n + n \times \Delta F$$

$$\text{koheesio: } c_n = \frac{c}{F_{n+1}}$$

$$\text{kitkakulma: } \tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{F_{n+1}}$$

3. Raja-arvoprobleeman ratkaisu ja iterointi tarvittaessa

4. Paluu vaiheeseen 2, kunnes laskenta hajaantuu

5. Laskennan hajaantuessa  $F_{n+1} \leq F \leq F_n$  : varmuuskertoimen arviointi.

$F$  on varmuuskerroin

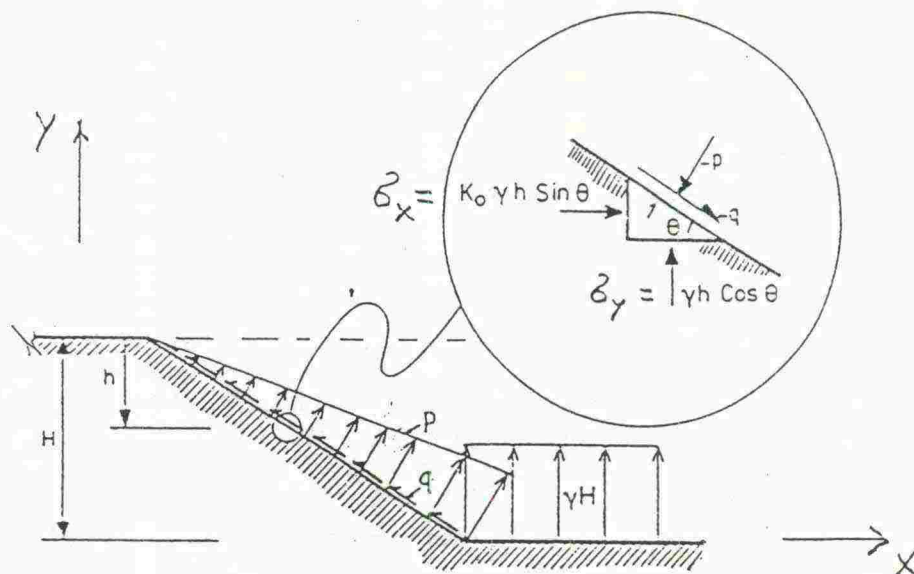
$c$  on koheesio

$\varphi$  on kitkakulma

$n$  on iteraatiokierroksen numero

Murtotilan kehittymistä maapohjassa voi seurata tarkastelemalla plastisoituneiden alueiden muodostumista ja siirtymien suuruutta eri laskentavaiheissa.





Kuva 1.9. Periaatekuva korvausjännitysten määrittämisestä ohjelmaa Z-Soil varten.

#### 1.4.4 CRISP90 ohjelma

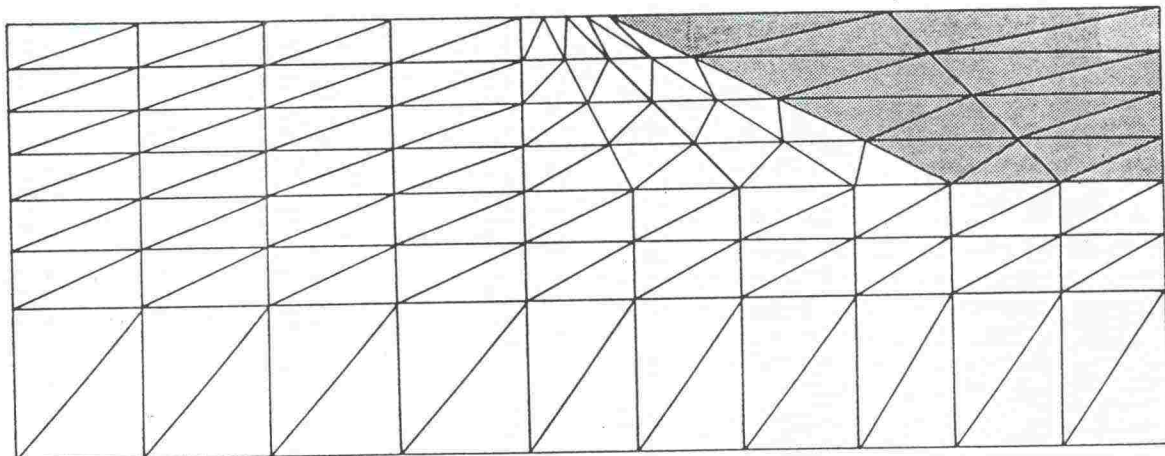
Elementtimenetelmäohjelma CRISP90 (CRITICAL STATE PROGRAM) [Britto and Gunn, 1990] perustuu kriittisen tilan malliin. Ohjelmaa voidaan käyttää sekä suljetun että avoimen tilan laskelmiin. Lisäksi on mahdollista tehdä myös konsolidaatioanalyysi. Ohjelmassa on Biotin kaksi- ja kolmiulotteinen konsolidaatioteoria [Biot, 1941]. Ohjelmassa voidaan antaa in-situ jännitykset sekä simuloida kaivamista ja läjittämistä. Analysointi voidaan suorittaa joko tasomuodonmuutos- tai pyörähdyssymmetrisessä tilassa. Ohjelmassa on mahdollista valita seuraavat materiaalmallit:

1. Kimmoinen isotrooppinen/anisotrooppinen malli
2. Kimmoinen epähomogeeninen malli
3. Kriittisen tilan malli "Cam-clay" (kuva 1.3a)
4. Kriittisen tilan malli "Modified Cam-Clay" (kuva 1.3b)
5. Plastiset mallit: Von Mises, Tresca, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager
6. Kriittisen tilan malli "Schofield" (kuva 1.3c)

Plastisten mallien myötöpinnat jännitysvaruudessa on esitetty kuvassa 1.2 ja kriittisen tilan mallien myötöpinnat kuvassa 1.3. Ohjelmalla voidaan laskea siirtymiä, jännityksiä ja huokosvedenpaineen kehittymistä. Uuteen CRISP90 versioon on lisätty elementtityyppejä, jotka mahdollistavat vahvistusrakenteiden mallintamisen. Ohjelmaa käytetään lukujen 4.5 ja 7.6 esimerkkilaskelmissa.

Ohjelma CRISP90 [Britto and Gunn, 1990] ei varsinaisesti sovellu vakavuuslaskelmiin. Ohjelmalla ei voida laskea varmuuskerrointa murtumista vastaan.

Ohjelmalla voidaan kuitenkin mallintaa maapohjan käyttäytymistä eri olosuhteissa. Mikäli maaparametrit edustavat laskennan kohteena olevaa maapohjaa, voidaan ohjelmalla laskea rakenteen siirtymät, jännitykset ja huokospaineet. Alkujännitykset tässä ohjelmassa annetaan suoraan in-situ solmupisteiden avulla samoin kuin huokosveden paine. Pohjavedenpinta annetaan vaakasuorana koordinaattitasona. Kaivutyön mallintaminen tapahtuu poistamalla elementtejä laskentaverkosta. Kun elementti poistetaan pienenee kuormitus elementin tilavuuspainon verran ja samalla elementin jäykkyys häviää. Käytännön laskelmissa kaivun simuloiminen tapahtuu määrittelemällä verkoon ne elementit, jotka laskennan aikana halutaan poistettaviksi. Kuvassa 1.10 on esitetty tummennettuina tieleikkauksen kaivua mallinnettaessa poistettavat elementit.



Kuva 1.10. Tieleikkauksen kaivun simulointi ohjelmalla CRISP90 [Britto & Gunn, 1990]. Tummennetut elementit poistetaan verkosta laskennan aikana.

## 2. HAVAINTOJA MAALEIKKAUSTEN SORTUMISTA

### 2.1 Maaleikkausten sortumia

#### 2.1.1. Sortuma-aineisto

Projektin yhteydessä kerättiin tietoja tapahtuneista luiskasortumista Tielaitoksen Uudenmaan ja Vaasan piireistä.

Yhteistä kaikille tässä esitettäville sortumille on, että ne ovat tapahtuneet pehmeässä savi tai silttimaassa. Aineisto on koottu taulukkoon 2.1. Kuvat 2.1-2.11 esittävät taulukossa 2.1 mainittuja sortumia. Taulukossa on esitetty maaperäolosuhteet, kaivusvyvyys, vahvistusmenetelmä, kuvaus sortumasta ja sen jälkeen suoritetuista toimenpiteistä. Useimpien kohteiden koko ja vaikeusaste olivat sellaisia, että pohjatutkimustiedot rajoittuvat paino- ja siipikairaustuloksiin. Taulukossa 2.1 on vain muutama ”vaikea” kohde, jossa lujuusparametrien määrittämiseksi on otettu maastossa näytteitä ja tehty laboratoriokokeita.

Tiehallituksen geopalvelukeskuksen valokuva-arkistosta valittiin mukaan joitakin sortumakuvia. Näistä sortumista ei ollut saatavissa enempää tietoa, mutta kuvat otettiin mukaan raporttiin, koska niistä käy ilmi joitakin yleisiä sortumatyyppejä. Kuvassa 2.12 on Halikonjoen luiskasortuma, jossa sortuma on tapahtunut selvästi yhtenäistä liukupintaa pitkin. Kuva 2.13 esittää kantatienlä 40 v. 1980 tapahtunutta luiskasortumaa. Tämä sortuma on tapahtunut ympyränmuotoista liukupintaa pitkin. Kuvassa 2.14 on esitetty valtatie 5:llä välillä Kuusamo-Rovaniemi tapahtunut moreeniluiskien sortuminen. Roudan sulaminen keväällä 1978 on erottanut hienoaineksen moreenista. Tätä sortumaa voidaan kutsua juoksusortumaksi.

Sortuma-aineistoa tarkasteltaessa tuli selvästi ilmi, että sortumien dokumentointiin tulisi kiinnittää enemmän huomiota, jotta tapahtuneita sortumia voitaisiin käyttää hyödyksi tutkimusmateriaalina. Erityisesti tulisi kiinnittää huomiota pohjaolosuhteiden, sortuman koon ja sijainnin, kuormien sekä valliinneiden sääolosuhteiden dokumentointiin. Lisäksi myös laskelmissa käytettyjen lujuusparametrien ja laskentatulosten arkistointi yhdessä muun sortumaa koskevan aineiston kanssa helpottaisi jälkitarkastelua. Dokumentoituja tietoja voitaisiin käyttää hyväksi myös vastaavanlaisten kohteiden suunnittelussa.

Taulukko 2.1. Havaintoja pehmeikölle rakennettujen tieleikkausten sortumista Tielaitoksen Uudenmaan ja Vaasan piireistä.

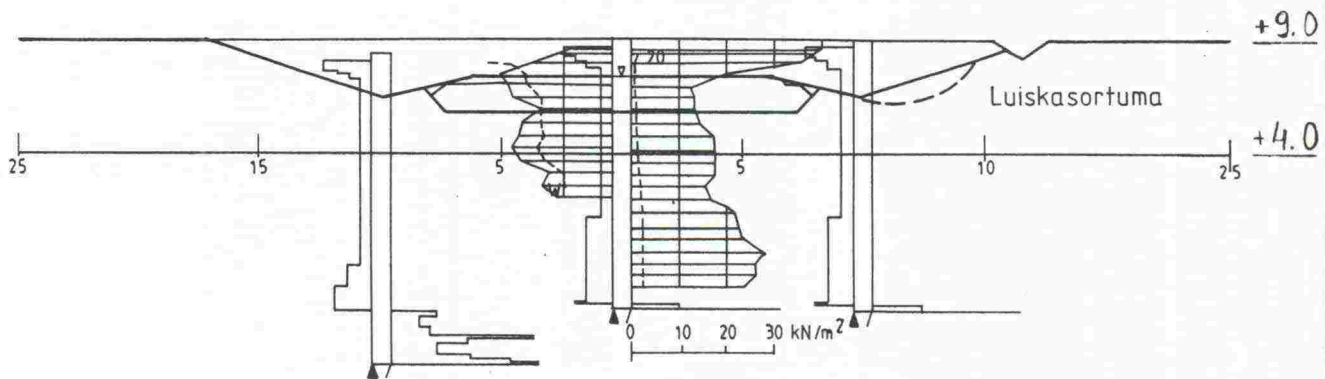
Paikka	Maaperä	Kaivannon syvyys	Sortuman kuvaus	Toimenpiteet sortuman jälkeen	Vahvistusmenetelmä	Huom.
Valtatie 7, Loviisan ohikulkutie	n.10 m savea $s_u$ 12-17 kPa	n.3 m luiskat 1:3	sortuma n. 30 m:n matkalla, kesällä 1990	korjattu soratäytöllä	vahvistamaton	kuva 2.1
Maantie 139/01 Nurmijärvi-Hyrylä	5-6 m savea	4-5 m	sortuman pituus n. 10 m	ei korjaustietoja	vahvistamaton	kuva 2.2
Maantie 149/02 Nikkilä-Mäntsälä	silttiä	n. 4 m			vahvistamaton	kuva 2.3
Valtatie 2 välillä Palojärvi-Olkkala, Kirjavanjärven silta	6-8 m lihavaa savea (rinne)	n. 5 m	vastaluiskien sortumia molemmilla puolilla siltaa	tukimuurit, tukipenkereet kitkamaasta	vahvistamaton	kuva 2.4
Maantie 173 Kausala-Myrskylä, Häntälänoja siltarumpu	n. 16 m savea $s_u$ 8-10 kPa (kuivakuoren alla) $w$ 80-130 %	3-4 m luiskat 1:1	pohjannousu, rummun alle suunniteltua telalavaa ei pystytty rakentamaan	luovuttiin telasta ja perustettiin olemassa olevan täyteen varaan	vahvistamaton	suositeltu rakennettavaksi talvella matalan veden ja roudan aikaan
11829 Puntarmäen paikallistie, Meijerin siltarumpu	n. 6 m lieju-savea + savea $s_u$ 8-20 t/m <sup>2</sup>	4-5 m luiskat 1:1	luiska sortui kaivuvaiheessa, päätystä ei toteutettu	massanvaihto täyttämällä	suunniteltu puupaalutus	kuva 2.5

Jatkuu seuraavalla sivulla.

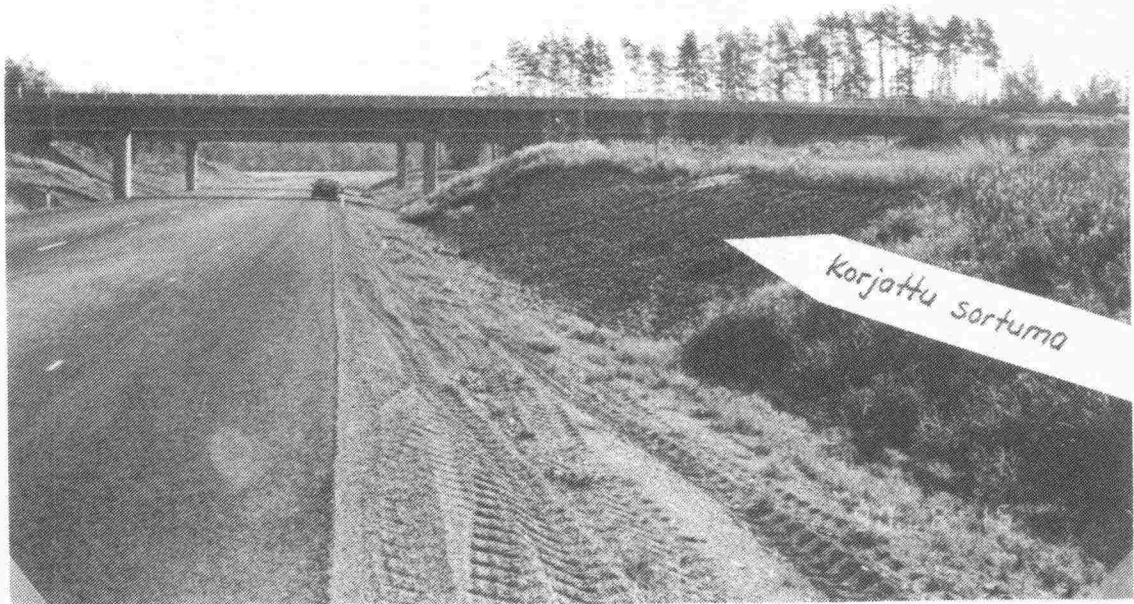
Taulukko 2.1 Havaintoja pehmeiköille rakennettujen tieleikkausten sortumista Tielaitoksen Uudenmaan ja Vaasan piireistä. Jatkoa.

Paikka	Maaperä	Kaivannon syvyys	Sortuman kuvaus	Toimenpiteet sortuman jälkeen	Vahvistusmenetelmä	Huom.
11243/01 Hilan paikallistie, Nikusen silta	n. 8 m syvä pehmeikkö	n. 4 m	pohjannousu rakentamisen aikana		hirsiarina/sora-arina, kevennysleikkaus+ kevytsorakevennys	kuva 2.6
Paikallistie 11139 välillä Rådskilan Täkteri, Smedsbyn siltarumpu	n. 3 m pehmeikkö $s_u$ 7-18 kPa	n. 2 m luiskat 1:1	kaivannon luiskasortuma		rummut perustetaan sora-arinalle	kuva 2.7
Maantie Väilä-Alanko, Lapua Miihan alikulku-silta	n. 8 m savea ja silttiä $s_u$ 12-25 kPa	n. 6 m luiskat 1:2,5 kun kaivussyvyys alle 3m muuten 1:3	kaivannon luiskasortuma 16.3.1982	lisätutkimuksia, uudet siipikairaukset: $s_u$ 8-15 kPa pvp:n tarkkailu kevennysleikkaukset pystyjoitus	vahvistamaton	alkuperäiset siipikairaukset momenttiavaimella, maanpinnassa havaittu halkeamia, kuvat 2.9 ja 2.9
Kantatie 67 Rintämäki-Itikka, Katilantien alikulku	n. 7-8 m laihaa savea ja savista silttiä $s_u$ 12-20 kPa	n. 4,5 m luiskat 1:2	kaivannon luiskasortuma 25.4.1991, sortuman yläreuna kuivatusviemärin kohdalla		vahvistamaton	kuva 2.10, halkeamia myös luiskan toisella puolella
Valtatie 3:n rantaminen välillä Haagan rautatie-silta-Pirkkolantie, alikulkuikäävä	n. 5 m savea		pengerraalut liukkaivat	lisäpaaluja + pöngät	pengerraalut (puupaalut)	kuva 2.11

a)



b)



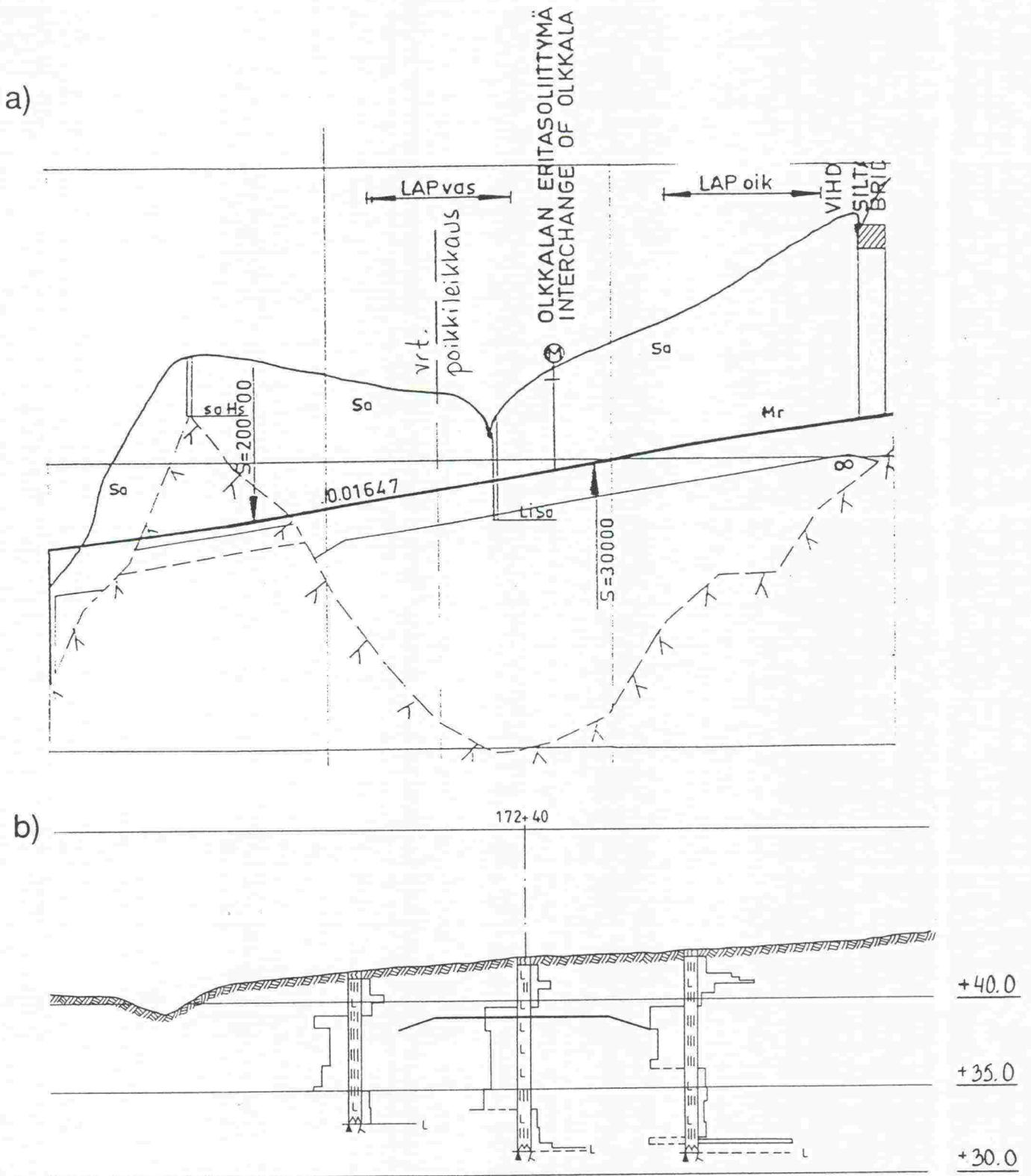
Kuva 2.1. Vt 7 Loviisan ohikulkutie. a) Poikkileikkaus ja kairausdiagrammit.  
 b) Kesällä 1990 tapahtunut luiskasortuma. (Taulukko 2.1) [TIEL:n Uudenmaanpiirin sortuma-aineisto]



Kuva 2.2. Maantie 139/01 välillä Nurmijärvi-Palojoki. Luiskasortuma . Taulukko 2.1 [TIEL:n Uudenmaanpiirin sortuma-aineisto].



Kuva 2.3. Maantie 149/02 välillä Nikkilä-Mäntsälä. Luiskasortuma. Taulukko 2.1 [TIEL:n Uudenmaanpiirin sortuma-aineisto]

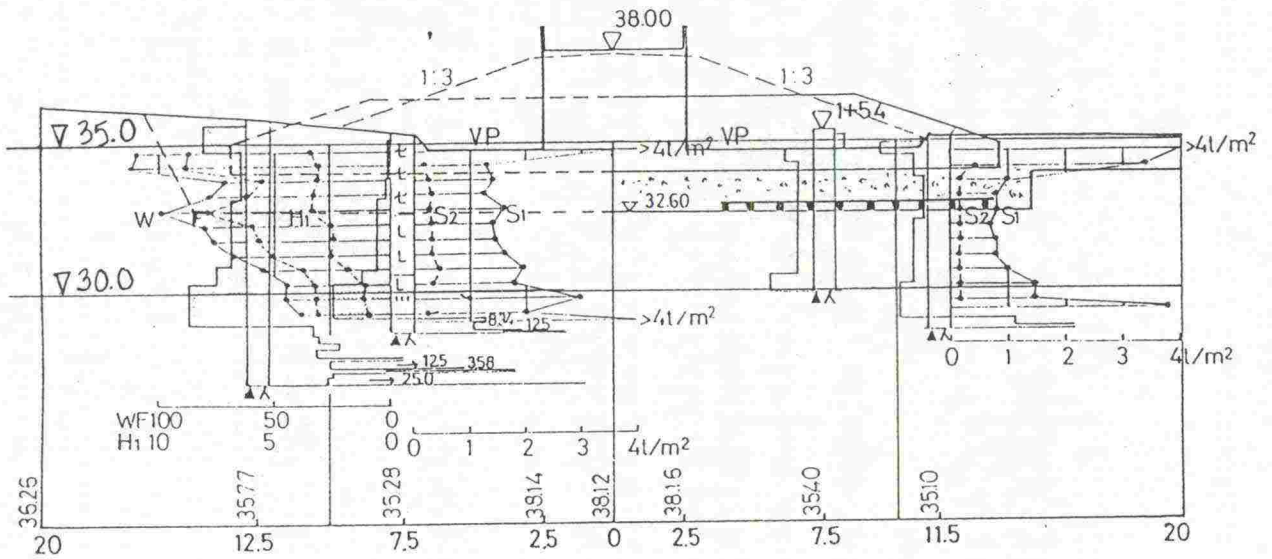


Kuva 2.4. Valtatie 2 välillä Palojärvi-Olkkala.

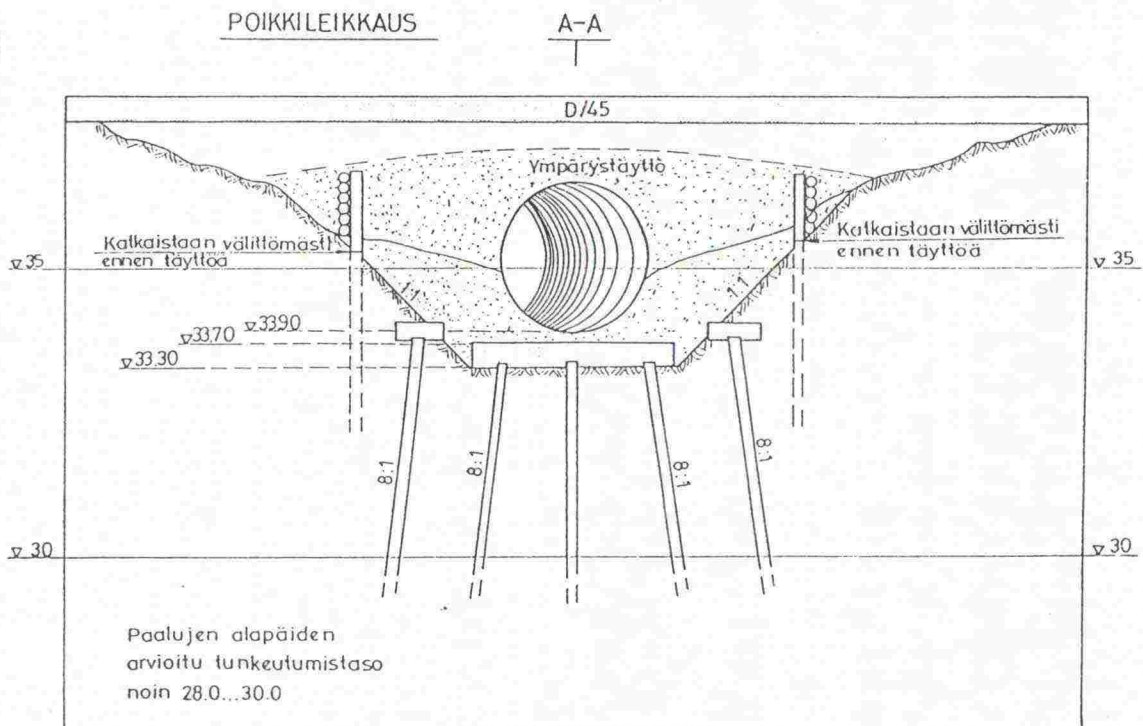
a) Pituusleikkaus b) Poikkileikkaus ja painokairaus tulokset.  
 (Taulukko 2.1) [TIEL:n Uudenmaanpiirin sortuma-aineisto].



a)

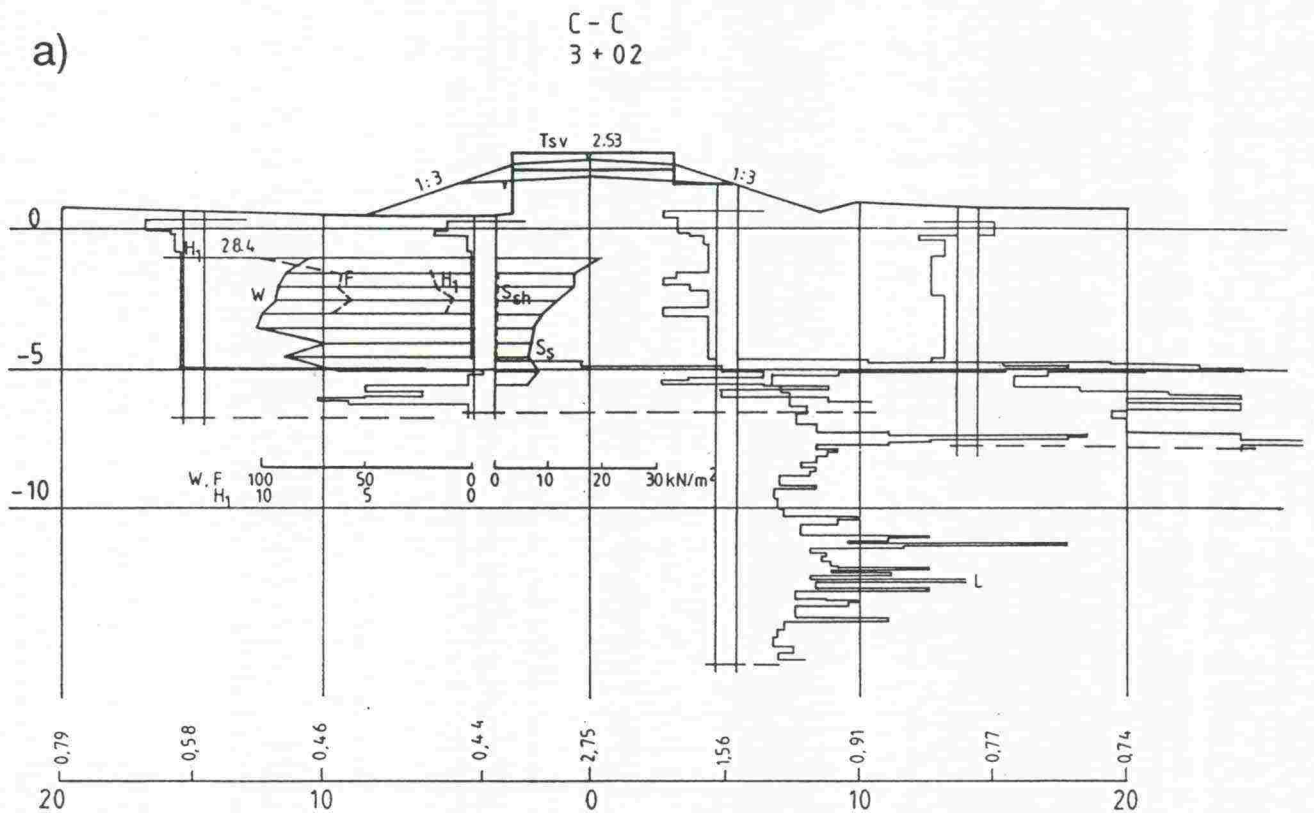


b)

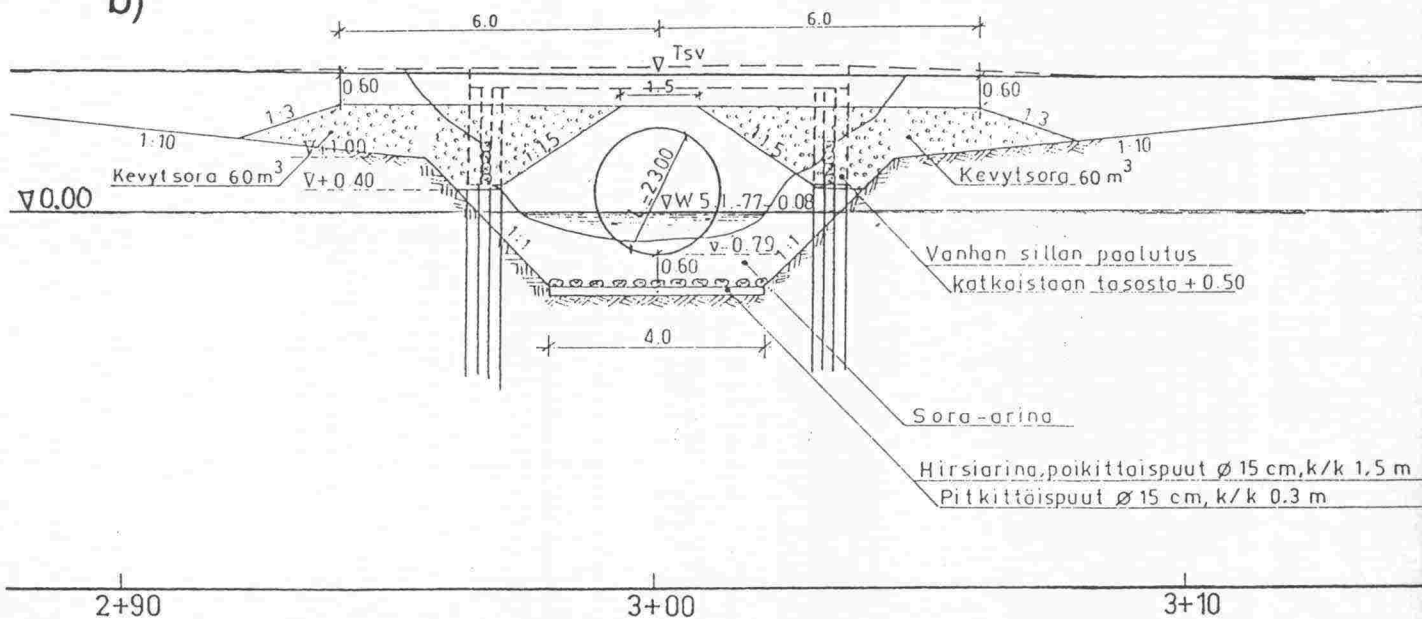


Kuva 2.5. Pt 11829 Puntarmäen paikallistie, Meijerin siltarumpu. Myrskylä.  
 a) Tiepoikkileikkaus b) Rummun poikkileikkaus. (Taulukko 2.1)  
 [TIEL:n Uudenmaanpiirin sortuma-aineisto].

a)



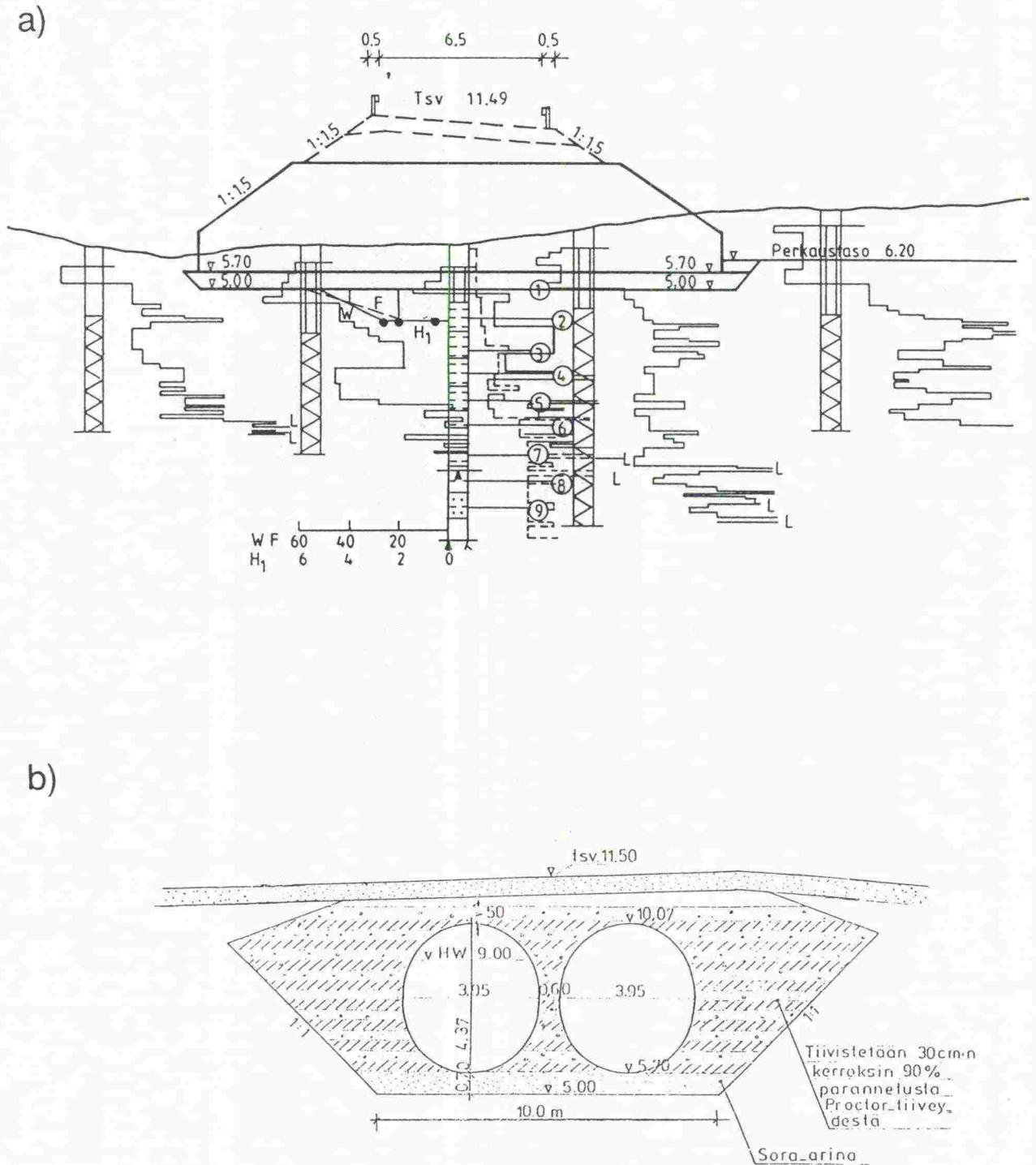
b)



Kuva 2.6. Pt 11243/01 Hilan paikallistie, Nikusen silta.

a) Tiepoikkileikkaus b) Rummun poikkileikkaus

(Taulukko 2.1) [TIEL:n Uudenmaanpiirin sortuma-aineisto].



Kuva 2.7. Paikallistie 11139 välillä Rådkila-Täkteri, Smedsbyn silta. a) Tiepoikkileikkaus b) Rummunka poikkileikkaus (Taulukko 2.1) [TIEL:n Uudenmaanpiirin sortuma-aineisto].

I Kevennysleikkaus siltöjen välissä ja 20M tie pituussuunnassa siltöjen ulkopuolella

II Kaivu tasoon +28

Luisikat tehtävä lopulliseen kaltevuuteen Työaikainen luisika ei saa olla jyrkempi kuin 1:1

III Kaivu tasoon TSV + 0,5M

Luisikat tehtävä lopulliseen kaltevuuteen

IV Loppukaivu ja rakennekerrosten teko kantavan kerroksen yläpinnan tasoon on suoritettava enintään 10Min kaistoissa

Viemärit PLV 1+70... 2+47 on rakennettava tuetussa kaivannossa

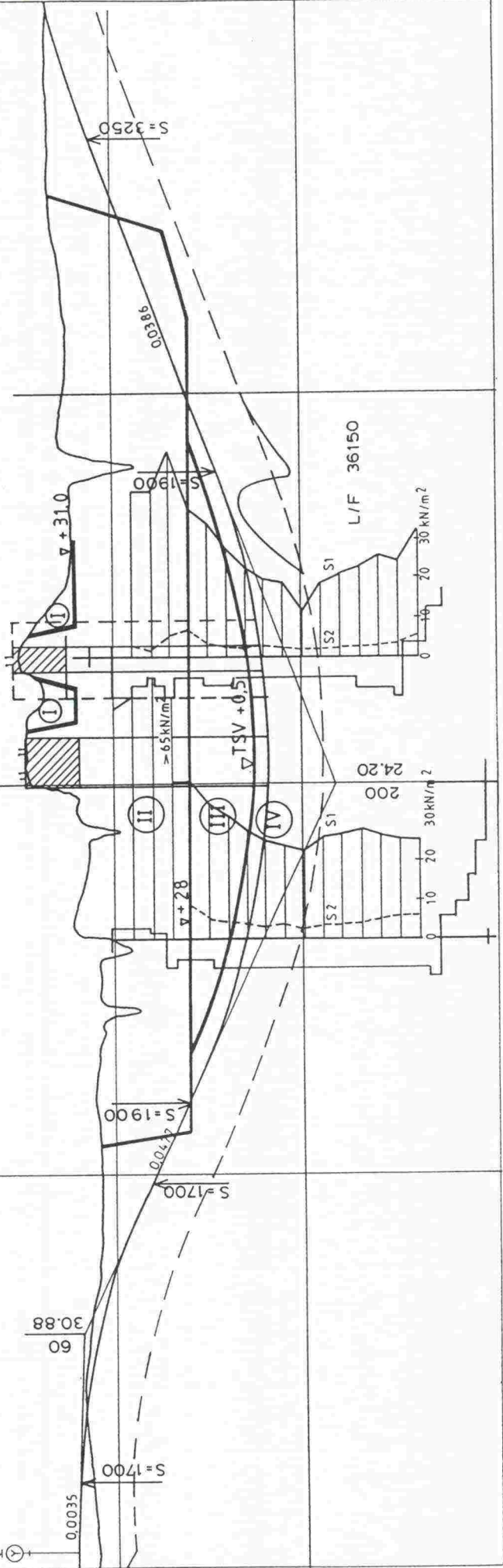
MP 2 K=(60) 31,19  
PL 230 40m oik

KPI K=(60) 30,70  
PL 129 29m oik

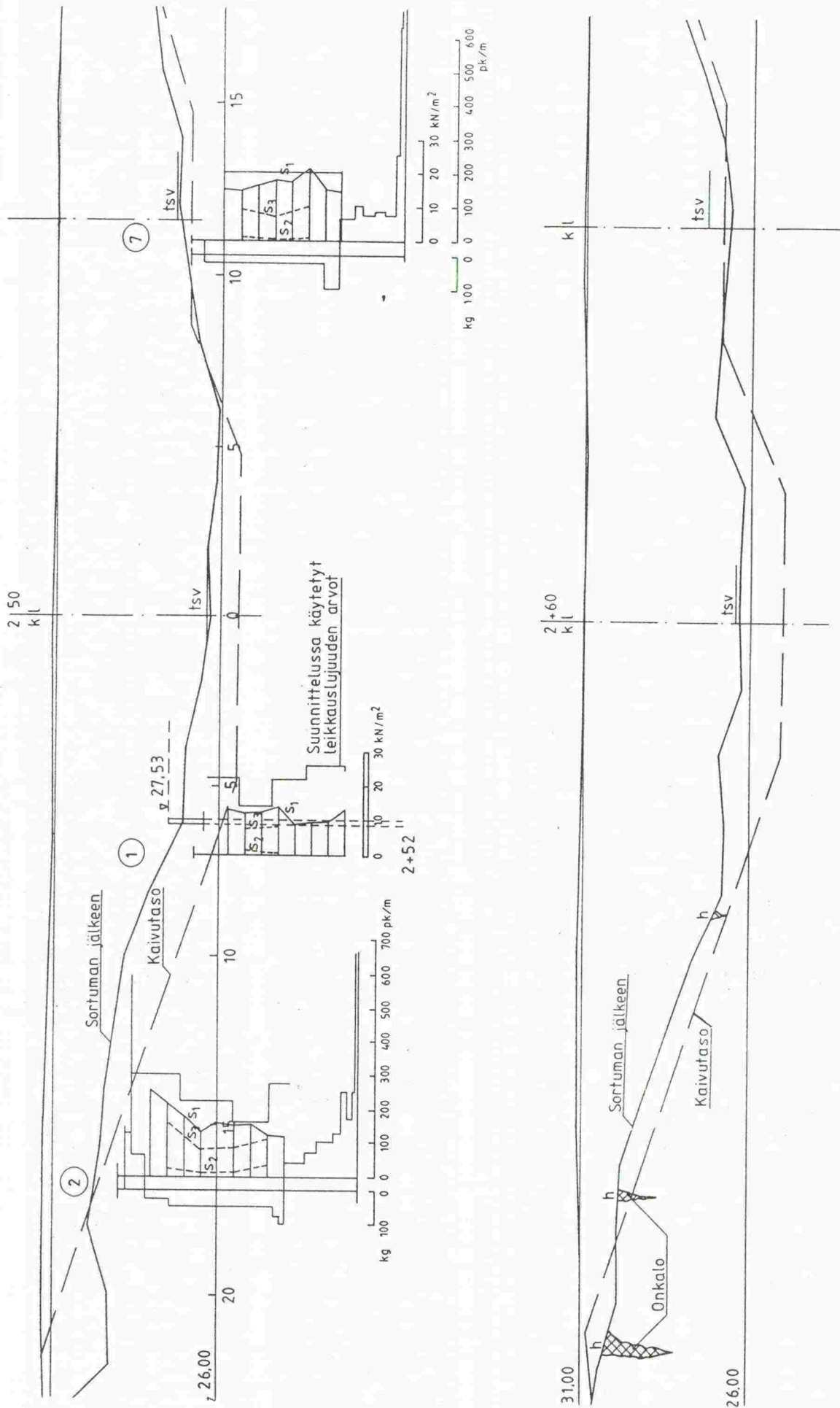
MPI K=(60) 30,15  
PL 25 35m vas

PITUUSLEIKKAUS 1:100 / 1:500

⊕ Kiviristinhie



Kuva 2.8. Maantie välillä Väilä-Alanko, Lapua. Miinan alikulkusilta . Pituusleikkaus ja kaivusuunnitelma. (Taulukko 2.1) [TIEL:n Vaasanpiirin sortuma-aineisto].

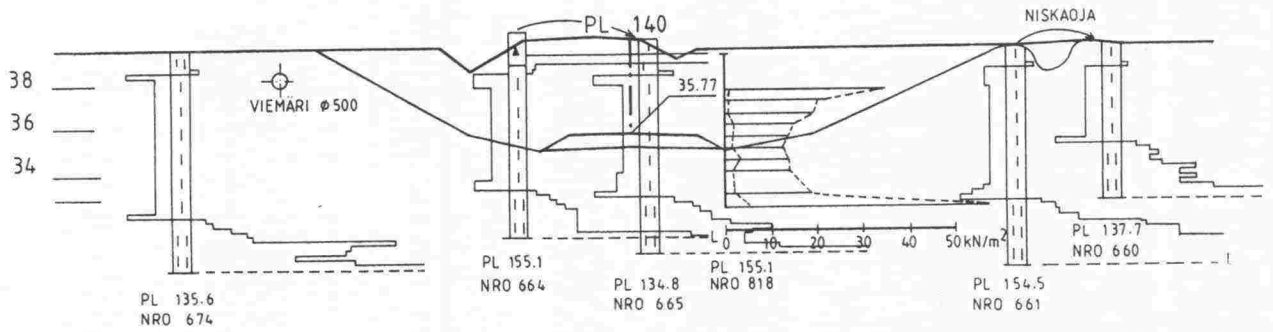


Kuva 2.9. Maantie välillä Vällä-Alanko, Lapua. Miian alikulkusilta.

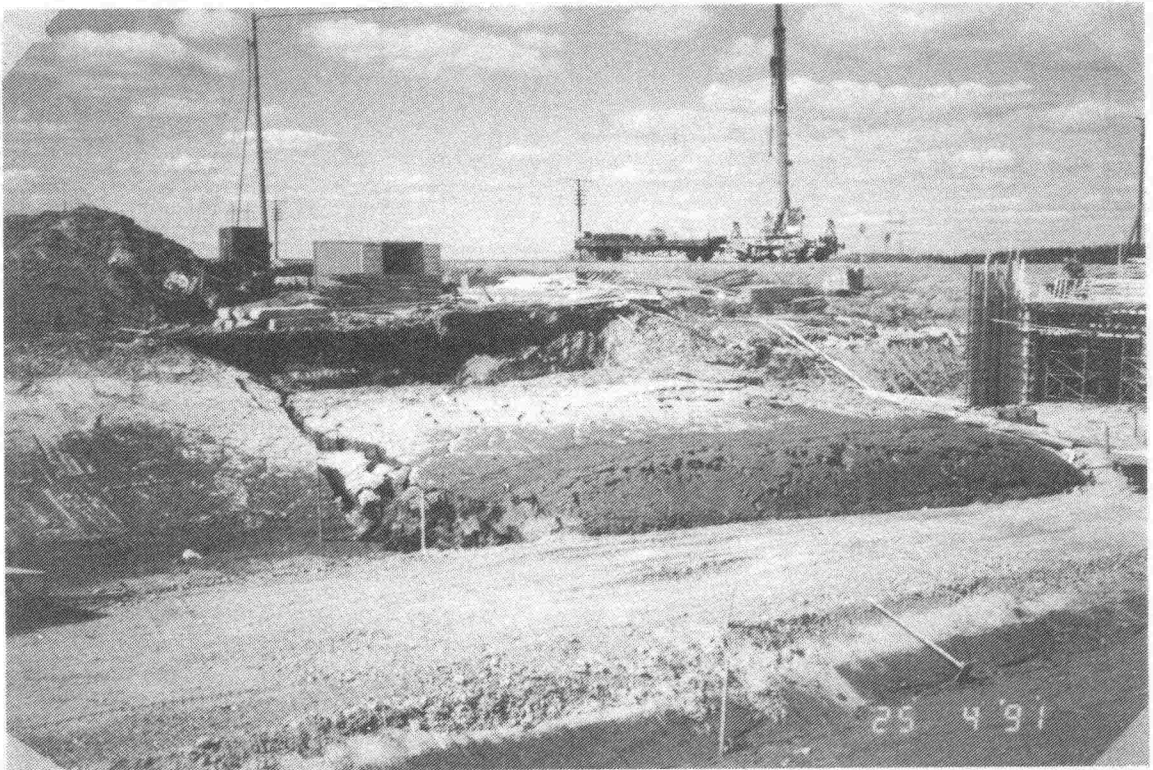
Poikkileikkaus ennen ja jälkeen sortuman sekä lisäkairaukset. (Taulukko 2.1) [TIEL:n Vaasanpiirin sortuma-aineisto].

a)

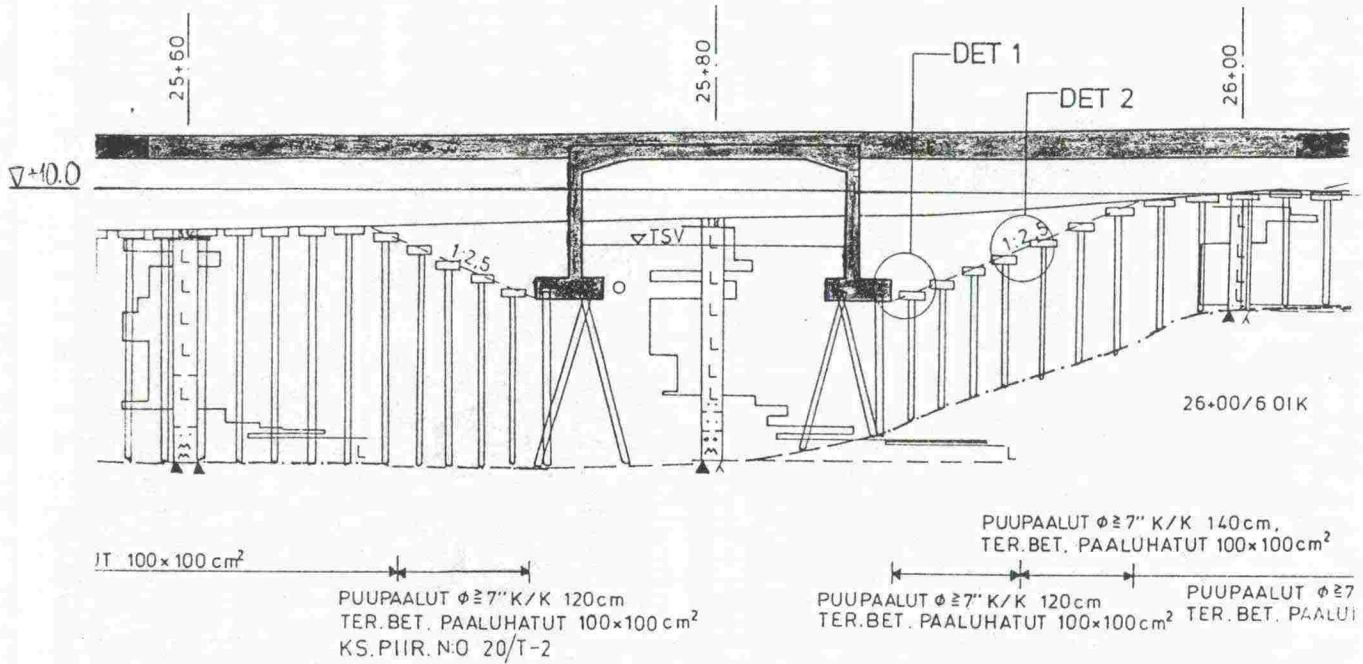
## KANTATIE 67 VÄLILLÄ RINTALANMÄKI – ITIKKA, SEINÄJOKI



b)



Kuva 2.10. Kantatie 67 välillä Rintalanmäki-Itikka, Seinäjoki. Katilantien alikulku. a) Poikkileikkaus ja kairausdiagrammit. b) Sortuma. (Taulukko 2.1) [TIEL:n Vaasanpiirin sortuma-aineisto].



Kuva 2.11. Valtatie 3:n parantaminen välillä Haagan rautatiesilta-Pirkkolantie.  
Alikulkukäytävä, poikkileikkaus. (Taulukko 2.1)  
[TIEL:n Uudenmaanpiirin sortuma-aineisto]



Kuva 2.12. Halikonjoen luiskasortuma. Liukusortuma. [TIEH:N Geopalvelukes-  
kuksen valokuva-arkisto].



Kuva 2.13. Kantatie 40 Kauselan eritasoliittymän luiskasortuma 1980. Pyörähdyssortuma. [TIEH:N Geopalvelukeskuksen valokuva-arkisto].



Kuva 2.14. Valtatie 5 välillä Kuusamo-Rovaniemi. Moreeniluiskien sortuminen roudan sulaessa keväällä 1978. Juoksusortuma. [TIEH:N Geopalvelukeskuksen valokuva-arkisto].



### 2.1.2 Enbergin putkisillan kaivannon sortumat, Kirkkonummi

Tielaitoksen Uudenmaanpiirin sortuma-aineistoon kuuluu myös Kirkkonummella tapahtuneet Enbergin putkisillan kaivannon sortumat. Uudenmaanpiiri on laatinut em. sortumista erillisen sortumaselvityksen [TVL-Uudenmaanpiiri, 1990]. Sortumat, joita oli kolme, tapahtuivat kantatiellä 5 sijaitsevalla Munkkulan eritasoliittymän alueella Enbergin putkisillan kaivannon rakennustyön aikana. Kaivantoaluetta oli vahvistettu kalkkipilareilla.

Tapahtumat alkoivat 28.7.1989 tukiseinien siirtymillä, kun kaivannon syvyys oli n. 1 m lopullista kaivussyvyyttä ylempänä. Tukiseinät siirtyivät kohti kaivantoa ja kiertotien pintaan ilmestyi halkeamia. Lisäksi tukiseinät taipuivat maapohjan ja ankkuroinnin väliltä. Tukiseinien taustalle ajettiin täytehiekkää ja ankkurointia jatkettiin vaakajuoksuista eteenpäin kallioankkurointina.

Ensimmäinen sortuma tapahtui 1.8.1989. Sortumaa edeltäneenä päivänä ja yönä oli satanut rankasti ja kaivannon reunoille ilmaantui halkeamia. Sortuma eteni nopeasti ja liukupinnan yläreunan ja maanpinnan korkeusero oli suurimmillaan yli 80 cm. Ensimmäinen sortuma on esitetty kuvassa 2.15. Sortuman jälkeen luiskiin tehtiin 15 m:n leveydelle 1 m syvät kevennysleikkaukset. Kuvassa 2.16a on poikkileikkaus kaivannosta, jossa näkyy ensimmäisen sortuman jälkeinen maanpinta sekä suunniteltu kevennysleikkaus. Leikkaukset oli suunniteltu 1,5 m syviksi, mutta kaivuvaikeuksien vuoksi ei 1 m syvempää kevennystä toteutettu. Lisäksi tehtiin uusia siipikairauksia ja määritettiin stabiloivien pilareiden kunto sekä päätettiin tehdä laatta-alueelle osittainen massan vaihto murskeesta.

Ensimmäisen sortuman jälkeiset toimenpiteet osoittautuivat riittämättömiksi ja kevennysleikkausten rakentamisen jälkeen, kun massanvaihto oli aloitettu tapahtui kaivannon länsipuolella toinen sortuma 10.8.1989. Sortuman leveys oli n. 4 m ja sortuman eteneminen pyrittiin estämään työntämällä kaivukoneella murskettua sortuneen kaistaleen alle. Tämä jälkeen massanvaihtoa päätettiin jatkaa kaivantotukien avulla. Kalusto oli saatu kootuksi kaivantoon 16.8.1989. Samanaikaisesti jatkettiin kevennysleikkauksia kaivannon länsipuolella. Ennenkuin massanvaihtoa ehdittiin jatkaa sortui kiertotien reuna tukiseinän länsipäästä (kuva 2.16b). Sortumaa yritettiin saada hallintaan ajamalla 30 kuormaa soraa sortumakohtaan. Vaikutus ei ollut toivottu. Tämän jälkeen tukiseinää päätettiin jatkaa 23 m länteen ja 12 m itään päin kallioon ankkuroituna. Koko putkisillan kaivanto suunniteltiin kaivettavaksi teräsponsseihin sisältä.



Kuva 2.15. Enbergin putkisilta, Kirkkonummi. Kuva ensimmäisen sortuman jälkeen . [TVL-Uudenmaanpiiri, 1990]

Kiertotien kohtaan tehtiin 2-2.5 m:n kevytsorakevennys. Kaivannon tavoitesyvyydestä puuttui 4.1.1990 1 m [TVL-Uudenmaanpiiri, 1990]. Ennen kaivun uudelleen aloittamista kaivannon ulkopuolelle rakennetaan 2 m:n lisästabilointikaistaleet.

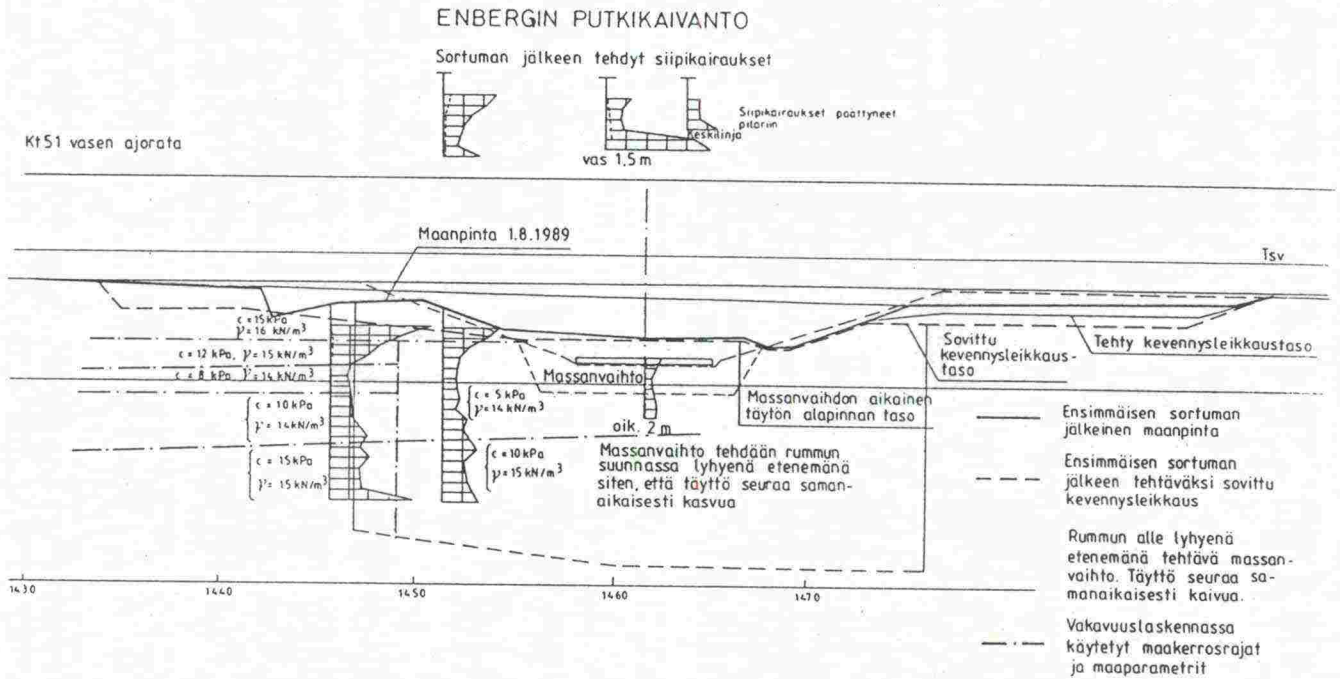
Jälkiselvityksissä on käynyt ilmi, että vanha uoma on sijainnut sortumien kohdalla. Tämä ei ollut suunnitteluvaiheessa tiedossa.

Vakavuustarkastelu oli tehty  $\varphi=0$ -menetelmällä ympyräliukupintoja käyttäen. Kalkkipilareiden oli oletettu saavuttavan viisinkertainen lujuus maan alkupe räiseen lujuuteen nähden. Laskennassa oli käytetty stabiloidun alueen lujuutena maan ja kalkkipilareiden pinta-alojen suhteessa painotettua keskimääräistä leikkauslujuutta [KPO-86]. Suunnitteluvaiheessa laskettu varmuuskerroin sortumista vastaan oli  $F=1.34$ , kun luiskan reunalle oli oletettu työkoneen aiheuttamaksi kuormaksi  $10 \text{ kN/m}^2$ . [TVL Uudenmaanpiiri, 1990]. Ilman työkoneen aiheuttamaa kuormaa varmuuskerroin oli  $F=1.50$ .

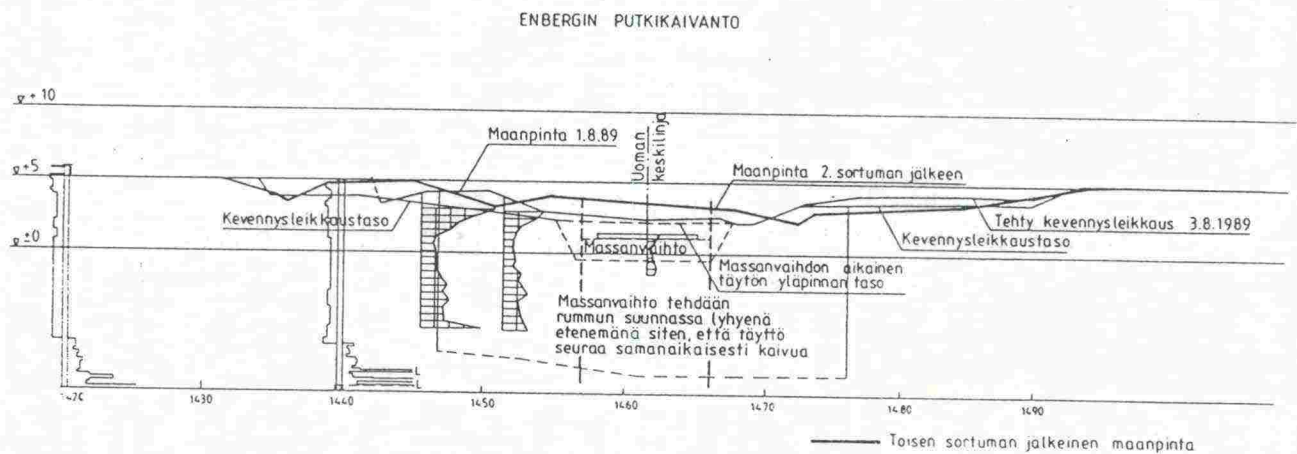
Laadunvalvontakokeiden mukaan pilarit saavuttivat suunnitellussa käytetyn lujuuden. Raskaan stabilointikoneen liikkuminen alueella edestakaisin tankkauksen vuoksi vaikutti herkästi häiriintyvään saveen haitallisesti. Myös ensimmäistä sortumaa edeltänyt rankkasade on vaikuttanut sortuman syntymi-

seen. Suunnitteluun tarvittaisiin selvästi laskentamenetelmä, jolla kalkkipila-reilla vahvistettujen rakenteiden vakavuus voitaisiin laskea nykyistä mitoitus-käytäntöä tarkemmin.

a)



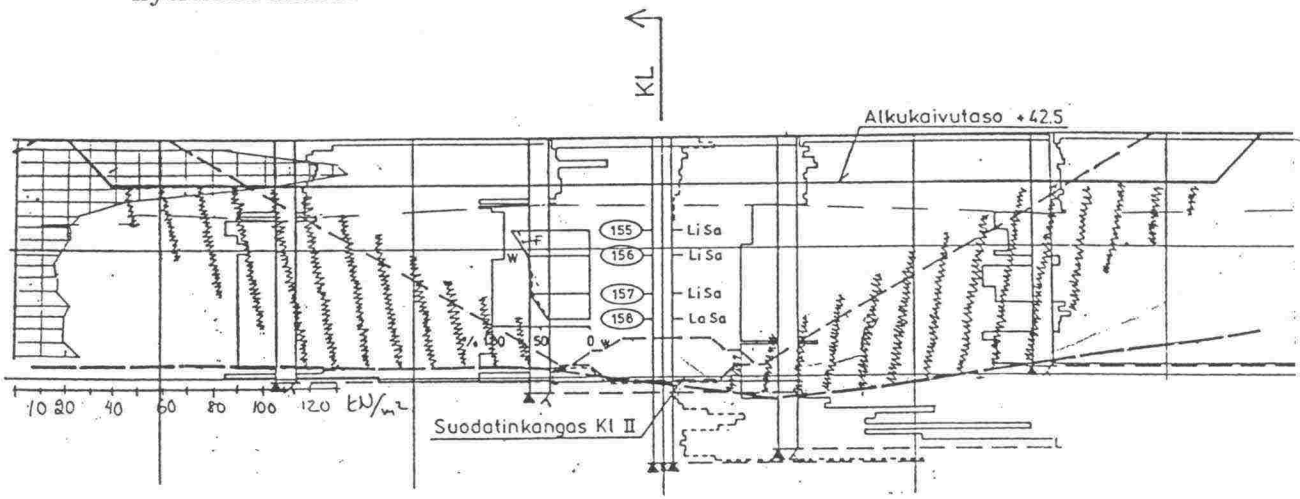
b)



Kuva 2.16. Enbergin putkisilta, Kirkkonummi. a) Maanpinta ensimmäisen sortuman jälkeen 1.8.1989 sekä suunnitellut kevennysleikkaukset. b) Maanpinta toisen sortuman jälkeen. [TVL-Uudenmaanpiiri, 1990]

### 2.1.3 Kalkkipilaroidun rautatieleikkauksen sortuma, Halikko.

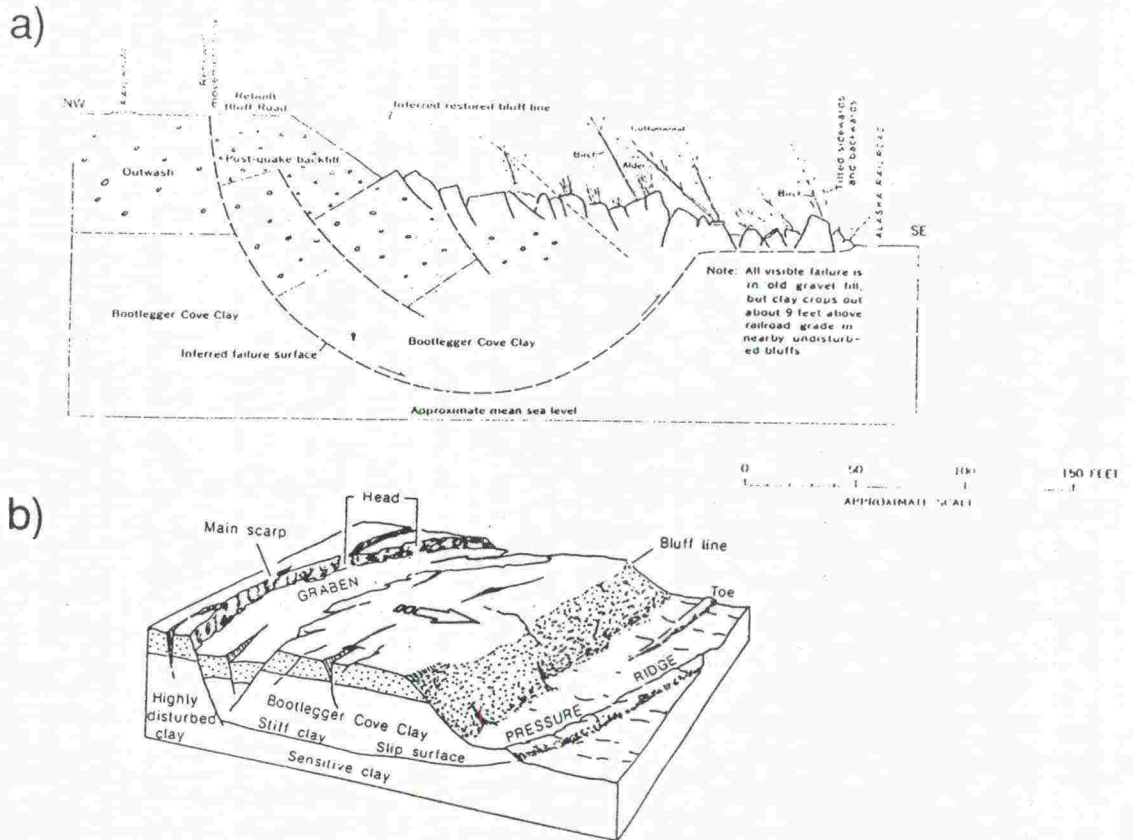
Kuvassa 2.17 on esitetty kalkkipilareilla vahvistettu rautatieleikkaus, joka sortui Halikossa helmikuussa 1989 [Vanhoja, 1990]. Kalkkipilareilla vahvistetun luiskan pituus oli 50 m ja kaivannon syvyys suurimmillaan 10 m. Luiska sortui pilareiden alapuolelta kulkevaa liukupintaa pitkin. Kalkkipilarit oli suunniteltu ulottumaan kovaan moreenikerrokseen saakka. Sortuman syitä olivat kalkkipilareiden määrän ja pituuden alimitoitus sekä 50 m:n päässä kaivannosta suoritettut louhinta työt. Työmenetelmä, jolla kalkkipilarit valmistetaan saattaa aiheuttaa kovan pohjan ja savikerroksen väliin heikennetyn vyöhykkeen. Pilarointikoneen vispilä sekoittaa maata n. 15-20 cm syvemältä kuin mistä pilari alkaa. Mikäli maakerrokset ovat kaltevia on erityisesti tarkasteltava mahdollisesti em. vyöhykettä pitkin tapahtuvan sortuman mahdollisuutta. Sortuma korjattiin myöhemmin luiskan juureen rakennetuilla tukipenkereillä ja kevenysleikkauksilla.



Kuva 2.17. Kalkkipilareilla vahvistetun rautatieleikkauksen sortuma, Halikko. [Vanhoja, 1990].

### 2.1.4 Laajoja sortumia

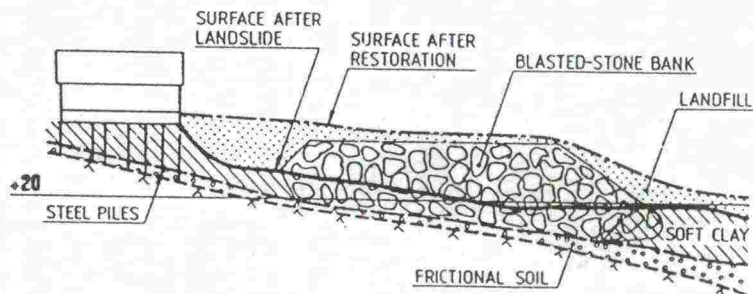
Kooltaan edellä esitettyjä sortumia huomattavasti laajempia sortumia ovat mm. Alaskan maanjäristysten yhteydessä 1965 tapahtuneet sortumat (kuva 2.18) [Huang, 1983]. Kuvassa 2.18a maamassat ovat sortuneet lähes ympyräsynterinin muotoista liukupintaa pitkin ja vaakasiirtymät ovat pieniä. Kuvan 2.18b sortumassa vaakasiirtymät sen sijaan ovat suuria ja maamassat ovat liukuneet heikon savikerroksen muodostamaa tasoa pitkin.



Kuva 2.18. Alaskan maanjäristysten yhteydessä tapahtuneita sortumia 1965.

a) Pyörähdyssortuma b) Tasosortuma. [Hansenin mukaan Y.H.Huang, 1983].

Toinen esimerkki laajoista sortumista on Tuven sortuma 1977 etelä-Ruotsissa [Berntson & Lindh, 1981]. Tapaus on esimerkki progressiivisesta sortumasta, jossa leikkausjännitys kasvaa maan leikkauslujuutta vastaavaan arvoon eri aikana eri kohdissa murtopintaa. Sortuma tapahtui herkässä savessa. Sortumassa liikkui n.3-4 miljoonaa  $m^3$  savea noin 100-175 m pituisen matkan. Maanpinta sortuman yläpäässä putosi noin 10 m ja nousi alhaalla noin 8 m. Kuvassa 2.19 on poikkileikkaus sortuma-alueesta korjaustöiden jälkeen.

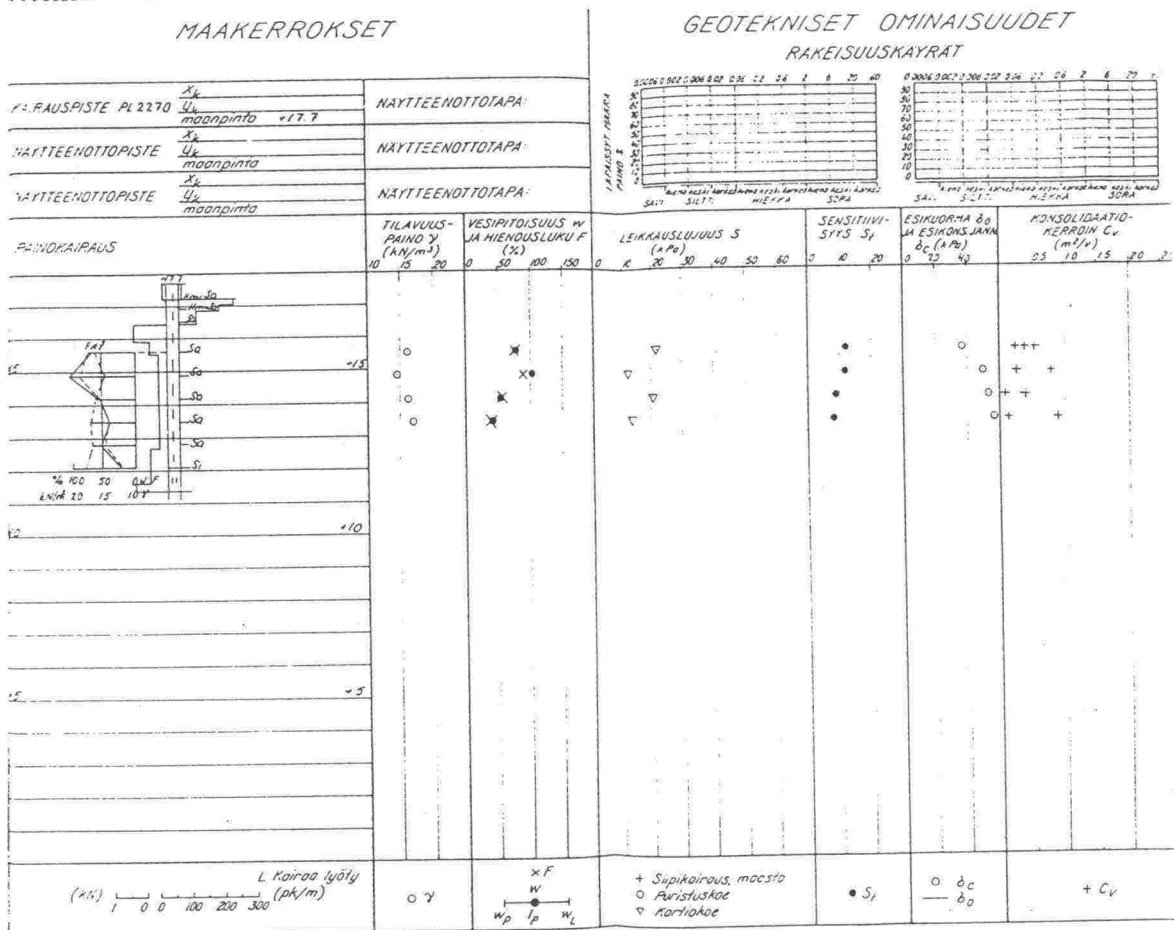


Kuva 2.19. Tuven sortuma 1977, Ruotsi. Poikkileikkaus sortuma-alueesta korjaustöiden jälkeen.[Berntson & Lindh, 1981].

2.2. Sortumien estäminen

Luiskasortumia voidaan estää huolellisella suunnittelulla ja tarkkailemalla sortumien syntymisestä varoittavia merkkejä rakennusaikana sekä ryhtymällä ajoissa sopiviin korjaustoimenpiteisiin. Sortumista varoittavia merkkejä ovat mm. halkeamat luiskan päällä, tukien ja vahvisteiden siirtymät ja veden suoutuminen luiskan juurella.

Taulukossa 2.2 on kuvattu kaksi Helsingin kaupungin geoteknisen osaston suunnittelukohdetta, joissa työn seurantaan ja työjärjestykseen on kiinnitetty riittävästi huomiota. Näissä tapauksissa mahdollinen sortuma on ollut ennakoitavissa ja vältetty ryhtymällä ajoissa tarpeellisiin toimenpiteisiin. Havainnot ja toimenpiteet on esitetty taulukossa 2.2. Kuvat 2.20-2.23 liittyvät näihin kohteisiin.

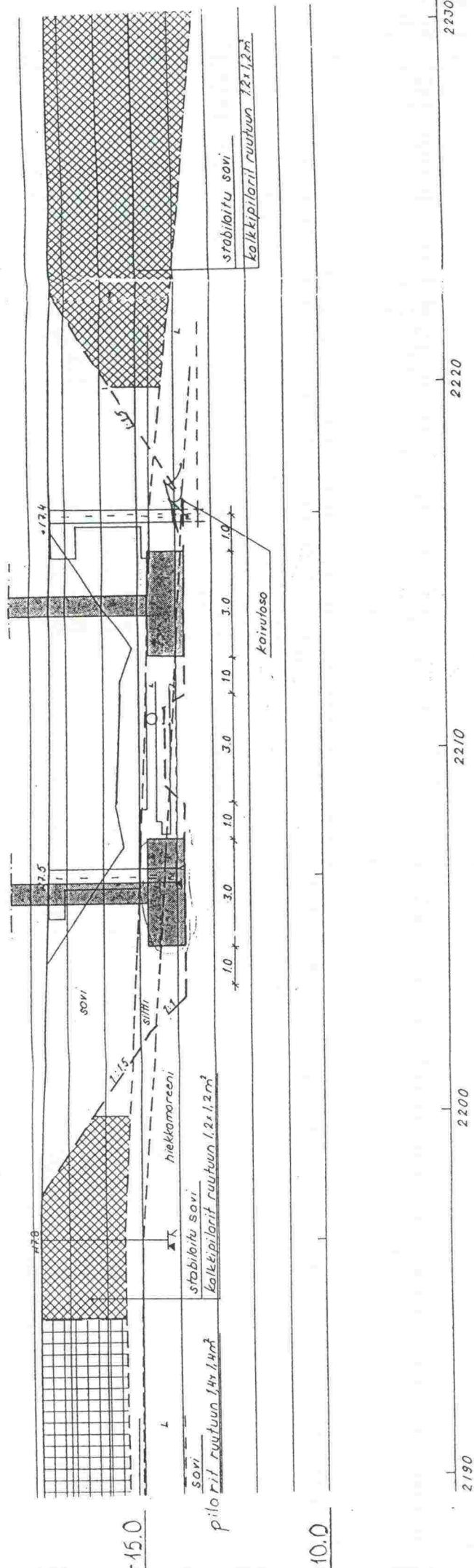


Kuva 2.20 Tapanilankaaren alikulku Moisiantie kohdalla, Helsinki. Kairausprofiili ja laboratoriokokeiden tuloksia. (Taulukko 2.2) [Helsingin kaupungin geoteknisen osaston aineisto].

Taulukko 2.2. Havaintoja luiskasortumien estämisestä.[Helsingin kaupungin geoteknisen osaston aineisto].

