



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

RAPPORT
REPORT No19

Släntstabilitetsberäkningar i lera

**Skall man använda totalspänningsanalys,
effektivspänningsanalys eller kombinerad
analys?**

ROLF LARSSON

LINKÖPING 1983



**STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE**

**RAPPORT
REPORT No 19**

Släntstabilitetsberäkningar i lera

**Skall man använda totalspänningsanalys,
effektivspänningsanalys eller kombinerad
analys?**

ROLF LARSSON

LINKÖPING 1983

ISSN 0348-0755

TRYCK-CENTER AB, Linköping 1983

Förord

Denna rapport avhandlar relevanser av olika typer av stabilitetsberäkningar.

En rekommendation ges att använda en kombinerad analys liknande den som i dag används vid Norges Geotekniske Institutt alternativt en effektivspänningsanalys som inkluderar beräkning av de portrycksutvecklingar som uppstår vid spänningsförändring. Dessa analysmetoder är generella så till vida att de kan användas i såväl överkonsoliderade som normalkonsoliderade jordar.

I rapporten ingår resultat från pågående forskning som bedrivs i samarbete med Geoteknikinstitutionen vid Chalmers Tekniska Högskola. I denna forskning har använts provtagningsutrustningar som ställts till förfogande av Norges Geotekniske Institutt och Université Laval, Quebec.

I beräkningsexemplen har mycket material hämtats från utredningar som utförts vid Norges Geotekniske Institutt på grund av dessa utredningars mycket kvalificerade, detaljerade och väldokumenterade natur.

I beräkningarna har i huvudsak använts de beräkningsmetoder som utarbetats vid Norges Tekniske Högskole i Trondheim.

Till dessa institutioner och till alla kollegor som deltagit i de diskussioner som föregått rapporten riktas ett hjärtligt tack.

Linköping maj 1983

Rolf Larsson

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

	Sid
Förord	3
Beteckningar och symboler	7
Introduktion	11
Effektiva gränsspänningar	13
Portrycksförändringar	18
Skjuvhållfasthet	22
Metoder att bestämma odränerad skjuvhållfasthet och deras relevans för släntstabilitet	28
Rådande spänningar i slänter	36
Beräkningsmetoder för släntstabilitet	38
Principstudier av släntstabilitetsberäkningar	43
Slänt i Fredriksstad	45
Slänt A	54
Slänt B	60
Skredet i Baastad	66
Skredet i Bekkelaget	70
Skredet i Sem	76
Slutsatser och rekommendationer	79
Referenser	81

Beteckningar och symboler

a	momentarm
c'	kohesionsintercept, effektiv hållfasthetsparameter
c _v	konsolideringskoefficient
F	beräknad säkerhetsfaktor
G _{vy}	grundvattenyta
h	timme
H	höjd
I _p	plasticitetsindex
K ₀	} förhållandet mellan effektiv horisontal- spänning och effektiv vertikalspänning σ'_H/σ'_V
K'	
K _{0nc}	K ₀ i normalkonsoliderat tillstånd $\sigma'_V = \sigma'_C$
K _v	provtagning med kolvborr
L	lera
L _t	torrskorpelera
N	normalkraft
N'	effektiv normalkraft
OCR	överkonsolideringskvot σ'_C/σ'_V
Pvt	porvattentrycksmätare
Q	vertikalkraft på grund av yttre last
R	radie, momentarm
S _i	silt
<u>S_i</u>	siltskikt
T	mothållande skjuvkraft
u	porvattentryck
u _B	porvattentryck vid brott
v	varv
V _b	vingsondering
W	vertikalkraft på grund av jordens egenvikt
α	} vinkel
β	
ε	relativ deformation
φ'	effektiv friktionsvinkel, hållfasthetsparameter
σ	normalspänning
σ'	effektiv normalspänning
σ ₁	största effektiva huvudspänning

$\sigma_{\frac{1}{2}}$	minsta effektiva huvudspänning
$\sigma_{\frac{1}{2}B}$	minsta effektiva huvudspänningen vid brott
σ_C^1	förkonsolideringstryck, gränsspänning i vertikalled
σ_G^1	effektiv gränsspänning
σ_{GO}^1	effektiv gränsspänning i vertikalled
σ_{G30}^1	effektiv gränsspänning i en riktning som bildar vinkeln 30° med vertikalriktningen
σ_{Gmax}^1	största effektiva gränsspänning
σ_{Gmin}^1	minsta effektiva gränsspänning
σ_H^1	effektiv horisontalspänning
σ_V^1	effektiv vertikalspänning
τ	skjuvspänning
τ_B	skjuvspänning vid brott
τ_{fu}	odränerad skjuvhållfasthet
τ_{MAX}	maximal skjuvspänning
τ_{45°	skjuvspänning i ett plan som bildar vinkeln 45° med horisontalplanet
CTH	Chalmers Tekniska Högskola
NGI	Norges Geotekniske Institutt
SGI	Statens Geotekniska Institut

Beteckningar i Fig 21 och 22 (från Janbu 1973)

c'	kohesionsintercept, effektiv hållfasthetsparameter
E	horisontalkraft i lamellgräns med randvärdena E_a och E_b i glidkroppens ändytor
E'	effektiv horisontalkraft i lamellgräns
F	beräknad säkerhetsfaktor
h_t	avstånd mellan glidyta och trycklinje
L	längd
ΔL	glidytans längd i lamellens bas
N	normalkraft
ΔN	normalkraft i lamellens basyta
P	vertikal linjelast
ΔP	vertikal linjelast på lamellen
Q	horisontell linjelast
ΔQ	horisontell linjelast på lamellen
q	vertikal strimlelast

ΔS	skjuvkraft i lamellens basyta
T	vertikalkraft i lamellgräns med randvärdena T_a och T_b i glidkroppens ändytor
u	porvattentryck
u_b	porvattentryck i botten av lamellgränsen
u_t	porvattentryck i toppen av lamellgränsen
U	horisontalkraft på grund av vattentryck i lamellgräns
ΔW_γ	vertikalkraft på grund av egenvikten av jorden i lamellen
x	horisontellt avstånd
Δx	lamellens längd i horisontalled
y	vertikalt avstånd
z	höjd
α	glidytans lutning
γ	densitet
σ	normalspänning
σ'	effektiv normalspänning
τ	skjuvspänning
ϕ'	effektiv friktionsvinkel, hållfasthetsparameter

Beteckningar i figurer från NGI publikationer

c	odränerad skjuvhållfasthet, alt aktivitet
$G.V.$	} grundvattenyta
$G.W.L$	
P	} effektivt vertikalltryck
P'_O	
S_u	odränerad skjuvhållfasthet
S_{ud}	odränerad skjuvhållfasthet bestämd med direkt skjuvförsök
S_t	sensitivitet
w	naturlig vattenkvot
w_L	flytgräns
w_p	plasticitetsgräns
σ'_{VO}	effektivt vertikalltryck

Introduktion

De flesta släntstabilitetsberäkningar i lera har i Sverige utförts med odränerad totalspänningsanalys. Dessa analyser har som regel visat sig ge rimliga resultat i normalkonsoliderade leror.

Är leran något överkonsoliderad ger den odränerade totalspänningsanalysen fortfarande rimliga resultat vid belastningsökningar typ ytlaster i slänten. Där emot tar den odränerade analysen ingen hänsyn till ökande portryck i slänten vid kraftiga regn bortsett från att man brukar anta en vattenfylld spricka i släntens överdel och eventuellt tar hänsyn till att densiteten ökar i torrskorpan. Den odränerade analysen kan inte heller ta hänsyn till ökande portryck på grund av pålning och vibrationer.

I fallet med ökande portryck kan den odränerade analysen bli mycket missvisande speciellt om portrycksökningen är varaktig och om leran underlagras av eller innehåller permeabla skikt där vattentrycken kan bli artesiska. Felet i analysen blir större ju mer överkonsoliderad leran är. Fig 1.

Dränerad effektivspänningsanalys har som regel utförts endast för starkt överkonsoliderade leror och för grunda glidytor i branta lutningar. Denna typ av beräkning har visat sig ge god överensstämmelse för dessa fall. Å andra sidan ger en dränerad analys i normalkonsoliderade och endast lätt överkonsoliderade jordar som regel helt omrimliga resultat med alltför höga beräknade säkerhetsfaktorer.

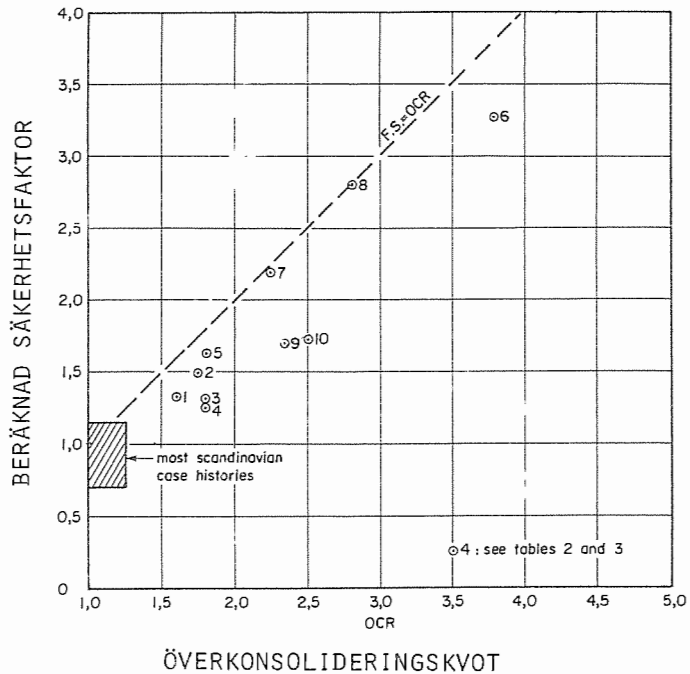


Fig 1. Säkerhetsfaktorer vid brott från odränerade analyser av släntstabilitet för leror med olika grad av överkonsolidering. (Från Leroueil et al, 1982.)

Den odränerade totalspänningsanalysen och den dränerade effektivspänningsanalysen representerar två ytterlighetsfall där alla element efter glidytan antingen är helt odränerade eller helt dränerade.

Det helt odränerade fallet kan bara antas gälla om alla delar av glidytan går i normalkonsoliderad lågpermeabel lera och om belastningen påförs relativt hastigt.

Det helt dränerade fallet inträder i lera först relativt lång tid efter belastningsförändringen. Detta fall är normalt intressant endast då hela glidytan går i starkt överkonsoliderad jord där det utgör det farligaste belastningsfallet.

Med normalkonsoliderad och starkt överkonsoliderad avses här det spänningstillstånd som råder efter den aktuella laständringen.

I de allra flesta belastningsfall är jorden i praktiken dränerad i olika grad i olika delar av glidytan vilket också ändras med tiden och en korrekt analys borde således ta hänsyn till detta. Det kritiska belastningsfallet är dessutom i många fall inte heller helt dränerat eller helt odränerat utan ett fall där en del element i glidytan är dränerade och andra odränerade.

Effektiva gränsspänningar

Vid belastning av en lera kan de effektiva normalspänningarna öka upp till en viss gräns utan att några större deformationer inträffar. Ökar de effektiva spänningarna över denna gräns blir deformationerna mycket stora. Den effektiva gränsspänningen i vertikalled är lika med förkonsolideringstrycket i leran. Är markytan någorlunda plan är detta som regel den största gränsspänningen. Den lägsta gränsspänningen i detta fall är vanligen horisontell.

För lera som konsoliderat för en vertikal last med förhindrad sidodeformation finns det ett antal empiriska relationer för hur relationen mellan minsta och största gränsspänning, K_{0NC} , varierar med lerans plasticitet (t ex Brooker och Ireland 1965, Larsson 1977). I stort sett kan sägas att K_{0NC} för oorganiska skandinaviska leror är i storleksordningen 0,4 för lågplastisk lera, 0,5 för mellanplastisk lera och 0,6-0,75 för högplastisk lera. Fig 2.

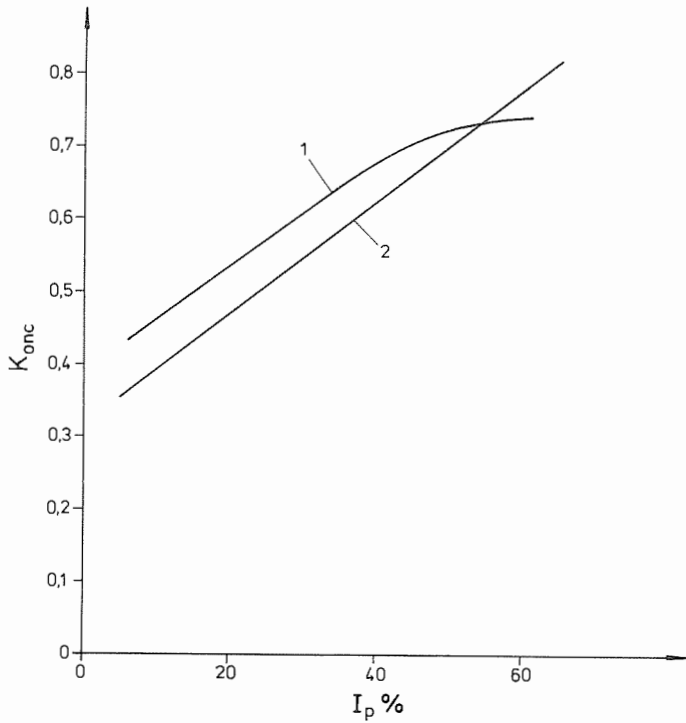


Fig 2. Empiriska relationer för hur K_{0nc} varierar med plasticitetsindex.
 Relation 1 baseras på laboratorieförsök av Brooker & Ireland 1965 och används av NGI (Berre, 1981).
 Relation 2 baseras på utförda skandinaviska försök att mäta K_{0nc} i fält (Larsson, 1977).

Gränsspänningarna varierar sedan med riktningen enligt en trigonometrisk funktion för riktningar mellan vertikal- och horisontalled. Fig 3.