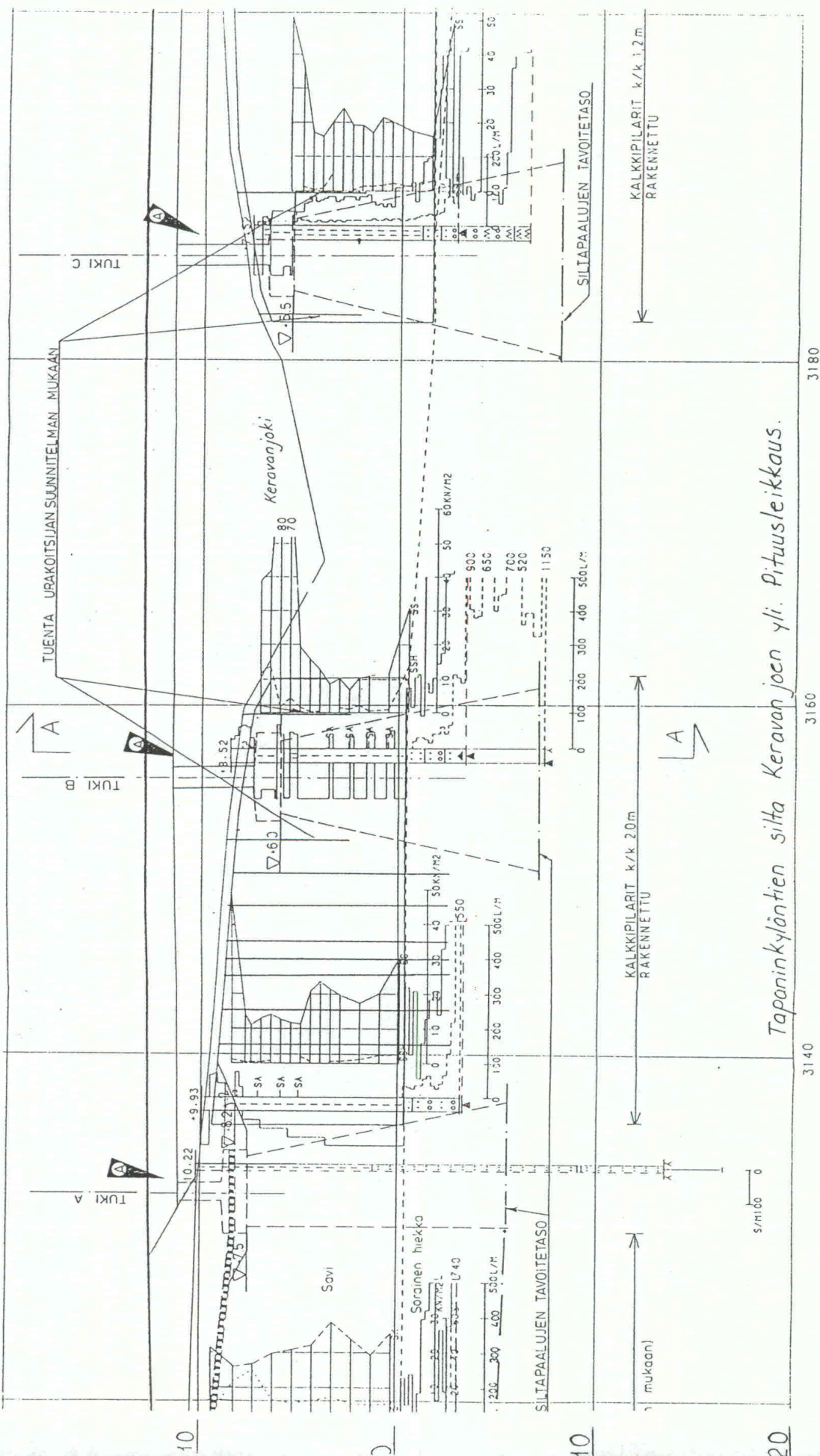
Paikka	Maaperä	Kaivannon syvyys	Vahvistusmenetelmä	Kuvaus tapahtumista ja tarkkailumenetelmät	Toimenpiteet ja ohjeet rakentamista varten
Tapaninkylän silta Keravanjoen yli	Savea ja savista siltiä n. 10-12 m w-% 40-102 % s 7-23 kPa alla siltti-, hiekka- ja moreenikerroksia kuva 2.20	Siltatukien kaivannot 2-2,5 m tukemattona 1,5 m kuva 2.21	Sillan tulopenkereet perustettu lyöntipaaluille, jokiluiskat vahvistettu syvästabiloinnilla ja puisilla luiskapaaluilla	Työn aikana mitattiin paalutuksen aiheuttamaa huokospainetta sekä jokiluiskien siirtymiä. Huokospaine tasaantui välittömästi lyönnin jälkeen eikä sillä katsottu olevan merkitystä alueen vakavuuteen. Paalutuksen yhteydessä luiskassa tapahtui n. 60 mm siirtymä maanpinnan tasolla. Siirtymät pysähtyivät heti paalutuskoneen siirron jälkeen.	Paalutuskoneen alla varustauduttava käyttämään hirsilavaa, teräspalkkeja, teräsvyöjä tai vast. kuormituksen jakamiseksi suuremmalle alueelle. Kaivantojen luiska kaltevuuteen 1:2. Joen puoleisten tukien kaivannot tehtävä tuettuina. Kaivumassojen sijoitus vähint. 20 m päähän joen luiskan yläreunasta, täyttökorkeus < 2 m.
Tapanilankaaren alikulku Moisiontien kohdalla	Savea 1-8 m s 12-40 kPa alla siltikerros max 4 m, pohjalla ohut hiekakerros ja alimpana kivinen hiekkamoreenikerros + kallio	Alikulkusilta n. 3,5 m Putkijohtokaivanto alle 2 m kaivetaan 1:1,5 syvemmät kaivannot tuettuina kuvat 2.22 ja 2.23	Kalkkipilarit (kalkkimäärä 14 kg/jm)	Osa saven alapuolisesta siltikerrostumasta valui pohjaveden virtauksen vaikutuksesta kaivantoon, jolloin savea kantava kerros löytyi.	Luisiin asennettiin suodatin ja tukirakenteita: suodatin-kangas ja kiviheitoke sekä kalliotartunnoin tuetut teräspeltiseinät. Kaivantojen reunoilla ei saa olla 5 m lähempänä raskasta kuormitusta (< 5 kPa). Kaivantojen työnaikainen kuivapumppaus.

Leikkaus C-C



Kuva 2.21 Tapanilankaaren alikulku Moisiontie kohdalla, Helsinki. Alikulcutun-  
nelin poikkileikkaus. (Taulukko 2.2) [Helsingin kaupungin geoteknisen  
osaston aineisto].



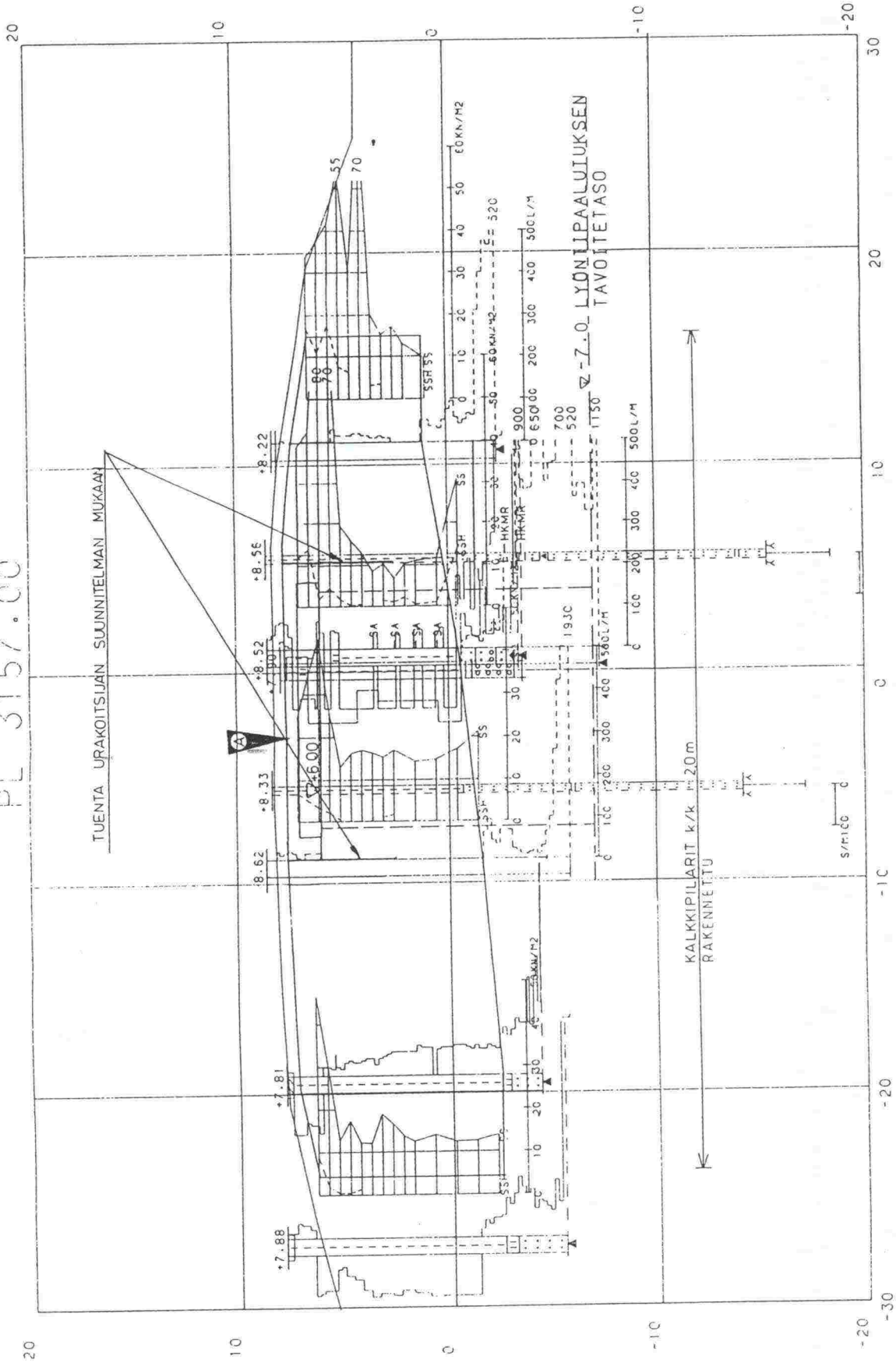


Tapaninkyläntien silta Keravanjoen yli. Pituusleikkaus.

Kuva 2.22. Tapaninkyläntien silta Keravanjoen yli, Helsinki. Pituusleikkaus sekä paino- ja siipikairauspiirroksset. (Taulukko 2.2) [Helsingin kaupungin geoteknisen osaston aineisto].

LEIKKAUS A-A

PL 3157.00



Kuva 2.23 Tapaninkyläntien silta Keravanjoen yli, Helsinki. Poikkileikkaus sekä paino- ja siipikairauspiirroset. (Taulukko 2.2) [Helsingin kaupungin geoteknisen osaston aineisto].

### 2.3 Yhteenveto havainnoista

Suurin osa Tielaitoksen Uudenmaan ja Vaasan piirien sortumista oli sellaisia, joissa sortumamekanismia voidaan kuvata yhtenäisen kappaleen liukusortumana.

Sortuma-aineiston dokumentointiin tulisi kiinnittää enemmän huomiota, jotta tapahtuneita sortumia voitaisiin käyttää tehokkaasti hyödyksi tutkimusmateriaalina. Erityisesti sortuman laajuuden, pohjasuhteiden, valliinneiden sääolosuhteiden, sortumahetkellä vaikuttaneiden kuormien ja mitoituksessa käytettyjen parametrien muistiin merkitseminen on tärkeää.

Kalkkipilareiden valmistukseen ja pilaroinnin tavoitetason saavuttamiseen on kiinnitettävä enemmän huomiota. Nykyinen valmistusmenetelmä saattaa jättää kovan pohjan ja kalkkipilarin alapään väliin heikomman vyöhykkeen.

Mikäli maakerrokset ovat kaltevia ja pilareiden ja kovan pohjan väliin jää heikkousvyöhyke, on stabiliteetti tarkistettava tätä heikkousvyöhykettä pitkin kulkevaa yhdistettyä liukupintaa käyttäen.

Keskimääräisen leikkauslujuuden käyttöön perustuva kalkkistabiloidun leikkauksen mitoitusmenetelmä [KPO-86] johtaa joissakin tapauksissa epärealistiseen varmuuskertoimen arvoon.

Työnaikaisten sortumien ehkäiseminen on mahdollista huolellisen suunnittelun ja sortumista varoittavien merkkien tarkkailun avulla. Kun sortumavaara havaitaan, voidaan ajoissa ryhtyä tarvittaviin toimenpiteisiin. Sortumista varoittavia merkkejä ovat mm. halkeamat luiskan päällä, tukien ja vahvisteiden siirtymät sekä veden suotautuminen luiskan juurella.

### 3. MAALUISKIEN SORTUMISMEKANISMIT

Projektin yhteydessä kerätyn sortuma-aineiston sekä kirjallisuudessa esitettyjen havaintojen perusteella sortumia voidaan ryhmitellä maamassojen liikemekanismin mukaan. Sortumamekanismien jakoperusteita ovat esittäneet mm. Helenelund [1954], Brinch-Hansen [1958], Skempton ja Hutchinson [1969], Türke [1984] sekä Walker, Blong ja MacGregor [1987].

Taulukossa 3.1 on esitetty sortumamekanismit, jotka voivat esiintyä pehmeikölle leikatuissa luiskissa. Taulukossa esitetyt mekanismit ovat 1:1 mittakaavassa tehtyjen havaintojen perusteella laadittuja empiirisiä mekanismeja. Taulukossa on kunkin sortumamekanismin yhteydessä kuvattu pohjaolosuhteet, joissa sortuma voi tapahtua sekä menetelmä, jolla sortuman syntyminen voidaan ehkäistä. Taulukossa esitetyn jaon tarkoituksena on selvittää eri toimintamekanismeja ja auttaa valitsemaan kuhinkin tapaukseen sopiva ehkäisymenetelmä. Luonnossa tilanne on usein huomattavasti monimutkaisempi. Samassa kohteessa voi esiintyä useampia sortumamekanismeja. Esimerkiksi pohjavesieroosion heikentämä vyöhyke luiskan juuressa voi olla alkuna laajemmalle liukusortumalle.


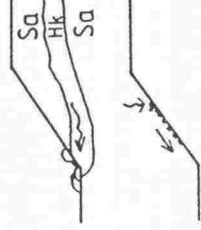
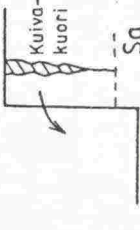
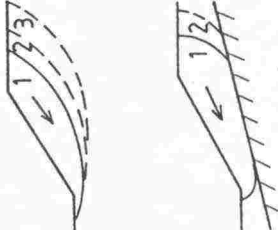
Taulukossa esitettyjen sortumatyyppien lisäksi Helenelund [1954] on esittänyt kitkamaalajeilla mahdollisen sortumamekanismin, jota voidaan kutsua vieremäksi. Tämä sortumamekanismi voi esiintyä kuivassa maakerroksessa. Maarakeet vierivät luiskaa alas painovoiman alaisena ilman ulkoisen kuorman vaikutusta. Luiska on stabiili, mikäli luiskan kaltevuuskulma on pienempi kuin luiskamateriaalin kitkakulma.

Taulukon 3.1 sortumatyypeistä "kaatuma" ei yleensä tule kysymykseen tarkasteltaessa luiskattuja tieleikkauksia. Muita taulukon sortumamekanismeja tullaan käsittelemään seuraavissa luvuissa. Koska liukusortuma on näistä mekanismeista yleisin ja vaikutukseltaan merkittävin, keskitytään tässä yhteydessä erityisesti liukusortuman stabiliteetin laskemiseen soveltuviin mitoitus- ja vahvistusmenetelmiin.

Luiskan stabiliteetin laskemiseksi ja tarvittaessa sopivan vahvistusmenetelmän valitsemiseksi on tärkeää tuntea mahdolliset luiskassa esiintyvät sortumismekanismit.

Taulukossa esitetyt mekanismit ovat havaintojen perusteella laadittuja empiirisiä mekanismeja. Mekanismin tulee olla sellaisia, että ne ovat staattisesti ja kinemaattisesti mahdollisia kyseisissä pohjaolosuhteissa ja tiettyjen reunaehtojen vallitessa.

Taulukko 3.1. Havaintojen perusteella laadittuja pehmeikölle leikattujen maaluiskien sortumamekanismeja [Helenelund 1954, Skempton & Hutchinson 1969, Turke 1984, Walker et al. 1987].

Kuva	Sortumatyyppi	Maalaji	Sortumamekanismin kuvaus	Sortuman ehkäisytavat
	1. Juoksusortuma	Siltimaalajit, joskus myös vedenkylästävät turve, lieju, savi ja hienohiekkakerrokset	Esiintyy vedenkylästävässä maakerroksessa, kun vesipitoisuus lisääntyy (Sr 100%) niin paljon, että maa menettää lujuutensa ja nesteytyy. Plastisoitunut maamassa valuu luiskaa alas. Sortuman voi aiheuttaa rankkasade tai lumen ja roudan sulaminen (2.14).	Pintaverhoukset tai riittävän paksu suodatin
	2.a) Pohjavesieroosio 2.b) Pintaeroosio	a) Koheesiomaalajit, joiden välissä hyvin vettä läpäisevä kerros b) Sekä kitka- että koheesiomaalajit	Pohjavesieroosiota esiintyy luisissa, kun pohjavedenvirtaus muuttuu siten, että vesi suotaa luisassa. Veden suotautuminen luiskan juuressa aiheuttaa maakerrosten löyhymistä ja rakeiden siirtymistä. Tämän sortumamekanismin yhteydessä on erityisesti tarkasteltava luiskan pinnan stabiliteettia. Pintaeroosiota aiheuttaa virtaava pintavesi (rankkasade, avovesi) tai tuuli.	a) Kuivatus tai suodatin b) Pintaverhoukset tai kasvillisuus
	3. Kaatuma	Kuivakuorisavi, jonka alla on heikompi koheesiomaakerros	Esiintyy pystysuorissa ja jyrkissä leikkausluiskissa. Tälle sortumatypille on ominaista maan kaatuminen olemassa olevasta halkeamasta tai muusta epäjatkuvuuskohdasta pois päin. Halkeamien kautta maahan imeytyvät sulamis- ja sadevedet saattavat aiheuttaa huokospaineen kasvua ja tehokkaan leikkauslujuuden pienenemistä. Kaatumen syntyyn vaikuttaa myös raossa valitseva jään tai veden paine.	Tukiseinät, tukimuurit, naulaus
	4. Liukusortuma a) Pyörähdys- sortuma b) Tasosortuma	Koheesiomaalajit, joskus myös kitkamaalajit	Maakerroksen muodostuu pinta tai vyöhyke, jossa maapohjaan kehittyneet jännitykset ylittävät maan leikkauslujuuden. Sortuva kappale menetetään tasapainonsa. Sortuman koko voi vaihdella muutamista kymmenistä metreistä (kuva 2.12) aina satoihin metreihin (kuva 2.18). Suuret sortumat tapahtuvat usein progressiivisesti, jolloin ensimmäinen sortuma tekee toisen sortuman mahdolliseksi jne. Liukupinnan muoto voi olla vaihtelevan muotoinen. Homogeenisissa koheesiomaakerroksissa sortuma tapahtuu usein lähes ympyrän muotoista liukupintaa pitkin (kuva 2.18a). Kerroksellisissa maapohjassa voi sortuma noudattaa tasomaista liukupintaa (2.18b).	Kevennysleikkaukset, paalutus, naulaus, syvästabilointi, tukipenger, tukimuuri

## 4. VAHVISTAMATTOMAN TIELEIKKAUKSEN MITOITUS

### 4.1 Maakerroksen geotekniset ominaisuudet

Tässä luvussa käsitellään niitä maakerroksen geoteknisiä ominaisuuksia, joilla on vaikutusta leikatun luiskan mekaaniseen käyttäytymiseen. Nämä ominaisuudet on selvitettävä etukäteen ja otettava huomioon luiskan suunnittelussa. Maan mekaaninen käyttäytyminen riippuu sekä maakerroksen fysikaalisesta tilasta että rakenteellisista ominaisuuksista. Tärkeimmät luiskan mekaaniseen käyttäytymiseen vaikuttavat geotekniset ominaisuudet ovat:

- maalaji
- konsolidaatiotila
- tiiviyys
- konsistenssi
- isotrooppisuus
- huokospainejakauma
- jännitystila ja jännityshistoria
- lujuus- ja muodonmuutosparametrit

Maalaji määrää osittain, mikä murtomekanismi kulloinkin voi tulla kysymykseen. Luvussa 3 on esitetty sortumamekanismien esiintyminen erilaisissa geologisissa pohjaolosuhteissa. Tässä projektissa käsitellään pelkästään normaalisti- ja ylikonsolidoituneita koheesiomaakerroksia eli savi ja siltti maalajeja. Hienorakeisissa maalajeissa leikkausvastus syntyy rakeiden välisistä kiinnevoimista eli koheesiosta sekä kitkasta. Maakerroksen leikkauslujuus voidaan esittää Coulombin yhtälön (1.2, bis) avulla. Yhtälö voidaan kirjoittaa sekä kokonaisjännityksille (1.2a) että tehokkaille jännityksille (1.2b).

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (1.2a, bis)$$

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (1.2b, bis)$$

$\tau_f$  on leikkauspinnalla vaikuttava leikkausjännitys murtohetkellä  
 $\sigma_n$  leikkauspinnalla vaikuttava normaalijännitys  
 $c$  koheesio, maaparametri  
 $\varphi$  kitkakulma, maaparametri  
 yläindeksi ' viittaa tehokkaisiin parametreihin

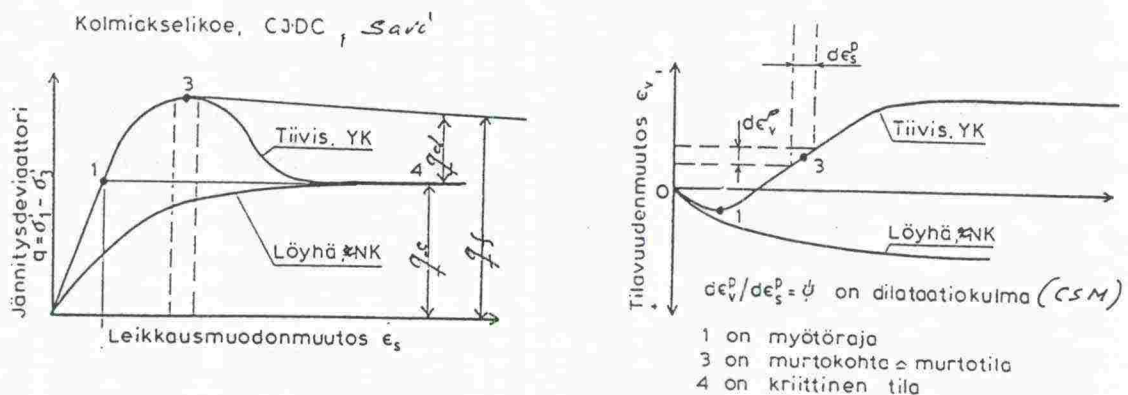
Kun huonosti vettä läpäisevien maakerrosten jännitystä lisätään murtorajaan saakka niin nopeasti, ettei maan vesipitoisuus ehdi muuttua, voidaan leikkauslujuuden katsoa olevan normaalijännityksestä riippumaton. Leikkauslujuus muodostuu tällöin yksinomaan koheesiosta ja voidaan esittää kaavalla (1.2c).

$$\tau_f = c = s_u \quad (1.2c, bis)$$

$s_u$  on suljettu leikkauslujuus

Tehokkaat lujuusparametrit määritetään laboratoriossa kolmiakselikokeella. Suljettu leikkauslujuus voidaan määrittää maastossa siipikairalla ja laboratoriossa rasialeikkaus-, puristus- tai kolmiakselikokeella.

Konsolidaatiotila (OCR) lasketaan esijännityksen ja vallitsevan jännityksen avulla. Esijännitys määritetään luonnontilaisesta näytteestä ödometrikokeella. Esijännityksen määrittämiseen soveltuvia menetelmiä on käsitellyt mm. Lojander [1985]. Kun luonnontilaista maakerrosta kaivetaan, jännitykset maaperässä pienenevät ja mikäli maakerros on huonosti vettä läpäisevä, on maakerros leikkauksen jälkeen ylikonsolidoituneessa tilassa. Kuva 4.1 esittää konsolidaatiotilan ja tiiviyden vaikutusta savinäytteen käyttäytymiseen avoimessa kolmiakselikokeessa.



Kuva 4.1. Tiivin ylikonsolidoituneen ja löyhän normaalisti konsolidoituneen savinäytteen käyttäytyminen avoimessa kolmiakselikokeessa (CIDC) [Korhonen, 1990].

Ominaistilavuutta  $v$  sovelletaan kriittisen tilan malleissa maan tiiviyyden mitana. Ominaistilavuus lasketaan huokosluvun  $e$  perusteella (4.1).

$$v = e + 1 \quad (4.1)$$

Maakerroksen sanotaan olevan löyhä, kun ominaistilavuus  $v$  on pienempi kuin kriittinen huokosluku  $v_c$ . Tiiviissä kerroksessa  $v > v_c$ . Leikkauksen yhteydessä jännitysten pieneneminen aiheuttaa siirtymiä leikattavaan maakerrokseen ja maa löyhtyy.

Konsistenssilla kuvataan koheesiomaakerrosten fysikaalista tilaa. Hienorakeisten maalaajien konsistenssilla tarkoitetaan niiden jäykkyyttä ja muovailtavuutta häirittyinä. Konsistenssilukua voidaan pitää kitkamaan suhteellista tiiviyttä vastaavana lukuna koheesiomaalajeilla. Konsistenssiluku määritellään yhtälöllä (4.2) [DIN 18122].

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} \quad (4.2)$$

$I_c$  on konsistenssiluku

$w$  luonnollinen vesipitoisuus, %

$w_P$  plastisuusrajaa vastaava vesipitoisuus, %

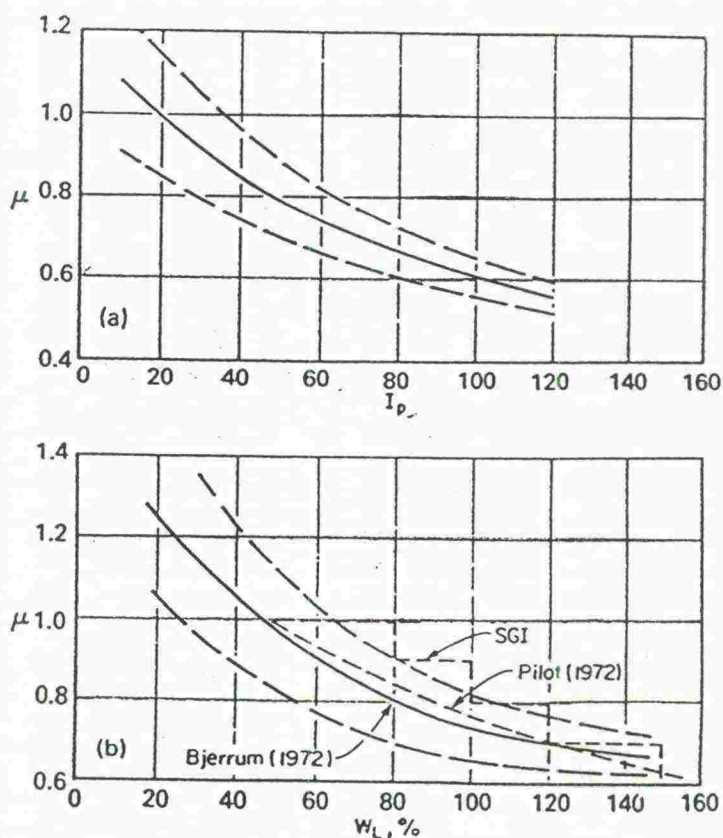
$w_L$  juoksurajaa vastaava vesipitoisuus, %

Kun konsistenssiluku  $I_c < 0$  on maan olomuoto puolittain juokseva tai juokseva. Konsistenssilla on merkitystä erityisesti arvioitaessa juoksusortuman mahdollisuutta. Plastisuusluku  $I_P$  kuvaa plastisen alueen suuruutta ja se voidaan laskea kaavan 4.3 avulla [DIN 18122].

$$I_P = w_L - w_P \quad (4.3)$$

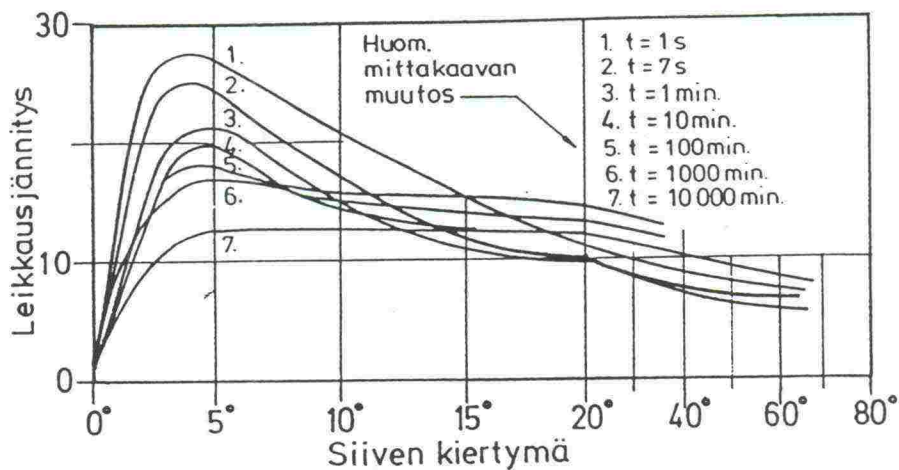
Vesipitoisuudella ja plastisilla ominaisuuksilla on merkittävä vaikutus koheesioon. Käytännössä on todettu, että siipikairalla mitatut lujuusarvot ovat todellista leikkauslujuutta suurempia, kun maa on ylikonsolidoitunutta, erittäin plastista tai humuspitoista. Kuvassa 4.2 on esitetty siipikairausleikkauslujuuden redusointi plastisuusluvun tai juoksurajan avulla.



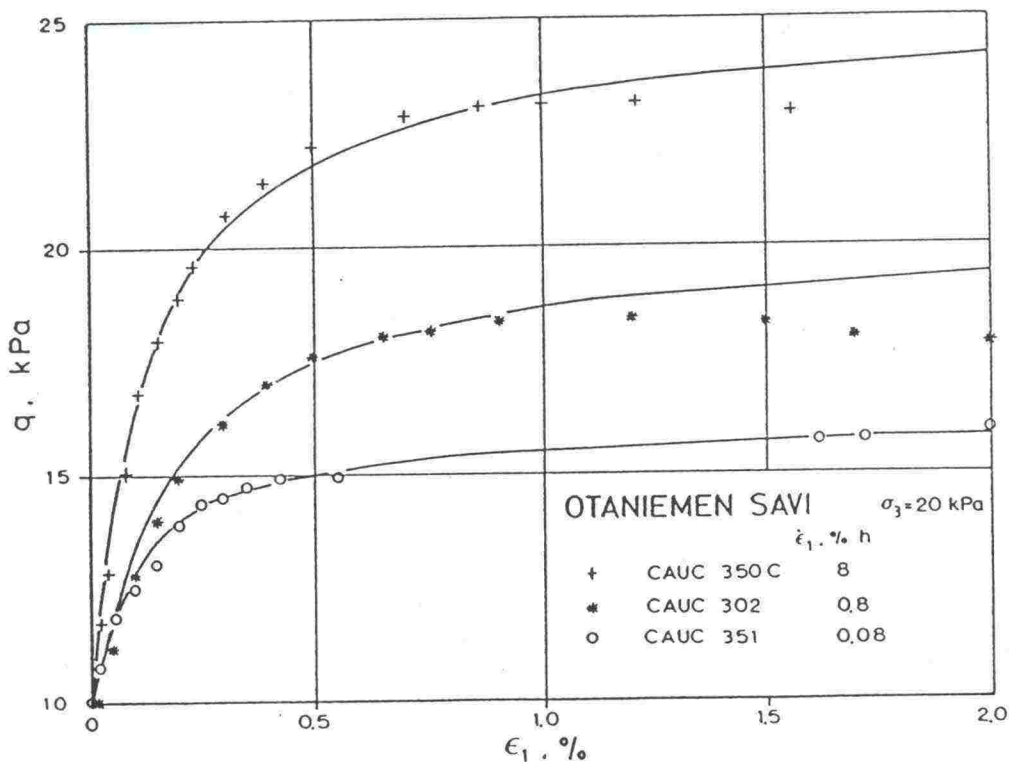


Kuva 4.2. Siipikairausleikkauslujuuden redusointikertoimen määrittäminen a) plastisuusluvun  $I_p$  [Bjerrum, 1973] b) juoksurajan  $w_L$  avulla [Helelund, 1977]

Leikkauslujuuteen vaikuttaa edellä mainittujen tekijöiden lisäksi myös leikkausmuodonmuutoksen nopeus lujuuskokeessa. Siipikairauksen suorittamiselle on esitetty ohjeet SGI:n kairausoppaassa II [1981]. Siiven kiertymisnopeus ei saisi olla suurempi kuin  $0.1^\circ/\text{sek}$ . Siiven kiertonopeuden vaikutus jännitys-muodonmuutoskäyriin on esitetty kuvassa 4.3. Mm. Parry ja Wroth [1977] ovat todeneet, että kolmiakselikokeella määritetty suljettu leikkauslujuus pienenee jopa 15% kun koenopeus pudotetaan kymmenesosaan. Vastaavanlaisia koetuloksia suomalaisilla savilla on esittänyt Lojander [1989]. Kuvassa 4.4 on esitetty koenopeuden vaikutus Otaniemen saven lujuuteen. Koenopeuden vaikutusta lujuusparametreihin ovat käsitelleet myös Jamiolkowski et. al [1991].



Kuva 4.3. Siiven kiertonopeuden vaikutus jännitys-muodonmuutoskäyriin siipikairauskokeessa [Torstenssonin mukaan Slunga, 1990].



Kuva 4.4. Otaniemen savi. Puristusnopeuden vaikutus suljetun kolmiakselikokeen (CAUC) tuloksiin [Lojander, 1989].

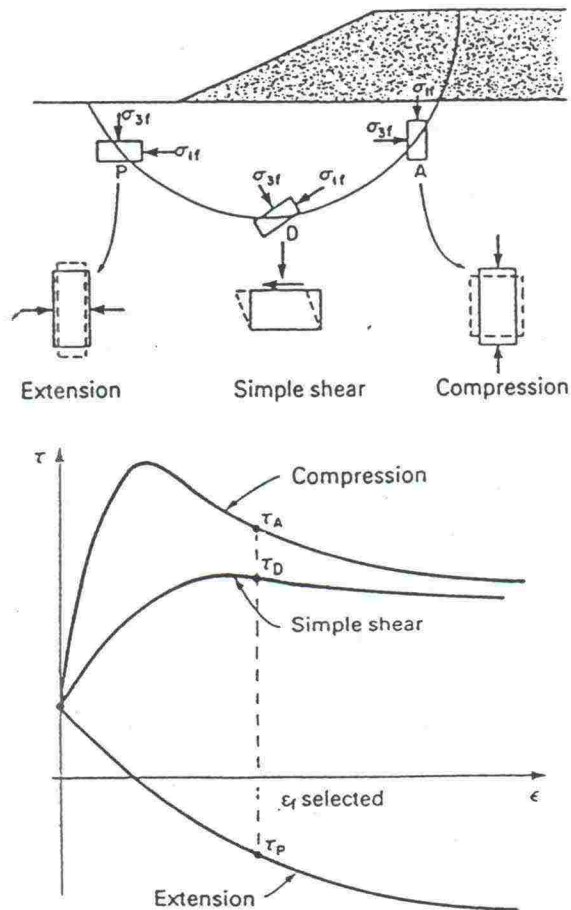
Isotrooppisuudella tarkoitetaan maan pystysuuntaisten ominaisuuksien suhdetta vastaaviin vaakasuuntaisiin ominaisuuksiin. Isotrooppisuus on maan rakenneominaisuus. Maakerrokset ovat yleensä maan mekaaniseen käyttäytymiseen vaikuttavien ominaisuuksien suhteen anisotrooppisia. Koska maassa vallitseva jännitystila on yleensä anisotrooppinen, ovat homogeenisenkin maakerroksen lujuusominaisuudet eri suunnissa erilaiset. Mm. Korhonen ja Leskelä [1970] ovat

tehneet anisotrooppisuustutkimuksia siipikairalla. Taulukossa 4.1 on esitetty eri ikäisten sedimenttien leikkauslujuuden anisotrooppisuuden keskiarvoja. Tulokset osoittavat, että homogeenisissa savissa vaakasuoran leikkauspinnan lujuus on yleensä suurempi kuin pystysuoran leikkauspinnan lujuus. Näinollen homogeenisen saven tapauksissa on varmuuskerroin yleensä varmallalla puolella. Kerrallisissa savissa vaakasuora lujuus saattaa olla 15-20 % pienempi kuin pystysuora lujuus. Kun liukupinta kerrallisissa savissa saattaa seurata heikkoa vaakasuoraa kerrosta pitkän matkaa, on tällaisissa tapauksissa kiinnitettävä erityistä huomiota leikkauslujuuden määrittämiseen. Anisotrooppisuutta voi esiintyä myös muodonmuutosmoduulin ja vedenläpäisevyyden suhteen.

Taulukko 4.1. Eri ikäisten sedimenttien leikkauslujuuden anisotrooppisuuden keskiarvoja [Korhonen ja Lehtelä, 1970].

$s_{sv}/s_{sh}$					
Konsolidaatitila	Litorina	Ancylus	Yoldia	Baltian jääjärvi	Someron savi
OC	0,85	0,89	0,58	1,10	1,31
NC	0,98	0,83	0,87	0,46	0,58
DC	0,39	0,21	-	-	-
OC ylikonsolidoitunut					
NC normaalisti konsolidoitunut					
DC kuivakuori					

Norjassa [Bjerrum, 1973] on esitetty, että vakavuuslaskelmissa käytettävät lujuusarvot tulisi pyrkiä määrittämään lujuuskokeilla, joissa jännityksen muutos on saman suuntainen kuin luonnossa. Näin ollen eri osissa liukupintaa vaikuttavat leikkauslujuuden arvot tulisi määrittää erilaisilla kokeilla kuvan 4.5 mukaisesti. Liukupinnan yläosassa käytettävä lujuus määritetään puristuskokeella ja keskivaiheen lujuus leikkauskokeella. Liukupinnan alaosassa käytettävä lujuus saadaan kolmiakselikokeella, jossa vaakajännitys  $\sigma_3$  on suurempi kuin pystyjännitys  $\sigma_1$ . Eri kokeista valitaan samaa muodonmuutostasoa vastaavat lujuusarvot.

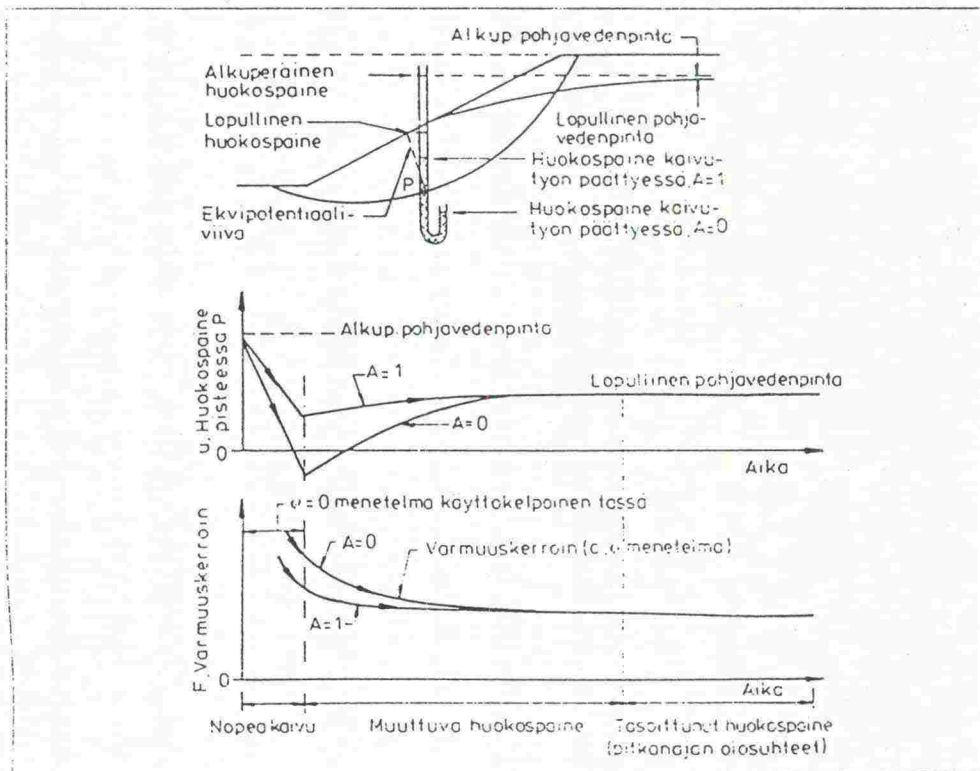


Kuva 4.5. Pääjännitysten ja muodonmuutosolosuhteiden huomioon ottaminen leikkauslujuuden määrittämisessä. [Bjerrum, 1973].

Maassa vallitseva huokosvedenpaine muuttuu kuormituksen tai kaivun seurauksena. Myös vuodenaikojen vaihtelu ja sääolosuhteet vaikuttavat sekä pohjavedenpinnan korkeuteen että huokospainejakautumaan. Useiden sortumien on havaittu tapahtuneen joko rankkasateiden jälkeen (Engbergin putkikaivanto, luku 2.1.2) tai keväällä lumen sulamiskauden aikoihin. Kuormitukset ja maahan imeytyvä vesi nostavat huokosveden painetta ja tämän seurauksena maan tehokas leikkauslujuus pienenee. Huonosti vettä läpäisevissä koheesiomaakerroksissa muutokset tasoittuvat hitaasti. Huokospaineen vaikutusta luiskan vakavuuteen on tarkasteltu luvun 4.3.3 esimerkkilaskelmissa.

Kuormitettuun maakerrokseen syntyvät muodonmuutokset ja murtuminen voivat tapahtua joko suljetussa tai avoimessa tilassa. Suljettu tila määritellään tilana, jossa ei tapahdu tilavuuden ja vesipitoisuuden muutoksia ja Poissonin luku  $\nu_v=0.5$ . Suljettu tila on mahdollinen vain huonosti vettä läpäisevissä koheesiomaakerroksissa. Mikäli maan kaivu tapahtuu niin nopeasti, että syntynyt huokosveden paine ei ennätä purkautua kaivun aikana, voidaan maakerroksen

katsoa olevan kaivutyön päättyessä suljetussa tilassa. Kaivun aikana kuormitus luiskan alueella pienenee ja samalla myös huokospaine pienenee. Tämän vuoksi leikkauslujuus ja luiskan varmuuskertoimen sortumista vastaan ovat kaivutyön päätyttyä suurimmillaan ja pienenevät huokospaineen tasoittuessa uutta jännitystilaa vastaavaan tasapainotilaan. Kuvassa 4.6 on esitetty huokospaineen ja varmuuskertoimen muutokset pehmeään saveen tehdyn kaivannon kaivuvaiheen jälkeen [Slunga, 1990].

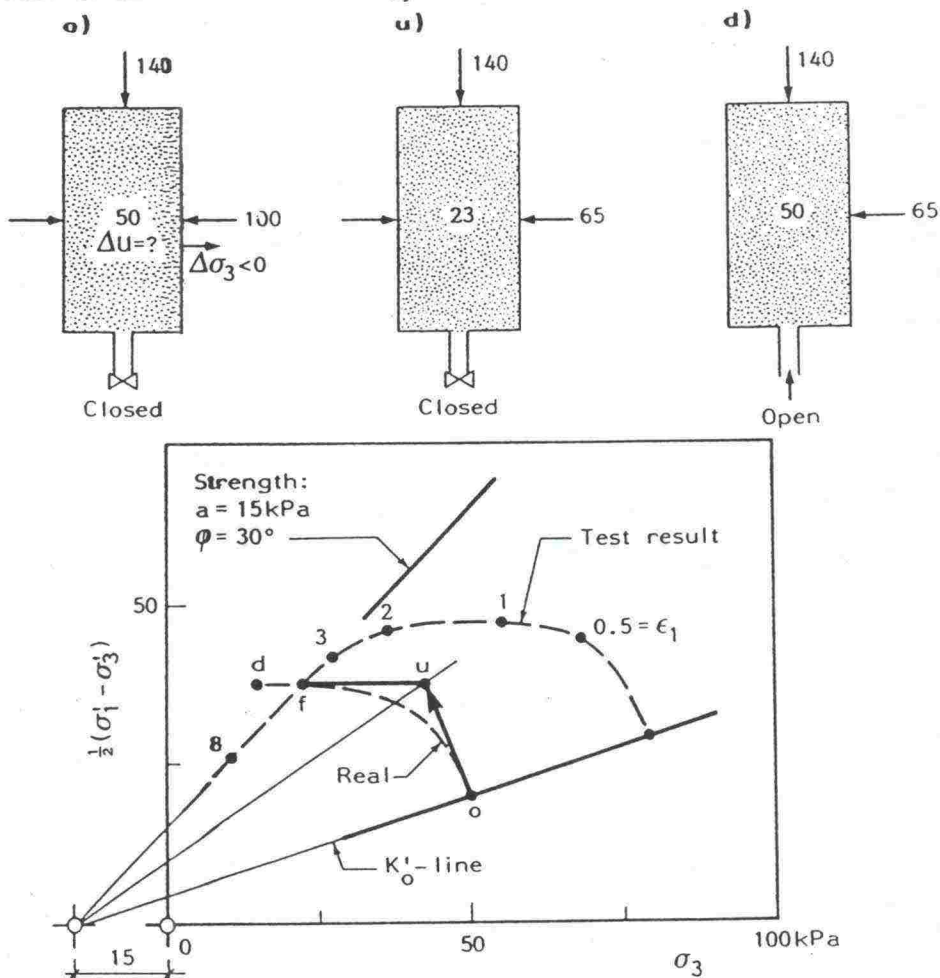


Kuva 4.6. Huokospaineen ja varmuuskertoimen muuttuminen pehmeään saveen tehdyn kaivannon kaivuvaiheen jälkeen Bishopin ja Bjerrumin mukaan [Slunga, 1990].

Suljettu tila on aina lyhytaikainen hypoteettinen tila, jota seuraa avoin tila. Suljettua tilaa sovelletaan geoteknisissä laskelmissa koheesiomaakerroksien yhteydessä tarkasteltaessa rakenteen lyhytaikaista kantavuutta tai stabiilitettä. Suljetussa tilassa otaksutaan, että maakerroksen kitkakulma on nolla ja että leikkauslujuus muodostuu yksinomaan koheesiosta. Avoimessa tilassa maakerroksessa tapahtuu veden virtausta ja tilavuuden pienenemistä ja Poissonin luku  $\nu_d < 0.5$ . Maakerroksen leikkausvastus muodostuu sekä kitka- että koheesiovoimista.

Jännityspolun sekä suljetun ja avoimen tilan välistä suhdetta ja vaikutusta leikkauksen ja kaivannon stabiilitettiin voidaan kuvata seuraavan esimerkin avulla

[Janbu, 1989]. Kuvassa 4.7 tarkastellaan maaelementin jännitystilän muuttamista kuormituksen pienentyessä. Piste o kuvaa maa-alkion alkujännitystilaa ennen kuormituksen muuttumista. Tällöin tehokas pystysuorajännitys  $\sigma_1$  on 90 kPa, vaakajännitys  $\sigma_2 = \sigma_3$  on 50 kPa ja huokosveden paine  $u$  on 50 kPa. Tämän jälkeen vaakajännitystä pienennetään 35 kPa ja näyte pidetään suljetussa tilassa. Uutta tilaa (piste u) vastaava huokosveden paine on 23 kPa ja huokosveden paineessa tapahtunut muutos on -27 kPa. Jännitysten pieneminen aiheuttaa maa-alkioon pyrkimyksen paisua, mutta koska näyte on suljetussa tilassa ei sinne pääse imeytymään vettä, joka korvaisi muodostuneen alipaineen. Tämän jälkeen koe avataan ja vesi pääsee näytteeseen. Näyte paisuu kunnes tasapainotilaa vastaava huokospaine 50 kPa on saavutettu pisteessä d. Prosesin aikana jännityspolku leikkaa kuitenkin murtosuoran pisteessä f. Kuvasta 4.7 voidaan havaita, että maaelementin stabiliteetti huononee koko ajan jännityspolulla o-u-f. Tätä voidaan kuvata jännitysten mobilisointisasteella  $f$ . Murtotilassa mobilisointisaste  $f_f=1.0$ .



Kuva 4.7. Kyllästyneen maa-alkion jännityspolku vaakajännityksen pienentyessä [Janbu,1989].

## 4.2 Pohjaveden vaikutus luiskan stabiliteettiin

### 4.2.1 Virtausverkosto ja suotoviiva

Pohjavedenpinnan korkeus ja sen vaihtelut vaikuttavat maassa vallitsevaan huokospaineeseen ja maakerroksen tehokkaaseen leikkauslujuuteen. Kun huokosvedenpaine kasvaa pienenee tehokas leikkauslujuus. Pohjavedenpinnan korkeuteen vaikuttaa vuodenaikojen ja sääolosuhteiden vaihtelu sekä rakennustoimenpiteet. Maassa vallitseva huokospaine voidaan määrittää joko mittaamalla maastossa tai laskemalla virtausverkon tai jännitystilan muutosten ja huokospaineparametrien avulla.

Tasapainotilan vallitessa vaakasuoran vedenpinnan alla maassa vallitseva huokospaine voidaan laskea kaavalla (4.4).

$$u = \gamma_w \cdot h \quad (4.4)$$

$u$  on hydrostaattinen huokosvedenpaine,  $kPa$

$\gamma_w$  veden tilavuuspaino,  $kN/m^3$

$h$  tarkastelupisteen ja vedenpinnan korkeusero,  $m$

Maapohjan leikkaaminen aiheuttaa muutoksia pohjaveden pinnan korkeuteen ja maapohjassa vallitsevaan huokospainetilaan. Homogeenisessa maassa, jossa ei esiinny arteesista pohjavettä ja jonka vedenläpäisevyys on pieni voidaan olettaa, että pohjavedenvirtaus tapahtuu laminaarisesti. Tällöin huokosvedenpaineen suuruus voidaan määrittää virtausverkoston avulla. Kun maakerroksissa esiinny arteesista pohjavettä ovat maastomittaukset ainoa luotettava keino huokospaineen selvittämiseksi.

Suotovirtauksen perusyhtälöt ovat:

- 1) Alkiot ovat tasapainossa, jos maapohjassa ei tapahdu sisäistä eroosiota. (Tasapainoyhtälö).
- 2) Huokosvesi oletetaan kokoonpuristumattomaksi. Huokosveden tilavuuden säilyminen muodostaa suotovirtauksen jatkuvuusyhtälön.
- 3) Suotovirtauksen materiaaliyhtälö on Darcyn laki (4.5).

$$v = k \cdot i \quad (4.5)$$

$v$  on virtausnopeus,  $m/s$

$i$  hydraulinen gradientti

$k$  vedenläpäisevyyskerroin,  $m/s$

## 4) Lisäksi otetaan huomioon kunkin tapauksen reunaehdot

Tässä esitetään lyhyesti virtausverkoston muodostuminen (kuva 4.8) sekä suotoiviivan määrittäminen (kuva 4.9) homogeenisessa pohjamaassa Türken mukaan [1984]. Muita virtausverkoston määrittämiseen soveltuvia menetelmiä ovat käsitelleet mm. Korhonen [1962], Aalto [1985].

Vedenpintojen korkeusero luiskassa eli painekorkeus  $H_w$  määrää virtauspotentiaalin  $\gamma_w \cdot H_w$ , johon suotovirtaus luiskassa perustuu.

Virtauspaine voidaan laskea kaavalla (4.6) [Türke, 1984].

$$f_s = \gamma_w \cdot i \quad (4.6)$$

$f_s$  on virtauspaine,  $kN/m^2/m$  tai  $kN/m^3$

$\gamma_w$  veden tilavuuspaino,  $kN/m^3$

$i$  hydraulinen gradientti

Hydraulinen gradientti saadaan yhtälöllä (4.7) [Türke, 1984].

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (4.7)$$

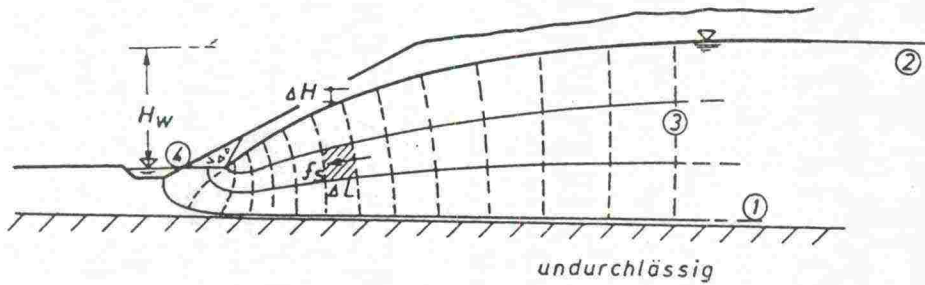
$\Delta H$  on putouskorkeus kahden vierekkäisen ekvipotentiaaliviivan välillä,  $m$

$\Delta L$  virtausmatka,  $m$

Jos reunaehdot ovat määritettävissä yksikäsitteisesti, voidaan virtausverkosto ratkaista matemaattisesti. Virtausverkoston (kuva 4.8) muodostavat virtaviivat ja ekvipotentiaaliviivat, jotka ovat toisiaan vastaan kohtisuorassa. Virtausviiva on linja, jota pitkin vesi kulkee korkeammalta potentiaalitasolta alemmalle. Virtausviivan pisteeseen asetettu tangentti ilmaisee virtauksen suunnan. Hydraulisen korkeuden tasa-arvopintaa kutsutaan ekvipotentiaalipinnaksi. Ekvipotentiaalipinnan ja tietyn tarkastelutason leikkauskäyrää kutsutaan ekvipotentiaaliviivaksi [Aalto, 1990]. Kun putouskorkeus kahden ekvipotentiaaliviivan välillä on vakio, muodostuu virtausverkosto lähes 'neliöistä'. Mitä pienempiä nämä 'neliöt' ovat sitä voimakkaampaa on virtaus aluella.



1. Alin virtausviiva on vettä läpäisemättömän kerroksen reuna.
2. Ylin virtausviiva eli suotoviiva on pohjaveden pinta maapohjassa.
3. Ekvipotentialiviivojen alkukohta
4. Ekvipotentialiviivojen loppukohta.



Kuva 4.8. Virtausverkosto maaluisassa. [Türke,1984].

#### Suotoviivan määrittäminen luiskassa

Pohjaveden suotoviiva homogeenisessa luiskassa voidaan määrittää kuvan 4.9 mukaiselle tapaukselle kaavojen (4.8) avulla [Türke, 1984]. Suotoviiva noudattaa paraabelia, joka lasketaan kaavalla (4.8a) ja paraabelin pituus  $L$  saadaan kaavalla (4.8b).

$$z = H_w \cdot \sqrt{1 - \frac{x}{L}} \quad (4.8a)$$

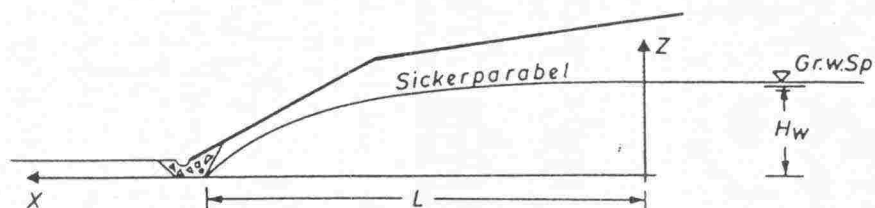
$$L = 1500 \cdot H_w \cdot \sqrt{k} \quad (4.8b)$$

$H_w$  on vedenpintojen korkeusero suotoviivalla,  $m$

$x, z$  koordinaattiakseleita

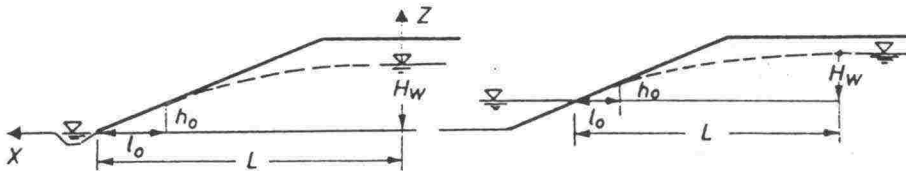
$L$  suotoviivan paraabelin pituus,  $m$

$k$  vedenläpäisevyyskerroin,  $m/s$



Kuva 4.9. Pohjaveden suotoviiva homogeenisessa luiskassa, kun luiskan juurella on salaoja [Türke,1984].

Kun luiskan juurella on avo-oja tai vesistö (kuva 4.10) voidaan suotoviiva laskea kaavojen (4.9)-(4.13) avulla [Davidenkoff,1964 ja Türke,1984]. Tässä tapauksessa suotoviiva sivuaa luiskan pintaa tangentiaalisesti pisteessä A ja kulkee sen jälkeen luiskaa pitkin alas. Pisteeseen A sijainti x-akselilla voidaan kirjoittaa kuvan 4.10 mukaan  $x = (L - l_0)$ .



Kuva 4.10. Pohjaveden suotoviiva homogeenisessa luiskassa, kun luiskan juurella on avo-oja tai vesistö [Türke,1984].

Pisteeseen A aikayksikössä virtaava vesimäärä  $q$ :

$$q = \frac{k}{2} \cdot \frac{H_w^2 - h_0^2}{L - l_0} \quad (4.9a)$$

Pisteestä A aikayksikössä luiskaa alas virtaava vesimäärä  $q$ :

$$q = k \cdot h_0 \cdot i_0 \quad (4.9b)$$

Pisteeseen A tulevan ja lähtevän vesimäärän tulee olla yhtäsuuria ja kun otetaan huomioon, että  $h_0 = l_0 \cdot \tan\beta$  (vrt. kuva 4.10) ja gradientti pisteessä A on  $i_0 = \tan\beta$  saadaan yhtälö (4.10).

$$h_0^2 - (2L \cdot \tan\beta) \cdot h_0 + H_w^2 = 0 \quad (4.10)$$

Suotoparaabelin yhtälö voidaan kirjoittaa muotoon (4.11).

$$z^2 = H_w^2 - 2px \quad (4.11a)$$

$$x = \frac{1}{2p} \cdot (H_w^2 - z^2) \quad (4.11b)$$

Derivoimalla yhtälöt (4.11) ja ottamalla huomioon reunaehdot saadaan :

$$\frac{dx}{dz} = 0 - \frac{2}{2p} \cdot z \quad (4.12a)$$

$$\frac{dz}{dx} = \tan(180^\circ - \beta) = -\tan\beta \quad (4.12b)$$

$$\Rightarrow p = z \cdot \tan\beta \quad \text{ja} \quad \text{kun} \quad z = h_0 \Rightarrow p = h_0 \cdot \tan\beta \quad (4.12c)$$

Kun sijoitetaan yhtälö (4.12c) yhtälöön (4.11a) saadaan suotoviivan paraabelin yhtälö (4.13).

$$z^2 = H_w^2 - 2h_0 \cdot \tan\beta \cdot x \quad 0 \leq x \leq (L - l_0) \quad (4.13)$$

$z, x$  koordinaattiakseleita

$H_w$  vedenpintojen korkeusero suotoviivalla,  $m$

$h_0$  suotoviivan korkeus pisteessä A,  $m$  (kuva 4.10)

$\beta$  luiskan kaltevuuskulma

#### 4.2.2 Luiskan pinnan stabiliteetti

Tässä luvussa käsitellään suotovirtauksen vaikutusta luiskan pinnan stabiliteettiin. Tällä on merkitystä erityisesti eroosio- ja juoksusortumien muodostumiseen.

Kuvassa 4.11 on esitetty luiskan pinnalla sijaitsevaan maa-alkioon kohdistuvat voimat. Tarkasteltavan maa-alkion tilavuus on  $V$  ja materiaalin tilavuuspaino on  $\gamma_a$  ja kitkakulma  $\varphi$ . Veden tilavuuspaino on  $\gamma_w$ . Alkioon vaikuttaa alaspäin voima  $G_a = \gamma_a \cdot V$  ja suotoviivan suunnassa voima  $S = \gamma_w \cdot V \cdot i$ . Jotta voimat olisivat tasapainossa on yhtälön (4.14) oltava voimassa.

$$[V \cdot \gamma_a \cdot \cos\beta - V \cdot \gamma_w \cdot i \cdot \sin(\beta - \theta)] \cdot \tan\varphi = V \cdot \gamma_a \cdot \sin\beta + V \cdot \gamma_w \cdot i \cdot \cos(\beta - \theta) \quad (4.14)$$

$V$  on tarkasteltavan maa-alkion tilavuus,  $m^3$

$\gamma_a$  maan tilavuuspaino,  $kN/m^3$

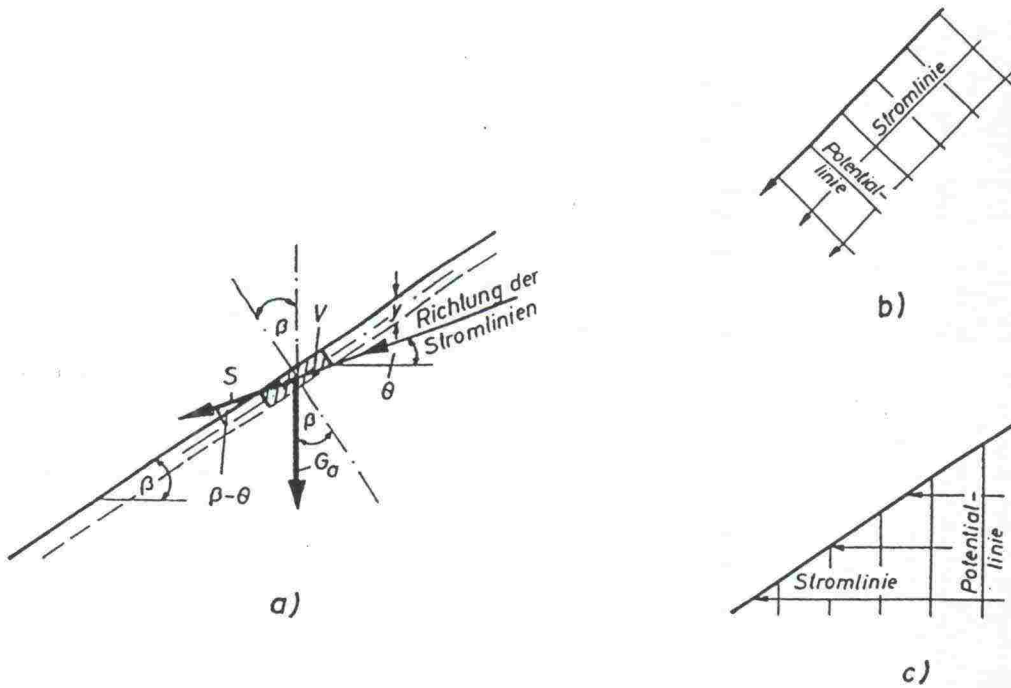
$\gamma_w$  veden tilavuuspaino,  $kN/m^3$

$\beta$  luiskan kaltevuus kulma

$\varphi$  kitkakulma

$\theta$  virtausviivan ja vaakatason välinen kulma

$i$  hydraulinen gradientti



Kuva 4.11. Luiskan pinta-alkioon vaikuttavat voimat. a) Yleinen tapaus. b) Suotovirtaus luiskan pinnan suunnassa. c) Suotovirtaus vaakasuorassa suunnassa [Davidenkoff, 1964].

Kun virtausviivat ovat luiskan pinnan suuntaisia (kuva 4.11 b) ja  $\gamma_a \approx \gamma_w$  voidaan yhtälö (4.14) sieventää muotoon (4.15). Yhtälöön (4.14) on tehty sijoitukset  $\theta = \beta$  ja  $i = \sin\beta$ .

$$\tan\beta = \frac{\tan\varphi}{2} \quad (4.15)$$

Kun virtausviivat ovat vaakasuoria (kuva 4.11 c) eli  $\theta=0$  ja  $i = \tan\beta$  voidaan yhtälö (4.14) sieventää muotoon (4.16).

$$\beta = \frac{\varphi}{2} \quad (4.16)$$

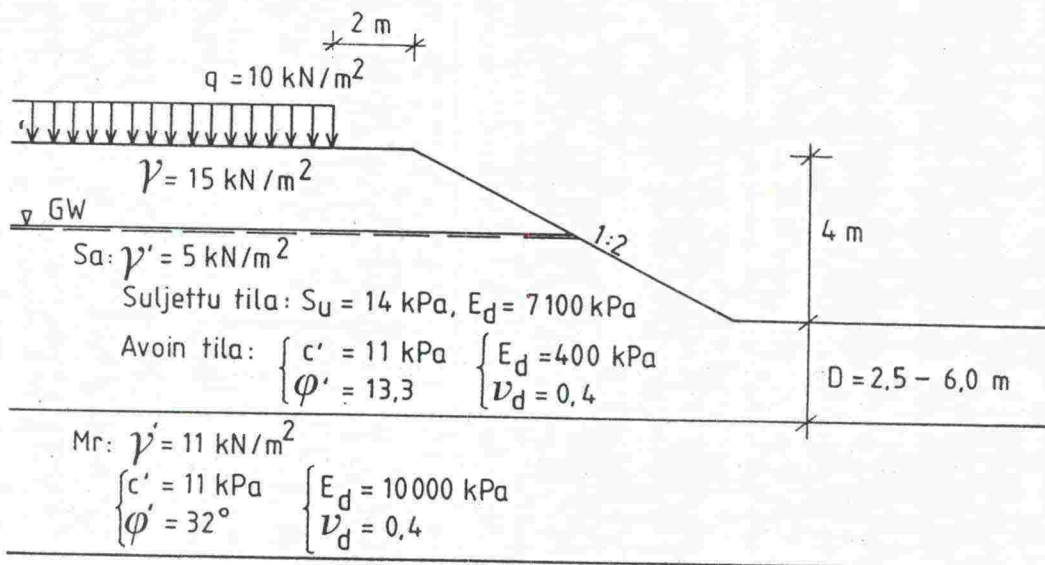
Kuiva luiska voi olla huomattavasti jyrkempi kuin luiska, jossa veden vaikutus on otettava huomioon. Yhtälön (4.14) perusteella havaitaan, että mikäli luiska on kuiva, on tasapainoehto voimassa, kun  $\tan\beta = \tan\varphi$ .

Mikäli luiskan pinnan tasapainoehdot eivät toteudu, voidaan stabiilitettä parantaa muotoilemalla luiskaa ja järjestämällä kuivatus siten, että suotoviiva ei yhdy luiskan pintaan. Pinnan stabiilitettä voidaan parantaa myös rakentamalla luiskan pinnalle suodatinkerros.

#### 4.3 Esimerkkilaskelma. Vahvistamaton luiska

##### 4.3.1 Pohjaolosuhteet ja luiskan geometria

Edellä kuvattujen laskentamenetelmien sovellutuksena on laskettu leikkausluiskan vakavuus eri menetelmillä. Laskelmissa käytetty poikkileikkaus on esitetty kuvassa 4.12. Leikkauksen syvyys on neljä metriä. Kaksi metriä luiskan yläreunasta sijaitsee  $10 \text{ kN/m}^2$  tasainen kuorma. Luiskan kaltevuus on 1:2. Leikkaus on oletettu tehtäväksi homogeeniseen savikerrokseen, jonka alla on moreenikerros. Laskelmia on tehty olettaen moreenikerroksen pinnan sijaitsevan joko 2,5 m tai 6 m kaivannon pohjan alapuolella. Pohjavedenpinnan oletetaan sijaitsevan 2 m syvyydellä maanpinnasta. Savikerroksen lujuus- ja muodonmuutosparametreinä on käytetty Paimion saven 5-6 m syvyydeltä määritettyjä parametrejä [Vepsäläinen et. al, 1991]. Parametrit on valittu todellisesta kohteesta, jotta eri parametrit olisivat keskenään ristiriidattomia.



Kuva 4.12. Tieleikkaus pehmeiköllä. Esimerkkilaskelmassa käytetyn leikkauksen maaparametrit.

##### 4.5.2 Suljetun tilan laskelmat

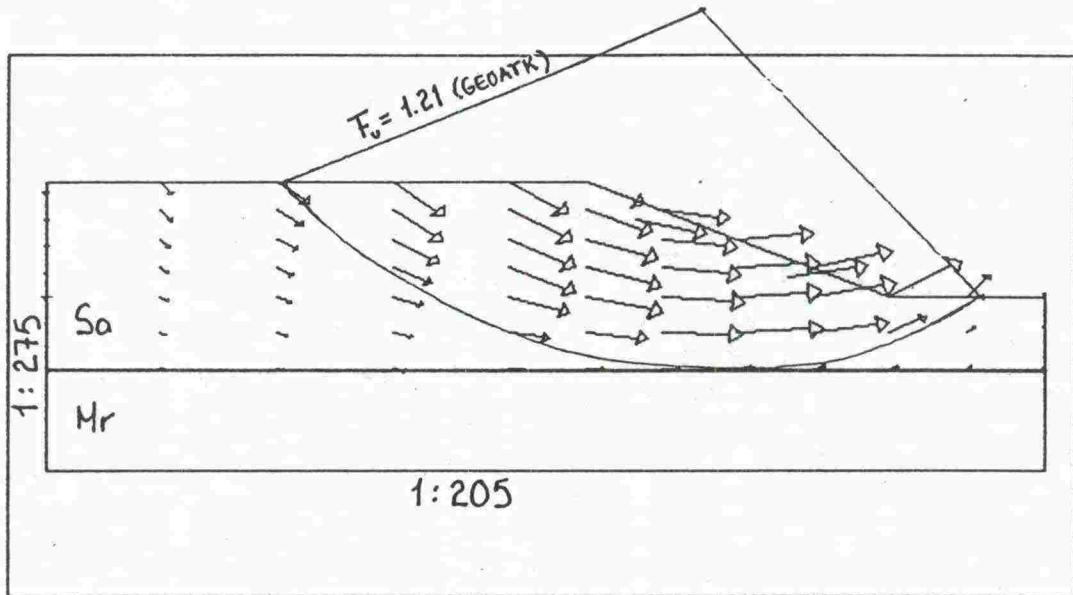
Vahvistamatonta tieleikkausta on laskettu TIEL:n GEOATK/vakavuus ohjelmalla [Sandström, 1988] sekä ohjelmilla Z-SOIL [Z-Soil.PC, 1989] ja CRISP90 [Britto and Gunn, 1990]. TIEH:n GEOATK/vakavuus ohjelma perustuu Bishopin menetelmään. Ohjelmalla voidaan laskea sekä suljetun että avoimen tilan vakavuus. Tällä ohjelmalla laskettu suljetun tilan varmuuskerroin murtumista

vastaan kuvan 4.13 mukaisella ympyräliukupinnalla oli 1.21, kun kovapohja sijaitsee 2,5 m kaivannon pohjan alapuolella. Kun moreenikerros on 6 m kaivannon pohjan alapuolella on varmuuskerroin murtumista vastaan 1.12 ja vaarallisin liukupinta on kuvan 4.14 mukainen. Kuvista voidaan havaita, että kovan pohjan sijainti vaikuttaa olleellisesti vaarallisimmaksi muodostuvan liukupinnan sijaintiin.

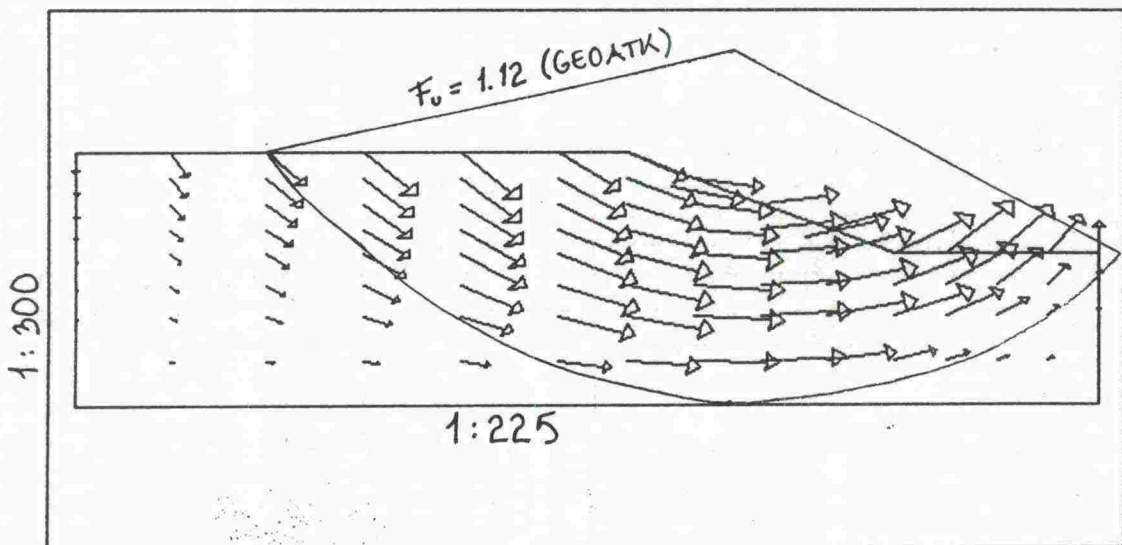
Ohjelmalla Z-Soil ja suljetun tilan parametreillä laskettu varmuuskerroin murtumista vastaan silloin, kun kova pohja on 2,5 m kaivannon pohjan alapuolella on 1.31. Kuvassa 4.13 on esitetty tätä laskelmaa vastaavat siirtymävektorit ja samaan kuvaan on piirretty GEOATK/vakavuus ohjelmalla laskettu vaarallisin ympyräliukupinta.

Kun moreenikerros sijaitsee 3,5 m alempana on vastaava varmuuskerroin 1.15. Tämä tilanne yhdessä GEOATK/vakavuus ohjelmalla lasketun liukupinnan kanssa on kuvassa 4.14. Kovan pohjan ollessa 6 m syvyydellä (kuva 4.14) kaivannon pohjan alapuolella käytettiin laskennassa oikealle kauemmas ulottuvaa elementtiverkkoa kuin edellä (kuva 4.13). Verkkoa laajennettiin, koska sortuman oletettiin muodostuvan suuremmaksi kuin tapauksessa, jossa kovan pohjan syvyys oli 2,5 m kaivannon pohjan alapuolella. Kuvien 4.13 ja 4.14 vaaka- ja pystymittakaavat poikkeavat toisistaan, joten ympyräliukupinta muuttuu kuvissa ellipsiksi.

Esimerkkileikkauksen suljetun tilan analyysi ohjelmalla CRISP90 on tehty tapauksessa, jossa kova pohja sijaitsee 2,5 m kaivannon pohjan alapuolella. Ohjelman inkrementaalinen laskentatapa ja inkrementtiblokkien käyttö tekee mahdolliseksi vaiheittaisen rakentamisen mallintamisen. Tässä esimerkissä laskenta suoritettiin siten, että ensimmäisen kaivuvaiheen oletettiin ulottuvan 2 m syvyyteen, jonka jälkeen luiskan reunalle lisättiin 5 kPa:n kuormitus. Tämän jälkeen kaivettiin loput 2 m ja lopuksi lisättiin 5 kPa kuormitus reunalle. Kaikki laskenta vaiheet jaettiin vielä 10 laskentainkrementtiin. Laskennassa käytettiin Drucker-Pragerin materiaalmallia, jolloin laskelmaa voidaan verrata Z-Soil ohjelmalla saatuihin tuloksiin. Kuvassa 4.16 on molemmilla ohjelmilla lasketut kaivun ja reunan kuormittamisen jälkeistä tilannetta vastaavat siirtymävektorit. Kuvaan on piirretty vain joitakin elementtiverkon solmupisteitä vastaavat solmusiirtymät, jotta siirtymien suuruuden vertailu olisi helpompaa. Kuva 4.15 vastaa samaa tilannetta ja siinä on esitetty maapohjan plastisoituneet alueet.

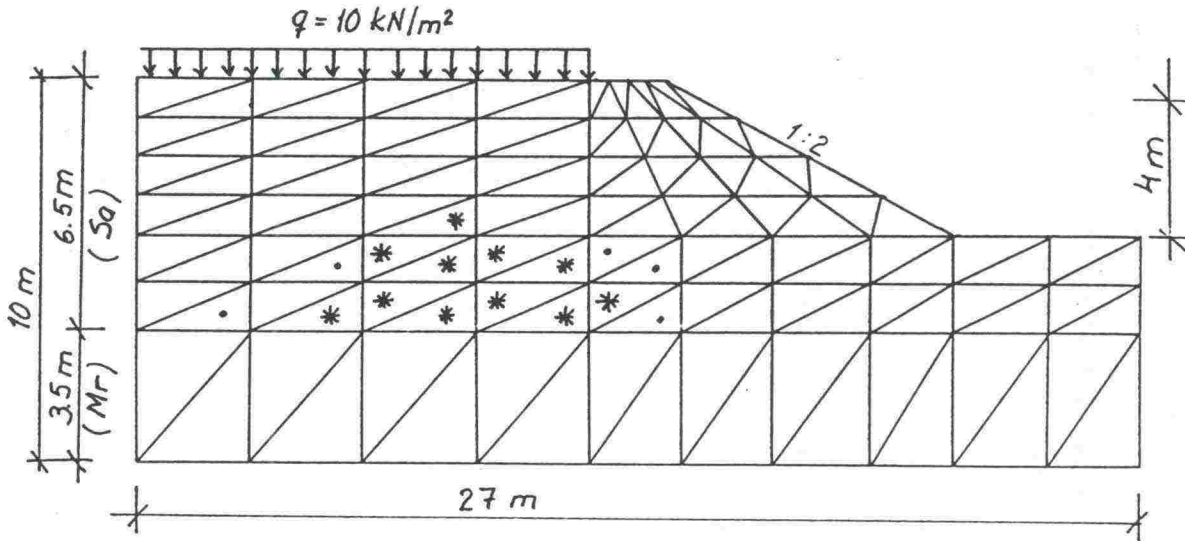


Kuva 4.13. Tieleikkaus pehmeiköllä. Suljetun tilan vakavuus, kun kova pohja sijaitsee 2,5 m kaivannon pohjan alapuolella. Ohjelmalla Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] lasketut siirtymävektorit ja vaarallisin liukupinta ohjelmalla GEOATK/vakavuus [Sandström, 1988].



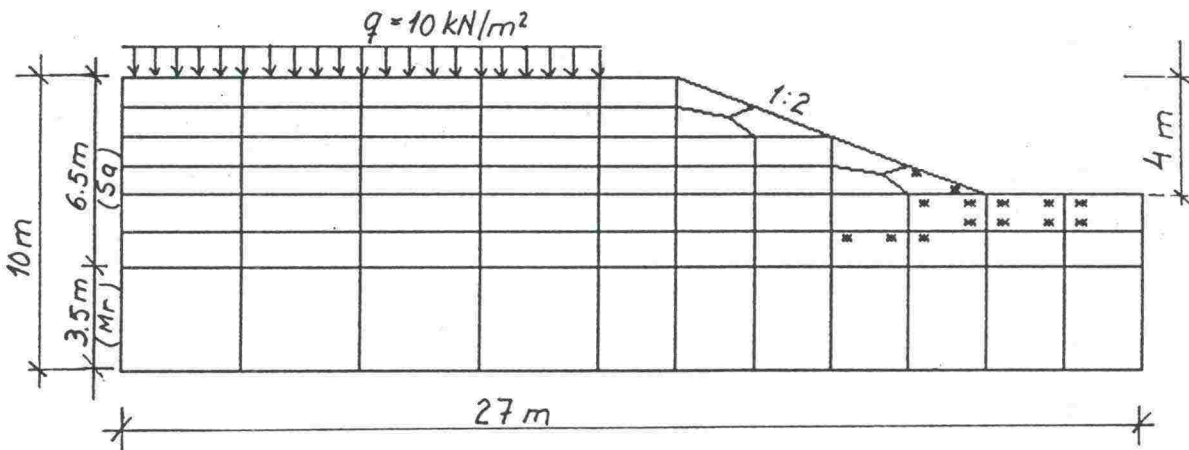
Kuva 4.14. Tieleikkaus pehmeiköllä. Suljetun tilan vakavuus, kun kova pohja sijaitsee 6 m kaivannon pohjan alapuolella. Ohjelmalla Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] lasketut siirtymävektorit ja vaarallisin liukupinta ohjelmalla GEOATK/vakavuus [Sandström, 1988].

a) CRISP90



- \* kaikki integraatiopisteet plastisoituneet
- osa integraatiopisteistä plastisoitunut

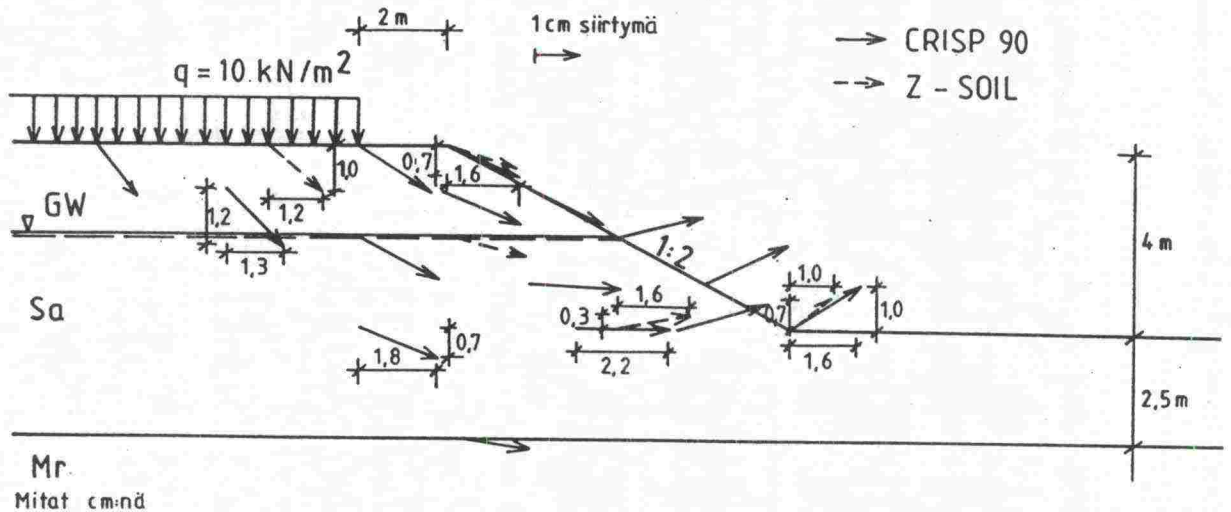
b) Z-SOIL



- \* YIELDED POINTS
- + UNLOADED POINTS

Kuva 4.15. Tieleikkaus pehmeiköllä. Suljetun tilan laskelma. Ohjelmilla Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] ja CRISP90 [Britto & Gunn, 1990] lasketut plastisoituneet alueet.



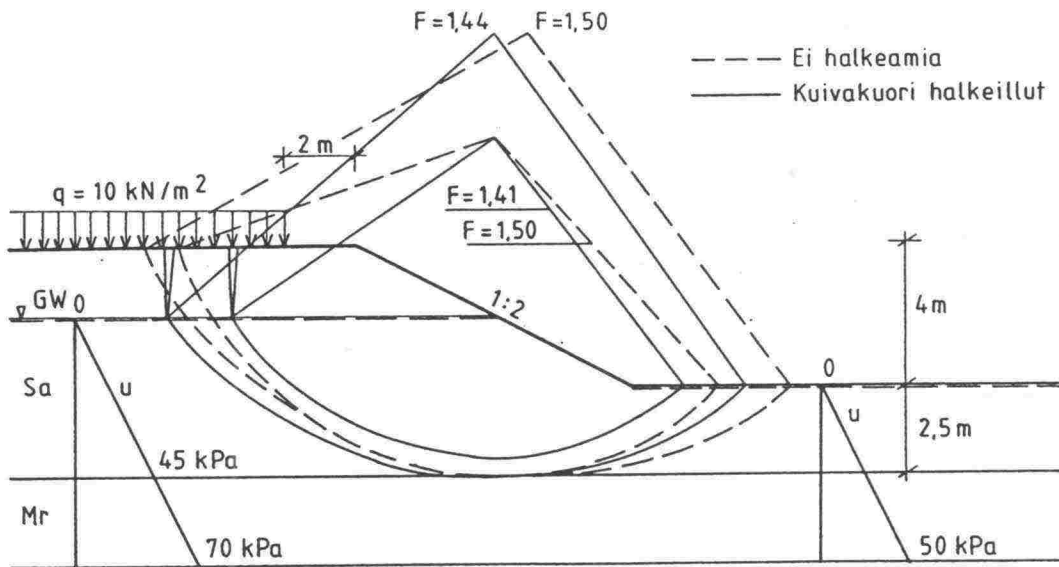


Kuva 4.16. Tieleikkaus pehmeiköllä. Suljetun tilan laskelma. Ohjelmilla Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] ja CRISP90 [Britto & Gunn, 1990] lasketut siirtymävektorit valituissa solmupisteissä.

#### 4.3.3 Avoimen tilan laskelmat

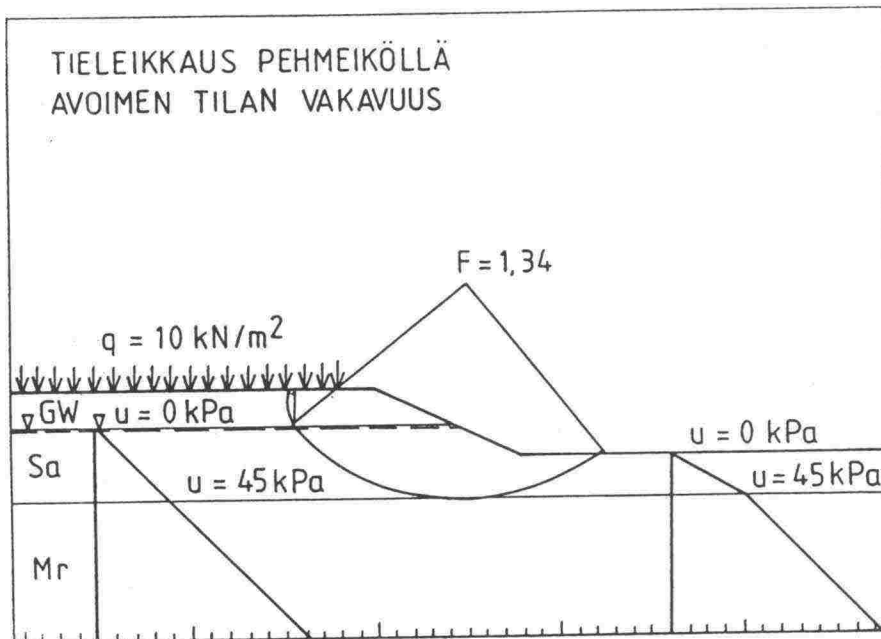
Avoimessa tilassa TIEL:n GEOATK/vakavuus ohjelmalla on laskettu useita eri tapauksia kuvan 4.12 poikkileikkauksessa. Laskelmia on tehty kuivakuoren halkeamien, kovan pohjan syvyyden ja huokosveden paineen vaikutuksen selvittämiseksi. Laskelmissa käytetyt parametrit on esitetty kuvassa 4.12.

Em. ohjelmassa on mahdollista ottaa huomioon maanpinnan halkeamien vaikutus kulloinkin laskennan kohteena olevaan liukupintaan. Laskelmissa käytetyt huokospaineolettamukset on esitetty kuvassa 4.17. Laskelmissa annetaan halkeamien syvyys ja ohjelma olettaa halkeaman veden täyttämäksi. Kuvassa 4.17 on esitetty vaarallisimmat liukupinnat sekä halkeilleelle että ehjälle maanpinnalle. Kun halkeaman syvyydeksi on oletettu 2 m on varmuuskerroin  $F=1.41$ . Vastaava varmuuskerroin, kun maanpinta on oletettu halkeilemattomaksi on  $F=1.50$ . Kovan pohjan sijainti ei vaikuttanut näillä parametreillä varmuuskerrotimeen eikä vaarallisimman liukupinnan sijaintiin.



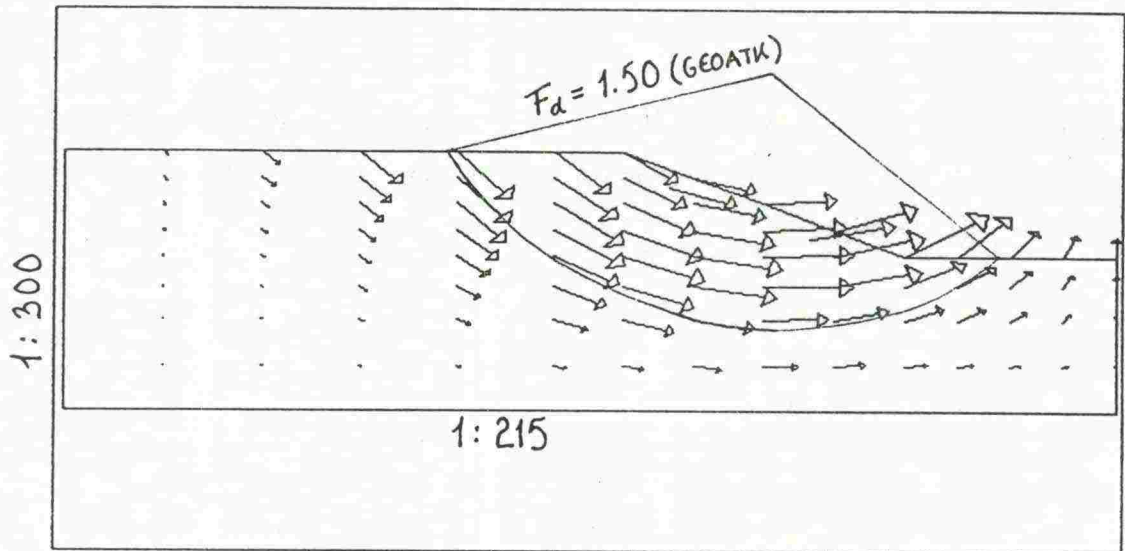
Kuva 4.17. Tieleikkaus pehmeiköllä. Avoimen tilan laskelma GEOATK/vakavuus ohjelmalla . Kuivakuoren halkeilun vaikutus varmuuskertoimeen.

Kun huokospaineen kaivannon alapuolella on oletettu vastaavan ennen luiskan kaivua vallinnutta painetasoa, on vaarallisimman liukupinnan varmuuskerroin  $F=1,34$ . Tämä olettamus edellyttää, että savikerrokseen pääsee virtaamaan vettä jostakin. Liukupinta on esitetty kuvassa 4.18. Vastaava varmuuskerroin kuvan 4.17 mukaisella huokospaineolettamuksella oli  $F=1,44$ .



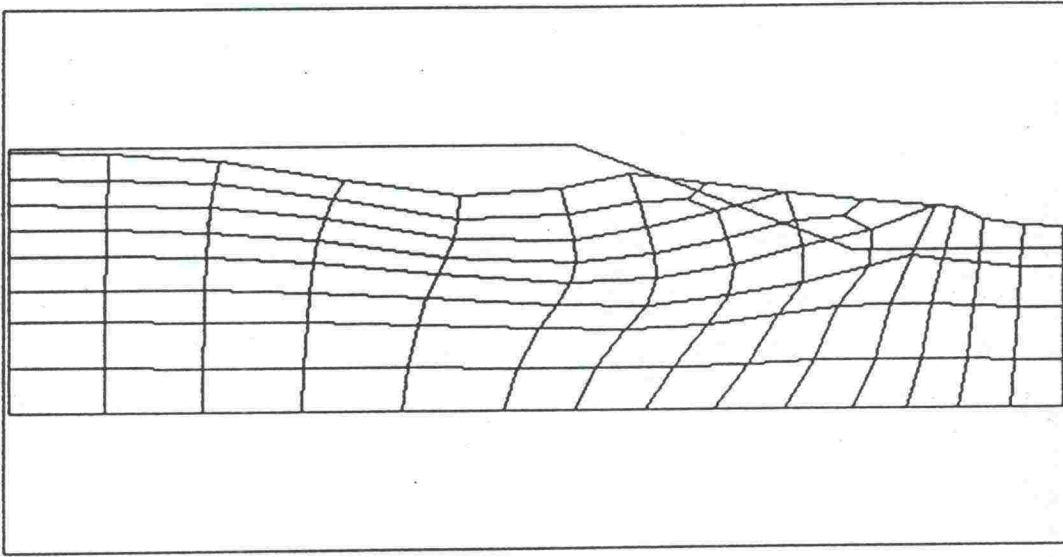
Kuva 4.18. Tieleikkaus pehmeiköllä. Avoimen tilan laskelma GEOATK/vakavuus ohjelmalla [Sandström, 1988]. Huokosvedenpaineen vaikutus varmuuskertoimeen.

Ohjelmalla Z-Soil tehdyissä laskelmissa ei maanpinnan halkeilua ole otettu huomioon. Halkeamien mallintaminen olisi mahdollista tekemällä rako elementtiverkkoon ja antamalla raossa vallitsevaa vedenpainetta vastaava vaakasuora kuorma. Tällöin laskijan on huolellisesti harkittava mahdollisen halkeaman paikka. Z-Soil laskelmissa huokosvedenpaine oletettiin hydrostaattiseksi. Ohjelmassa on mahdollista antaa painetasoja. Kuvassa 4.19 on esitetty siirtymävektorit, kun kova pohja sijaitsee 6 m kaivannon pohjan alapuolella ja varmuuskerroin on  $F_d=1.52$ . Kuvassa on esitetty myös GEOATK/vakavuus ohjelmalla lasketut vastaavat liukupinnat. Kuva osoittaa selvästi että kovan pohjan muuttuminen 2,5 m:stä 6 m:n ei vaikuta liukupinnan sijaintiin. Kuvassa 4.20 on samaa tilannetta vastaava muuttunut elementtiverkko.

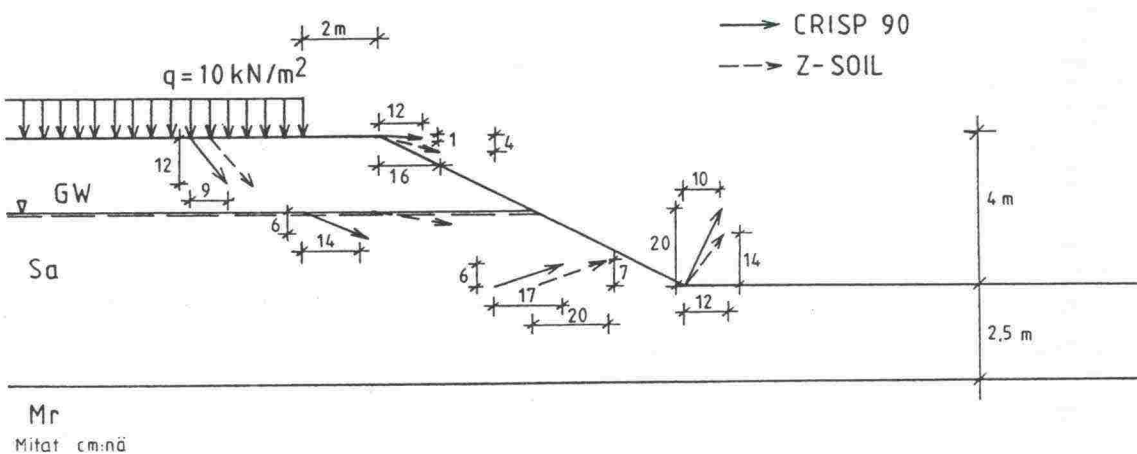


Kuva 4.19. Tieleikkaus pehmeiköllä. Avoimen tilan laskelmat Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] ja GEOATK/vakavuus ohjelmilla [Sandström, 1988], kun kova pohja on 6 m kaivannon pohjan alapuolella.

Kaivutyön ja reunan kuormituksen aiheuttamat siirtymät on laskettu myös avoimen tilan parametreilla sekä ohjelmalla Z-Soil että ohjelmalla CRISP90. Siirtymävektorit on esitetty kuvassa 4.21. Siirtymät vastaavat hyvin pitkän ajan tilannetta.



Kuva 4.20. Tieleikkaus pehmeiköllä. Avoimen tilan laskelma ohjelmalla Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989]. Sortumaa vastaava muutunut elementtiverkko ( $F=1.52$ ).



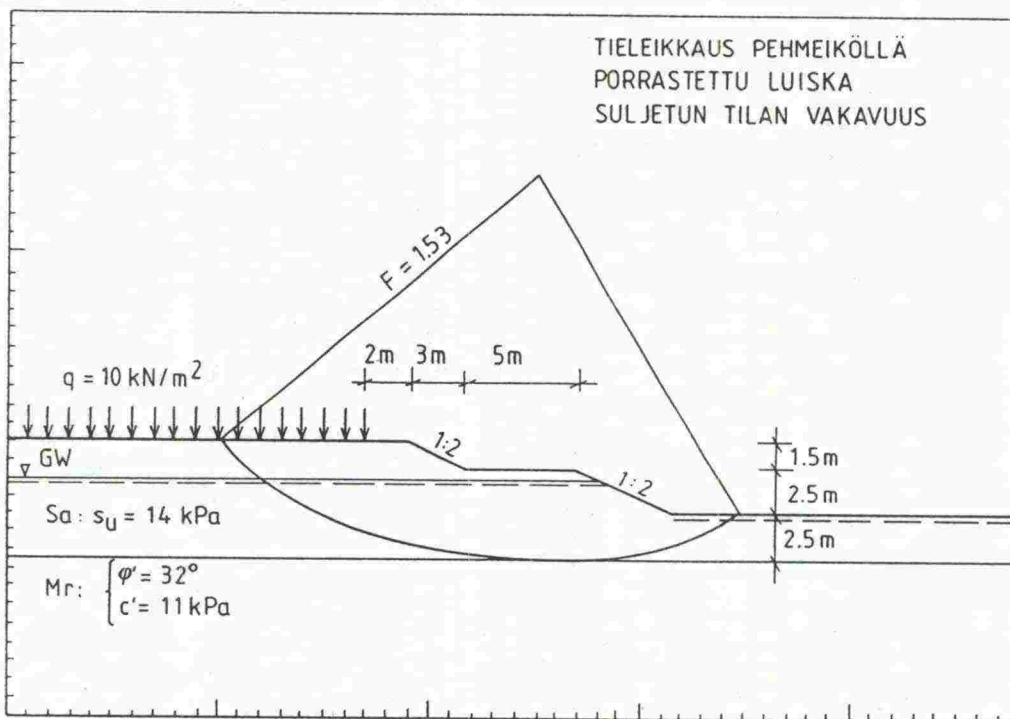
Kuva 4.21. Tieleikkaus pehmeiköllä. Ohjelmilla CRISP90 [Britto & Gunn, 1990] ja Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] lasketut avoimen tilan siirtymät valituissa solmupisteissa kun kova pohja on 2,5 m kaivannon pohjan alapuolella.

#### 4.3.4 Kevennysleikkaus

Luiskan kevennys on usein taluodellisesti edullisempaa kuin vahvistaminen, mikäli tilaa on käytettävissä riittävästi luiskan reunoilla. Keventäminen voidaan tehdä, joko loiventamalla luiskaa tai porrastusta käyttäen. Porrastuksen mitoituksen  $\varphi = 0$ -menetelmällä on esittänyt Korhonen [1962].

Tässä luvussa käsitellään luvussa 4.3.1 esitettyyn luiskaan tehtävän porrastuksen vaikutusta. Laskelmat on tehty GEOATK/vakavuus ohjelmalla [Sandström, 1988].

Kun kovan pohjan syvyys on 2,5 m kaivannon pohjan alapuolella, on 1:2 luiskan varmuus sortumista vastaan  $F=1.21$  (kuva 4.13). Kun luiskaan tehdään kuvan 4.22 mukainen porrastus, nousee varmuuskerroin arvoon  $F=1.53$ . Porrastetun luiskan vaarallisin liukupinta on esitetty kuvassa 4.22.

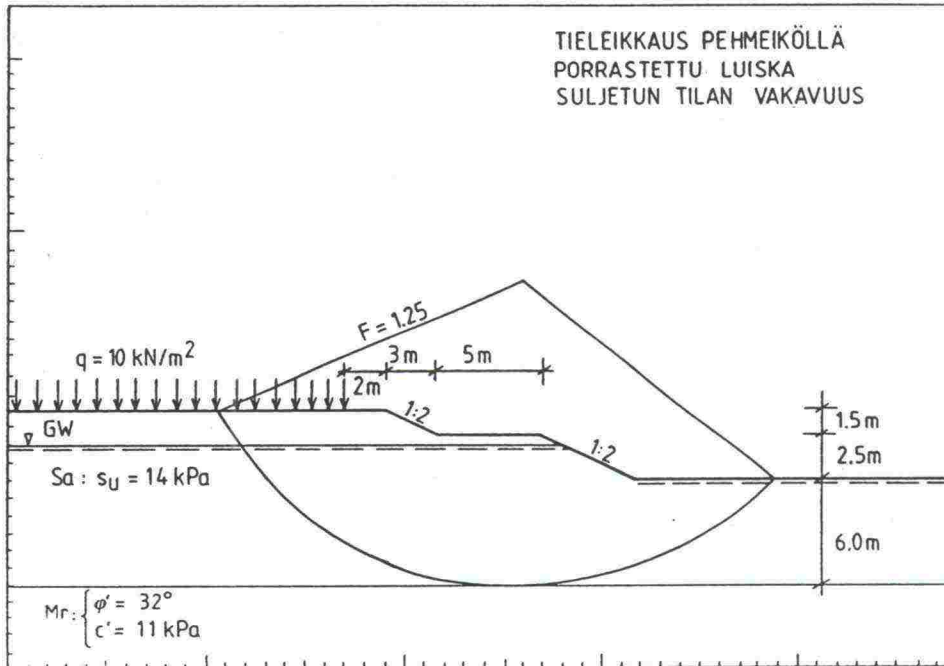


Kuva 4.22 Tieleikkaus pehmeiköllä. Porrastettu luiska, suljetun tilan vakavuus ohjelmalla GEOATK/vakavuus [Sandström, 1988].

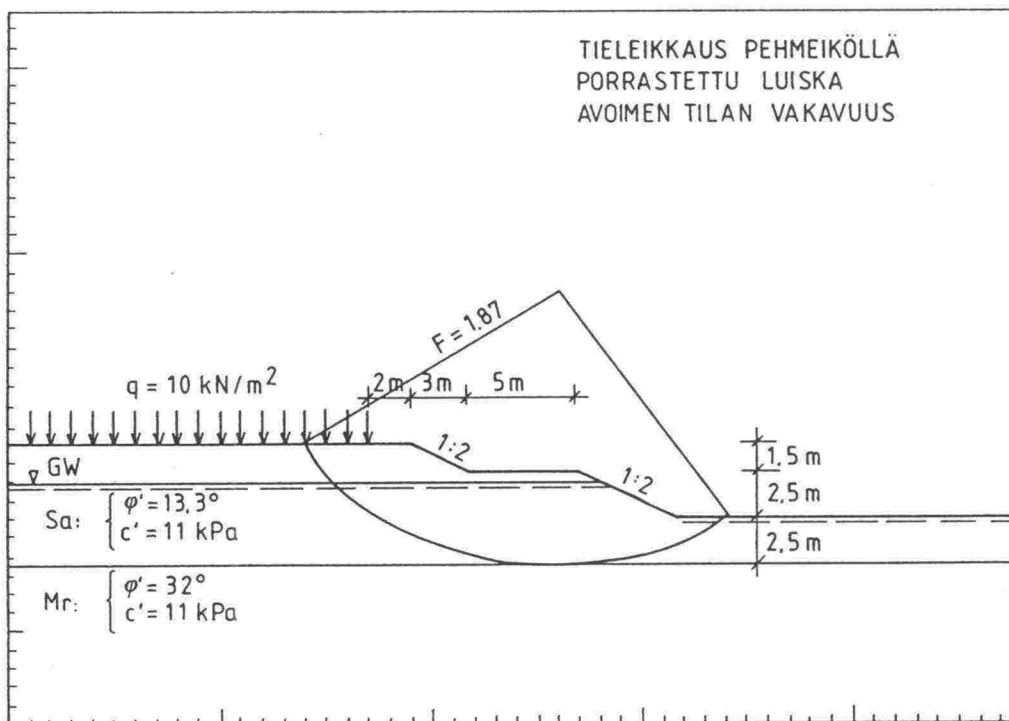
Mikäli kova pohja sijaitsee 6 m kaivannon pohjan alapuolella on porrastamattoman luiskan varmuus sortumista vastaan  $F=1.12$  (kuva 4.14) ja porrastetun luiskan  $F=1.25$ . Porrastetun luiskan vaarallisin liukupinta on esitetty kuvassa 4.23.

Sama leikkaus laskettiin myös avoimessa tilassa. Maapohjassa oletettiin laskelmissa vallitsevan hydrostaattinen paine. Kuvassa 4.24 on esitetty avoimen tilan

vaarallisin liukupinta, kun kova pohja sijaitsee 2,5 m kaivannon pohjan alapuolella. Varmuus sortumista vastaan porrastetussa luiskassa on  $F=1.87$ . Vastaava porrastamattoman luiskan varmuuskerroin oli  $F=1.50$  (kuva 4.17).



Kuva 4.23 Tieleikkaus pehmeiköllä. Porrastettu luiska, suljetun tilan vakavuus ohjelmalla GEOATK/vakavuus [Sandström, 1988].



Kuva 4.24 Tieleikkaus pehmeiköllä. Porrastettu luiska, avoimen tilan vakavuus ohjelmalla GEOATK/vakavuus [Sandström, 1988].

#### 4.3.5 Yhteenveto laskelmista

Edellä esitettyssä esimerkissä on laskettu luiskan vakavuutta sekä TIEH:n GEO-ATK/Vakavuus [Sanström, 1988] että Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] ohjelmilla. Eri laskentatilanteita vastaavien varmuuskertoimien vertailu on esitetty taulukossa 4.2.

Taulukko 4.2. Tieleikkaus pehmeiköllä. Varmuuskertoimet ohjelmilla GEO-ATK/Vakavuus [Sanström, 1988] ja Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989]. Kuvat 4.13, 4.14, 4.17, 4.18, 4.22, 4.23 ja 4.24.

Laskenta-tilanne	Kokonaisvarmuuskerroin F	
	Z-Soil	GEOATK/Vakavuus
Suljettu tila		
D=2.5 m	1.31	1.21
D=2.5 m (porrastus)	-	1.53
D=6.0 m	1.17	1.12
D=6.0 m (porrastus)	-	1.25
Avoim tila		
-2 m halkeamat	-	1.41
-ei halkeamia	1.52	1.50
-ei halk. (porrastus)	-	1.87
D on kovan pohjan syvyys kaivannon pohjasta, m		

Ohjelmalla Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] lasketut varmuuskertoimet olivat hieman suurempia kuin ohjelmalla GEOATK/vakavuus [Sandström, 1988] lasketut varmuuskertoimet. Ero eri laskentamentelmien välillä ei kuitenkaan ollut merkittävä.

Matsui ja San [Matsui, San, 1990] ovat tehneet laskelmia Bishopin menetelmään perustuvalla laskentamentelmällä sekä elementtimenetelmä ohjelmalla, jossa varmuuskerroin lasketaan ns. hybridimenetelmällä, joka vastaa ohjelman Z-Soil käyttämää laskentatapaa. Heidän laskelmissaan vahvistamattomassa luiskassa Bishopin menetelmällä saatiin varmuuskertoimeksi  $F=0.92$  ja hybridimenetelmä  $F=1.07$ . Myös murtomekanismit luiskissa vastasivat hyvin toisiaan, kun kysymyksessä oli homogeeniseen pohjamaahan kaivettava luiska. Matsui ja San esimerkissä ympyräliukupinta vastasi hyvin elementtimenetelmän antamaa murtomekanismia. Luvuissa 4.3.1 ja 4.3.2 esitetyt laskelmat ohjelmilla Z-Soil ja GEOATK/vakavuus johtivat samanlaisiin tuloksiin.

Laskelmien perusteella voidaan tehdä seuraavia päätelmiä:

- Kun pohjasuhteet ovat homogeeniset soveltuu Bishopin menetelmä hyvin luiskan varmuuskertoimen laskemiseen.
- Verrattuna perinteisiin liukupintalaskelmiin elementtimenetelmään perustuvilla vakavuuslaskentaohjelmien etuna on, että laskijan ei tarvitse tehdä olettamusta vaarallisimman liukupinnan muodosta eikä paikasta. Elementtiverkkoa suunniteltaessa on kuitenkin harkittava mahdollisen sortuman laajuus, jotta verkko olisi riittävän suuri.
- Ohjelmalla Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] voidaan laskea vahvistamattoman luiskan varmuuskerroin myös silloin, kun pohjamaa on epähomogeeninen ja kerrosrajat ovat kaltevia. Laskennassa on mahdollista ottaa huomioon erilaisten geoteknisten kerrosten väliset vuorovaikutukset. Materiaalimalli ohjelmassa on Drucker-Prager.
- Ohjelmilla Z-Soil ja CRISP90 [Britto & Gunn, 1990] voidaan laskea kaivun ja kuormituksen pohjamaahan aiheuttamat jännitykset sekä siirtymät. Näillä on merkitystä vahvitusrakenteiden suunnittelussa. Siirtymien laskeminen on myös tärkeää, jos luiskan yläpuolelle sijaitsee herkästi vaurioituvia rakenteita. Taulukossa 4.3 on verrattu näillä ohjelmilla laskettuja luiskan ylä- ja alakulman siirtymiä. Kun molemmilla ohjelmilla laskettaessa käytettiin materiaalimallina Drucker-Pragerin mallia ja siirtymät olivat saman suuruisia.
- Homogeenisen luiskan vakavuuslaskennassa ei ohjelmasta CRISP90 ole hyötyä, ellei kysymyksessä ole tapaus, jossa siirtymien suuruudella on merkitystä esim. läheisten rakenteiden kannalta.

Taulukko 4.3. Tieleikkaus pehmeiköllä. Ohjelmilla Z-Soil ja CRISP90 lasketut luiskan yläkulman A ja alakulman B siirtymät. Kuvat 4.16 ja 4.21.

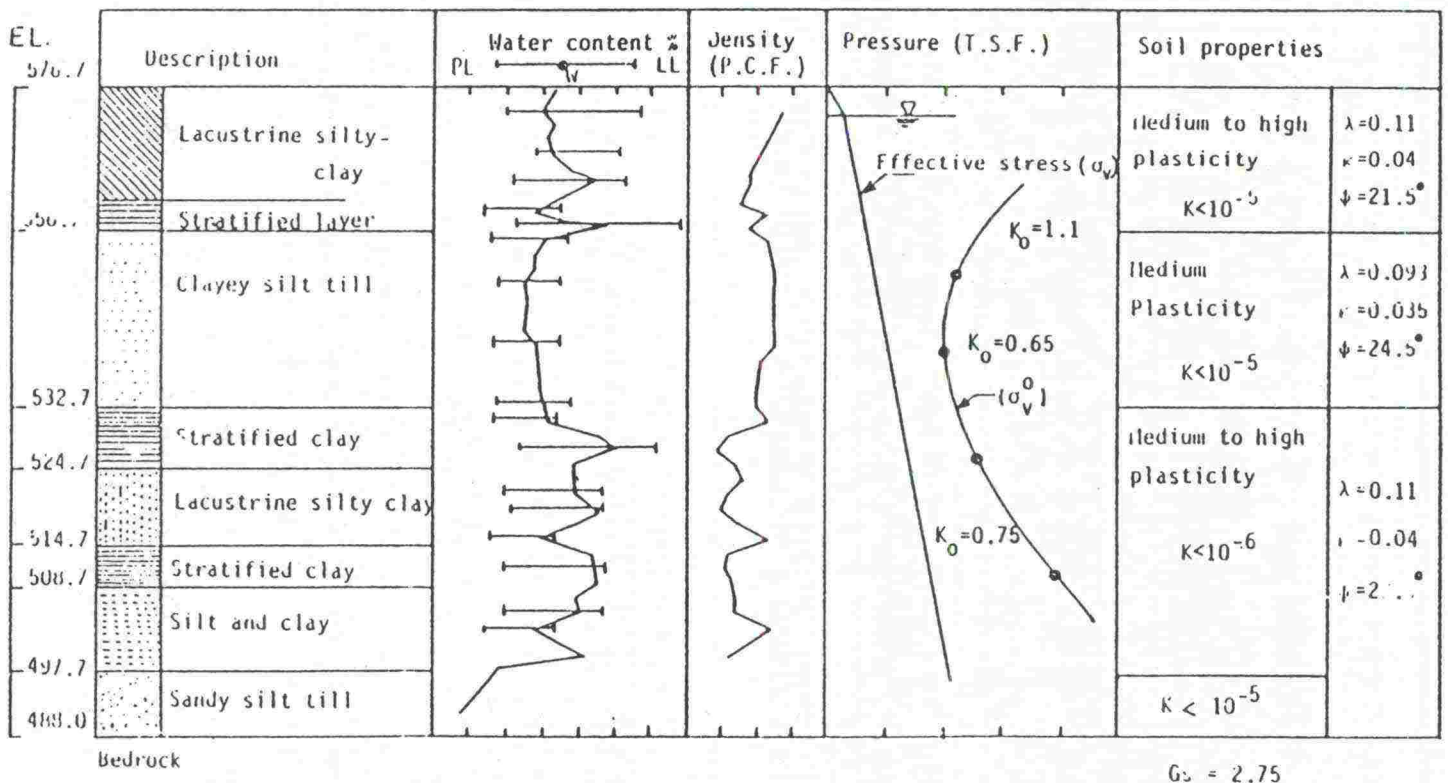
Laskenta-tilanne	Siirtymä, m			
	Z-Soil		CRISP90	
	→	↓	→	↓
Suljettu tila				
Piste A	0.015	0.005	0.016	0.007
Piste B	0.010	-0.007	0.014	-0.010
Avoin tila				
Piste A	0.160	0.040	0.120	0.010
Piste B	0.120	-0.140	0.100	-0.200



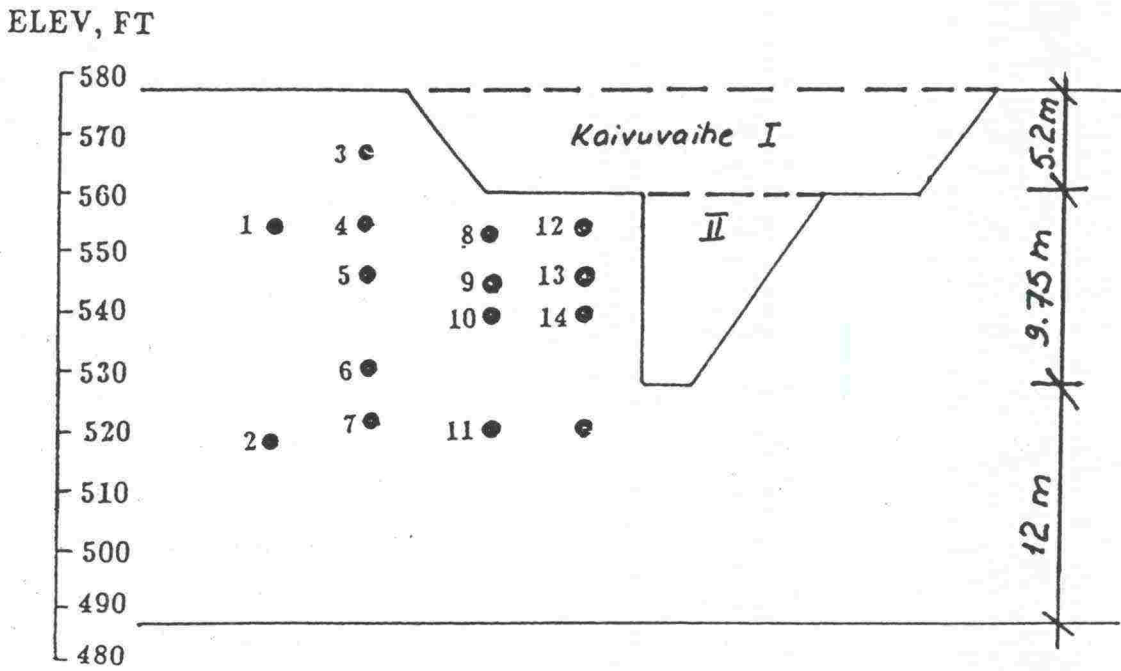
#### 4.4 Wellandin koekaivanto

##### 4.4.1 Pohjaolosuhteet, geometria ja rakennusaikaiset havainnot

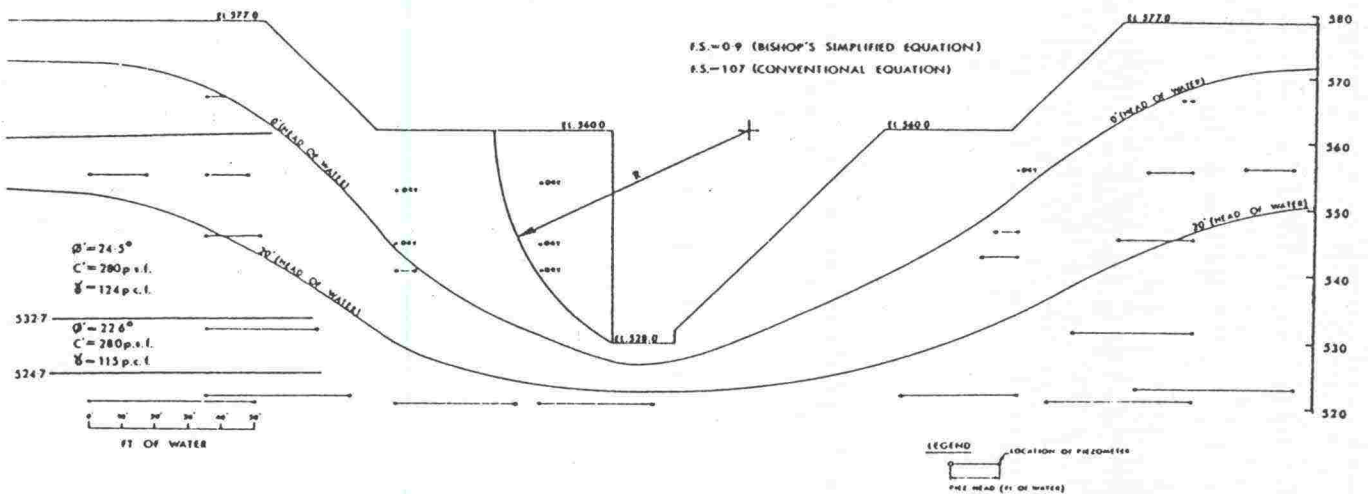
Kanadassa sijaitseva Wellandin koekaivanto on rakennettu v. 1967 palvelemaan Wellandin kanaalin suunnittelua [Kwan, 1971]. Rakennuspaikan geotekniset kerrokset on esitetty kuvassa 4.25. Paikalla on n. 27 m paksu Wellandin savi-kerrostuma. Kaivanto oli instrumentoitu siirtymien ja huokospaineen mittaamiseksi. Kaivannon poikkileikkaus ja huokospainemittareiden sijoitus on esitetty kuvassa 4.26. Kaivu suoritettiin kahdessa vaiheessa siten, että ensin kaivettiin kuvassa 4.26 näkyvä 5,2 m syvä osa. Tämä kaivuvaihe kesti 9 vrk, jonka jälkeen asennettiin mittauslaitteet. Kaivamista jatkettiin 12 vuorokautta myöhemmin ja toinen kaivuvaihe, jonka syvyys oli 9.75 m, suoritettiin 4 päivässä. Kaivannon pituus oli 15,2 m ja päätyvaikutuksen eliminoimiseksi leikkaukseen tehtiin erilliset päätykaivannot. Kolme päivää kaivutyön päättymisen jälkeen ilmestyi halkeama 6,4 m päähän alemman kaivannon yläreunasta. Vuorokautta myöhemmin ilmestyi toinen halkeama n. 2,5 m päähän kaivannon reunasta, josta alkaen kaivanto myös sortui. Rakentamisen yhteydessä Kwan teki Bishopin menetelmään perustuvia vakavuuslaskelmia. Tehokkaita jännityksiä ja mitattuja huokosvedenpaineita käyttäen Kwan sai varmuuskertoimeksi 0.9. Liukupinta on esitetty kuvassa 4.27.



Kuva 4.25. Wellandin koekaivanto, Kanada. Pohjasuhteet. [Kwan, 1971]



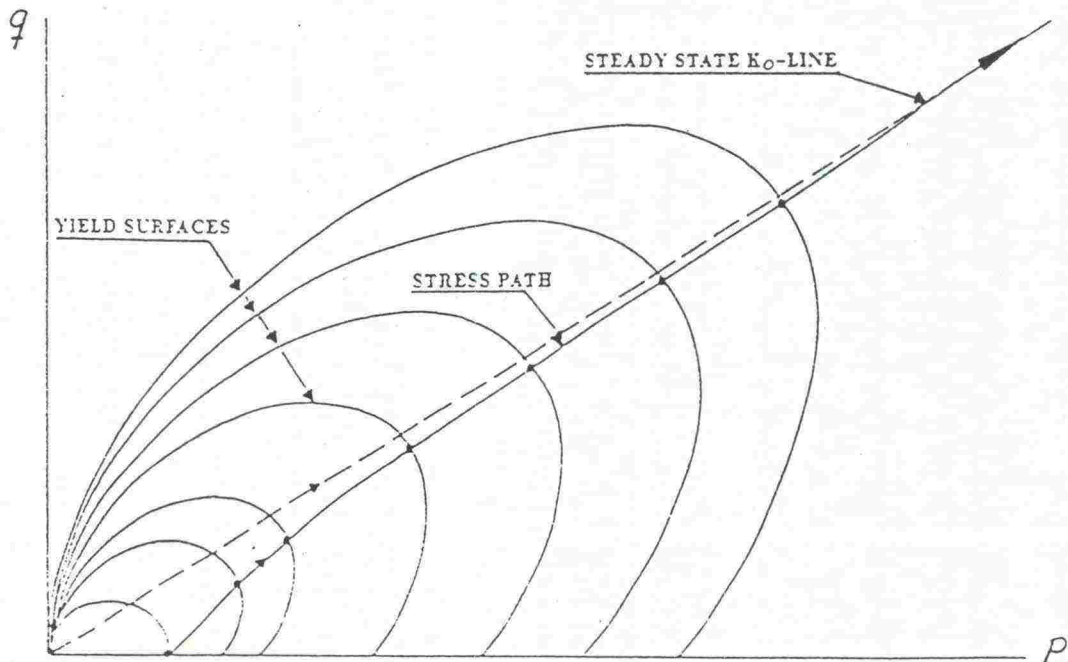
Kuva 4.26. Wellandin koekaivanto, Kanada. Kaivannon profiili ja huokospainemittareiden sijoitus. [Kwan, 1971]



Kuva 4.27. Wellandin koekaivanto, Kanada. Havaitut huokosvedenpainekäyrät ja Bishopin menetelmällä laskettu vaarallisin liukupinta. [Kwan, 1971]

#### 4.4.2 Elementtimenetelmällä tehdyt laskelmat

Leikkauksen laskemiseen soveltuva FEM laskentajärjestelmää ja anisotrooppista materiaalimallia ovat kehittäneet mm. Banerjee, Kumbhojkar ja Yousif [1985, 1987, 1989]. Heidän kehittämänsä materiaalimallin myötöpinta on esitetty kuvassa 4.28. Tarkoituksenaan on ollut kehittää anisotrooppiselle materiaalille sopiva laskentajärjestelmä, jonka avulla voidaan ottaa huomioon huokospaineen ja jännitysten muuttuminen kaivannon teon aikana. He ovat testanneet malliaan mm. laskemalla Wellandin koekaivannon vakavuutta, siirtymiä ja huokospaineen kehittymistä. Laskelmissa käytetyt parametrit on esitetty taulukossa 4.4.



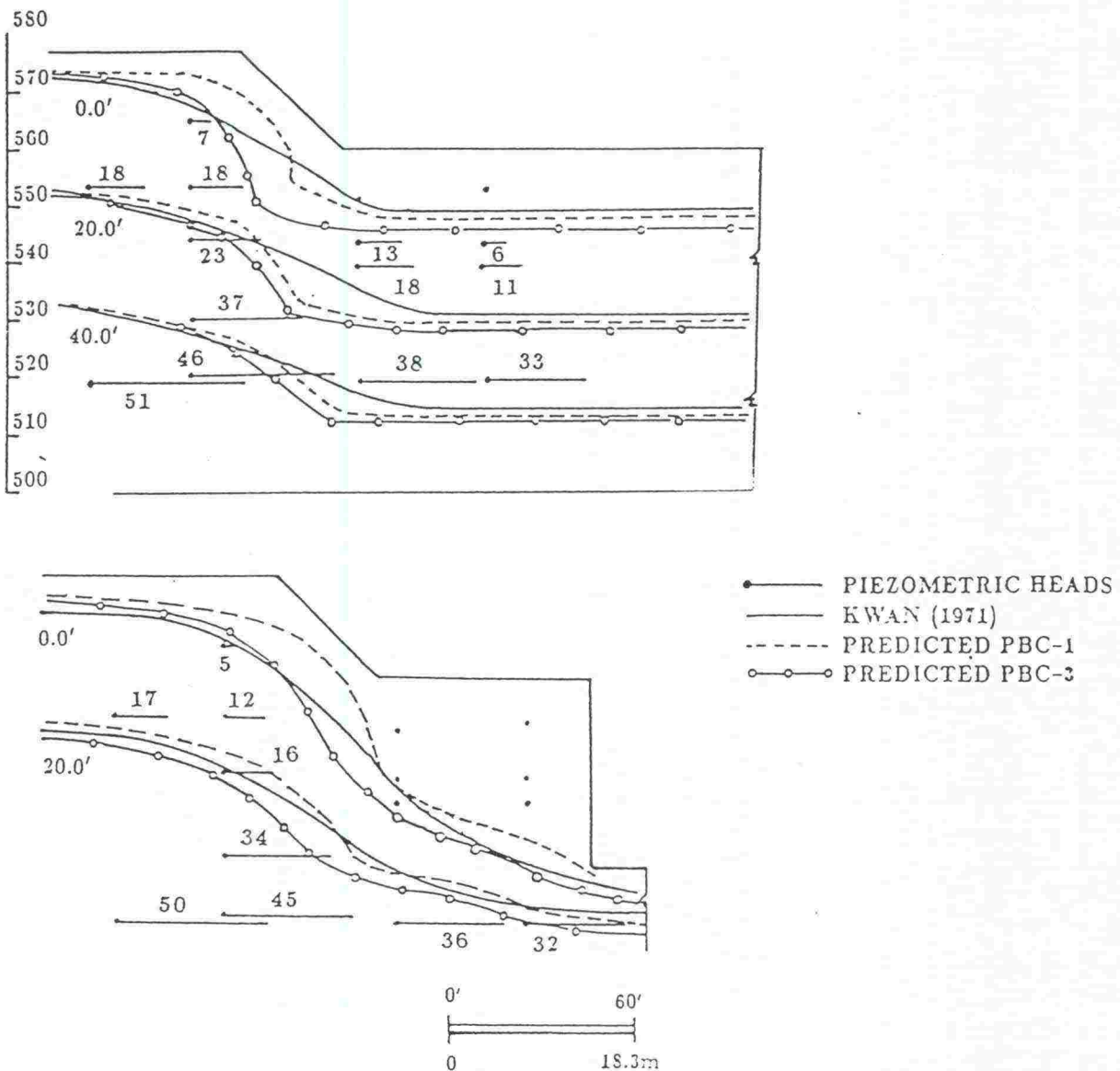
Kuva 4.28. Anisotrooppisen materiaalimallin myötöpinta [Banerjee et al., 1988].

Taulukko 4.4. Wellandin koekaivanto, Kanada. FEM laskelmissa käytetyt parametrit [Banerjee et al., 1988].

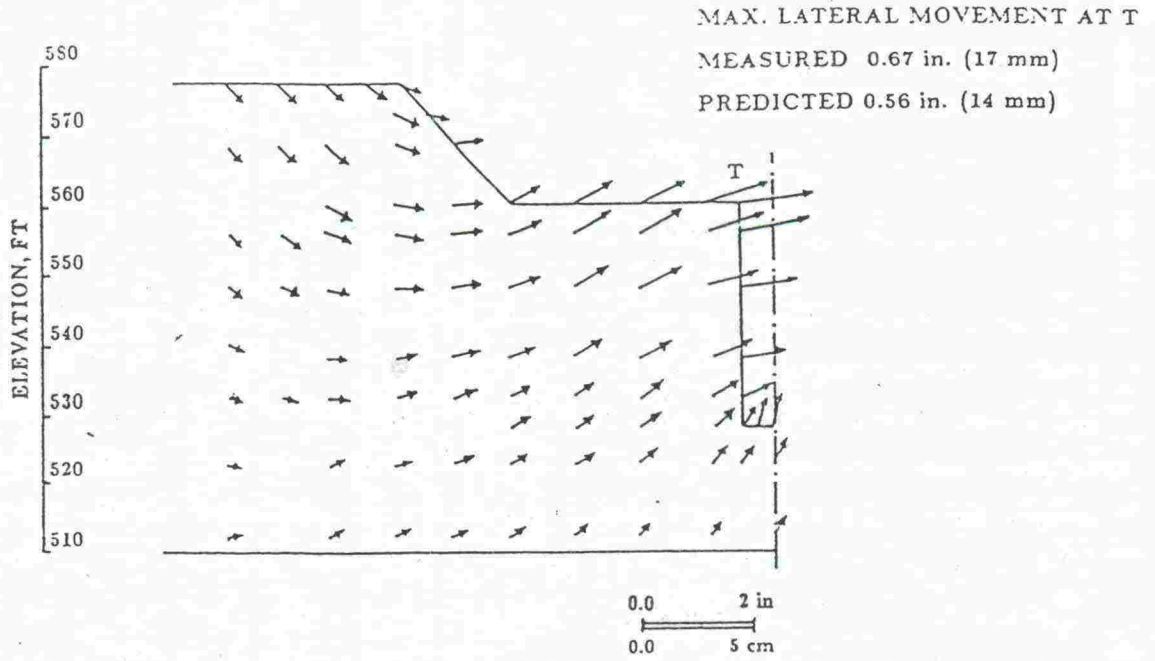
No.	Type of soil	Elevation, m (ft)	Elastoplastic deformation parameters		Effective strength parameters		Initial void ratio $e_v^*$	Permeability $K$ , cm/s
			$\lambda$	$\kappa$	$\phi'$ , deg	$c'$ , kPa (psf)		
1	Medium to high plasticity silty clay	169.7–175.8 (556.7–576.7)	0.11	0.04	21.5	9.58 (200)	0.96	$5 \times 10^{-6}$
2	Medium plasticity clayey silt	162.4–169.7 (532.7–556.7)	0.093	0.036	24.5	13.4 (280)	0.77	$5 \times 10^{-6}$
3	Medium to high plasticity silty clay	157.7–162.4 (497.7–522.7)	0.11	0.04	22.6	13.4 (280)	1.10	$5 \times 10^{-7}$

\*The initial void ratio is calculated using the specific gravity of soil solids = 2.75, and the natural water content.

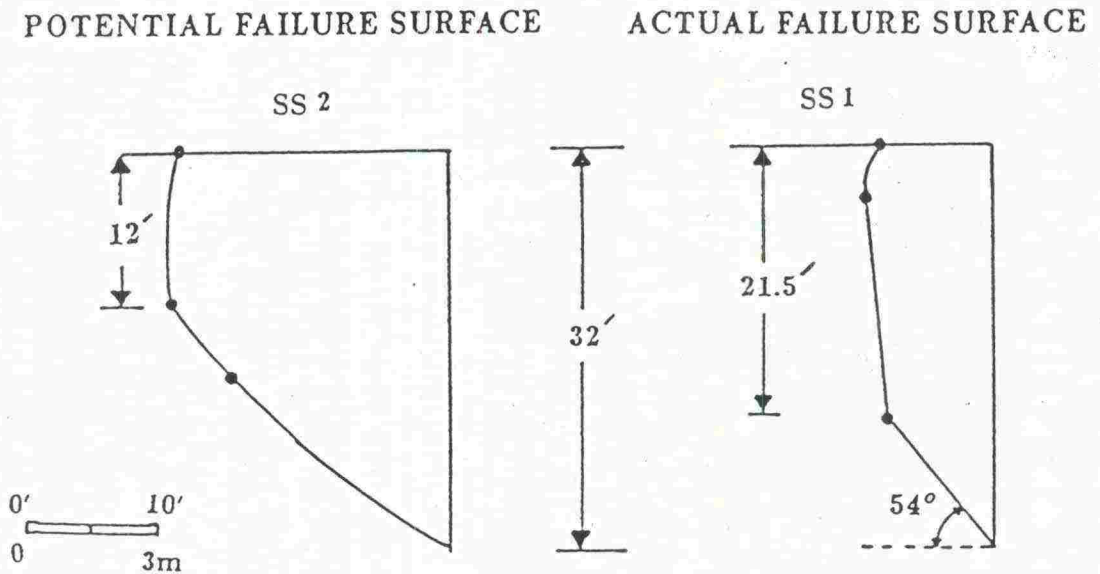
Kuvassa 4.29 on esitetty sekä havaitut että lasketut huokospainekäyrät ennen kaivannon sortumaa. Laskelmia on tehty sekä olettamalla kaivannon reuna vettä läpäiseväksi (käyrä PBC-1) että läpäisemättömäksi (käyrä PBC-3). Kuvassa 4.30 on esitetty lasketut ja havaitut siirtymät. Vakavuuslaskelmat FEM laskelmiin perustuvilla jännityksillä on tehty kahta halkeamien perusteella arvioitua liukupintaa pitkin. Nämä pinnat on esitetty kuvassa 4.31. Ensimmäisen halkeaman (SS2) kautta kulkevalle liukupinnalle Banerjee et al. saivat varmuuskerroimeksi  $F=1.89$  ja toisen halkeaman kautta (SS1) kulkevalle  $F=0.97$ . Näissä laskelmissa maanpinta on oletettu vettä läpäiseväksi. Laskentamenetelmällä on pystytty hyvin arvioimaan huokospaineen muutoksia, maan siirtymiä ja ajasta riippuvaa stabiliteettiä Wellandin koekaivannossa.



Kuva 4.29. Wellandin koekaivanto. Lasketut ja havaitut huokospaineet [Banerjee et al., 1988].



Kuva 4.30. Wellandin koekaivanto. Lasketut ja havaitut siirtymät [Banerjee et al., 1988].



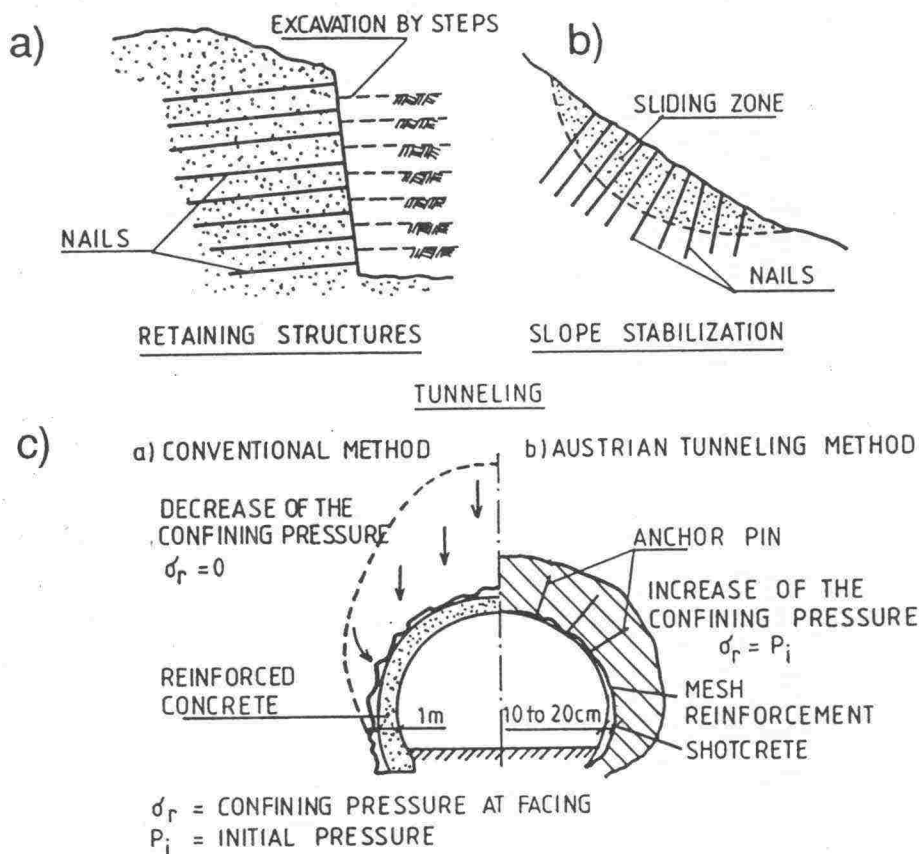
Kuva 4.31. Wellandin koekaivanto. Havaitut halkeamat ja stabiliteettilaskelmissa käytetyt liukupinnat [Banerjee et al., 1988].

## 5. NAULATTU LUISKA

### 5.1 Vahvistusmateriaalit ja rakennustavat

#### 5.1.1 Naulauksen sovellutukset

Naulauksen (soil nailing) perusajatuksena on kiinnittää mahdollisesti liikkumaan pyrkivä maamassa vetoa kestävien tankojen avulla stabiiliin pohjamaakerrokseen. Menetelmä on kehittynyt Itävallassa käytetystä tunnelien vahvistusmenetelmästä 'New Austrian Tunneling Method' [Rabcewicz, 1964]. Naulausta maan vahvistusmenetelmänä on sovellettu mm. Saksassa, Ranskassa ja Yhdysvalloissa. Menetelmän taustaa ja soveltamista ovat käsitelleet mm. Bruce ja Jewell [1986, 1987], Fukuoka [1988] sekä Gässler [1990]. Nykyisin menetelmää sovelletaan kaivantojen, leikkausten sekä luonnonluiskien vahvistamiseen. Kuvassa 5.1 on esitetty naulauksen sovellutuskohteita [Juran, 1987]. Menetelmää on käytetty sekä kitka- että koheesiomaalajeissa [Gässler & Gudehus, 1983; Okuzono, 1988].



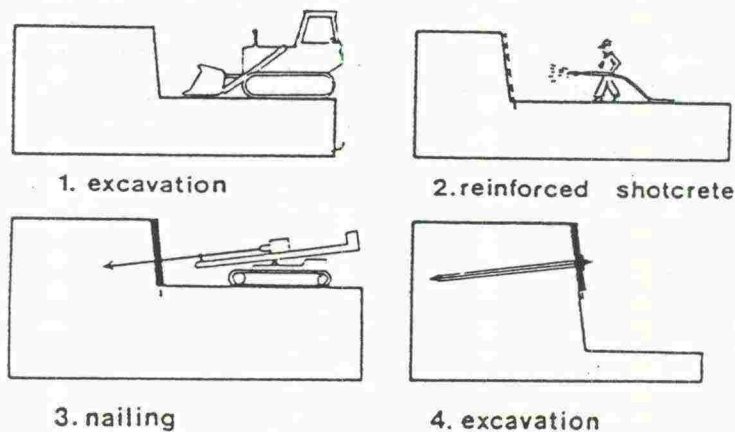
Kuva 5.1. Naulaus maapohjan vahvistuksena, sovellutuskohteita. a) Kaivannon vahvistaminen. b) Luiskan stabiiliteetin parantaminen. c) Tunnelin vahvistaminen. [Juran, 1987].

### 5.1.2 Työjärjestys

Työjärjestys naulausta rakennettaessa on yleensä seuraava [Gässler, 1988]:

1. Kaivu 1-2 m kerroksissa
2. Mahdollinen luiskan verhous esim. ruiskubetonilla
3. Naulaus terästankoja käyttäen ja naulojen 'juottaminen' (grouting)

Vaiheittain toteutettava kaivussyvyys määritetään maan suljetun lujuuden perusteella, niin että tukemattoman kaivannon stabiliteetti on riittävän suuri. Työvaiheiden 2 ja 3 järjestys riippuu myös käytettävästä luiskan verhousmenetelmästä. Työn eteneminen on esitetty kuvassa 5.2. Työmenetelmästä johtuen naulaus soveltuu vain sellaisten maapohjien vahvistamiseen, joissa tukematon kaivanto voidaan lyhytaikaisesti ulottaa vähintään 1-1.5 m syvyyteen.



Kuva 5.2. Työjärjestys naulausta rakennettaessa [Stocker et. al., 1979].

### 5.1.3 Naulatyypit

Eri tyyppiset naulat voidaan jakaa ryhmiin materiaalin ja niiden asentamiseen käytetyn työmenetelmän perusteella seuraavasti [Juran, 1987]:

#### a) Lyödyt naulat ( driven nails ):

Lyödyt naulat ovat yleensä pieniläpimittaisia ( $d=15-46$  mm) tankoja tai muita metalliprofileja. Naulojen materiaali on terästä, jonka myötölujuus on yleensä n. 350 MPa. Kun vahvistus suoritetaan näitä naulojen käyttäen, on naulaustiheys yleensä n. 2-4 kpl/ $m^2$ . Naulat asennetaan maahan joko hydraulista tai pneumaattista iskuvasaraa käyttäen. Naulojen maksimipituus on 20 m ja ne sopivat käytettäväksi vain tilapäisissä rakenteissa. Menetelmä ei sovi kivisiin maakerroksiin.

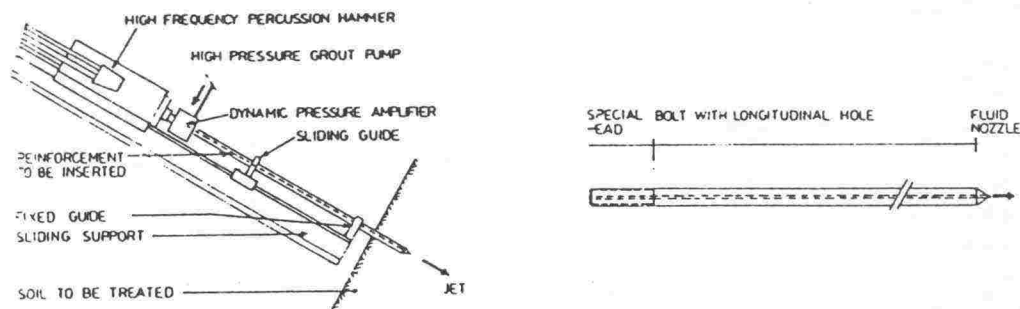
#### b) Juotetut naulat ( grouted nails ):

Juotetut naulat valmistetaan korkealujuuksista teräksistä (myötölujuus  $\sim 1000$

MPa) ja tankojen läpimitta on 15-46 mm. Tangot asennetaan etukäteen porattuun reikään, jonka halkaisija on n. 10-15 cm. Reikä juotetaan umpeen käyttäen joko sementtiä tai hartsia. Tämä voidaan tehdä joko painovoiman tai matalan paineen avulla. Naulojen etäisyydet toisistaan vaihtelevat 1-3 m.

c) Suihku-juotetut naulat ( jet-grouted nails):

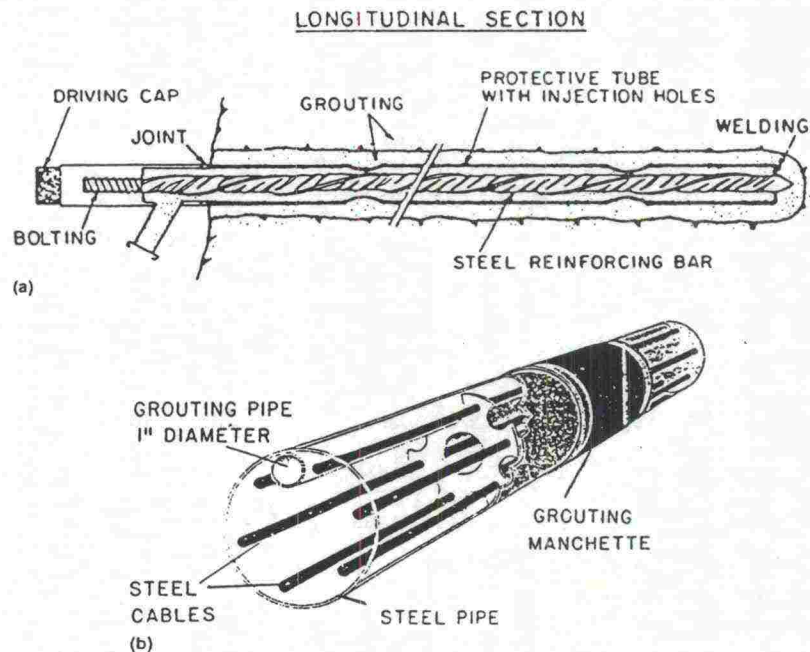
Suihku-juotetut naulat muodostavat yhdistelmä rakenteita. Terästanko on ympäröity paineen avulla muodostuneella sementti- tai hartsimassalla. Valmiin naulan läpimitta voi olla 30-40 cm. Valmistusmenetelmä (kuva 5.3) yhdistää iskuporakoneen ja suihkupaalumenetelmän (jet-grouting). Naula asennetaan maahan käyttäen korkeataajuuksista (70 Hz) iskuporaa. Lujitemassan suihkutusta voidaan tehdä joko samanaikaisesti naulan asennuksen kanssa tai sen jälkeen. Juotosmassa injektoidaan paineella lujitetangon sisällä olevan pieniläpimittaisen pitkittäisen kanavan kautta. Paineen tulee olla riittävän suuri, jotta se saa aikaan murtuman lujitetankoa ympärivässä maassa, jolloin juotosmassa pääsee leviämään lujitettavaan maakerrokseen.



Kuva 5.3. Suihku-naulaus, periaatekuva naulan asentamisesta [Bruce & Jewell, 1986].

Edellä esitettyjen naulaksen asennustapaan liittyvien naulatyyppeiden lisäksi voidaan mainita pysyviä rakenteita varten suunniteltu korroosiosuojattu naula. Korroosiosuojattuja nauloja ovat kehitelleet mm. ranskalaiset urakoitsijat Intrafor-Cofor ja Solrenfor [Juran, 1987]. Näissä nauloissa terästanko ja injektointimassa on suojattu ympäristön vaikutuksilta ympäröimällä ne teräs- tai muovikuorella. Naulatyypit on esitetty kuvassa 5.4.





Kuva 5.4. Pysyviin rakenteisiin tarkoitettuja naulatyyppejä. a) Solrenfor-yhtiön patentoima tyyppi b) Intrafor-Coforin kehittämä Intrapac-naula. [Juran, 1987]

#### 5.1.4 Verhous

Verhouksen tarkoituksena on varmistaa stabiilitetti paikallisesti lujitetankojen välissä, rajoittaa jännitysten pienenemistä kaivutyön aikana sekä suojata maan pintaa eroosiolta. Verhouksen tulee olla jatkuva ja sen on mukauduttava luiskan pinnan epäsäännöllisyyksiin. Lisäksi verhouksen tulee kestää kaivutyön aikana tapahtuvia siirtymiä [Juran, 1987].

Juran [1987] on jakanut naulauksen yhteydessä käytettävät luiskan verhouksmateriaalit seuraavasti:

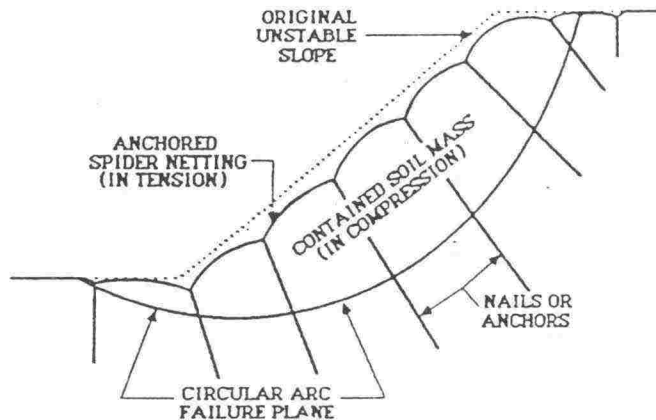
- a) Ruiskubetonointi
- b) Hitsatut teräsverkot
- c) Betoni- ja teräspaneelit

Ruiskubetonointi soveltuu käytettäväksi tilapäisissä rakenteissa. Betonoitavan kerroksen paksuus on n. 10-25 cm ja rakenne vahvistetaan usein hitsatulla teräsverkolla. Menetelmä on nopea ja suhteellisen halpa, mutta ei täytä pysyville rakenteille asetettavia kestävyys- ja esteettisyysvaatimuksia. Kestävyyteen ja menetelmän soveltuvuuteen vaikuttaa pohjavedenpinta, suotovirtausolosuhteet sekä sääolosuhteet. Erityisesti jäätyminen voi aiheuttaa rakenteeseen halkeamia. Kuivatuksen järjestämiseen maan ja ruiskubetonikerroksen välissä on kiinnitettävä erityistä huomiota.

Hitsattuja metalliverkkoja voidaan myös käyttää verhouksena. Yleisin käyttökohde ovat kallioluiskat.

Betoni- ja teräspaneelit voidaan suunnitella täyttämään pysyville rakenteille asetettavat vaatimukset. Kuivatusrakenteena pintaverhouksen ja maan välissä voidaan käyttää hyvin vettäjohtavia geotekstiileitä. Naulat pultataan paneelien nurkkien kohdalta kiinni teräslevyä apuna käyttäen. Naulaus ja kuivatuksen järjestäminen tehdään ennen pintaverhouksen kiinnittämistä.

Koerner [1986] on esittänyt loivien luiskien verhouksena käytettäväksi geotekstiileitä, jotka kiinnittyvät maahan naulauksen yhteydessä (kuva 5.5). Verkon tarkoituksena on pitää naulattu maamassa puristettuna, jolloin normaalivoimat luiskassa lisääntyvät ja stabiliteetti paranee. Pitkän ajan kuluessa puristusjännitysten seurauksena maa tiivistyy. Kyllästyneissä koheesiomaalajeissa tiivistyminen tapahtuu konsolidoitumisena. Jotta vesi pääsee ulos maasta täytyy verkon olla huokoista materiaalia. Ajasta riippuva tiivistyminen lisää maan leikkauslujuutta ( $\varphi'$  ja  $c'$  kasvavat) ja stabiliteetti paranee. Stabiliteetin laskentamenetelmä Koernerin ehdottamalle rakenteelle on esitetty luvussa 5.3.



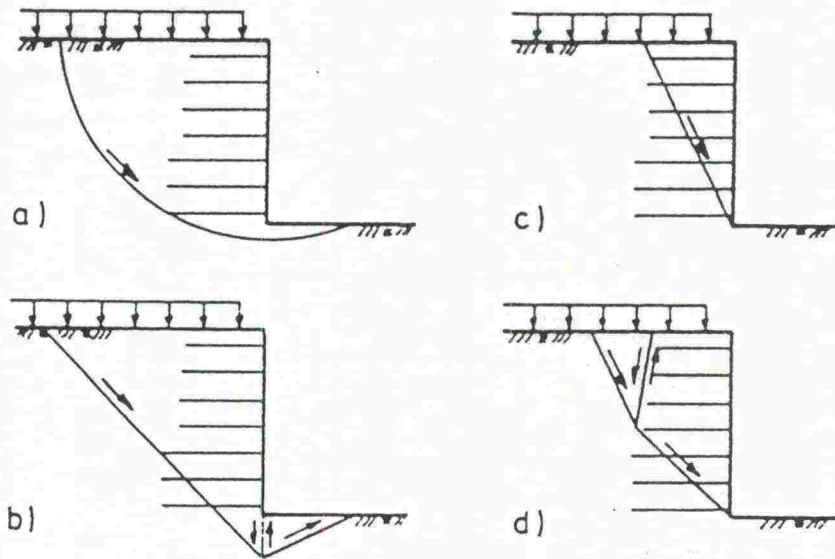
Kuva 5.5. Periaatekuva naulaamalla ja geotekstiiliverhouksella vahvistetusta luiskasta. [Koerner, 1986]

Luiskaverhouksen rakentaminen ei aina ole välttämätöntä. Esimerkkinä verhoamattomasta naulatusta rakenteesta voidaan mainita rautatieleikkaus välillä Mannheim-Stuttgart [Gässler, 1990]. Kyseessä on 23 m syvä leikkaus, jonka luiskat on tehty kaltevuuteen 1:1,75. Leikkaus on vahvistettu käyttäen 15-24 m pitkiä juotettuja nauvoja. Vahvistukseen on käytetty yhteensä 12000 m nauvoja. Luiskan pinta on nurmetettu.

## 5.2 Naulattujen rakenteiden geotekninen toimintatapa

### 5.2.1 Mallikokeet

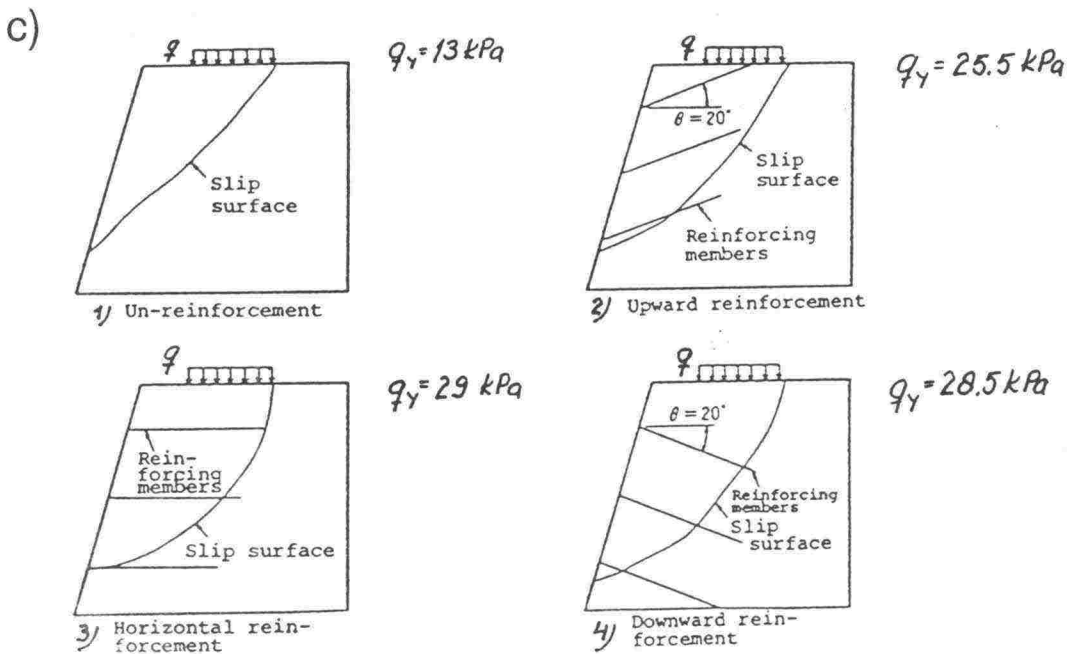
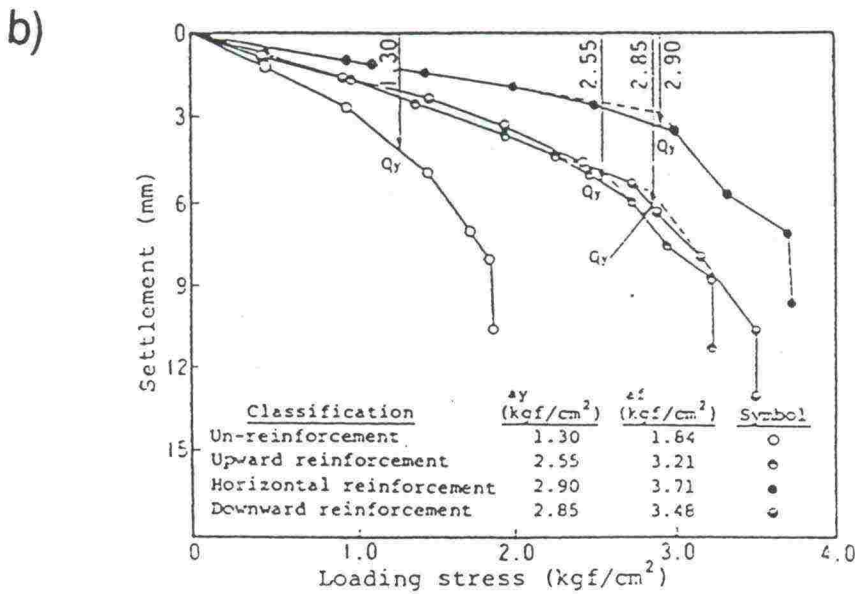
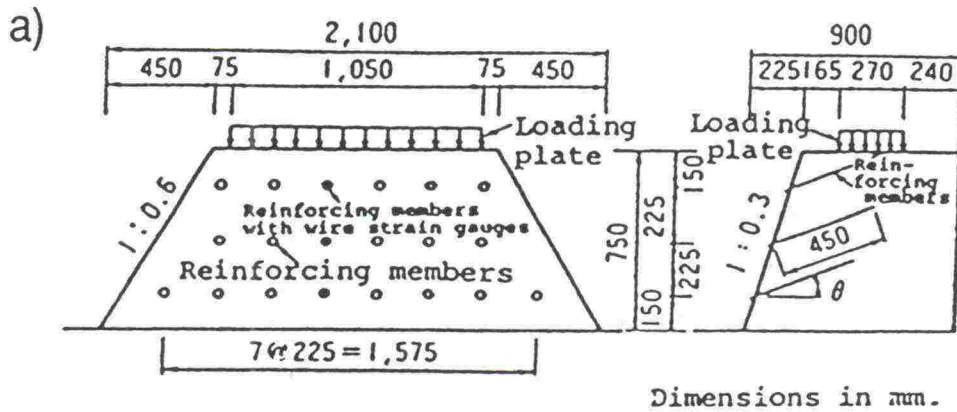
Naulattujen rakenteiden geoteknisen toimintatavan selvittämiseksi ovat Stocker et al. [1979] tehneet sekä pienoismallikokeita että tutkineet koerakenteiden käyttäytymistä. Kokeissa käytetty maamateriaali oli hiekkaa ja rakenteet olivat pystysuoria tai lähes pystysuoria ruiskubetonilla päällystettyjä seinämäisiä rakenteita. Tutkittavia muuttujia olivat naulojen pituuden ja asennustiheyden sekä kuorman ja kuormitusalueen suuruuden vaikutus rakenteen käyttäytymiseen. Kokeista tehtyjen havaintojen perusteella Stocker et al. [1979] esittivät, että todennäköisimmät sortumismekanismit ovat kuvan 5.6 mukaisia.



Kuva 5.6. Naulatun rakenteen sortumismekanismeja [Stocker et al., 1979].

Pienoismallikokeita naulatun rakenteen käyttäytymisen selvittämiseksi ovat tehneet myös Gässler ja Gudehus [1983] sekä Kitamura et al. [1988]. Myös näissä kokeissa maamateriaali oli hiekkaa. Kuvassa 5.7 on esitetty Kitamuran ja Nagaon kokeiden koejärjestely ja koetuloksia. He ovat verranneet lujittamattoman ja lujitetun rakenteen sortumismekanismeja sekä vahvisteiden asennon vaikutusta vahvisteisiin kehittyviin jännityksiin. Paras lujitusvaikutus tässä kokeessa oli saatu asettamalla lujitteet vaakasuoraan.

Juran [1987] on laboratoriossa tehtyjen mallikokeiden ja elementtimenetelmällä tehtyjen analyysien perusteella todennut, että murtopinta on lähes kohtisuorassa vahvisteita vastaan rakenteen yläosassa. Vahvisteiden asentaminen alaviistoon suurentaa potentiaalista murtopintaa. Käytännössä vahvisteiden kaltevuudet ovat niin pieniä ( $\beta = 10 - 20^\circ$ ), että suuntakulmalla ei ole merkittävää vaikutusta esiintyvien vetovoimien suuruuteen.

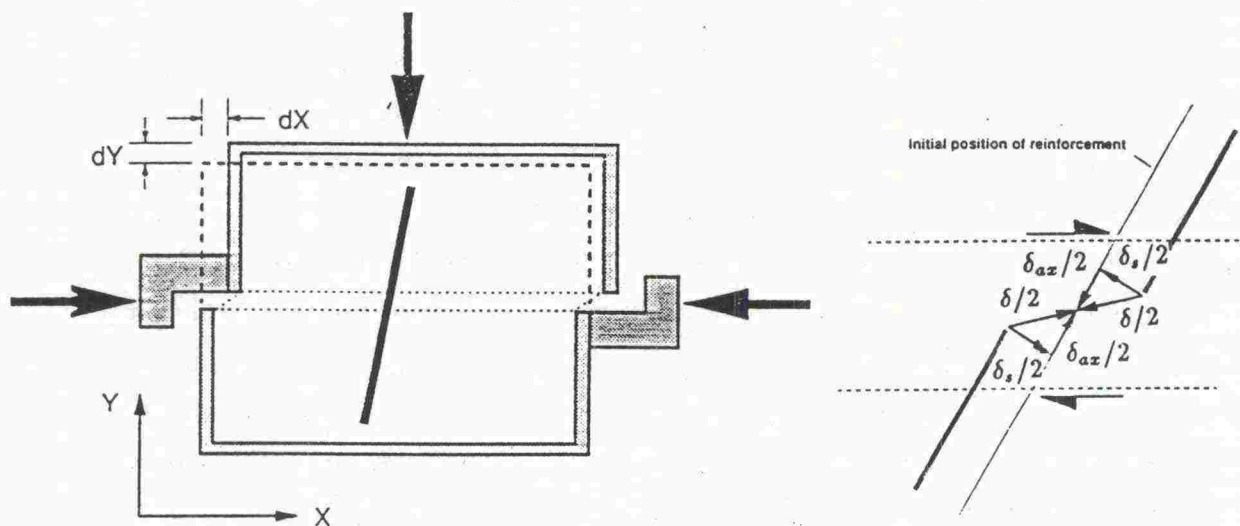


Kuva 5.7. a) Vahvistetun luiskan koejärjestelyt. b) Mallikokeissa havaitut painumat kuormituksen kasvaessa ja myötöjännitykset. c) Mallikokeissa havaitut liukupinnat 1) vahvistamaton 2) ylöspäin suunnatut vahvisteet 3) vaakasuorat vahvisteet 4) alaspäin suunnatut vahvisteet [Kitamura and Nagao, 1988].

### 5.2.2 Naulan ja maan välinen vuorovaikutus

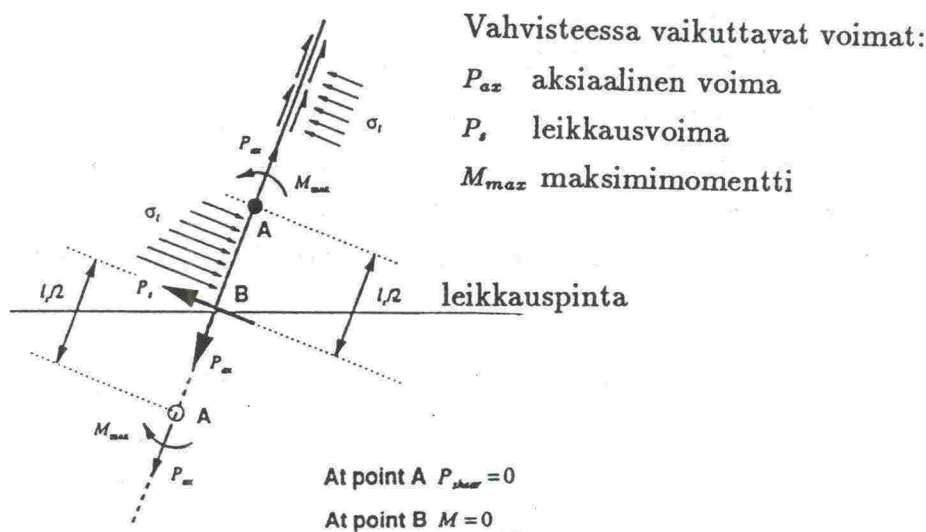
Maan ja naulan keskinäinen yhteistoiminta muodostuu pääasiassa kahdesta perusmekanismista [Juran,1987]: kitkasta maan ja vahviteen välillä ja maanpaineen vaikutuksesta vahvisteisiin. Pieniläpimittaiset vahvisteet ovat melko joustavia. Naulohin mobilisoituvat voimat tietyissä pohjaolosuhteissa riippuvat pääasiassa rakentamistavasta, naulojen asennustekniikasta, vahvisteiden taivutuslujuudesta sekä vahviteen ja potentiaalisen murtopinnan välisestä kulmasta [Juran, 1987].

Jewell [1990] on tutkinut maan ja vahviteen välistä käyttäytymistä laboratoriossa leikkaukseen avulla. Kuvassa 5.8a on esitetty periaatekuva koejärjestelystä. Leikkauksen aikana maahan syntyneet siirtymät aiheuttavat muodonmuutoksia myös vahvisteeseen (kuva 5.8b). Vahviteen muodonmuutokset voidaan jakaa aksiaaliseen muodonmuutokseen  $\delta_{ax}$  sekä tätä vastaan kohtisuoraan muodonmuutokseen  $\delta_s$ .