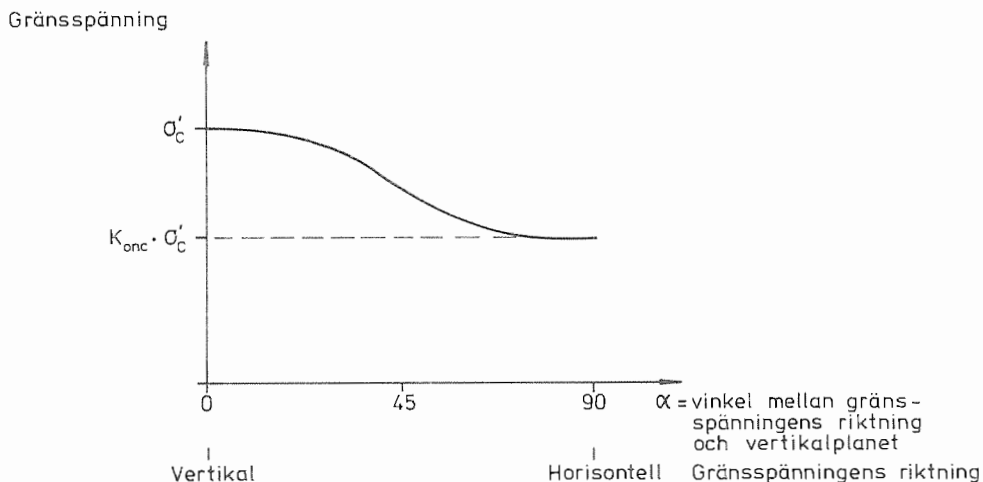


Fig 3. Gränsspänningar i en lera som konsoliderat för en vertikallast med förhindrad sidodeformation. Gränsspänningen = $\sigma'_c (\cos^2 \alpha + K_{onc} \sin^2 \alpha)$.

I ett samarbetsprojekt mellan Chalmers Tekniska Högskola och SGI rörande spänningar och deformationer i jord har motsvarande gränsspänningar uppmätts i ett par slänter med medellutningen 1:4-1:5. I dessa slänter hade den största gränsspänningens riktning vridits 10^0 - 20^0 i släntens riktning. Övriga gränsspänningar varierade som för plan mark med riktningarna förskjutna 10^0 - 20^0 . Fig 4a och b.

(Gränsspänningarna mättes i prover som tagits med NGI:s 95 mm provtagare alternativt Laval:s 180 mm provtagare. Ur de stora proverna skars delprover med olika lutning mot vertikalplanet ut. Detta gjordes såväl vinkelrätt mot som parallellt med släntriiktningen. På delproverna utfördes sedan ödometerförsök typ CRS och gränsspänningarna utvärderades som de förkonsolideringstryck som erhöles i de olika försöken.)

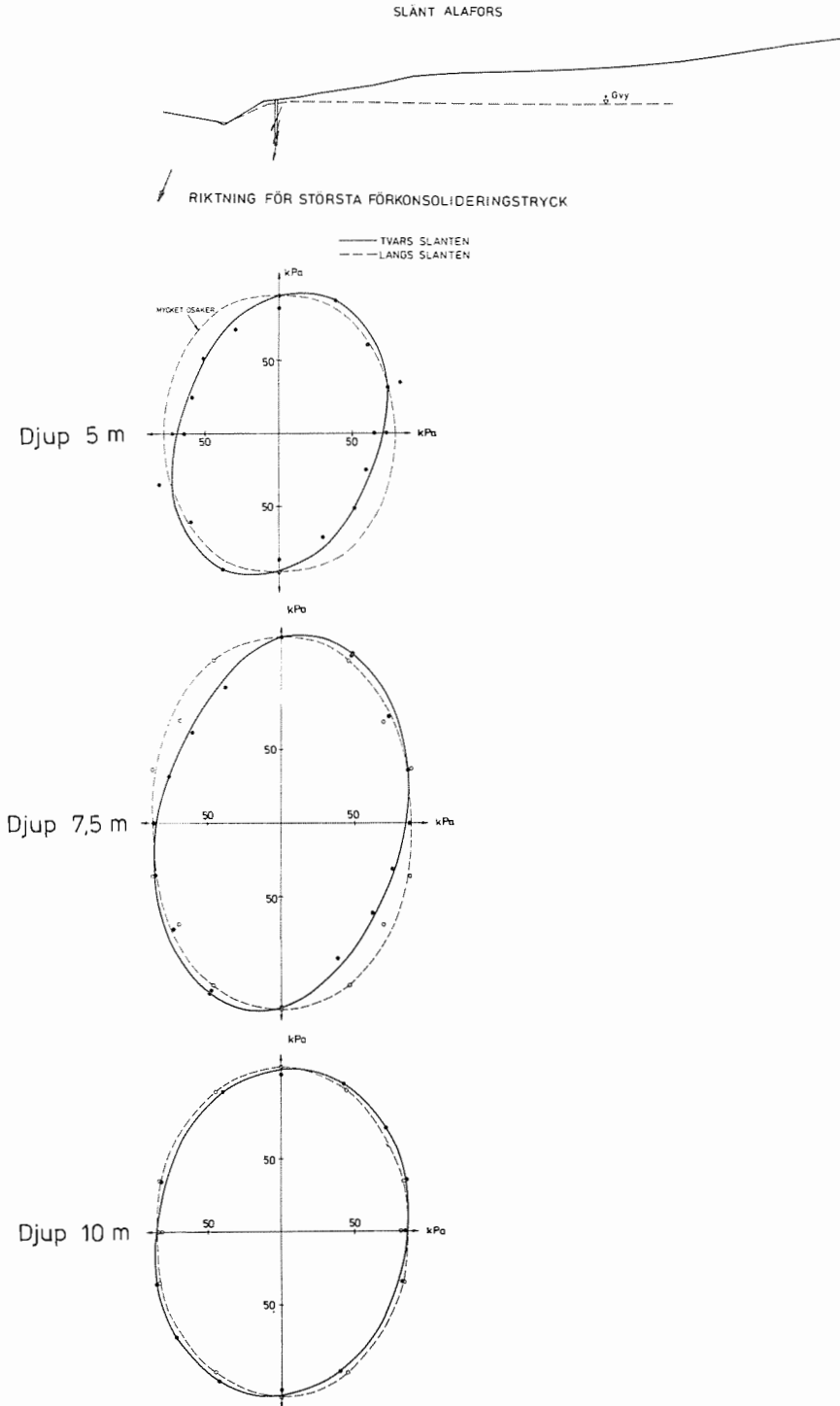


Fig 4a. Uppmätta gränsspänningar i slänt i Alafors.

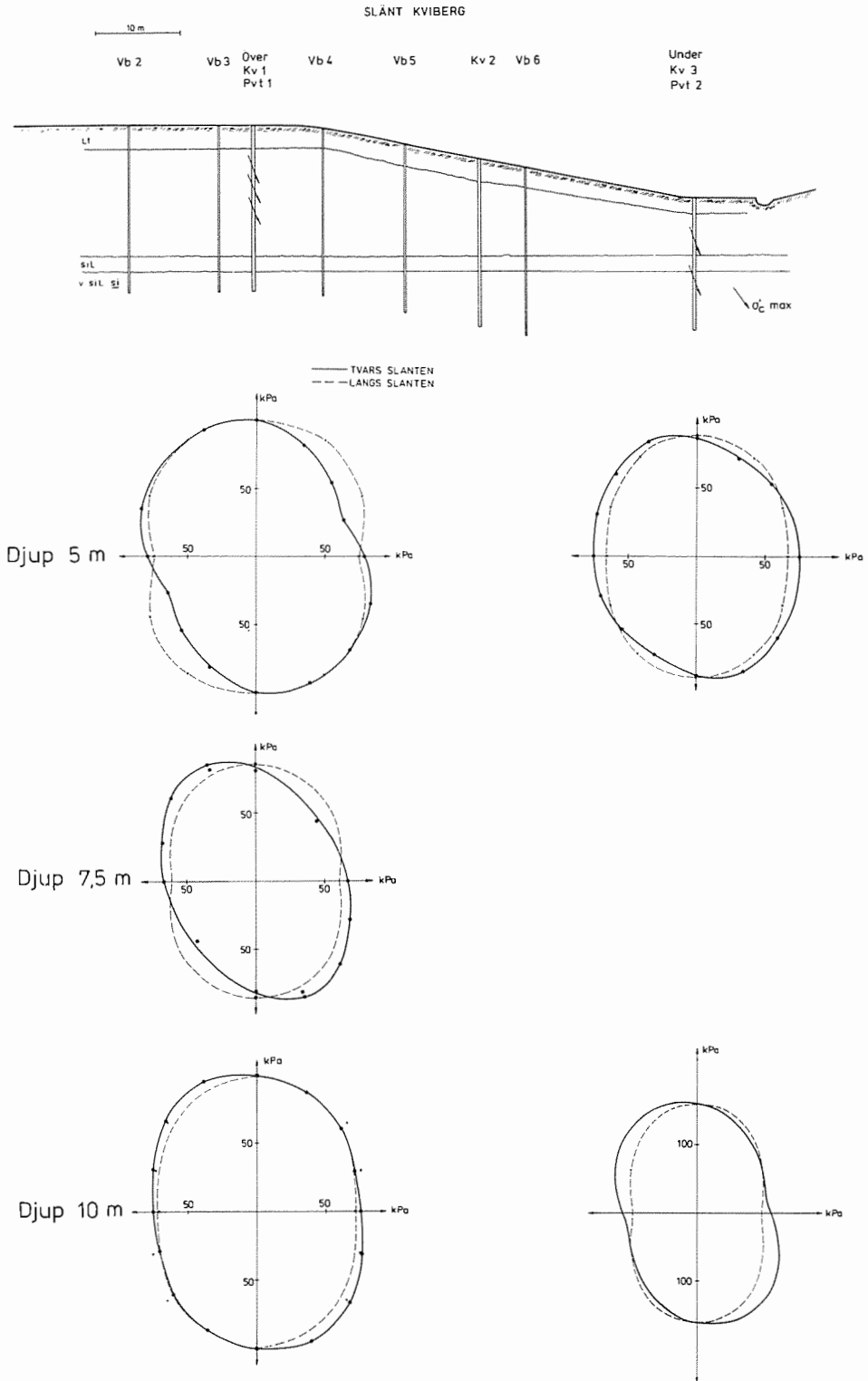


Fig 4b. Uppmätta gränsspänningar i slänt i Kviberg.

I de fall gränsspänningarna nås i något element är det farligaste fallet ur stabilitetssynpunkt för detta element just efter pålastning då elementet är odränerat. Är belastningen varaktig och elementet konsoliderar för spänningar som är högre än tidigare gränsspänningar medför detta relativt stora deformationer i lös kompressibel lera. Jämfört med sättningar vid belastning på plan mark blir sättningarna i en slänt relativt sett större och de åtföljs dessutom av horisontalrörelser. Konsolideringen medför dock en hållfasthetsökning och förbättrar stabiliteten.

Portrycksförändringar

Vid snabb belastning av en lera (\approx odränerat) ändras portrycket i leran. Är effektivspänningarna lägre än gränsspänningarna ändras portrycket i fullständigt odränerade fall så att medeleffektivtrycket hålls någorlunda konstant. Då konsolideringstiderna i detta spänningsintervall är korta och det normalt tar en viss tid att påföra belastningen blir de verkliga portrycket i denna fas som regel betydligt lägre, speciellt om dräneringsvägarna är korta (Leroueil, et al, 1978).

När gränsspänningarna nås ökar portrycket så att de effektiva gränsspänningarna inte överskrids i någon riktning. Samtidigt förlängs konsolideringstiderna drastiskt och de nya portryck som genereras blir kvarstående under mycket lång tid. Undersökningarna av Leroueil et al 1978 liksom ödometerförsök visar att i lös lera utjämnas porövertrycken upp till dess gränsspänningen nåtts 100-1000 ggr snabbare än porövertryck som kvarstår då denna gräns nås.

Ökas horisontalspänningen i leran sker samma sak men här är det effektiva gränsspänningen i horisontalled, $K_{onc} \cdot \sigma'_c$ som ej kan överskridas. Motsvarande gäller för gränsspänningar i alla andra riktningar.

I de flesta belastningsfall sker förutom en ökning av största huvudspänningen en rotation av huvudspänningsriktningen. Då den ökande huvudspänningen sålunda kommer att verka mot ett plan med en annan gränsspänning kan portrycksökningen bli betydligt större än huvudspänningsökningen. Fig 5.

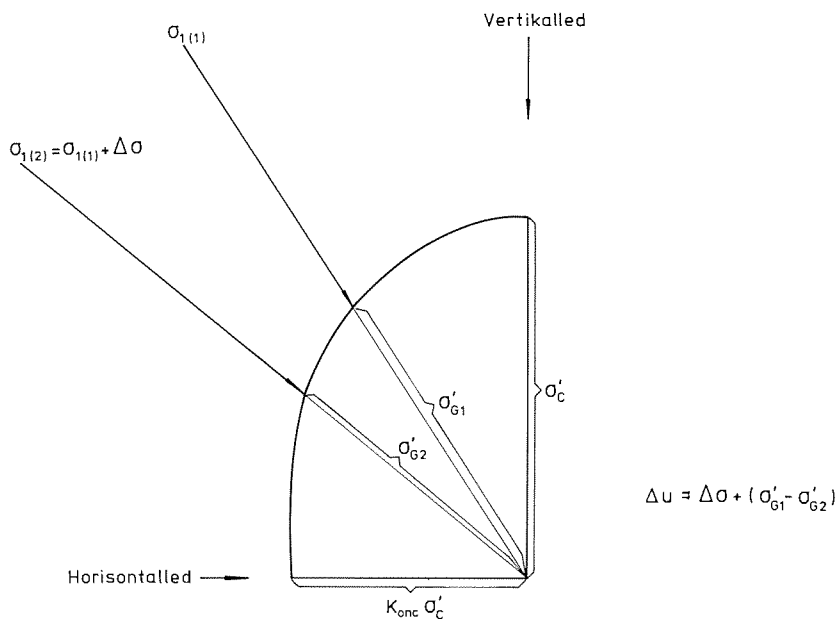


Fig 5. Portrycksökning vid samtidig ökning och rotation av största huvudspänningen då gränsspänningarna nåtts.

Gränsspänningarna är tidsberoende då ytterligare portryckshöjningar med tiden sker på grund av krypning. Samtidigt sker dock en viss konsolidering och portrycksminskning. Dessa båda förlopp utjämnar till viss del varandra och portrycksutvecklingen med tiden beror på kryp- och konsolideringsegenskaperna och dräneringsvägarna.

Portrycksökningar på grund av krypning utöver vad som redan ingår i de normalt använda gränsspänningarna är dock relativt små och behöver normalt inte beaktas utom möjligen då dräneringsvägarna är mycket långa och skjuvspänningsnivåerna höga.

Vid belastning av starkt överkonsoliderad lera, som därvid dilaterar, sjunker portrycken i leran. Effektivspänningarnas storlek kan därvid komma att närma sig gränsspänningarna. Får leran tillfälle att suga vatten utjämnas dock portrycken snabbt och effektivspänningarna sjunker.

Om leran avlastas eller grundvattenytan höjs uppstår en svällning i leran. Denna svällning blir också tidsberoende då motsvarande vattenmängd skall kunna sugas in i leran innan svällningen är avslutad och de relativa porundertrycken i lerlagret är utjämnade. Större delen av detta relativa porvattenundertryck utjämnas dock betydligt snabbare än motsvarande portrycksutjämnning vid konsolidering för ökande spänningar över gränsspänningarna. Fig 6.