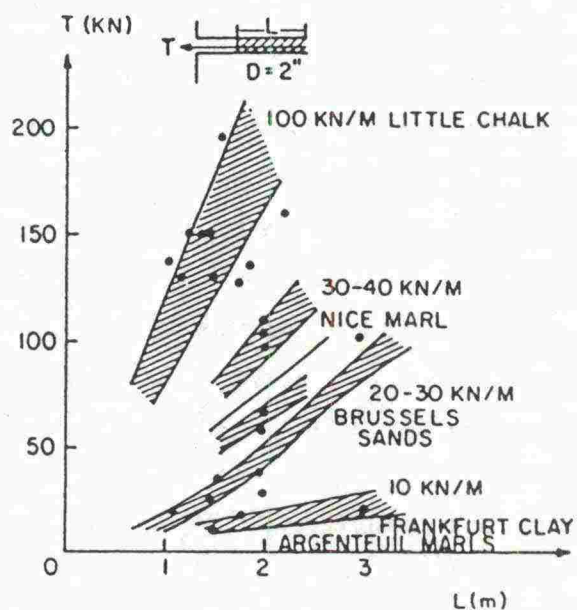
Kuva 5.8. a) Suora leikkauksee vahvistetussa näytteessä. b) Leikkauksmuodonmuutosten aiheuttamat siirtymät vahvisteessa [Jewell,1990].

Vahviteen sivusuuntainen muodonmuutos  $\delta_s$  aiheuttaa maanpaineen kehittymisen vahviteen pinnalle [Jewell, 1990]. Tämä jännitys ei saa ylittää vahviteen sivusuuntaista kantokykyä. Maanpaine naulan pinnalla voidaan laskea sivukuormitettujen paalujen mitoituksessa käytettyjen menetelmien avulla. Koska naulat ovat joustavampia kuin paalut, on syytä käyttää äärettömän pitkille paaluille esitettyjä menetelmiä [Brinch-Hansen, 1958]. Myös Jewell [1990] on esittänyt menetelmän vahviteen sivupinnalla vaikuttavan jännityksen laskemiseksi. Sivupaine aiheuttaa vahvisteeseen veto- ja leikkauksvoimia sekä taivutusmomenttia.



Kuva 5.9. Vahvisteeseen vaikuttavat voimat leikkauspinnan ympärillä (vrt. kuva 5.8) [Jewell,1990].

Vahvisteessa tapahtuva aksiaalinen muodonmuutos aiheuttaa vahvisteeseen aksiaalisen jännityksen. Maakerroksen ja vahviteen välisestä vastuksesta riippuu, kuinka suuria aksiaalisia jännityksiä vahviste kestää irtoamatta maapohjasta. Maakerroksen ja vahviteen rajapinnalle kehittyvään leikkausjännitykseen vaikuttaa merkittävästi käytettävä naulatyyppe ja asennustekniikka [Juran,1987]. Kun naula asennetaan suoraan maahan, tiivistyy maakerros naulan ympärillä ja maakerros säilyttää käytännössä lähes  $K_0$ -tilan. Reiän poraaminen aiheuttaa maakerroksen löyhtymistä ja häiriintymistä porareian ympärillä ja vaikuttaa näin ollen maan mekaanisiin ominaisuuksiin. Maakerroksen ja vahviteen väliseen kitkakertoimeen vaikuttaa tällöin juotosmassan injektointi ja maakerroksen ja vahviteen välinen käyttäytyminen poikkeaa täysin tapauksesta, jossa maa-aines on suoraan kosketuksissa metallitangon kanssa. Maakerroksen ja vahviteen rajapinnalle kehittyvän leikkausjännityksen ja kitkakertoimen määrittäminen luotettavasti edellyttää in situ vetokokeiden (pullout test) tekemistä. Naulan rakenteen ja asennustavan lisäksi maalaajilla on huomattava vaikutus naulan ja maakerroksen yhteistoimintaan. Kuvassa 5.10 on esitetty juotettujen (grouted) nauhojen in situ vetokokeiden tuloksia erimaalajeissa. Nämä vahvistavat käsitystä, että in situ vetokokeet ovat välttämättömiä kulloiseenkin rakennuskohteeseen sopivien parametrien löytämiseksi.



Kuva 5.10. In situ vetokokeiden tuloksia naulauspituuden vaihdellessa. Sementillä tai hartsilla juotetut naulat. [Juran, 1987]

Maan naulauksessa käytettävien materiaalien sekä maan ja vahviteen välisen käyttäytymisen testausmenetelmiä ovat esittäneet mm. Hayashi et. al. [1988] ja Jewell [1990].

### 5.3 Vahvistetun rakenteen mitoittaminen

#### 5.3.1 Suunnittelukriteerit

Naulaamalla vahvistetuissa luiskissa on tarkistettava, että vahvistus ulottuu riittävän kauas stabiiliin maakerrokseen eikä sortumismekanismi pääse syntymään vahvistetun alueen ulkopuolelle (kuva 5.6 a). Vahvisteiden mitoitus tehdään niin, että rakenteen stabiliteetti potentiaalisella liukupinnalla sortumista vastaan on riittävä. Juran [1987] on esittänyt, että kokonaisvarmuuskertoimen tulisi olla vähintään  $F=1.5$ . Rakenteen kokonaisstabiliteetin lisäksi on tarkasteltava myös yksittäisen vahvistusrakenteen murtumismahdollisuutta sekä maan ja vahvisteiden yhteistoimintaa. Kuormitus ei saa aiheuttaa yksittäiseen vahvistusrakenteeseen niin suuria veto-, taivutus-, leikkaus- tai puristusjännityksiä, että vahvistusmateriaalille sallitut jännitykset ylittyvät. Erityisesti naulausvahvistuksen yhteydessä on tarkistettava myös maan ja naulan välinen yhteistoiminta. Suurin osa raportoiduista sortumista, joissa vahvistuksena on käytetty naulausta on johtunut vahvisteiden irtoamisesta (pull-out) maasta [Juran, 1987].

Naulatun rakenteen suunnittelu voidaan jakaa seuraaviin osatehtäviin [Juran, 1987]:

- 1) Lasketaan vahvistetun maaluiskan kokonaisstabiliteetti potentiaalista liukupintaa pitkin, tarkistetaan vahvisteisiin kohdistuvat veto- ja taivutusjännitykset sekä vahvisteiden ja maan yhteistoiminta.
- 2) Määritetään rakenteen käyttötarkoituksen kannalta hyväksyttävät siirtymät.
- 3) Suunnitellaan pysyvät rakenteet niin, että materiaaleille esitettävät kestävyysvaatimukset täyttyvät (esim. korroosiosuojaus).
- 4) Otetaan huomioon ympäristökysymyksien ja arkkitehtuurin vaikutukset suunnitteluun
- 5) Mitoitetaan verhousrakenne.

Varsinainen mitoitus tapahtuu kahta eri periaatetta käyttäen. Kokonaisstabiliteetti voidaan laskea esim. Bishopin menetelmään perustuvaa muunnettua vakavuusanalyysiä käyttäen. Kinemaattista rajatila analyysiä käytetään paikallisen stabiliteetin ja vahvisteiden mitoittamiseen [Juran, 1987]. Verhousrakenteen mitoittamiseen vaikuttaa käytettävä verhousmateriaali ja valittu työmenetelmä. Tässä yhteydessä ei käsitellä verhouksen mitoittamista.



### 5.3.2 Stabiliateettianalyysi

Varmuuskerroin nauulatulle maamassalle lasketaan yleensä liukupinta-analyysiä käyttäen. Liukupinnan muoto voi olla joko ympyräliukupinta tai tasoista koostuva liukupinta. Ratkaisumenetelmiä on kehitetty useita. Yksinkertaisen Bishopin menetelmään perustuvan ratkaisun, joka ottaa lujituksen huomioon vain vahvisteissa esiintyvän vetovoiman avulla ovat esittäneet Okuzono et. al. [1988]. Koerner [1986] on kehittänyt ratkaisun geotekstiilillä verhotun naulatun luiskan stabiliateetin laskemiseksi (kuva 5.11). Tämä ratkaisu perustuu muunnettuun Bishopin menetelmään, jossa sekä pystyvoimien että momentin tasapainoehdot toteutuvat ja nauloissa esiintyvien voimien lisäksi voidaan ottaa huomioon maanpintaan jännitetyn verkon vaikutus momenttitasapainoon. Menetelmässä käytetään tehokkaita jännityksiä.

Bishopin menetelmällä varmuuskerroin lasketaan yhtälöllä (1.7 bis) [Bishop, 1955].

$$F = \sum \frac{\text{vastustava momentti ja/tai voima}}{\text{kaatavamomentti ja/tai voima}} \quad (1.7\text{bis})$$

Kun momentti ja pystyvoimien tasapainoehdot täyttyvät voidaan vahvistamattomalle luiskalle kirjoittaa yhtälöt (5.1)-(5.3) (kuva 5.11).

$$S'_i = (c'l_i + \sigma'l_i \tan \varphi')/F \quad (5.1)$$

$$\sigma'l_i = (W_i - u_i l_i \cos \alpha_i - S'_i \sin \alpha_i) \sec \alpha_i \quad (5.2)$$

Ratkaisemalla yhtälöt (5.1) ja (5.2) samanaikaisesti saadaan varmuuskertoimelle yhtälö (5.3).

$$F = \sum_{i=1}^n \frac{c'l_i + (W_i - u_i l_i \cos \alpha_i) \tan \varphi' \sec \alpha_i}{[W_i \sin \alpha_i][1 + (\tan \varphi' \tan \alpha_i)/F]} \quad (5.3)$$

$S'_i$  on leikkausvastus lamellin  $i$  pohjalla,  $kPa$

$c'$  tehokas koheesio,  $kPa$

$\varphi'$  tehokas kitkakulma,  $^\circ$

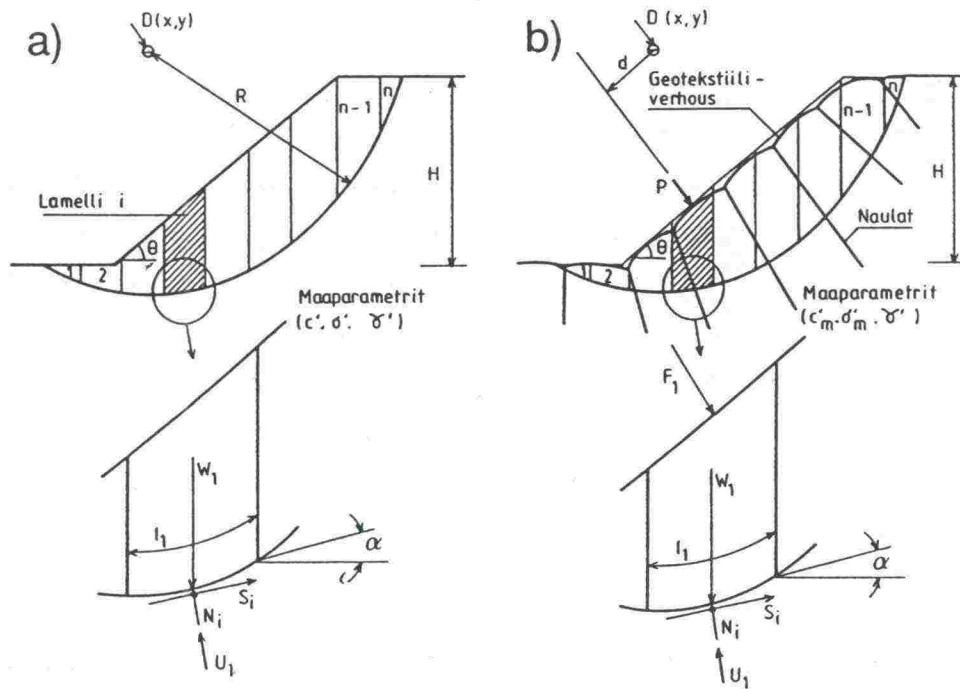
$l_i$  lamellin  $i$  pituus liukupinnalla,  $m$

$\sigma'$  tehokas jännitys lamellin pohjalla,  $kPa$

$W_i$  lamellin  $i$  paino,  $kN/m^2$

$u_i$  huokosveden paine lamellin  $i$  pohjalla,  $kPa$

$\alpha_i$  liukupinnan tangentin ja vaakatason välinen kulma lamellin  $i$  keskellä



Kuva 5.11. Stabiilitien laskeminen Bishopin lamellimenetelmällä a) vahvistamaton luiska b) nauloilla ja geotekstiiliverkolla vahvistettu luiska. [Koerner, 1986]

Kun luiska vahvistetaan naulatulla geotekstiili verkolla lisätään kaavoihin (5.1)-(5.2) termit, joilla otetaan huomioon naulauksen ja geotekstiiliverkon lujittava vaikutus. Tällöin saadaan seuraavat kaavat (5.4)-(5.6):

$$S'_i = [(1 + f)(c'_m l_i + \sigma' l_i \tan \varphi'_m)] / F \quad (5.4)$$

$$\sigma' l_i = (W_i + P_i \cos \beta_i - u_i l_i \cos \alpha_i - S'_i \sin \alpha_i) \sec \alpha_i \quad (5.5)$$

$$F = (i + f) \sum_{i=1}^n \frac{c'_m l_i + (W_i + P_i \cos \beta_i - u_i l_i \cos \alpha_i) \tan \varphi'_m \sec \alpha_i}{[W_i \sin \alpha_i - (P_i d_i / R)] [1 + [(1 + f) \tan \varphi'_m \tan \alpha_i] / F]} \quad (5.6)$$

$c'_m, \varphi'_m$  modifioidut tehokaat lujuusparametrit vahvistetussa maakerroksessa ( $c'_m > c'$  ja  $\varphi'_m \geq \varphi'$ )

$l_i$  lamellin pituus liukupinnalla,  $m$

$R$  liukupinnan säde,  $m$

$\theta$  luiskan kaltevuus,  $^\circ$

$\alpha$  liukupinnan tangentin ja vaakatason välinen kulma lamellin pohjalla

$(1 + f)$  murtopinnan läpi menevien naulojen vaikutus stabiilitettiin

$(P_i d_i / R)$  maanpintaan jännitetyn verkon vaikutus momenttiin (kuva 5.11)

$P_i \cos \beta_i$  maanpintaan jännitetyn verkon vaikutus lamellin pohjalla (kuva 5.11)

Koerner [1986] on esittänyt, että kitkakulman  $\varphi'$  ja koheesion  $c'$  arvoja korotettaisiin pitkän ajan stabiliteetin määrittämistä varten. Näin voidaan tehdä, mikäli voidaan osoittaa esimerkiksi konsolidaation aiheuttama ko. parametrien kasvu ajan funktiona. Koerner [1986] on soveltanut edellä esitettyä menetelmää ja tehnyt laskelmia termien  $f$ ,  $\sigma Pd/R$  ja  $P \cos \beta$  vaikutuksesta varmuusker-toimeen. Näiden termien määrittäminen käytännön suunnittelutehtäviä varten kaippaa kuitenkin vielä runsaasti lisätutkimuksia. Kirjalliseen tiedusteluun Koerner vastasi (heinäkuu 1991), että kenttäkokeita ko. parametrien määrittämismenetelmän löytämiseksi on tehty, mutta ratkaisevia tuloksia ei voida vielä esittää.

Okuzono et al. [1988] ovat laajentaneet yhtälön (5.3) muotoon (5.7). Yhtälö (5.7) on kirjoitettu kokonaisjännityksille ja yhtälöön on lisätty vahviteen vetovoiman sekä ulkoisen kuormituksen vaikutus stabiliteettiin..

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cos \alpha_i + (W_i + q_i d_i) \tan \varphi + T_i \sin \beta_i \tan \varphi]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i + \sum_{i=1}^n q_i \sin \alpha_i d_i - \sum_{i=1}^n T_i \cos(\alpha_i + \beta_i)} \quad (5.7)$$

$d_i$  on lamellin leveys,  $m$

$q_i$  tasainen kuorma lamellin  $i$  kohdalla,  $kN/m^2$

$T_i$  vahvisteessa vaikuttava vetovoima lamellin  $i$  pohjalla,  $kN$

$\alpha$  liukupinnan tangentin ja vaakatason välinen kulma lamellin pohjalla

$\beta$  vahviteen ja vaakatason välinen kulma,  $^\circ$

$W_i$  lamellin paino,  $kPa$

### 5.3.3 Kinemaattinen rajatila-analyysi

Tämä mitoitusmenetelmä perustuu raja-arvoanalyysiin, jossa etsitään kinemaattisesti mahdollinen murtomekanismi. Lisäksi ratkaisun tulee täyttää staattisen rajatasapainon ehdot. Vahvisteisiin kohdistuvien suurimpien jännitysten laskemiseksi Juran [1987] on esittänyt seuraavan kinemaattiseen rajatila-analyysiin perustuvan menetelmän.

Laskelman lähtöolettamukset ovat: (vrt. kuva 5.12)

a) Murto tapahtuu näennäisesti jäykän kappaleen pyörähdysmurtumana logaritmisien spiraalin muotoista liukupintaa pitkin, joka on kohtisuorassa vahvisteita vastaan.

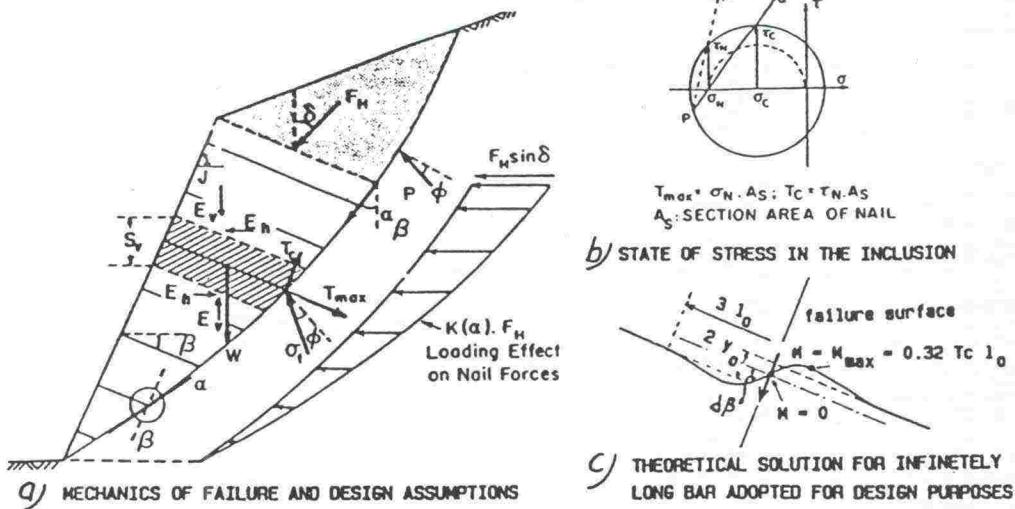
b) Murtotilassa maksimi leikkaus- ja vetovoimat esiintyvät liukupinnalla.

c) Näennäisesti jäykän kappaleen aktiivinen ja vastustava vyöhyke on erotettu toisistaan ohuella kerroksella, jossa maa on saavuttanut plastisen tilan.

d) Leikkausvastus maassa lasketaan Coulombin kriteerillä ja leikkausvastuksen oletetaan olevan täysin mobilisoitunut murtopinnalla.

e) Voimien vaakasuorat ( $E_h$ ) komponentit naulaa ympäröivien lamellien välissä ovat yhtäsuuret molemmin puolin lamellia (kuva 5.12).

f) Luiskan vaikutus (tai vaakasuuntaisen lisäkuorman  $F_h$ ) naulatun massan yläreunassa vahvisteisiin kohdistuviin kuormiin pienenee lineaarisesti pitkin murtopintaa (kuva 5.12).



Kuva 5.12. Naulatun rakenteen mitoitus kinemaattista rajatila analyysiä käyttäen. a) Murtomekanismi ja suunnittelu olettamukset b) Jännitystilä vahvisteessa c) Teoreettinen ratkaisu äärettömän pitkälle tangolle.[Juran, 1988].

Taivutusjäykkyyden vaikutus naulan muodonmuutoksiin ja kehittyviin vastusvoimiin voidaan ottaa huomioon kolmessa eri tapauksessa:

- 1) Täysin joustavat naulat, jotka ottavat vastaan vain vetovoimia.
- 2) Erittäin jäykät naulat, jotka ottavat vastaan sekä veto- että leikkausvoimia, mutta eivät deformoidu rakentamisen aikana.
- 3) Naulat, joilla on äärellinen taivutusjäykkyys, joka säätelee muodonmuutoksia ja joihin näin ollen kehitty leikkausvoimia.

Kolmannessa tapauksessa naulan muodonmuutos ( $d\beta$ , kuva 5.13 c) sekä kehittyvät leikkausvoimat ja taivutusmomentti voidaan ratkaista pitkille sivukuorimitetuille paaluille esitetyillä elastisilla ratkaisumenetelmillä. Kuvasta 5.13 havaitaan, että naulan muodonmuutokset ovat symmetriset ja taivutusmomentti ( $M_0$ ) murtopinnalla on tällöin nolla (vrt. kuva 5.9). Sekä vetovoima ( $T_{max}$ ) että leikkausvoima ( $T_c$ ) saavuttavat tällöin maksiminsa. Naulan maksimimuodonmuutos ( $d\beta$ ) murtopinnalla voidaan laskea kaavalla (5.8):

$$d\beta = \frac{2T_c}{K_s D l_0^2} \quad (5.8a)$$

$$l_0 = [4EI/K_s D]^{1/4} \quad (5.8b)$$

$T_c$  on maksimi leikkausvoima vahvisteessa,  $kN$

$K_s$  maan alustaluku,  $kN/m^3$

$D$  litteän vahvisteen leveys tai pyöreän naulan halkaisija,  $m$

$l_0$  siirtopituus, joka kuvaa vahvisteiden suhteellista jäykkyyttä maahan nähden,  $m$

$E$  naulan elastinen moduli,  $kPa$

$I$  naulan inertia momentti,  $m^4$

Dimensioton ratkaisu saadaan, kun määritellään normalistettu maksimi leikkausvoima ( $TS$ ) kaavalla (5.9):

$$TS = \frac{T_c}{\gamma H S_v S_H} \quad (5.9)$$

Tällöin kaava (5.8) voidaan kirjoittaa muotoon (5.10):

$$d\beta = \frac{2TS}{N} \quad (5.10a)$$

$$N = (K_s D / \gamma H) (l_0^2 / S_v S_H) \quad (5.10b)$$

$TS$  on normalistettu maksimileikkausvoima

$N$  dimensioton taivutusjäykkyys parametri

$\gamma$  maan tilavuuspaino,  $kN/m^3$

$H$  leikkauksen korkeus,  $m$

$S_v$  pystysuora naulaväli,  $m$

$S_H$  vaakasuora naulaväli,  $m$

Maksimi taivutusmomentti kehittyy elastiseen naulaan etäisyydelle  $x_0 = (\pi/4)l_0$  murtopinnasta ja voidaan laskea kaavalla (5.11).

$$M_{max} = 0.32T_c l_0 \quad (5.11)$$

$T_c$  on maksimi leikkausvoima vahvisteessa,  $kN$

$l_0$  siirtopituus, joka kuvaa vahvisten suhteellista jäykkyyttä maahan nähden,  $m$

Naulaan kehittyvä maksimi leikkausvoima voidaan laskea vahvisten jännitystilän perusteella. Oletetaan, että maksimi leikkausjännitys naulassa mobilisoi-  
tuu suunnassa  $\alpha$  murtopintaan nähden. Naulan jännitystila Mohrin jännitysympyrän avulla on esitetty kuvassa 5.12 ja Von Mises'n murtokriteerin [Chen & Mizuno, 1990] perusteella leikkausjännityksen ( $\tau_n$ ) sekä normaali-  
jännityksen ( $\sigma_n$ ) välille voidaan kirjoittaa yhtälö (5.12).

$$\tau_n = \frac{1}{2} \cot[2(\alpha - \beta_{mod})] \sigma_n \quad (5.12a)$$

$$\beta_{mod} = \beta - d\beta \quad (5.12b)$$

$\tau_n$  on leikkausjännitys naulan normaalitasolla,  $kPa$

$\sigma_n$  normaali-  
jännitys,  $kPa$

$\beta$  naulauskulma

$d\beta$  kulmanmuutos naulassa, (kuva 5.12)

Tämä ratkaisu soveltuu käytettäväksi suhteellisen joustaville nauloille, joissa naulan pituus  $L > l_0$ . Nauiloille, joiden taivusjäykkyys on melko suuri  $l_0 \geq L$  soveltuu ratkaisu, joka lähestyy täysin jäykkien naulojen tapausta ( $d\beta = 0$ ).

Luiskalle voidaan ratkaista yksikäsitteinen murtopinta, joka toteuttaa kaikki tasapainoehdot. Jotta murtopinnan geometrian osoittaminen olisi mahdollista määrittää kaksi kinemaattista parametria  $A_0$  ja  $A_f$ .  $A_0$  on murtopinnan ja luiskan yläpuolisen maanpinnan välinen kulma ja  $A_f$  on murtopinnan kulma luiskan juurella. Kulma  $A_0$  riippuu naulojen taivutusjäykkyydestä ja kulma  $A_f$  määräytyy sortuvan kappaleen momenttitasapainon perusteella.

Murtopinnalla vaikuttava normaali-  
jännitys  $\sigma'_n$  lasketaan Kötterin yhtälöillä [Lundgren & Brinch-Hansen, 1958]. Maksimi vetovoima kussakin naulassa saadaan

lamellien vaakajännitysten tasapainoehdoista ja maksimi leikkausjännitys lasketaan kaavan (5.12) avulla. Iteratiivinen ratkaisu voidaan suorittaa tietokoneen avulla. Kinemaattisen analyysin avulla voidaan määrittää suunnittelun kannalta oleelliset muuttujat : naulojen asennuskulma, taivutusjäykkyys, naulaväli ja rakenteen geometria, nauloihin kehittyvien voimien ja koko rakenteen stabiliteetin kannalta.

Suunnittelussa kinemaattista rajatila-analyysiä sovelletaan kunkin vahviteen paikallisen stabiliteetin tarkastelussa kahdessa eri tilanteessa. Ensimmäinen näistä rakenteen murtuminen vahviteen irrotessa maasta ja toinen mahdollinen murtomekanismi, jota tarkastellaan on vahviteen murtuminen.

Rakenteen murtuminen vahviteen irrotessa maasta tarkistetaan kaavalla (5.13).

$$TN = \frac{T_{maz}}{\gamma H S_v S_H} \leq \left( \frac{\lambda D}{F_p} \right) \int_{l_a} f_l \cdot dl \quad (5.13)$$

Kirjoittamalla kaava (5.13) uuteen muotoon voidaan mahdollinen irtoamismurtuma kullekin naulalle tarkistaa kaavalla (5.14).

$$\frac{L}{H} \geq \frac{S}{H} + \left( \frac{TN}{\lambda} \cdot \frac{F_p}{\mu} \right) \quad (5.14a)$$

$$\mu = \frac{f_l D}{\gamma S_v S_h} \quad (5.14b)$$

$S/H$  ja  $TN$  ovat suunnitteluarvoja suhteellisen syvyyden  $Z/H$  funktiona

$TN$  on normaalistettu maksimivetovoima naulassa

$l_a$  naulan tartuntapituus,  $l_a = L - S$ ,  $m$

$L$  naulan kokonaispituus,  $m$

$S$  naulan pituus aktiivisessa vyöhykkeessä,  $m$

$f_l$  rajaleikkausjännitys sivupinnalla, määritetään vetokokeilla (pull-out test)

(limit interface lateral shear stress),  $kPa$

$\lambda$  vakiokerroin,  $\pi$  pyöreille nauloille ja 2 litteille nauloille

$F_p$  varmuuskerroin naulan irtoamiselle maakerroksesta

$T_{maz}$  maksimi vetovoima vahvisteessa,  $kN$

$H$  leikkauksen korkeus,  $m$

$Z$  syvyys maanpinnasta,  $m$

### Vahvisteen murtuminen

Tarkistetaan etteivät vahvisteseen kohdistuvat voimat ylitä vahvisteen sallittuja lujuuksia. Joustaviin nauloihin vaikuttavat vetovoimat tarkistetaan kaavalla (5.15).

$$\frac{F_{s,all}A_s}{\gamma H S_v S_H} \geq TN \quad (5.15)$$

Nauloissa, joiden taivutusjäykkyys on äärellinen, voi naulan murtuminen tapahtua yhdistettynä veto-/leikkausmurtumana tai taivutusmurtumana. Vedolle/leikkaukselle naula tarkistetaan kaavalla (5.16).

$$\frac{F_{s,all}A_s}{\gamma H S_v S_H} \geq K_{eq} \quad (5.16a)$$

$$K_{eq} = [TN^2 + 4TS^2]^{1/2} \quad (5.16b)$$

Taivutukselle naula tarkistetaan kaavalla (5.17).

$$M_p > (F_M) \cdot M_{max} = 0.32(F_M)T_c l_0 \quad (5.17)$$

tai kaavalla (5.18)

$$\frac{M_p/l_0}{\gamma H S_v S_H} \geq (F_M) \frac{0.32T_c}{\gamma H S_v S_H} = (F_M) \cdot 0.32TS \quad (5.18)$$

$F_{s,all}$  on naulalle sallittu vetojännitys,  $kPa$

$A_s$  naulan poikkileikkausala,  $kPa$

$S_v$  pystysuora naulaväli,  $m$

$S_H$  vaakasuora naulaväli,  $m$

$\gamma$  maan tilavuuspaino,  $kN/m^3$

$M_p$  naulan plastinen taivutusmomentti. Vastaava plastinen taivutusmomentti juotetuille nauiloille lasketaan olettaen, että juototmassan puristuslujuus  $f_y$  on 21 MPa ja vetolujuus on nolla.

$F_M$  varmuuskerroin naulan plastiselle momentille, jos naulan rajakuorma on määritetty sallittua vetojännitystä käyttäen  $F_M=1$ .

Yksityiskohtainen analyysi voidaan suorittaa tietokonetta apuna käyttäen. Yksinkertaistettuja suunnittelutaulukoita (kuva 5.13) on ratkaistu homogeeniselle kitkamaakerroksille ja rakenteille, joissa kaikki naulat ovat yhtäpitkiä [Juran, 1990].



Kinemaattinen rajatilamitoitus on aiheuttanut runsaasti keskustelua geoteknisen alan lehdissä. Juranin [1990] Journal of Geotechnical Engineering lehdessä esittämää laskentamenetelmää ovat arvostelleet mm. Leshchinsky [1991] sekä Jewell ja Pedley [1991]. Ground Engineering lehdessä keskustelua naulatujen rakenteiden mitoituksesta ovat käyneet mm. Schlosser sekä Jewell ja Pedley [1991]. Koska menetelmä on uusi, ei vakiintunutta mitoituskäytäntöä ole vielä muodostunut.

#### 5.3.4 Naulatun rakenteen mitoitus esimerkki

Juran [1990] on esittänyt naulatun rakenteen mitoituksesta seuraavan esimerkin. Esimerkki on laskettu mitoituskäyrästöjen (kuva 5.13) avulla ja se käsittelee pystysuoraa kaivantoa, jonka korkeus on 12 m. Maanpinta luiskan yläpuolella on vaakasuora. Pohjamaa on oletettu homogeeniseksi silttiseksi hiekaksi, jolla on seuraavat maaparametrit: kitkakulma  $\varphi = 35^\circ$  ja koheesio kasvaa lineaarisesti syvyyden mukana  $c/\gamma H = 0.05$ . Maakerroksen alustaluku  $K$ , on  $50000 \text{ kN/m}^3$ . Naulauskulmaksi on valittu  $\beta = 15^\circ$ . Vetokokeella määritetty raja-leikkausjännitys maan ja vahvisten välillä (limit interface lateral shear stress)  $f_l = 120 \text{ kN/m}^2$ . Varmuuskertoimeksi vahvisten irtoamiselle on valittu  $F_p = 2,0$ .

Vahvisten parametrit ovat seuraavat:

$EI = 4 \text{ kNm}^2$ , sallittu vetojännitys  $F_{all} = 16800 \text{ kN/m}^2$ ,  $l_0 = 0.34 \text{ m}$ , naulan plastinen taivutusmomentti  $M_p = 2,97 \text{ kNm}$ , halkaisija  $D = 0.025 \text{ m}$ , naulaväli pysty- ja vaakasuunnassa  $S_v = S_H = 1,35 \text{ m}$ , juotosmassan ympäröimän naulan halkaisija  $D_g = 0,1 \text{ m}$ .

Taivutusjäykkyys parametri  $N$  lasketaan kaavalla (5.10b, bis).

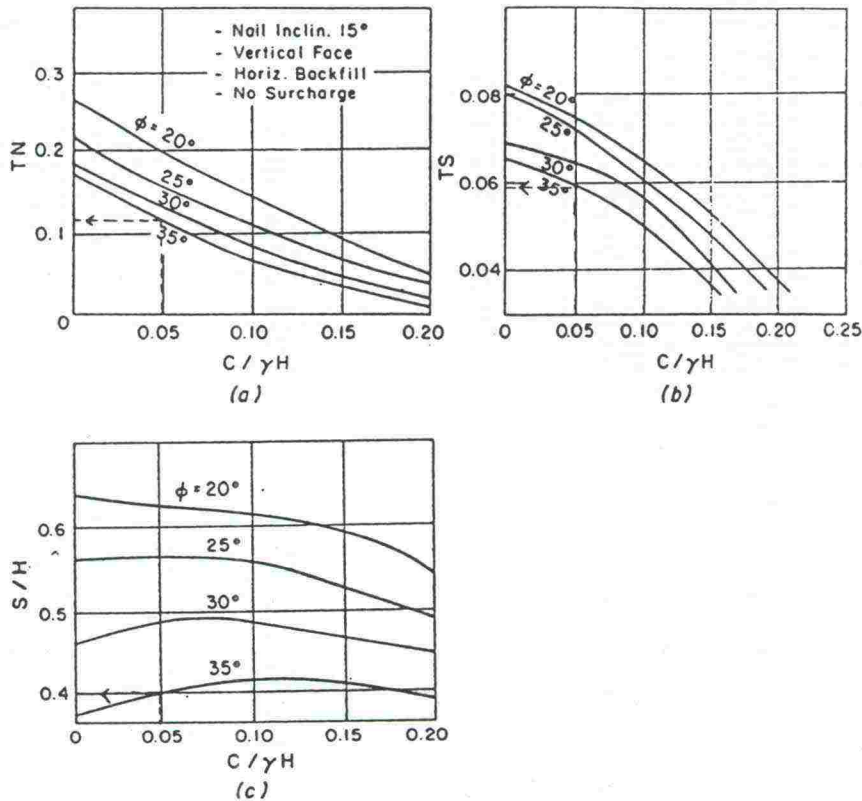
$$N = (K_s D / \gamma H) (l_0^2 / S_v S_H) = 0.33$$

Suunnittelussa käytettävät mitoituskäyrästöt on esitetty kuvassa 5.13. Käyrästöt on tehty edellä esitetyn teorian perusteella homogeeniselle pohjamaalle.

Kuvasta 5.13 saadaan geometria termi  $S/H = 0.40$ , dimensiottomat maksimi vetovoima  $TN = 0.13$  ja leikkausvoima  $TS = 0.059$ . Nyt voidaan laskea termi  $K_{eq}$  käyttäen kaavaa (5.16b, bis).  $K_{eq}$  saa arvon 0.17.

Veto- ja leikkausmurto tarkistetaan kaavalla (5.16a, bis).

$$\frac{F_{all} A_s}{\gamma H S_v S_H} = 0.199 > K_{eq} = 0.17$$



Kuva 5.13. Naulatun rakenteen mitoitus kinemaattista rajatila-analyysiä käyttäen. Mitoituskäyrästöt, kun:  $\beta = 15^\circ$ , pystysuora luiska, vaakasuora maanpinta luiskan yläpuolella, ei lisäkuormia maanpinnalla,  $N=0.33$ . [Juran, 1988].

Taivutusmurto tarkistetaan kaavalla (5.18, bis), ja  $F_M=1,0$ .

$$\frac{M_p/l_0}{\gamma H S_v S_H} = 0.0202 > (F_M)(0.32)TS = 0.0189$$

Vahviteen ja maan yhteistoiminnan tarkistaminen tehdään kaavalla (5.14, bis).

$$\mu = \frac{f_1 D_g}{\gamma S_v S_H} = 0.352$$

$$\frac{L}{H} = \frac{S}{H} + \left( \frac{TN}{\lambda} \frac{F_p}{\mu} \right) = 0.40 + \frac{0.13}{\pi} \frac{2}{0.352} = 0.63$$

$$\Rightarrow L = 0.63 \times 12m = 7.6m$$

Tarvittava naulan pituus, jotta irtoamista ei tapahtuisi on siis 7,6 m.

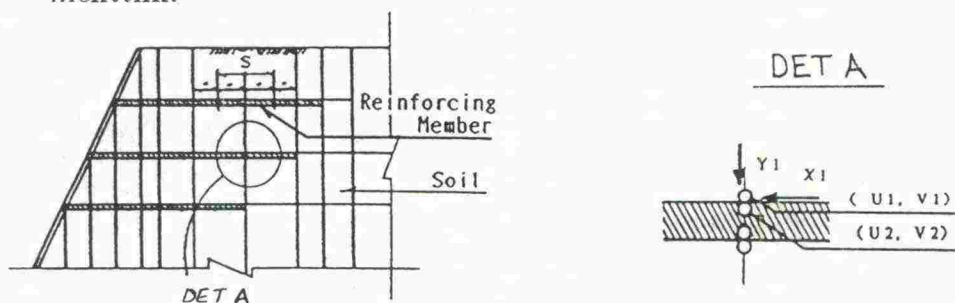
Juran [1990] on laskenut rajatasapainoperiaatteeseen perustuvalla menetelmällä myös luiskan kokonaisvarmuuskertoimen (global safety factor). Tämä varmuuskertoimen  $F=2.73$  on selvästi suurempi kuin paikallinen varmuuskertoimen  $F_L$ , jolle oli valittu arvo 2.0 nauvoja mitoitettaessa. Naulattuja luiskia mitoitettaessa on kokonaisstabiiliteetin lisäksi varmistettava yksittäisten naulojen toiminta.

#### 5.4 Numeeristen menetelmien käyttö mitoituksessa

Edellä esitetyillä laskentamenetelmillä on tarkasteltu mahdollista luiskan liukumalla tapahtuvaa sortumista ja naulatun rakenteen murtumista. Stabiili-teetti sortumista vastaan on laskettu liukupintamenetelmällä [Koerner, 1986; Okuzono, 1988] ja vahvisten paikallinen murtuminen on tarkastettu kinemaat-tisen rajatila-analyysin perusteella [Juran, 1990]. Em. menetelmillä tarkastel-laan vain murtotilaa eikä voida laskea rakenteen siirtymiä ja muodonmuutoksia.

Maan ja vahvisten välisen epäjatkuvuuden mallintamiseksi ovat Nagao ja Kita-mura (1988) esittäneet elementtimenetelmää hyväksikäyttävän laskentamallin. He ovat testanneet laskentamenetelmäänsä kenttäkokeiden avulla.

Kuvassa 5.15 on esitetty vahvistetun rakenteen laskemisessa käytetty element-tiverkko [Nagao & al., 1988]. Eri materiaalien välinen epäjatkuvuuskohta maan ja vahvisten välissä otetaan huomioon kitkavastuksen avulla, joka muodostuu adheesiosta ja kitkavoimasta. Tavallisesti eri elementit liittyvät toisiinsa samassa nurkkasolmussa, mutta tässä tapauksessa on käytetty kahta solmua, jotka si-jaitsevat samassa koordinaattipisteessä. Kuvassa 5.14 solmu (U1,Y1) kuuluu maata kuvaavaan elementtiin ja solmu (U2,Y2) vahvistetta mallintavaan ele-menttiin.



Kuva 5.14. Epäjatkuvuusmalli maan ja vahvisten välillä. Elementtiverkko. [Nagao & Kitamura, 1988]

Jatkuvuus verkon tässä koordinaattipisteessä tarkastetaan seuraavilla ehdoilla:

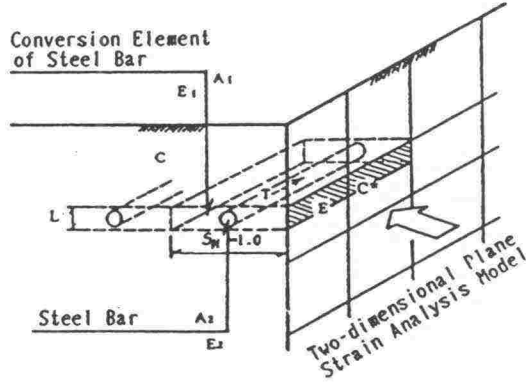
$X1 \leq (Y1 \cdot \tan\phi^* + C^* \cdot S)$  tällöin  $U1=U2$ ,  $V1=V2$  jatkuvuus toteutuu

$X1 > (Y1 \cdot \tan\phi^* + C^* \cdot S)$  nyt  $U1 \neq U2$ ,  $V1=V2$  vahvisten ja maan välillä tapahtuu liukumista.

$X1$  on vaakasuora solmuvoima (kuva 5.14)

$Y1$  pystysuora solmuvoima

- $\varphi^*$  naulan ja maakerroksen välinen kitka  
 $C^*$  naulan ja maakerroksen välinen adheesio  
 $S$  vierekkäisten elementtien keskipisteiden väli (kuva 5.14)



Kuva 5.15. Vahviteen muuttaminen 2D analyysiä varten. [Nagao & Kitamura, 1988]

Kuvassa 5.15 on esitetty kolmiulotteisen naulausrakenteen muuttaminen laskentaa varten tasotapaukseksi. Käytettävät parametrit voidaan laskea kaavoilla (5.19) ja (5.20).

$$E = \frac{A_1 \cdot E_1 + A_2 \cdot E_2}{A_1 + A_2} \quad (5.19)$$

$$C^* = c + \frac{T}{2.0 \cdot S_H} \quad (5.20)$$

$E$  on kaksiulotteiseksi muunnetun naulan laskennallinen moduli

$A_1$  vahviteen muunnettu pinta-ala (kts. kuva 5.15)

$A_2$  alkuperäinen vahviteen poikkileikkausala

$E_1$  luonnontilaisen maan elastinen moduuli

$E_2$  naulan elastinen moduuli

$C^*$  adheesio maan ja vahviteen välillä

$c$  luonnontilaisen maan koheesio

$T$  vahviteen vetokokeella määritetty irtomisvoima

$S_H$  naulojen vaakasuora etäisyys

Myös Matsui ja San [1988] ovat esittäneet laskentamenetelmän maan ja vahviteen välisen käyttäytymisen selvittämiseksi. He ovat esittäneet rajapinnalla käytettäväksi elastoplastista liitoselementtiä (joint element), joka perustuu Coulombin myötökriteeriin. Lisäksi he ovat kehittäneet luiskan varmuuskertoimen

laskentamenetelmän elementtimenetelmän avulla. He määrittelevät murtotilan leikkasmuodonmuutosten perusteella ja luiskan kokonaisvarmuiskerroin laskeaan elementtien paikallisten varmuuskertoimien kautta ns. hybridimenetelmällä. Matsui ja San [1988, 1989, 1990] ovat laskeneet menetelmällään koerakenteita ja tehneet vertailevia stabiliteetilaskelmia Bishopin menetelmällä. Koerakenteista on mitattu mm. vahvisteisiin kehittyviä aksiaalisia jännityksiä. Lasketut aksiaaliset jännitykset ovat vastanneet hyvin mitattuja arvoja. Hybridimenetelmällä lasketut varmuuskertoimet ovat olleet lähes saman suuria kuin Bishopin menetelmällä lasketut. Myös murtokuviot ovat vastanneet Bishopin menetelmällä laskettua vaarallisinta liukupintaa.

Elementtimenetelmä ohjelmaa CRISP90 [Britto & Gunn, 1990] ovat naulattujen rakenteiden mitoittamiseen soveltaneet mm. Calabresi et al. [1990] He ovat käsitelleet naulattua tunnelia, joka kulkee silttisessä savi- ja savisessa silttikerroksessa. Maan materiallimallina näissä kerroksissa he ovat käyttäneet mallia modified cam clay. Tunnelin yläpuoliset hiekka- ja sorakerrokset on mallinnettu käyttäen Mohr-Coulombin materiaalimallia. Naulat olivat  $60 \times 60 \times 7$  mm T-terästankoja, joiden pituus oli 5 m ja naulojen etäisyys toisistaan oli 1 m. Naulat on mallinnettu käyttäen suorakaide-elementtejä, jotka on ympäröity liitoselementeillä (interface elements). Näiden liitoselementtien avulla voidaan mallintaa maan ja vahviteen välisiä muodonmuutoksia. Laskelma on tehty suljetussa tilassa ja liitoselementtien myötöfunktiksi on valittu Trescan kriteeri. Naulan ja maan välinen suljetun tilan adheesio on määritetty vetokokeilla. Laskennan tuloksena on saatu painumat, maan ja naulan väliset leikkausjännitykset, nauloissa esiintyvät vetojännitykset, tunnelin pysty- ja vaakasuuntaiset siirtymät sekä plastisten vyöhykkeidenkehittyminen. Vertailulaskelmia on tehty myös naulaamattomalle tunnelille. Calabresi et al. [1990] ovat todenneet, että kyseinen laskentamenetelmä soveltuu hyvin naulatun rakenteen sekä maan ja naulan välisen käyttäytymisen mallintamiseen.

### 5.5 Yhteenvedo naulauksesta

Tässä työssä naulausta on käsitelty kirjallisuustutkimuksen perusteella. Menetelmää ei ole vielä toistaiseksi sovellettu Suomessa pehmeikölle leikattujen luiskien vahvistamiseen.

Naulausta voidaan käyttää luiskan vahvistamiseen, jos sortuma tapahtuu yhteisen kappaleen liukusortumana. Liikkumaan pyrkivä maamassa kiinnitetään stabiiliin maakerrokseen vetoa kestävien naulojen avulla.

Koerakenteita ja mallikokeita kitkamaalajeille ovat tehneet mm. Stocker et al. [1979], Juran [1987], Kitamura ja Nagao [1988] sekä Jewell [1990]. Vastavänsäisiä tutkimuksia koheesiomaalajeille ei ole esitetty, mutta käyttösovelluksia naulauksen käytöstä koheesiokerrosten vahvistamiseen ovat maininneet mm. Gässler ja Gudehus [1983] sekä Okuzono et al. [1988].

Naulatun luiskan geoteknisen mitoituksen osatehtäviä ovat:

- 1) Luiskan kokonaisstabiliteetin laskeminen.
- 2) Vahviteen ja maan välisen vuorovaikutuksen tarkistaminen, ettei sortuma pääse tapahtumaan vahviteen irrotessa maasta.
- 3) Nauloiin kehittyvien jännitysten laskeminen ja vertaaminen naulamateriaalin sallittuihin lujuuksiin.

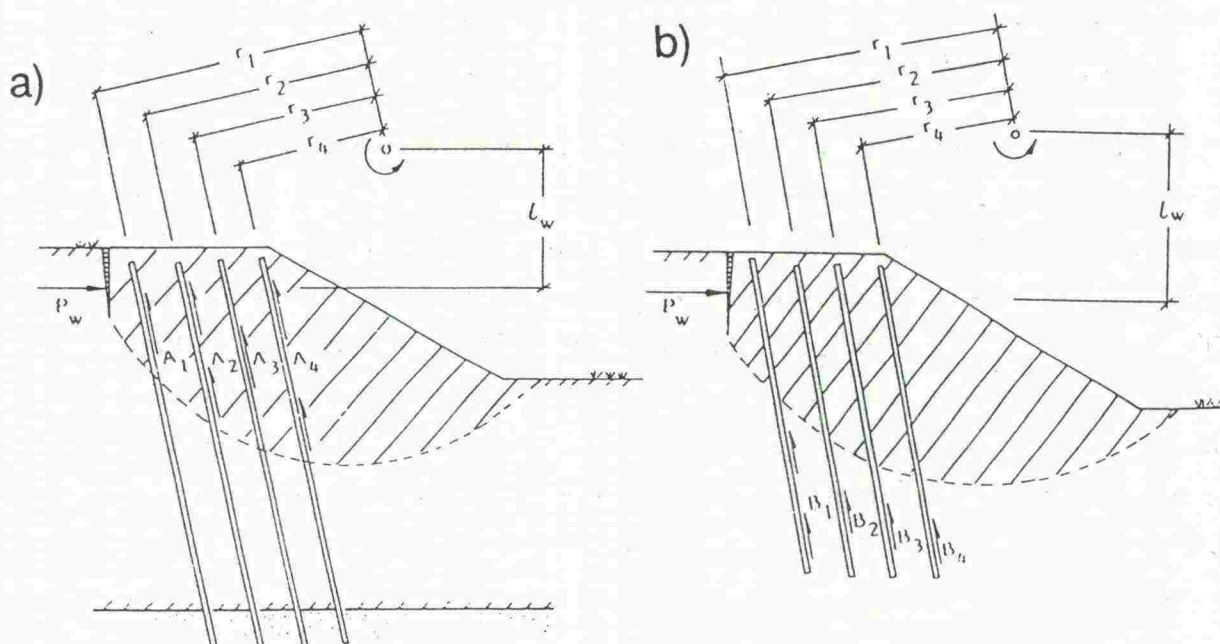
Naulan rakenteella ja asennustavalla sekä maalajilla on merkittävä vaikutus naulan ja maakerroksen yhteistoimintaan. Kuhunkin rakennuskohteeseen sopivien mitoitusparametrien määrittämiseksi tulisi tehdä in situ vetokokeita.

Nauluksen soveltaminen Suomessa pehmeikölle leikattavien luiskien vahvistamiseen vaatii vielä tutkimuksia toimintamekanismien, tarvittavien parametrien ja sopivien laskentamenetelmien selvittämiseksi. Tulevaisuudessa naulaus on varmasti käyttökelpoinen vahvistusmenetelmä.

## 6. PAALUTETTU LUISKA

### 6.1 Paalut vahvistusrakenteena

Paaluja käytetään luiskavahvistuksessa silloin, kun stabiliteetin parantaminen yksinkertaisemmilla menetelmillä esim. kevennysleikkauksilla ei ole mahdollista. Paaluja voidaan käyttää luiskavahvistuksena, jos sortuma tapahtuu yhtenäisen maamassan liukusortumana. Paalutus ei sovellu herkästi juoksevien maalajien vahvistamiseen, koska tällaiset maalajit saattavat häiriinnyttyään juosta paalujen välistä [Korhonen, 1962]. Luiskan vahvistaminen paaluilla on esitetty kuvassa 6.1. Luiskapaalut voivat olla joko tuki- tai koheesiopaaluja (kuva 6.1). Kitkapaaluja ei yleensä käytetä luiskavahvistuksissa.



Kuva 6.1. Tieleikkaus pehmeiköllä. Luiskan vahvistaminen paaluilla. a) Tuki-  
paalut b) Koheesiopaalut [Broms, 1985].

Suomessa ja muissa Skandinavian maissa on luiskavahvistuksena perinteisesti käytetty puupaaluja [Brinch-Hansen, 1958; Korhonen, 1962; Broms, 1964, 1985]. Paalujen stabilisoiva vaikutus perustuu paaluun kehittyviin paalunsuuntaisiin voimiin, jotka muodostuvat vaippakoheesiosta. Tukipaaluilla myös kärkivasutus vaikuttaa stabiliteettiin (luku 6.3.2). Puupaalut ovat tehokkaita suuren vaippapinta-alansa vuoksi. Myös paalujen leikkausvastus parantaa stabiliteettia. Paalut sijoitetaan yleensä luiskan yläosaan ja hieman kaltevaan asentoon, jolloin ne toimivat tehokkaammin (kuva 6.1). Puupaalujen käyttö edellyttää

sellaisia pohjaolosuhteita, joissa paalut ovat jatkuvasti pohjaveden pinnan alapuolella anaerobisissa olosuhteissa. Tämän vuoksi käytettäessä puupaaluja savimaalla on paalujen yläpää katkaistava kuivakuorikerroksen alapuolelle. Käytännössä tämä voi osoittautua joskus mahdottomaksi toteuttaa, mikäli kuivakuorikerros on hyvin paksu. Tällöin on muuten varmistettava, paalut ovat suojattuja lahoamista vastaan.

Luisan vahvistuksessa käytetään puupaaluja, joiden läpimitta latvasta on 5"-6" [Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita osa IV, 1970]. Paalut valmistetaan suorakasvuisesta terveestä männyn tai kuusen rungosta. Yksityiskohtaisia laatuvaatimuksia puupaaluille on esitetty LPO-87:ssä sekä Maarakennusalan tutkimus ja suunnitteluohjeissa [Osa IV, 1970]. Normaalisti Etelä- ja Keski-Suomessa on saatavissa 15...18 m pitkiä puupaaluja. Luiskapaaluja ei suositella jatkettavaksi.

Puupaalujen rakenteellinen kantavuus staattisten kuormitusten suhteen määritetään Suomen rakentamismääräyskokoelman puurakenteita koskevien ohjeiden mukaan [B 10, 1986]. Näiden ohjeiden mukaan pyöreä puutavara kuuluu lujuusluokkaan T30. Brinch-Hansen [1958] on esittänyt, että rakennusmateriaalille voidaan käyttää n. 50 % suurempia jännityksiä kuin normeissa on sallittu silloin, kun käytetään murtotilaan perustuvaa luvussa 6.3.2 esitetyn mukaista mitoitusmenetelmää. Suomen normien [SRMK B10] mukaan voi lyhytaikaisen kuorman aiheuttamat jännitykset olla 50-60 % kuin pitkäaikaisten kuormien aiheuttamat jännitykset. Yleensä puun lujuus ei ole määräävä tekijä luiskavahvistuksessa.

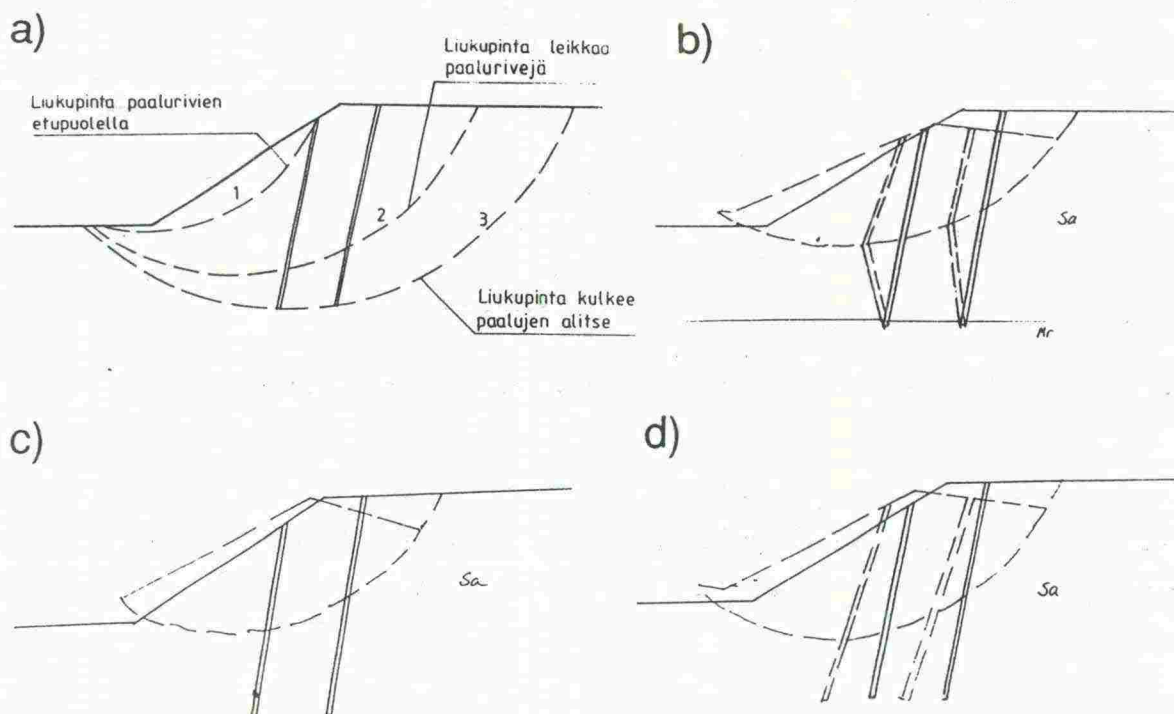
Teräs- ja betonipaalujen käytöstä luiskavahvistuksessa ovat kirjoittaneet mm. Fukuoka [1977], Matsui ja Ito [1975, 1977], Winter et. al [1983], Gudehus [1983, 1984], Schwarz [1985] sekä Oakland ja Chameau [1989]. Useimmissa laskentamenetelmissä paalutetun luisan sortuman oletetaan tapahtuvan jäykän ideaaliplastisen maamassan liukusortumana. Winter, Schwarz ja Gudehus [1983] esittävät mitoitusmenetelmän, joka perustuu koheesiomaan viskoosiin ominaisuuksiin.

Tässä raportissa käsitellään puupaaluilla vahvistettavan luisan mitoitusta luvussa 6.3.2 ja esitetään puupaaluilla vahvistetun luisan mitoitus esimerkki luvussa 6.4. Betonipaaluhiin liittyen esitetään Oaklandin ja Chameaun [1989] tekemiä laskelmia luvussa 6.5.



## 6.2 Paalutetun luiskan sortumismekanismi

Paaluilla vahvistettu pehmeiköllä sijaitseva luiska voi sortua kolmella eri tavalla (kuva 6.2a), joko paalujen alapuolelta kulkevaa tai paaluja leikkaavaa liukupintaa pitkin tai luiskan reuna voi sortua paalutetun alueen etupuolelta [Korhonen,1962]. Kun liukupinta leikkaa paaluja, tapahtuu sortuma joko paalukuormien ylittäessä paalun lujuuden tai paalujen liukupinnan ylä- tai alapuolisen osan vastuksen pettäessä ja paalun luisuessa maasta (kuva 6.2 b).



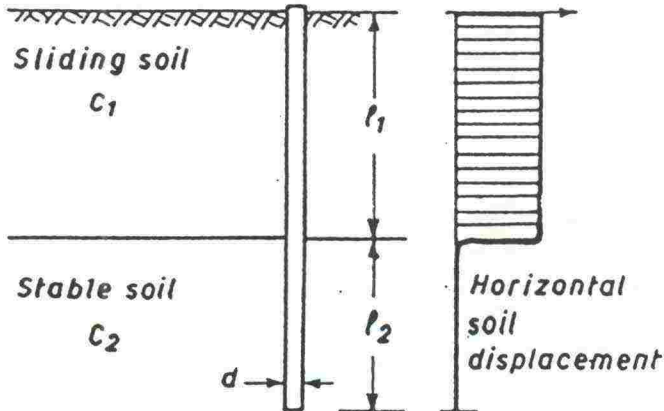
Kuva 6.2. Tieleikkaus pehmeiköllä. a) Paaluilla vahvistetun luiskan mahdollisen liukupinnat [Korhonen,1962]. b)-d) Liukupintaa 2 vastaavat sortumismekanismit: b) Paalut katkeavat c) Paalut irtoavat yläpäädästä d) Paalut irtoavat alapäästä.

## 6.3 Paalutetun luiskan geotekninen mitoitus

### 6.3.1 Paalun ja maakerroksen välinen yhteistoiminta

Erilaisia mahdollisia paalun sortumamekanismeja on käsitelty mm. Viggiani [1981]. Viggianin esittämä menetelmä perustuu Bromsin [1964] kehittämään malliin arvioida pystysuoraan paaluun vaakasuunnassa vaikuttava kriittinen kuorma. Kriittisellä kuormalla tarkoitetaan sivukuormaa, jolla paalu aiheuttaa maakerrokseen jännitystason, joka ylittää maakerroksen lujuuden.

Viggiani on jakanut sortumamekanismit täysin jäykkien paalujen mekanismeihin (kuva 6.6 a) sekä mekanismeihin, joissa paaluihin syntyy 'plastinen nivel' (kuva 6.6 b). Yksinkertaisuuden vuoksi sekä maanpinta että liukupinta maakerroksessa on oletettu vaakasuoriksi. Lähtötila on esitetty kuvassa 6.3. Kysymyksessä on kaksikerrosrakenne, jossa molemmat kerrokset ovat veden kyllästämiä koheesiomaakerroksia.



Kuva 6.3. Lähtötila Viggianin olettamille murtomekanismeille [Viggiani, 1981]

Menetelmässä oletetaan, että maakerroksen ja paalun väliset suhteelliset muodonmuutokset ovat niin suuria, että maakerros paalun pinnalla myötää. Sivukuorma  $p_y$  myötötilassa lasketaan kaavalla (6.1a) [Viggiani, 1981].

$$p_y = k \cdot c \cdot d \quad (6.1a)$$

$k$  on sivuvastuskerroin

$d$  paalun halkaisija,  $m$

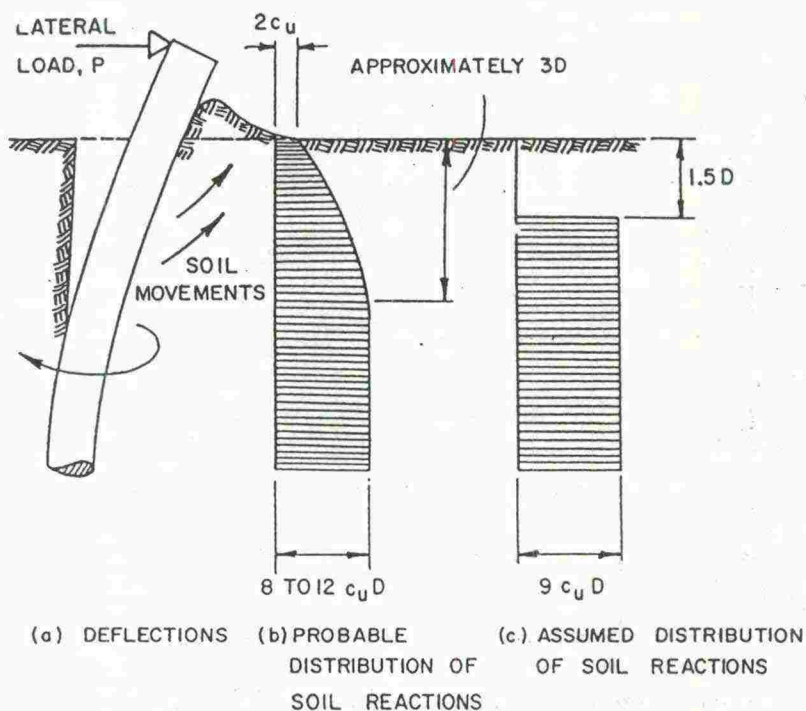
$c$  maan leikkauslujuus,  $kPa$

Parametri  $k$  muuttuu syvyyden funktiona siten, että maanpinnassa  $k$ :n on todettu olevan noin 2 ja kasvavan vakioarvoon, kun syvyys on noin  $3d$  (kuva 6.4) [Broms, 1964]. Broms on esittänyt homogeesiselle maapohjalle yksinkertaistetun mallin, jossa oletetaan, että  $p_y = 0$  syvyydellä  $z \leq 1.5d$  ja  $p_y = kcd = \text{vakio}$  syvyydellä  $z > 1.5d$ . Bromsin mukaan  $k$  vaihtelee välillä 8.28-12.56 (kuva 6.5). Broms on johtanut  $k$ -arvot plastisuusteoria periaatteilla eri muotoisille paaluille. Kuvassa 6.5 on esitetty Bromsin käyttämät paalupoikkileikkaukset ja murtokuviot paalun ympärillä.

Eri tutkijat ovat esittäneet kertoimelle  $k$  hieman erilaisia arvoja. Nämä tulokset on esitetty taulukossa 6.1 ja ne vastaavat  $k$ :n suuruutta syvyydellä  $z > 3d$ .

Suomen Lyöntipaalutusohjeissa 1987 sivukuormitetun paalun ja maakerroksen välisen rajakuorman  $p_m$  suuruudeksi sivuttaista leikkautumista vastaan on esitetty:

$$p_m = (6 - 9)s_u d \quad (6.1b)$$



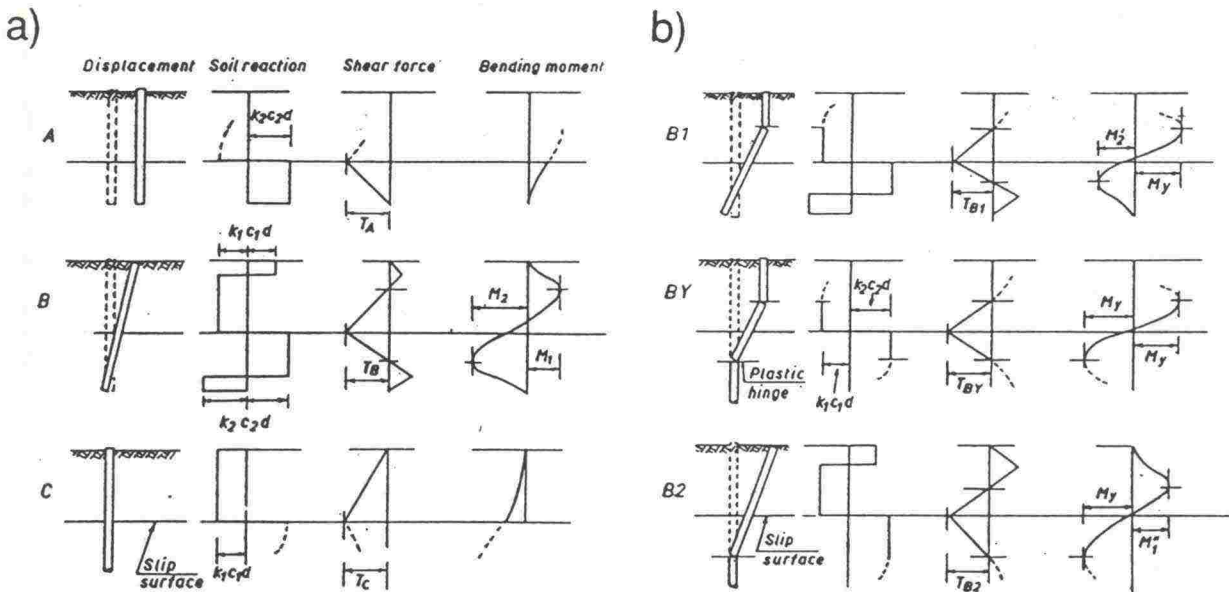
Kuva 6.4. Sivukuormitetun paalun käyttäytyminen. a) Muodonmuutokset b) Todennäköinen maakerroksen sivuttaisen vastuksen jakaantuminen c) Yksinkertaistettu maan sivuttaisen vastuksen jakaantuminen [Broms, 1964].

Taulukko 6.1. Eri tutkijoiden sivuvastuskertoimelle k esittämiä arvoja [Viggini, 1981].

Viite	k-arvo	toiminta periaate
Broms (1964)	8.28-12.56	paalu sijaitsee liikkumattomassa maakerroksessa (aktiivi paalu)
Brinch-Hansen (1961)	8.14	
De Beer (1949)	6.26	
Wenz (1963)	8.28-11.42	
Smoltczyk (1973)	4.0	paalu sijaitsee liukuvassa maakerroksessa (passiivi paalu)
Ito, Matsui (1975)	3.33	
De Beer et al.(1977)	2.80	

SLIP FIELD PATTERN	SURFACE	ULTIMATE LATERAL RESISTANCE, $q_{ult}/c_u$
	ROUGH	12.56
	ROUGH	11.42
	SMOOTH	11.42
	SMOOTH	9.14
	SMOOTH	8.28

Kuva 6.5. Sivuvastuskertoimen  $k$  arvoja eri paalupoikkileikkauksille ja murto-kuviot paalun ympärillä [Broms, 1964]



Kuva 6.6. Sortumamekanismit a) Täysin jäykät paalut, mekanismit A, B ja C  
 b) Paalut, joihin syntyy plastinen nivel, mekanismit B1, BY ja B2.  
 [Viggiani, 1981].

Tietyn murtomekanismin (kuva 6.6) esiintyminen riippuu geometriasta, paalun pituudesta ja halkaisijasta sekä liukuvan massan paksuudesta, paalun myötömomentista, sekä liukuvan ja stabiilin maakerroksen leikkauslujuuksista [Viggiani, 1981]. Myötömomentilla tarkoitetaan taivutusmomentin arvoa silloin, kun poikkileikkauksen itseisarvoltaan suurin jännitys on sama kuin myötöjännitys [RIL-178-1989].

Mekanismeissa A-C paalujen oletetaan olevan jäykkiä eli paalun myötömomentti on suurempi kuin paaluun kohdistuva taivutusmomentti. Tasapainoehtoista saadaan ratkaistua liukupinnalla vaikuttava leikkausvoima ja maksimitaivutusmomentti [Viggiani, 1981].

Mekanismissa A (kuva 6.6 a) paalu pysyy kiinni liukuvassa kerroksessa 1. Paalun ja maan välinen sivuvastus ylittyy liukupinnan alapuolella ja koko paalu siirtyy liukuvan maamassan mukana tunkeutuen syvemmän maakerroksen läpi. Kun leikkausvoima  $T_A$  ratkaistaan tasapainoehtojen perusteella saadaan yhtälö (6.2).

$$T_A = dk_2c_2l_2 \quad (6.2a)$$

$$\lambda = l_2/l_1 \quad (6.2b)$$

$$X = k_1c_1/k_2c_2 \quad (6.2c)$$

Kun sijoitetaan yhtälöt (6.2b) ja (6.2c) yhtälöön (6.2a) saadaan yhtälö (6.2d)

$$\frac{T_A}{k_1c_1dl_1} = \frac{\lambda}{X} \quad (6.2d)$$

$T_A$  on paaluun kohdistuva leikkausvoima liukupinnalla,  $kN$

$k_i$  kerroksen  $i$  sivuvastuskerroin

$c_i$  kerroksen  $i$  koheesio,  $kPa$

$d$  paalun halkaisija,  $m$

$l_i$  paalun pituus kerroksessa  $i$ ,  $m$

Mekanismissa B (kuva 6.6 a) maakerros murtuu molemmissa kerroksissa ja paalu kiertyy jäykästi. Tällöin leikkausvoimalle  $T_B$  ja momenteille  $M_1$  ja  $M_2$  voidaan kirjoittaa yhtälöt (6.3)-(6.5).

$$\frac{T_B}{k_1 c_1 d l_1} = \sqrt{\left(\frac{1+\lambda}{1+X}\right)^2 + \frac{\lambda^2 + X}{X(1+X)}} - \frac{1+\lambda}{1+X} \quad (6.3)$$

$$\frac{M_1}{k_1 c_1 d l_1^2} = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{T_B}{k_1 c_1 d l_1}\right)^2 \quad (6.4)$$

$$\frac{M_2}{k_1 c_1 d l_1^2} = \frac{1}{4X} \left(\lambda - \frac{T_B}{k_1 c_1 d l_1}\right)^2 \quad (6.5)$$

$T_B$  on paaluun kohdistuva leikkausvoima liukupinnalla,  $kN$

$M_1$  paalun momentti kerroksessa 1,  $kNm$

$M_2$  paalun momentti kerroksessa 2,  $kNm$

$k_i$  kerroksen  $i$  sivuvastuskerroin

$c_i$  kerroksen  $i$  koheesio,  $kPa$

$d$  paalun halkaisija,  $m$

$l_i$  paalun pituus kerroksessa  $i$ ,  $m$

Mekanismissa C (kuva 6.6 a) paalu on kiinnittynyt pysyvästi alapuoliseen kerrokseen ja liukuva maamassa valuu paalujen ohitse. Leikkausvoima  $T_C$  voidaan ratkaista yhtälöstä (6.6).

$$\frac{T_C}{k_1 c_1 d l_1} = 1 \quad (6.6)$$

Voidaan osoittaa, että murtumismekanismi A esiintyy, jos yhtälö (6.7) on voimassa [Viggiani, 1981]:

$$\lambda < \lambda' = X \left( \frac{\sqrt{2+2X}-1}{1+2X} \right) \quad (6.7)$$

Mekanismi C esiintyy, jos yhtälö (6.8) toteutuu.

$$\lambda > \lambda'' = X + \sqrt{2X^2 + 2X} \quad (6.8)$$

Tällöin mekanismi B voi tapahtua, jos  $\lambda' \leq \lambda \leq \lambda''$ .

Kun paaluun syntyy yksi tai kaksi plastista niveltä, voi mekanismi olla jokin seuraavista mekanismeista B1, BY tai B2 (vrt. kuva 6.6 b). Esiintyvät leikkausvoimat ja momentit lasketaan voimatasapainoehtojen avulla.

Mekanismissa B1 (kuva 6.6 b) paalu kiertyy ja liukuvassa maakerroksessa olevaan paalun osaan kehittyvä taivutusmomentti ylittää paalun myötömomentin ja paaluun syntyy plastinen nivel. Leikkausvoima  $T_{B1}$  ja taivutusmomentti  $M_2'$  saadaan kaavoilla (6.9) ja (6.10).

$$\frac{T_{B1}}{k_1 c_1 d l_1} = \frac{\lambda}{X+2} \left( \sqrt{\frac{2X+2}{\lambda} + \frac{X+2}{\lambda^2} \frac{4M_y}{k_1 c_1 d l_1^2}} - 1 \right) \quad (6.9)$$

$$\frac{M_2'}{k_1 c_1 d l_1^2} = \frac{1}{4X} \left( \lambda - X \frac{T_{B1}}{k_1 c_1 d l_1} \right)^2 \quad (6.10)$$

Mekanismissa BY (kuva 6.6 b) sekä liukuvassa maakerroksessa että pohjamaakerroksessa olevaan paalunosaan kehittyvä taivutusmomentti, joka ylittää paalun myötömomentin. Paaluun syntyy kaksi plastista niveltä ja leikkausvoima  $T_{BY}$  voidaan ratkaista yhtälöstä (6.11).

$$\frac{T_{BY}}{k_1 c_1 d l_1} = 2 \sqrt{\frac{1}{(1+X)} \frac{M_y}{k_1 c_1 d l_1^2}} \quad (6.11)$$

Mekanismissa B2 (kuva 6.6 b) paalun myötömomentti ylittyy pohjamaakerroksessa ja leikkausvoima  $T_{B2}$  sekä momentti  $M_1''$  saadaan yhtälöillä (6.12)-(6.13).

$$\frac{T_{B2}}{k_1 c_1 d l_1} = \frac{1}{1+2X} \left( \sqrt{1 + (1+2X) \left( 1 + \frac{4M_y}{k_1 c_1 d l_1^2} \right)} - 1 \right) \quad (6.12)$$

$$\frac{M_1''}{k_1 c_1 d l_1^2} = \frac{1}{4} \left( 1 - \frac{T_{B2}}{k_1 c_1 d l_1} \right)^2 \quad (6.13)$$

- $T_{B1}$  on paaluun kohdistuva leikkausvoima liukupinnalla mekanismissa B1,  $kN$   
 $T_{B2}$  on paaluun kohdistuva leikkausvoima liukupinnalla mekanismissa B2,  $kN$   
 $T_{BY}$  on paaluun kohdistuva leikkausvoima liukupinnalla mekanismissa BY,  $kN$   
 $M_y$  paalun myötömomentti,  $kNm$   
 $M_2'$  paalun momentti kerroksessa 2,  $kNm$   
 $M_1''$  paalun momentti kerroksessa 1,  $kNm$   
 $k_i$  kerroksen  $i$  sivuvastuskerroin  
 $c_i$  kerroksen  $i$  koheesio,  $kPa$   
 $d$  paalun halkaisija,  $m$   
 $l_i$  paalun pituus kerroksessa  $i$ ,  $m$

### 6.3.2 Puupaaluilla vahvistetun luiskan mitoitus

Paalujen vaikutus liukumalla tapahtuvaan sortumaan otetaan huomioon momenttien tasapainoyhtälössä [Korhonen, 1962]. Liukumista vastustavaan leikkausvoiman momenttiin lisätään paalujen suuntaisten voimien  $A$  ja paalua vastaan kohtisuorien voimien  $T$  momentit (vrt. kuva 6.7). Varmuuskerroin voidaan laskea kaavalla (6.13).

$$F_p = \frac{M_r + M_A + M_T}{M_w + M_q} \quad (6.14)$$

$M_r$  on liukumista vastustavan leikkausvoiman momentti liukupinnalla

$M_A$  paalujen suunnassa vaikuttavien voimien momentti

$M_T$  paaluja vastaan kohtisuoraan vaikuttavien voimien momentti

$M_w$  liukuvan maamassan momentti

$M_q$  ulkoisen kuormituksen aiheuttama momentti

Luiskan varmuuskerrointa laskettaessa luiskaan vaikuttavat voimat määritetään luiskan pituusyksikköä kohti. Voimien  $A$  ja  $T$  arvot lasketaan yhden paalun voimien  $A_0$  ja  $T_0$  perusteella kaavoilla (6.15) ja (6.16) [Korhonen, 1962].

$$A = \frac{1}{k_p} A_0 \quad (6.15)$$

$$T = \frac{1}{k_p} T_0 \quad (6.16)$$

$k_p$  on paalujen välinen keskinäinen etäisyys luiskan suunnassa

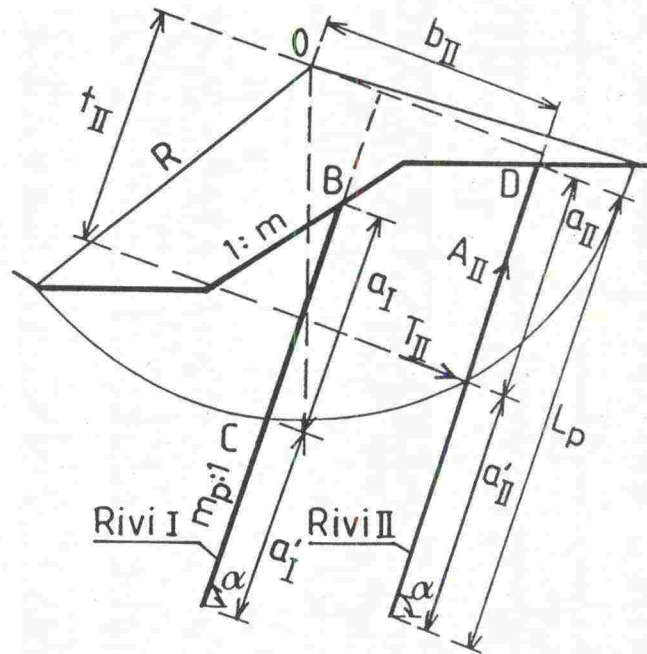
$A_0$  paalun suuntainen voima yhdessä paalussa

$T_0$  paalua vastaan kohtisuora voima yhdessä paalussa

Paalun suuntaisen voiman ( $A_0$ ) suuruus murtotilassa riippuu, joko paalumateriaalin lujuudesta tai maan leikkauslujuudesta. Maan leikkauslujuuden paalun vaippapinnalla ja liukupinnalla oletetaan toimivan samanaikaisesti täydellä teholla. Maan leikkauslujuudesta riippuvan paaluvoiman suuruuteen vaikuttaa paalun ja liukupinnan keskinäinen sijainti. Paalut saavat sijainnistaan riippuen joko veto- tai puristuskuormituksia. Paalut, joiden vaikutussuora kulkee kuvan 6.7 mukaisessa tilanteessa liukuympyrän keskipisteen oikealla puolella



saavat puristuskuormituksia, mutta paalut, joiden vaikutussuora kulkee keskipisteen vasemmalta puolelta saavat vetoa. Puristettujen paalujen tapauksessa on laskennassa käytettävä paaluvoima  $A_0$  pienin kaavoilla (6.17 a...c) lasketuista arvoista. Paalun poikkileikkaus oletetaan ympyräksi.



Kuva 6.7. Paaluilla vahvistetun luiskan mitoituksessa käytetyt merkinnät [Korhonen,1962].

$$A_{01} = \frac{1}{4} \pi D_k^2 \sigma_{c||} \quad (6.17a)$$

$$A_{02} = \pi D'_k \alpha s' l_2 + A_k \quad (6.17b)$$

$$A_{03} = \pi D_k \alpha s l_1 + q_3 \quad (6.17c)$$

$$A_{ks} = \frac{9}{4} \pi D_k^2 s_0 \quad (6.17d)$$

$$A_{k\phi} = \frac{3}{4} N_q q' \pi D_k^2 \quad (6.17e)$$

- $A_{01}$  paalun murtokuormitus puristukselle
- $A_{02}$  liukupinnan alapuolella olevan paalun osan murtokuormitus
- $A_{03}$  liukupinnan ja maanpinnan välillä olevan paalun osan murtokuormitus
- $A_{ks}$  paalun kärkivastus koheesiomaassa
- $A_{k\phi}$  paalun kärkivastus kitkamaassa
- $D_k$  paalun halkaisija kärjessä

$D_{ka}$	paalun keskimääräinen halkaisija liukupinnan yläpuolella
$D'_{ka}$	paalun keskimääräinen halkaisija liukupinnan alapuolella
$l_1$	paalun toimiva pituus liukupinnan yläpuolella
$l_2$	paalun toimiva pituus liukupinnan alapuolella
$q_3$	ulkoisten kuormien tukireaktio paaluille
$q'$	tehokas kuormitus paalun kärjen korkeudella
$N_q$	kantavuuskerroin (Terzaghi)
$\sigma_{c  }$	puun puristuslujuus syiden suuntaan
$s_0$	leikkauslujuus paalun kärjessä
$s$	leikkauslujuus liukupinnan yläpuolella
$s'$	leikkauslujuus liukupinnan alapuolella

Koheesiomaalajeissa kärkivastus on tavallisesti hyvin pieni vaippavastukseen verrattuna, joten se voidaan jättää huomioon ottamatta. Jos paalu lyödään koheesiomaakerroksen alapuolella olevaan kitkamaahan, voi kärkivastus olla vaippavastusta suurempi.

Vetokuormituksia saavien paalujen paaluvoima määräytyy kaavoilla (6.18 a...c) lasketun pienimmän arvon mukaan [Korhonen, 1962].

$$A_{04} = \frac{1}{4} \pi D_p^2 \sigma_t \quad (6.18a)$$

$$A_{05} = \pi D'_{ka} s' l_2 \quad (6.18b)$$

$$A_{03} = \pi D_{ka} s l_1 - q_6 \quad (6.18c)$$

$A_{04}$	paalun murtokuormitus vedolle
$A_{05}$	liukupinnan alapuolella olevan paalun osan vaippavastus vedolle
$A_{06}$	maanpinnan ja liukupinnan välissä olevan osan vaippavastus
$D_p$	paalun halkaisija
$q_6$	luiskalla ja maanpinnalla olevien ulkoisten kuormien tukireaktio paalulle
$\sigma_t$	paalun vetolujuus

Paalua vastaan kohtisuora leikkausvoima  $T$  murtotilassa riippuu paalumateriaalin lujuudesta sekä maan leikkauslujuudesta. Paalua vastaan kohtisuoraan vaikuttavan voiman suuruuden määrää pienin kaavaryhmän (6.19 a...g) perusteella lasketuista arvoista [Korhonen, 1962]. Kaavojen johtamisen ovat esittäneet Lundgren ja Brinch-Hansen [1958].

$$T_{01} = \frac{1}{4} \pi D_0^2 \tau_{\perp} \quad (6.19a)$$

$$T_{02} = 0.414 p a \quad (6.19b)$$

$$T_{02} = 3.015 s D_{ka} a \quad (6.19c)$$

$$T'_{02} = 3.105 s' D'_{ka} l_2 \quad (6.19d)$$

$$T_{03} = \sqrt{2pMp} = \sqrt{2p\sigma_b W_p} \quad (6.19e)$$

$$T_{03} = 1.211 D_p^2 \sqrt{\sigma_b s} \quad (6.19f)$$

$$T'_{03} = 1.211 D_p'^2 \sqrt{\sigma_b s'} \quad (6.19g)$$

- $T_{01}$  paalun murtokuormitus leikkaukselle  
 $T_{02}$  maan aiheuttama vastus paalun liikuessa sivusuuntaan  
 $T_{03}$  paalun murtotaivutusmomentin perusteella laskettu paaluvoima  
 $p$  maan aiheuttama vastus paalun pituusyksikköä kohti  
 $D_0$  paalunhalkaisija liukupinnalla  
 $D_p$  paalun halkaisija liukupinnan yläpuolella  
 $D'_p$  paalun halkaisija liukupinnan alapuolella  
 $D_{ka}$  paalun keskimääräinen halkaisija liukupinnan yläpuolella  
 $D'_{ka}$  paalun keskimääräinen halkaisija liukupinnan alapuolella  
 $l_1$  paalun toimiva pituus liukupinnan yläpuolella  
 $l_2$  paalun toimiva pituus liukupinnan alapuolella  
 $s$  leikkauslujuus liukupinnan yläpuolella  
 $s'$  leikkauslujuus liukupinnan alapuolella  
 $\sigma_b$  puun taivutuslujuus  
 $\tau_{\perp}$  puun leikkaslujuus kohtisuoraan syitä vastaan

Paaluilla vahvistettavan luiskan mitoitus aloitetaan määrittämällä sen liukupinnan sijainti, jota pitkin vahvistamaton luiska todennäköisimmin sortuisi. Koheesiomaalajeissa tämä liukupinta määritetään yleensä  $\varphi=0$ -menetelmällä. Paalujen alustava mitoitus suoritetaan jäännösmomentin perusteella, joka lasketaan kaavan (6.20) avulla.

$$M_j = F \cdot (M_w - M_r) \quad (6.20)$$

$M_j$  on jäännösmomentti

$M_w$  sortuvan maamassan momentti liukuympyrän keskipisteen suhteen

- $M_r$  sortumista vastustavan leikkausvoiman momentti liukuympyrän  
keskipisteen suhteen  
 $F$  vaadittu luiskan varmuuskerroin

Paalujen lukumäärä lasketaan asettamalla paaluvoimien momenttien summa yhtäsuureksi jäännösmomentin kanssa (kaava 6.21).

$$M_j = M_A + M_T \quad (6.21)$$

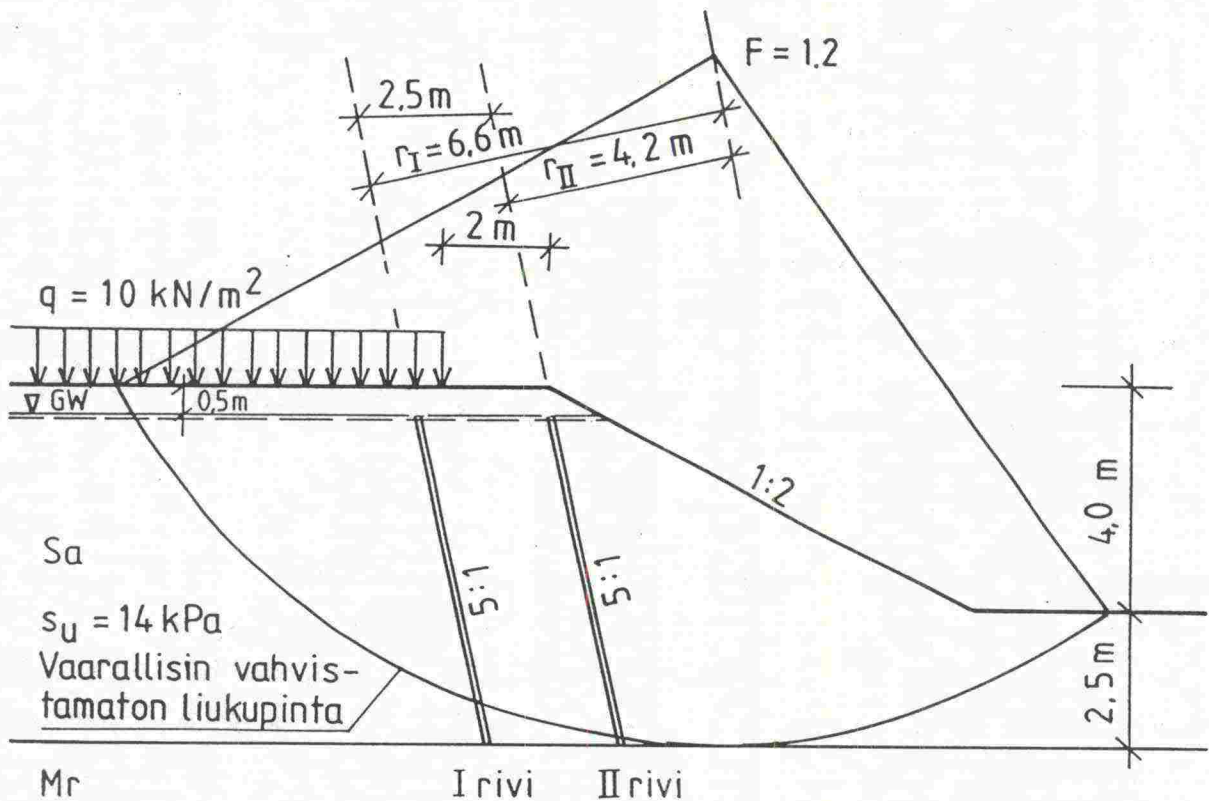
Paaluja lyötäessä maakerroksen rakenne häiriintyy, minkä vuoksi paalujen suunnassa vaikuttavia voimia  $A$  laskettaessa on käytettävä redusoitua leikkaslujuuden arvoa. Redusointikertoimenä käytetään yleensä arvo 0.8...0.9 [Maarakennusalan tutkimus ja suunnitteluohjeet osa IV, 1970].

Vahvistetun rakenteen vaarallisin liukupinta ei ole sama kuin vahvistamattoman rakenteen. Tämän vuoksi on paalutuksen suunnittelun jälkeen tarkistettava, että varmuus sortumista vastaan on riittävä myös muilla liukupinnoilla.

## 6.4 Esimerkkilaskelma. Puupaaluilla vahvistettu luiska

### 6.4.1 Geometria ja pohjasuhteet

Esimerkissä tarkastellaan puupaalujen vaikutusta luvussa 4.5 esitetyn vahvistamattoman luiskan stabiileettiin. Kovanpohjan syvyys on laskelmassa oletettu 6.5 m maanpinnan alapuolelle. Vaarallisin vahvistamattoman luiskan suljetun tilan liukupinta ( $F=1.2$ ) ja maaparametrit on esitetty kuvassa 6.8. Kuvaan 6.8 on lisätty myös paalut, joiden vaikutusta luiskan stabiileettiin tässä laskelmassa tarkastellaan. Paalut oletetaan katkaistuksi pohjavedenpinnan tasaan. Pohjaveden pinnan on oletettu sijaitsevan 0.5 m maanpinnan alapuolelle.



Kuva 6.8. Tieleikkaus pehmeiköllä. Vaarallisin vahvistamattoman luiskan suljetun tilan liukupinta ja sen vahvistamiseen käytetyt puupaalut. Paalujen sijoitus ja laskentaparametrit.

Kun suljettu leikkauslujuus maakerroksessa on 14 kPa, on varmuus vaarallisimmalla vahvistamattoman luiskan liukupinnalla sortumista vastaan 1.2. Vaarallisin liukupinta on haettu käyttäen Tielaitoksen vakavuuden laskentaohjelmaa [Sandström, 1988].

## 6.1.2 Mitoitus

Mitoitus aloitetaan laskemalla passiivi- ja aktiivimomentit vahvistamattoman luiskan vaarallisimmalla liukupinnalla (kuva 6.8). Aktiivimomentti  $M_a$  muodostuu liukuvan maamassan ja ulkoisen kuormituksen aiheuttamista momenteista ja se on laskettu lamellimenetelmällä. Aktiivimomentin suuruus on:

$$M_a = 3087.7 \text{ kNm/m}$$

Passiivimomentti  $M_p$  vahvistamattomassa luiskassa on yhtäsuuri kuin liukumista vastustavan leikkausvoiman momentti  $M_r$  ja se lasketaan kaavalla (6.22):

$$M_p = M_r = L \cdot s_u \cdot r \quad (6.22)$$

$L$  on liukupinnan pituus maakerroksessa

$s_u$  maakerroksen suljettu leikkauslujuus

$r$  ympyräliukupinnan säde

Passiivimomentin suuruus on:

$$M_p = 3696.5 \text{ kNm/m}$$

Vahvistamattoman luiskan varmuuskerroin liukupinnalla on tällöin:

$$F = M_p/M_a = 3696.5/3087.7 \approx 1.2$$

Luiska on vahvistettu kahdella kuvan 6.6 mukaisella puupaalurivillä, joiden keskietäisyys luiskan pituussuunnassa on 1 m. Paalujen halkaisija kärjessä on  $D_k=13$  cm ja paalujen keskimääräinen halkaisija on  $D_{ka}=16$  cm. Maakerroksen redusoitu leikkauslujuus on  $s_{ured}=0.9 \times 14 \text{ kPa}=12.6 \text{ kPa}$ . Tätä leikkauslujuutta käytetään paaluvoimia laskettaessa. Paaluvoimat lasketaan kaavojen (6.17-6.19) mukaan.

Paaluvoimat paalurivissä I:

$l = 6.1 \text{ m}$  , paalun pituus

$l_1 = 5.3 \text{ m}$  , paalun pituus liukupinnan ja maanpinnan välillä

$l_2 = 0.8 \text{ m}$  , paalunpituus liukupinnan alapuolella

Puun taivutuslujuudelle käytetään arvoa  $13 \text{ MN/m}^2$  ja puristuslujuudelle arvoa  $8.0 \text{ MN/m}^2$ . Kantavuuskerroin  $N_q=23$ , kun paalun kärjen tasolla olevan moreenin kitkakulma on  $32^\circ$ . Kantavuuskerroin voidaan määrittää liitteen 2 mukaan [Lundgren & Brinch-Hansen, 1958].

Paalun suuntainen voima A on pienin arvoista  $A_{01}$ ,  $A_{02}$  ja  $A_{03}$ .

$$A_{01} = \frac{\pi D_k^2}{4} \cdot \delta_{c\parallel} = \frac{\pi}{4} \cdot 0.13^2 m^2 \cdot 8.0 MN/m^2 = 106.4 \text{ kN} \quad (6.17a, bis)$$

$$\begin{aligned} A_{02} &= \pi D'_{ka} s_{ured} l_2 + \frac{3}{4} N_q q' \pi D_k^2 \\ &= \pi \cdot 0.134 \cdot 12.6 kN/m^2 \cdot 0.8 m + 3.0 \cdot 23 \cdot 52.5 kN/m^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 0.13^2 m^2 = 52.2 \text{ kN} \quad (6.17b, bis) \end{aligned}$$

$$A_{03} = \pi D_{ka} s_{ured} l_1 + q_3 = \pi \cdot 0.16 \cdot 12.6 kN/m^2 \cdot 5.3 m + 10 kN/m^2 \cdot 0.41 m^2 = 37.7 \text{ kN} \quad (6.17c, bis)$$

Paalukuorma  $A_{03}$  on määrävä ja momentti varsi paalurivin I paalun suuntaisille voimille on  $r_{AI} = 6.6 \text{ m}$ .

Paalurivin I vaikutus stabiloivaan momenttiin on tällöin:

$$M_{AI} = A_{03} \cdot r_{AI} = 37.7 kN \cdot 6.6 m = 248.9 \text{ kNm}$$

Paalua vastaan kohtisuora voima T on pienin seuraavista arvoista:

$$T_{01} = \frac{\pi}{4} \cdot D_0^2 \tau_1 = \frac{\pi}{4} \cdot 0.138^2 m^2 \cdot 0.6 MN/m^2 = 9.0 \text{ kN} \quad (6.19a, bis)$$

$$T_{02} = 3.102 \cdot s_{ured} \cdot D_{ka} \cdot l_1 = 3.105 \cdot 12.6 kN/m^2 \cdot 0.164 m \cdot 5.3 m = 34.0 \text{ kN} \quad (6.19b, bis)$$

$$T'_{02} = 3.102 \cdot s_{ured} \cdot D'_{ka} \cdot l_2 = 3.105 \cdot 12.6 kN/m^2 \cdot 0.134 m \cdot 0.8 m = 4.2 \text{ kN} \quad (6.19d, bis)$$

$$T_{03} = 1.211 \cdot D_{ka}^2 \cdot \sqrt{\sigma_{\perp} \cdot s_{ured}} = 1.211 \cdot 0.16^2 m^2 \cdot \sqrt{13000 kN/m^2 \cdot 12.6 kN/m^2} = 12.5 \text{ kN/m}^2 \quad (6.19f, bis)$$

Voima  $T'_{02}$  on pienin ja voiman monettivarsi liukuypyrän keskipisteen suhteen on  $r_{TI} = 10.6 \text{ m}$ . Tällöin stabiloivamomentti on:

$$M_{TI} = T'_{02} \cdot r_{TI} = 4.1 kN \cdot 10.6 m = 44.5 \text{ kNm}$$

Paaluvoimat paalurivissä II:

$l = 6.1 m$ , paalun pituus

$l_1 = 5.9 m$ , paalun pituus liukupinnan ja maanpinnan välillä

$l_2 = 0.2 m$ , paalunpituus liukupinnan alapuolella

Paalurivin II voimat lasketaan samoin kuin rivin I paaluvoimat ja määräväksi paaluvoimaksi A saadaan  $A_{03} = 37.4 \text{ kN}$ . Paalurivissä II paalujen suuntaisten voimien momenttivarsi liukuypyrän keskipisteen suhteen on  $r_{AII} = 4.2 \text{ m}$ . Stabiloiva momentti on tällöin :

$$M_{AII} = 37.4 \text{ kN} \cdot 4.2 \text{ m} = 157.1 \text{ kNm}$$

Pienin paalua vastaan kohtisuora voima T on voima  $T'_{02} = 1.0 \text{ kN}$ . Tämän voiman monettivarsi on  $r_{TII} = 11.7 \text{ m}$ . Momentin suuruus on tällöin:

$$M_{TII} = 1.0 \text{ kN} \cdot 11.7 \text{ m} = 11.7 \text{ kNm}$$

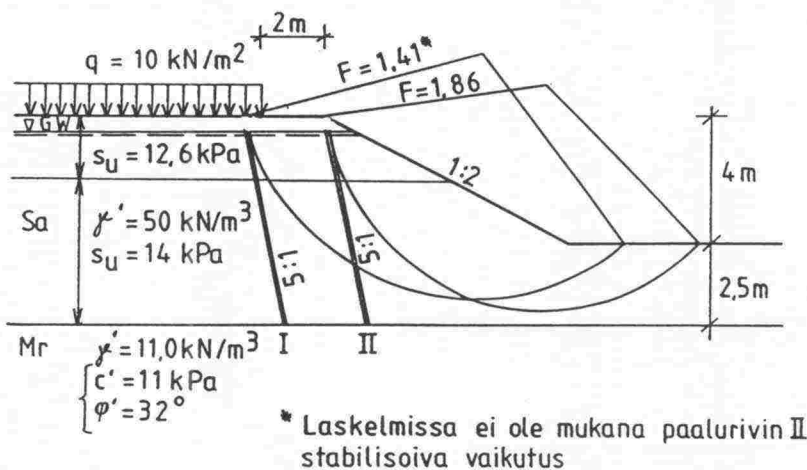
Lasketaan paalurivien I ja II stabiloivat momentit yhteen:

$$M_{stab} = M_{AI} + M_{TI} + M_{AII} + M_{TII} = (248.9 + 44.5 + 157.1 + 11.7) \text{ kNm} = 462.2 \text{ kNm}$$

Varmuuskerroin lasketaan nyt lisäämällä paalujen stabiloiva vaikutus liukumista vastustavaan leikkausvoiman momenttiin ja jakamalla näin saatu passivimomentti jo aiemmin lasketulla aktiivimomentilla.

$$F = (M_r + M_{stab})/M_a = (3696.5 + 461.2)/3087.7 = 1.35$$

Kun vahvistuksen vaikutus vahvistamattoman luiskan vaarallisimmalla liukupinnalla on laskettu, on tarkistettava ettei sortuma pääse tapahtumaan jotakin muuta liukupintaa pitkin. Kuvassa 6.9 on esitetty kaksi tilannetta, joissa liukupinnan on oletettu sivuavan ylhäällä paaluriviä. Vaarallisimman paaluriviä I sivuavan liukupinnan varmuuskerroin on  $F=1.41$ . Paalurivin II stabiloivaa vaikutusta tälle liukupinnalle ei ole otettu huomioon. Paaluriviä II sivuavan vaarallisimman liukupinnan varmuus sortumista vastaan on  $F=1.86$ . Molemissa laskelmissa on oletettu 2 m paksun pintakerroksen lujudeksi redusoitu lujuus 12.6 kPa, koska liukupinnat kulkevat niin läheltä paaluja tällä syvyydellä. Näiden liukupintojen hakemisessa on käytetty Tielaitoksen vakavuusanalyysi-ohjelmaa [Sandström, 1988].



Kuva 6.9. Paalutetun luiskan vakavuuden tarkistaminen paalurivejä sivuavia liukupintoja pitkin.

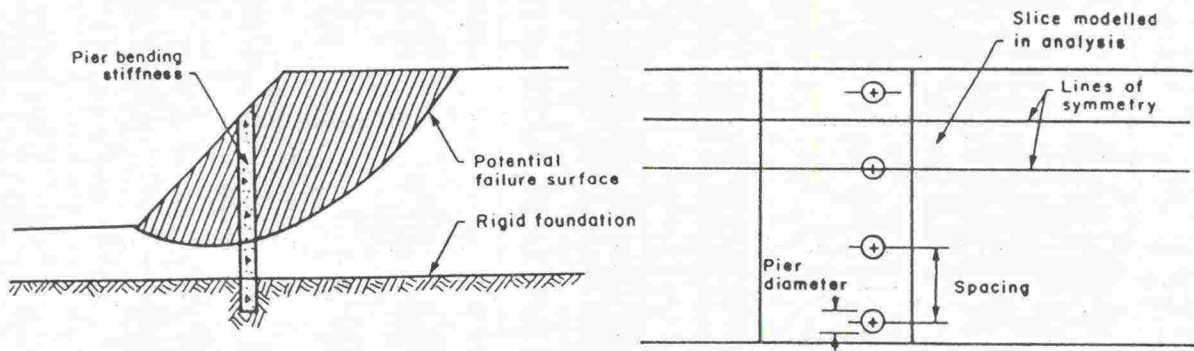


## 6.5 Betonipaaluilla vahvistettu luiska

### 6.5.1 Laskentamenetelmä

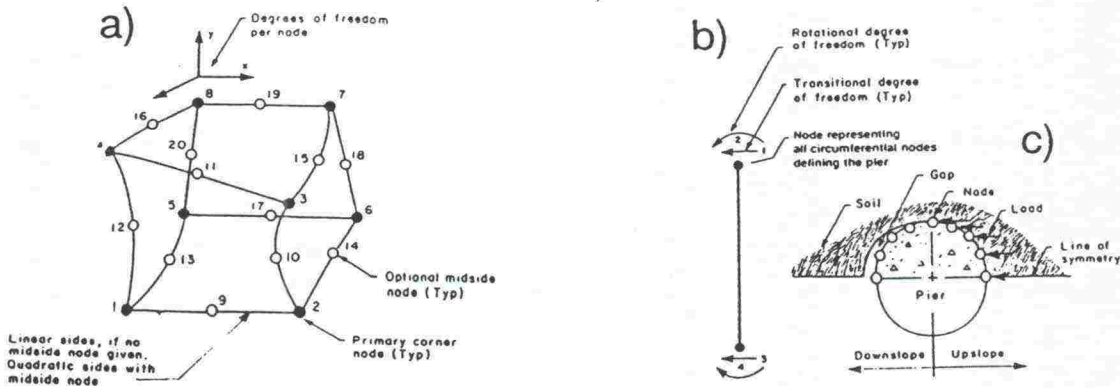
Tässä luvussa on esitetty lyhyesti Oaklandin ja Chameaun [1984, 1986, 1989] kehittämä laskentamenetelmä poratuilla betonipaaluilla (drilled piers) vahvistetun luiskan mitoittamiseen. He ovat kehittäneet kolmiulotteisen elementtimenetelmää hyväksi käytettävän laskentamallin, jonka avulla voidaan laskea siirtymät sekä muodonmuutos ja jännityskentät vahvistetussa luiskassa. Lisäksi he ovat esittäneet em. mallin laskentatuloksia hyödyntävän kaksiulotteisen laskentamallin stabiiliteetin laskemiseksi rajatasapainoperiaatteen perustuen.

Betonipaaluilla vahvistettu luiska on esitetty kuvassa 6.10. Paalujen halkaisija voi olla jopa 1.5 m ja paalut on upotettu pehmeän kerroksen alapuolella sijaitsevaan lujaan kerrokseen.



Kuva 6.10 Betonipaalut luiskavahvistuksessa. Kolmiulotteinen laskentamalli. [Oakland & Chameau, 1989].

Laskentamalli on ohjelmoitu tietokoneohjelmaan nimeltä SPILES [Oakland ja Chameau, 1986]. Ohjelmassa käytetään maamateriaalille kolmiulotteisia, 8-solmuisia isoparametrisiä elementtejä, jotka voidaan haluttaessa laajentaa 20-solmuiseksi (vrt. kuva 6.11 a). Laajennettu solmumäärä tekee mahdolliseksi määrittellä paalupoikkileikkaus tarvittaessa pyöreksi. Paalujen mallintamiseen käytetään sauaelementtejä, joilla on neljä vapausastetta (vrt. kuva 6.11 b). Paalujen kolmiulotteisuus otetaan huomioon asettamalla sama solmunumero jokaiseen maaelementin solmuun, joka kuvaa paalun ja maan rajakerrosta kyseisellä syvyydellä (vrt. kuva 6.11 c). Luiskan alapuoleisella sivulla paaluelementtiä ei kiinnitetä maahan, jolloin maan ja paalun väliin voi syntyä mahdollisesti rako. Paaluille esitetty sauaelementti sallii taipumia ja siirtymiä vain yhdessä suunnassa; paalussa ei oletata tapahtuvan muodonmuutoksia luiskan



Kuva 6.11 Elementtityypit a) Maan mallintamisessa käytettävä kolmiulotteinen elementti b) Paalua kuvaava sauvaelementti c) Maan ja paalun liittyminen toisiinsa solmujen välityksellä [Oakland & Chameau, 1989].

pitäisi ottaa huomioon myös maan ja paalun liittyminen toisiinsa solmujen välityksellä [Oakland & Chameau, 1989]. pituussuunnassa. Oletusta voidaan pitää kohtuullisena, koska paalun muodonmuutosmoduli on huomattavasti maan vastaavaa modulia suurempi.

Paalun ja maan välistä käyttäytymistä voidaan mallintaa myös käyttämällä rajapinnalla ns. liukuelementtiä. Tämä ohut elementti on muuten rakenteeltaan samanlainen kuin maaelementti, mutta elementin mittasuhteet on valittu siten, että lyhyen sivun pituuden suhde pitkään sivuun on välillä 0.01 ja 0.1. Elementin materiaaliparametrit ovat samat kuin maan. Ainostaan leikkausmoduli valitaan pienemmäksi.

Materiaalimalleina ohjelmassa on kolme yksinkertaista konstitutiivista mallia. Maan jännitys-muodonmuutos käyttäytymistä voidaan mallintaa jollakin seuraavista materiaalimalleista:

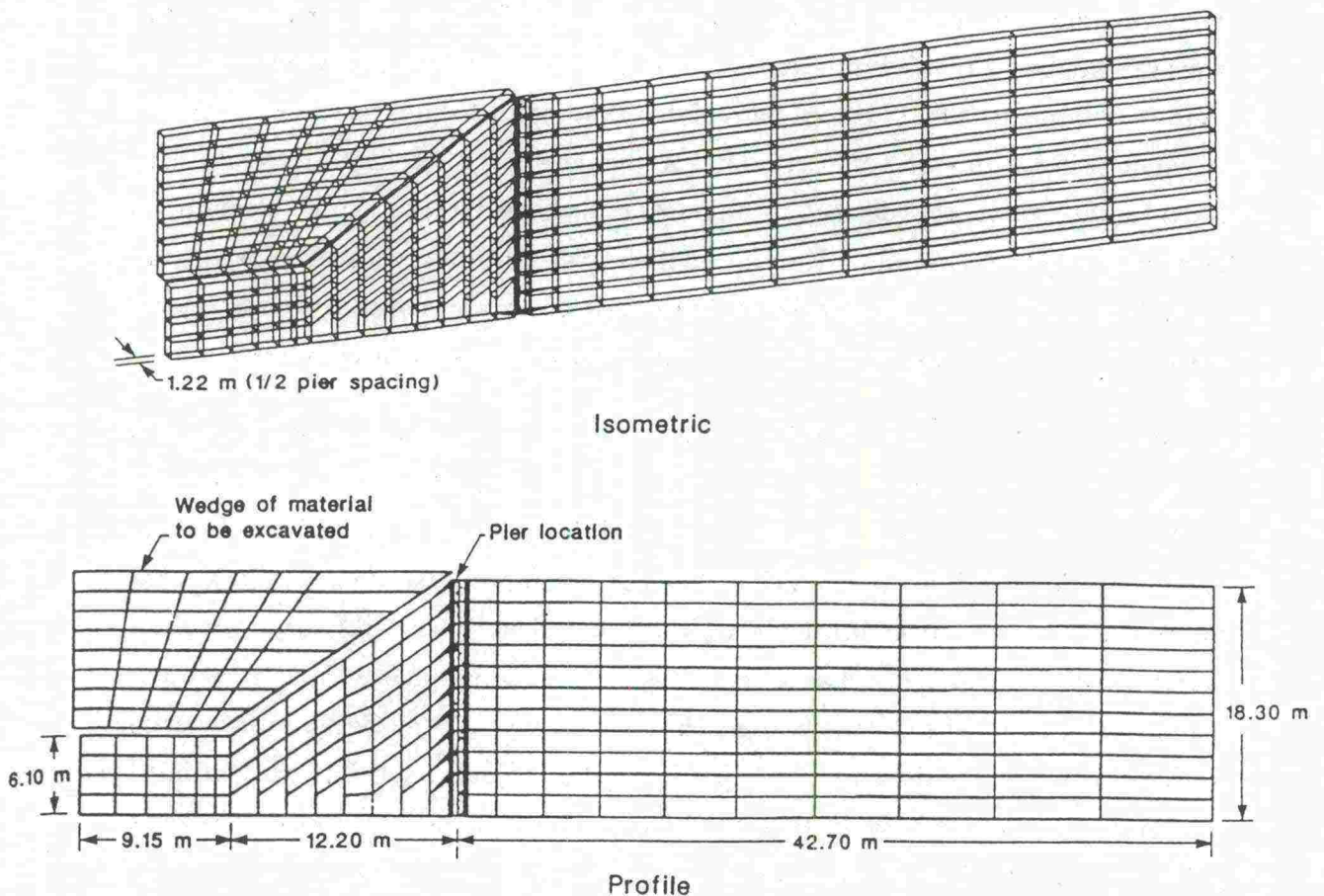
- 1) Lineaarisesti-elastinen malli
- 2) Duncan-Chang hyperbolinen malli, jossa maakerroksen moduli muuttuu ja Poissonin luku on vakio
- 3) Duncan-Chang hyperbolinen malli, jossa sekä maakerroksen moduli että Poissonin luku muuttuvat

Kaivun simuloiminen ohjelmassa SPILES tapahtuu poistamalla elementtiverkosta elementtejä laskennan edetessä [Oakland & Chameau, 1986].

Varmuuseroin sortumista vastaan lasketaan kaksiulotteisella ohjelmalla LOG-FIND, johon luiskan jännitystila saadaan ohjelmasta SPILES [Oakland & Chameau, 1986]. Ohjelmassa LOG-FIND liukupinta lisätään elementtinenetelmällä lasketun jännitystilakentän päälle. Varmuuseroin lasketaan vastustavien ja leikkaavien jännitysten suhteena liukupinnalla. Sortumista vastustavat voimat liukupinnalla lasketaan Mohr-Coulombin kriteerillä. Ohjelmassa käytettävät liukupinnat voivat olla ympyräliukupintoja, logaritmisia spiraaleja tai yhdistettyjä liukupintoja.

### 6.5.2. Pohjaolosuhteet

Laskentaesimerkissä on käsitelty saveen kaivettavaa luiskaa, joka on vahvistettu betonipaaluilla. Savikerroksen paksuus on 18.2 m ja kaivettavan luiskan syvyys 12.2 m. Luiskan kaltevuus on 1:1,5. Siirtymät, jännitykset ja stabiliteetti on laskettu sekä vahvistamattoman että vahvistetun luiskan tapauksessa. Paalujen halkaisija on 1.22 m ja paalut on sijoitettu luiskan yläreunaan. Paalujen keskeltä keskelle etäisyys on 2.44 m. Savikerros on oletettu normaalisti konsolidoituneeksi ja saven suljettu leikkauslujuus on 38.3 kPa. Saven materiaalimallina on käytetty hyperbolista mallia, jossa moduli muuttuu. Materiaaliparametrit on esitetty taulukossa 6.2. Savikerroksen alapuolella oleva lujempi kerros on oletettu niin vahvaksi, että siinä ei tapahdu muodonmuutoksia. Leikkauksen kaivu lasketaan kahdeksassa vaiheessa. Tehtävän geometria ja laskelmissa käytetty elementtiverkko on esitetty kuvassa 6.12. Geometria on valittu siten, että vahvistamattoman luiskan varmuuskerroin Bishopin menetelmällä laskettuna oli 0.95.



Kuva 6.12 Betonipaaluilla vahvistettu luiska. Luiskan geometria ja laskelmissa käytetty elementtiverkko. [Oakland & Chameau, 1989].

Taulukko 6.2. Betonipaaluilla vahvistettu luiska. Laskentaesimerkissä käytetyt materiaaliparametrit [Oakland & Chameau, 1989].

Parametri	lukuarvo ja yksikkö
tilavuuspaino, $\gamma$	20.6 $kN/m^3$
koheesio, $c$	38.3 $kPa$
kitkakulma, $\varphi$	0
vakio $K$ *)	47.2
vakio $n$ *)	0.5
vakio $R_f$ *)	1.0

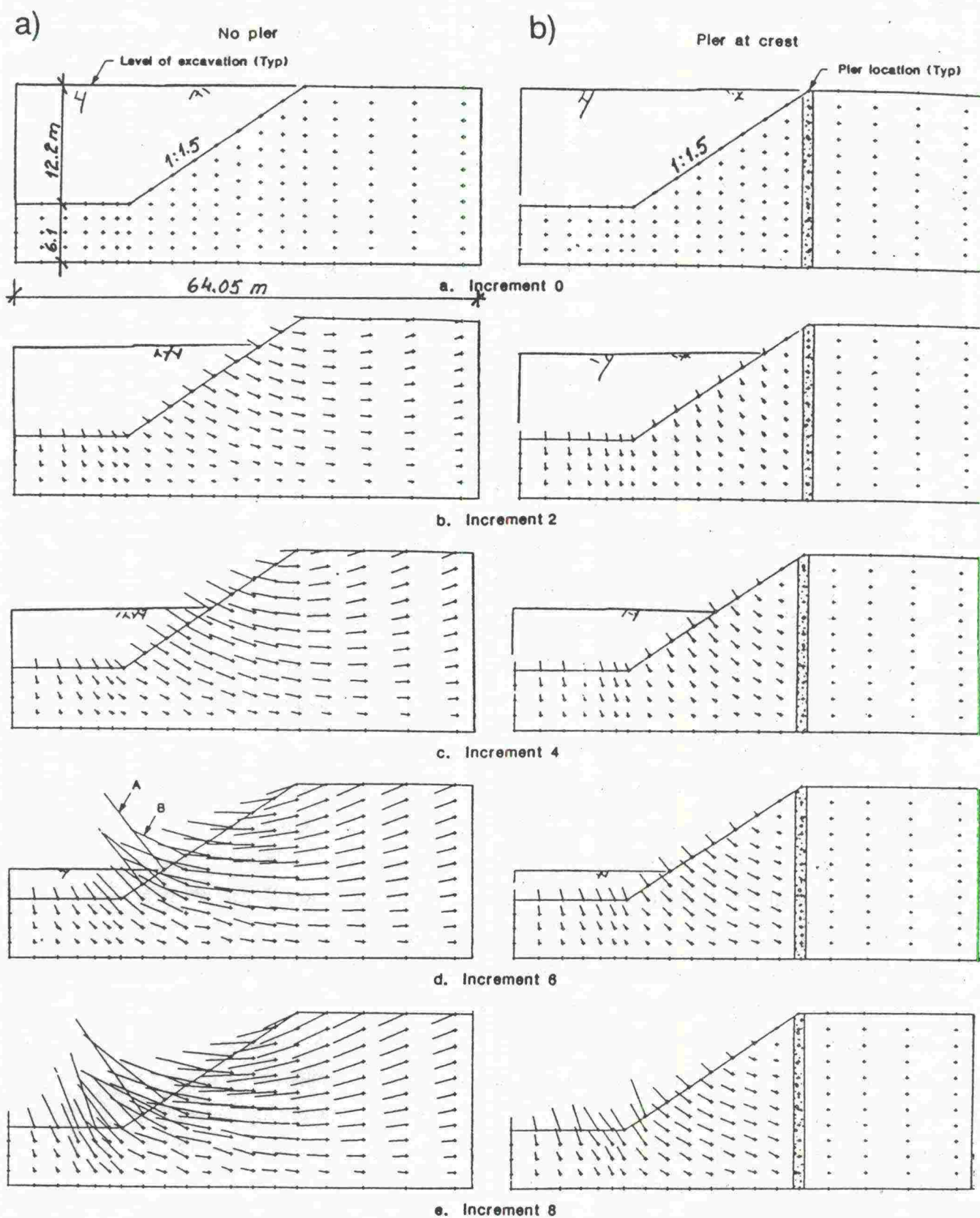
\*) Duncan-Chang hyperbolamallin parametrejä

### 6.5.3 Laskentatulokset

Kolmiulotteisen elementtimenetelmällä tehdyn laskelman tärkeimpänä tuloksena oli vahvistamattoman ja vahvistetun luiskan siirtymät eri kaivuvaiheissa. Siirtymäkenttien perusteella on voitu tehdä johtopäätöksiä vahvistuksen vaikutuksista luiskan käyttäytymiseen ja mahdollisesta sortumismekanismista [Oakland & Chameau, 1989]. Kaivu on oletettu tehtäväksi kahdeksassa eri vaiheessa ja kuvassa 6.13 on esitetty siirtymät kaivuvaiheissa 0,2,4,6 ja 8. Kuvasta 6.13 havaitaan selvästi, että paalut toimivat eräänlaisena esteenä, jonka alapuolella siirtymiä ei juuri tapahdu. Kaivun edetessä vahvistamattomassa luiskassa on tapahtunut kaivuvaiheessa 6 selvästi havaittava siirtymien suurentuminen. Vahvistetussa luiskassa siirtymät ovat kasvaneet tasaisesti kaivun edetessä.

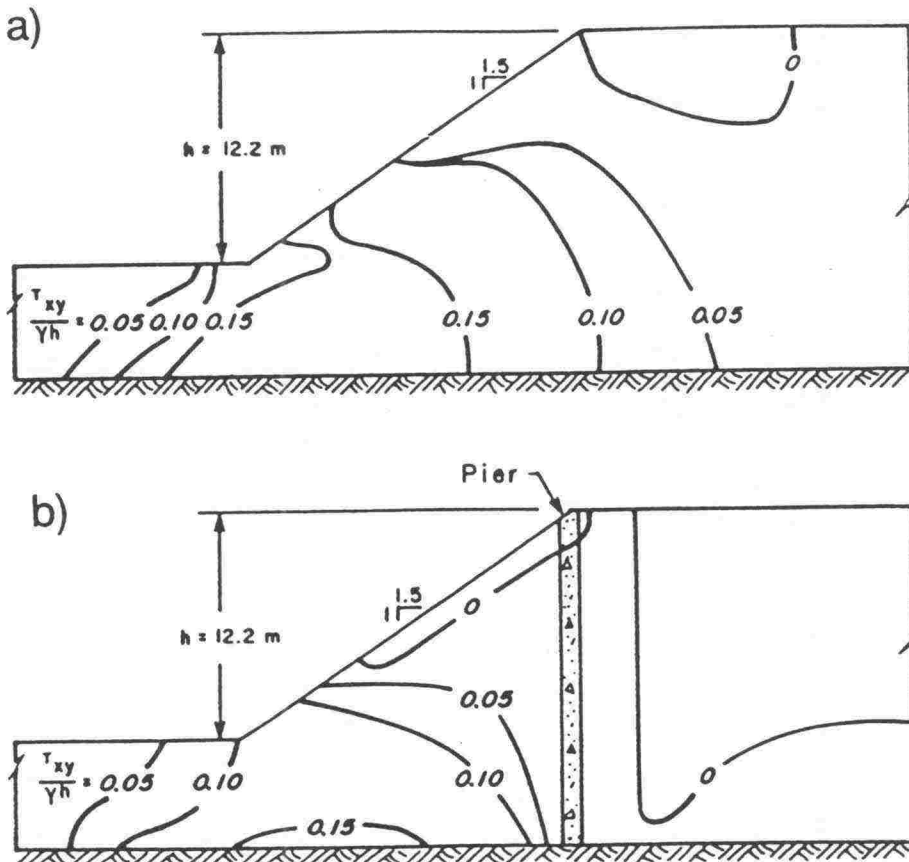
Oaklandin ja Chameaun [1989] laskelmien mukaan paalujen vaikutus pystysuoraan jännityskenttään on ollut hyvin vähäinen. Koska luiskassa ei ole vaikuttanut pystysuoria ulkoisia kuormia ei paalujen pystysuuntaista kapasiteettia ole voitu käyttää täysin hyväksi. Myöskään maapohjassa vallitseviin vaakajännityksiin vahvistus ei juuri ole vaikuttanut. Sen sijaan leikkausjännitykset vahvistamattomassa ja vahvistetussa luiskassa poikkesivat selvästi toisistaan. Paalurivin taakse ei leikkausjännityksiä ole syntynyt laisinkaan ja vahvistetun luiskan juuressakin luiskan leikkausjännitykset ovat jäivät selvästi pienemmiksi kuin vahvistamattomassa luiskassa. Kuvassa 6.14 on esitetty normaalistetut leikkausjännitykset vahvistamattomassa ja vahvistetussa luiskassa.

Lisäksi laskelman tuloksena on mahdollista laskea myös paaluihin kohdistuvat voimat, joita voidaan käyttää hyväksi paalujen rakenteellisessa mitoituksessa.



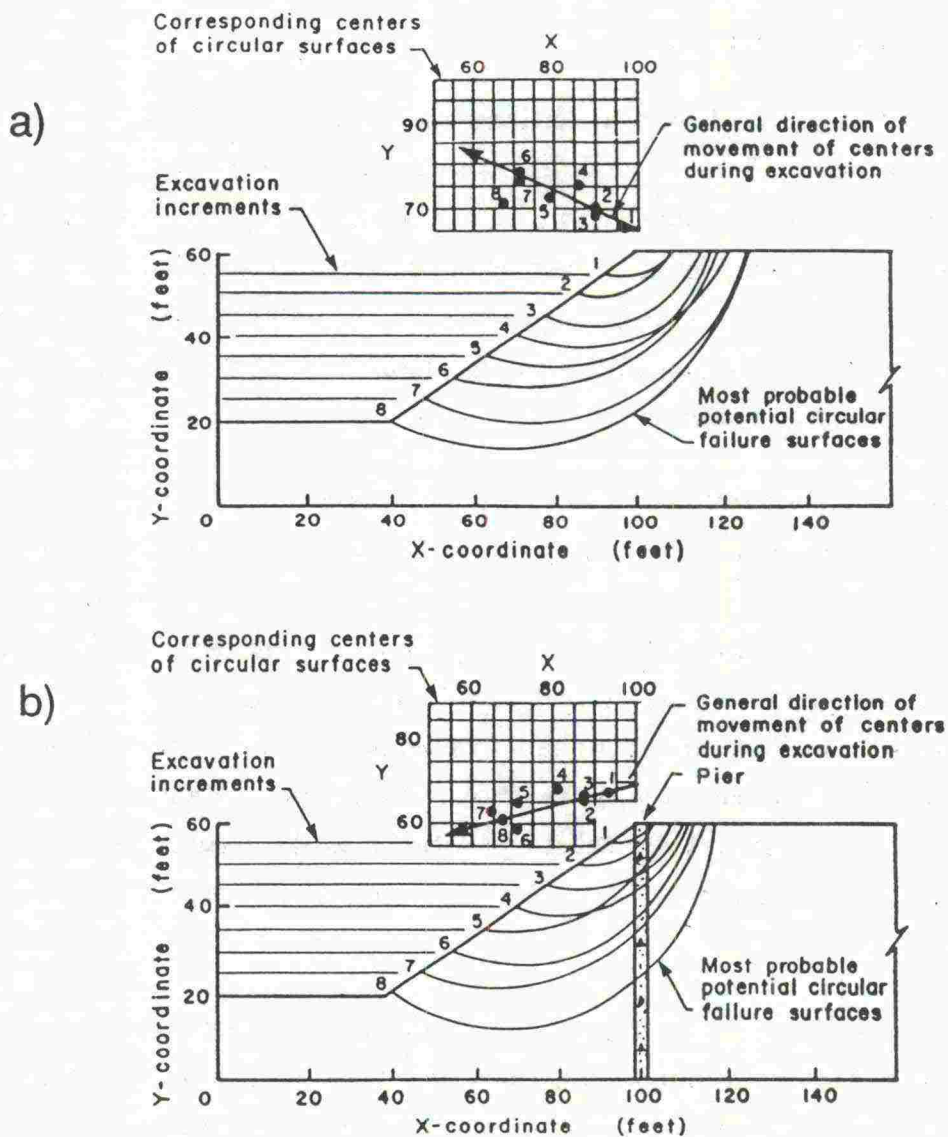
Displacement vector exaggeration = 5x

Kuva 6.13 Betonipaalut luiskavahvistuksessa. Siirtymävektorit eri kaivuvaiheissa  
 a) Vahvistamaton luiska b) Vahvistettu luiska [Oakland & Chameau,  
 1989].

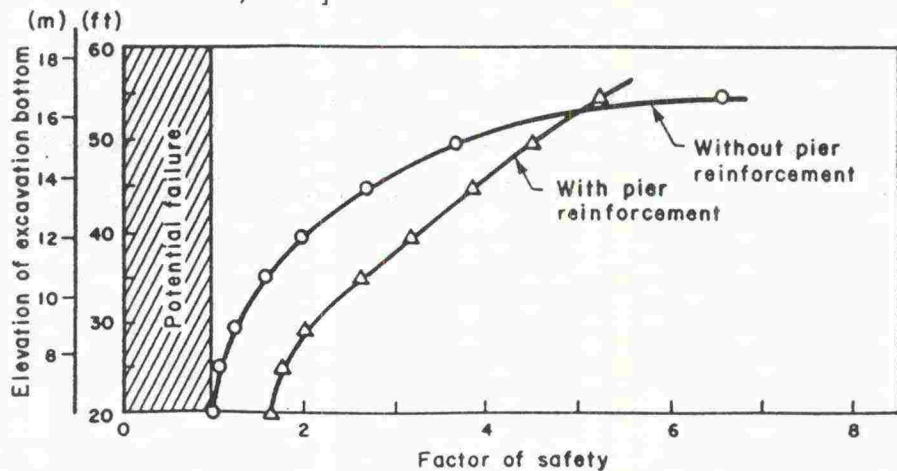


Kuva 6.14 Betonipaalut luiskavahvistuksessa. Normaalistetut leikkausjännitykset. a) Vahvistamattomassa b) Vahvistetussa luiskassa [Oakland & Chameau, 1989].

Stabiilitteettianalyysi on suoritettu kaksiulotteisena rajatasapainomenetelmään perustuvana laskelmana ohjelmalla LOGFIND [Oakland & Chameau, 1989]. Liukupinnat ovat joko ympyräliukupintoja tai logaritmisia spiraaleja. Jännitysjakautumat stabiliteettilaskelmia varten on saatu edellä esitetyistä elementtimenetelmällä tehdyistä laskelmista. Kuvassa 6.15 on esitetty kunkin kaivuvaiheen vaarallisin liukupinta sekä vahvistetulle että vahvistamattomalle luiskalle. Kuvassa 6.16 on esitetty varmuuskertoimet eri kaivuvaiheissa. Ainoastaan ensimmäisessä kaivuvaiheessa vahvistetun luiskan varmuuskerroin sortumista vastaan oli pienempi kuin vahvistamattoman luiskan. Tämä johtuu siitä, että paalujen ympärille on oletettu häiriintynyt vyöhyke, jota pitkin vaarallisin liukupinta kulki. Koko luiskan stabiilitteetti parani paaluvahvistuksen ansiosta vahvistamattoman luiskan varmuuskertoimesta  $F=1.0$  arvoon  $F=1.7$ .



Kuva 6.15 Betonipaalu luiskavahvistuksessa. Vaarallisimmat liukupinnat eri kaivuvaiheissa a) Vahvistamaton luiska b) Vahvistettu luiska [Oakland & Chameau, 1989].



Kuva 6.16 Betonipaalu luiskavahvistuksessa. Varmuuskertoimet vaarallisimmilla liukupinnoilla eri kaivuvaiheissa [Oakland & Chameau, 1989].

#### 6.5.4 Yhteenveto laskelmista

Oakland ja Chameau [1984] ovat esittäneet myös laskelmia, joissa he ovat tarkastelleet paalujen sijainnin, paalujen välisen etäisyyden ja paalujen jäykkyyden vaikutusta yläreunastaan kuormitetun luiskan käyttäytymiseen. Lisäksi he ovat tehneet laskelmia, joilla on selvitetty koheesion ja kitkakulman muuttamisen vaikutusta leikatun luiskan käyttäytymiseen [1989]. Kaikki laskelmat on esitetty sekä vahvistetulle että vahvistamattomalle luiskalle. Tässä esitettävä yhteenveto perustuu kaikkiin näihin laskelmiin.

Edellä esitetyllä laskentamenetelmällä voidaan tarkastella paalujen sijainnin, koon, paaluvälin ja paalujen jäykkyyden vaikutusta luiskan siirtymiin ja stabiliteettiin. Oakland ja Chameau ovat havainneet, että suurin hyöty paaluista saadaan, kun paalut asetetaan paikkaan, jossa suurimmat siirtymät ovat odotettavissa. Siirtymien suuruus vaikuttaa siihen, kuinka suuria jännityksiä paaluun mobilisoituu. Siirtymien suunnalla ja siten paaluun kehittyvien jännitysten suunnalla on olennainen merkitys rakenteen toiminnalle. Paaluista on eniten hyötyä, jos paalut saavat aksiaalista puristusta, koska paalun rakenteellinen lujuus on tässä suunnassa suurin. Puristusta paaluille syntyy, mikäli luiskan reuna on kuormitettu.

Kaivettaessa luiskaa ovat siirtymät maapohjassa pääasiassa vaakasuuntaisia. Paalut voivat kuitenkin toimia tehokkaasti ja siirtää heikompiin kerroksiin syntyneitä jännityksiä kantavaan maapohjaan. Luiskan kannalta paras vaikutus paaluilla saadaan, kun paalut asetetaan paikkaan, jossa vaakasiirtymät ovat suurimpia. Tällöin on kuitenkin paalujen rakenteelliseen mitoitukseen kiinnitettävä erityistä huomiota, koska paaluihin saattaa kehittyä suuria vaakajännityksiä.

Oakland ja Chameau [1989] katsovat paaluvahvistuksen soveltuvan parhaiten luiskavahvistukseen silloin, kun kysymyksessä on puhtaasti koheesiomaalaji ja kuormitusolosuhteet ovat sellaiset, että paalujen aksiaalista lujuutta voidaan käyttää hyväksi.



## 6.6 Yhteenveto paalujen käytöstä luiskavahvistuksena

Paaluja voidaan käyttää luiskavahvistuksessa, jos sortuma tapahtuu yhtenäisen kappaleen liikusortumana. Paalut sopivat koheesiomaakerrosten vahvistamiseen. Paalutusta ei voida käyttää herkästi juoksevien maalaajien vahvistamiseen, koska tällaiset maalaajat saattavat häiriinnyttyään juosta paalujen välistä.

Paaluilla vahvistetun luiskan vakavuuslaskelmassa otetaan huomioon paalun suuntaisen voiman ja liukupinnalla vaikuttavan leikkausvoiman vaikutus stabiliteettiin. Paaluja lyötäessä maakerroksen rakenne häiriintyy, minkä vuoksi paaluvoimia laskettaessa maakerrokselle tulisi käyttää redusoitua leikkauslujuuden arvoa.

Viggiani [1981] on käsitellyt paalutetun liukuvan maakerroksen sortumismekanismia (kuvat 6.3 ja 6.6). Mekanismit soveltuvat kaksikerrosrakenteelle, jossa molemmat kerrokset ovat veden kyllästämiä koheesiomaakerroksia. Mekanismi riippuu tapauksen geometriasta (paalun pituudesta ja halkaisijasta sekä liukuvan kerroksen paksuudesta), paalun myötömomentin suuruudesta sekä liukuvan ja stabiilin maakerroksen leikkauslujuudesta. Viggiani on esittänyt plastisuusteoriaan perustuvat laskentakaavat paaluun kohdistuvien leikkausvoimien ja momenttien laskemiseksi.

Puupaaluilla vahvistetun luiskan mitoitusmenetelmän on esittänyt Korhonen [1962]. Mitoitusmenetelmä perustuu Lundgrenin ja Brinch-Hansenin [1958] esittämään menetelmään. Paalujen vaikutus liukumalla tapahtuvaan sortumaan otetaan huomioon momenttien tasapainoyhtälöissä. Menetelmässä lasketaan sekä paalun suuntaiset että paalua vastaan kohtisuorat voimat. Esimerkki menetelmän soveltamisesta on esitetty luvussa 6.4.

Oakland & Chameau [1984, 1986, 1989] ovat kehittäneet betonipaaluilla vahvistetun luiskan mitoitusmenetelmän. He ovat esittäneet kolmiulotteisen elementtimenetelmää hyväksi käytettävän laskentamallin, jonka avulla voidaan laskea siirtymät, muodonmuutos- ja jännityskentät vahvistetussa luiskassa ja paaluissa. Lisäksi he ovat kehittäneet em. mallin laskentatuloksia hyödyntävän kaksiulotteisen laskentamallin stabiliteetin laskemiseksi.

Tekemiensä laskelmien perusteella Oakland ja Chameau [1984, 1986, 1989] ovat havainneet, että suurin hyöty paaluista saadaan sijoittamalla ne luiskassa paikkaan, jossa suurimmat siirtymät ovat odotettavissa. Paaluista on eniten hyötyä, jos paalut saavat aksiaalista puristusta, koska paalun rakenteellinen lujuus

on tässä suunnassa suurin. Oakland ja Chameau [1989] katsovat paaluvahvistuksen soveltuvan luiskavahvistukseen parhaiten silloin, kun kysymyksessä on puhtaasti koheesiomaalaji ja kuormitusolosuhteet ovat sellaiset, paalujen aksiaalista lujuutta voidaan käyttää hyväksi.

Uusien mallien ja laskentamenetelmien avulla on mahdollista laskea leikkaukseen kehittyvät siirtymät sekä jännitykset. Vertailulaskelmien avulla voidaan paalut sijoittaa luiskaan mahdollisimman edullisesti.

## 7. SYVÄSTABILOIMALLA VAHVISTETTU LUISKA

### 7.1 Syvästabilointi vahvistusmenetelmänä

Syvästabiloinnilla tarkoitetaan pehmeiden maakerrosten pohjavahvistusmenetelmää, missä maakerrokseen painetun sekoittimen avulla mekaanisesti sekoitetaan jauhemainen tai nestemäinen sideaine niin, että maahan muodostuu lujituneita pilareita [Lahtinen, 1990].

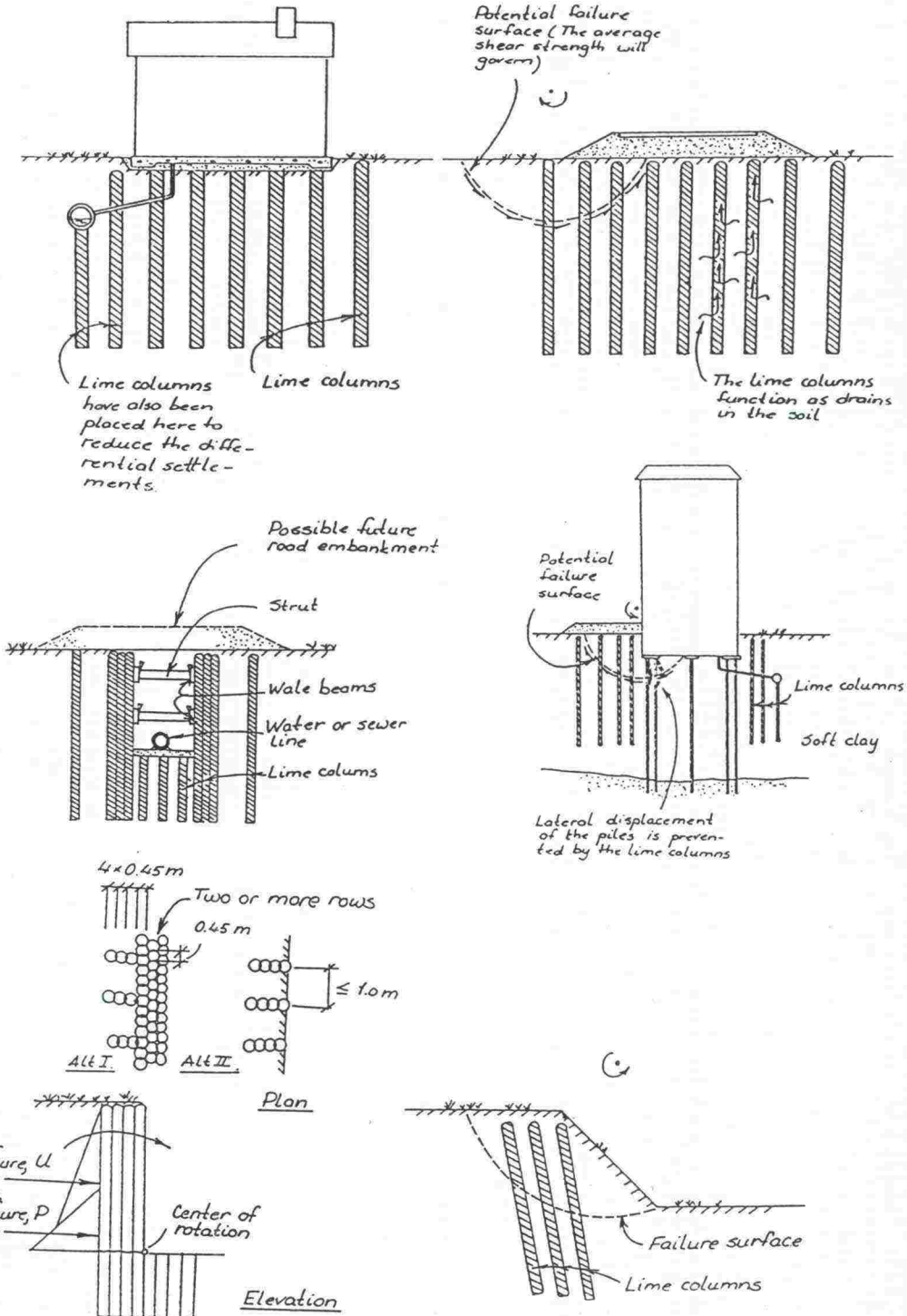
Pohjoismaissa käytössä oleva syvästabilointi menetelmä on kehittynyt ruotsalaisen Kjell Pausin 1967 esittämästä kalkkipilarimenetelmästä [Assarson & al., 1974]. Ensimmäiset kalkkipilarit tehtiin Ruotsissa vuonna 1971 Linden-Alimakin toimesta [Broms, 1985]. Samoihin aikoihin kehitettiin vastaava pehmeän saven stabiloimismenetelmä myös Japanissa, jossa se tunnetaan edelleen nimellä 'deep mixing method' [Kawasaki et al., 1981; Terashi & Tanaka, 1981].

Syvästabiloinnilla voidaan lisätä sekä maakerroksen leikkauslujuutta  $\tau_f$ . Sideaineena voidaan käyttää kalkkia, sementtiä tai näiden yhdistelmää. Lisäaineina voidaan joissakin tapauksissa käyttää myös kipsiä tai lentotuhkaa. Menetelmä soveltuu savi- ja silttimaakerroksille [Broms, 1984]. Jotta lujittuminen kalkkia käytettäessä onnistuisi on pohjamaan savipitoisuuden oltava vähintään 20 %. Savi - ja silttipitoisuus ei saisi alittaa 35 %. Suuri vesi- ja humuspitoisuus haittaavat lujittumisprosessia. Liian pieni savipitoisuus voidaan kompensoida käyttämällä lisäaineena lentotuhkaa ja humuspitoisissa kerroksissa lujittuminen voidaan varmistaa lisäämällä kalkin joukkoon sementtiä. Kalkkistabilointi onnistuu parhaiten eäorgaanisissa savissa, joiden vesipitoisuus on 40-80 %. Kun maakerroksen vesipitoisuus on hyvin suuri, jopa  $w=180\%$  voidaan lujittuminen varmistaa käyttämällä lisäaineena kipsiä [Broms, 1984; Kujala, 1989].

Syvästabilointia on sovellettu mm. seuraaviin tarkoituksiin (kuva 7.1) [Broms & Boman, 1976; Broms, 1984, 1987]:

1. Vähentämään kevyiden rakennusten kokonaispainumia ja painumaeroja.
2. Nopeuttamaan painumista ja vähentämään painumien suuruutta sekä parantamaan kantokykyä suurten rakenteiden yhteydessä.
3. Parantamaan leikkausluiskien, syvien kaivantojen ja ojien stabiiliteettia.

4. Pienentämään painumaeroja paalujen varaan perustettujen siltojen ja rakennusten vierellä sekä vähentämään paaluihin kohdistuvaa negatiivista vaippaihankausta.
5. Vähentämään liikenteen, paalutuksen tai räjäytysten aiheuttaman värinän vaikutuksia rakenteessa.



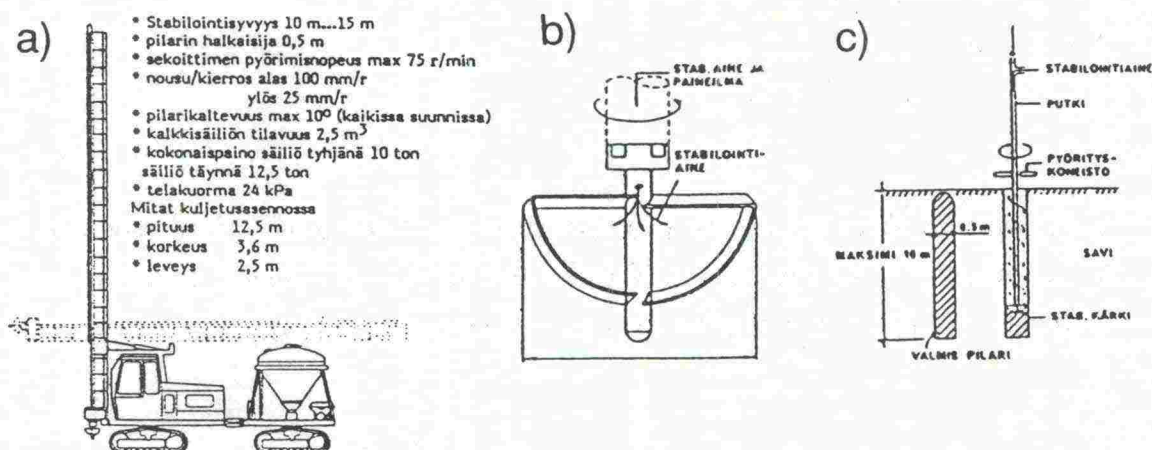
Kuva 7.1. Syvästabilointi. Rakennuspohjan ja maaluiskien vahvistaminen. [Broms, 1984]

## 7.2 Pilareiden valmistusmenetelmät

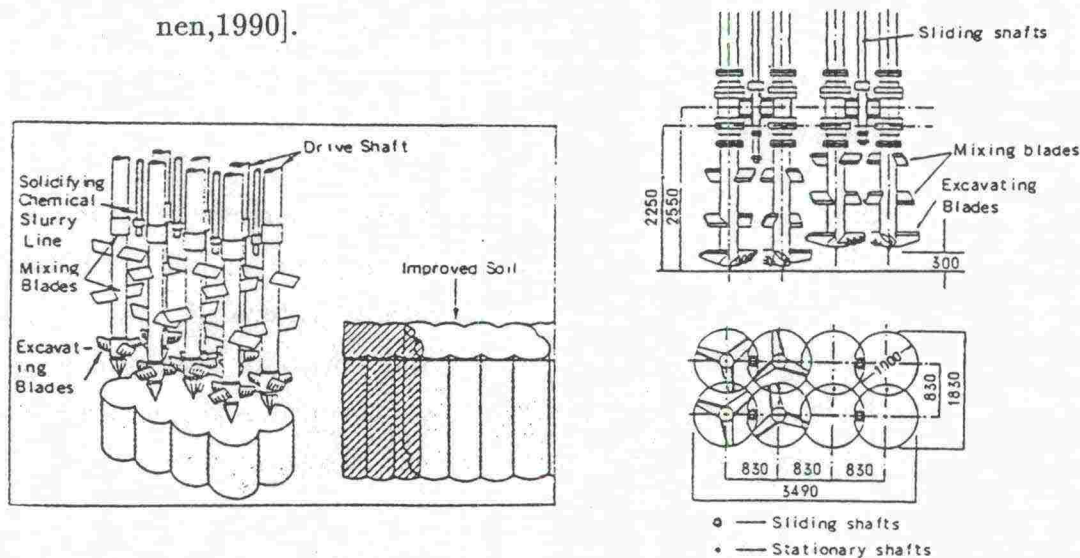
Pohjoismaissa valmistettavien pilareiden halkaisija on 500-1000 mm ja maksimi pituus kalustosta riippuen 12-20 m [Lahtinen,1990 ; Munukka, 1990]. Japanissa valmistetaan pilareita, joiden halkaisija on 800-2000 mm. Pituus voi olla jopa 70 m [Terashi,1990].

Sideaine sekoitetaan maahan kuvan 7.2 mukaisella sekoittimella ja sen syöttö tapahtuu paineilman avulla. Sekoitin on kehitetty varsinaisesti kalkkipilareiden valmistusta varten, mutta sillä on tehty myös kalkki-sementti- ja sementtipilareita [Lahtinen, 1990]. Japanilaisessa valmistusmenetelmässä sekoitinkärkiä on vähintään kaksi joissakin laitteistoissa jopa kahdeksan. Japanilaisen kaluston sekoitinosa on esitetty kuvassa 7.3.

Valmistustekniikkaa ja kalustoa ovat käsitelleet mm. Broms [1984], Åhnberg ja Holm [1986]. Pilareiden valmistukseen ja laadunvalvontaan liittyen on valmistumassa Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje [luonnos 20.2.1992].



Kuva 7.2. a) Syvästabilointi kone b) sekoitin siiveke c) pilarin valmistus [Lahtinen,1990].



Kuva 7.3. Japanilaisen syvästabilointimenetelmän sekoitin. [Terashi, 1990].

### 7.3 Sideaineet

#### 7.3.1 Kalkki

Kalkkistabiloinnissa sideaineena käytetään poltettua kalkkia eli kalsiumoksidia  $CaO$ . Poltettu kalkki on raemaista ainetta, joka jauhetaan käytötarkoituksen mukaan haluttuun hienousasteeseen [Kujala, 1990]

Lujittumisprosessi voidaan jakaa kolmeen osaan, joista ensimmäinen on kalkin sammutusprosessi, toinen ioninvaihto reaktiot. Kolmas vaihe on potsolaanireaktiot. [Kujala, 1990; Terashi, 1990].

Sammutusprosessin aikana kalsiumoksidi reagoi maassa olevan veden kanssa muodostaen kalsiumhydroksidia.



$CaO$  on kalsiumoksidi

$H_2O$  vesi

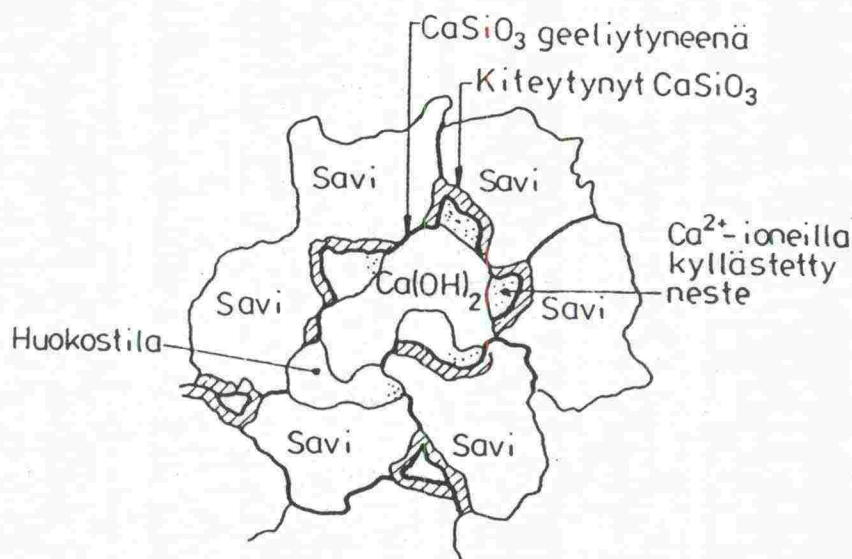
$Ca(OH)_2$  kalsiumhydroksidi

Hydrataatioreaktio on nopea ja tuottaa runsaasti lämpöä. Prosessin aikana kalkin tilavuus kaksinkertaistuu ja maan vesipitoisuus pienenee. Samalla maan fysikaaliset ominaisuudet; rakeisuus ja vedenläpäisevyys muuttuvat. Vesipitoisuuden pienentyessä leikkauslujuus kasvaa.

Ioninvaihtoreaktioissa savimineraalien pintaan adsorboituneet maa-alkali ionit korvautuvat kalsiumhydroksidista dissosioituneilla  $Ca^{2+}$ -ioneilla. Ioninvaihdon seurauksena savi koaguloituu suuremmiksi ryhmiksi, aggregaateiksi, jotka ovat välittömässä kosketuksessa keskenään. Reaktiot tapahtuvat pääasiassa ensimmäisen vuorokauden aikana sekoittamisen jälkeen.

Tämän jälkeen tapahtuvat potsolaanireaktiot ovat pitkäaikaisreaktioita. Potsolaanireaktioissa kalkki reagoi maassa olevien silikaattien, aluminaattien ja piihapon kanssa muodostaen geelin, joka sitoo saviaggregaatit yhtenäiseksi massaksi. Tämä reaktio jatkuu niin kauan kuin pH arvo säilyy korkeana ja kalsiumia on käytettävissä. Kalkkistabiloidun maan lujittuminen on suurimmaksi osaksi potsolaanireaktioista johtuvaa savipartikkeleiden sementoitumista.

Kalkkistabiloidun saven lujittumisprosessi on esitetty kuvassa 7.4 [Terashi, 1990].



Kuva 7.4. Kalkkistabiloidun saven lujittuminen [Ingles & Metcalf, 1972].

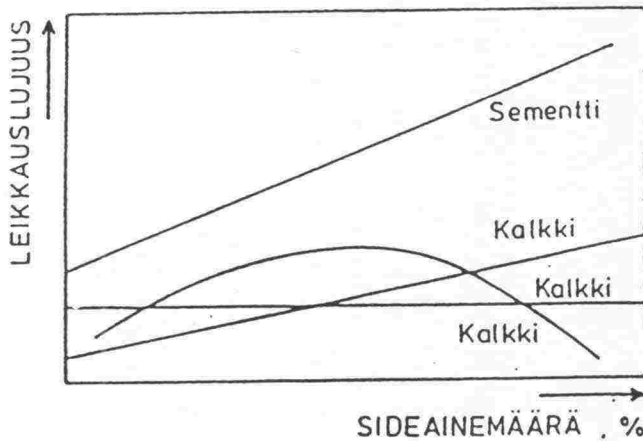
Epäorgaanisissa savissa, joiden plastisuusluku on  $I_p < 50$  suurin leikkauslujuuden lisääntyminen halkaisijaltaan 50 cm:n pilareissa saavutetaan yleensä, kun kalkin määrä on n. 6-8 % maan kuivapainosta [Broms,1984]. Tämä vastaa n. 12-16 kg kalkkia pilarimetrille, kun maan vesipitoisuus on 70 %. Suotuisissa olosuhteissa lujitetun maakerroksen suljettu leikkauslujuus voi olla jopa 0.5-1.0 MPa. Normaalisti leikkauslujuuden voidaan olettaa kasvavan jopa 10-50 kertaiseksi alkuperäisestä, jos maan alkuperäinen leikkauslujuus on pieni n. 10-15 KPa [Broms,1984]. Suomalaisissa tutkimuksissa on havaittu, että stabiloidun maakerroksen leikkauslujuuden kasvu on ollut 5-50 kertainen maakerroksen alkuperäisestä leikkauslujuudesta [Lahtinen, 1990].

Stabiloitavalle maakerrokselle pyritään löytämään optimisideainemäärä. Optimisideainemäärällä tarkoitetaan sideainepitoisuutta, jolla saavutetaan maksimileikkauslujuus [Kujala, 1990]. Kuvassa 7.5 on esitetty leikkauslujuuden vaihtelu sidainemäärän perusteella. Useille maalajeille on löydettävissä sideainemäärä, jolla saavutetaan suurin leikkauslujuus. Bromsin [1987] mukaan optimisideainepitoisuus on usemmiten 6-9 % kuivatilavuuspainosta.

### 7.3.2 Sementti ja kalkki-sementti

Stabiloinnissa käytettävä Portland sementti koostuu pääasiassa kalsiumoksidista, piioksidista, alumiintrioksidista sekä rautatrioksidista [Terashi, 1990].

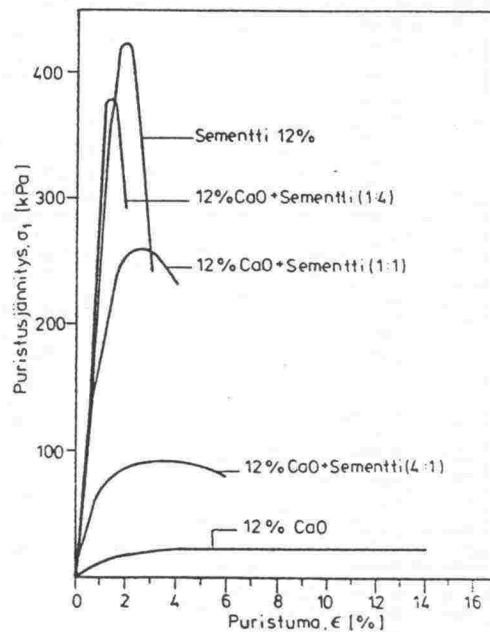
Kun sementti joutuu kosketuksiin veden kanssa se voi yksistään muodostaa kalsiumsilikaatteja ja -aluminaatteja, jotka muodostavat sementtibetonia. Se-



Kuva 7.5. Stabiloidun maan leikkauslujuus sideainemäärän funktiona. [Kujala, 1990].

mentin hydratoituessa tietty määrä  $Ca(OH)_2$  kalsiumoksidia vapautuu. Tämän vuoksi sementtistabilaatio on monimutkainen prosessi sementin hydratoitumista, kemiallisia reaktioita kalkin ja saven kesken sekä kemiallisia reaktioita hydratoituneen sementin ja saven kesken.

Sementillä stabiloitu maakerros käyttäytyy kuormitustilanteessa hauraan materiaalin tavoin ja murtuminen tapahtuu huomattavasti pienemmällä muodonmuutosarvolla kuin kalkilla stabiloidun maakerroksen murtuminen [Lahtinen & Kujala, 1989]. Kalkki-, sementti- ja kalkkisementtistabiloidun maanäytteen jännitys-muodonmuutoskuvaajat yksiakselisessa puristuskokeessa on esitetty kuvassa 7.6.



Kuva 7.6. Kalkki-, sementti- ja kalkkisementtistabiloidun maanäytteen käyttäytyminen yksiakselisessa puristuskokeessa. Sideainemäärä % kuivapainosta [Kujala & Lahtinen, 1989].



Sementtistabiloinnilla voidaan lujittaa sekä turvemaa- että savi- ja silttikeroksia [Lahtinen & Kujala, 1989]. Sementti on koheesiomaalajeja voimakkaasti lujittava. Karkearakeisissa maalajeissa sementti sitoo yksittäiset maarakeet kosketuskohdistaan kiinni toisiinsa.

Myös kalkin ja sementin seosta voidaan käyttää syvästabiloinnin sideaineena. Kun sideaineena käytetään pelkästään sementtiä tulee pilarista yleensä lujuu-deltaan epähomogeeninen mikäli sementin sekoittuminen on epätasaista [Lahtinen & Kujala, 1989]. Tämä johtuu sementin huonosta diffuntoitumiskyvystä stabiloimattomaan savekerrokseen. Koska kalkilla on kyky diffuntoitua stabiloimattomaan maahan olisi edullista käyttää sideaineena kalkin ja sementin seosta.

Kun sideaineena käytetään sementtiä tai sementtikalkkia maksimileikkauslujuuden optimisideainemäärää ei ole havaittavissa (kuva 7.5) vaan leikkauslujuus kasvaa sideainemäärän funktiona. Suhteellisen suuriakin sementti määriä käytetään sideaineena, jopa n. 15-25 %, varsinkin, jos stabiloitavan maan luonontilainen vesipitoisuus on suuri ja juoksuraja on korkea [Broms, 1987].

Eri sideaineiden soveltuvuusalueita ja lisäaineiden vaikutusta erilaisissa maa-kerroksissa ovat tutkineet mm. Brandl [1981], Kitsugi et al. [1982], Halkola [1983], Kujala [1983], Kujala et al. [1983], Kennedy et al. [1987], Juran et al. [1987], Locat et al. [1990], Rathmayer [1990] ja Tuncer et al. [1991].

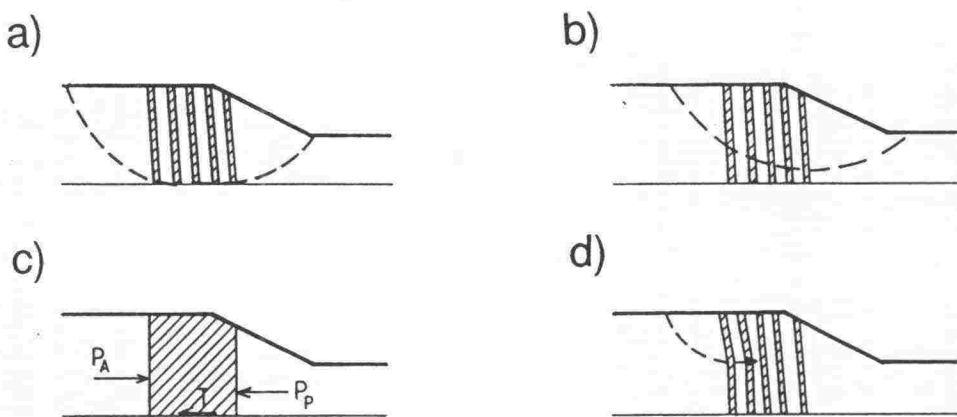
#### 7.4. Syvästabiloimalla vahvistettujen luiskien sortumismekanismeja

Syvästabiloidun luiskan mahdollisia sortumismekanismeja on esitetty kuvassa 7.7. Myös muut mekanismit kuin tässä esitetyt ovat mahdollisia. Eri mekanismien selvittäminen edellyttää vielä runsaasti tutkimustyötä. Sortumismekanismi määräytyy mm. luiskan geometrian, kuormien, geologian ja stabiloinnin sijoituksen perusteella.

Syvästabiloituluiska voi sortua stabiloinnin alapuolelta kulkevaa liukupintaa pitkin (kuva 7.7a). Tämä sortumismekanismi on otettava huomioon erityisesti silloin, kun stabilointi on suunniteltu ulottuvaksi kovaan pohjaan saakka, mutta ei voida olla varmoja, että sideaineen sekoittuminen kovan pohjan lähellä on ollut hyvä. Kovan pohjan ja stabiloinnin väliin on työmenetelmästä johtuen saattanut jäädä heikko vyöhyke (vrt. luku 2).

Luiska saattaa sortua myös niin, että liukupinta kulkee pilareiden lävitse (kuva 7.7b). Koska pilareiden taivutus- ja vetolujuus on heikko, on erityisesti otettava huomioon progressiivisen murtuman mahdollisuus (kuva 7.7d). Kun pilarit on sijoitettu erilleen toisistaan, voi jokin mahdollisesti heikommaksi jäänyt pilari pettää luiskassa esiintyvien sivusuuntaisten kuormien vaikutuksesta. Tällöin vaakasuora kuormitus edelleen pilareissa kasvaa ja sortuma voi edetä progressiivisesti johtaen koko luiskan sortumiseen.

Mikäli pilarit tehdään yhtenäisinä blokkeina niin, että ne koskettavat toisiaan, on tarkasteltava stabiloituun vyöhykkeeseen kohdistuvaa maanpainetta (kuva 7.7c). Luiska saattaa sortua tällaisessä tapauksessa stabiloidun vyöhykkeen liukumisen tai kiertymisen seurauksena.



Kuva 7.7. Syvästabiloidun luiskan mahdollisia sortumismekanismeja. a) Liukupinta stabiloidun vyöhykkeen alitse. b) Liukupinta stabiloidun vyöhykkeen läpi c) Stabiloidun blokin vaakasuora siirtymä. d) Pilareiden murtumisesta johtuva progressiivinen sortuma.

## 7.5 Syvästabiloimalla vahvistetun luiskan geotekninen mitoitus

### 7.5.1 Kokemusperäiset menetelmät

Broms [1984] on esittänyt syvästabiloitujen luiskien stabiliteetin laskentamenetelmän, joka perustuu keskimääräisen leikkauslujuuden käyttöön (kuva 7.8). Tämän laskentamenetelmän on esittänyt myös Van Impe [1989]. Ruotsin Tielaitoksen ohjeessa "Kalkpelare. Grundförstärkning vid vägbyggnad" [1987] keskimääräiseen leikkauslujuuteen perustuvaa stabiliteetin laskentamenetelmää on sovellettu penkereiden vakavuuden laskemiseen. Laskentamenetelmässä oletetaan pilaroidun alueen toimivan saven kanssa yhtenäisenä vyöhykkeenä, jonka leikkauslujuus on pilareiden ja saven pinta-aloilla painotettu ns. keskimääräinen leikkauslujuus. Menetelmässä ei oteta huomioon pilareiden puristuslujuutta.

Keskimääräinen leikkauslujuus saadaan kaavalla (7.2).

$$\tau_k = a\tau_p + (1 - a)s_u \quad (7.2a)$$

$$a = A/k^2 \quad (7.2b)$$

$\tau_k$  on pilareiden ja saven pinta-aloilla painotettu keskimääräinen leikkauslujuus,  $kPa$

$A$  syvästabiloidun pilarin poikkileikkausala,  $m^2$

$k$  pilareiden välinen etäisyys keskeltä keskelle,  $m$

$\tau_p$  pilareiden leikkauslujuus,  $kPa$

$s_u$  saven suljettu leikkauslujuus,  $kPa$

Pilarien lujuus muodostuu sekä kitkasta että koheesiosta yhtälön 7.3 mukaisesti.

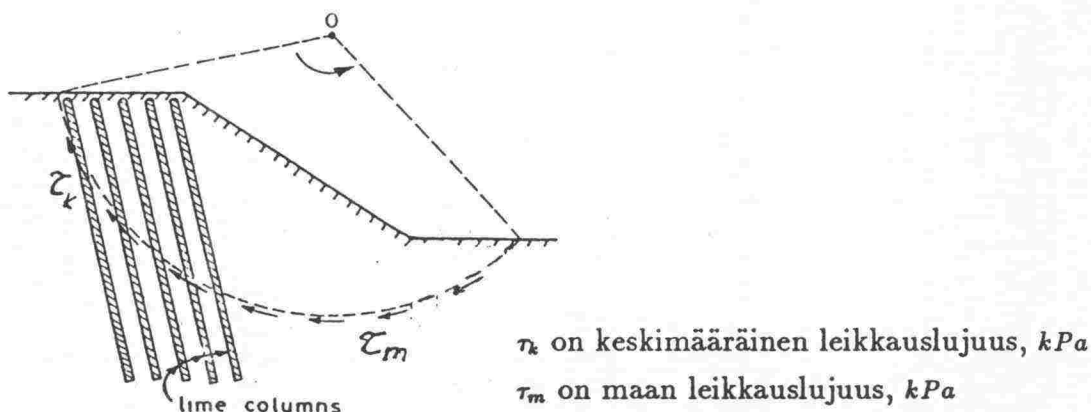
$$\tau_p = c_p + \sigma'_n \tan \varphi'_p \quad (7.3)$$

$c_p$  on pilarin koheesio,  $kPa$

$\varphi'_p$  pilarin kitkakulma

$\sigma'_n$  tehokas pystysuora jännitys,  $kPa$

Luiskan stabilitetti lasketaan liukupintamenetelmällä. Keskimääräistä leikkauslujuutta käytetään potentiaalisen liukupinnan vahvistetulla osalla ja stabiloidun vyöhykkeen ulkopuolella käytetään vahvistamattoman maakerroksen lujuutta (kuva 7.8).