Långtidsobservationer av säsongsvisa variationer av portryck som utförts av Berntsson 1983 visar klart att svällning och portrycksökning under regniga perioder är en tidsprocess men att det ökande portrycket till större delen slår igenom i hela lerprofilen inom måttliga tidsrymder (månader). På motsvarande sätt sjunker porvattentrycket i profilerna vid torra perioder men dock inte lägre än till de värden där de effektiva gränsspänningarna nås.

Vid beräkning av den ur släntstabilitetssynpunkt farligaste portryckssituationen kan man därför som regel räkna med att relativa porvattenundertryck kan utjämnas samtidigt som portryck som skapats av att gränsspänningarna nåtts kvarstår. Detta gäller dock ej trafiklaster och andra kortvariga laster.

Vid relativt långsamma spänningsändringar kan man vid stabilitetsberäkning således anta att jorden i slänten i stort sett kan dränera med den begränsningen att inga effektiva gränsspänningar kan överskridas.

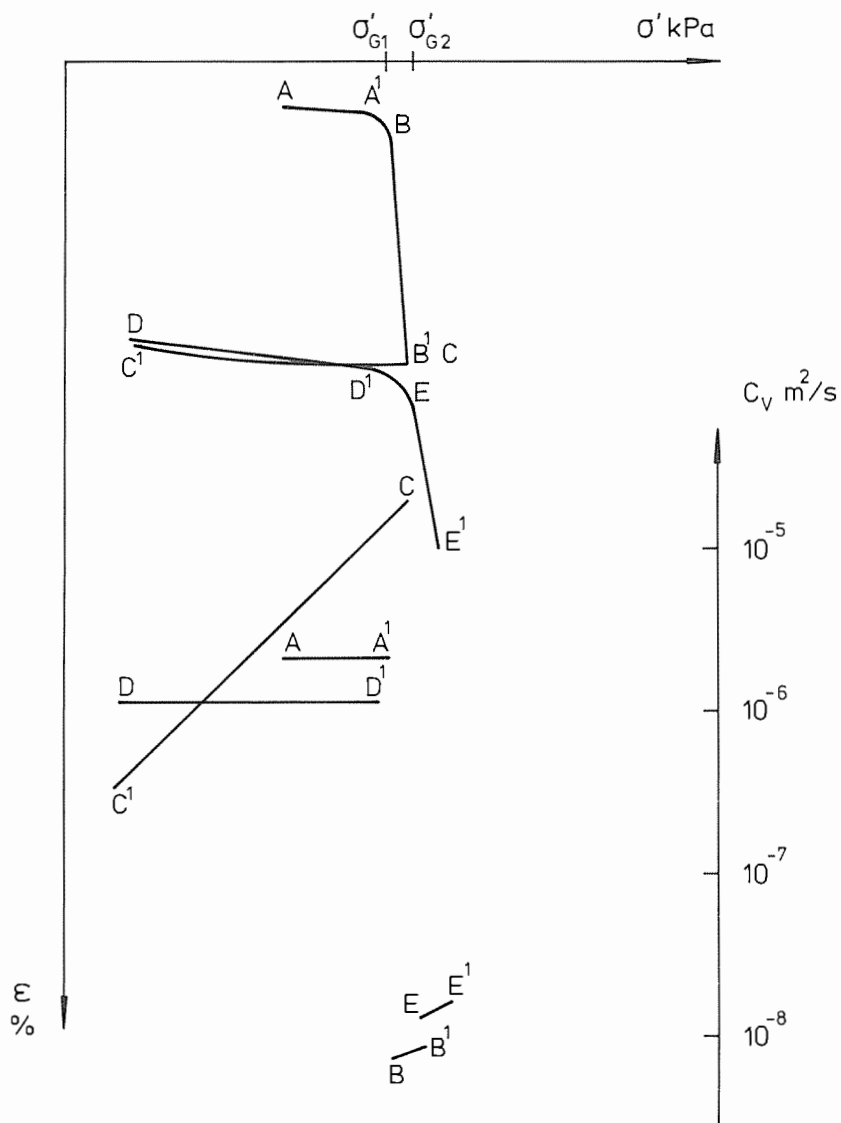


Fig 6. Konsolideringskoefficientens variation med belastningsfallet. Principskiss. Jfr Larsson, 1981.

- A-A¹ Belastning upp till gränsspänning σ'_{G1}
- B-B¹ Belastning över gränsspänning σ'_{G1} till σ'_{G2}
- C-C¹ Avlastning från σ'_{G2}
- D-D¹ Återbelastning upp till gränsspänning σ'_{G2}
- E-E¹ Belastning över gränsspänning σ'_{G2}

Skjuvhållfasthet

I geotekniken brukar man ofta skilja på dränerad hållfasthet och odränerad hållfasthet. Härvid uttrycks den dränerade skjuvhållfastheten τ_{fd} med effektivspänningsparametrar som

$$\tau_{fd} = c' + \sigma' \tan \phi'$$

där c' och ϕ' är hållfasthetsparametrar och σ' effektivtrycket vinkelrätt mot brottplanet. Den dränerade hållfastheten är alltså direkt beroende av rådande effektivtryck i jorden.

Den odränerade skjuvhållfastheten brukar däremot ofta anges som en materialkonstant τ_{fu} som visserligen ökar om jorden konsolideras för ett ökande förkonsolideringstryck men i övrigt är i stort sett oberoende av rådande effektivtryck. I mera avancerade analyser tar man hänsyn till att den odränerade skjuvhållfastheten är anisotrop och varierar med belastningsfallet. Mera sällan beaktas den odränerade skjuvhållfasthetens variation med överkonsolideringsgraden.

Denna uppdelning i dränerad och odränerad skjuvhållfasthet är praktiskt betingad men skall inte missförstås så att de båda typerna av hållfasthet på något sätt skulle vara skilda i sin grundläggande natur.

Den forskning som bedrivits på lerors egenskaper under de senaste tjugofem åren har visat att också odränerade skjuvhållfastheter är direkt beroende av effektivspänningarna i leran. Den odränerade skjuvhållfastheten är helt enkelt slutresultatet vid brott av spänningsändringarna i jorden och de portrycksförändringar dessa ger upphov till vid det speciella belastningsfallet om jorden är odränerad.

Den helt dränerade och den helt odränerade skjuvhållfastheten är alltså två ytterlighetsfall av samma grundläggande effektiva hållfasthet; fullständigt dränerat respektive fullständigt odränerat.

För att helt korrekt uttrycka lerans hållfasthet skulle man kunna beräkna portrycksutvecklingen under hela spänningsändringsfasen och tiden därefter och använda effektivspänningsparametrar. Med tanke på vad som sagts om gränsspänningar och portrycksutveckling inses det komplexa häri.

Då skillnaden i konsolideringstider är mycket stor i lösa leror beroende på om spänningarna når gränsspänningarna eller ej är uppdelningen i dränerad och odränerad skjuvhållfasthet dock ofta praktiskt befogad. De båda fallen representerar dessutom de för hållfastheten farligaste dräneringsfallen i respektive spänningsområde; dränerat för spänningar under gränsspänningarna och odränerat för spänningar där gränsspänningarna nås.

De effektiva hållfasthetsparametrarna c' och ϕ' för spänningar upp till gränsspänningarna har mätts i ett stort antal skandinaviska leror. Som ett medelvärde för hela spänningsintervallet brukar anges c' -värden mellan 0 och 4 kPa och ϕ' -värden mellan 25° och 33° . I de svenska leror som undersökts vid CTH och SGI har motsvarande c' varierat mellan 0 och 2 kPa och ϕ' varit ganska konstant 30° .

Ett närmare studium av resultaten visar att effektivspänningsparametrarna ej är konstanta inom intervallet utan att brottgränslinjen är svagt krökt.

Fig 7.

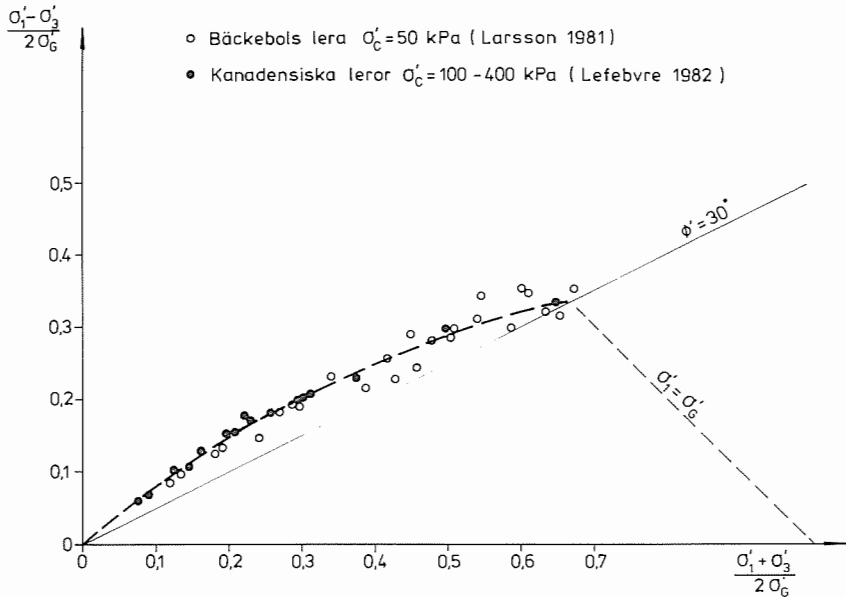


Fig 7. Effektivspänningsparametrar från dränerade försök på Bäckebo'slera och försök på leror från östra Kanada. Resultaten utvärderade med hänsyn till krypffekter.

För leror med relativt låga förkonsolideringstryck och där effektivspänningarna är relativt höga jämfört med gränsspänningarna kan man för lerorna i Fig 7 utan större fel använda $c' = 0$ och $\phi' = 30^\circ$. Detta är också värden "på säkra sidan". För starkt överkonsoliderade leror med höga förkonsolideringstryck där man betraktar spänningar som är mycket lägre än gränsspänningarna blir denna förenkling oacceptabel och man får använda ett c' värde som ökar med förkonsolideringstrycket eller använda sig av friktionsvinklar som är relevanta för spänningsområdet.

Motsvarande parametrar erhålls i odränerade försök där effektivspänningsvägarna studeras. Fig 8.

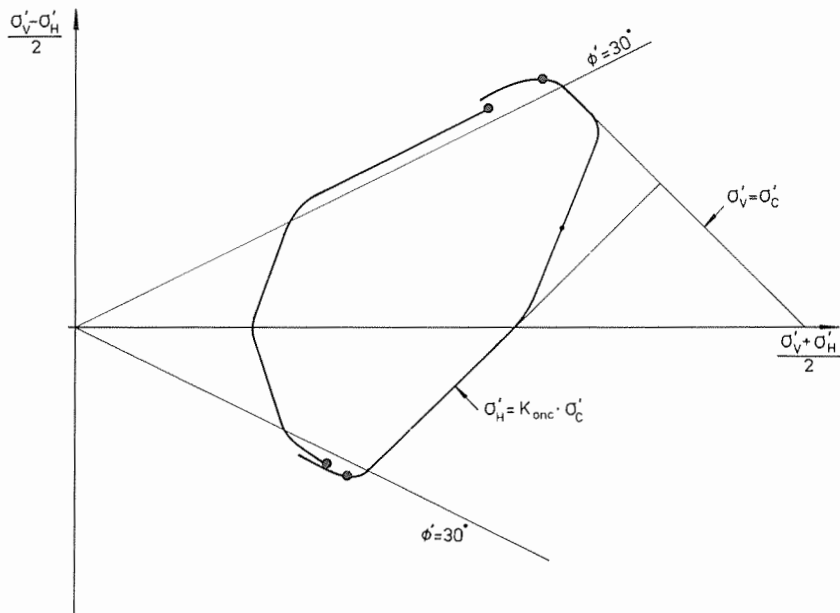


Fig 8. Typiska spänningsvägar i odränerade triaxialförsök med standardhastighet på lös svensk lera.

Spänningsvägarna är tidsberoende. Gränsspänningarnas storlek beror på med vilken hastighet försöket utförs och parametern c' har också befunnits variera med försökshastigheten.

Försök med olika hastigheter och odränerade krypförsök indikerar att parametern c' i odränerade försök med tiden går mot noll. (Larsson, 1977.)

Vid snabba försök kan effektivspänningarna momentant bli höga men vid mycket långsamma försök når effektivspänningarna inte upp till gränsspänningarna på grund av att portryck ökar vid odränerad krypning om de effektiva spänningarna samtidigt är nära gränsspänningarna. Fig 9.

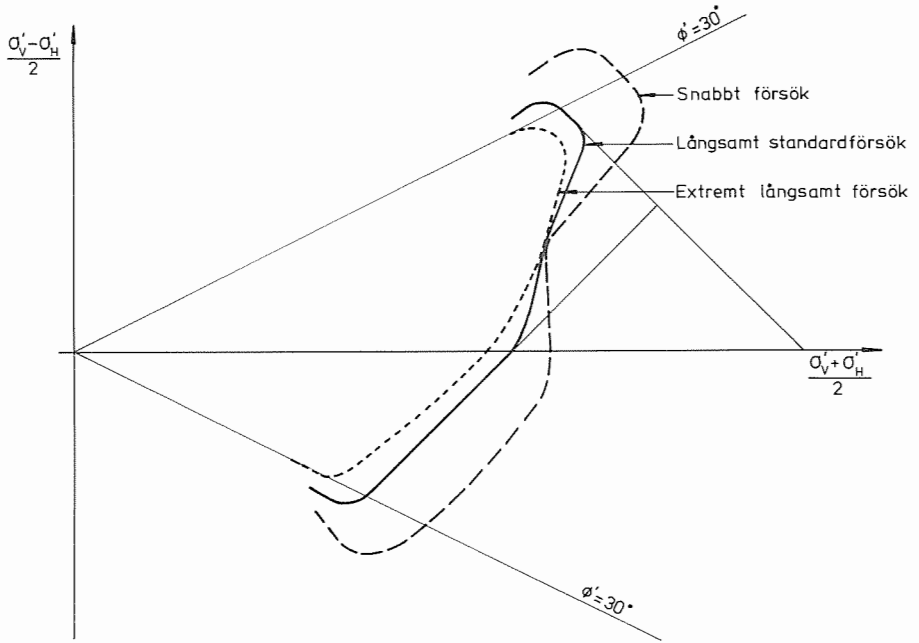


Fig 9. Spänningsvägar vid olika belastningshastigheter.

Motsvarande skjuvspännings-deformationskurvor visas i Fig 10.