Kuva 7.8. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Stabiileetin laskemisen. Liukupinnalla käytettävät leikkauslujuudet.[Broms, 1984].

Stabiileetti voidaan laskea liukupintamenetelmällä myös siten, että savi- ja pilarilamellit erotellaan toisistaan kuvan 7.9 mukaisesti [KPO-86]. Tällöin kullakin liukupinnan osalla käytetään joko saven tai pilarin leikkauslujuutta.

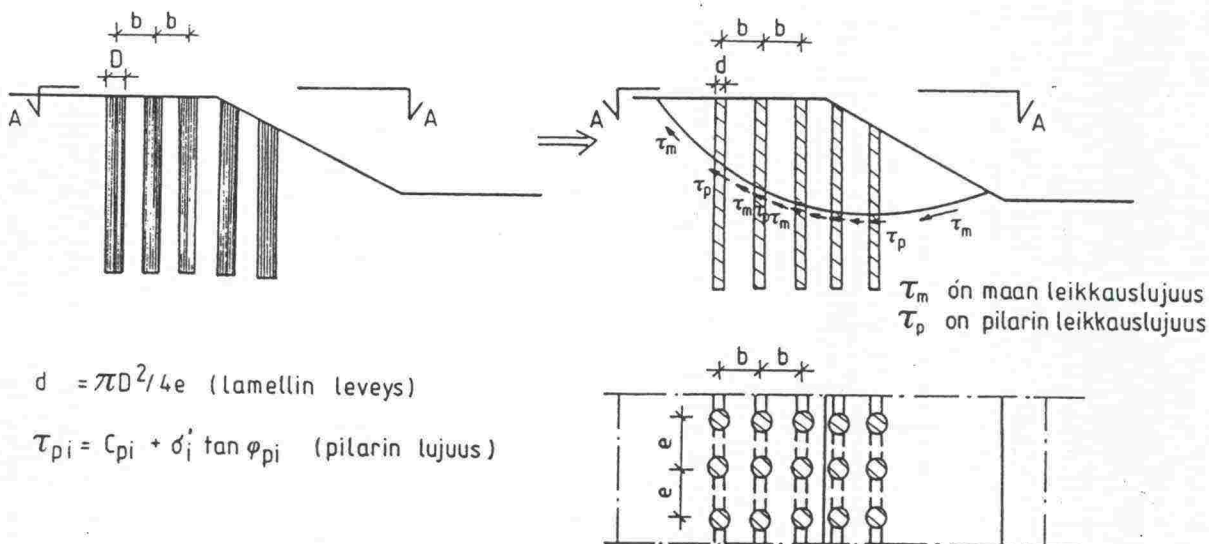
Laskennallinen pilarilamellin leveys saadaan kaavalla (7.4).

$$d = \frac{\pi D^2}{4e} \tag{7.4}$$

$d$  on laskennassa käytettävä pilarilamellin leveys,  $m$

$D$  pilarin halkaisija,  $m$

$e$  pilariväli luiskan pituussuunnassa,  $m$



$$d = \pi D^2 / 4e \text{ (lamellin leveys)}$$

$$\tau_{pi} = c_{pi} + \sigma'_i \tan \phi_{pi} \text{ (pilarin lujuus)}$$

Kuva 7.9. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Stabiileetin laskemisen pilari- ja savilamellit eroteltuina. Lamellien leveys ja liukupinnalla käytettävät leikkauslujuudet.

Syvästabiloidun luiskan stabiliteetti voidaan laskea myös samalla tavalla kuin paalutetun penkereen stabiliteetti (kuva 7.10) [Korhonen O., 1986]. Laskentamenetelmässä otetaan huomioon pilareiden leikkauslujuuden lisäksi kuormitetujen pilareiden puristuslujuuden vaikutus stabiliteettiin. Puristusjännitys pilareissa lasketaan olettamalla, että pintakuorma jakautuu savelle ja pilareille niiden modulien suhteessa kaavan (7.6) mukaan. Lisäksi tarkistetaan, että pilariin kohdistuva jännitys on pienempi kuin pilarin myötöjännitys. Niillä kohdilla, joissa liukupinta leikkaa pilarin ei luiskan pituussuunnassa oteta maakerroksen leikkauslujuutta huomioon.

Varmuuskerroin lasketaan kaavalla (7.5).

$$F = \frac{R \sum s_u l + R \sum \tau_p A_p + \sum A_p \sigma_{pi} n_i}{\sum W_i x_i} \quad (7.5)$$

$$\sigma_{pi} < \frac{q}{M(1-a)/E+a} < \sigma_y \quad (7.6)$$

Pilarin myötöjännitys voidaan laskea kaavalla 7.7 [Broms & Boman, 1976].

$$\sigma_y = 0.7 \cdot (2 \cdot \tau_p) \quad (7.7)$$

$R$  on tarkasteltavan liukupinnan säde,  $m$

$s_u$  maan suljettu leikkauslujuus,  $kPa$

$l$  liukupinnan pituus,  $m$

$\tau_p$  pilarin leikkauslujuus,  $kPa$

$A_p$  pilarin poikkipinta-ala,  $m^2$

$\sigma_{pi}$  pilarin  $i$  puristusjännitys,  $kPa$

$n_i$  pilarin  $i$  keskilinjan etäisyys kiertokeskuksesta,  $m$

$W_i$  lamellin  $i$  paino,  $kN$

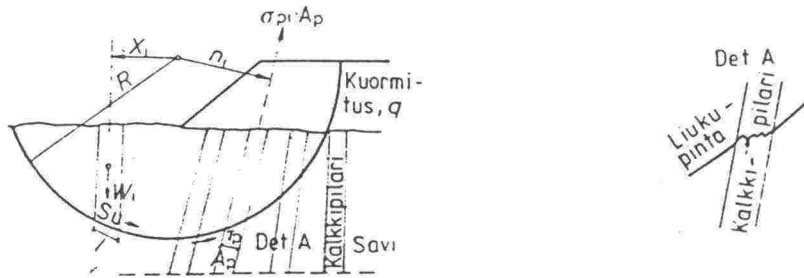
$x_i$  lamellin  $i$  painopisteen momenttivarsi,  $m$

$M$  saven kokoonpuristuvuusmoduuli,  $kPa$

$E_p$  pilarin muodonmuutosmoduuli,  $kPa$

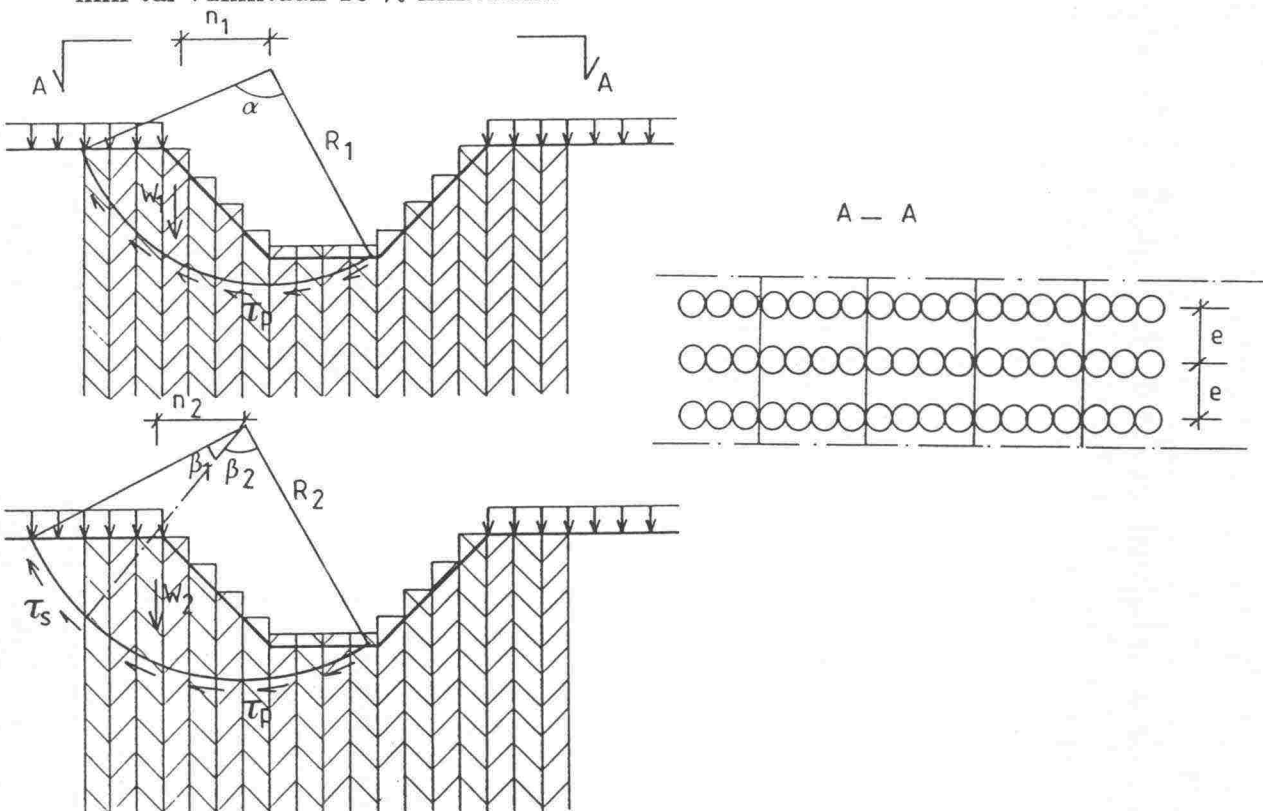
$\sigma_y$  pilarin myötöjännitys,  $kPa$

Edellä esitetyt laskentamenetelmät on tarkoitettu yksittäisten pilarien muodostaman pilarikentän stabiloivan vaikutuksen laskemiseen. Luiskassa tapahtuu pääasiassa siirtymiä luiskaa vastaan kohtisuorassa suunnassa, jolloin pilarit saavat sivuttaissuuntaisia kuormituksia. Pilarien taivutus- ja vetokestävyys on erittäin huono ja vaakasuorat kuormat voivat aiheuttaa pilarin murtumisen. Erityisesti liukupinnan passiivipuolella ei yksittäisiä pilareita pitäisi tästä syystä ottaa huomioon stabiliteetin laskemisessa [Kalkpelare.Grundförstärkning vid vägbyggnad, 1987].



Kuva 7.10. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Stabiliateetin laskemisen paaluten luiskan tapaan [Korhonen O., [1986].

Ruotsin Tielaitos [Kalkpelare.Grundförstärkning vid vägbyggnad, 1987] on esittänyt, että kaivannoissa pilarit tulisi sijoittaa yhtenäisiin luiskaa vastaan kohtisuoriin riveihin (kuva 7.11) tai valmistaa kokonaan stabiloituja blokkeja. Tällöin vahviterakenteen jäykkyys maakerroksen liikesuunnassa on huomattavasti yksittäisiä pilareita suurempi ja mahdollisesti heikompien pilareiden vaikutus jää vähäisemmäksi, kun pilarit tukeutuvat toisiinsa. KGV:n mukaan pilaririvejä voidaan käyttää, kun vahvistamattoman kaivannon varmuuskerroin sortumista vastaan on vähintään 1.0 tai suurempi. Jos varmuuskerroin on alle 1.0, tulisi stabiloinnissa käyttää yhtenäisiä blokkeja. Stabilointi tulisi suorittaa siten, että vierekkäiset pilarit ovat vähintään 5 cm limittäin, kun pilarin halkaisija  $d=500$  mm tai vähintään 10 % limittäin..



Kuva 7.11. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Stabiliateetin laskeminen kun pilarit muodostavat seinämäisiä rakenteita [Kalkpelare. Grundförstärkning vid vägbyggnad, 1987]

Kun pilarit muodostavat luiskaan seinämäisiä rakenteita varmuuskerroin laske-  
taan kaavalla (7.8). Kun liukupinta kulkee kokonaan stabiloidussa vyöhykkeessä  
käytetään kaavaa (7.8a) ja kun liukupinta ulottuu vahvistamattomalle alueelle  
käytetään kaavaa (7.8b). Seinämäisten rakenteitten väliin jäävän savikaistaleen  
leikkauslujuutta ei laskelmissa oteta huomioon.

$$F = \frac{\tau_p \cdot R_1^2 \cdot \alpha \cdot d}{W \cdot n \cdot e} \quad (7.8a)$$

$$F = \frac{\tau_f \cdot R_2^2 \cdot \beta_1 \cdot e + \tau_p \cdot R_2^2 \cdot \beta_2 \cdot d}{W \cdot n \cdot e} \quad (7.8b)$$

$W$  on kaatavien voimien resultantti,  $kN/m$

$n$  resultantin momenttivarsi,  $m$

$e$  kalkkipilaririvien välinen etäisyys,  $m$

$R$  liukupinnan säde,  $m$

$\alpha, \beta$  liukupinnan keskuskulmia (kuva 7.11),  $rad$

$\tau_p$  kalkkipilarin leikkauslujuus,  $kPa$

$\tau_f$  maakerroksen leikkauslujuus,  $kPa$

$D$  kalkkipilarin halkaisija,  $m$

### 7.5.2 Numeeriset laskentamenetelmät mitoituksessa

Numeeristen laskentamenetelmien käytöstä syvästabiloitujen luiskien mitoituk-  
seen on toistaiseksi julkaistu varsin vähän [Lahtinen & Vepsäläinen, 1983; Te-  
rashi, 1990]. Kirjallisuudessa esiintyneet sovellutukset ovat lähinnä olleet  
pengerrakenteiden painumien laskentaan ja holvautumisvaikutuksen tarkaste-  
luun liittyviä [Vepsäläinen, 1990, 1992].

Analysoitaessa stabiloituja rakenteita elementtimenetelmään perustuvien oh-  
jelmien avulla, voidaan muodonmuutos ja lujuusominaisuudet eri maakerrok-  
sissa ja pilareissa sekä ongelman reunaehdot ottaa huomioon edellä esitettyjä  
yksinkertaisia laskentamenetelmiä paremmin. Laskennallisesti pystytään kä-  
sittelemään erilaisia materiaalimalleja. Luvussa 1 on esitetty tässä raportissa  
käytettyjen ohjelmien CRISP90 [Britto & Gunn, 1990] ja Z-Soil [Z-Soil.PC,  
1989] materiaalimallit (kuvat 1.2 ja 1.3). Muita materiaalimalleja, joita mah-  
dollisesti voitaisiin soveltaa syvästabiloidun maakerroksen mallintamiseen ovat  
esim. Oaklandin ja Chameaun [1986] ohjelmassa SPILES käyttämä hyperbo-  
linen Duncan-Chang malli [Chen & Mizuno, 1990], Nordalin [1991] esittämä

'mobilized friction model' (MFM) sekä Huangin ja Chenin [1991] ohjelmassa PS-NFAP käyttämä CAP-malli.

Materiaalimallien soveltuvuutta eri tapauksiin tulisi testata mallikokeiden ja koerakenteiden avulla niin, että voitaisiin verrata laskentatuloksia mitattuihin tuloksiin. Erityisesti syvästabiloidun maakerroksen käyttäytyminen ja parametrien määrittäminen kaipaa vielä lisää tutkimuksia. Jotta numeerisia laskentamenetelmiä voitaisiin hyödyntää, tulisi stabiloidun maan ominaisuudet selvittää nykyistä paremmin ja luotettavammin. Sopivilla materiaalimalleilla ja laskentamenetelmillä mahdollisesti saavutettava hyöty menetetään, ellei laskentaa varten ole käytettävissä luotettavia lähtötietoja.

Kun on valittu sopiva materiaalimalli, voidaan elementtimenetelmään perustuvilla ohjelmilla laskea maapohjaan ja pilareihin muodostuvat jännitykset ja muodonmuutokset ja näiden perusteella tehdä arvioita leikkauksen mahdollisia sortumismekanismeja. Aiemmin esitetyt laskentamenetelmät perustuivat liukupintamenetelmään, jossa lujuuden oletetaan mobilisoituvan täyteen arvoonsa yhtäaikaan kaikissa liukupinnan pisteissä. Leikkaus saattaa kuitenkin sortua vaiheittain, kun jonkin yksittäisen pilarin lujuus ylitetään ja tämän seurauksena maapohjaan syntyy suuria siirtymiä. Erityisesti vaakasiirtymien kehittymisellä on merkitystä pilarien murtumisen kannalta, koska pilarit kestävät heikosti veto- ja taivutusjännityksiä.

Lahtinen ja Vepsäläinen [1983] ovat esittäneet kaivannon stabiliteetilaskelman, jossa varmuuskerroin on esitetty kriittisen kaivussyvyyden ja kaivussyvyyden suhteena. Materiaalimallina laskelmissa on käytetty ideaalisesti kimmoplastista mallia. Ohjelmalla GEOFEM [Vepsäläinen, 1982] on simuloitu leikkauksen kaivua, kunnes on saavutettu kriittinen syvyys, jossa kaivanto sortuu. Sortumista on arvioitu seuraavilla perusteilla: selvästi havaittavan yhtenäisen plastisoituneen alueen kehittyminen maapohjaan, siirtymien nopea kasvaminen kaivannon reunalla sekä initiaali-jännitysten konvergoimattomuus laskennan edetessä.

Luvussa 7.6.5 esitetään elementtimenetelmäohjelmalla CRISP90 [Britto & Gunn, 1987] tehty laskelma syvästabiloidusta luiskasta. Materiaalimallina käytetään kimmoplastista materiaalimallia, jonka myötöfunktiona on Mohr-Coulombin kriteeri. Ohjelman avulla tarkastellaan stabiloidun vyöhykkeen vaikutusta leikkauksessa esiintyviin jännityksiin ja muodonmuutoksiin sekä jännitysjakautumia pilarivyöhykkeissä.



### 7.5.3 Yhteenveto eri laskentamenetelmistä

Bromsin [1984] esittämässä kalkkipilareiden laskentamenetelmässä yksittäisten pilareiden ja saven oletetaan muodostavan yhtenäisenä blokkina toimivan alueen. Stabiliateetti lasketaan liukupinta-analyysillä. Leikkauslujuutena stabiloidulla alueella käytetään pilareiden ja maakerroksen pinta-aloilla painotettua keskimääräistä leikkauslujuutta (kuva 7.12 a). Stabiloidun osan ulkopuolella kulkevalla liukupinnan osalla käytetään maakerroksen leikkauslujuutta.

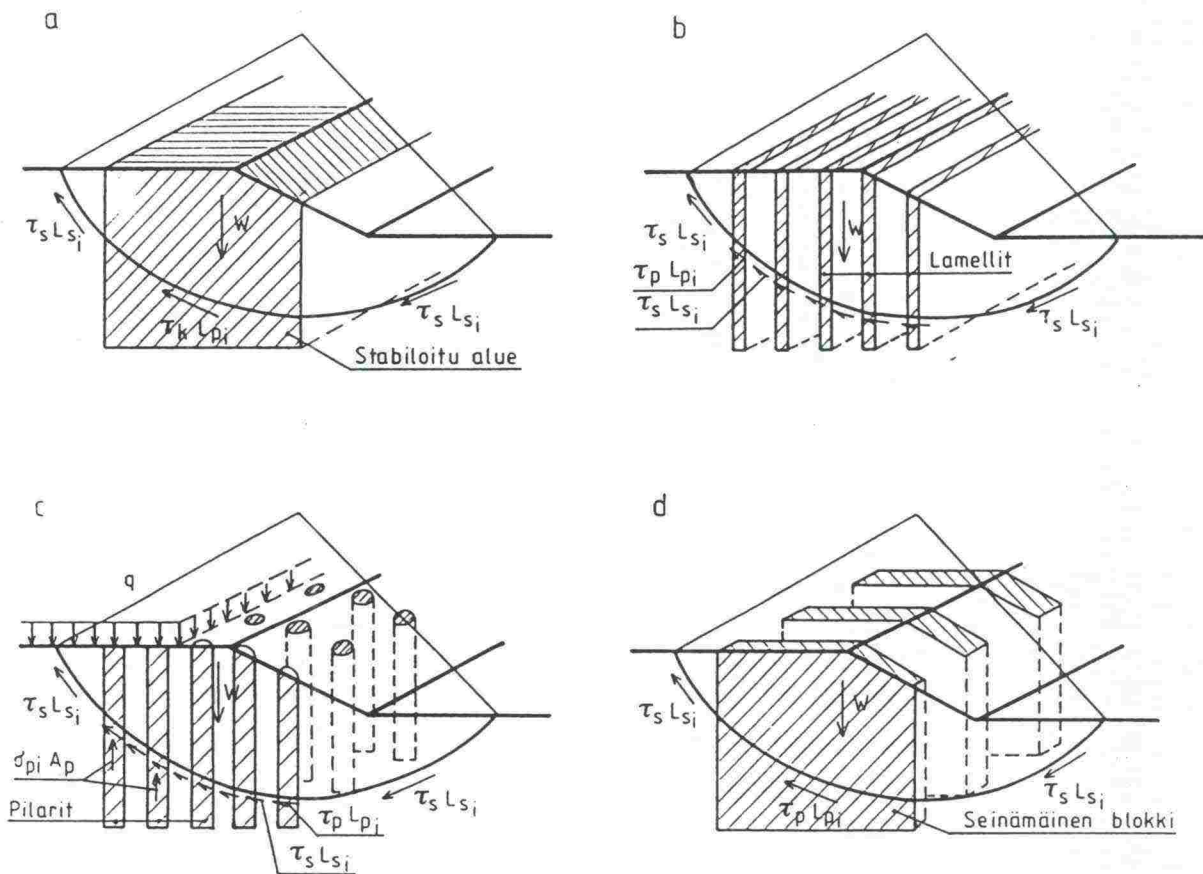
Lamellimenetelmässä [KPO-86] yksittäiset pilarit muunnetaan laskennallisesti yhtenäisiksi lamelleiksi luiskan pituussuunnassa (kuva 7.12 b). Leikkauslujuus liukupinnalla muodostuu maakerroksen leikkauslujuudesta ja pilarin leikkauslujuudesta kuvan 7.12 b mukaisesti.

Kolmas laskentamenetelmä [Korhonen O., 1986], jossa pilareiden oletetaan toimivan paalujen tavoin, ottaa pilareiden leikkauslujuuden lisäksi huomioon pystykuormitettujen pilareiden puristuslujuuden vaikutuksen stabiileettiin (kuva 7.12 c). Menetelmässä ei oteta huomioon luiskan pituussuunnassa pilareiden kohdalla olevan maakerroksen leikkauslujuutta. Pilareiden välissä ja stabiloidun alueen ulkopuolella käytetään maakerroksen leikkauslujuutta.

Ruotsin Tielaitoksen suosittelemassa menetelmässä [KGV, 1987] otetaan stabiloidulla alueella huomioon vain pilareiden leikkauslujuus. Pilarit asetetaan luiskaan yhtenäisinä luiskaa vastaan kohtisuorina seinäminä (kuva 7.11) tai yhtenäisinä blokkeina. Seinämien välissä olevan maakerroksen leikkauslujuutta ei oteta laskelmissa huomioon. Maakerroksen leikkauslujuus vaikuttaa vain niillä liukupinnan osilla, jossa liukupinta kulkee stabiloidun alueen ulkopuolella (kuva 7.12 d).

Edellä esitettyjä menetelmiä käytettäessä ei liukupinnan passiivipuolella sijaitsevia pilareita tulisi ottaa laskelmissa huomioon. Pilarit kestävät huonosti veto- ja taivutusjännityksiä, joita passiivipuolella sijaitseviin pilareihin saattaa syntyä [Kalkpelare. Grundförstärkning vid vägbyggnad, 1987].

Em. laskentamenetelmiä käytettäessä oletetaan, että leikkauslujuus pilarissa ja maakerroksessa mobilisoiuu yhtäaikaan. Jatkuvuusehto vaatii, että leikkausmuodonmuutokset liukupinnalla ovat yhtäsuuria. Leikkauslujuuden yhtäaikaisen mobilisoitumisen ja jatkuvuusehdon voidaan katsoa täyttyvän vain, jos saven ja pilarin jännitys-muodonmuutoskäyrät ovat kuvan 7.13a mukaisia. Jos tilanne kuitenkin on kuvan 7.13b mukainen eli pilari saavuttaa huippulujuu-



$W$  Kaatavien voimien resultantti, kN/m

$\tau_s$  Saven leikkauslujuus, kPa

$\tau_p$  Pilarin leikkauslujuus, kPa

$\tau_k$  Saven ja pilarin pinta-aloilla painotettu keskimääräinen leikkauslujuus, kPa

$L_{s_i}$  Liukupinnan osan  $i$  pituus savessa, m

$L_{p_i}$  Liukupinnan osan  $i$  pituus pilarissa /stabiloidussa vyöhykkeessä, m

$q$  Pintakuorma, kN/m<sup>2</sup>

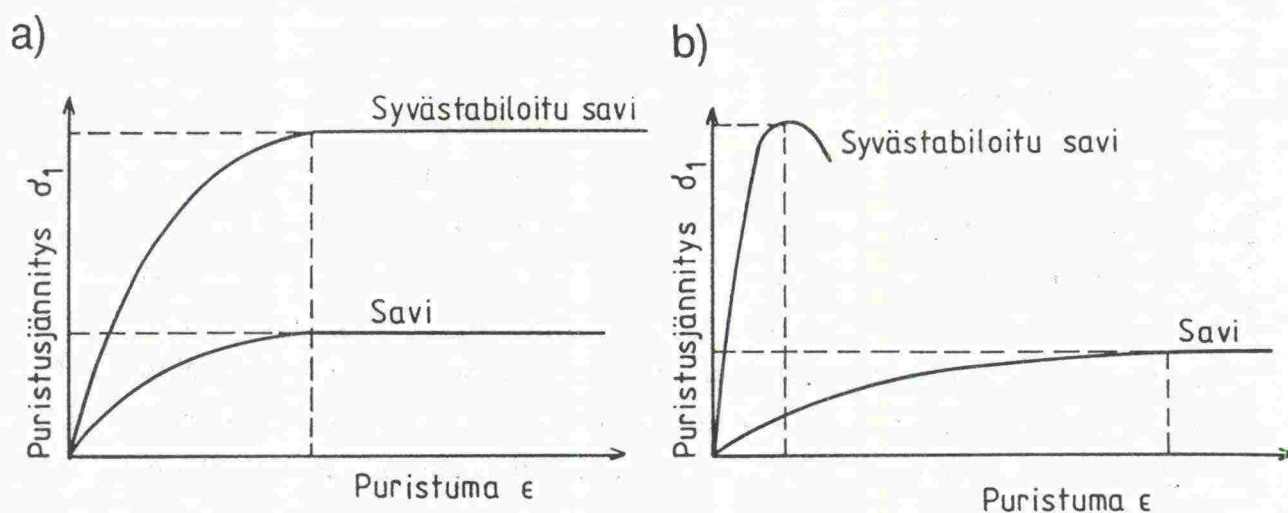
$\delta_{p_i}$  Puristusjännitys pilarissa  $i$ , kPa

$A_p$  Pilarin poikkipinta-ala, m<sup>2</sup>

Kuva 7.12. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Stabiliateettiin vaikuttavat voimat. a) Keskimääräisen leikkauslujuuden menetelmä [Broms, 1984] b) Lamellimenetelmä [KPO-86] c) Pilarit toimivat stabiloivina paaluina [Korhonen O., 1986] d) Ruotsin tielaitoksen esittämä menetelmä [KGV, 1987].

tensa huomattavasti pienemmällä muodonmuutoksella kuin savi, ei savelle voida käyttää laskelmissa täyttä leikkauslujuutta.

Pilarin ja maakerroksen jännitys-muodonmuutuskäyttäytyminen on erittäin tärkeää tuntea kaikkia laskentamenetelmiä sovellettaessa, ettei liukupinnalla toimivalle leikkauslujuudelle käytetä liian optimistisia arvoja.



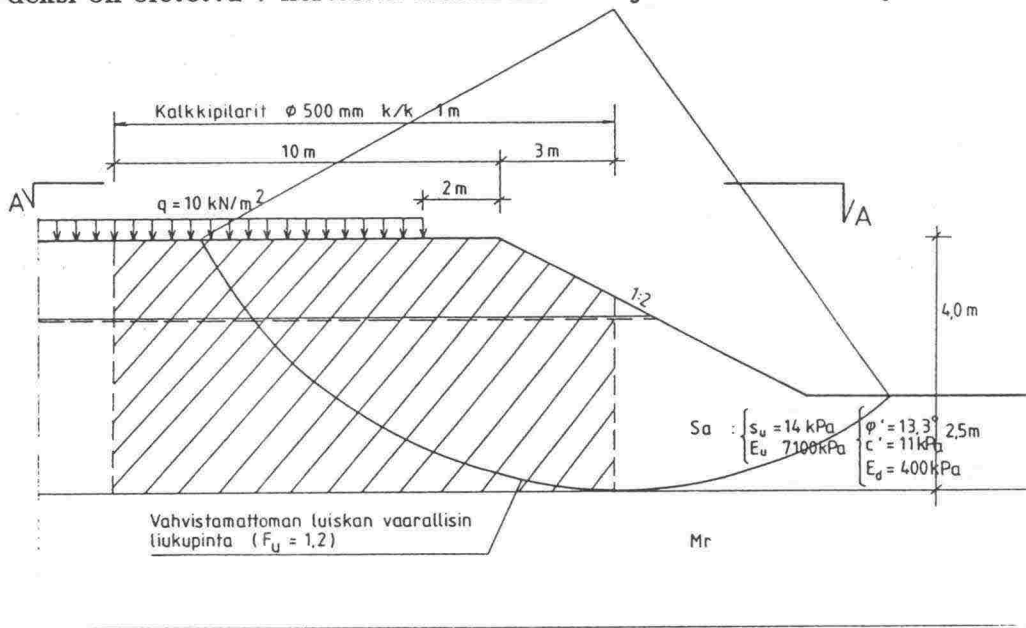
Kuva 7.13. Saven ja syvästabiloidun pilarin mahdollisia jännitys-muodonmuutoskäyriä. a) Leikkauslujuudet mobilisoituvat yhtäsuurilla muodonmuutoksilla. b) Leikkauslujuudet saavuttavat huippuarvonsa eri suurilla muodonmuutoksilla.

Numeeristen laskentamenetelmien avulla voidaan käsitellä sellaisia materiaalmalleja, jotka mallintavat hyvin sekä pilarin että maakerroksen jännitys-muodonmuutostähtäytymistä. Myös pilarin ja maakerroksen yhteistoiminnan mallintaminen on mahdollista. Lisäksi numeeriset laskentamenetelmät soveltuvat myös muiden kuin liukupintaa pitkin tapahtuvien sortumismekanismien arvioimiseen.

## 7.6 Syvästabiloimalla vahvistettu luiska

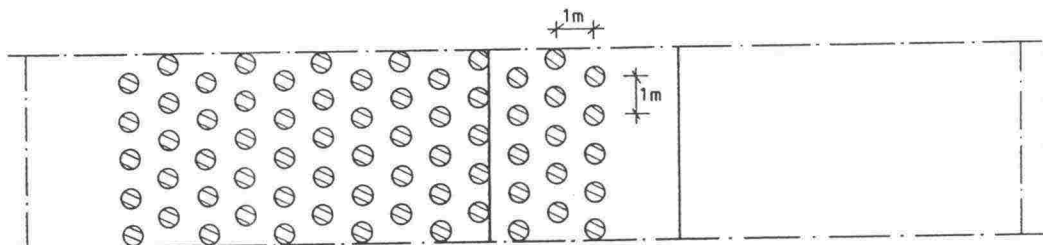
### 7.6.1 Geometria ja pohjasuhteet

Esimerkissä tarkastellaan syvästabiloinnin vaikutusta luvussa 4.5 esitetyn luiskan (kuva 4.12) stabiliteettiin. Laskelmissa on tarkasteltu tilannetta, jossa kantava maakerros on 6.5 m maanpinnan alapuolella. Vaarallisin vahvistamattoman luiskan liukupinta ( $F=1.2$ ) suljetussa tilassa on esitetty kuvassa 7.14. Kuvassa 7.14 on myös syvästabiloitu vyöhyke. Stabilointi on oletettu tehtäväksi kalkilla. Perinteisesti syvästabilointi on toteutettu yksittäisinä pilareina. Tässä esimerkissä käytetty pilariväli on 1 m ja pilareiden halkaisija on 0.5 m. Pilarit on laskelmissa oletettu homogeenisiksi. Pilareiden laskentaparametrit on esitetty kuvassa 7.14. Lahtinen [1990] on todennut, että stabiloidun maakerroksen leikkauslujuuden kasvu voi olla 5-50 kertainen maakerroksen alkuperäiseen leikkauslujuuteen verrattuna. Tässä esimerkissä kalkkipilareiden leikkauslujuudeksi on oletettu 7 kertaista maanleikkauslujuutta vastaava lujuus.



#### LEIKKAUS A-A

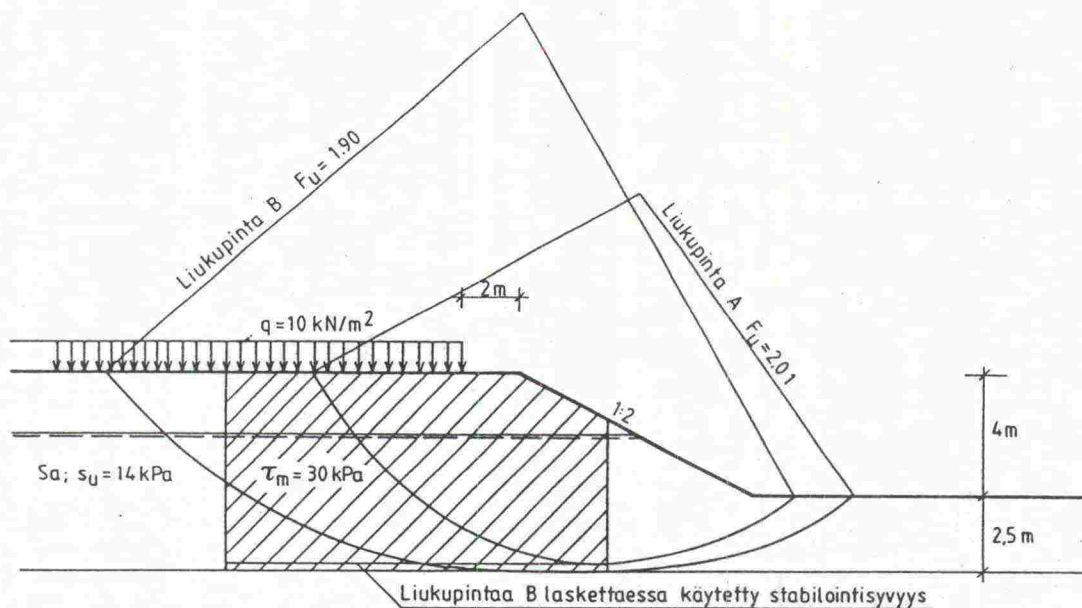
Pilareiden sijoituskaavio



Pilarin parametrit  $S_p = 98 \text{ kPa}$   
 $E_p = 20\,000 \text{ kPa}$

$c_p = 35 \text{ kPa}$   
 $\phi_p = 25^\circ$

Kuva 7.14. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Pohjasuhteet, pilaroitu vyöhyke ja laskentaparametrit.



Kuva 7.15. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Stabiloidun luiskan vaarallisimmat liukupinnat.

#### 7.6.2 Mitoitus keskimääräisen leikkauslujuuden avulla

Kuvassa 7.14 esitetyn kalkkistabiloidun leikkauksen stabiliteetti on laskettu Bromsin [1984] keskimääräisen leikkauslujuuden käyttöön perustuvalla menetelmällä.

Pilareiden leikkauslujuus  $\tau_p = 98 \text{ kPa}$

Saven suljettu leikkauslujuus  $s_u = 14 \text{ kPa}$

Pilareiden k/k väli on 1 m

Pilarin pinta-ala A on:  $A = \pi r^2 = \pi 0.5^2 \text{ m}^2 = 0.196 \text{ m}^2$

$$a = 0.196/1^2 = 0.2 \quad (7.2b, bis)$$

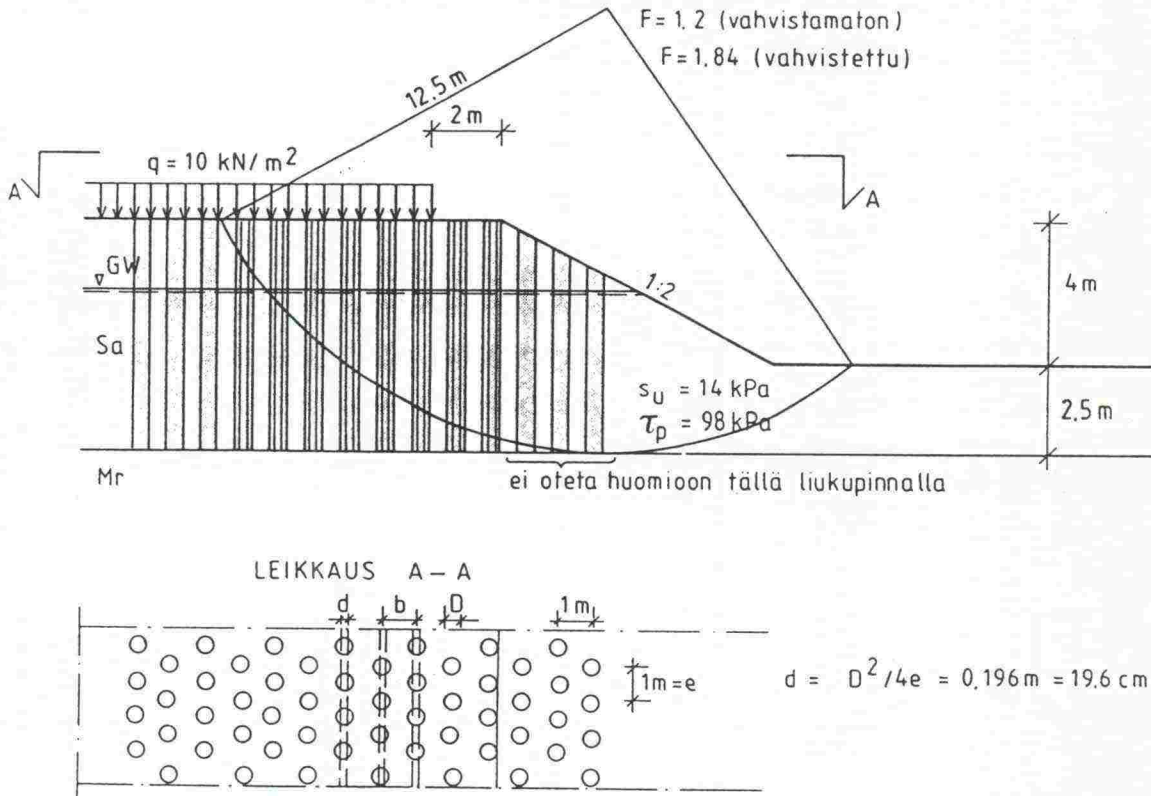
Keskimääräinen leikkauslujuus saadaan kaavan (7.2, bis) avulla.

$$\tau_k = 0.2 \cdot 98 \text{ kPa} + (1 - 0.2) \cdot 14 \text{ kPa} = 30.8 \text{ kPa} \quad (7.2a, bis)$$

Stabiliteettilaskelmissa on käytetty keskimääräiselle leikkauslujuudelle arvoa 30 kPa. Stabiliteettilaskelmat on tehty Tielaitoksen vakavuuden laskentaohjelmalla [Sandström, 1988]. Mikäli pilarien toimiva pituus ulottuu kovaan pohjaan saakka ja stabiloitu vyöhyke on kuvan 7.11 mukainen, on varmuuskerroin  $F=2.01$  liukupinnalla A. Jos moreenikerroksen ja saven väliin jää stabilomaton vyöhyke, jonka suljettu lujuus on sama kuin luonnontilaisen saven lujuus on varmuuskerroin  $F=1.90$  liukupinnalla B. Stabiloitavan alueen laajuus on valittu tarkastelemalla myös useita muita potentiaalisia liukupintoja. Tässä laskentatavassa tulisi keskimääräistä lujuutta käyttää vain liukupinnan aktiivipuolella.

7.6.3 Mitoitus lamellimenetelmällä

Kuvan 7.14 stabiloituvyöhyke on laskettu myös käyttäen menetelmää, jossa savi- ja pilarilamellit erotetaan toisistaan. Laskelmassa on tarkasteltu stabi-  
loinnin vaikutusta vain alkuperäisen vahvistamattoman luiskan vaarallisimpaan  
liukupintaan. Liukupinta ja pilarilamellit on esitetty kuvassa 7.16.



Kuva 7.16. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Stabiliateetti, kun savi- ja pilarilamellit erotellaan toisistaan.

Pilarilamellien leveys saadaan kaavalla (7.3, bis).

$$d = \pi \cdot 0.5^2 m^2 / (4 \cdot 1 m) = 0.196 m \quad (7.3, bis)$$

Liukupinnan pituus  $L = 21.1 m$

Savilamellien osuus tästä on  $L_s = 19.2 m$

Pilarilamellien osuus on  $L_p = 1.9 m$

Aktiivimomentti tälle liukupinnalle on laskettu jo luvussa 6.4.

$$M_a = 3088 kN/m$$

Passiivimomentiksi saadaan :

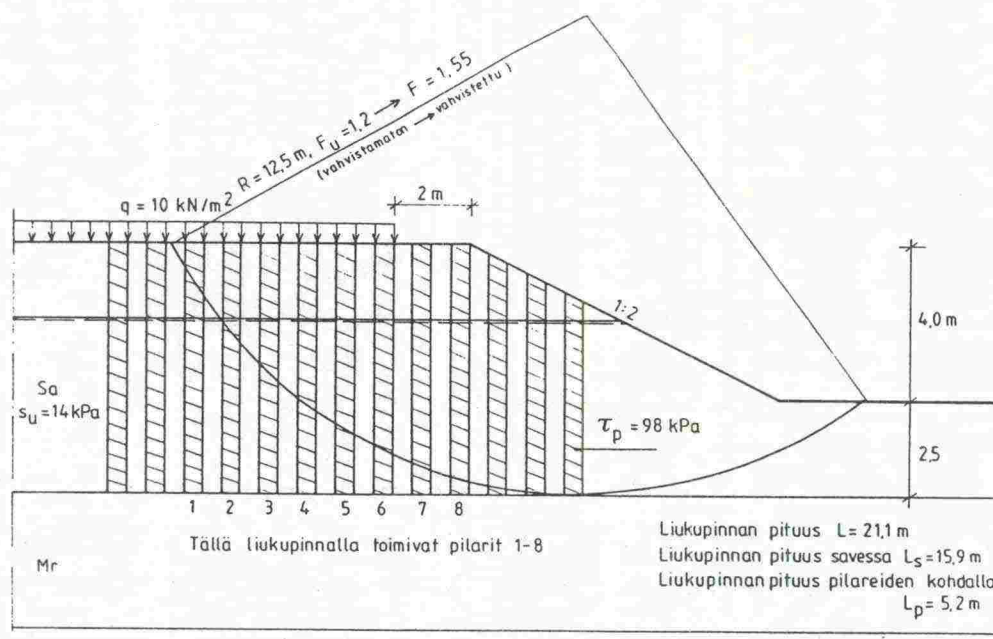
$$M_p = R \cdot (s_u \cdot L_s + \tau_p \cdot L_p) = 12.5 \text{ m} \cdot 14 \text{ kPa} \cdot 19.2 \text{ m} + 98 \text{ kPa} \cdot 1.9 \text{ m} = 5687 \text{ kN/m}$$

Varmuuskerroin on silloin:

$$F = 5687/3088 = 1.84$$

#### 7.6.4 Mitoitus paalutetun luiskan tavoin

Kuvassa 7.17 on esitetty vaarallisin vahvistamattoman luiskan liukupinta ja sen vahvistamiseen käytetty syvästabilointi. Pilarien kuvitellaan toimivan paaluksen tavoin yksittäisinä vahvisteina. Laskelmassa otetaan huomioon pilarit 1-8. Näissä pilareissa oletetaan toimivaksi voimaksi leikkausvoima, lisäksi pilareissa 1-6 otetaan huomioon puristus voima. Pilarit 9-11 voidaan ottaa huomioon liukupinnalla, joka kulkee ylempänä kuin kuvassa 7.17 esitetty liukupinta. Pilarit otetaan laskelmassa huomioon vain silloin, kun ne sijaitsevat liukupinnan aktiivipuolella. Puristus voidaan ottaa huomioon vain kuormituksen alla olevissa pilareissa. Laskelmassa tarkastellaan 1 m levyistä kaistaletta. Saven leikkauslujuutta ei oteta huomioon pilareiden kohdalla luiskan pituussuunnassa. Saven leikkauslujuus oletetaan hieman häiriintyneeksi ja laskennassa käytetään arvoa  $0.9s_u = 12.6 \text{ kPa}$ . Pilarin E-moduuliksi oletetaan  $20000 \text{ kN/m}^2$  [Lahtinen & Vepsäläinen, 1983]. Saven kokoonpuristuvuusmoduli  $M = 1100 \text{ kN/m}^2$  vastaa Paimion saven modulia [Vepsäläinen & al. 1991].



Kuva 7.17. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Stabiliateetti laskelma, kun pilareiden oletetaan toimivan paalujen tavoin.

Koko liukupinnan pituus on  $L = 21.1 \text{ m}$

Stabiloidun osan pituus on  $L_p = 0.5 \cdot \pi \cdot r \cdot 48^\circ / 180^\circ = 5.2 \text{ m}$

Liukupinnan pituus savessa on tällöin  $L_s = 15.9 \text{ m}$

Pilarien leikkauslujuus  $\tau_p = 98 \text{ kPa}$

Pilarien myötölujuus on lasketaan kaavalla (7.6, bis)

$$\sigma_y = 0.7 \cdot (2 \cdot \tau_p) = 137.2 \text{ kPa} \quad (7.6, \text{bis})$$

Saven kokoonpuristuvuusmoduuli:  $M = 1100 \text{ kPa}$

Pilarin  $E$ -moduuli:  $E = 20000 \text{ kPa}$

Puristusjännitys pilarissa voidaan nyt laskea kaavan (7.5, bis) avulla

$$\sigma_p = \frac{q}{M(1-a)/E+a} = \frac{10}{1100(1-0.2)/20000+0.2} = 41 \text{ kPa} < \sigma_y \quad (7.5, \text{bis})$$

Kaatava momentti  $\sum W_i x_i = 3088 \text{ kNm/m}$

Saven aiheuttama vastus  $R \cdot \sum s_u \cdot L_s = 12.5 \text{ m} \cdot 12.6 \text{ kPa} \cdot 15.9 \text{ m} = 2504 \text{ kNm/m}$

Pilarien leikkausvastus (pilarit 1-8):

$$R \cdot \sum \tau_p A_p = 12.5 \text{ m} \cdot 8 \cdot 98 \text{ kPa} \cdot 0.196 \text{ m}^2/\text{m} = 1921 \text{ kNm/m}$$

Pilarien puristuslujuuden aiheuttama vastus:

$$R \cdot \sum_{i=1}^6 n_i A_p \sigma_p = 374 \text{ kNm/m}$$

Varmuuskerroin liukupinnalla lasketaan nyt kaavalla (7.4, bis).

$$\text{Varmuuskerroin } F = (2505 + 1921 + 374) / 3088 = 1.55$$

## 7.6.5 Laskelmat CRISP90-ohjelmalla

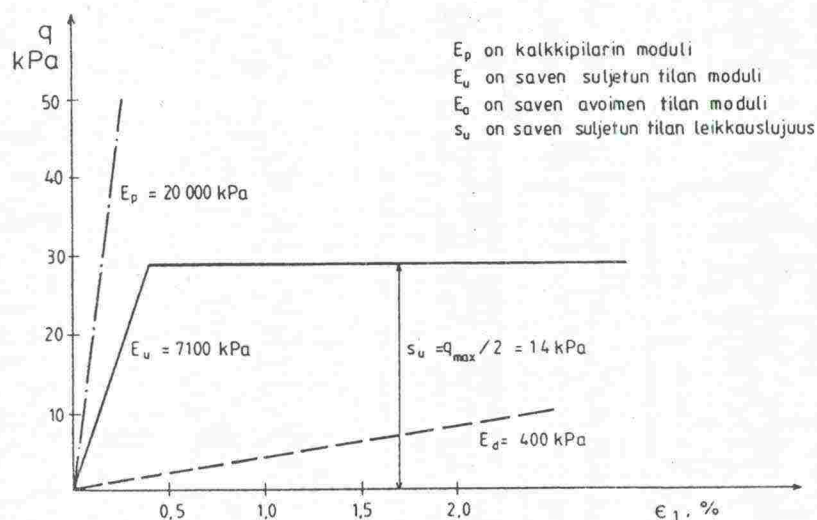
### 7.6.5.1 Materiaaliparametrit ja laskentamalli

Kuvassa 7.14 esitetty syvästabiloitu leikkaus laskettiin myös ohjelmalla CRISP90 [Britto & Gunn, 1987]. Tarkoituksena oli selvittää ohjelman soveltuvuus vahvistetun luiskan mitoituseseen. Materiaalimallina on käytetty kimmoista ideaaliplastistamallia, jonka myötöfunktiona on Mohr-Coulombin kriteeri. Saven malli suljetussa tilassa on esitetty kuvassa 7.18 samoin kuin kalkkipilarin ja saven avoimen tilan mallien kimmoisen osa. Avoimessa tilassa leikkauslujuus

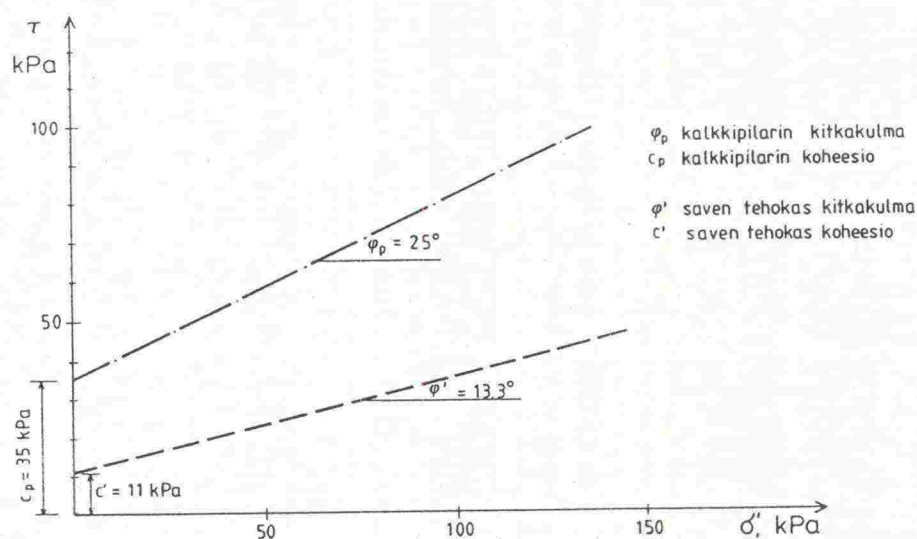


riippuu jännitystilasta ja saven avoimen tilan sekä kalkkipilarin murtosuorat on esitetty kuvassa 7.19.

Saven suljettu leikkauslujuus on  $s_u=14 \text{ kPa}$  ja suljetun tilan moduli  $E_u=7100 \text{ kPa}$ . Saven avoimentilan moduli on  $E_d=400 \text{ kPa}$  ja kitkakulma  $\varphi'=13.3^\circ$  sekä koheesio  $c=11 \text{ kPa}$ . [Vepsäläinen & al., 1991]. Vepsäläinen ja Lahtinen [1983] ovat todenneet, että Helsingin alueella syvästabiloitujen savien moduli vaihtelee välillä  $E_p=15000\text{--}25000 \text{ kN/m}^2$ . Koska tässä laskennassa käytetty esimerkki on keksitty, eikä todellisia määritettyjä parametrejä ole käytettävissä valittiin pilarin moduli edellisen perusteella  $E_p=20000 \text{ kN/m}^2$ . Kitkakulmaksi pilarille valittiin  $\varphi=25^\circ$  ja koheesioksi  $c=35 \text{ kPa}$  [Halkola, 1982].



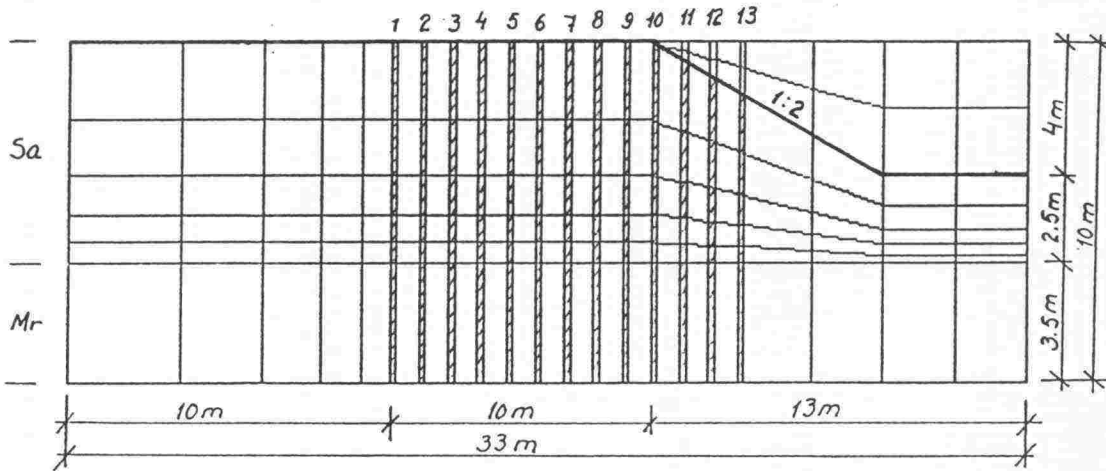
Kuva 7.18. Kalkkipilarin ja saven elastiset modulit sekä saven suljetun tilan murtosuora.



Kuva 7.19. Mohr-Coulombin murtosuorat savelle ja kalkkipilarille.

Laskennassa käytetty elementtiverkko on esitetty kuvassa 7.20. Pilarit on muunnettu tasomuodonmuutostilassa tapahtuvaa laskentaa varten samoin kuin la-

mellimenetelmässä yhtenäisiksi lamelleiksi. Kun stabilointi on oletettu tehtäväksi  $d=500$  mm pilareilla, joiden keskeltä keskelle etäisyys on 1 m (kuva 7.14), saadaan lamellien paksuudeksi kaavan (7.4, bis) mukaan noin 200 mm. Pilarilamellit on esitetty kuvassa 7.20 vinoviivoitettuina. Kuvaan 7.20 on myös numeroitu pilarilamellit.



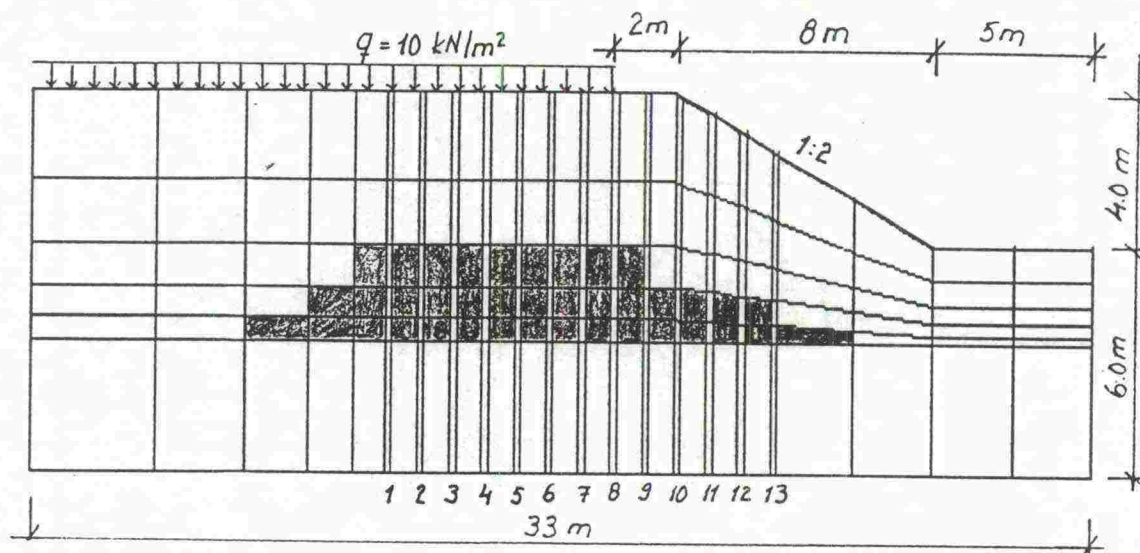
Kuva 7.20. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. CRISP90 [Britto & Gunn, 1990] laskelmassa käytetty elementtiverkko.

#### 7.6.5.2 Suljetun tilan laskelmat

Laskenta suoritettiin 30 inkrementissä siten, että leikkauksen kaivuvaihetta on kuvattu 15 inkrementissä ja kuorman lisäystä luiskan reunalle 15 inkrementissä.

CRISP90-ohjelman avulla voidaan tarkastella maahan ja pilarilamelleihin kehittyviä jännityksiä ja siirtymiä sekä leikkaukseen muodostuvia plastisoituneita alueita. Syvästabiloidun luiskan plastisoituneet elementit on esitetty kuvassa 7.21. Plastisoituminen on tapahtunut lähellä kovaa pohjaa pääasiassa kuormituksen alapuolella. Maa on plastisoitunut pilarilamellien välistä. Kuvassa 7.22 on esitetty jännitystila Mohrin ympyröillä elementeissä 139 (savi) ja 145 (pilari). Savielementti on plastisoitunut eli jännitysympyrä sivuaa lujussuoraa kuvassa 7.22

Kuvassa 7.23a on esitetty leikkausjännitykset alunperin vaarallisimmaksi oletetun vahvistamattoman liukupinnan läheisyydessä. Kuvassa 7.23b on leikkausjännitykset syvästabiloimalla vahvistetussa luiskassa vastaavissa kohdissa. Kuvista on selvästi havaittavissa, että syvästabiloidussa luiskassa pilarilamelleissa esiintyvät leikkausjännitykset ovat suurempia kuin viereisen maakerroksen leikkausjännitykset.

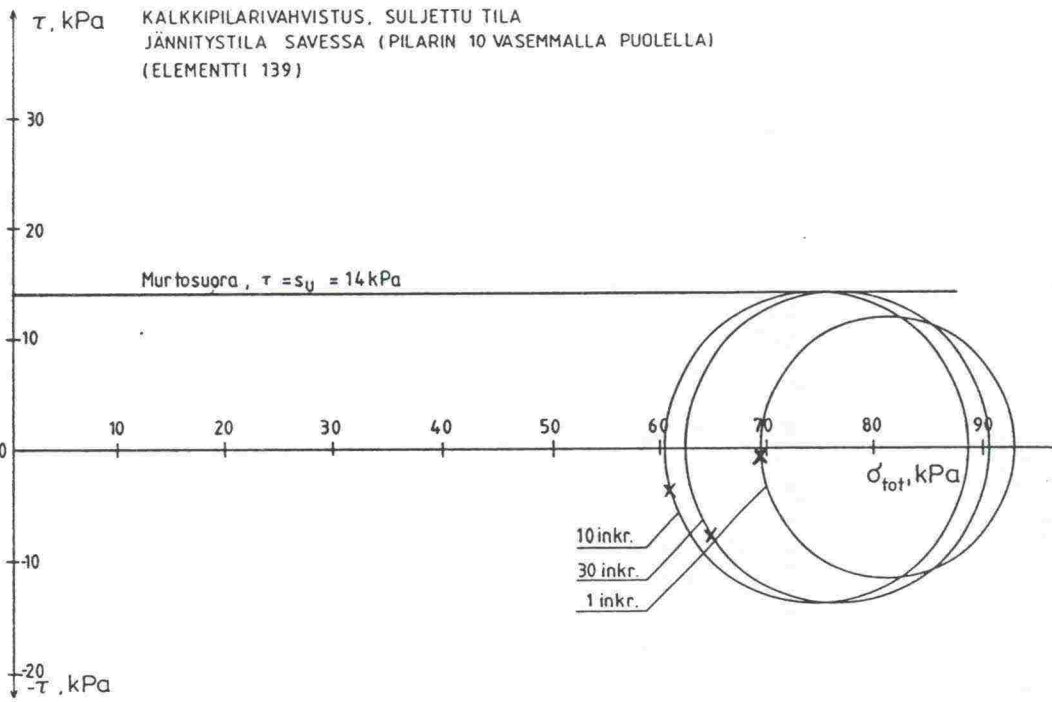


Kuva 7.21. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Suljetussa tilassa plastisoituneet elementit. CRISP90 [Britto & Gunn, 1990].

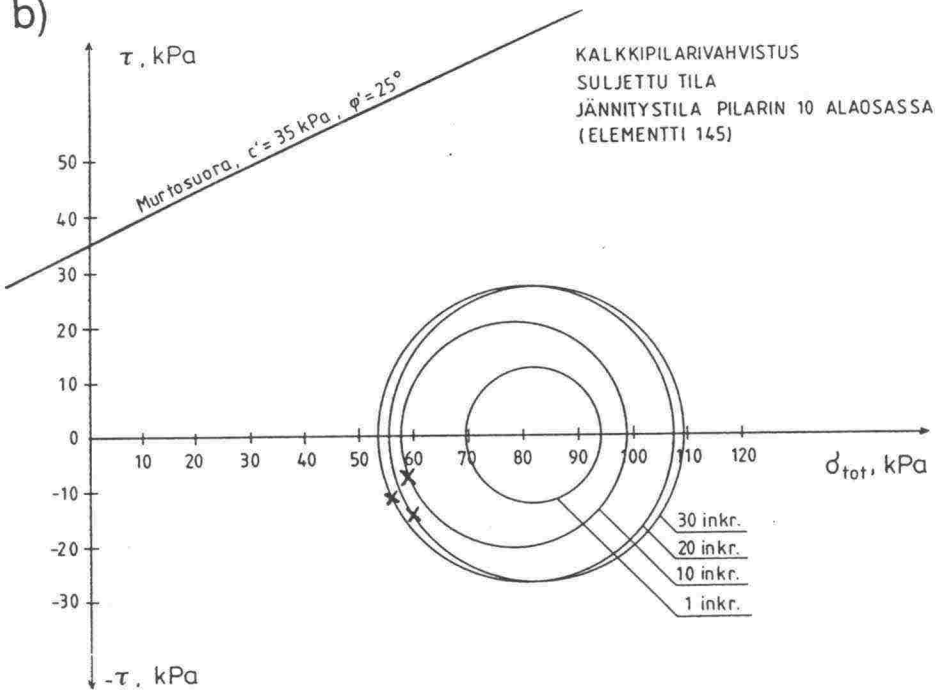
Pilareihin ja maahan kohdistuvia pystyjännityksiä on tarkasteltu kuvassa 7.24. Kuvassa 7.24a on esitetty vasemmanpuoleiseen pilarilamelliin kohdistuvat pystyjännitykset ja kuvassa 7.24b oikeanpuoleiseen pilarilamelliin kohdistuvat vastaavat jännitykset. Kuvassa 7.24a on esitetty myös pilaririvien 1 ja 2 välisen sekä kuvassa 7.24b pilaririvien 12 ja 13 välisen maalamellin jännitykset. Kaikki kuvissa esitetyt jännitykset ovat kuormituksen ja kaivun aiheuttamia lisäjännityksiä. Kuvasta 7.24a havaitaan, että pilarilamelli ottaa vastaan enemmän pystyjännityksiä kuin savilamelli. Lisäkuormituksen suuruus oli  $10 \text{ kN/m}^2$ . Pilarissa esiintyvä lisäjännitys on n. 3 kertaa suurempi kuin savessa esiintyvä lisäjännitys. Kuormitus näyttää siis jakautuvan pilarien ja savien kesken moduulin suhteessa ( $E_p=20\,000 \text{ kPa}$ ,  $E_u=7100 \text{ kPa}$ ). Pilarilamellisssa 13 pystyjännitykset pienenevät eli lisäjännitykset kuvassa 7.24b ovat negatiivisiä. Lamelli 13 sijaitsee luiskassa ja jännitysten pieneminen on seurausta maan kaivusta.

Kuvassa 7.25 on esitetty siirtymävektorit luiskassa. Kuvasta 7.25a todetaan koko luiskan siirtymien suunnat. Siirtymät stabiloidulla alueella tapahtuvat pääasiassa vaakasuoraan luiskaa kohti. Kuvassa 7.25b on esitetty joidenkin siirtymävektoreiden pituudet. Kuvasta 7.25b voidaan havaita, että suljetussa tilassa tapahtuvat siirtymät ovat hyvin pieniä.

a)



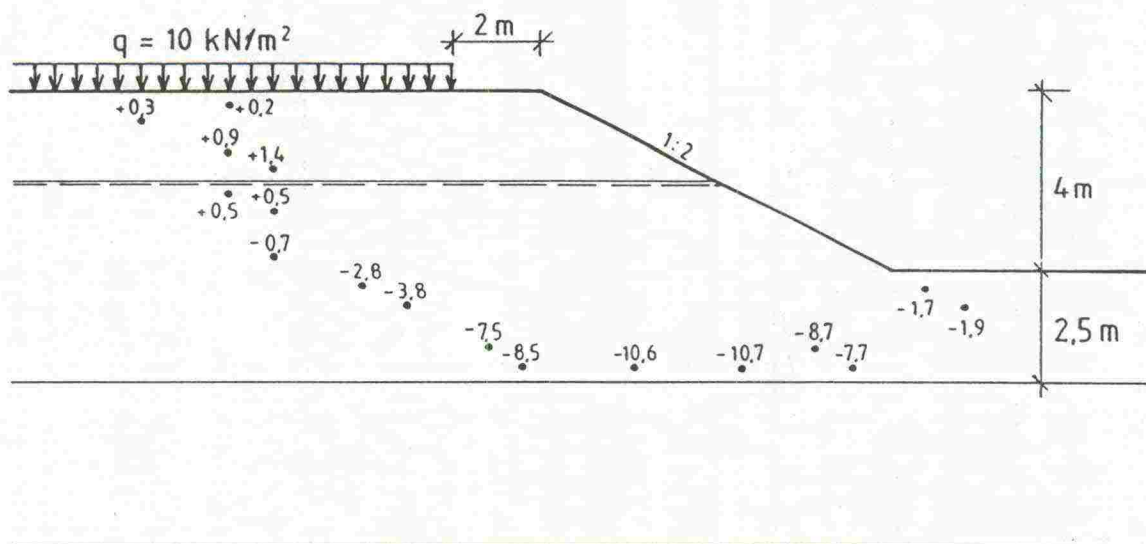
b)



Kuva 7.22. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Jännitystila Mohrin ympyröillä a) Savikerroksessa elementissä 139. b) Pilarilamellissa elementissä 145. CRISP90 [Britto & Gunn, 1990].

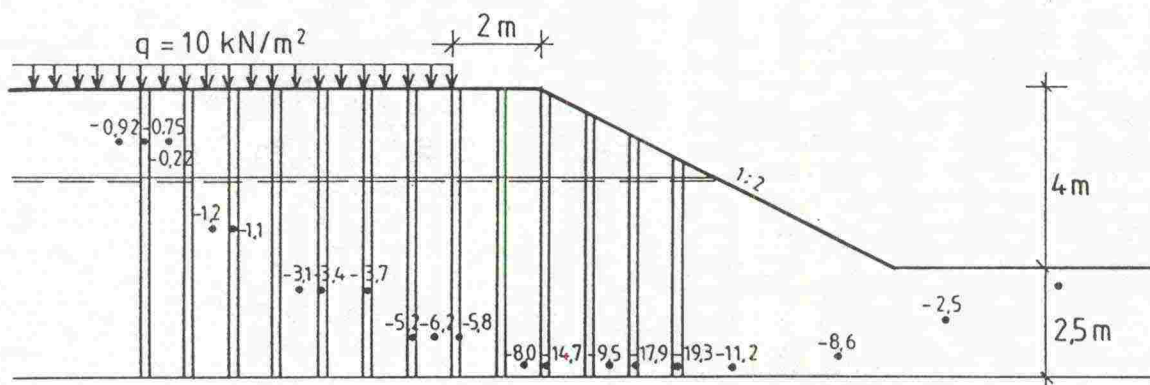
a)

TIELEIKKAUS PEHMEIKÖLLÄ  
VAHVISTAMATON LUISKA  
LEIKKAUSJÄNNITYKSET SULJETUSSA TILASSA (kPa)



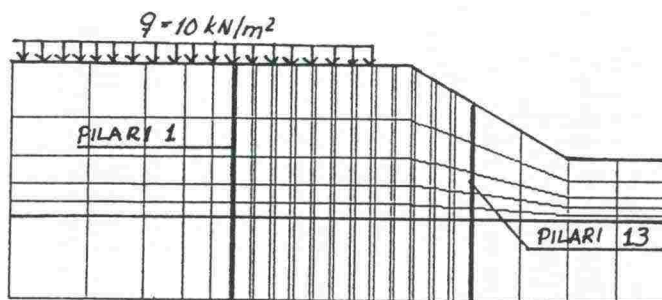
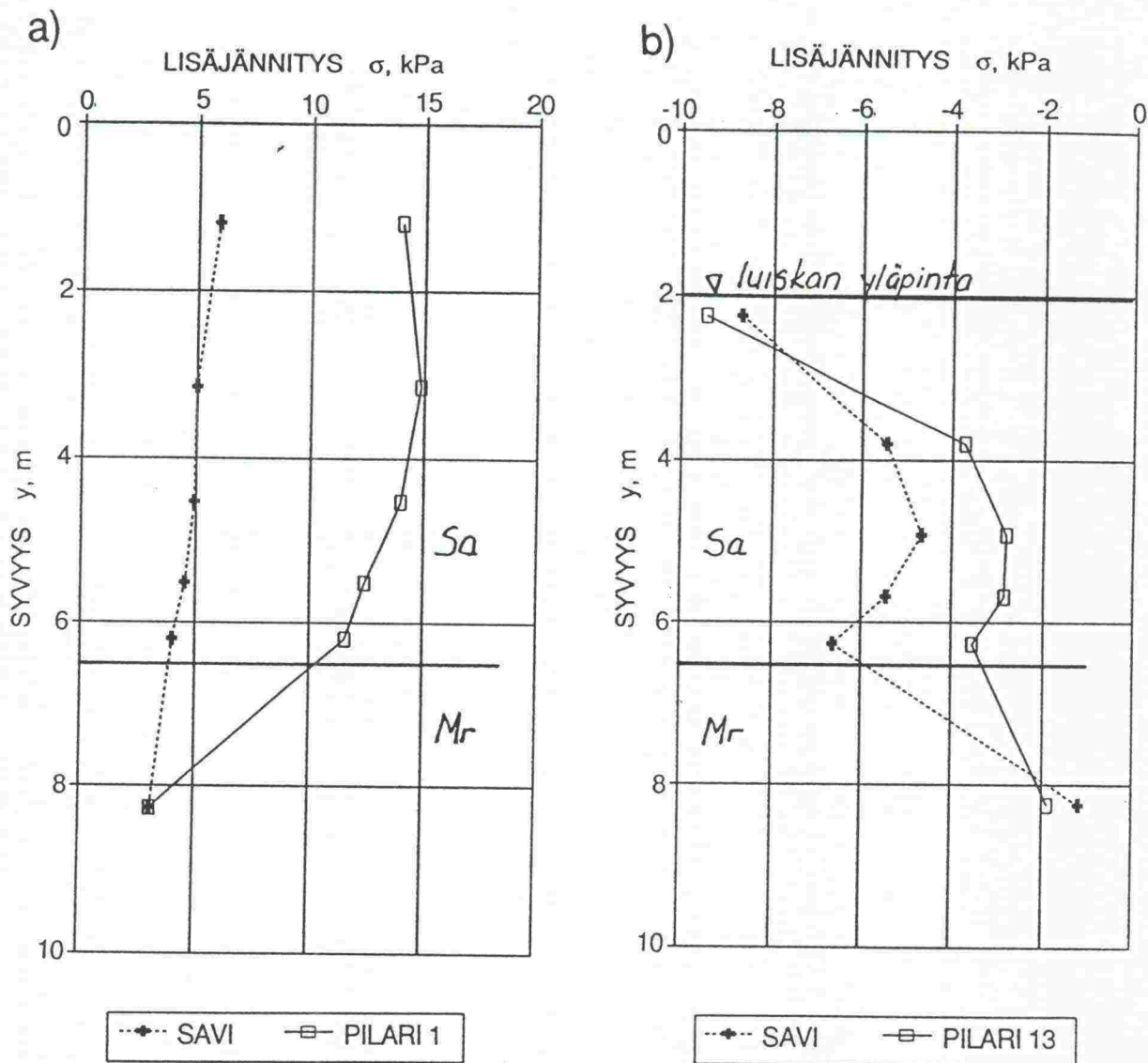
b)

TIELEIKKAUS PEHMEIKÖLLÄ  
VAHVISTETTU LUISKA  
LEIKKAUSJÄNNITYKSET SULJETUSSA TILASSA (kPa)



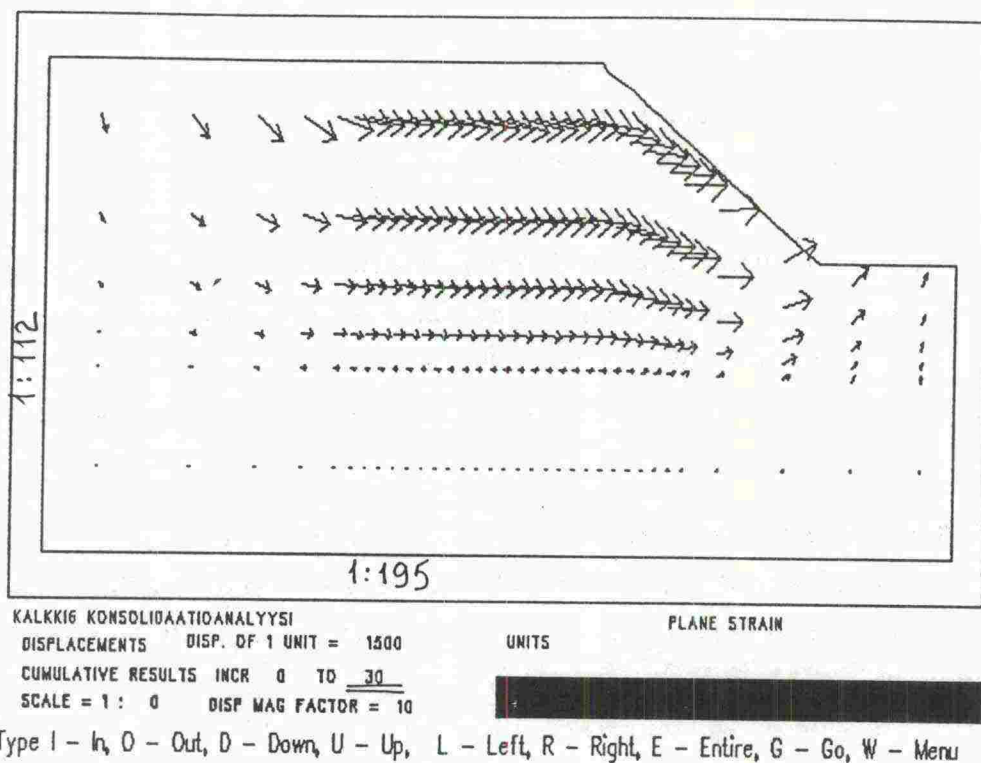
Kuva 7.23. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Leikkausjännitykset vahvistamattoman luiskan suljetun tilan vaarallisimman liukupinnan läheisyydessä. a) Vahvistamaton leikkaus. b) Kalkkistabiloitu leikkaus. CRISP90 [Britto & Gunn, 1990].

SULJETUN TILAN PYSTYLISÄJÄNNITYKSET  
KALKKIPILARISSA JA SAVESSA



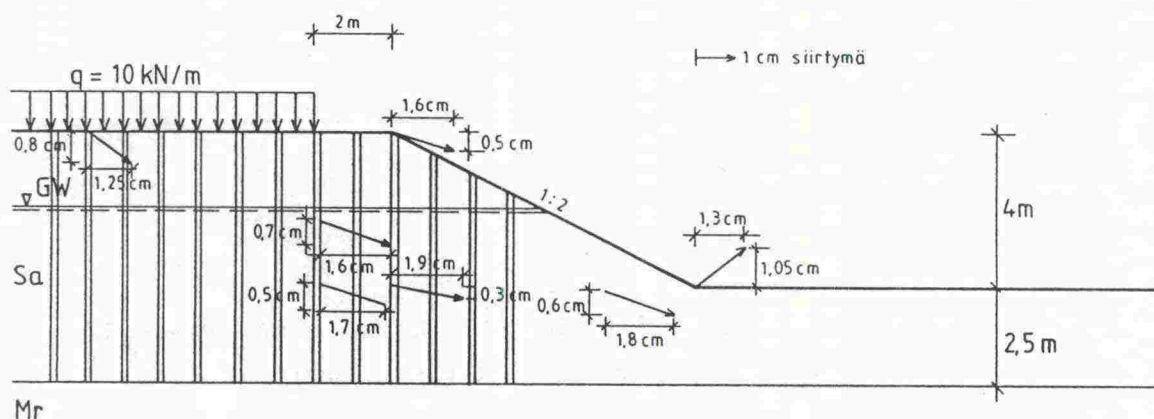
Kuva 7.24. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Kuormituksen ja kaivun aiheuttamat pystyjännitykset. a) Vasemmanpuoleinen pilarilamelli sekä pilarilamellien 1 ja 2 välinen savilamelli. b) Oikeanpuoleinen pilarilamelli sekä pilarilamellien 12 ja 13 välinen savilamelli. CRISP90.

a)



b)

ESIMERKKILEIKKAUS CRISP 90 (MOHR-COULOMB-malli)  
 KALKKIPILAREILLA VAHVISTETTU LUISKA  
 SULJETUN TILAN SIIRTYMÄT

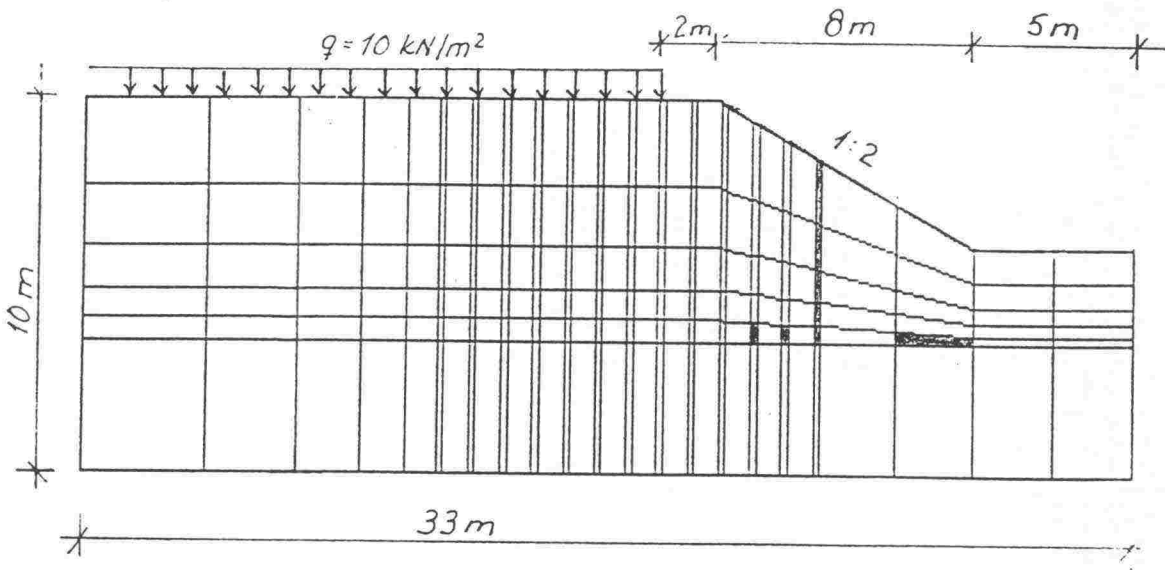


Kuva 7.25. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Suljetun tilan siirtymävektorit. a) Siirtymävektorit koko elementtiverkossa. b) Poimittujen siirtymävektoreiden pituuksia. CRISP90 [Britto & Gunn, 1990].

## 7.6.5.3 Avoimen tilan laskelmat

Avoimen tilan laskelmassa on käytetty samaa elementtiverkkoa kuin suljetun tilan laskelmassa. Laskenta on suoritettu siten, että kaivun ja kuorman lisäyksen on oletettu tapahtuvan suljetussa tilassa, jonka jälkeen on käytetty avoimen tilan mallintamiseen konsolidaatioanalyysiä. Kaivu ja kuorman lisäys on laskettu 30 inkrementissä ja konsolidoituminen 10 inkrementissä. Laskenta ulotettiin 20 vuoden päähän. Saven vedenläpäisevyyskertoimena on käytetty  $k_x = k_y = 0.62 \cdot 10^{-3} \text{ m/kk}$  [Vepsäläinen & al., 1991] ja kalkkipilarin  $k_x = k_y = 6.2 \cdot 10^{-3} \text{ m/kk}$ . Huokosveden ylipaineen nollassa laskennassa on oletettu maanpinta ja moreenikerroksen pinta.