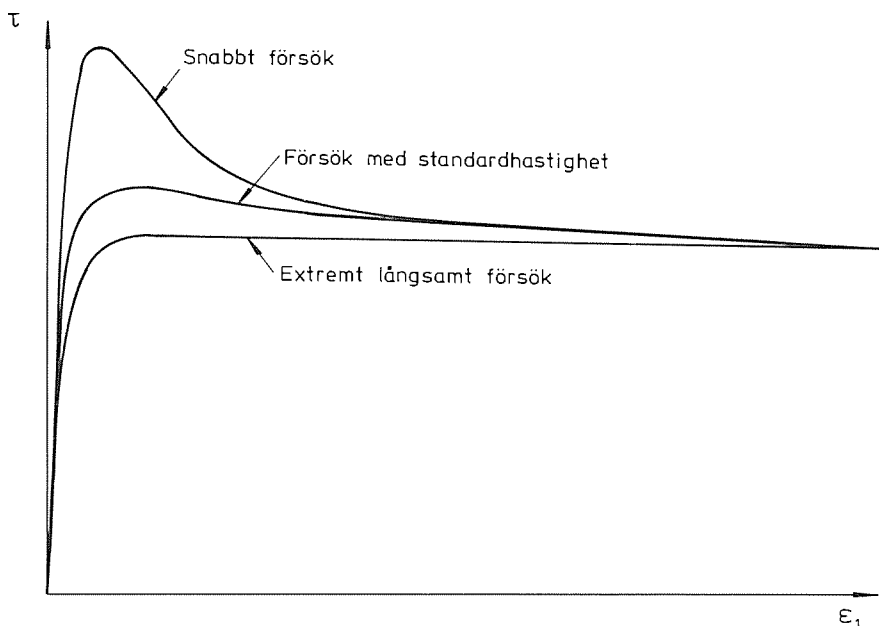


Fig 10. Typiska skjuvspännings-deformationskurvor.

Vilken försökshastighet som kan anses relevant kan alltid diskuteras men erfarenhetsmässigt når de effektiva spänningarna upp till gränsspänningarna och stannar där vid belastning såvida inte brott är omedelbart förestående. (Sällfors 1975, Leroueil et al 1978.) Den empiriska erfarenheten visar också att de hållfasthetsparametrar som utvärderas ur försök med standardhastigheten 0,6 %/h för skandinaviska leror som regel ger relevanta hållfasthetsvärden. I främst organiska jordar kan dock en viss reduktion av den uppmätta hållfastheten bli nödvändig på grund av de stora krypeffekterna.

Den förhöjda skjuvhållfasthet som erhålls vid snabba försök sjunker med ökande deformation efter brott snabbt ned mot de värden som erhålls vid långsamma försök. Däremot sjunker hållfastheten vid långsamma försök endast långsamt med ökande deformationer. Er-

hålls markanta pik-effekter även vid standardhastigheten vid försök på normalkonsoliderad lera görs en viss korrektion av den uppmätta hållfastheten.

Metoder att bestämma odränerad skjuvhållfasthet och deras relevans för släntstabilitet

Odränerad skjuvhållfasthet brukar ofta anges som ett enda värde som då representerar ett medelvärde av hållfastheten i olika riktningar. Vid noggrannare analyser delas den odränerade skjuvhållfastheten ofta upp i aktiv skjuvhållfasthet, passiv skjuvhållfasthet och skjuvhållfastheten vid direkt skjuvning. Härvid antas aktiv skjuvhållfasthet gälla för den del av glidytan där glidytan lutar 45° mot horisontalplanet och största huvudspänningen är vertikal. Den passiva skjuvhållfastheten antas gälla för en glidyta som också lutar 45° mot horisontalplanet men där den största huvudspänningen är horisontell. Den direkta skjuvhållfastheten antas vara den skjuvspänning som leder till brott i horisontalplanet.

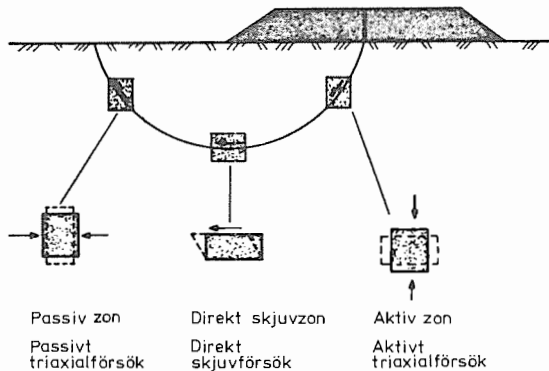


Fig 11. Antagen relevans för odränerade hållfastheter.

Den odränerade skjuvhållfastheten bestäms i Sverige oftast med vingsond- eller fallkonförsök. Försöken utförs på standardiserade sätt och de hållfasthetsvärden som därvid erhålls korrigeras sedan med

empiriska faktorer som är relaterade till jordens plasticitet. De empiriska korrektionsfaktorerna är framtagna under årens lopp genom jämförelser med beräknad hållfasthet vid inträffade brott hos främst vägbankar och provfyllningar. Korrektionsfaktorerna bygger således främst på erfarenheter från brotttyper med ungefär lika stora aktiva, passiva och direkta skjuvzoner, se Fig 11. I dessa fall kan man med korrektionsfaktorernas hjälp från vingsond- och fallkonförsök få fram en användbar skjuvhållfasthet som kompenserar för anisotropi, hastighetseffekter och störningseffekter vid provningsförfarandet.

Avviker den potentiella glidyten markant från den vanliga där medellutningen är nära den horisontella och hållfasthetsanisotropin är stor (K_{ONC} lågt) kan felet i den korrigerade vingsondhållfastheten bli betydande.

Noggrannare skjuvhållfasthetsbestämningar görs i laboratoriet med direkta skjuvförsök och aktiva och passiva triaxialförsök.

Det direkta skjuvförsöket är egentligen ett (liksom vingsonden och fallkon) ur vetenskaplig synpunkt något suspekt försök då man ej kan mäta alla spänningar och endast indirekt kan mäta portryck. Det har dock empiriskt visat sig ge användbara värden. En viss försiktighet bör dock tillrådas om anisotropin är stor då försöket har visat sig ge för höga hållfasthetsvärden i det horisontella plan för vilket det antas gälla. Då resultatet i praktiken används som ett medelvärde för glidytor med olika riktningar eller för långa glidytor med viss lutning vid släntstabilitetsberäkningar kan bristerna oftast accepteras.

Utförs aktiva och passiva triaxialförsök erhålls, om största gränsspänningen är vertikal, alla nödvändiga parametrar för att utvärdera hållfastheten i alla

riktningar. Är största gränsspänningen inte vertikal är man som regel hänvisad till en kvalificerad gissning av riktningen hos denna. Man kan givetvis ta upp stora prover och utföra ödometerförsök i olika riktningar som gjorts i forskningssyfte men i normala fall ligger det utanför de ekonomiska möjligheternas ram.

Även vid användning av odränerad skjuvhållfasthet från triaxialförsök görs vissa förenklingar. I aktiva triaxialförsök utvärderas den odränerade skjuvhållfastheten som den största skjuvspänningen vid brott vilken verkar i ett plan som lutar 45° från horisontalplanet. Det verkliga brottet sker dock i ett annat plan som lutar $(45^\circ + \phi'/2)$ mot horisontalplanet där relationen mellan skjuvspänning och effektiv normalspänning är störst men skjuvspänningen är lägre än i 45 graders riktningen.

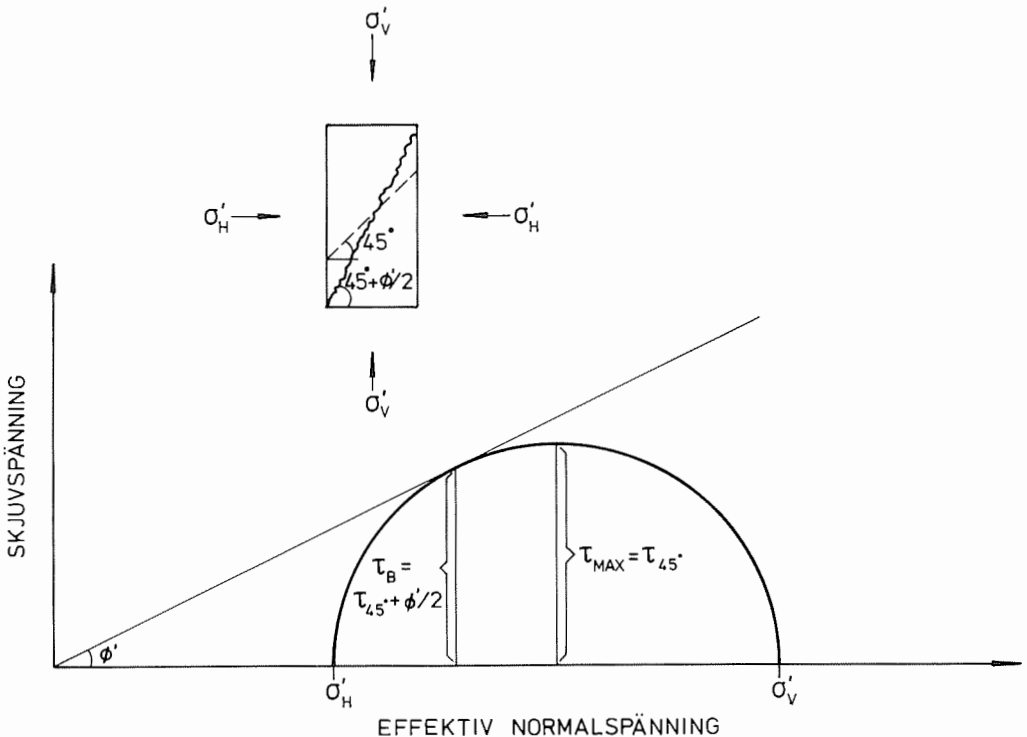


Fig 12. Brottspänningar i aktiva triaxialförsök.

Motsvarande gäller för passiva triaxialförsök men här är σ_H^I största huvudspänning och brottplanet lutar $45^\circ - \phi'/2$ mot horisontalplanet.

De utvärderade aktiva och passiva hållfastheterna antas sedan ofta gälla för de delar av glidytan som lutar mellan 90° och $22,5^\circ$ mot horisontalplanet i aktivzonen respektive mellan $22,5^\circ$ och 90° i passivzonen.

I ett triaxialförsök är huvudspänningarna under hela försöket vertikala och horisontella och det är relationen mellan dessa spänningar som ändras.

Vid s k direkt skjuvning där brott är förutbestämt att ske i ett horisontalplan roteras huvudspänningarna under försökets gång och spänningsbilden blir mer komplicerad. Om man startar från initialtillståndet med största huvudspänningen vertikal och minsta huvudspänningen horisontell verkar till en början ingen skjuvspänning i horisontalplanet. För en normalkonsoliderad lera är i detta tillstånd $\sigma_V^I = \sigma_C^I$ och $\sigma_H^I = K_{onc} \sigma_C^I$.

För att brott skall inträffa i horisontalplanet fordras att den största huvudspänningens riktning roteras så att den verkar i riktningen $45^\circ - \phi'/2^\circ$ mot horisontalplanet. Den största effektiva huvudspänningens storlek begränsas i det odränerade fallet till gränsspänningens storlek i denna riktning. Är c' och ϕ' kända är också den minsta huvudspänningens storlek vid brott känd. Under denna spänningsrotation kan det mycket väl hända att en större skjuvspänning i vissa skeden verkar i horisontalplanet än den spänningskombination som slutligen leder till brott. Detta illustreras nedan.

Ett jordelement med hållfasthetsparametrarna $c' = 0$ och $\phi' = 30$ grader konsoliderar för vertikalspänningen σ'_V och horisontalspänningen $K_0 \cdot \sigma'_V$ där $K_0 = 0,5$. Gränsspänningarna i olika riktningar blir härvid som i Fig 13.

Det initiella spänningstillståndet visas i Fig 14 med halvcirkeln $0,5 \sigma'_C - \sigma'_C$. Vid brott i horisontalplanet har den största huvudspänningen vridits 60° från den vertikala riktningen. Gränsspänningen i denna riktning är σ'_{C60} (Fig 13). Spänningscirkeln tangerar linjen $c' = 0$ och $\phi' = 30^\circ$ och därvid är skjuvspänningen vid brott τ_B och minsta huvudspänningen vid brott σ'_{3B} kända. Vertikala totalspänningen σ_V är konstant och också portrycket vid brott u_B kan beräknas. Mellan initial- och brottstadierna kan olika spänningsvägar tänkas men ett normalt belastningsfall torde medföra en någorlunda mjuk övergång i skjuvspänningsnivå mellan de båda. Detta skisseras med cirklarna där största huvudspänningen är roterad 30° respektive 45° och lika med gränsspänningen i respektive riktning. I Fig 14b visas de effektiva normal- och skjuvspänningar som verkar i horisontalplanet från initialstadiet till brottstadiet. Som synes verkar större skjuvspänningar i horisontalplanet under vissa övergångsstadier än de som slutligen leder till brott under en stor del av denna process. Detta kan ske eftersom den största huvudspänningen som i sin tur ger upphov till skjuvspänningen i övergångsstadierna verkar mot plan där materialet på grund av sin "förspänning" kan uppta betydligt högre effektiva normalspänningar än gränsspänningen i den slutliga riktningen.

Utförs motsvarande studie av jordelement med andra värden på K_{0nc} finner man att K_{0nc} måste vara minst i storleksordningen $0,6-0,7$ för att man skall kunna finna en trolig spänningsväg där skjuvspänningen vid brott

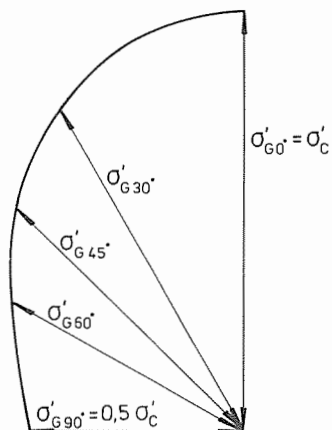


Fig 13. Gränsspänningar vid $K_{onc} = 0,5$.

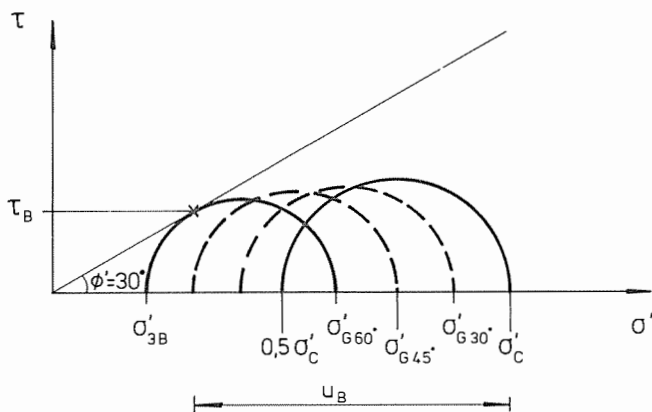


Fig 14a. Spänningar vid odränerad rotation av största huvudspänningsriktningen.