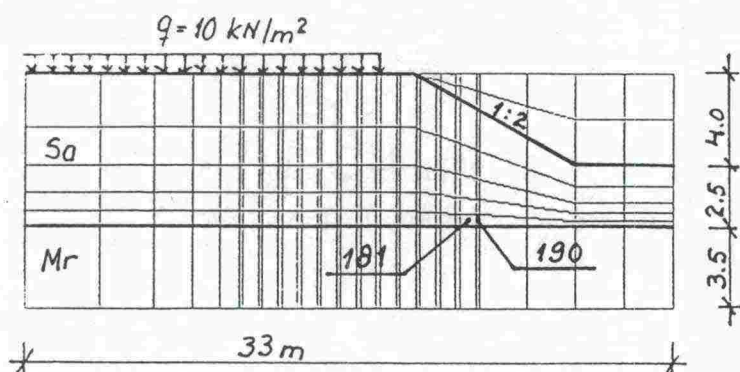
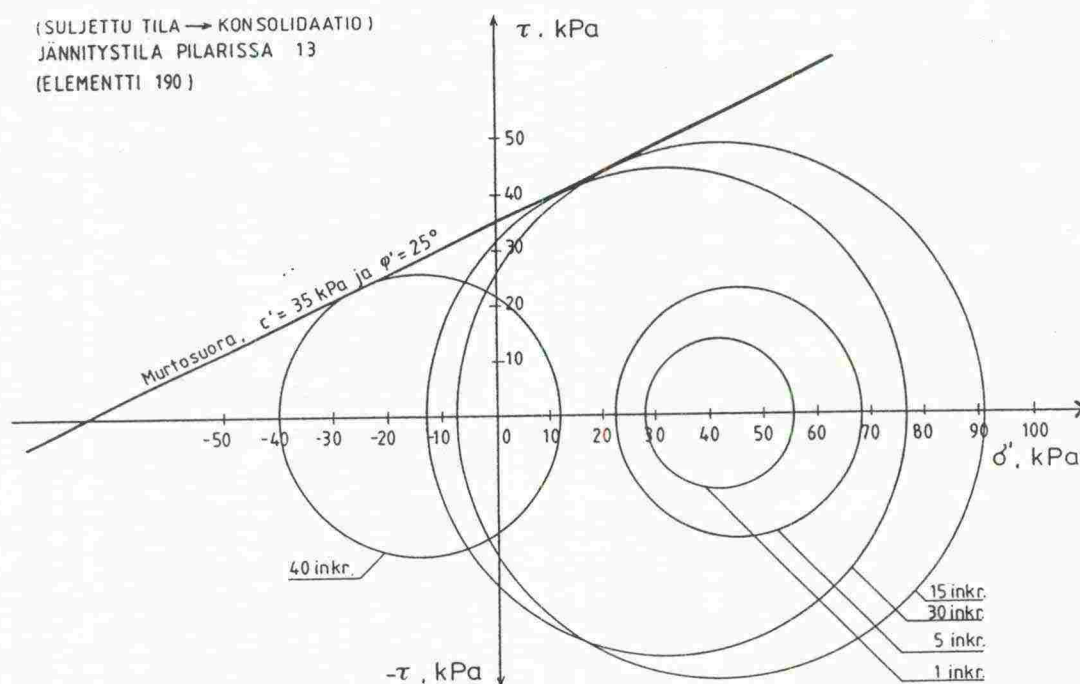
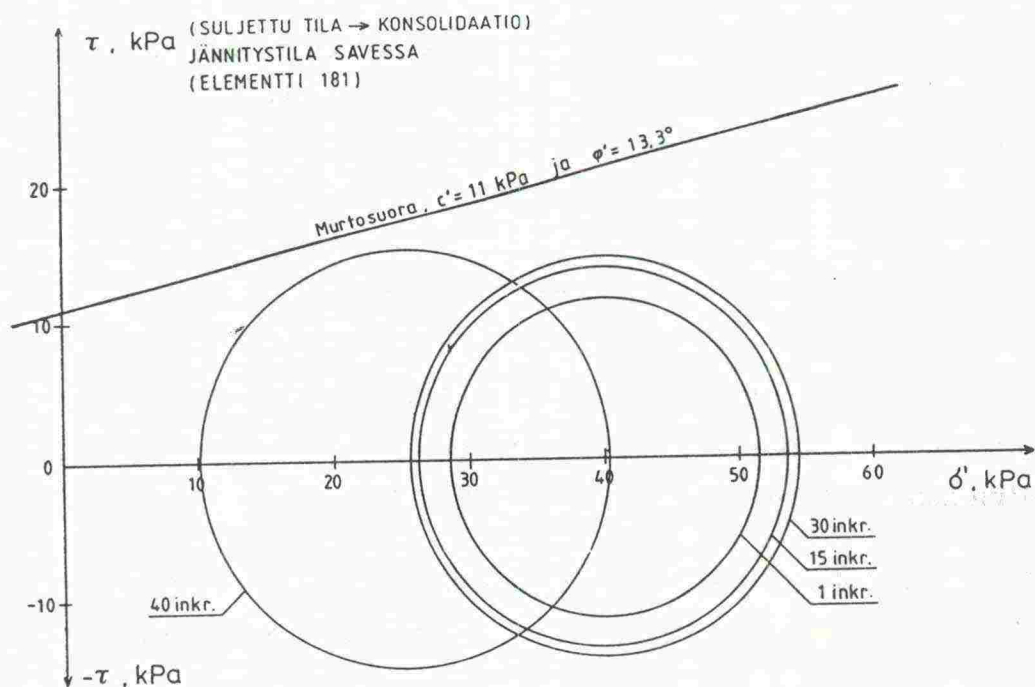
Kuvassa 7.26 on esitetty avoimessa tilassa plastisoituneet alueet. Kuvasta voidaan havaita, että plastisoitumista on tapahtunut luiskan puoleisen pilarin alaosassa. Tämä johtuu luultavasti siirtymistä luiskan alaosassa, joilloin alueelle muodostuu vetojännityksiä.



Kuva 7.26. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Avoimessa tilassa plastisoituneet elementit. CRISP90 [Britto & Gunn, 1990].

Kuvassa 7.27 on esitetty elementtien 181 ja 190 jännitystila Mohrin ympyröillä. Savielementissä 181 jännitystila pysyy murtosuoran alapuolella, mutta pilarelementin 190 jännitysympyrä sivuaa murtosuoraa eli elementti on plastisoitunut. Kun pilarelementti plastisoituu, alkavat jännitykset ko. elementissä pienetä. Mohrin jännitysympyrä liikkuu murtosuoraa sivuten.



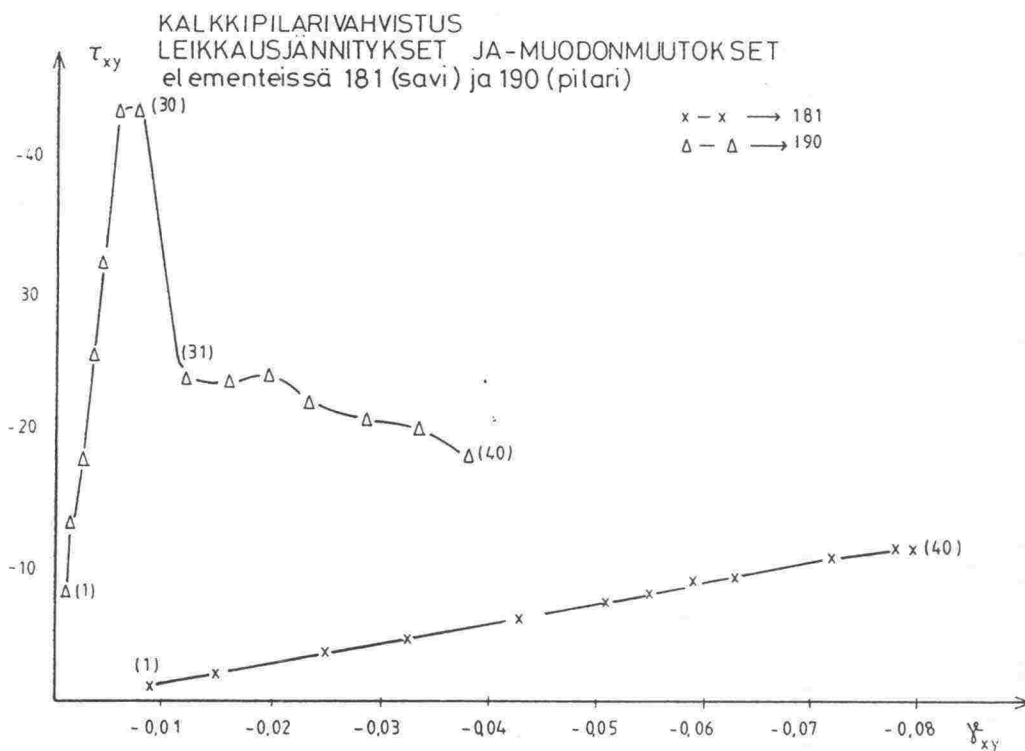


Laskentavaihe	inkrementit
Kaivu	1-15
Kuorman lisäys	16-30
Konsolidaatio	31-40

Kuva 7.27. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Jännitystila Mohrin ymyröillä a) Savikerroksessa elementissä 181. b) Pilarilamellissa elementissä 190. c) Elementtien sijainti ja laskentavaiheet. CRISP90 [Britto & Gunn, 1990].

Kuvassa 7.28 on esitetty elementtien 181 ja 190 leikkausjännitys-leikkausmuodonmuutoskuvaajat. Kuvaaajissa esitetyt numerot vastaavat inkrementtinumeroita. Elementtien sijainti on esitetty kuvassa 7.27c samoin kuin laskentavaiheiden eteneminen inkrementistä 1 inkrementtiin 40. Pilarielementissä 190 jännitykset ovat saavuttaneet pilarin myötö- ja murtorajan inkrementtiin 30 mennessä. Tämän jälkeen jännitystila elementissä pienenee. Pilarielementti on saavuttanut murtorajan hyvin pienellä leikkausmuodonmuutoksen arvolla. Viereinen savielementti 181 on pysynyt vastaavalla leikkausmuodonmuutoksen arvolla elastisessa tilassa. Kun pilarielementti on saavuttanut murtorajansa, on savielementtiin mobilisoitunut vasta pieni osa sen lujuudesta.

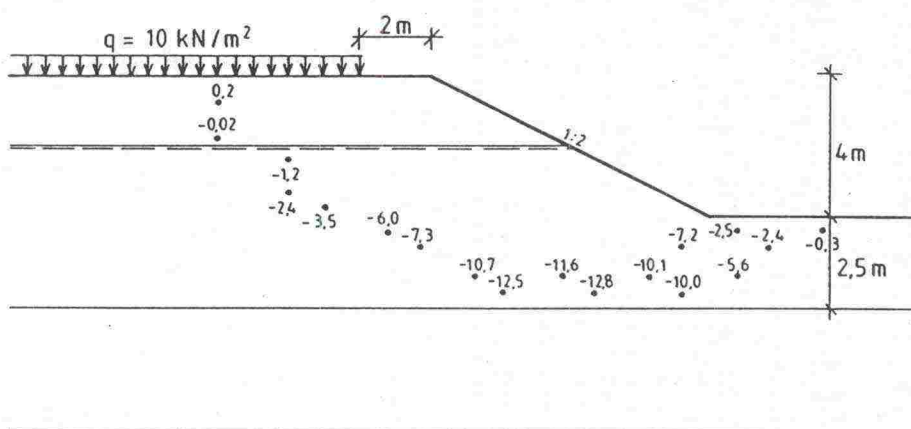
Sitä kuinka hyvin laskelma kuvaa kalkkipilarin ja saven todellista käyttäytymistä on vaikeaa arvioida, koska käytettävissä ei ollut mitattuja koetuloksia tai havaintoja.



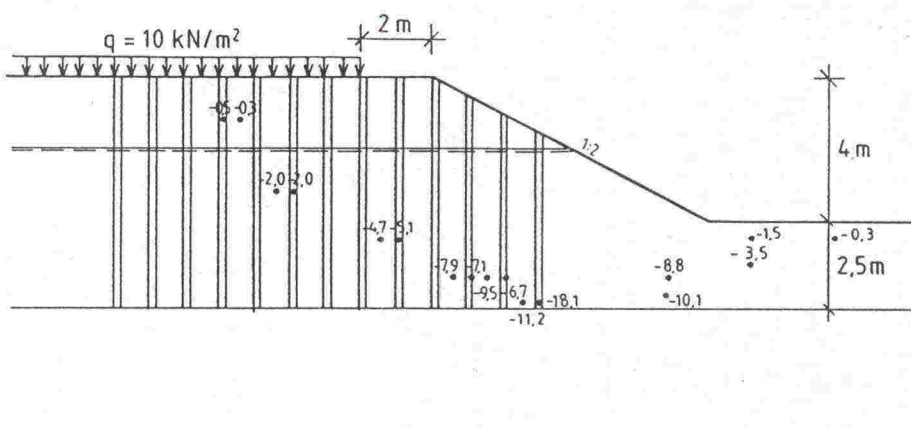
Kuva 7.28. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Pilarielementin 190 ja savielementin 181 leikkausjännitys-leikkausmuodonmuutoskuvaajat. CRISP90 [Britto & Gunn, 1990].

Laskelmasta tulostettiin myös leikkausjännitykset liukupintamenetelmällä lasketun avoimen tilan vaarallisimman liukupinnan kohdalta. Leikkausjännitykset sekä vahvistamattomassa että vahvistetussa luiskassa on esitetty kuvassa 7.29.

- a) TIELEIKKAUS PEHMEIKÖLLÄ  
VAHVISTAMATON LUISKA  
LEIKKAUSJÄNNITYKSET AVOIMESSA TILASSA (kPa)



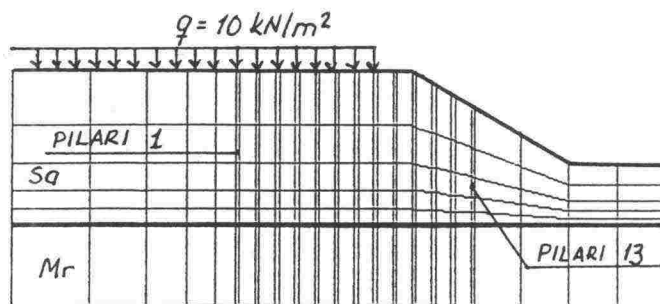
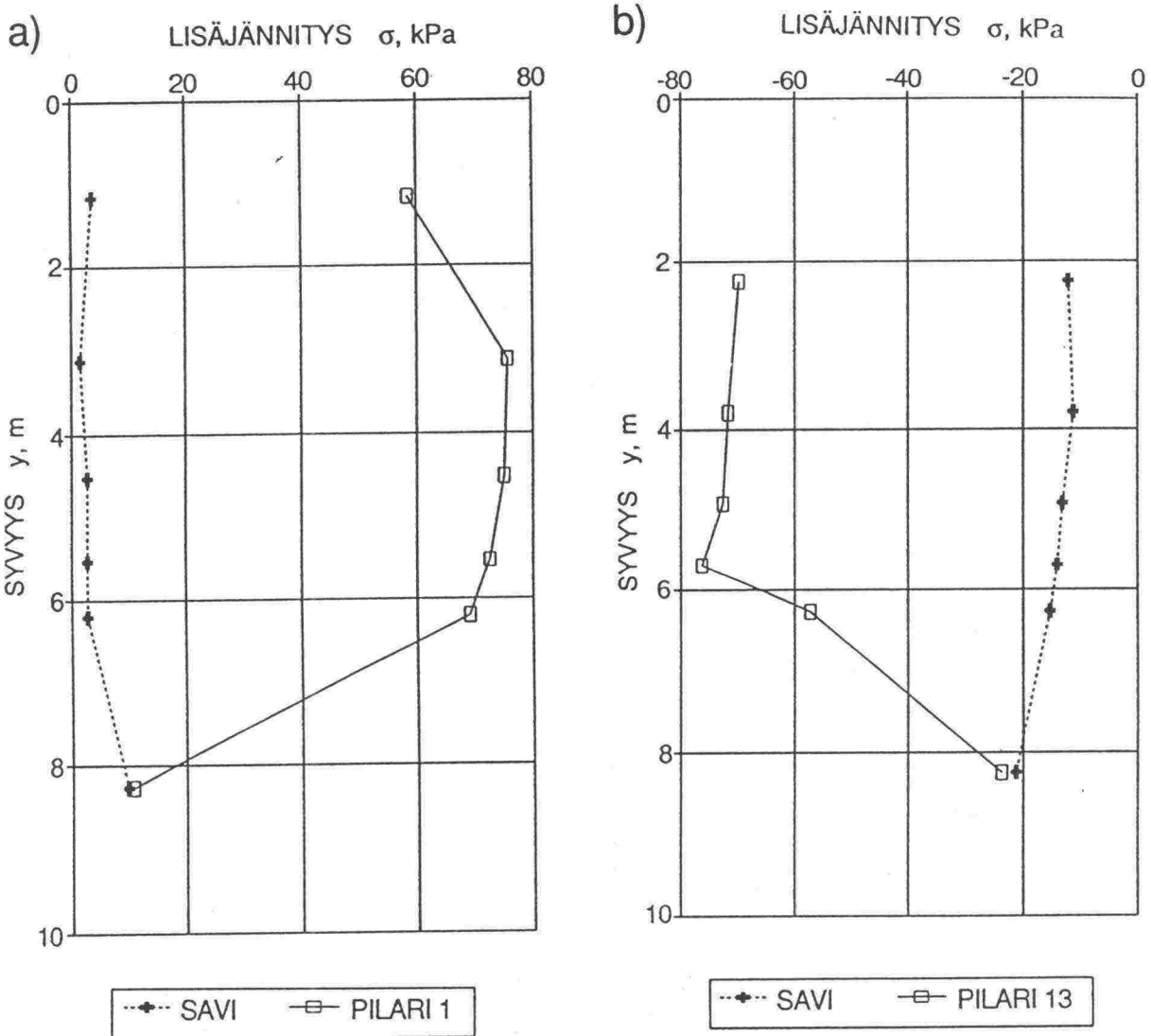
- b) TIELEIKKAUS PEHMEIKÖLLÄ  
KALKKIPILAROITU LEIKKAUS, AVOIN TILA (40. inkr)  
LEIKKAUSJÄNNITYKSET (kPa)



Kuva 7.29. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Leikkausjännitykset vahvistamattoman luiskan avoimen tilan vaarallisimman liukupinnan läheisyydessä. a) Vahvistamaton leikkaus. b) Kalkkistabiloitu leikkaus. CRISP90 [Britto & Gunn, 1990].

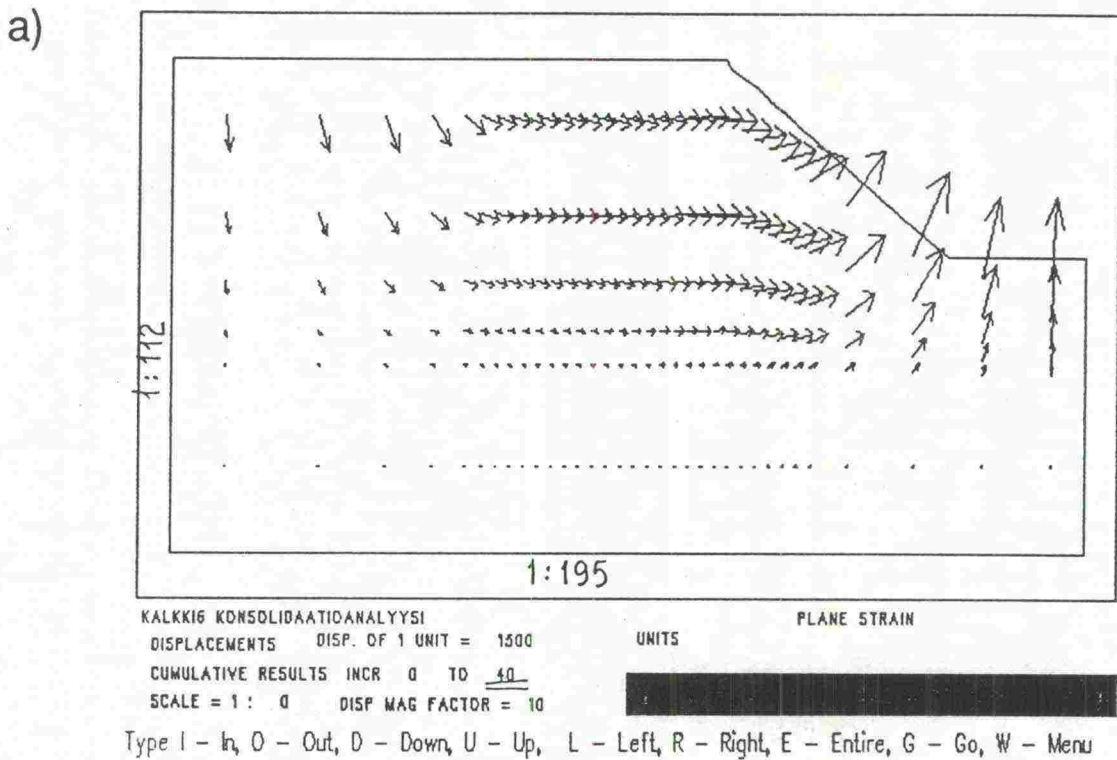
Kuvassa 7.30 on esitetty kuormituksen ja kaivun aiheuttamat vertikaalijännitysten muutokset 20 vuoden kuluttua pilarilamelleissa 1 ja 13 sekä pilarilamellien 1 ja 2 sekä 12 ja 13 välisissä savilamelleissa. Kuormitus jakautuu jälleen modulien suhteessa pilarin ja saven kesken. Luiskan alareunassa jännitykset pienenevät kaivun vaikutuksesta.

AVOIMEN TILAN PYSTYLISÄJÄNNITYKSET  
KALKKIPILARISSA JA SAVESSA



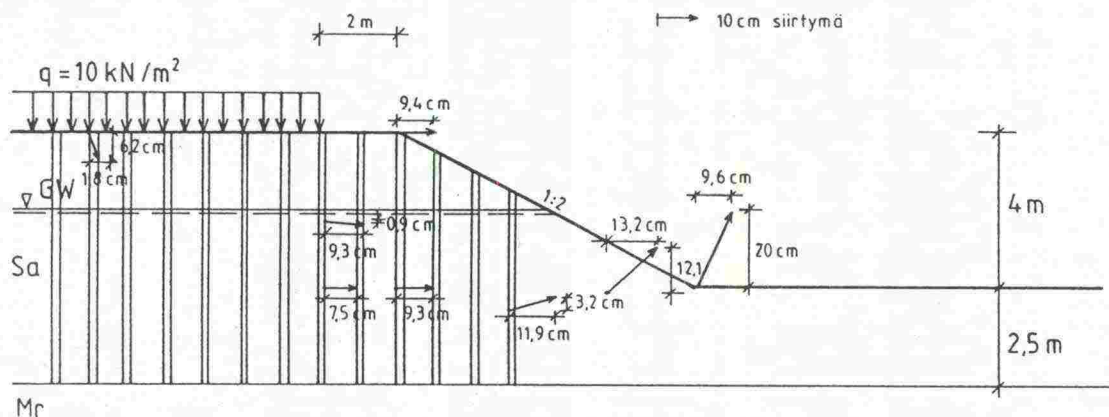
Kuva 7.30. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Kuormituksen ja kairun aiheuttamat pystyjännitykset. a) Vasemmanpuoleinen pilarilamelli sekä pilarilamellien 1 ja 2 välinen savilamelli. b) Oikeanpuoleinen pilarilamelli sekä pilarilamellien 12 ja 13 välinen savilamelli. CRISP90 [Britto & Gunn, 1990].

Kuvassa 7.31 on esitetty avoimen tilan siirtymävektorit. Kuvassa 7.31a on koko elementtiverkon siirtymävektorit. Kuvasta voidaan havaita, että stabiloidulla alueella siirtymät ovat lähes vaakasuoria ja suurimmat siirtymät esiintyvät luisassa. Kuvassa 7.31b on esitetty joidenkin siirtymävektoreiden suuruus.



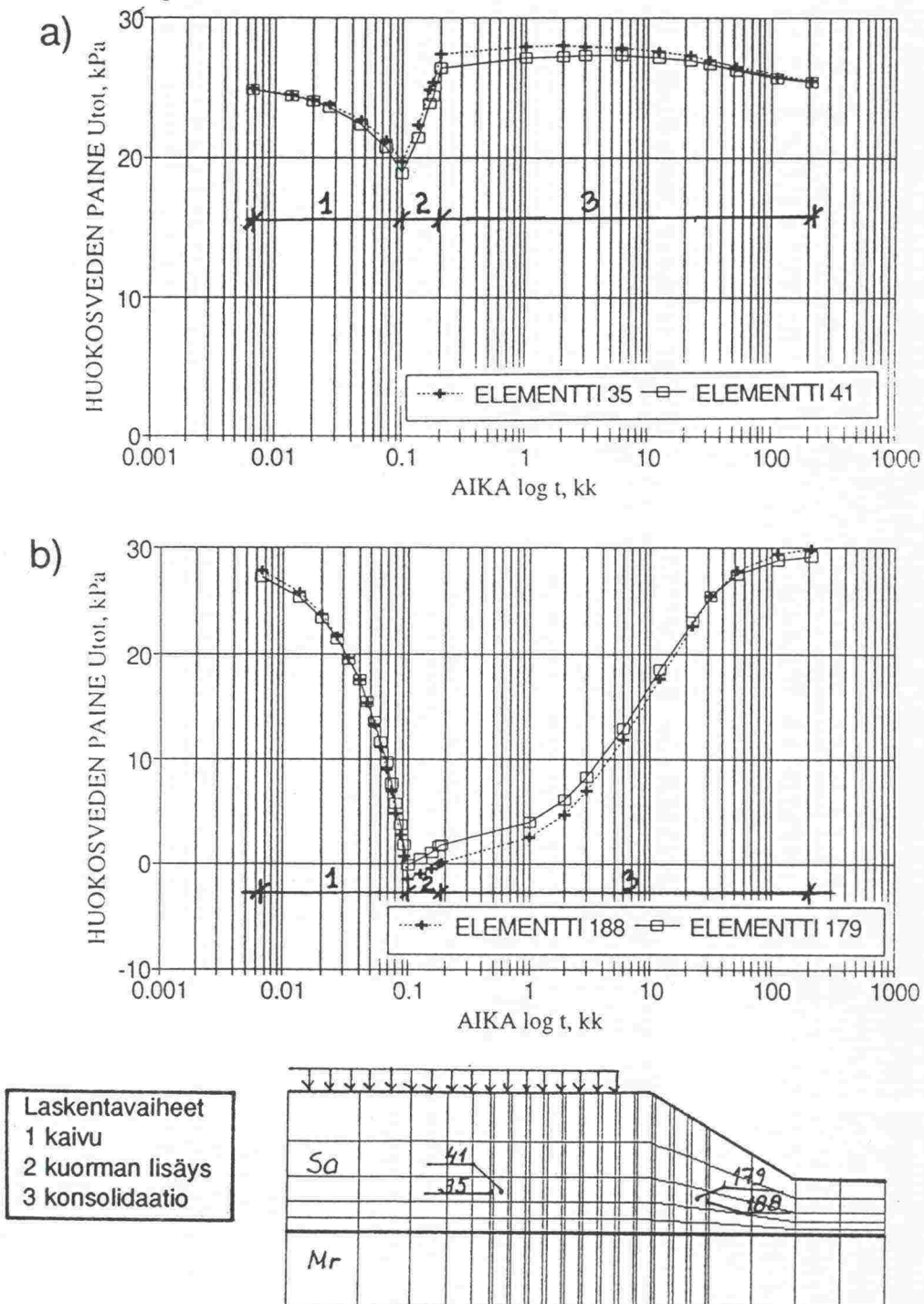
b)

ESIMERKKILEIKKAUS (CRISP 90)  
 KALKKIPILAREILLA VAHVISTETTU LUISKA  
 AVOIMEN TILAN SIIRTYMÄT



Kuva 7.31. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Avoimen tilan siirtymävektorit . a) Siirtymävektorit koko elementtiverkossa. b) Poimitujen siirtymävektoreiden pituuksia. CRISP90 [Britto & Gunn, 1990].

Laskelman avulla voidaan seurata myös huokospaineen kehittymistä ajassa eri kohdissa laskentamallia. Kuvassa 7.31 on esitetty huokospaineiden kehittyminen elementeissä 35,41, 179 ja 188. Kaivun vaikutuksesta huokospaine aluksi laskee ja suljetussa tilassa maapohjaan kehittyvät negatiiviset huokosvedenpaineet. Avoimessa tilassa huokospaineet alkavat tasoittua ja palaavat jälleen kohti hydrostaattista tasapainotilaa.



Kuva 7.32. Tieleikkaus pehmeiköllä, syvästabiloitu luiska. Huokosvedenpaineen kehittyminen ajassa a) elementeissä 35 ja 41 b) elementeissä 179 ja 188. CRISP90.

### 7.6.6 Yhteenveto laskelmista

Edellä on laskettu syvästabiloimalla vahvistetun tieleikkauksen suljetun tilan vakavuus keskimääräisen leikkauslujuuteen perustuvalla lasketamenetelmällä [Broms, 1984], lamellimenetelmällä [KPO-86] ja pengerraalutuksen tavoin [Korhonen O., 1986]. Keskimääräiseen leikkauslujuuteen perustuva stabiliteettilaskelma on tehty Tielaitoksen vakavuuden laskentaohjelmalla [Sanström, 1988]. Taulukkoon 7.1 on koottu näillä laskentamenetelmillä saadut varmuuskertoimet. Lisäksi leikkausta on laskettu elementtimenetelmäohjelmalla CRISP90 [Britto & Gunn, 1987] sekä suljetussa että avoimessa tilassa.

Taulukko 7.1. Tieleikkaus pehmeiköllä. Syvästabiloimalla vahvistetun luiskan (kuva 7.14) suljetun tilan varmuuskertoimet eri laskentamenetelmillä.

Laskentamenetelmä	Kokonaisvarmuuskerroin F
Keskim. leikkauslujuuteen perustuvalla menetelmällä	2.01
Lamellimenetelmällä	1.84
Pengerpaalutuksen tavoin laskettuna	1.55

Suurin varmuuskerroin saatiin keskimääräiseen leikkauslujuuteen perustuvalla menetelmällä ja pienin laskettaessa stabiliteettia pengerraalutuksen tavoin. Menetelmä, jossa varmuuskerroin lasketaan pengerraalutuksen tavoin tarkastelee yksittäisten pilareiden vaikutusta stabiliteettiin. Laskennassa ei oteta huomioon saven leikkauslujuutta pilareiden kohdalla luiskan pituussuunnassa. Menetelmällä voidaan ottaa huomioon puristusjännitysten vaikutus pilareiden sijaitessa kuormituksen alla.

Laskelmissa on pilareille käytetty leikkauslujuutta 98 kPa eli 7 kertaa maan suljettuleikkauslujuus. Edellä mainituissa laskelmissa savelle on käytetty suljettua leikkauslujuutta 14 kPa, jota on redusoitu arvoon 12.6 kPa laskettaessa vakavuutta pengerraalutuksen tavoin. Tämä selittää osittain pienemmän varmuuskertoimen. Laskelmissa käytettäviä leikkauslujuusarvoja harkittaessa tulisi ottaa huomioon pilarin ja saven jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen. Mikäli tilanne on kuvan 7.13 b mukainen, on saven leikkauslujuutta ehdottomasti redusoitava em. laskentamenetelmiä käytettäessä.

Lamellimenetelmällä sekä pengerpaalujen tavoin laskettuna tarkasteltiin esimerkiksi vahvistuksen vaikutusta vain vaarallisimpaan vahvistamattoman luiskän liukupintaan. Luonnolisesti murtomekanismi ei vahvistetussa ja vahvistamattomassa luiskassa ole sama vaan vaarallisin vahvistetun luiskän liukupinta tulee hakea iteroimalla. Keskimääräiseen leikkauslujuuteen perustuvassa laskelmassa vaarallisin vahvistetun leikkauksen liukupinta on haettu Tielaitoksen vakavuuslakentaohjelmalla [Sandström,1988].

Taulukossa 7.1 mainitut laskentamenetelmät soveltuvat vain liukupintaa pitkin tapahtuvan sortuman laskemiseen. Kuitenkin sortuma saattaa tapahtua progressiivisesti jännitysten ylittäessä yksittäisen pilarin murtokuorman. Eriyisesti leikkauksessa maan liikkeessa luiskaan päin saattaa pilareihin kohdistua vaakasuoriakuormituksia, jotka aiheuttavat pilariin taivutusta. Tämän murtomekanismin huomioon ottaminen kokemuseräisillä mitoitusmenetelmillä on mahdotonta.

Ohjelman CRISP90 [Britto & Gunn, 1990] avulla laskettiin maapohjaan kehittyneet plastisoituneet vyöhykkeet sekä tarkasteltiin pilareihin ja maahan tulevia jännityksiä. Saven suljetun tilan parametreilla laskettu plastisoitunut vyöhyke (kuva 7.21) oli selvästi suurempi kuin avoimentilan laskelman tuloksena saatu vyöhyke (kuva 7.26). Näillä parametreilla tulos on looginen, koska stabiloimattoman luiskän avoimentilan varmuuskerroin oli suljetun tilan varmuuskerrointa suurempi. Avoimentilan laskelmasta on kuitenkin havaittavissa luiskän puoleisissa pilareissa plastisoitumista. Tämä johtuu avoimentilan suljettua tilaa selvästi suuremmista muodonmuutoksista, jolloin luiskän alapuolelle syntyy vetojännityksiä. Tässä laskelmassa pystykuormat jakautuivat saven ja pilarien kesken modulien suhteessa aivan kuten Broms [1984] on olettanut.

Elementtimenetelmään perustuvalla laskentamenetelmillä on mahdollista tarkastella syvästabiloidun luiskän käyttäytymistä eri kuormitustilanteissa ja selvittää mahdollisia murtomekanismeja vanhoja laskentamenetelmiä paremmin. Laskentamenetelmien kehittäminen ja testaus edellyttävät kuitenkin, että sekä syvästabiloidun maakerroksen käyttäytymistä kuvaavat parametrit pystytään määrittämään nykyistä paremmin. Sekä maan että pilareiden käyttäytymistä tulisi tutkia huolellisesti tehtyjen mallikokeiden tai koerakenteiden avulla, jolloin laskentatuloksia voitaisiin verrata mitattuihin arvoihin.



## 8. TUKIPENGER JA MASSANVAIHTO LUISKAVAHVISTUKSESSA

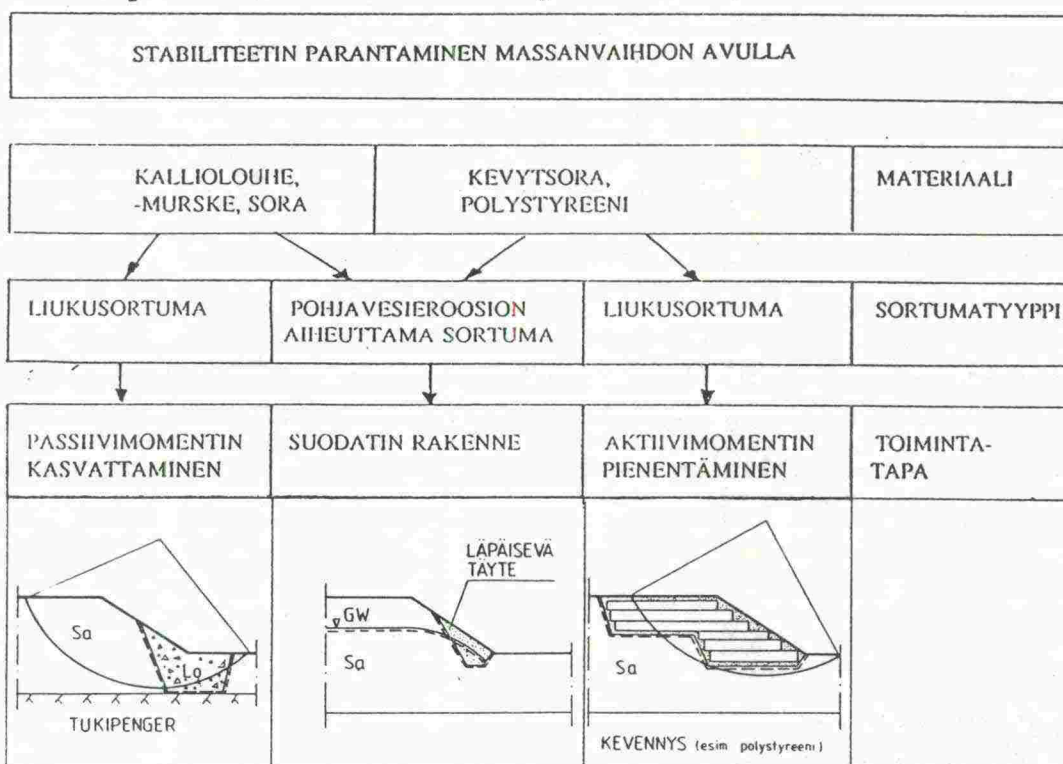
### 8.1 Vahvistusmateriaalit ja käyttösovellutukset

#### 8.1.1 Massanvaihdon toimintaperiaatteet

Massanvaihtoa käytetään stabiliteetin parantamiseen poistamalla vakavuuden kannalta heikko materiaali ja korvaamalla se ominaisuuksiltaan sopivammalla materiaalilla. Korvaava materiaali voi olla alkuperäistä lujempaa ja mahdollisesti myös painavampaa materiaalia tai huomattavasti alkuperäistä kevyempää materiaalia. Yhtenäisen kappaleen liikusortuma voidaan ehkäistä korvaamalla osa maamassoista keveämmillä materiaaleilla, jolloin aktiivimomentti pienenee tai lisäämällä passiivimomenttia lujemman ja painavamman materiaalin avulla.

Massanvaihtoa voidaan käyttää myös pohjavesieroosion aiheuttaman sortuman ehkäisemiseen. Tällöin luiskaan sijoitetaan sopivaan kohtaan hyvin vettä läpäisevä täyte, joka estää veden suotautumisen aiheuttaman maakerrosten löyhtymisen luiskin juuressa. Kuvassa 8.1 on esitetty kaaviomaisesti massanvaihdoissa käytettävät erilaiset materiaalit sekä niiden sovellutusalueet.

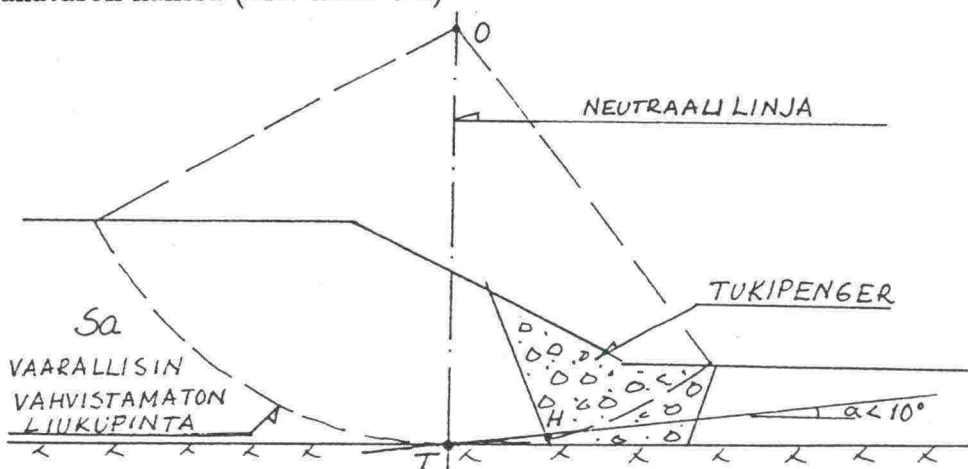
Tässä raportissa käsitellään vain tukipenkereellä vahvistettua luiskaa.



Kuva 8.1 Maaluiskan stabiliteetin parantaminen massanvaihdon avulla. Materiaalit ja niiden käyttökohteet. Alarivissä on esitetty vahvistusrakenteen kaaviokuva.

### 8.1.2 Tukipenger

Vahvistusrakenteena liukusortuman estämiseksi leikkausluiskassa voi tulla kysymykseen tukipenkereen rakentaminen alkuperäistä maakerrosta lujemmalla sekä raskaammalla materiaalilla. Täyttömateriaali on usein kallioulouhetta tai soraa. Tukipenkereen tarkoituksena on parantaa stabiliteettia lisäämällä ns. passiivimomenttia. Tukipenger tulisi sijoittaa luiskaan siten, että se sijaitisi kuvan 8.2 mukaisessa tilanteessa vahvistamattoman luiskan vaarallisimman ympyräliukupinnan kiertokeskuksen kautta piirretyn pystysuoran oikealla puolella. Baker ja Yoder [1958] ovat esittäneet, että ensimmäinen otaksuma tukipenkereen sijoituksesta olisi valittava niin, että vahvistamattoman luiskan vaarallisimman liukupinnan horisontaalisen tangettipisteen T sekä liukupinnan ja tukipenkereen leikkauspisteen H kautta piirretty suora ei muodostaisi yli  $10^\circ$  kulmaa vaakatason kanssa (vrt. kuva 8.2).



Kuva 8.2 Tukipenkereen käyttö luiskavahvistuksessa.

Massanvaihto voidaan suorittaa mikäli kallio tai kantava maakerros on kohtuullisen syvällä ja korvaavaa materiaalia on riittävästi saatavilla. Massanvaihto ei ole sopiva vahvistusrakenteena, jos kantava maakerros on hyvin kalteva ja on olemassa riski, että täyttö valuu pois suunnitellulta paikaltaan. Poistettavan maakerroksen ominaisuudet määräävät mahdollisen toteutettavan kaivusyvyyden. Käytännössä massanvaihto tieleikkauksen vahvistuksessa tehdään siten, että penkereen kohdalle kaivetaan lyhyissä osissa uraa, joka sitten täytetään. Koska luiskan vahvistukseksi rakennettu massanvaihto joutuu ottamaan vastaan sivusuuntaisia kuormia, on massanvaihdon ja pohjamaan liittymäpintaan kiinnitettävä erityistä huomiota. Tämän vuoksi ei syrjäyttämistä voida pitää soveliaana massanvaihtomenetelmänä luiskavahvistuksissa.

### 8.1.3 Kevennysrakenteet

Keveiden materiaalien käyttö eli kevennys soveltuu lähinnä pengerrakenteitten stabiliteetin parantamiseen. Kevennyksen avulla pyritään parantamaan stabi-  
liteettia pienentämällä aktiivimomenttia.

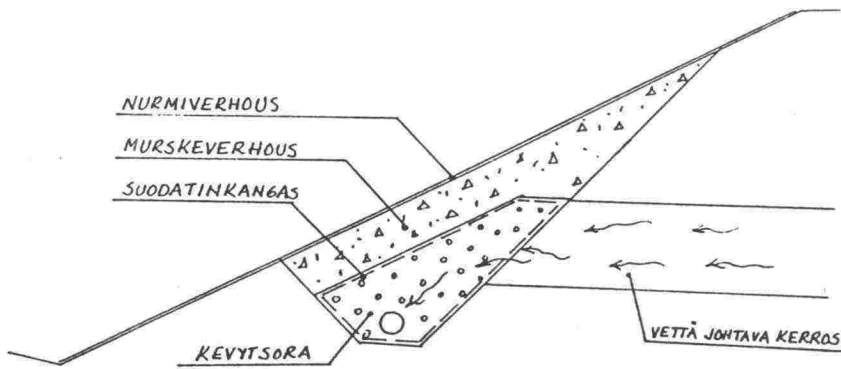
Kevennysmateriaaleina voidaan käyttää esimerkiksi kevytsoraa ja polystyreeniblokkeja [Van Impe, 1989; Broms, 1987]. Lisäksi on kokeiltu erilaisten jäteai-  
neiden mm. lentotuhkan, puunkuorien, sahanpurujen ja kuonan käyttöä keven-  
nysrakenteissa [Broms, 1987]. Pohjoismaissa on sovellettu lähinnä kevytsora- ja  
polystyreeniblokkiratkaisuja.

Suomessa polystyreeniblokkeja on käytetty mm. siltojen tulopenkereissä. Esi-  
merkiksi Kurikassa sijaitsevan Paulaharjun sillan tulopenkereet on rakennettu  
käyttäen Styrox-blokkeja [Valkeisenmäki, 1990]. Leikkausluiskien stabiliteetin  
parantamiseen polystyreeniä ei ole tiettävästi käytetty. Leikkausluiskissa aktii-  
vimomenttia voidaan pienentää edullisemmin kevennysleikkausten avulla. Ke-  
vennysrakenteet voivat kuitenkin tulla kysymykseen, mikäli luiskan muoto on  
määrätty eikä kevennysleikkausta voida toteuttaa esim. tilan ahtauden vuoksi.

### 8.1.4 Muut massanvaihdon sovellutukset

Massanvaihtoa voidaan käyttää myös tapahtuneitten sortumien korjaamiseen.  
Tällöin sortuneet massat poistetaan ja korvataan lujemmalla materiaalilla (vrt.  
Taulukko 3., luku 2.). Näin on tehty mm. Loviisan ohikulkutiellä, jossa sortuma  
on korjattu soratäytöllä (kuva 2.1).

Pohjavesieroosion aiheuttaman sortuman ehkäisemiseen voidaan käyttää mas-  
sanvaihtoa korvaamalla osa massoista luiskan juuressa hyvin vettäläpäisevällä  
materiaalilla. Suodatinrakenteen paikka valitaan virtausverkoston ja suotovi-  
van avulla [Türke, 1984]. Virtausverkoston ja suotoviivan määrittämistä on  
käsitelty luvussa 4.2.1. Massanvaihto voidaan tehdä esim. soralla tai kevyt-  
soralla. Kevytsoran käyttö on suositeltavaa silloin, kun suodatinrakenteen sijo-  
tetaan paikkaan, jossa se pienentää aktiivimomenttia. Soraa käytetään silloin,  
kun suodatinrakenteen sijaitsee passiivipuolella. Pohjavesieroosio voidaan välttää  
esim. kuvan 8.3 mukaisella ratkaisulla.



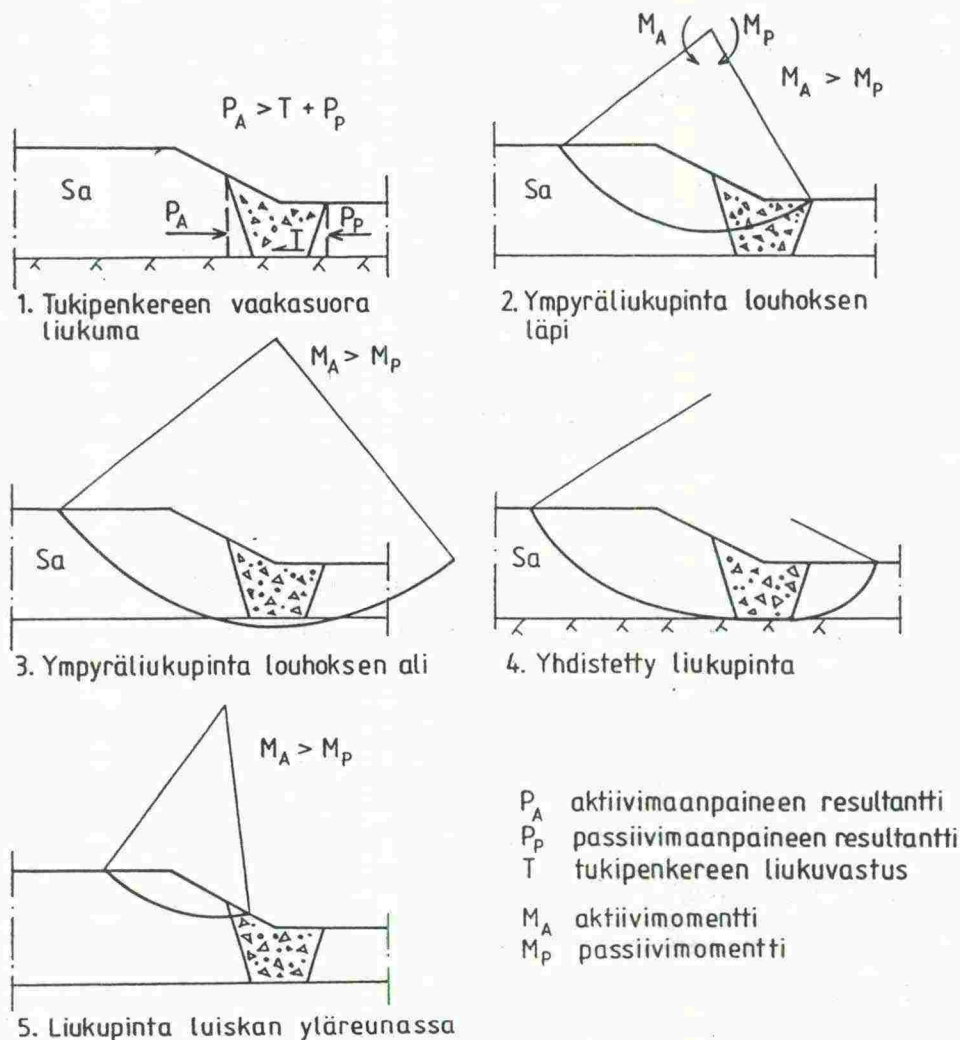
Kuva 8.3 Pohjavesieroosion ehkäiseminen leikkausluiskassa kevytsoran ja sala-ojan avulla.

## 8.2 Tukipenkereellä vahvistetun luiskan sortumismekanismit

Tukipenkereen tarkoituksena on lisätä luiskan stabiiliteettia kasvattamalla kuormaa passiivipuolella. Vaikka tukipenger sijoitettaisiin alkuperäisen vaarallisimman liukupinnan kannalta edullisesti, saattaa luiskassa tapahtua sortuma. Sortumamekanismi voi olla jokin seuraavista [Baker & Yoder, 1958] (kuva 8.4):

1. Tukipenger voi liukua alustallaan vaakasuoraan (kuva 8.4a). Näin tapahtuu, jos penkereen taakse kehittyvä aktiivinen maanpaine on niin suuri että, tukipenkereen ja kovan pohjan välinen kitka sekä kehittyvä passiivipaine eivät riitä pitämään pengertä paikoillaan.
2. Sortuma voi tapahtua liukusortumana ympäriliukupintaa pitkin siten, että liukupinta pinta kulkee joko penkereen läpi (kuva 8.4b) tai penkereen alapuolelta (kuva 8.4c). Luiska voi sortua myös reunasta louhoksen yläpuolelta kulkevaa kuvan 8.4d mukaista liukupintaa pitkin.
3. Myös sortuma yhdistettyä liukupintaa pitkin on mahdollinen. Erityisesti, jos tukipenkereen ja kovan pohjan väliin jää häiriintynyt vyöhyke voi luiska sortua kuvan 8.4e mukaista liukupintaa pitkin.

TIELEIKKAUS PEHMEIKÖLLÄ  
LOUHEELLA VAHVISTETUN LUISKAN MURTOMEKANISMIT



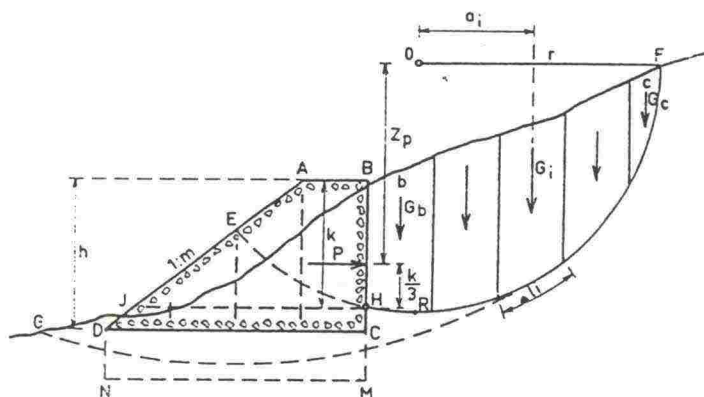
Kuva 8.4 Tukipenkereellä vahvistetun luiskan mahdollisia sortumamekanismeja.

### 8.3 Tukipenkereellä vahvistetun luiskan mitoitus

Tukipenkereellä vahvistetun luiskan varmuus liikusortumaa vastaan selvitetään periaatteessa samalla tavalla kuin vahvistamattoman luiskan vakavuus. Massanvaihtoon käytettävä materiaali on yleensä kitkamaa-ainesta tai louhetta, joten tukipenkereessä kulkevalla liukupinnan osalla leikkauslujuus muodostuu pääasiassa kitkasta.

Tukipenkereen liukumiseen alustallaan vaikuttaa tukipenkereen ja sen alla olevan maakerroksen rajapinnassa vaikuttava kitka sekä sortuvan maamassan laajuus. Tukipenger on pyrittävä rakentamaan niin, ettei penkereen alle jää heikkoa materiaalia.

Tukipenkereen mitoitus aloitetaan määrittämällä alustavasti penkereen leveys. Leveys määräytyy penkereen leikkauspinnalla vaikuttavan vaakasuoran liukuvastuksen mukaan. Kuvan 8.5 mukaisessa tilanteessa leikkauksessa HJ vaadittu liukuvastus  $P$  lasketaan kuvan 8.5 merkintöjä käyttäen, kun vaarallisin liukupinta on määrätty  $\varphi=0$ -menetelmällä, kaavan (8.1) avulla [Baker & Yoder, 1958].



Kuva 8.5 Tieleikkaus pehmeiköllä, Tukipenger luiskanvahvistuksena. Liukupinta ja merkinnät [Baker & Yoder, 1958].

$$P = F \frac{\sum_{i=1}^c G_i a_i - r \sum_{i=1}^c s_i \Delta l_i}{Z_P} \quad (8.1)$$

$G_i$  on liukuvan maalamellin paino

$a_i$  maalamellin momentivarsi

$r$  liukuympyrän säde

$s_i$  maalamellin leikkauslujuus liukupinnan  $i$  osalla

$\Delta l_i$  liukupinnan pituus maalamellin  $i$  kohdalla

$Z_P$  voiman  $P$  momenttivarsi

$F$  vaadittu varmuuskerroin

Tasapainon vallitessa tukipenkereen läpi kulkevalla vaakasuoralla leikkauspinnalla HJ on voimassa yhtälö (8.2) :

$$P_{max} = \gamma A t g \varphi_t \quad (8.2)$$

ja penkereen alapinnalla DC yhtälö (8.3):

$$P_{max} = \gamma A t g \varphi_p + c_p \left( \frac{A}{h} + \frac{mh}{2} \right) \quad (8.3)$$

- $\gamma$  on pengertäytteen tilavuuspaino  
 $A$  tukipenkereen poikkileikkauksen pinta-ala leikkauspinnan yläpuolella  
 $\varphi_t$  pengermateriaalin sisäinen kitkakulma  
 $\varphi_p$  pohjamaan sisäinen kitkakulma  
 $c_p$  pohjamaan koheesio  
 $h$  tukipenkereen korkeus  
 $1 : m$  tukipenkereen luiskan kaltevuus

Penkereen pohjan ja yläpinnan leveys kuvan 8.4 mukaisessa tilanteessa lasketaan kaavalla (8.4).

$$B = \frac{A}{h} \pm \frac{mh}{2} \quad (8.4)$$

$B$  on penkereen leveys

Tukipenkereen liukumista alustallaan voidaan tarkastella myös klassisen maanpaineteorian avulla. Tukipenger voidaan katsoa siirtyväksi rakenteeksi, joilloin luiskan yläreunan puolelta tukipenkereeseen vaikuttaa aktiivinen maanpaine ja luiskan alareunan puolelta passiivinen maanpaine. Aktiivinen maanpaine on maanpaineen raja-arvo, kun tukirakenne liikkuu maasta pois päin. Tukirakenteen liikkeessa maata vastaan saavuttaa maanpaine toisen raja-arvon, jota kutsutaan passiiviseksi maanpaineeksi.

Maanpaine voidaan laskea plastisuusteorian mukaan Rankinen menetelmällä tai liukupintamenetelmällä [Helenelund, 1967]. Liukupintamenetelmiä ovat mm. tasoliukupintoihin perustuvat Coulombin (1773) ja Culmannin menetelmät. Todellisuudessa liukupinnat useimmiten ovat kaarevia. Maanpainenlaskelmat voidaan tehdä olettaen liukupinta ympyrän tai spiraalin muotoiseksi.

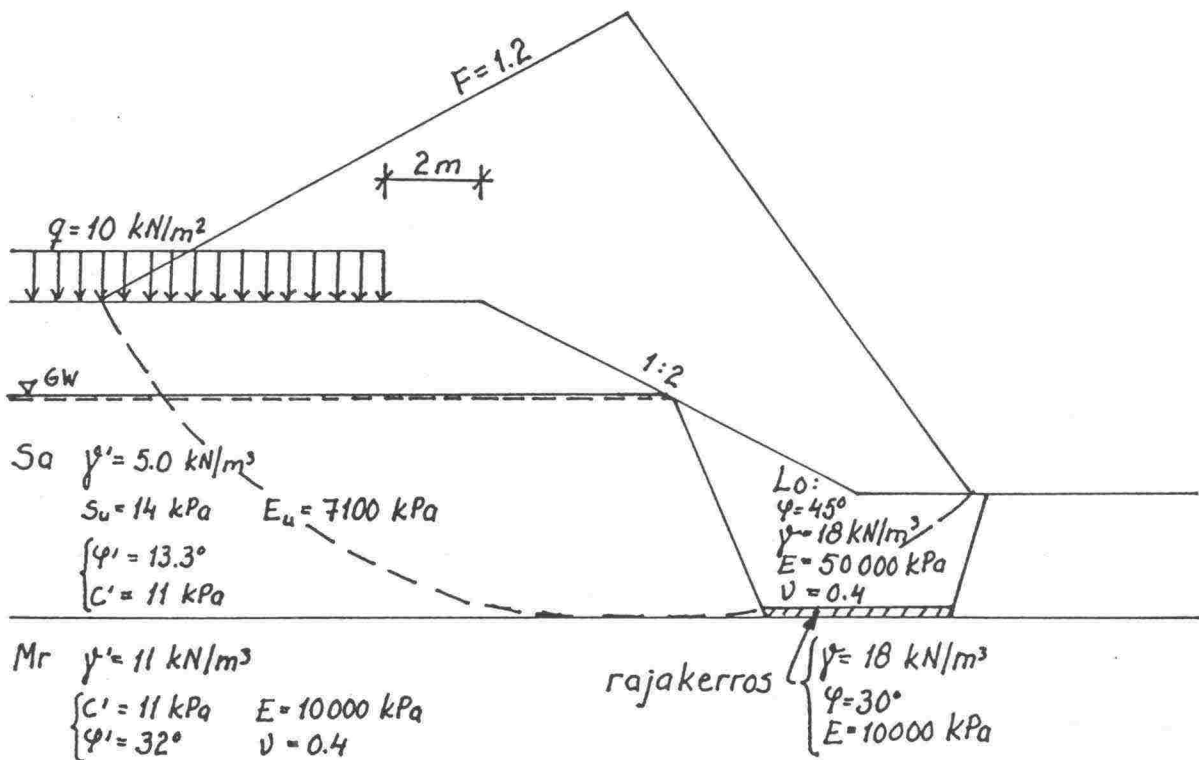
Maanpaineteorioita ei tässä raportissa käsitellä tarkemmin. Tukipenkereen maanpainenlaskelma esitetään luvussa 8.4.3.

## 8.4 Louhospenkereellä vahvistettu luiska

## 8.4.1 Geometria ja pohjasuhteet

Esimerkissä tarkastellaan massanvaihdon vaikutusta luvussa 4.5 esitetyn vahvistamattoman luiskan (kuva4.12) stabiliteettiin. Laskelmissa on tarkasteltu tilannetta, jossa kovan pohjan syvyys on 6.5 m maanpinnan alapuolella. Vaarallisin vahvistamattoman luiskan suljetun tilan liukupinta on esitetty kuvassa 8.6. Kun maan suljettu leikkauslujuus on 14 kPa, on varmuus tällä liukupinnalla sortumista vastaan 1.2. Vaarallisin liukupinta on haettu käyttäen Tielaitoksen vakavuuden laskentaohjelmaa [Sandsröm,1988]. Kuvaan 8.6 on lisätty louhepengeri, jonka vaikutusta stabiliteettiin tarkastellaan. Louhepengeren parametrit on myös esitetty kuvassa 8.6.

Kallioulouheen ja moreenikerroksen väliin on laskelmissa oletettu 20 cm paksu vyöhyke, jossa kitkakulma  $\varphi = 30^\circ$ .

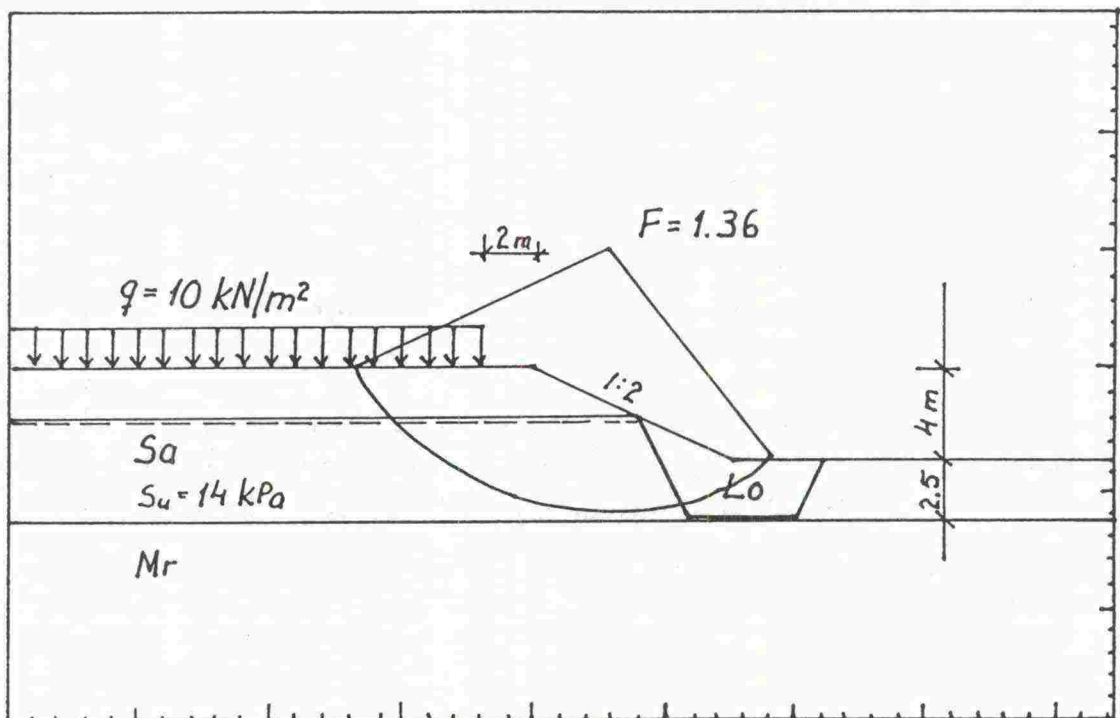


Kuva 8.6 Tieleikkaus pehmeiköllä. Vaarallisin vahvistamattoman luiskan suljetun tilan liukupinta sekä sen vahvistamiseen käytetty louhepengeri ja laskentaparametrit.



#### 8.4.2 Liukupintalaskelmat tukipenkereellä vahvistetussa luiskassa

Vahvistetun leikkauksen stabiileetti on ensin laskettu  $\varphi = 0$ -menetelmällä Tielaitoksen ohjelmalla [Sandström, 1988]. Kuvan 8.6 mukaisia parametrejä käyttäen varmuuskertoimeksi vaarallisimmalla liukupinnalla saatiin  $F=1.36$ . Tällöin louhokselle ja rajakerrokselle on kuvassa 8.6 esitetyn kitkakulman lisäksi oletettu 2 kPa koheesiota. Mikäli koheesio on nolla on vastaava varmuuskerroin  $F=1.31$ . Liukupinta on esitetty kuvassa 8.7.

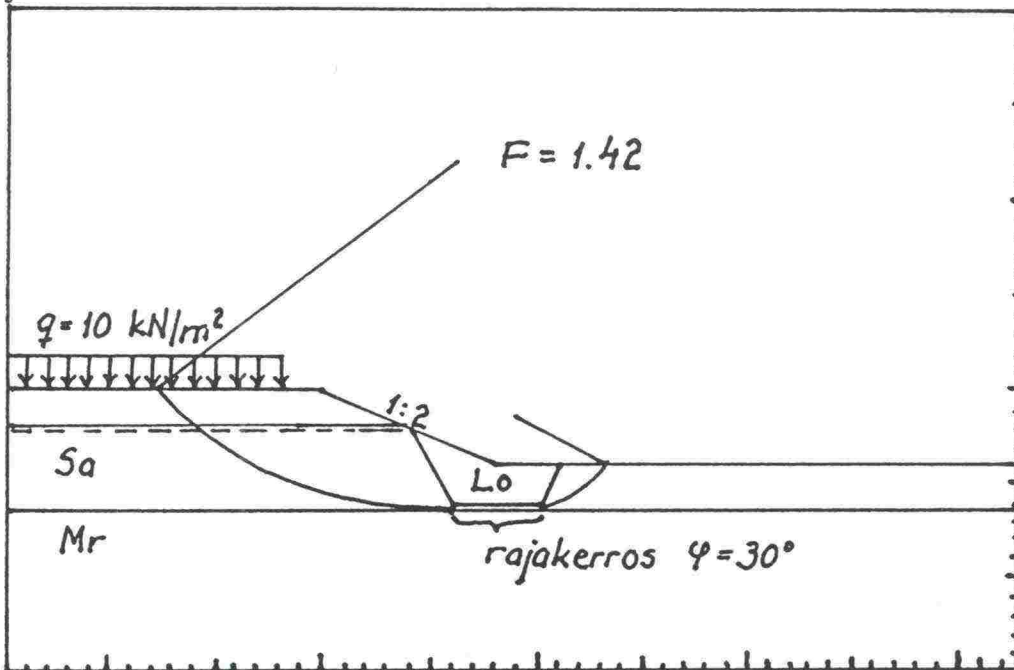


Kuva 8.7 Tieleikkaus pehmeiköllä. Vaarallisin suljetun tilan ympyräliukupinta louhepenkereellä vahvistetussa luiskassa. Tielaitoksen vakavuuden laskentaohjelma [Sandström, 1988].

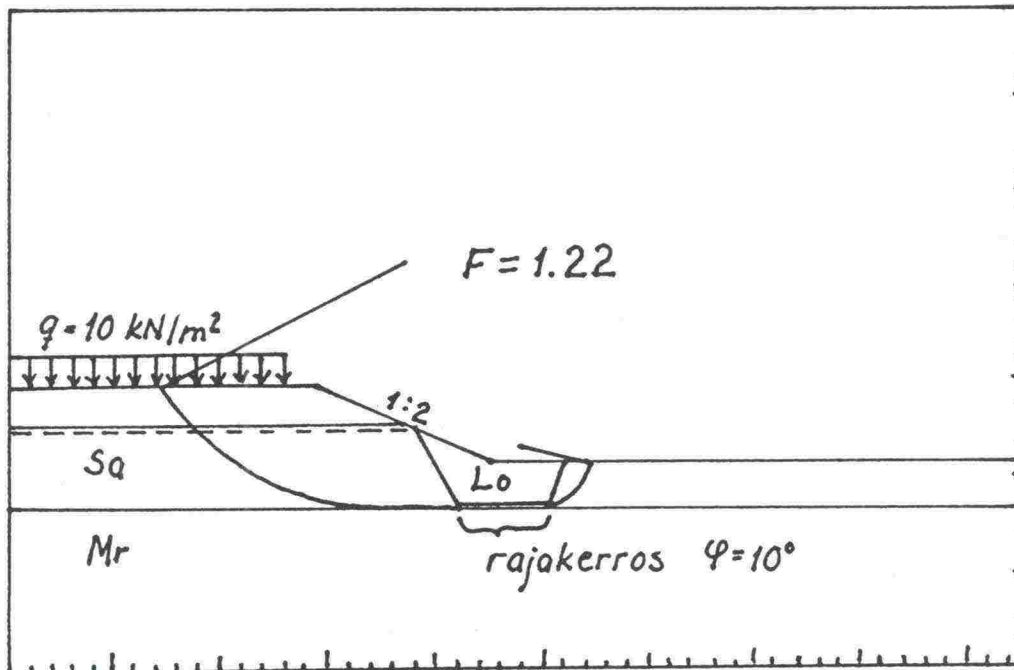
Ympyräliukupinnan lisäksi on luiskan vakavuus laskettu käyttäen Janbun yhdistettyä liukupintaa [Janbu et al., 1971]. Laskelmassa tarkasteltiin rajakerroksen vaikutusta luiskan stabiileettiin. Kun louhoksen alapinnalla oletettiin kitkakulmaksi  $\varphi=30^\circ$ , saatiin yhdistetyn liukupinnan varmuuskertoimeksi  $F=1.42$ . Vaarallisin liukupinta on esitetty kuvassa 8.8. Mikäli siis rajakerros toimii oletetulla tavalla, on edellä laskettu ympyräliukupinta todennäköisesti vaarallisin.

Rajakerros voi kuitenkin jäädä suunniteltua heikommaksi, jos louhoksen ja pohjamaan väliin jää heikko häiriintynyt vyöhyke. Em. vyöhykkeen vaikutusta on tarkasteltu antamalla laskelmassa rajakerroksen kitkakulmaksi  $\varphi=10^\circ$ . Tällöin

vaarallisin liukupinta on kuvan 8.9 mukainen ja varmuus sortumista vastaan on  $F=1.22$ . Luiska sortuu moreenikerroksen ja saven välistä rajapintaa pitkin. Ympyräliukupintalaskelmalla ei voida selkeästi osoittaa tälläisen heikkousvyöhykkeen vaikutusta rakenteen varmuuskertoimeen.



Kuva 8.8 Tieleikkaus pehmeiköllä. Suljetun tilan yhdistettyliukupinta louhenkereellä vahvistetussa luiskassa. Tielaitoksen vakavuuden laskentaohjelma [Sandström, 1988].



Kuva 8.9 Tieleikkaus pehmeiköllä. Suljetun tilan yhdistettyliukupinta louhoksella vahvistetussa luiskassa. Tielaitoksen vakavuuden laskentaohjelma [Sandström, 1988].

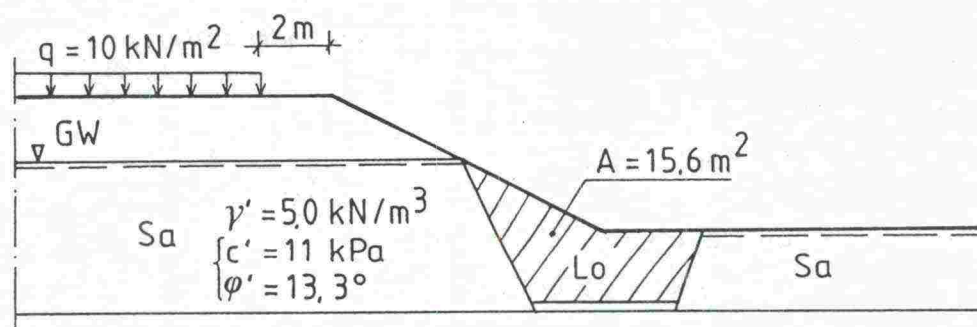
### 8.4.3 Maanpaineen vaikutus tukipenkereeseen

#### 8.4.3.1 Maanpainelaskelman lähtöolettamukset

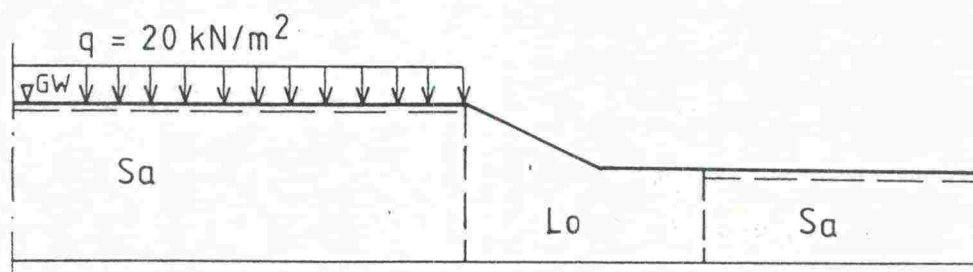
Tukipenkereen mahdollista liukumista alustallaan on tarkateltu klassisten maanpaineteorioiden avulla [Helenelund, 1967]. Maanpaine tukipengertä vasten on laskettu käyttäen kuvassa 8.6 esitettyjä avoimen tilan lujuusparametrejä. Tukipenger oletetaan siirtyväksi rakenteeksi, jota vastaan luiskan yläpuolelta vaikuttaa aktiivinen maanpaine ja alapuolelta passiivinen maanpaine. Maanpaineet on laskettu sekä Rankinen teorialla että liukupintamenetelmällä. Laskelmia varten on tehty seuraavat olettamukset:

- Maanpaine vaikuttaa kuvassa 8.10 esitettyjä pystysuoria pintoja vastaan.
- Maanpaineen resultantti on vaakasuora eli maan ja tukirakenteen välillä ei ole kitkaa.
- Rankinen teorian soveltamista varten on geometriaa ja kuormitusta on kuvattu kuvan 8.10 mukaisesti.
- Vedenpaine määritetään kuvaa 8.10 vastaavassa tilanteessa. Todellista suotoviivaa ei määritetä.

a Lähtötilanne



b Yksinkertaistus laskelmia varten



Kuva 8.10. Tukipenger luiskavahvistuksessa. a) Lähtötilanne  
b) Yksinkertaistukset maanpainelaskelmia varten.

## 8.4.3.2 Maanpaine tukipengertä vastaan Rankinen teoriolla

Aktiivipaine Rankinen teoriolla lasketaan kaavalla 8.5.

$$p_a = (\gamma z + q)\tan^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c\tan(45^\circ - \varphi/2) \quad (8.6)$$

$p_a$  on aktiivinen maanpaine,  $kPa$

$\gamma$  maan tilavuuspaino,  $kN/m^3$

$z$  syvyys maanpinnasta,  $m$

$q$  tasainen kuorma maanpinnalla,  $kPa$

$c$  koheesio,  $kPa$

$\varphi$  kitkakulma,  $^\circ$

Kaavaa 8.6 sovellettaessa pienille  $z$ -arvoille aktiivipaine tulee negatiiviseksi. Koska tukirakenteen ja maamassan kosketuspinnassa ei kuitenkaan yleensä voi esiintyä vetovoimia, oletetaan, että maanpaine  $p_a$  on nolla syvyyteen  $z_0$  saakka. Syvyys  $z_0$  voidaan laskea kaavalla 8.7.

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \quad (8.7)$$

Kaavan 8.6 mukaan laskettu aktiivisen maanpaineen  $p_a$  jakautuma on esitetty kuvassa 8.11. Lisäksi kuvassa on esitetty vedenpaineen jakauma  $p_{aw}$ .

Aktiivipaineen resultantti  $P_A$ :

$$P_A = 0.5 \times 4.5 \text{ m} \times 12.2 \text{ kN/m}^2 = 27.5 \text{ kN/m}$$

Vedenpaineen resultantti aktiivipuolella  $P_{Aw}$ :

$$P_{Aw} = 0.5 \times 4.5 \text{ m} \times 45 \text{ kN/m}^2 = 101.2 \text{ kN/m}$$

Aktiivipuolella vaikuttavat voimat yhteensä:

$$P_{A,tot} = (27.5 + 101.2) \text{ kN/m} = 128.7 \text{ kN/m}$$

Passiivipaine Rankinen teoriolla lasketaan kaavalla 8.8.

$$p_p = (\gamma z + q)\tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c\tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (8.8)$$

$p_p$  on passiivinen maanpaine,  $kPa$

$\gamma$  maan tilavuuspaino,  $kN/m^3$

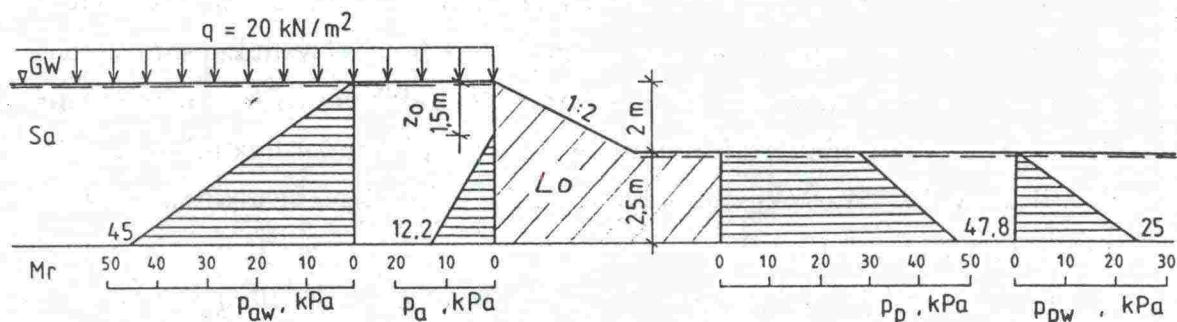
$z$  syvyys maanpinnasta,  $m$

$q$  tasainen kuorma maanpinnalla,  $kPa$

$c$  koheesio,  $kPa$

$\varphi$  kitkakulma,  $^\circ$

## MAANPAINTE TUKIPENGERTÄ VASTAAN RANKINEN-TEORIALLA



Kuva 8.11 Tieleikkaus pehmeiköllä. Louhepenkereeseen vaikuttavat Rankinen teorialla lasketut maanpaineet.

Kaavalla 8.8 laskettu passiivipaineen  $p_p$  jakauma on esitetty kuvassa 8.11. Kuvassa on esitetty myös veden paine  $p_{pw}$ . Pohjaveden pinta luiskan alapuolella on oletettu laskelmassa luiskan alareunan pintaan.

Passiivipaineen resultantti  $P_p$  saa arvon:

$$P_p = 2.5 \text{ m} \times 27.8 \text{ kN/m}^2 + 0.5 \times 2.5 \text{ m} \times (47.8 - 27.8) \text{ kN/m}^2 = 94.5 \text{ kN/m}$$

Vedenpaineen resultantti passiivipuolella:

$$P_{pw} = 0.5 \times 2.5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^2 = 31.2 \text{ kN/m}^2$$

Passiivipuolella vaikuttavien voimien resultantti  $P_{p,tot}$ :

$$P_{p,tot} = (94.5 + 31.2) \text{ kN/m} = 125.7 \text{ kN/m}$$

Liukuvastus louhepenkereen ja moreenikerroksen rajapinnalla:

$$\text{Louhepenkereen tilavuus } V = 15.6 \text{ m}^3/\text{m}$$

Kun louheen tilavuuspaino on  $18 \text{ kN/m}^3$  saadaan penkereen painoksi  $W$ :

$$W = 15.6 \text{ m}^3/\text{m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 281 \text{ kN/m}$$

Liukuvastus  $T$  louhepenkereen alapinnalla, kun rajakerroksen kitkakulma

$$\varphi = 30^\circ:$$

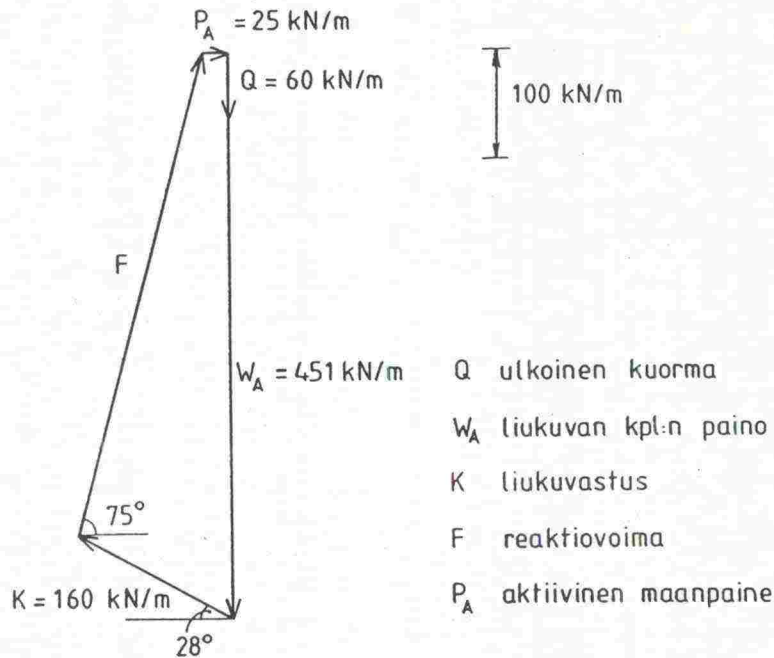
$$T = W \times \tan 30^\circ = 162.2 \text{ kN/m}$$

Varmuuskerroin liukumista vastaan:

$$F = (125.7 + 162.2) / (128.7) = 2.2$$



## AKTIIVIMAANPAINEN LIUKUPINTATARKASTEELLA VOIMATASAPAINOKUVIO



Kuva 8.13 Maanpaine liukupintamenetelmällä. Voimatasapainokuvio aktiivipaineen ratkaisemiseksi.

$$L = \frac{67^\circ}{180^\circ} \pi \cdot 12.5 \text{ m} = 14.4 \text{ m (vrt. kuva 8.12)}$$

Koheesiosta  $c$  johtuva liukuvastus  $K$  saadaan kaavalla (8.10):

$$K = cL \quad (8.10)$$

$$K = 11 \text{ kPa} \times 14.6 \text{ m} = 160.6 \text{ kN/m}$$

Reaktiopaineen resultantin  $F$  suunta sivuaa  $r \times \sin \varphi$  säteistä kitkaympyrää [Helenelund, 1967]. Kun reaktiopaineen  $F$  ja maanpaineresultantin  $P_A$  suunnat tunnetaan voidaan voimat ratkaista voimatasapainokuvion avulla (kuva 8.13).

Kuvan 8.13 perusteella nähdään, että aktiivipaineen resultantin suuruus on  $P'_A = 25 \text{ kN/m}$ .

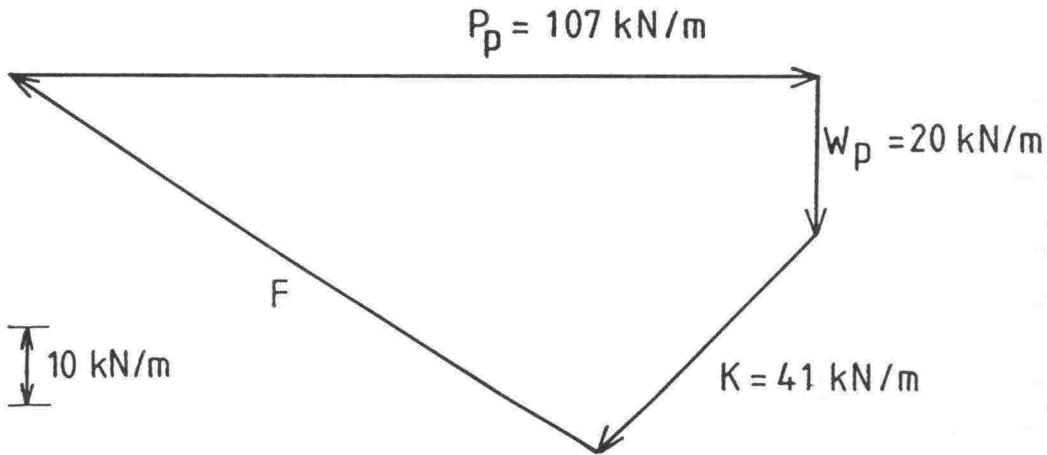
Passiivipaine:

Vastaavalla tavalla kuin aktiivipaineen tapauksessa saadaan:

Liukuvan kappaleen paino  $W_P$ :

$$W_P' = 20 \text{ kN/m}$$

## PASSIIVIPAINEN LIUKUPINTATARKASTEELLA VOIMATASAPAINOKUVIO



Kuva 8.14 Maanpaine liukupintamenetelmällä. Voimatasapainokuva passiivipaineen ratkaisemiseksi.

Liukuvastus  $K$  passiivipuolella:

$$K = 40.7 \text{ kN/m}$$

Kuvassa 8.14 on esitetty voimatasapainokuva passiivipaineen laskemiseksi. Kuvasta nähdään, että passiivipaineen suuruus  $P_p = 107 \text{ kN/m}$ .

Vedenpaineet aktiivi ja passiivipuolella ovat samat kuin Rankinen menetelmällä laskettaessa.

$$P_{Aw} = 101 \text{ kN/m}$$

$$P_{Pw} = 31 \text{ kN/m}$$

Liukuvastus  $T$  rajapinnalla on sama kuin edellä.

$$T = 162 \text{ kN/m}$$

Varmuuskertoimeksi louhepenkereen liukumista vastaan saadaan :

$$F = (107 + 31 + 162) / (25 + 101) = 2.4$$



#### 8.4.4 Numeerisilla menetelmillä tehdyt laskelmat

Kuvassa 8.6 esitetty leikkaus on laskettu myös ohjelmalla Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989]. Materiaalimallina kaikille kerroksille on käytetty Drucker-Pragerin mallia ja laskentaparametrit on esitetty kuvassa 8.6. Savikerroksen on oletettu olevan suljetussa tilassa. Laskelmissa on louhepenkereelle ja rajakerrokselle annettu kitkakulman lisäksi 2 kPa koheesiota. Kun louheen kitkakulma oli  $\varphi = 45^\circ$  ja rajakerroksen  $\varphi = 30^\circ$  saatiin varmuuskertoimeksi  $F=1.58$ . Tätä laskelmaa vastaavat murtotilan siirtymävektorit on esitetty kuvassa 8.15a. Lisäksi tarkasteltiin tilannetta, jossa louhepenkereen ja pohjamaan väliin on jäänyt 20 cm paksu heikkousvyöhyke, jonka lujuusparametrit ovat  $\varphi = 10^\circ$  ja  $c=2$  kPa. Tällöin varmuuskerroin oli  $F=1.38$  vastaavat siirtymävektorit on esitetty kuvassa 8.15b.

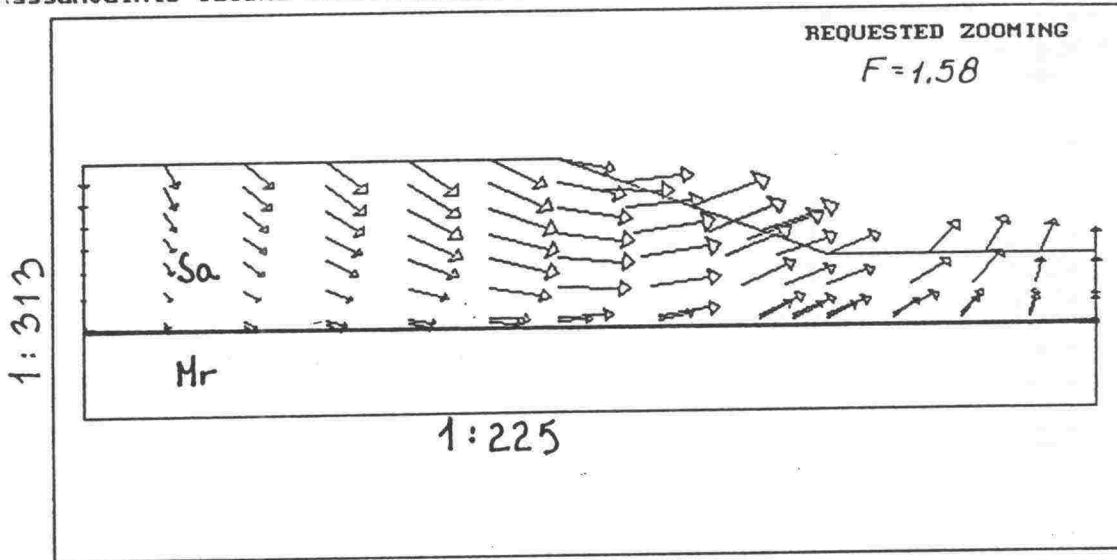
Laskennallisen koheesion antaminen louheelle ja rajakerrokselle Z-Soil laskelmassa vaikuttaa merkittävästi louheen laskentalujuuksiin kun liikutaan alueella, jossa jännitykset ovat pieniä. Ilman koheesiota louhoksen lujuus jäi saven suljettua lujuutta pienemmäksi, koska louhepenger sijaitsee alueella, jonne muodostuvat jännitykset ovat hyvin pieniä. Plastisoituneiden alueiden vertaaminen kahdessa em. tapauksessa osoittaa, että kun louheen koheesio on nolla, alkaa plastisoituminen louhoksessa. Koska louhokseen muodostuu yhtenäinen plastisoitunut vyöhyke ennen kuin saven plastisoituminen alkaa, tulkitsee ohjelma louhoksen murtuneeksi. Tämän vuoksi louhokselle on laskennallisista syistä annettava pieni koheesion arvo. Kun louhokselle annetaan koheesiota muuttuu sortumismekanismi huomattavasti laajemmaksi. Plastisoituneet vyöhykkeet murtotilassa on esitetty kuvassa 8.16.

Kuvasta 8.16c nähdään selvästi heikkousvyöhykkeen vaikutus murtopintaan. Luiska sortuu moreenikerroksen ja saven välistä rajapintaa pitkin. Klassisella ympyräliukupintalaskelmalla ei voida selkeästi osoittaa tällaisen heikkousvyöhykkeen vaikutusta rakenteen varmuuskertoimeen.

a) Z\_SOIL: FOR THE STABILITY ANALYSIS OF SOILS  
VECTOR REPRESENTATION OF NODE DISPLACEMENTS

MAX DISPL. = 2.35e-002  
MIN DISPL. = -1.39e-002

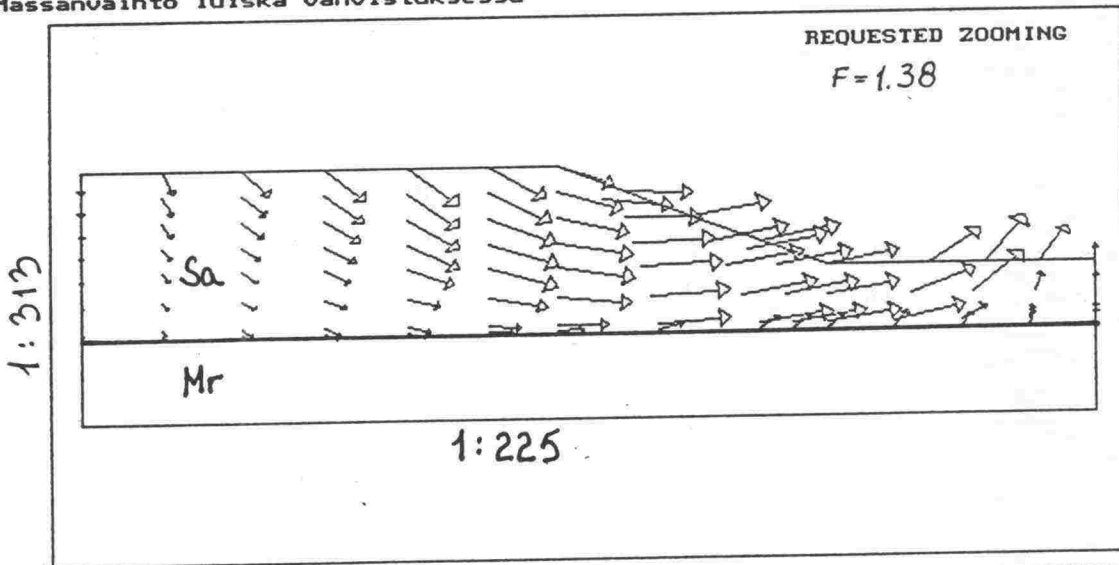
Massanvaihto luiska vahvistuksessa



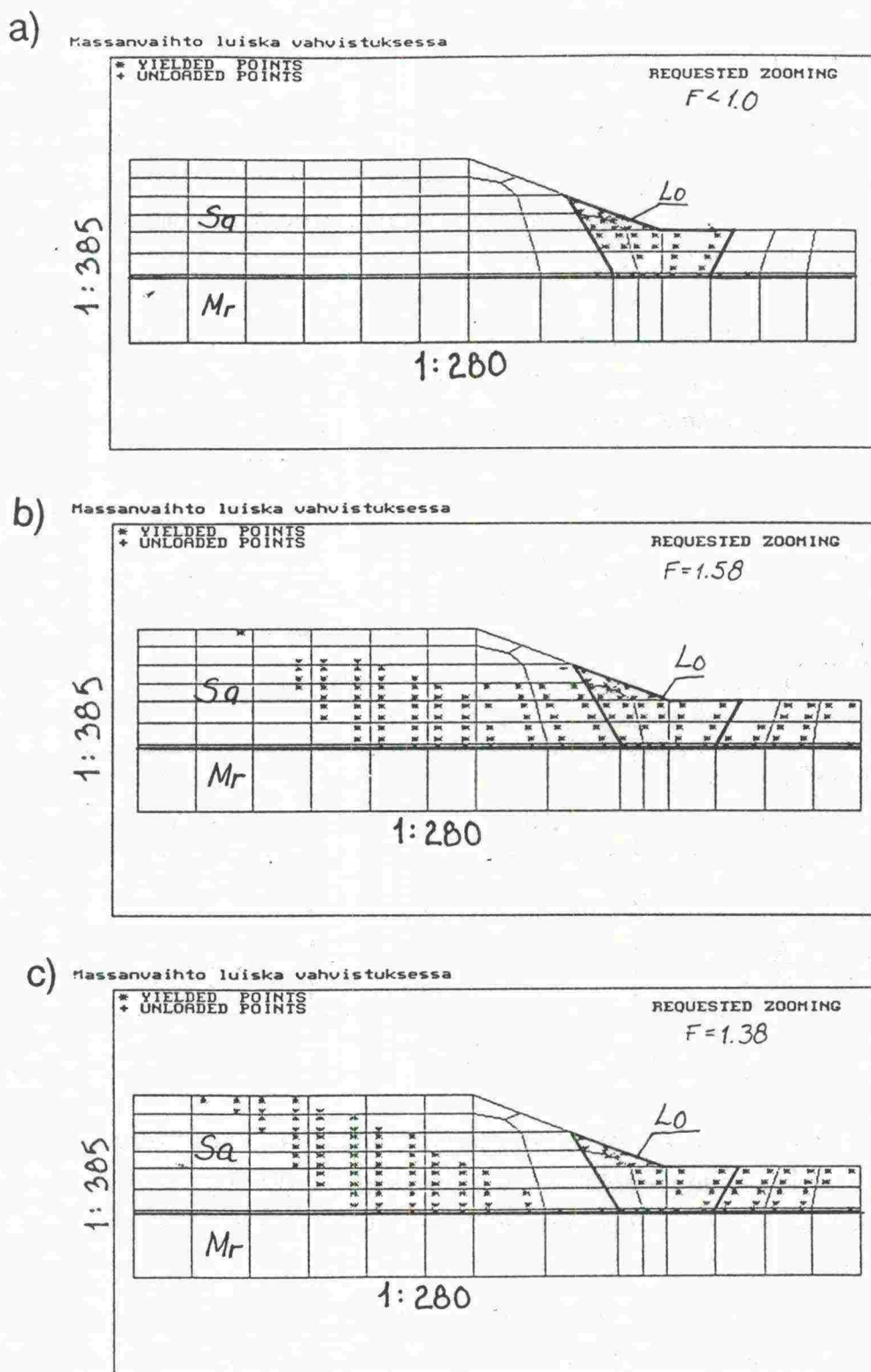
b) Z\_SOIL: FOR THE STABILITY ANALYSIS OF SOILS  
VECTOR REPRESENTATION OF NODE DISPLACEMENTS

LOAD STEP = 15  
MAX DISPL. = 3.08e-002  
MIN DISPL. = -1.85e-002

Massanvaihto luiska vahvistuksessa



Kuva 8.15 Tieleikkaus pehmeiköllä, louhospenger vahvistusrakenteena. Siirtymävektorit murtotilassa, Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] a) Louhoksen lujuusparametrit  $\varphi = 45^\circ$  ja  $c = 2$  kPa, rajakerroksen  $\varphi = 30^\circ$  ja  $c = 2$  kPa. b) Louhoksen lujuusparametrit  $\varphi = 45^\circ$  ja  $c = 2$  kPa, rajakerroksen  $\varphi = 10^\circ$  ja  $c = 2$  kPa.



Kuva 8.16 Tieleikkaus pehmeiköllä, louhospenger vahvistus rakenteena. Plasti-  
soituneet vyöhykkeet murtotilassa, Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989]. a) Lou-  
hoksen lujuusparametrit  $\varphi = 45^\circ$  ja  $c = 0$  kPa, rajakerroksen  $\varphi = 30^\circ$   
ja  $c = 0$  kPa. b) Louhoksen lujuusparametrit  $\varphi = 45^\circ$  ja  $c = 2$  kPa,  
rajakerroksen  $\varphi = 30^\circ$  ja  $c = 2$  kPa. c) Louhoksen lujuusparametrit  
 $\varphi = 45^\circ$  ja  $c = 2$  kPa, rajakerroksen  $\varphi = 10^\circ$  ja  $c = 2$  kPa.

## 8.4.5 Yhteenveto laskelmista

Ohjelmalla Z-Soil lasketut varmuuskertoimet ovat selvästi suurempia kuin liukupinta-analyysiä käyttäen lasketut varmuuskertoimet. Z-Soil laskelmissa on otettu huomioon kaivun vaikutus jännitystilän muutoksiin. Varmuuskertoimet on esitetty taulukossa 8.1.

Taulukko 8.1. Tieleikkaus pehmeiköllä, louhepenger vahvistuksena. Suljetun tilan varmuuskertoimet ohjelmilla GEOATK/Vakavuus [Sandström, 1988] ja Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989]. (Kuvat 8.7,8.8, 8.9, 8.15).

Laskenta-tilanne	Varmuuskerroin	
	Z-Soil	GEOATK/Vakavuus
Vahvistamaton luiska	1.32	1.21
Louheella vahvistettu luiska	1.58	1.36 a) 1.42 b)
Louheella vahvistettu luiska, häiriintynyt rajak.	1.38	1.22 b)

a) Ympyräliukupinta b) Yhdistetty liukupinta

Ohjelmien Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] ja GEOATK/Vakavuus [Sandström, 1988] yhdistetyn liukupintalaskelman avulla voidaan tarkastella mahdollisen louhepenkereen alle jäävän heikkousvyöhykkeen vaikutusta luiskan vakavuuteen. Ympyräliukupintaa käytettäessä ei heikkousvyöhykettä voida ottaa huomioon. Ohjelmalla Z-Soil laskettaessa on lisäksi etuna se, ettei liukupinnan sijainnista tarvitse tehdä etukäteen oletuksia, vaan ohjelma hakee itse vaarallisimman murtovyöhykkeen. Z-Soil ohjelmassa on kuitenkin louhokselle annettava laskennallista koheesiota, sillä pelkän kitkamateriaalin käyttö louheessa johtaa laskennallisiin vaikeuksiin (kuva 8.16). Näissä laskelmissa laskennallisena koheesiona on käytetty arvoa  $c=2$  kPa.

Edellämainittujen laskelmien lisäksi on laskettu avoimen tilan varmuuskerroin tukipenkereen liukumista vastaan klassisten maanpaineteorioiden avulla. Rankinen teoriolla laskettu varmuuskerroin oli  $F=2.2$  ja liukupintamenetelmällä las-

kettu  $F=2.4$ . Maanpaineteoriota käytettäessä on käsinlaskennan suorittamiseksi tehtävä yksinkertaistuksia geometrian ja kuormituksen huomioonottamiseksi. Laskelmien tarkkuus kärsii näistä yksinkertaistuksista, jolloin hyväksyttävän varmuuskertoimen on oltava suurempi kuin tarkempia laskentamenetelmiä käytettäessä.

Tämän työn tarkoituksena on tarkastella eri vahvistusmenetelmien vaikutusta leikkaukseen, jonka varmuus vahvistamattomana oli  $F=1.2$ . Näinollen laskelmissa on tarkasteltu vain leikkausta, jossa tukipenger on valmis. Todellisuudessa vaarallisin vaihe on usein tukipenkereen rakentamisvaihe. Tukipenkereen kaivu ja täyttö vaativat erityisen huolellista työsuunnitelmien laadintaa sekä rakentamista. Rakentamisvaiheen vakavuus on tarkasteltava aina erikseen.

## 9. YHTEENVETO

### 9.1 Projektin tavoitteet

Teknillisen korkeakoulun pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa on tutkittu Tiehallituksen geopalvelukeskuksen ja Helsingin kaupungin geoteknisen osaston toimeksiannosta pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten mitoittamiseen soveltuvia geoteknisiä laskentamenetelmiä. Tässä työssä on käsitelty sekä vahvistamattomia että vahvistettuja tieleikkauksia. Työn tavoitteena on ollut selvittää sekä klassiseen maamekaniikkaan että maamekaniikan uusiin teoriohin perustuvien laskentamenetelmien soveltuvuutta tieleikkausten mitoittamiseen.

Tässä työssä on käsitelty pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten vahvistusrakenteista naulausta, paalutusta, syvästabilointia ja massanvaihtoa. Selvitys on tehty kirjallisuustutkimuksena. Lisäksi on tehty laskelmia sekä vahvistetusta että vahvistamattomasta homogeeniseen saveen rakennetusta leikkauksesta. Laskelmia on tehty sekä käsin että Tielaitoksen vakavuuden laskentaohjelmalla [Sandström, 1988] ja ohjelmilla Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] ja CRISP90 [Britto & Gunn, 1990]. Tielaitoksen vakavuuden laskentaohjelma on kehitetty klassisen maamekaniikan teorioiden pohjalta ja perustuu Bishopin liukupintamenetelmään [Bishop, 1955]. Ohjelmat Z-Soil ja CRISP90 ovat maamekaniikan uusiin menetelmiin perustuvia laskentaohjelmia.

### 9.2 Sortumahavainnot

Geoteknisen mitoituksen lisäksi on tutkittu erilaisia luiskien sortumamekanismeja Tielaitoksen piireistä, Helsingin kaupungilta ja kirjallisuudesta kerätyn aineiston avulla. Sortuma aineistoa tarkastellessa on käynyt selvästi ilmi, että sortumien dokumentointiin tulisi kiinnittää enemmän huomiota, jotta tapahuneita sortumia voitaisiin käyttää hyödyksi tutkimusmateriaalina. Erityisesti tulisi kiinnittää huomiota pohjasuhteiden, sortuman koon ja sijainnin, kuormien sekä sääolosuhteiden dokumentointiin. Lisäksi myös laskelmissa käytettyjen parametrien ja laskentatulosten arkistointi yhdessä muun sortumaa koskevan materiaalin kanssa helpottaisi jälkitarkastelua. Yleisimmät sortumamekanismit, jotka esiintyvät pehmeikölle leikatuissa luiskissa on esitetty luvussa 3.

Sortuma-aineiston perusteella on ollut vaikeaa arvioida, mikä osuus sortumien syntymiseen on ollut parametrien valinnalla, koska leikkauksen suunnittelussa käytettyjä leikkauslujuusparametreja ei ollut kaikissa tapauksissa tiedossa. Liian optimististen lujuusarvojen käyttö luiskan mitoituksessa voi johtaa sortumiin. Bjerrum on todennut, että siipikairalla mitatut leikkauslujuuden arvot ovat todellista leikkauslujuutta suurempia, kun maa on ylikonsolidoitunutta, erittäin

plastista tai humuspitoista. Luvussa 4.1 on esitetty siipikaikausleikkauslujuuden redusointi menetelmä (kuva 4.2) plastisuusluvun [Bjerrum, 1973] tai juoksura-  
jan avulla [Helenelund, 1977]. Konsolidaatioasteen vaikutusta saven suljettuun  
leikkauslujuuteen ovat tarkastelleet myös Jamiolkowski & al [1991].

### 9.3 Vahvistamattoman luiskan mitoitus

Mitointimenetelmiä on tarkasteltu esimerkkilaskelmien avulla. Vertailulaskel-  
mia varten on käytetty poikkileikkausta (kuva 4.12), jonka lyhyen ajan ko-  
konaisvarmuuskerroin sortumista vastaa oli  $F_u=1.2$ . Laskentapoikkileikkaus on  
muodostettu 6.5 m syvästä homogeenisestä savikerroksesta ja tämän alapuolella  
sijaitsevasta moreenikerroksesta. Saven maaparametreiksi on valittu Paimion  
saven n.5-6 m syvyydellä sijaitsevan geoteknisen kerroksen parametrit [Vepsä-  
läinen & al., 1991].

Luvussa 1.3.3 on esitetty Bishopin [1955] plastisuusteoriaan perustuva vaka-  
vuuden laskentamenetelmä. Menetelmää voidaan soveltaa sekä suljetussa ti-  
lassa lyhyen ajan vakavuuden laskemiseen että avoimessa tilassa pitkäaikaisen  
vakavuuden laskemiseen. Bishopin menetelmän lähtöoletukset on esitetty  
luvussa 1.3.3. Menetelmässä tarkastellaan jäykän kappaleen liukusortumaa ta-  
sojännitystilassa.

Numeeristen menetelmien kehittyminen on tehnyt mahdolliseksi ottaa käyttöön  
laskentamenetelmiä, joissa entistä paremmin voidaan ottaa huomioon maan me-  
kaaninen käyttäytyminen sopivan materiaali mallin avulla, jännitysten jakau-  
tuminen rakennuspohjaan, erilaiset geometriset reunaehdot sekä kuormitusti-  
lanteet esim. kaivu ja läjitys. Näiden laskentamenetelmien avulla ei tarvitse ra-  
joittaa tarkastelemaan jäykän kappaleen liukusortumaa, vaan laskentatulosten  
esim. plastisoituneiden alueiden ja siirtymien avulla voidaan arvioida mahdol-  
lista sortumamekanismia ja sortuman progressiivista kehittymistä.

Pehmeikölle rakennettavan vahvistamattoman tieleikkauksen varmuus sortu-  
mista vastaan on laskettu klassiseen maamekaniikkaan perustuvalla GEOATK/  
Vakavuus-ohjelmalla [Sandström, 1988] sekä elementtimenetelmäohjelmalla Z-  
Soil [Z-Soil.PC, 1989]. Näiden ohjelmien toimintaperiaatteita on kuvattu lu-  
vussa 1.4. Laskelmia on tehty sekä suljetussa että avoimessa tilassa.

Laskelmilla on selvitetty kovan pohjan syvyyden, huokosvedenpaineen sekä ke-  
vennysleikkauksen vaikutuksia vahvistamattoman luiskan stabiliteettiin (luku  
4.3). Suljetussa tilassa kovan pohjan syvyys vaikuttaa oleellisesti vaarallisim-  
maksi muodostuvan liukupinnan sijaintiin (kuvat 4.10 ja 4.11). Tässä työssä

esitettyjen laskelmien perusteella ei kovan pohjan syvyydellä ollut juuri vaikutusta avoimen tilan vaarallisimman liukupinnan sijaintiin. Sen sijaan avoimen tilan laskelmissa on kiinnitettävä erityisesti huomiota mitoituksellisesti määrävän huokospainetilan arvioimiseen. Kuvissa 4.14 ja 4.15 näkyy huokospaineen muuttumisen vaikutus vaarallisimman liukupinnan sijaintiin ja kokonaisvarmuuskertoimeen. Ohjelmilla GEOATK/Vakavuus [Sandström, 1988] ja Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] lasketuissa varmuuskertoimissa ei ollut merkittäviä eroja. Ohjelmalla Z-Soil tehdyissä laskelmissa materiaalimallina on käytetty Drucker-Pragerin mallia [Drucker & Prager, 1952]. Laskelmien mukaan kevennysleikkauksen avulla voidaan helposti parantaa luiskan varmuuskerrointa sortumista vastaan. Kevennysleikkauksen vaikutuksia on käsitelty luvussa 4.3.4.

Vakavuuslaskennan lisäksi ohjelmalla Z-Soil on laskettu luiskaan kehittyvät siirtymät (kuva 4.13). Siirtymät on laskettu myös elementtimenetelmäohjelmalla CRISP90 [Britto & Gunn, 1990]. Molemmissa laskelmissa on käytetty materiaalimallina Drucker-Pragerin mallia, jotta tulokset olisivat keskenään vertailukelpoisia. Siirtymien suuruudella on merkitystä, mikäli luiskan läheisyydessä sijaitsee herkästi vaurioituvia rakenteita. Sekä avoimen että suljetun tilan siirtymät olivat molemmilla ohjelmilla lähes saman suuruisia (kuvat 4.13 ja 4.18).

Banerjee & al. [1988] ovat soveltaneet anisotrooppista myötölujittuvaa materiaalimallia instrumentoidun Wellandin koekaivannon laskelmassa. Tätä mallia käyttäen he ovat laskeneet Wellandin koekaivannon vakavuutta, siirtymiä ja huokospaineen kehittymistä. Banerjee & al. ovat todenneet, että laskennan tulokset vastasivat hyvin havaittuja arvoja (kuvat 4.26-4.28).

Axelsson & al. [1992] ovat tutkineet Ruotsissa maamekaniikan uusiin teoriohin perustuvien mallien käyttöä luiskien mitoitukseen. Axelsson et al. ovat tehneet laskelmia instrumentoidusta koekaivannosta elementtimenetelmäohjelmalla ABAQUS käyttäen materiaalimallina Modified Cam-Clay mallia. He ovat tehneet sekä suljetun tilan laskelmia että ajasta riippuvia avoimen tilan laskelmia. Axelsson & al. ovat todenneet, että lasketut ja havaitut huokospaineen arvot vastasivat hyvin tosiaan.

Luiskien mitoitukseen sopivien materiaalimallien ja laskentamenetelmien testaaminen edellyttää, että laskentatuloksia voitaisiin verrata koerakenteista mitattuihin havaintoihin.



#### 9.4 Vahvistetun luiskan mitoitus

Tässä työssä on käsitelty mahdollisista pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten vahvistusrakenteista naulausta, paalutusta, syvästabilointia ja massanvaihtoa.

##### Naulaus

Naulausta on käsitelty kirjallisuustutkimuksen perusteella. Menetelmää ei ole toistaiseksi Suomessa sovellettu pehmeikölle leikattujen luiskien vahvistamiseen. Kirjallisuudessa on esitetty tuloksia koerakenteista ja mallikokeista lähinnä karkearakeisille maalajeille (kuva 5.8). Käyttösovellutuksia on jonkin verran mainittu myös koheesiomaalajeille [Gässler & Gudehus, 1983; Okuzono & al., 1988], mutta näille maalajeille ei ole vielä selkeää mitoituskäytäntöä.

Koerner & al. [1986] sekä Okuzono & al. [1988] ovat esittäneet naulatun luiskan stabiliteetin laskemiseen Bishopin liukupinta-analyysiin perustuvia laskentamenetelmiä, joissa on otettu huomioon naulassa vaikuttava vetovoima tasapainoyhtälöissä. Luiskan kokonaisvarmuuden lisäksi naulatuissa rakenteissa on tarkastettava myös mahdollinen paikallinen sortuma naulan irrotessa maasta. Juran [1988, 1990] on esittänyt kinemaattisen rajatilamenetelmän soveltamista naulatun rakenteen mitoitukseen. Tämän menetelmän avulla voidaan tarkastella myös nauloissa vaikuttavia voimia ja arvioida varmuus paikallista naulan irtoamisesta johtuvaa sortumista vastaan. Juran [1988] on esittänyt myös yksinkertaistettuja mitoituskäyrästöjä (kuva 5.14) kitkamaalajeille.

##### Paalutus

Paaluja voidaan käyttää luiska vahvistuksessa silloin, kun stabiliteetin parantaminen yksinkertaisemmilla menetelmillä esim. kevennysleikkauksilla ei ole mahdollista. Paalut sopivat luiskavahvistukseen, jos sortuma todennäköisesti tapahtuisi yhtenäisen kappaleen liukusortumana. Paalutus ei sovellu herkästi juoksevien maalajien vahvistamiseen, koska tällaiset maalajit saattavat häiriintyä juosta paalujen välistä [Korhonen, 1962].

Paaluilla vahvistetun luiskan vakavuuslaskelmassa on otettu huomioon paalun suuntaisen voiman ja liukupinnalla vaikuttavan leikkausvoiman vaikutus stabiliteettiin. Paaluja lyötäessä maakerroksen rakenne häiriintyy, minkä vuoksi paaluvoimia laskettaessa tulisi maakerrokselle käyttää redusoitua leikkauslujuuden arvoa.

Viggiani [1981] on käsitellyt paalutetun liukuvan maakerroksen sortumismekanismia (kuvat 6.3 ja 6.6). Mekanismit soveltuvat kaksikerrosrakenteelle, jossa

molemmat kerrokset ovat veden kyllästämiä koheesiomaakerroksia. Mekanismi riippuu tapauksen geometriasta (paalun pituudesta ja halkaisijasta sekä liukuvan kerroksen paksuudesta), paalun myötömomentin suuruudesta sekä liukuvan ja stabiilin maakerroksen leikkauslujuudesta. Viggiani [1981] on esittänyt plastisuusteoriaan perustuvat laskentakaavat paaluun kohdistuvien leikkausvoimien ja momenttien laskemiseksi. Viggiani [1981] on testannut menetelmää joihinkin instrumentoituihin kohteisiin ja todennut että sortumamekanismit ja lasketut paaluvoimat vastaavat havaintoja.

Puupaaluilla vahvistetun luiskan mitoitusmenetelmän on esittänyt Korhonen [1962]. Mitoitusmenetelmä perustuu Lundgrenin ja Brinch-Hansenin [1958] esittämään menetelmään. Paalujen vaikutus liukumalla tapahtuvaan sortumaan on otettu huomioon tasapainoyhtälöissä. Menetelmässä lasketaan sekä paalun suuntaiset että paalua vastaan kohtisuorat voimat. Esimerkki menetelmän soveltamisesta on esitetty luvussa 6.4.

Oakland ja Chameau [1984, 1986, 1989] ovat kehittäneet betonipaaluilla vahvistetun luiskan mitoitusmenetelmän (luku 6.5). He ovat kehittäneet kolmiulotteisen elementtimenetelmää hyväksi käytävän laskentamallin, jonka avulla voidaan laskea siirtymät sekä muodonmuutos ja jännityskentät vahvistetussa luiskassa. Menetelmässä käytetään materiaalimallina Duncan-Changin hyperbolista mallia tai lineaarisesti elastista mallia. Laskentamenetelmä on ohjelmoitu nimellä SPILES. Lisäksi he ovat esittäneet em. mallin laskentatuloksia hyväksi käytävän kaksikulotteisen laskentamallin nimeltä LOGFIND vakavuuden laskemiseksi. Varmuuskerroin lasketaan vastustavien ja leikkaavien jännitysten suhtena liukupinnalla, joka on asetettu ohjelmalla SPILES lasketun jännitystilakentän päälle. Ohjelmassa käytettävät liukupinnat voivat olla ympyräliukupintoja, logaritmisia spiraaleja tai yhdistettyjä liukupintoja. Menetelmää voidaan soveltaa tapauksiin, joissa sortumismekanismeja voidaan approksimoida jollakin edellämainituista liukupinnoista. Kolmiulotteisen laskentamallin avulla lasketut siirtymävektorit auttavat arvioimaan mahdollista sortumismekanismeja.

Tekemiensä laskelmien perusteella Oakland ja Chameau [1984, 1986, 1989] ovat havainneet, että suurin hyöty paaluista saadaan sijoittamalla ne luiskassa paikkaan, jossa suurimmat siirtymät ovat odotettavissa. Uusien laskentamenetelmien avulla siirtymät voidaan laskea. Paaluista on eniten hyötyä, jos paalut saavat aksiaalista puristusta, koska paalun rakenteellinen lujuus on tässä suunnassa suurin. Oakland ja Chameau [1989] katsovat paaluvahvistuksen soveltuvan luiskavahvistukseen parhaiten silloin, kun kysymyksessä on puhtaasti koheesiomaalaji ja kuormitusolosuhteet ovat sellaiset, että paalujen aksiaalista lujuutta voidaan käyttää hyväksi.

## Syvästabilointi

Luiskavahvistuksessa käytettävä syvästabilointi voidaan tehdä joko kalkki-, kalkki-sementti- tai sementtistabilointina. Tässä työssä ei ole puututtu stabiloitavien pilareiden valmistusteknisiin ongelmiin. Pilarit oletetaan homogeenisiksi ja tasalaatuisiksi.

Luvussa 7.5.1 on esitetty käytössä olevia syvästabiloidun luiskan kokemusperäisiä mitoitusmenetelmiä (kuva 7.12). Näistä tunnetuin on Bromsin [1984] esittämä mitoitusmenetelmä, jossa yksittäisten kalkkipilareiden muodostaman kentän oletetaan toimivan yhtenä blokkina stabiloidun maakerroksen kanssa. Stabiloidulla osalla käytetään pilareiden ja maakerroksen pinta-aloilla painotettua keskimääräistä leikkauslujuutta.

Yksittäiset pilarit voidaan laskennallisesti muuttaa myös luiskan pituussuuntaiseksi lamelleiksi (kuva 7.9) [KPO-86]. Tässä ns. lamellimenetelmässä kullakin liukupinnan osalla käytetään joko pilarin tai maakerroksen leikkauslujuutta.

Kolmas yksittäisten pilareiden mitoitukseen käytettävä menetelmä [Korhonen O., 1986] perustuu olettamukseen, että pilarit toimivat kuten paalut. Stabiiliteetilaskelmassa otetaan huomioon pilarin leikkauslujuuden lisäksi myös pystykuormitettujen pilareiden puristuslujuuden vaikutus stabiiliteettiin (kuva 7.12). Menetelmässä ei oteta huomioon luiskan pituussuunnassa pilareiden kohdalla olevan maakerroksen leikkauslujuutta.

Ruotsin tielaitos [Kalkpelare. Grundförstärkning vid vägbyggnad, 1987] on suositellut pilareiden sijoittamista luiskaan yhtenäisinä luiskaa vastaan kohtisuorina seinäminä. Tällöin pilarit tukevat toisiaan luiskan liikesuunnassa ja mahdollisesti heikommaksi jääneen pilarin kuormat voidaan siirtää vierekkäisille pilareille. Vakavuutta laskettaessa seinämien välisen maakerroksen leikkauslujuutta ei oteta huomioon. Maakerroksen leikkauslujuus vaikuttaa vain niillä liukupinnan osilla, joissa liukupinta kulkee stabiloidun alueen ulkopuolella.

Kokemusperäisiä mitoitusmenetelmiä sovellettaessa tulee laskelmissa käytettävien lujuusparametrien valintaan kiinnittää erityistä huomiota. Maankerroksen ja pilarien jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen on tunnettava. Leikkauslujuudet maakerroksessa ja pilarissa eivät välttämättä mobilisoidu yhtäsuurilla muodonmuutoksilla (kuva 7.13). Laskelmissa käytettävien lujuusarvojen on vastattava samaa muodonmuutoksen arvoa.

Kokemusperäisillä mitoitusmenetelmillä on tehty esimerkkilaskelmia, jotka on esitetty luvuissa 7.6.2-7.6.4.

Luvussa 7.6.5 on laskettu syvästabiloitu luiska elementtimenetelmäohjelmalla CRISP90 [Britto & Gunn, 1990]. Sekä savikerroksen että pilareiden myötöfunktiona on käytetty Mohr-Coulombin mallia. Yksittäisten pilareiden muodostama pilarikenttä on tasomuodonmuutostilassa tapahtuvia laskelmia varten muutettu luiskan pituussuuntaisiksi pilarilamelleiksi (kuva 7.20).

Suljetun tilan laskelmassa plastisoitumista on tapahtunut vain savikerroksessa. Pilarit pysyivät elastisessa tilassa. Tässä laskelmassa luiskan yläreunassa vaikuttanut tasainen kuorma jakautui pilareille ja savikerrokselle Bromsin [1984] teorian mukaisesti modulien suhteessa (kuva 7.24 a). Suljetussa tilassa luiskan siirtymät olivat pieniä (kuva 7.25) ja luiskaa voidaan pitää stabiilina. Stabiloidun alueen kohdalla siirtymät olivat lähes vaakasuoria. Tämä viittaisi siihen, että yksinkertaisempia mitoitusmenetelmiä [KPO-86; Broms, 1984; Korhonen O., 1986] käytettäessä ympyräliukupinta ei sovi stabiliteettilaskelman sortumismekanismitiksi.

Em. laskelma ei kuitenkaan anna selkeää kuvaa mahdollisesta sortumismekanismista, koska laskelmassa käytetyn leikkauksen varmuus sortumista vastaan ilman vahvistusta oli suljetussa tilassa  $F_u=1.2$ . Mahdollisen vahvistetun luiskan sortumamekanismin arvioimiseksi olisi tarkasteltava leikkausta, jonka varmuus vahvistamattomana olisi  $F_u=1.0$ .

Avoimen tilan laskelma on tehty siten, että alkujännitystila ja kaivuvaihe laskettiin suljetussa tilassa, jonka jälkeen analyysiä jatkettiin konsolidaatioanalyysinä. Kalkkipilareiden vedenläpäisevyyskerroin on oletettu 10 kertaa suuremmaksi kuin saven. Laskenta on ulotettu 20 vuoden päähän. Tällöin luiskassa plastisoitumista on tapahtunut luiskan puoleisten pilareiden alaosassa sekä yhdessä saviementissä (kuva 7.26). Luiskan puoleisten pilareiden plastisoituminen on aiheutunut pilareihin syntyneistä vetojännityksistä. Siirtymät avoimessa tilassa luiskan juurella olivat melko suuria (kuva 7.31). Myös avoimessa tilassa siirtymät stabiloidulla alueella olivat lähes vaakasuoria.

Laskelmien mukaan kuormat ovat jakautuneet pilarilamellien ja saven kesken modulien suhteessa ja keskittyvät lähes yksinomaan pilarilamelleihin myös avoimessa tilassa (kuva 7.30). Leikkausjännitys-muodonmuutos kuvan (kuva 7.28) mukaan pilarelementin 190 jännitykset ovat saavuttaneet pilarin myötörajan hyvin pienellä leikkausmuodonmuutoksen arvolla. Viereinen saviementti 181 on pysynyt vastaavilla leikkausmuodonmuutoksen arvoilla vielä elastisessa tilassa. Pilarin saavuttaessa myötörajansa saveen on mobilisoitunut vasta pieni osa sen lujuudesta.

Sitä, kuinka hyvin laskelma kuvaa pilarin ja saven todellista käyttäytymistä, on

vaikeaa arvioida, koska käytettävissä ei ole mitattuja koetuloksia tai havaintoja, joihin laskentatuloksia voitaisiin verrata.

### Massanvaihto

Massanvaihtoa voidaan käyttää vahvistusrakenteena, mikäli pehmeikön alta löytyy sopivalta syvyydeltä kantava maakerros. Myös massanvaihtoon sopivaa materiaalia täytyy olla saatavilla. Massanvaihto ei sovi vahvistusrakenteeksi, jos kantava maakerros on kalteva. Tällöin on olemassa vaara, että täyttö valuu pois suunnitellulta paikaltaan.

Tukipengertä rakennettaessa on kiinnitettävä erityistä huomiota massanvaihdon ja pohjamaan liittymäpintaan. Mikäli pohjamaan pintaa ei huolellisesti puhdisteta pehmeikkömateriaalista, saataa liittymäpinta muodostaa heikkousvyöhykkeen, jota pitkin sivusuuntaisia kuormia saava massanvaihto pääsee liukumaan.

Luvussa 8 on käsitelty massanvaihdon ja tukipenkereen vaikutusta luiskan stabiiliteettiin. Esimerkkilaskelmassa on tarkasteltu louhepenkereen vaikutusta luvun 4.3 tieleikaukseen (kuva 4.12). Laskelmia on tehty vain valmiin rakenteen stabiiliteetin tarkastamiseksi. Työnaikaisiin tilanteisiin ei ole puututtu.

Louhepenkereellä tuetun leikkauksen suljetun tilan mitoitukseen on käytetty Tielaitoksen GEOATK/vakavuus ohjelmaa [Sandström, 1988] sekä ohjelmaa Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989]. Lisäksi on tehty maanpainetarkasteluja. Maanpaineteorian avulla lasketut varmuuskertoimet on laskettu käyttäen avoimen tilan lujuusparametreja.

Ohjelmaa Z-Soil käytettäessä on huomattava, että louhepenkereelle on annettava pieni laskennallinen koheesion arvo. Ellei koheesiota ole annettu ilmenee ohjelmassa laskennallisia vaikeuksia ja pelkkä louhe näyttää plastisoituvan (kuva 8.16 a). Ohjelmalla GEOATK/vakavuus voidaan liittymäpinnan mahdollisen heikkousvyöhykkeen vaikutusta tarkastella käyttämällä laskennassa Janbun yhdistettyä liukupintaa [Janbu & al, 1956], joka kulkee tukipenkereen pohjaa pitkin. Myös ohjelmalla Z-Soil voidaan helposti tarkastella ko. vyöhykkeen vaikutusta antamalla tukipenkereen pohjalla oleville elementeille sopivat heikkousvyöhykettä kuvaavat parametrit. Koska liittymäpinnan lujuusparametreilla on vaikutusta luiskan varmuuskertoimeen (taulukko 8.1), on tälläisen laskennallisen tarkastelun tekeminen suositeltavaa, mikäli ei voida olla täysin varmoja liittymäpinnan laadusta.

### 9.5 Johtopäätöksiä

Bishopin menetelmään [Bishop, 1955] perustuva liukupinta-analyysi soveltuu homogeenisen rakennuspohjan vakavuuden laskentaan. Bishopin menetelmä on ns. tasapainomenetelmä, jossa otetaan huomioon pystyvoimen ja momenttien tasapainoehdot. Tasapainomenetelmien huonoja puolia on, että laskettu varmuus sortumista vastaan riippuu valitusta sortumamekanismista. Tasapainomenetelmiä käytettäessä vahvistuksen vaikutus voidaan ottaa huomioon voimien tasapainoehdoissa. Tarkasteltava sortumamekanismi on kuitenkin edelleen jäykän kappaleen liukusortuma. Kerroksellisissa ja kaltelvia kerroksia sisältävissä maapohjissa on laskennassa käytettävän sortumamekanismin valintaan kiinnitettävä erityistä huomiota. Esimerkiksi Janbun [Janbu & al., 1956] yhdistettyä liukupintaa voidaan käyttää kaltevien maakerrosten yhteydessä.

Ohjelma Z-Soil [Z-Soil.PC, 1989] soveltuu vahvistamattoman luiskan varmuuskertoimen laskemiseen myös silloin, kun pohjamaa on epähomogeeninen ja kerrosrajat ovat kaltevia. Ohjelman etuna on lisäksi, että laskijan ei tarvitse tehdä etukäteen olettamusta sortumismekanismista. Sortuman laajuus on kuitenkin arvioitava elementtiverkkoa suunniteltaessa, etteivät verkon reunaehdot vaikuta laskenta tulokseen. Mikäli laskentaverkko on liian pieni ei laskennan tuloksena saada oikeaa varmuuskerrointa eikä käsitystä sortumismekanismista.

Ohjelman CRISP90 [Britto & Gunn, 1990] avulla voidaan arvioida vakavuuden kannalta vaarallisimmaksi muodostuvan huokospainetilan kehittymistä luiskassa sekä luiskaan kehittyviä siirtymiä. Ohjelmasta on erityisesti hyötyä silloin, kun pohjasuhteet, reunaehdot ja kuormitushistoria ovat luvussa 4 esitettyä esimerkkiä monimutkaisemmat.

Paalutus ja naulaus soveltuvat koheesiomaakerrosten vahvistamiseen, jos sortuma tapahtuu todennäköisesti yhtenäisen kappaleen liukusortumana. Herkästi juoksevien maalaajien vahvistamiseen paalutusta ja nauлаusta ei voida käyttää.

Naulauksen soveltaminen pehmeikölle rakennettavien luiskien vahvistamiseen Suomen olosuhteissa edellyttää vielä tutkimuksia sortumismekanismeista, parametrien määrittämisestä sekä laskentamenetelmien soveltuvuudesta.

Luiskavahvistuksessa käytettävä syvästabilointi tulisi tehdä Ruotsin tielaitoksen [Kalkpelare. Grundförstärkning vid vägbyggnad, 1987]. esittämällä tavalla luiskaa vastaa kohtisuorina yhtenäisinä seinäminä (kuva 7.11) tai blokkeina. Ruotsin tielaitos on suositellut, että yhtenäisiä seinämiä voidaan käyttää, jos vahvistamattoman kaivannon varmuuskerroin sortumista vastaan on vähintään 1.0 tai suurempi. Jos varmuuskerroin on alle 1.0, tulisi stabiloinnissa käyttää yhtenäisiä blokkeja.

Yksittäisten pilareiden käyttöä pehmeikköleikkausten vahvistamiseen ei voida suositella niin kauan kuin pilareiden laadusta ei voida olla varmoja. Mikäli yksittäisten pilareiden muodostamia kenttiä kuitenkin käytetään leikkausluiskien vahvistamiseen, ei mitoitusta voi suositella tehtäväksi Bromsin [1984] esittämällä keskimääräiseen leikkauslujuuteen perustuvalla mitoitusmenetelmällä. Menetelmässä edellytetään, että maakerros ja ja pilarit toimivat yhtenäisenä blokkina. Tämä oletamus ei pehmeikköluiskissa tunnu realistiselta. Parempi mitoitusmenetelmä yksittäisten pilareiden muodostamalle stabiloinnille on Helsingin kaupungin käyttämä mitoitusmenetelmä, jossa pilareiden oletetaan toimivan paalujen tavoin (vrt. kuva 7.12).

Eryteisesti vahvistettujen rakenteiden mitoitukseen sopivien materiaalimallien ja laskentamenetelmien testaus edellyttää mallikokeiden ja koerakenteiden tekemistä. Pelkät laskentatulokset ilman vertailukelpoisia havaintoja ei anna selkeää käsitystä käytetyn materiaalimallin ja laskentamenetelmän soveltuvuudesta.

Numeeristen laskentamenetelmien avulla voidaan käsitellä sellaisia materiaalimalleja, jotka mallintavat hyvin sekä pilarin että maakerroksen jännitys-muodonmuutoskäyttäytymistä. Lisäksi numeeristen laskentamenetelmien avulla voidaan arvioida myös muiden kuin liukupintaa pitkin tapahtuvien sortumamekanismien esiintymistä ja näitä voidaan käyttää apuna vahvistettujen rakenteiden mitoituksessa.

Vanhoilla laskentamenetelmillä kalkkipilareita on tarkasteltu sortumamekanismien kannalta. Uusien laskentamenetelmien avulla olisi mahdollista tarkastella stabiloidun luiskan käyttäytymistä kokonaisvaltaisemmin niin, että kalkkipilareiden pystyjojavaikutus, mahdollisen vaiheittain rakentamisen sekä ajan vaikutus otettaisiin huomioon. Sopivien materiaalimallien ja laskentamenetelmien löytäminen edellyttää vielä tutkimusta, ennenkuin uusia laskentamentelmiä voidaan hyödyntää rutiinis suunnittelussa.

## KIRJALLISUUSLUETTELO

- Aalto, J., 1985. Veden virtaus maassa. RIL 157-I, Geomekaniikka I. Käsikirja. Helsinki 1985. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. s.413-479.
- Assarson, K.G., Broms, B., Granholm, S., Paus, K., 1974. Deep stabilization of soft cohesive soils. Linden Alimak. 49 s.
- Axelsson, K., Yu, Y., Johansson, L., 1992. Finite element analysis of an excavated slope. Preprint to Sixth International Symposium on Landslides. Christchurch, New Zealand February 10-14, 1992. Swedish Geotechnical Institute, julk. no. 357. 6 s.
- Baker, R.F., Yoder, E.J., 1958. Stability Analyses and Design of Control Methods. Toim. Eckel, E.B. Landslides and Engineering Practice. Highway Research Board, Special Report 29. National Academy of Sciences- National Research Council, publication 544. Washington, D.C. 232 s.
- Banerjee, P.K., Kumbhojkar, A.S., Yousif, N.B., 1988. Finite element analysis of the stability of a vertical cut using an anisotropic soil model. Canadian Geotechnical Journal, vol 25. s.119-127.
- Banerjee, P.K., Kumbhojkar, A.S., Yousif, N.B., 1989. Development of an anisotropic soil model for the stability analysis of a vertical cut. Numerical Models in Geomechanics, Numog III. Edited by Pietruszczak, S., Pande, G.N. Northern Ireland, Elsevier Science Publishers LTD. s. 71-80.
- Berntson, J., Lindh, B.G., 1981. Tuve Landslide - A Photo Documentation. Proc. Xth Int.Conf.Soil Mech.Found.Engng., Stockholm, Schweden. Bd.3 Rotterdam: Balkema. s.363-366.
- Biot, M.A., 1941. General Theory of Three Dimensional Consolidation. Journal of Applied Physics, vol. 12, 1941. s.155-164.
- Bishop, A.W., 1955. The Use of Slip Circles in the Stability Analysis of Slopes. geotechnique, Vol. 5, 1955, nr.1. s.7-17.
- Bishop, A.W., Morgenstern, N., 1960. Stability Coefficients for Earth Slopes. Geotechnique no. 4, 1960. s. 129-150.
- Bjerrum, L., 1973. Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. State-of-the-Art-report. session 4. Proc 8th Int. Conf. SMFE. Vol 3. Moscow 1973.



- Brandl, H., 1980. Lime columns- A new foundation method. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106 No.GT 6, June 1980. s.738-741.
- Brandl, H., 1981. Alteration of Soil Parameters by Stabilization with Lime. *Proceedings of Xth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm 15-19 June 1981. Vol 3. Balkema, Rotterdam. s. 587-594.
- Brinch-Hansen, J., 1958. Brudproblem. Lundgren, Brinch-Hansen, *Geoteknik*. Teknisk Forlag, Kobenhavn. s.151-267.
- Britto, A.M., Gunn, M.J., 1987. *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements*. England, Ellis Horwood Limited. 486 s.
- Britto, A.M., Gunn, M.J., 1990. *CRISP90, User's and Programmers's Guide*. Cambridge University, Engineering Department.
- Broms, B., 1964. Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. March, 1964.
- Broms, B., Boman, P., 1976. Stabilization of deep cuts with lime columns. *Sixth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Deep Foundations and Deep Excavations*. Vienna, March 1976. Vol 1.1. s. 207-210.
- Broms, B., 1984. Stabilization of soil with lime columns. *Design Handbook. Lime Column AB*. 51 s.
- Broms, B., 1985. Stabilization of slopes and deep excavations with lime columns. *Third International Geotechnical Seminar. Soil Improvement Methods*. Singapore 27-29 November 1985. s. 127-135.
- Broms, B., Wong, I.H., 1985. Embankment piles. *Third International Geotechnical Seminar Soil Improvement Methods*. Singapore 27-29 November, 1985. s.167-178.
- Broms, B., 1985. Stabilization of slopes and deep excavations with lime columns. *Third International Geotechnical Seminar. Soil Improvement Methods*. Singapore 27-29 November 1985. s. 127-135.
- Broms, B., 1987. *Soil Improvement Methods in Southeast Asia for Soft Soils*. s.24-64.

- Bruce, D.A., Jewell, R.A., 1986, 1987. Soil Nailing: Application and Practice. Parts 1 and 2, *Ground Engineering*, 1986/7, November 10-15, January 21-38.
- Calabresi, G., Tamagnini, S., Rampello, S., 1991. Influence of a Soil Nailing Application on Tunnel Excavation in Slightly Overconsolidated Clays. Tenth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Firenze, 1991. Italian Contribution to the Conference Theme. Deformations of soils and displacements of structures. *Associazione Geotecnica Italiana*. s. 47-51.
- Chen, W.F., Liu, X.L., 1990. *Limit Analysis in Soil Mechanics*. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam. 477 s.
- Chen, W.F., Mizuno, E, 1990. *Nonlinear Analysis in Soil Mechanics, Theory and Implementation*. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam. 661 s.
- Davidenkoff, R., 1964. *Deiche und Erddämme*. Düsseldorf, Werner-Verlag. 115 s.
- DIN 18122.1977. *DIN Taschenbuch 113, Baunormen, Baugrund 2*. Deutsches Institut für Normung.
- Drucker, D.C., Prager, W., 1952. Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design. *Quarterly of Applied Mathematics*. July 1952, vol.10 nr.2. s.157-165.
- Fukuoka, M., 1977. The Effects of Horizontal Loads on Piles Due to Landslides. Proc. of 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977. Speciality Session 10. s.27-42.
- Fukuoka, M., 1988. Earth reinforcement - West and east. International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement. Fukuoka, Japan, 5-7. October, 1988. A.A.Balkema, Rotterdam. s.33-47.
- Gens, A., Hutchinson, J.N., Cavounidis, S., 1988. Three-dimensional analysis of slides in cohesive soils. *Geotechnique* 38, No. 1, 1988. s. 1-23.
- Gudehus, G., 1983. Design Concept for Pile Dowels in Clay Slopes. Proc. of 8th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki 1983. Speciality Session 5. s.1182.
- Gudehus, G., Schwarz, W., 1985. Stabilization of Creeping Slopes by Dowels. Proc. of 11th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Fransisco 1985. Vol 3. s.1697-1700.

Gässler, G., Gudehus, G., 1983. Soil nailing- Statistical Design. Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki 23-26. May, 1983. Improvement of Ground. Volume 2. A.A. Balkema, Rotterdam. s.491-494.

Gässler, G., 1988. Soil-nailing -Theoretical basis and practical design. International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement. Fukuoka, Japan, 5-7. October, 1988. A.A.Balkema, Rotterdam. s.283-288.

Gässler, G., 1990. In-Situ Techniques of Reinforced Soil. State-of-the-Art-Report. International Reinforced Soil Conference, University of Strathclyde Glasgow, September, 1990. 12 s.

Halkola, H.A., 1982. Syvästabiloidun maapohjan laadun ja lujuuden valvontamenetelmät rakennuspaikalla. Diplomityö, Helsingin teknillinen korkeakoulu. 87 s.

Halkola, H.A., 1983. In-situ investigations of deep-stabilized soil. Proceedings of the Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki 23-26 May 1983. Vol I. Balkema, Rotterdam 1983. s.33-36.

Hartlen, J., 1985. Pressure berms, soil replacement and lightweightfills. Third International Geotechnical Seminar. Soil Improvement Methods. Singapore 27-29 November 1985. s. 101-111.

Hayashi, S., Ochiai, H., Yoshimoto, A., Sato, K., Kitamura, T., 1988. Functions and effects of reinforcing materials in earth reinforcement. International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement. Fukuoka, Japan, 5-7. October, 1988. A.A.Balkema, Rotterdam. s.99-104.

Helenelund, K.V., 1954. Släntbrott och stabilisering. Tekniska Föreningens Förhandlingar i Finland, 2 årgång 74 Febr. s. 23-36.

Helenelund, K.V., 1967. Maarakennusmekaniikka 137. Otakustantamo, Espoo. 275 s.

Helenelund, K.V., 1977. Methods for reducing Undrained Shear Strength of Soft Clay. Report Nro 3. Swedish Geotechnical Institute. Linköping.

Holm, G., Tränk, R., Ekström, A., Åhnberg, H., 1987. Kalkpelare med gips som tillsatsmedel; Användning av kalk-flygaska vid djupstabilisering av jord ; Om inverkan av härdningstemperaturen på skjuvhållfastheten hos kalk- och

cementstabiliserad jord. Statens Geotechniska Institut, Rapport No 30. Linkö-  
king. 146 s.

Holm, G., Åhnberg, H., 1986. Kalkpelarmetoden. Statens Geotechniska Insti-  
tut, Rapport No 31. Linköking. 122 s.

Huang, Y.H., 1983. Stability analysis of earth slopes. New York, Van Nostrand  
reinhold Company. 305 s.

Huang, T-K., Chen, W-F., 1990. Simple Procedure for Determining Cap-  
Plasticity-Model Parameters. Journal of Geotechnical Engineering , vol. 116,  
No. 3, March 1990. s.492-513.

Hungr, O., Salgado, F.M., Byrne, P.M., 1989. Evaluation of a three-dimensional  
method of slope stability analysis. Canadian Geotechnical Journal 26, 1989. s.  
679-686.

Ingles, O.G., 1972. Metcalf, J.B., Soil Stabilation. Melbourne. 374 s.

Ito, T., Matsui, T., 1975. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing  
piles. Soils and Foundations, vol 15, No. 4, 1975.s. 43-59.

Ito, T., Matsui, T., 1977. The effects of pile in a row on the slope stability.  
The effects of horizontal loads on piles, due to surcharge or seismic effects.  
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokio.  
Conf.no.:9. 1977. s.81-86.

Jamiolkowski, M., Leroueil, S.,Lo Presti, D.C.F., 1991. Design Parameters from  
Theory to Practice, Theme Lecture. Geo-Coast'91. 41 s.

Janbu, N., Bjerrum, L., Kjærnsli, B., 1956. NGI 16. Norwegian Geotechnical  
Institute, publication nr.16, Oslo. 93 s.

Janbu, N., 1989. Design Analyses in Geotechnical Engineering. EEU-course  
at NTH during Sept.18-22, 1989. Institutt for Geoteknikk, Norges Tekniske  
Hogskole. Kurssimoniste, julkaisematton.

Jewell, R.A., 1990. Soil nailing, General Report. International Reinforced Soil  
Conference, University of Strathclyde Glasgow, September, 1990. 22 s.

Jewell, R.A., Pedley, M.J., 1991. Kinematical Limit Anaysis for design Soil-  
Nailed Structures. Discussion. Journal of Geotechnical Engineering, vol.117,  
no.11, November 1991. s. 1824-1829.

Jewell, R.A., Pedley, M.J., 1991. The multicriteria theory in soil nailing. Discussion. *Ground Engineering*, November 1991. s. 34-39.

Juran, I., 1987. Nailed-Soil Retaining Structures: Design and Practice. *Transportation Research Record 1119, Geotechnology*. Transportation Research Board, National Research Council. Washington, D.C. s.139-150.

Juran, I., Baudrand, G., Farrag, K., Elias, V., 1988. Kinematical limit analysis approach for the design of nailed soil retaining structures. *International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*. Fukuoka, Japan, 5-7. October, 1988. A.A.Balkema, Rotterdam. s.301-306.

Juran, I., Baudrand G., Farrag K., Elias, V., 1990. Kinematical Limit Analysis for Design of Soil-Nailed Structures. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 1, January, 1990. s. 54-72.

Kairausopas II (1976), IV (1987). Suomen Geoteknillinen Yhdistys.

Kalkkipilariohjeet, KPO-86. Viatek Oy, 1986. 44 s.

Kalkpelare, Grundförstärkning vid vägbyggnad, 1987. Vägverket, Serviceavdelning Väg- och Brokonstruktion. 52 s.

Kawasaki, T., Niina, A., Saitoh, S., Suzuki, Y., Honjyo, Y., 1981. Deep Mixing Method Using Cement Hardening Agent. *Proceedings of Xth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm 15-19 June 1981. Vol 3. Balkema, Rotterdam. s. 721-724.

Kennedy, T.W., Smith, R., Holmgren, R.J., Tahmoressi, M., 1987. An Evaluation of Lime and Cement Stabilization. *Transportation Research Record 1119, Geotechnology*. National Research Council, Washington, D.C. s.11-25.

Kitamura, T., Nagao, A., Uehara, S., 1988. Model loading tests of reinforced slope with steel bars. *International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*. Fukuoka, Japan, 5-7. October, 1988. A.A.Balkema, Rotterdam. s.311-316.

Kitsugi, K., Azakami, H., 1982. Lime-Column method in the improvement of clay ground. *Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques Including Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods*. Bangkok, 1982. s.B-3-1- B-3-10.

Koerner, R.M., Robins, J.C., 1986. In-situ stabilization of soil slopes using nailed geosynthetics. Third International Conference on Geotextiles 1986, Vienna, Austria, vol 2. s. 395-400.

Korhonen, K-H., 1962. Liukumalla tapahtuvista vesiväylien sortumista ja niiden ehkäisemiseen käytetyistä menetelmistä. Maa- ja vesiteknillisiä tutkimuksia 10. Helsinki. 131 s.

Korhonen, K-H., Leskelä, A., 1970. Siipikaira pohjatutkimusvälineenä. VTT, Tiedotus. Sarja III-Rakennus 143. Helsinki.

Korhonen, K-H., 1990. Maamekaniikka I, luku 4. Luonnos elokuu 1990. Teknillinen Korkeakoulu, Moniste. Julkaisematon.

Korhonen, O., 1986. Maapohjan vahvistaminen, stabiliteetin laskeminen. RIL 166 Pohjarakenteet. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL, Helsinki. s. 330.

Kujala, K., 1983. The Use of Gypsum in Deep Stabilization. Proceedings of the Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki 23-26 May 1983. Vol II. Balkema, Rotterdam. s.925-928.

Kujala, K., Nieminen, P., 1983. On the Reactions of Clays Stabilized with Gypsum Lime. Proceedings of the Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki 23-26 May 1983. Vol II. Balkema, Rotterdam. s.929-932.

Kujala, K., 1990. Syvästabiloinnin sideaineet. RIL K128-1990, Syvästabiloinnin suunnittelu ja toteutus. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. s.93-106.

Kumbhojkar, A.S., 1987. Theoretical and numerical analysis of geotechnical structures. Ph.D. Thesis, State University of New York at Buffalo. 203 s.

Kwan, D., 1971. Observations of the Failure of a Vertical Cut in Clay at Welland, Ontario. Canadian Geotechnical Journal, 1971, vol 9. s. 283-298.

Laaksonen, R., Lojander, M., 1990. Plastisuusteoria maamekaniikassa. RIL 157-2, Geomekaniikka II. Käsikirja. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. s.11-62.

Lahtinen, P.O., Kujala, K., 1989. Kalkki- ja sementtipilareiden kehittämisprojekti. Tiivistelmä tutkimusraportista, luonnos 18.12.1989. 22 s.

- Lahtinen, P.O., Vepsäläinen, P.E., 1983. Dimensioning deep-stabilization using the finite element method. Proceedings of the Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki 23-26 May 1983. Vol II. Balkema, Rotterdam. s.933-936.
- Lahtinen, P.O., 1990. Syvästabilointimenetelmät. RIL K128-1990, Syvästabiloinnin suunnittelu ja toteutus. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. s.41-51.
- Leroueil, S., La Rochelle, P., Tavenas, F., Roy, M., 1990. Remarks on the stability of temporary cuts. Canadian Geotechnical Journal 27, 1990. s.687-692.
- Leshchinsky, D., 1991. Kinematical Limit Analysis for design Soil-Nailed Structures. Discussion. Journal of Geotechnical Engineering, vol.117, no.11, November 1991. s. 1821-1824.
- Locat, J., Berube, M-A., Choquette, M., 1990. Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development. Canadian Geotechnical Journal 27, 1990. s.294-304.
- Lojander, M., 1985. Geomekaaniset ominaisuudet. Maan ja kallion geotekninen kuvaus. RIL 157-I, Geomekaniikka I. Käsikirja. Helsinki 1985. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. s.91-122, 187-219.
- Lojander, M., 1989. Saven mekaanisen mallin parametrien määrittäminen. Lissensiaattityö. TKK, Rakennus- ja maanmittaustekniikan osasto. Otaniemi. 97 s.
- Lundgren, H., Brinch-Hansen, J., 1958. Geoteknik. Teknisk Forlag, Kobenhavn. 287 s.
- Lutenegger, A.J., Dickson, R.J., 1984. Experiences with Drilled Lime Stabilization in the Midwest, U.S.A. International Symposium on Landslides 1984, vol. 3, s.289- 293.
- Matsui, T., San, K-C., 1988. Finite element stability analysis method for reinforced slope cutting. International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement. Fukuoka Japan, October 1988. s. 317-322.
- Matsui, T., San, K-C., 1989. An elastoplastic joint element with its application to reinforced slope cutting. Soils and Foundations, vol.29, No.3, 1989. s.95-104.

Matsui, T., San, K-C., 1990. A Hybrid Slope Stability Analysis Method with Its Application to Reinforced Slope Cutting. *Soils and Foundations*, 1990, vol.30, No.2. s.79-88.

Matsui, T., San, K.C., Hayashi, K., 1990. Design and field test on a reinforced cut slope. *International Reinforced Soil Conference, University of Strathclyde Glasgow, September, 1990.* 5 s.

Michalowski, R.L., 1989. Three-dimensional analysis of locally loaded slopes. *Geotechnique* 39, No. 1, 1989. s. 27-38.

Mino, S., Noritake, K., Innami, S., 1988. Field monitoring procedure of cut slopes reinforced with steel bars. *International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement. Fukuoka Japan, October 1988.* Balkema, Rotterdam. s. 323-327.

Munukka, J., 1990. Syvästabiloinnin suoritus. RIL K128-1990, Syvästabiloinnin suunnittelu ja toteutus. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. s.61-68.

Nagao A., Kitamura, T., 1988. Field experiment on reinforced earth and its evaluation using FEM analysis. *International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement. Fukuoka, Japan, 5-7. October, 1988.* A.A.Balkema, Rotterdam. s.329-334.

Nordal, S., 1990. Soil Modelling. Institutt for Geoteknikk. Norges Tekniske Högskole. EUU course/ dr.ing. course 33584: Soil modelling. Trondheim. Kurssimoniste, julkaisematton.

Oakland, M.W., Chameau, J.-L., 1984. Finite-Element Analysis of Drilled Piers Used for Slope Stabilization. *Laterally Loaded Dee Foundations: Analysis and Performance*, aSTM STP 835, Langer, J.A., Thompson, C.D., Eds. American Society for Testing Materials. s. 182-193.

Oakland, M.W., Chameau, J.-L., 1986. Drilled piers used for slope stabilization. *Joint Highway Research Project, FHWA/IN/JHRP-86/7, Final Report.* 305 s.

Oakland, M.W., Chameau, J.-L., 1989. Analysis of Drilled Piers Used for Slope Stabilization. *Transportation Research Record 1219, Geotechnical Engineering.* Transportation Research Board, National Research Council. Washington, D.C. s.21-32.



Okozono, S., Yamada, N., Sano, N., 1988. Theory and practice on reinforced slopes with steel bars. International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement. Fukuoka, Japan, 5-7. October, 1988. A.A.Balkema, Rotterdam. s.335-340.

Parry, R.H.G., Wroth, C.P., 1977. Shear Stress-Strain Properties of Soft Clay. Soft Clay Engineering. Elsevier, Amsterdam. s.310-364.

Rabcewicz, L.V., 1964. The New Austrian Tunneling Method. Parts I-III, Water Power November/December 1964, January 1965. s. 453-457, 511-515, 19-24.

Rathmayer, H., 1990. Syvästabilointipilarin ominaisuudet. Syvästabiloinnin suunnittelu ja toteutus, kurssi 21.-22.11.1990, RIL. Kurssimoniste. 28 s.

RIL 178-1989. Rakenteiden mekaniikan ja geotekniikan sanasto. Toim. Mikola, M., Harjula, H., Meriläinen, T., Mäkeläinen, P., Penttala, V., Tamminrinne, M., Tuomala, M. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Mäntän Kirjapaino Oy. 132 s.

Roscoe, K.H., Schofield, A.N., Wroth, C.P., 1958. On the yielding of soils. Geotechnique 8, 1958. s. 22-53.

Roscoe, K.H., Burland, J.B., 1968. On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay. Cambridge. 609 s.

Sandström, H., 1988. Geotekniset ohjelmat. Tie- ja vesirakennushallitus, Maatutkimustoimisto. Ohjelmisto manuaali. Julkaisematon.

Schlosser, F., De Buhan, P., 1990. Theory and design related to the performance of reinforced soil structures. International Reinforced Soil Conference, University of Strathclyde Glasgow, September, 1990. 14 s.

Schlosser, F., 1991. The multicriteria theory in soil nailing. Discussion. Ground Engineering, November 1991. s. 30-33.

Schofield, A.N., Wroth, C.P., 1968. Critical state soil mechanics. McGraw-Hill Publishing Co Ltd., London. 310 s.

Skempton, A.W., Hutchinson, J., 1969. Stability of natural slopes and embankment foundations, State-of-the-Art Report. Proceedings of 7th International Conference for Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico 1969.

SLIDE, 1989. Slope stability in an Interactive Design Environment. User's manual. A 2-D bishop slope stability program, developed by the Geotechnical/Rock Engineering Group, University of Toronto. Copyright 1989 B.T.Corkum, J.M. Ting, A. Wyllie.

Slunga, E., 1970. Toimenpiteet liikusortumaa vastaan. Maarakennusalan tutkimus- ja suunnittelu ohjeita, osa IV. Tie- ja vesirakennushallitus. s.229-250.

Slunga, E., 1990. Maa- ja kallioluiskien vakavuus. RIL 157-2, Geomekaniikka II. Käsikirja. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. s.89-146.

Stocker, M.F., Koerber, G.W., Gäsler, G., Gudehus, G., 1979. Soil nailing. International Conference on Soil Reinforcements. Paris, March, 1979. Vol. 2. s. 469-474.

Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje. Luonnos 20.02.1992. 38 s.

Terashi, M., Tanaka, H., 1981. Ground Improvement by Deep Mixing Method. Proceedings of Xth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm 15-19 June 1981. Vol 3. Balkema, Rotterdam. s. 777-780.

Terashi, M., 1990. Deep mixing method- Design and practice. Text for RIL's course on deep stabilization. November 20, 1990. 24 s. Kurssimoniste.

Tuncer, E.R., Basma, A.A., 1991. Strength and Stress-Strain Characteristics of a Lime-Treated Cohesive Soil. Transportation Research Record 1295. s. 70-79.

TVL-Uudenmaanpiiri, 1990. Selvitys Engbergin putkisillan kaivannon sortumista, 4.1.1990.

Türke, H., 1984. Statik Im Erdbau. Ernst & Sohn, Berlin. 259 s.

Valkeisenmäki, A., 1988. Artesiskt grundvatten vid byggande av Paulaharju bro. Väg- och Vattenbyggaren nr.4, 1988. s.35-36.

Vanhoja, A., 1990. Kalkkipilareiden rakennuttamisesta. RIL K128-1990, Syvästabiloinnin suunnittelu ja toteutus. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. s.83-92.

Van Impe, W.E., 1989. Soil improvement techniques and their evolution. Rotterdam, A.A. Balkema. 125 s.

Vepsäläinen, P., 1983. Painuman, kantavuuden ja vakavuuden laskenta elementtimenetelmällä. Lisensiaattityö. TKK, Rakennusinsinööriosasto. Otaniemi 1983. 157 s.

Vepsäläinen, P., 1990. Tiepenkereen holvautuminen, teoreettinen osa. Tielaitoksen Geopalvelukeskuksen tilaama julkaisematon moniste. Y-Suunnittelu. 44 s.

Vepsäläinen, P., 1992. Tiepenkereen holvautuminen, loppuraportti. Luonnos. Tielaitoksen Geopalvelukeskuksen tilaama julkaisematon raportti. Y-Suunnittelu.

Vepsäläinen, P., Arkima, O., Lojander, M., Näätänen, A., 1991. The Trial Embankments in Vaasa and Paimio, Finland. Proc. of the 10th ECSMFE, Firenze, 1991. 8 s.

Viggiani, C., 1991. Ultimate Lateral Load on Piles Used to Stabilize Landslides. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stocholm 15-19 June, 1981. Volume 3. s.555-560.

Walker, B.F., Blong, R.J., MacGregor, J.P., 1987. Landslide classification, geomorphology, and site investigations. Toim. Walker, B.F., Fell, R., Soil Slope Instability and Stabilization. Proceedings on an Extension Course on Soil Slope Stabilization, Sydney, 30 November-2 December 1987. A.A. Balkema, Rotterdam. s.1-52.

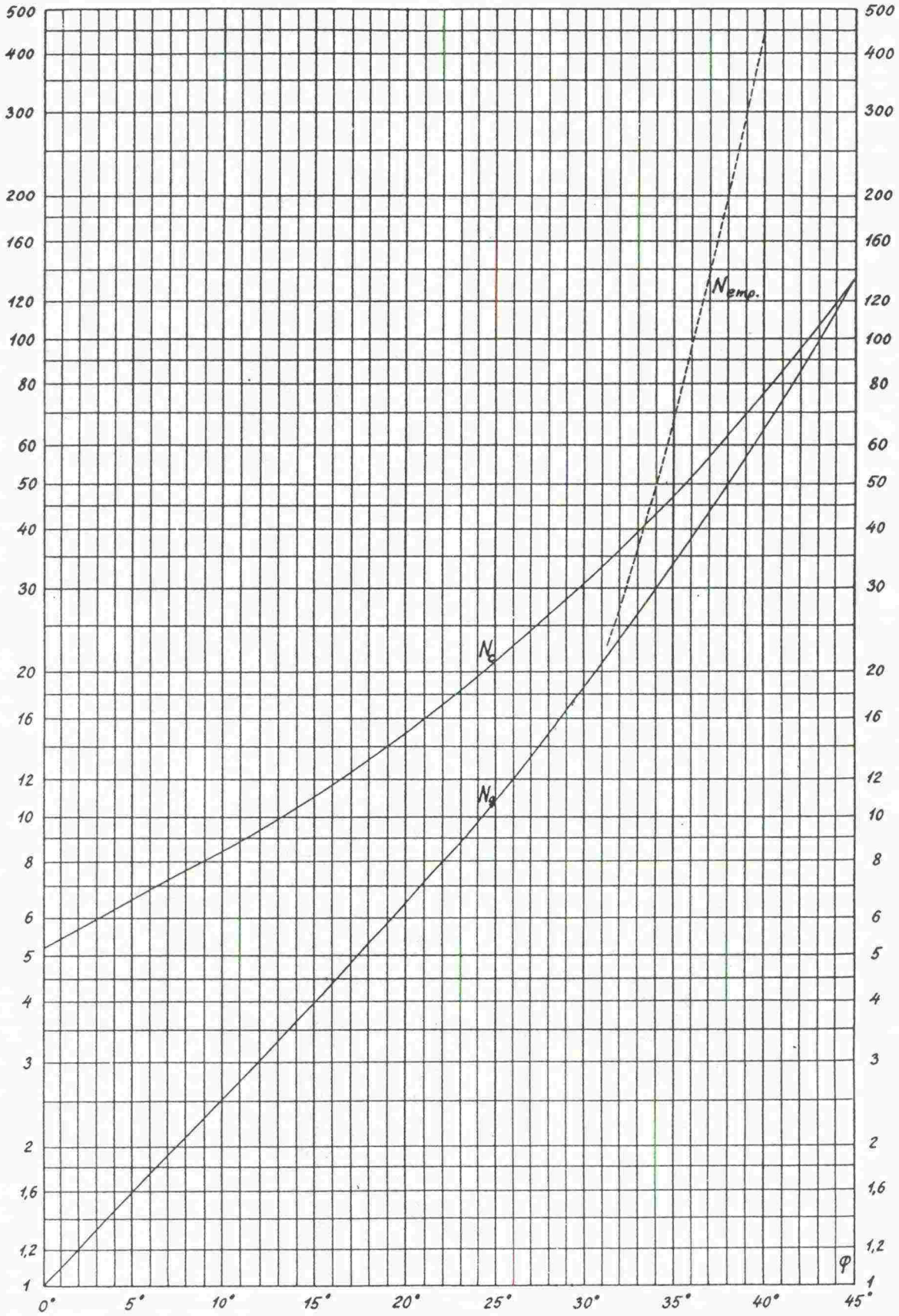
Winter, H., Schwarz, W., Gudehus, G., 1983. Stabilization of Clay Slopes by Piles. Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki 23-26. May, 1983. Improvement of Ground. Volume 2. A.A. Balkema, Rotterdam. s.545-550.

Yousif, N.B., 1985. Finite element analysis of some time dependent construction problems in geotechnical engineering. PH.D. Thesis, State University of New York at Buffalo. 200 s.

Z-Soil.PC, User manual. 1989. Zace services Ltd. Lausanne.

Åhnberg, H., Holm, G., 1991. Kalkpelare för ledningsgravar. Förstärkning av schakter och grundläggning av ledningar. Statens geotechniska institut. 61 s.

LIITE 1



Kantavuuskertoimet,  $N_q$ ,  $N_c$  ja  $N_{emp}$ .

## TIEHALLITUKSEN SISÄISIÄ JULKAISUJA

- 1/1991 Kerrosten laatuvirheiden esto. Tampereen tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 5/1991 Massanvaihdon korvaaminen moreenitukiseinällä. Oulun tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 6/1991 Havupuuhaake pengertäytyneenä. Oulun tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 13/1991 Tieverkkojen asentaminen, käytännön ohjeita. Oulun tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 15/1991 Vairioinventoinnin tulosten käsittelyohjelmistot, lomake, mittari ja siirto. Tampereen tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 16/1991 Asfalttimassan suhteitus Marshal-menetelmän mukaan. Geopalvelukeskus
- 17/1991 Murskeen muodonmuutosominaisuudet tien rakennekerroksissa. Geopalvelukeskus
- 20/1991 Routavaurio- ja kuivatustutkimus; Kalliokohdetutkimus. TIEL 4000003
- 21/1991 Routavaurio- ja kuivatustutkimus; Pituushalkeamat osa I, Routanousun vaikutus halkeamatodennäköisyyteen. TIEL 4000004
- 22/1991 Routavaurio- ja kuivatustutkimus; Pituushalkeamat osa II, Tien rakenne- ja olosuhdetekijöiden vaikutus tien routanousuihin. TIEL 4000005
- 23/1991 Betonipäällysteen seuranta; Raportti suunnittelusta ja rakentamisesta. Oulun tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 25/1991 Tiivistyskurssi; Maarakenteiden tiivistäminen. Tampereen tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 26/1991 Omajohtoisissa töissä käytetyn tiivistyskaluston nykytilaselvitys vuosilta 1987-90. Tampereen tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 27/1991 Sorateiden kelirikkovaurioiden korjaaminen, väliraportti I. Kuopion tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 32/1991 Moreenin käyttö tierakenteissa. Oulun tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 20/1992 Vanhojen tienrakennekerrosten uudelleen käyttö. Oulun tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 26/1992 Kalliomurskeiden käyttö sitomattomissa rakennekerroksissa, esiselvitys. Oulun tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 32/1992 Sorateiden kelirikkovaurioiden korjaaminen, väliraportti II; Prosessikipsin ja biotiitin materiaalitutkimukset. Kuopion tuotantotekninen kehitysyksikkö
- 34/1992 Routavaurio- ja kuivatustutkimus; Pituushalkeamat osa III, Elävät pituushalkeamat ja niiden syntymistodennäköisyys routivassa tierakenteessa. TIEL 4000017
- 35/1992 Routavaurio- ja kuivatustutkimus; Kuivatustutkimus osa I sekä roudan syvyys-havainnot. TIEL 4000018
- 42/1992 Pehmeikölle perustettavan tiepenkereen geotekniset laskelmat. Geopalvelukeskus
- 43/1992 Pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten geotekniset laskelmat. Geopalvelukeskus
- 44/1992 Saven varaan perustetut alikulkukäytävät. Geopalvelukeskus
- 45/1992 Tielaitoksen pudotuspainolaitteiden vertailu; Saarijärvi 8 - 9.7.1992. TIEL 4000023

## TIELAITOKSEN SISÄISIÄ JULKAISUJA

- 10/1993 Päällystetyn tieverkon kuntomittaukset ja hallintajärjestelmät. Tuotannon palvelukeskus

## TIELAITOKSEN TUTKIMUKSIA

- 3/1992 Viipurin batoliitin eri rapakivityyppien soveltuvuus tienpäällyste-  
kiviaineksi. TIEL 3100004
- 4/1992 Tiepenkereen holvautuminen, loppuraportti. TIEL 3100005

## TIELAITOKSEN SELVITYKSIÄ

- 2/1990 Liuskapystyjakenttien toiminnasta. TIEL 703344
- 3/1990 Tiepenkereen holvautuminen; teoreettinen osa. TIEL 703343
- 18/1991 Pohjaveden suojaus maatiivisteellä tien luiskassa. TIEL 3200017
- 24/1991 Teiden kantavuusvaihtelut 1987-89. TIEL 3200023
- 25/1991 Tiepenkereen kantavuusvaihtelu ja laskennalliset kantavuudet.  
TIEL 3200024
- 1/1992 Pystyjanauhojen laatuvaatimukset; laadunvalvonta ja testaus-  
menetelmät. TIEL 3200057
- 31/1992 Pohjaveden maatiivistesuojan tiivistäminen. TIEL 3200086
- 46/1992 Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje. TIEL 3200099
- 62/1992 Hienoaineksen vaikutus stabiloidun moreenimurskeen pakkas-  
kestävyyteen. TIEL 3200112
- 68/1992 Tien pohja- ja päällysrakenteet -tutkimusohjelma (TPPT),  
perussuunnitelma. TIEL 3200118
- 69/1992 Rakennettujen ja perusparannettujen teiden tasaisuus.  
TIEL 3200119
- 1/1993 Arktinen tienrakentaminen. TIEL 3200121
- 8/1993 Sitomattoman kantavan kerroksen rakentaminen. TIEL 3200135
- 15/1993 Masuunikuonan käyttö sitomattomissa päällysrakennekerroksissa.  
TIEL 3200142
- 19/1993 Teiden kuntoa ja palvelutasoa koskeva seurantatutkimus. TIEL 3200145
- 20/1993 Moreeni ja sen käyttö. TIEL 3200146

### Geotekniikan informaatiojulkaisuja:

- 2/1993 Massanvaihto. TIEL 3200127
- 21/1993 Pengerpaalutus. TIEL 3200147
- 23/1993 Pohjanvahvistusmenetelmän valinta. TIEL 3200149
- 24/1993 Tiegeotekniikan yleiset mitoitus perusteet. TIEL 3200150