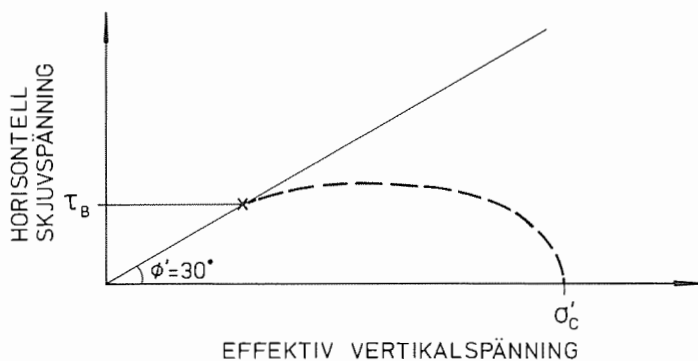


Fig 14b. Effektivspänningar i horisontalplanet vid odränerad spänningsrotation.

motsvarar den största skjuvspänningen som mobiliseras i horisontalplanet. Fig 15.

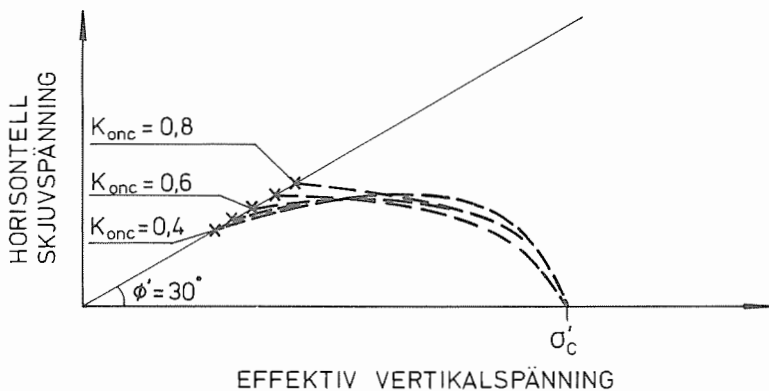


Fig 15. Spänningar i horisontalplanet vid odränerad direkt skjuvning av normalkonsoliderad lera med olika K_{0nc} .

Det direkta skjuvförsöket avser att efterlikna den här beskrivna processen. I den direkta skjuvapparat som används vid NGI kan K_{0nc} under konsolideringsfasen mätas. Under skjuvningen kan dessutom vertikalspänningen varieras så att provhöjden hålls konstant under försökets gång. Den spänningsändring som erfordras härför antas motsvara portrycksändringen i provet. På så sätt erhålls en kontinuerlig kurva över vad som antas vara effektiva normalspänningen och skjuvspänningen i horisontalplanet under försökets gång. Några sådana kurvor visas i Fig 16.

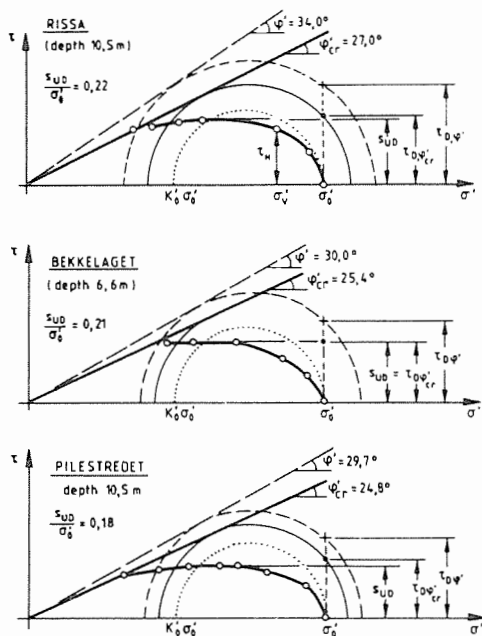


Fig 16. Effektiva normalspänningar och skjuvspänningar i horisontalplanet i odränerade direkta skjuvförsök typ NGI. Från Aas, 1981.

Som synes motsvarar de mätta värdena väl vad som kan förväntas. Med reservation för alla teoretiska osäkerheter och imperfektioner i försöket tycks det väl återspegla det ovan skisserade förloppet vad som kan hända i ett jordelement vid de spänningsändringar som leder till odränerat brott i horisontalplanet. I lågplastiska leror är den ur försöket erhållna maximala skjuvspänningen högre än brottskjuvspänningen. Vid låga K_{0nc} -värden kan felet bli avsevärt och konsekvenserna allvarliga om maxvärdena för skjuvspänningen appliceras på långa sektioner av den antagna glidyta vilket ofta sker vid beräkning av stabiliteten för flacka långsträckta slänter.

Användandet av odränerad skjuvhållfasthet är således förenat med avsevärda felkällor även om resultaten hänförs till mera avancerade försök där man eftersträvat att efterlikna "in situ" förhållandena.

Har man inte möjlighet att utföra kvalificerade försök kan man ofta skapa en god bild av gränsspänningar och hållfastheter genom att kombinera vingsondresultat, rutinundersökningar och ödometerförsök samt använda de empiriska relationer som med tiden byggts upp, gärna kontrollerat med enstaka specialförsök och jämfört med områdets geologiska historia.

Rådande spänningar i slänter

Vid bestämning av skjuvhållfasthet testas jorden som regel på samma sätt oavsett om det gäller släntstabilitet eller plan mark. Jorden rekonsolideras för "in situ" spänningar med hjälp av empiriska värden på K_0 som gäller för plan mark. Ännu finns endast ett fåtal mätningar av *in situ* spänningar i slänter och de som finns är inte alltför noggranna. Av mätresultaten framgår dock en tydlig trend till att spänningarna anpassats till släntens topografi och belastningsförhållanden. Fig 17a-c.

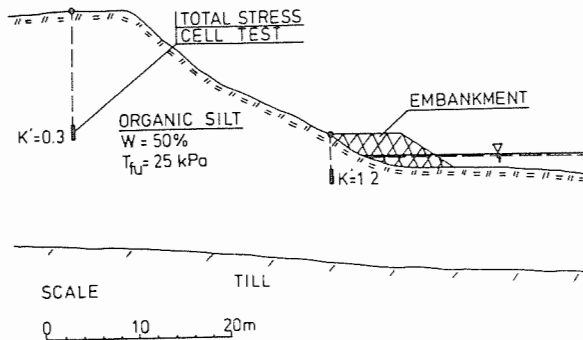


Fig 17a. Mätt relation mellan effektiva horisontal- och vertikalspänningar i en slänt. Från Massarsch 1979.

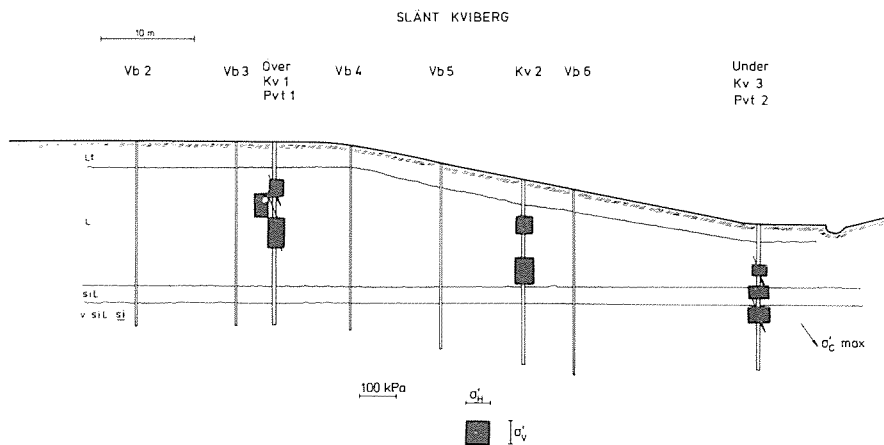


Fig 17b. Mätta horisontella och beräknade vertikala effektivtryck i Kviberg. (Mätningar utförda av CTH.)

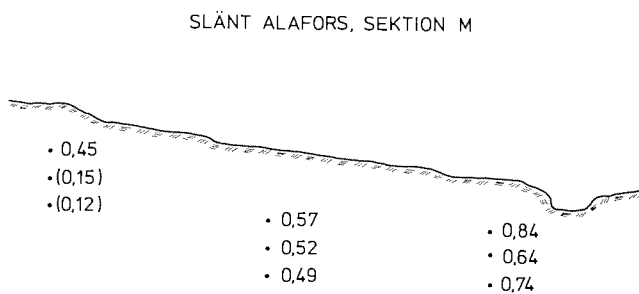


Fig 17c. Uppmätt effektiv jordtryckskoefficient i Alafors. (Mätningar utförda av CTH.)

Av de mätningar som redovisats i Fig 4a och b framgår också att gränsspänningarna anpassats till den rådande spänningssituationen i slänterna i Kviberg och Alafors. Detta medför att den odränerade hållfastheten i slänter där gränsspänningarna anpassats till spänningssituationen kan underskattas vid vanlig laboratorieprovning och de brottsdeformationer som mäts i dessa försök blir större än om försöken startats vid de verkliga spänningarna.

Beräkningsmetoder för släntstabilitet

Det finns ett antal olika metoder för stabilitetsberäkning. För överslagsberäkningar används ofta plana eller cirkulärcylindriska glidytor.

Plana glidytor används ofta vid överslagsberäkning av t ex vertikalschakt i lera, Fig 18.

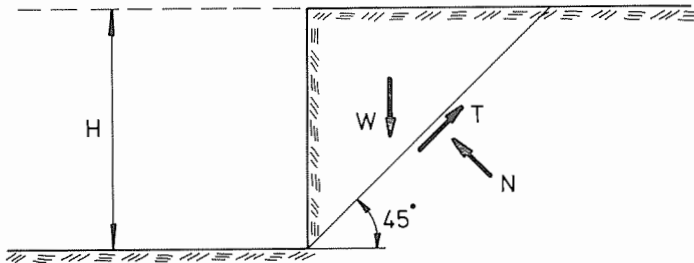


Fig 18. Överslagsberäkning av korttidsstabilitet för vertikalschakt i lera.

De används också ofta vid överslagsberäkning av stabilitet för långsträckta slänter. Glidytan antas i dessa fall gå i ett lösare jordlager, alternativt jordlager med högt vattentryck, som är mer eller mindre parallellt med slänten. Mot glidkroppens överdel antas aktivt jordtryck råda och mot dess underdel antas passivt jordtryck utbildas. Fig 19.

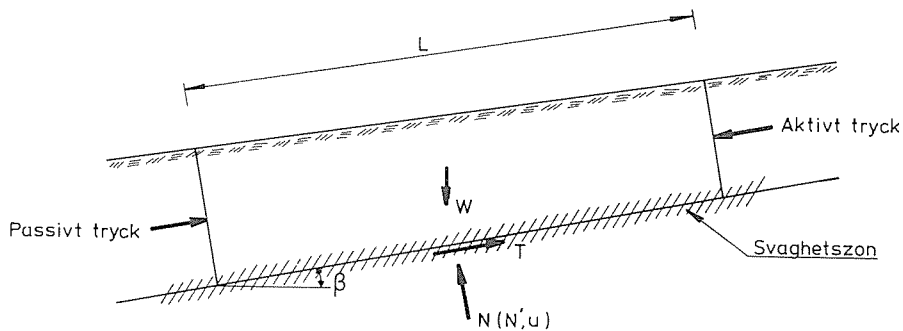


Fig 19. Överslagsberäkning av stabilitet för långsträckt glidyta i slänt.

Säkerhetsfaktorn F för plana glidytor uttrycks som förhållandet mellan mobiliserbara motållande krafter och pådrivande krafter.

För överslagsberäkning av kortare glidytor i ler-slänter eller vid stabilitetsberäkningar för fyllningar och vägbankar på lera används oftast cirkulär-cylindriska glidytor. Fig 20.

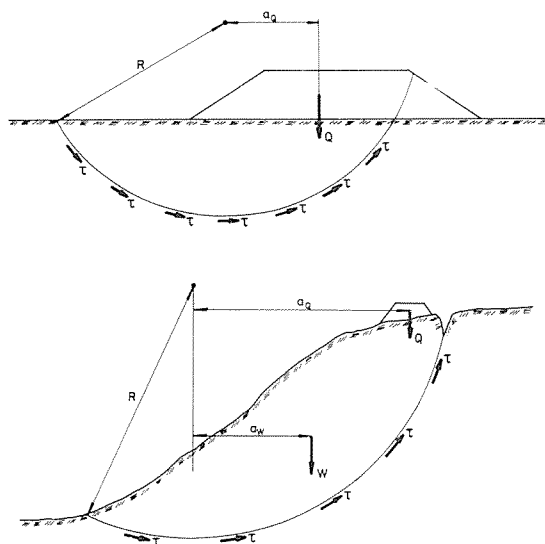
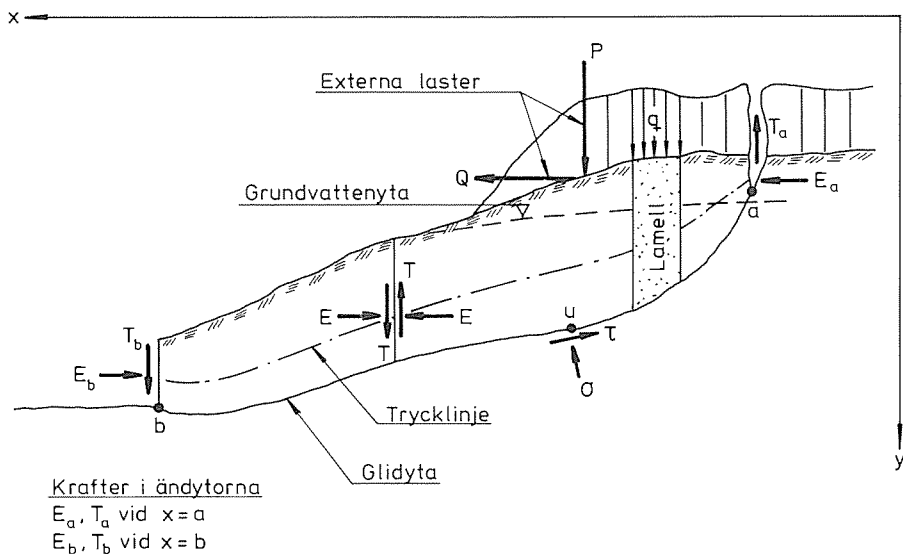


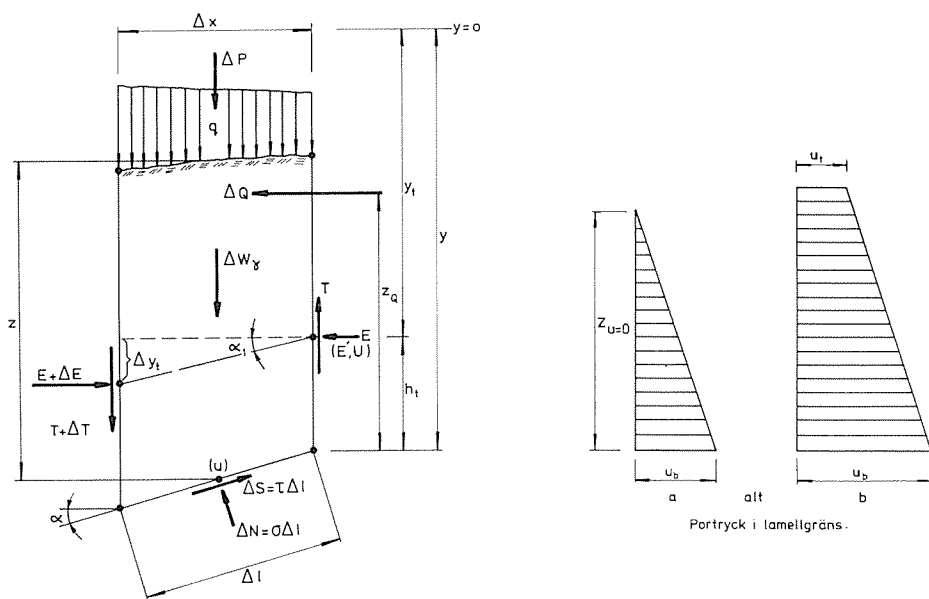
Fig 20. Cirkulär-cylindriska glidytor.

Denna typ av beräkning är mycket vanlig och det finns ett flertal beräkningsprogram som automatiskt söker sig fram till den farligaste cirkulärcylindriska glidytan. Säkerhetsfaktorn F utgör minsta förhållandet mellan mobiliserbara mothållande moment och pådrivande moment.

Vid noggrannare analyser indelas glidkroppen i lameller varvid krafterna som verkar på de enskilda lamellerna och samverkan mellan dessa kan beaktas. Den i skandinavien mest använda torde vara Janbus lamellmetod "The general procedures of slices", Janbu 1973. Som namnet antyder är det en generell metod som kan användas för alla glidytor oavsett form och variation av hållfasthetsegenskaper i jorden. Fig 21. Vid användandet av denna metod beräknas inte bara säkerhetsfaktorer utan man erhåller dessutom en teoretisk bild av hela det kraftspel som utspelas i slänten. Fig 22. Metoden har dock den begränsningen att vid beräkningen av spänningar och säkerhetsfaktorer antas i alla skeden en lika stor del av brotthållfastheten vara mobiliserad i alla delar av glidkroppen.



Krafter som verkar på en glidkropp.



Krafter som verkar på en lamell.

Fig 21. Belastningar på en slänt och krafterna som verkar på den enskilda lamellen. (Från Janbu, 1973.)

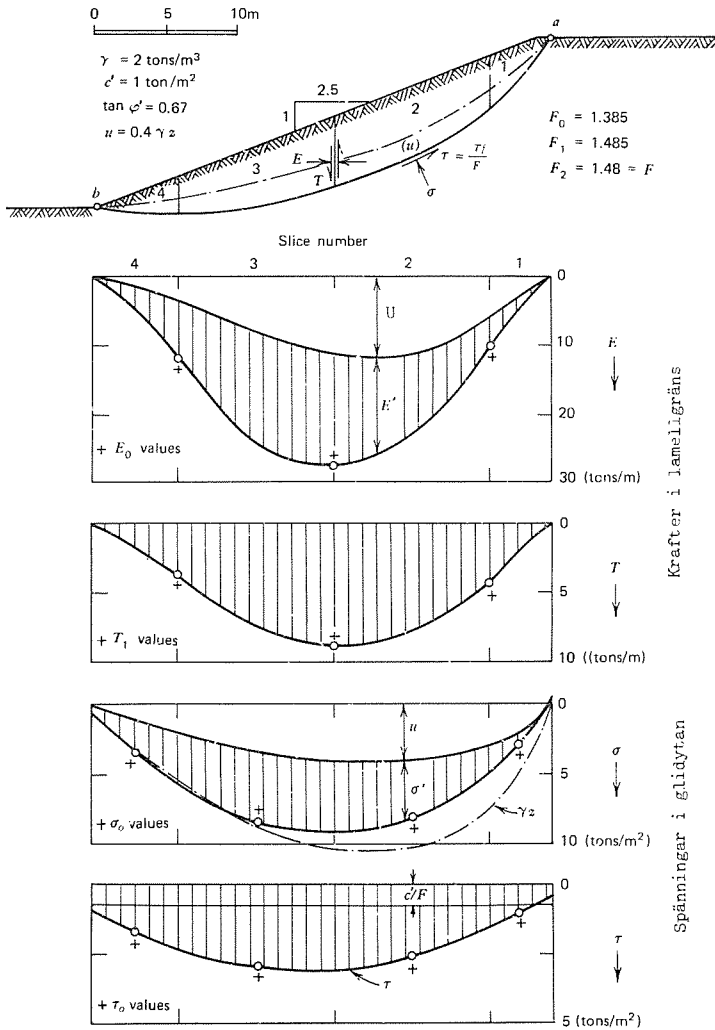


Fig 22. Beräknad säkerhetsfaktor, krafter i lamelli-gränser och spänningar längs en icke cirkulär glidyta. (Från Janbu, 1973.)

Principstudier av släntstabilitetsberäkningar

För att illustrera effekterna av olika val av hållfasthetsparametrar och dräneringsfall vid stabilitetsberäkningar har en principstudie gjorts. Ett antal fall av släntstabilitet i normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad lera har studerats. I beräkningarna har använts

- dränerad analys med effektivspänningsparametrar
- odränerad analys med odränerad skjuvhållfasthet
- effektivspänningsanalys med beräknad portrycksutveckling
- kombinerad analys med användande av antingen dränerad eller odränerad hållfasthet i de olika lamellerna varvid den lägsta hållfastheten för varje lamell använts.

De flesta fallen är hämtade från NGI:s utredningar av inträffade skred. Anledningen härtill är främst att av tillgängliga utredningar är det i huvudsak endast NGI:s som är så omfattande och som innehåller så kvalificerade undersökningar att relevanta parametrar för denna typ av studie kan uppskattas ur undersökningsmaterialet.

I studien har Janbus lamellmetod använts. För att korrekt kunna modellera vad som sker i en slänt skulle man behöva ett mera avancerat beräkningsprogram som tog hänsyn till *in situ* spänningarna före laständringen och hur spänningar och portryck mobiliseras i olika delar av glidytan för de olika typer av belastningar som uppträder i de enskilda lamellerna. Antagandet i lamellmetoden att hållfastheten i alla delar är lika mobiliserad gör att för plan mark utan ytbelastning beräknas med denna metod att alla spänningar är isotropa vilket skulle medföra att i normalkonsoliderad jord skulle gränsspänningarna vara isotropa. Som alla mätningar utvisat är detta inte

fallet vare sig för rådande spänningar eller gränsspänningar. Också i slänter med måttlig lutning skulle spänningarna beräkningsmässigt vara nära nog isotropa vilket motsägs av befintliga mätningar. Ju brantare och mer ansträngd slänten blir desto mer kommer de beräknade spänningarna att likna den spänningsbild man kan mäta men först då den beräknade säkerhetsfaktorn är 1,0 torde de verkliga och beräknade spänningarna överensstämma. Lamellmetoden kan användas för dränerad såväl som odränerad analys. Använder man sig av odränerad analys och antar att $\phi' = 0$ kommer de i det föregående nämnda felkällorna i utvärderad odränerad skjuvhållfasthet in i bilden och kraftspelet inom glidkroppen blir annorlunda än om man använt sig av effektivspänningsparametrarna och beräknad portrycksutveckling. Då den odränerade skjuvhållfastheten beror på effektiva spänningar och effektivspänningsparametrar borde man för att få en korrekt bild av vad som sker i en slänt egentligen utföra en effektivspänningsanalys och kunna beräkna vad som händer med portrycken i jorden.

Med lamellmetoden betraktas och beräknas samtliga krafter som verkar på lamellerna och restriktionen att ingen effektiv normalspänning i någon riktning får vara större än gränsspänningen i denna riktning kan göras. Ytterligare spänningsökningar resulterar då endast i förhöjda porvattentryck. På detta vis kan man skaffa sig en grov bild av vad som händer med porvattentrycken i olika delar av slänten om man antar att portrycksändringar i det överkonsoliderade spänningsområdet utjämnas. Denna bild blir mycket felaktig i normalkonsoliderad lera med hög säkerhet mot brott men blir mer i överensstämmelse med verkligheten ju mer ansträngd slänten blir och torde väl representera portryckssituationen vid brott.

På samma sätt blir de beräknade säkerhetsfaktorerna före brott i normalkonsoliderade leror oegentliga då de baserar sig på effektiva normalspänningar som i praktiken ej kan mobiliseras i brottögonblicket. Detta fel minskar också ju närmare brottillståndet slänten befinner sig (jfr fig 28).

Portrycksberäkningen baserar sig på gränsspänningar och antalet fall där sådana mätts i slänter är mycket begränsat. De gränsspänningar som använts är således, vad K_{onc} -värden och huvudgränsspänningarnas riktning beträffar, mer eller mindre kvalificerade gissningar.

Liknande beräkningar har tidigare utförts vid Norges Tekniske Høgskole av Svanö 1981. I dessa beräkningar användes portrycksparametrar som erhållits i odränerade triaxialförsök.

Som påpekats av Janbu 1980 ger olika antaganden om hållfasthetsparametrar och olika beräkningsmetoder skilda beräknade farligaste glidytor och det är egentligen de lägsta säkerhetsfaktorerna som erhålls vid olika beräkningar som bör jämföras. Detta har gjorts i slänten i Fredriksstad. I övriga fall har glidytan varit så styrd av svaghetszoner i slänterna att den inte varierats för beräkningsmetod. I dessa fall kan säkerhetsfaktorerna, beräknade med dränerad analys, bli något oegentliga då lokala mycket ytliga glidytor kan ge något lägre säkerhetsfaktorer.

Slänt i Fredriksstad

I augusti 1980 inträffade ett mindre skred i Fredriksstad i Norge (Karlsruud, 1982). Skredet inträffade i en sluttning mot Glommaälven. I sluttningens överdel hade radhus byggts ett par år tidigare och skredet förorsakades av att husägarna börjat fylla ut framför

husen för att få en terrass ned mot älven. Efter skredet utförde NGI omfattande undersökningar för att klarlägga jordens egenskaper, dels för att få erforderligt underlag för bedömning av stabiliseringsåtgärder och dels för att analysera skredet.

Den odränerade skjuvhållfastheten bestämdes i aktiva och passiva triaxialförsök och direkta skjuvförsök. Effektivspänningsparametrarna utvärderades ur spänningsvägarna i dessa försök. En viss osäkerhet om huruvida man skall använda effektivspänningsparametrarna vid maximal skjuvspänningsnivå eller vid maximalt mobiliserad friktionsvinkel råder. Detta är involverat i hur man skall se på inverkan av krypning och tidseffekter då kombinationen av höga skjuvspänningar och effektiva normalspänningar genererar portryck i en takt som för lågplastiska leror ofta ger utslag i försöksresultaten vid låg belastningshastighet. Fig 23.

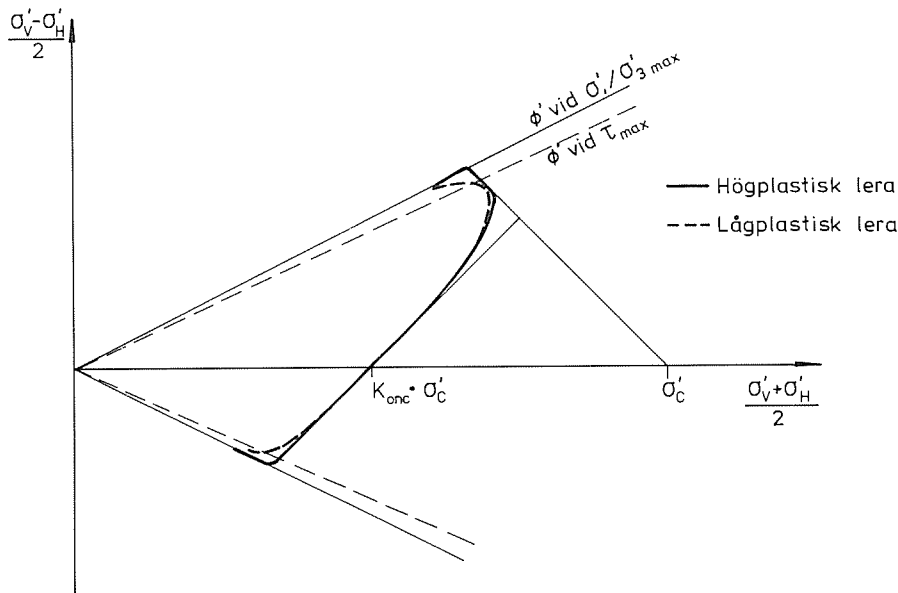


Fig 23. Spänningsvägar vid odränerade triaxialförsök på svagt överkonsoliderad lera.

För att helt korrekt kunna beskriva effektivspänningsvägen skulle man behöva en matematisk beskrivning av hur portryck genereras med hänsyn till tiden, skjuvspänningsnivån och relationen mellan rådande effektivspänning och gränsspänningen.

I de analyser som utförts av NGI har man använt sig av ϕ' vid τ_{\max} som uppmätts till 25° om $c' = 0$ och samma värden har för jämförelsen använts här.

I Fig 24 visas slänten i tvärsnitt under de olika faserna: ① före bebyggelse, ② efter radhusens uppförande och ③ efter utläggning av fyllning.

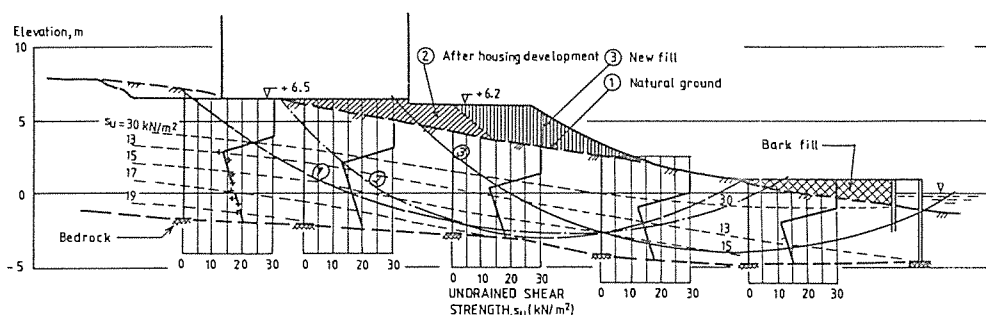


Fig 24. Slänt i Fredriksstad i olika stadier av utfyllnad och med farligaste cirkulär-cylindriska glidytor vid odränerad analys. Från Karlsrud 1982.

Slutfasen visar hur långt fyllningen som totalt omfattade 800 m^3 jord hade nått vid brottillfället. De sista 100 m^3 hade placerats samma dag som skredet inträffade och brott skedde framemot midnatt. Beräkningssäkerhetsfaktor med odränerad analys var 1,24 före fyllning och 0,96 efter. Medelvärdet av odränerad skjuvhållfasthet mätt i laboratoriet överensstämde väl med skjuvhållfastheten mätt med vingsond. Både en enkel och en mera sofistikerad totalspänningsanalys gav alltså goda resultat i detta fall.

Säkerhetsfaktorn beräknades också med effektivspänningsanalys. Fig 25.

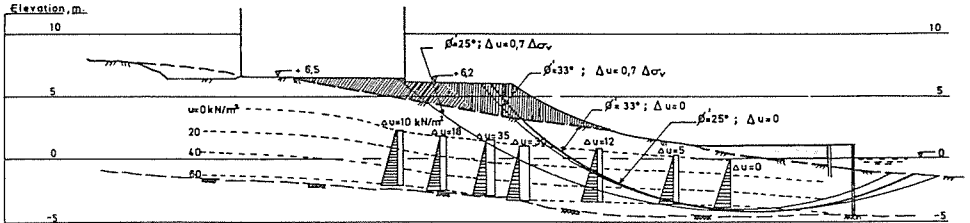


Fig 25. Porvattentryck, farligaste cirkulär-cylindriska glidytor och antagen portrycksutveckling vid effektivspänningsanalyser. Från Karlsrud 1982.

Vid den första ansatsen beräknades den dränerade säkerhetsfaktorn, dvs portrycken antogs förbli som före lastökningen. Den dränerade säkerhetsfaktorn blev för $\phi' = 33^\circ$ 1,87 och för $\phi' = 25^\circ$ 1,37. För att komma ned i säkerhetsfaktorn 1,0 för $\phi = 25^\circ$ fick man göra ett grovt antagande att portrycken under torrskorpan ökade med 70% av pålagda fyllningsvikten rakt under fyllningen och att ökningen avklingade på ett visst avstånd från fyllningen.

För att visa hur gränsspänningar påverkar utvecklingen i ett fall som slänten i Fredriksstad har några beräkningar utförts. I dessa har effektivspänningsparametrarna $c' = 0$ och $\phi' = 25^\circ$ använts. Gränsspänningarna har antagits med ledning av de försöksresultat som publicerats och empiriska relationer. Då slänten är relativt brant, lutning 1:6, har största gränsspänningen antagits vara i en riktning lutad 20° från den vertikala. Några glidytor har beräknats för att få fram portrycksutvecklingen och den farligaste skiljer sig inte nämnvärt från den som beräknats av NGI. Fig 26.

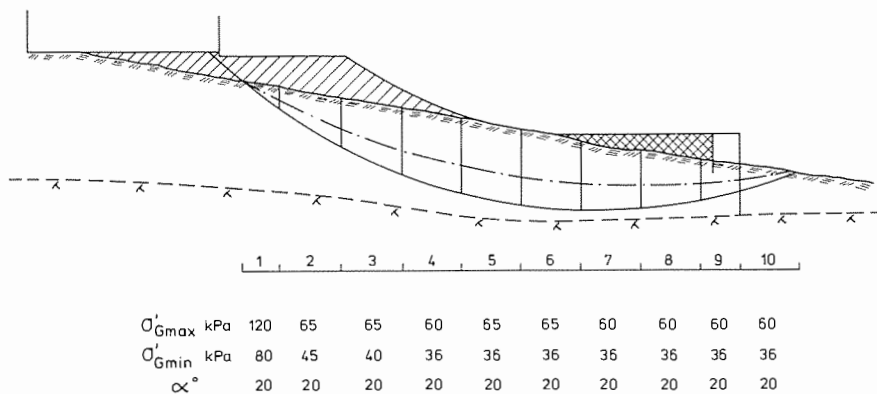


Fig 26. Lameller och antagna gränsspänningar i dessa för farligaste cirkulär cylindriska glidyta.

I de beräkningar som utförts efter glidytan i Fig 26 har belastningen påförts i 5 lika stora steg. De härvid beräknade säkerhetsfaktorerna visas i Fig 27.

Den med effektivspänningsparametrar beräknade säkerhetsfaktorn före utfyllnad är 1,65. Vid första laststeget blir säkerhetsfaktorn densamma vare sig gränsspänningarna beaktas eller ej beroende på att jorden är lätt överkonsoliderad och ingen gränsspänning nås vid denna måttliga lastökning. Redan vid laststeg 2 nås gränsspänningarna och den beräknade säkerhetsfaktorn blir lägre om dessa beaktas än om fallet räknas som dränerat. Vid full last blir säkerhetsfaktorn vid beaktande av gränsspänningarna 0,98 medan den dränerade är 1,34. Båda är beräknade med effektivspänningsanalys med samma hållfasthetsparametrar.

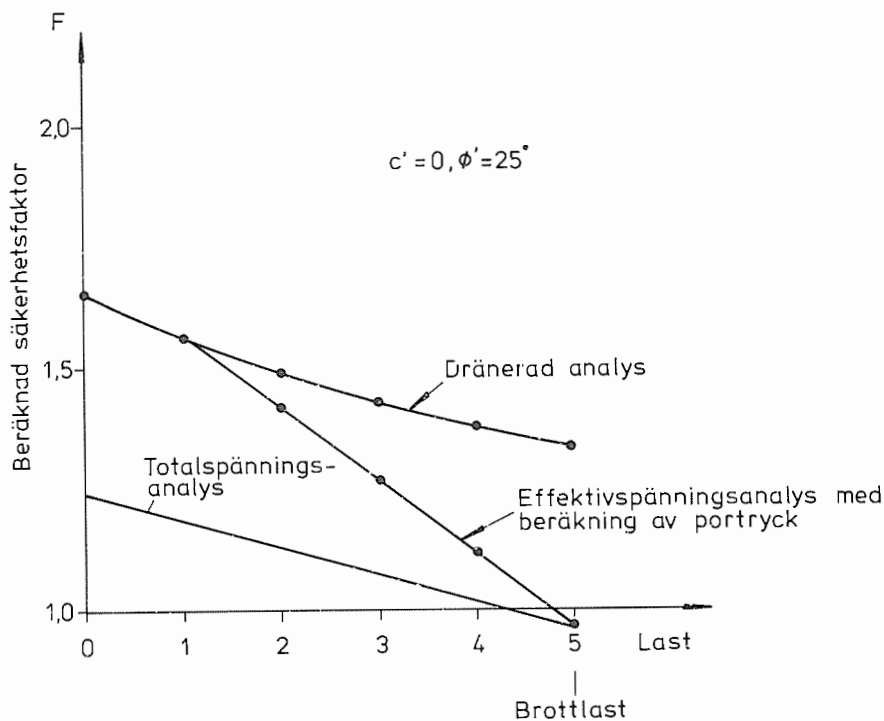


Fig 27. Säkerhetsfaktorer för glidytan i Fig 26 med och utan hänsyn till gränsspänningarna.

Vad beträffar den med effektivspänningsparametrar beräknade säkerhetsfaktorn före brott ger denna ingen verklig uppfattning om hur nära brott man är. Om man med säkerhetsfaktor menar relationen mellan de mothållande krafter som kan mobiliseras vid brott och de krafter som skjuter på torde det för normalkonsoliderade och svagt överkonsoliderade leror vara riktigare att först räkna ut de verkliga mothållande krafterna vid det brott som uppstår om det belastningsfall som appliceras drivs tillräckligt långt.

Dessa kan sedan relatera till de påskjutande krafterna. Detta kan i viss mån sägas ske vid totalspänningsanalyser i dessa leror om beräkningen avser en lastökning. Fig 28.

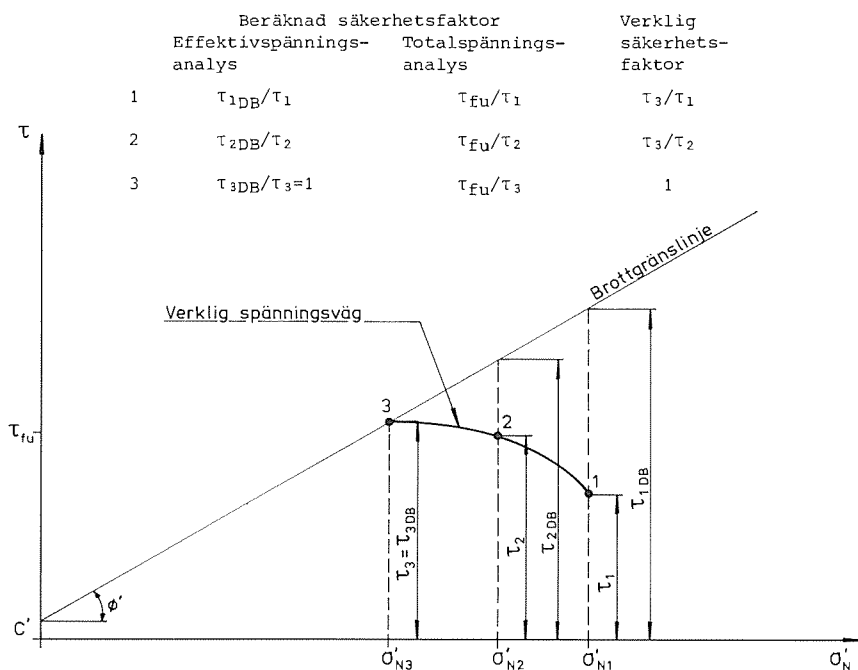


Fig 28. Beräknade säkerhetsfaktorer vid odränerad eller delvis dränerad lastökning och spänningsrotation i normalkonsoliderad lera.

I Fig 28 visas den verkliga spänningsvägen för ett fall där de initiella spänningarna i glidytan är τ_1 och σ'_{N1} . Leran är normalkonsoliderad och när skjuvspänningen ökar ökar också portrycken och effektiva normalspänningen sjunker. När skjuvspänningen nått nivån τ_2 har effektiva normalspänningen sjunkit till σ'_{N2} och vid skjuvspänningsnivån τ_3 där brott inträffar är effektiva normalspänningen σ'_{N3} .

Vid beräkning av säkerhetsfaktorn vid τ_1 , σ'_{N1} med effektivspänningsparametrar räknas denna som om skjuvspänningen skulle kunna öka till nivån τ_{1DB} utan att den effektiva normalspänningen förändrades. I verkligheten genereras portryck och då den verkliga spänningsvägen blir 1-2-3 kan för det aktuella belastningsfallet skjuvspänningsnivån maximalt uppgå till τ_{3DB} . Skillnaden kan bli mycket stor.

Vid τ_2 , σ'_2 har visserligen σ'_{N2} justerats för portrycksökningen som uppstår vid skjuvspänningsökningen från τ_1 till τ_2 men vid beräkningen av säkerhetsfaktorn med effektivspänningsparametrar räknas denna som om skjuvspänningen skulle kunna stiga till nivån τ_{2DB} utan att några ytterligare portryck utvecklades. Skillnaden till den verkliga brottspänningen τ_{3DB} blir mindre ju närmare brott man kommer.

Vid totalspänningsanalys jämförs den rådande skjuvspänningsnivån med ett fast värde τ_{fu} . Om det är den odränerade hållfastheten τ_{fu} som är dimensionerande och denna bestämts på ett för belastningsfallet relevant sätt är $\tau_{fu} \approx \tau_{3DB}$.

Vid beräkningarna får man också fram den portryckshöjning som uppstår på grund av att gränsspänningarna nås. De portryck som beräknats vid brott i glidytan i Fig 26 visas i Fig 29 tillsammans med pålagd ytlast och det antagande som gjorts i NGI:s beräkning.

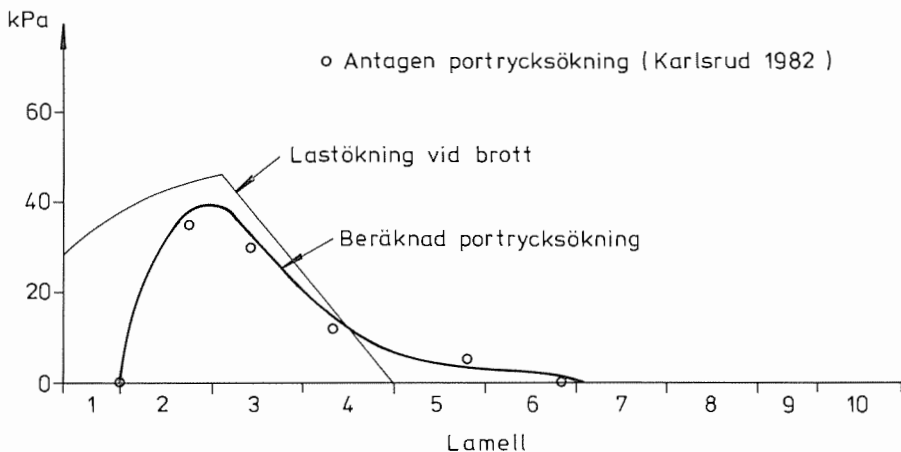


Fig 29. Beräknad portrycksökning i glidytan i Fig 26 vid brott.

De beräknade portrycken är i det närmaste identiska med vad som antagits. Detta skall inte tas som något bevis för beräkningsmetodens exakthet då såväl jordparametrarna som NGI:s portryck baserar sig på mer eller mindre grova antaganden. Däremot framgår att man med denna beräkningsmetod kan räkna fram en portrycksbild vid brott av i stort sett samma utseende som erfarenhetsmässigt bedömts någorlunda rimlig. Stabiliteten beräknades också i ett par andra glidytor och den samlade bilden av portrycksökningarna visas i Fig 30.

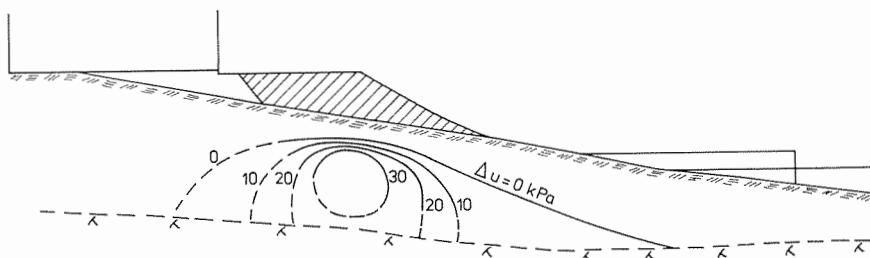


Fig 30. Beräknade portrycksökningar på grund av utfyllnaden. Heldragna linjer interpolerade från beräkningar, streckade linjer antagna.

Tyvärr är det endast portrycken vid ett stadium nära brott som låter sig beräknad med denna metod. På grund av kravet på lika mobilisering av skjuvhåll-

fasthet i alla delar av glidytan transformeras stora delar av skjuvpåkänningen redan från början ned till släntens undre delar där huvudspänningarna dessutom roteras. Vid beräknade säkerhetsfaktorer större än 1 kommer därvid portrycken i släntens nedre del att beräkningsmässigt vara högre än vad som kan förväntas om man antar en utveckling där glidytagens övre del först överbelastas och spänningarna på grund härav transporteras ned till glidytagens nedre del.

Slänt A

I många av de slänter med måttlig lutning där skred inträffat figurerar siltskikt eller permeabla skikt i anslutning till underliggande berg. Naturlig huvudorsak till skreden anses vara förhöjda, ofta artsiska vattentryck i dessa permeabla lager i samband med kraftig nederbörd. Av mänskliga aktiviteter är det, bortsett från ytlaster, främst pålning som förorsakar höga portryck.

För att illustrera vad som kan hända i en naturlig slänt vid kraftig och långvarig nederbörd har slänten i Fig 20 studerats.

Under leran i slänten finns ett dränerande skikt ovan berget. Leran antas normalkonsoliderad för en grundvattenyta 2 m under markytan. Lerans plasticitet avtar med djupet. På grund av släntlutningen antas största gränsspänningen gå i en riktning som avviker 20° från den vertikala. Densiteten i leran antas vara $1,7 \text{ t/m}^3$ under grundvattenytan och $1,9 \text{ t/m}^3$ över grundvattenytan. Glidyten antas gå nära det dränerade skiktet i botten. Därvid kan brott ske antingen i den dränerade zonen eller den odränerade med i stort sett samma glidyta.

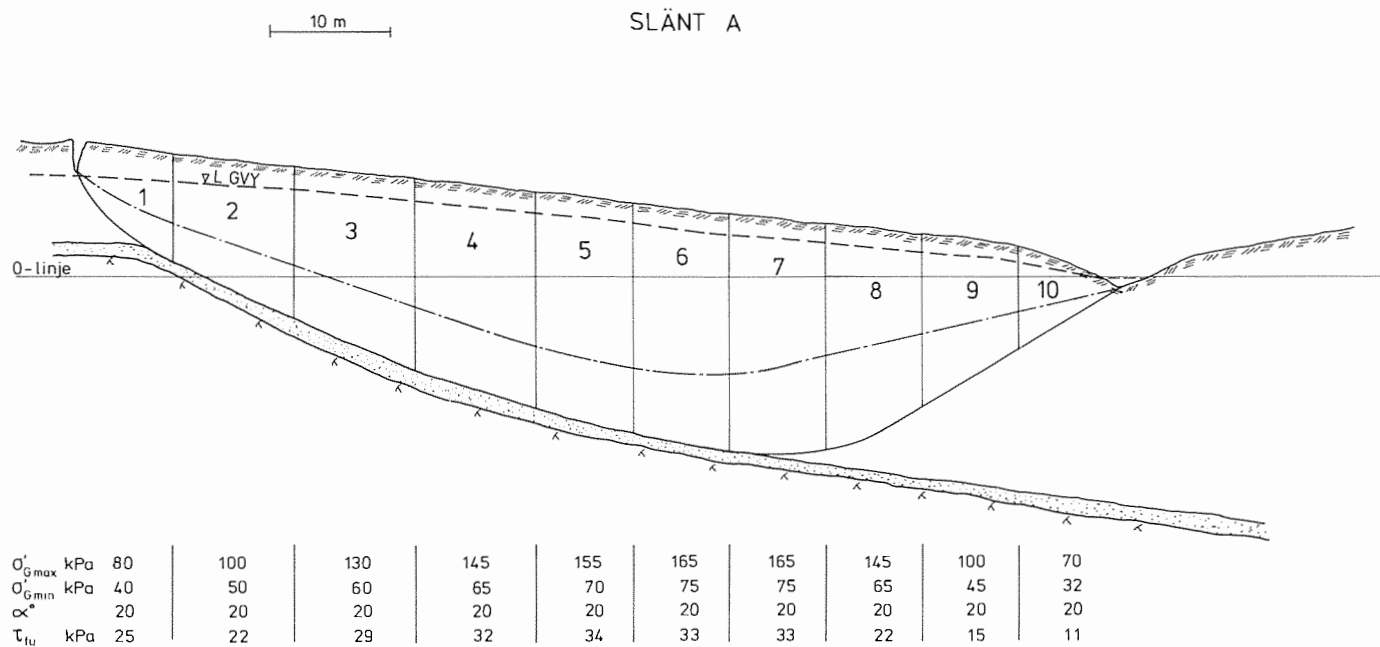


Fig 31. Slänt A. Lera med ett dränerande skikt närmast berget. Medellutning 1:7 (8°).

Även om glidytan går i odränerad lera styrs den ofta ned mot djupet då flytgräns, plasticitet och därmed K_{onc} avtar med djupet och man här har en naturlig svaghetszon. Lerans flytgräns i glidytan antas i detta fall vara $\approx 40\%$.

Då torrskorpa kan uppta större passivtryck än normalkonsoliderad lera är en bäckfåra där torrskorpan eroderats bort en naturlig brottanvisning.

Den odränerade skjuvhållfastheten har antagits som aktiv skjuvhållfasthet i lamell 1 ($0,33 \sigma'_c$), något högre än skjuvhållfastheten vid direkt skjuvning ($0,22 \sigma'_c$) i lamellerna 2-5, lika med skjuvhållfastheten vid direkt skjuvning ($0,20 \sigma'_c$) i lamellerna 6-7 och lika med passiv skjuvhållfasthet ($0,15 \sigma'_c$) i lamellerna 8-10.

De effektiva hållfasthetsparametrarna antas vara $c' = 0$ och $\phi' = 30^\circ$.

Stabiliteten för slänten har beräknats för det fall att kraftig nederbörd ökar vattentrycket i det permeabla bottenlagret samtidigt som densiteten i torrskorpan ökar något och en spricka upp till 2 m djup i glidykans bakkant vattenfylls. På grund av de korta dräneringsvägarna i lamell 1 och tillgången på fritt vatten såväl från det dränerade skiktet som från markytan räknas det ökande vattentrycket fortplantas i hela lamellen. Stabiliteten har räknats ① som om jorden varit så överkonsoliderad att dränerad analys skulle motsvara det farligaste fallet, ② som helt odränerad totalspänningsanalys, ③ som kombinerad analys där dränerad och odränerad hållfasthet i varje lamell jämförts vid varje portryckssituation och den lägsta hållfastheten valts och ④ som effektivspänningsanalys med beräknad portrycksutveckling. De säkerhetsfaktorer som därvid erhöles visas i Fig 32.

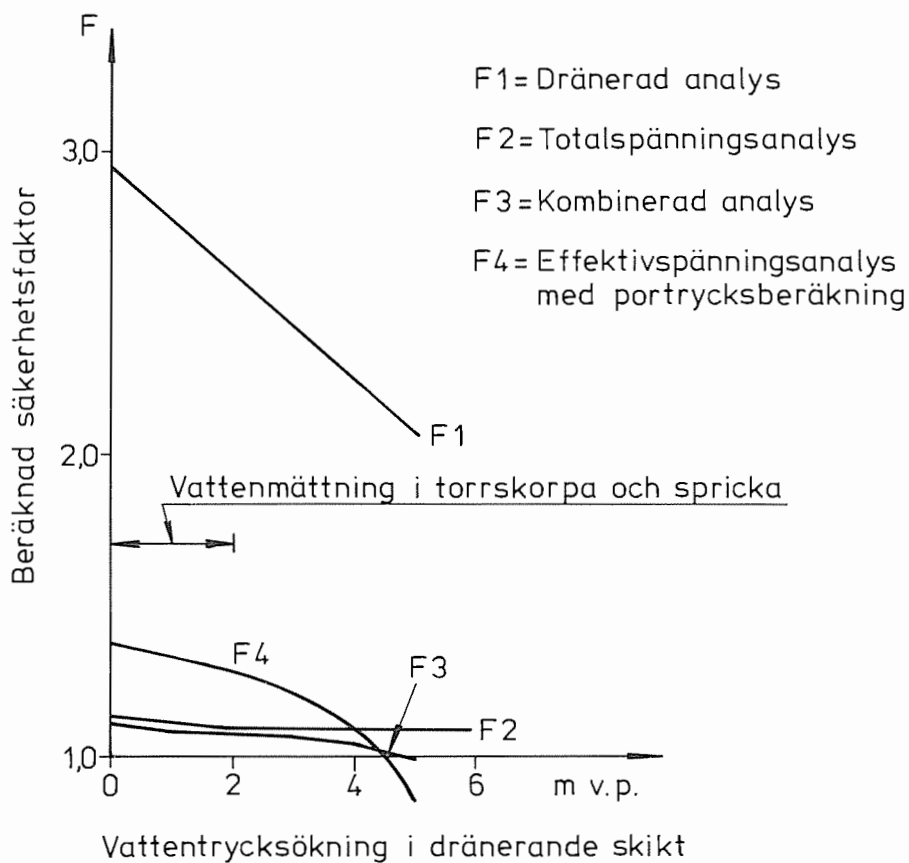


Fig 32. Beräknade säkerhetsfaktorer vid vattenmättnings av torrskorpan och spricka samt höjning av vattentrycket i det dränerade skiktet i slänt A.

Av figuren framgår att den beräknade dränerade säkerhetsfaktorn F_1 i utgångsläget är hela 3,0 och sedan sjunker till omkring 2,0 om vattentrycket i bottenlagren höjs 5 m. Brott i den antagna glidyta kan ej räknas fram med dränerad analys då det skulle erfordra en höjning av vattentrycket med 11 m motsvarande 9 m artesiskt vattentryck vilket är omöjligt med tanke på upptryckning.

Totalspänningsanalysen ger en låg initiell säkerhetsfaktor, 1,13. Vid antagande av en vattenfylld spricka och densitetsökning sjunker den odränerade säkerhetsfaktorn till 1,09 men sedan är det stopp. Någon ytterligare inverkan av ökande vattentryck kan denna beräkningsmetod inte ta hänsyn till.

Den kombinerade analysen ger initieellt ungefär samma säkerhetsfaktor som totalspänningsanalysen $F_3 = 1,11$ men sjunker sedan sakta och brott uppstår då vattentrycket i det undre lagret höjts 4,8 m motsvarande 2,8 m artesiskt övertryck. Under hela beräkningen är den dränerade hållfastheten dimensionerad i lamell 1 och i slutsteget då vattentrycksökningen höjs från 4-5 m blir den dimensionerad även i lamell 2.

Effektivspänningsanalysen med beräknad portrycksutveckling ger initieellt en säkerhetsfaktor av 1,37. Redan i detta stadium beräknas höga portryck med denna metod på grund av kravet på lika mobilisering av hållfastheten i alla lameller och spänningsbilden är till en början mycket skev. Då vattentrycken stiger sjunker säkerhetsfaktorn med en accelererande hastighet och brott skulle inträffa vid en vattentryckshöjning av 4,5 m motsvarande 2,5 m artesiskt övertryck i bottenlagren. Brott inträffar således vid en tryckökning som är lägre än men mycket nära den som beräkningsmässigt erfordras för brott vid kombinerad analys. Studeras de enskilda lamellerna

finner man att farligaste glidytan från början går helt i leran. Vid tryckhöjningar över 1 m vattenpelare söker sig glidytan ner i de dränerade skikten i lamell 1, över 2 m i lamell 1 och 2 och vid tryckökningar över 3 m går farligaste glidytan i lamellerna 1, 2 och 3 i det dränerade skiktet.

Detta skulle kunna tolkas som att först överskrids mobiliserbar hållfasthet i lamell 1 som därvid mer och mer måste luta sig mot och söka stöd hos nedanförliggande lameller. Vid ökande vattentryck följs lamell 1 av lamell 2 och 3 och krafterna från dessa måste transformeras om och upptas av de övriga lamellerna varvid också huvudspänningarna i dessa roteras och portrycken stiger kraftigt. Vid brott måste hållfastheten vara fullt mobiliserad i alla delar av glidytan och den då framräknade spänningsbilden torde vara någorlunda korrekt.

Resultat från studien visar att:

Den dränerade säkerhetsfaktorn i ett fall som detta är totalt missvisande.

Totalspänningsanalysen visar att initialsäkerheten är låg men kan sedan inte ta hänsyn till vattentrycksökningarna.

Den kombinerade analysen visar också att initialsäkerheten är låg och räknar fram brott vid en rimlig vattentrycksnivå.

Effektivspänningsanalysen med portrycksberäkning är nog den korrektaste beräkningen av brottstadiet men alla beräknade säkerhetsfaktorer på vägen dit är relativt höga och antyder inte nöjaktigt hur nära brott man i verkligheten är. (Jfr Fig 28.) Initialsäkerhetsfaktorn 1,37 är visserligen inte fullt tillfredsställande men inte heller direkt alarmerande enligt gängse sätt att betrakta säkerhetsfaktorer.

Slänt B

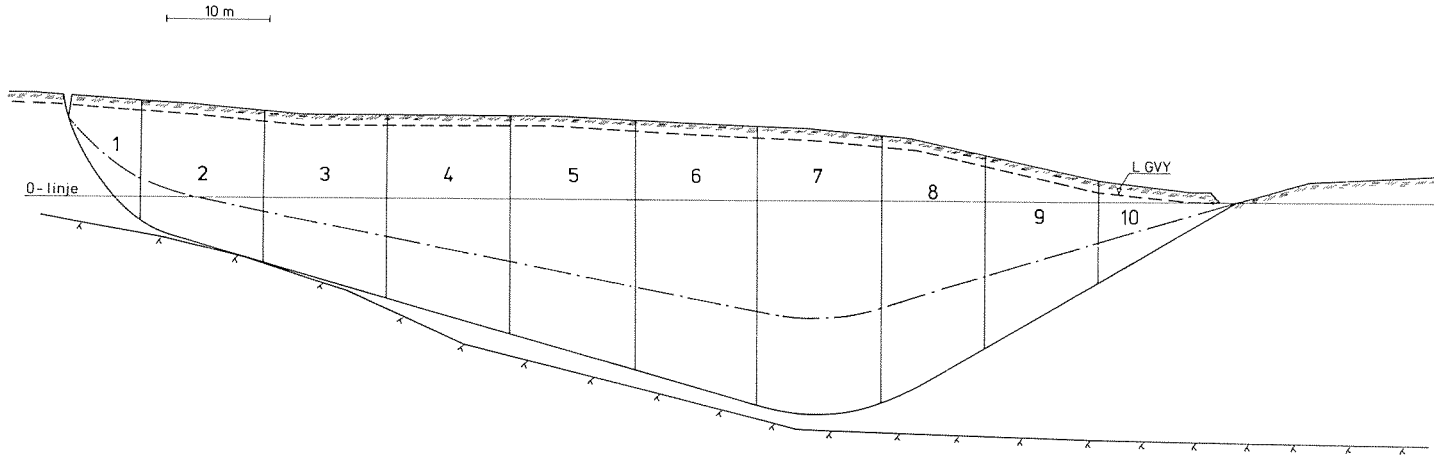
Den föregående slänten hade en medellutning av 1:7 eller 8° . Då som bekant skred inträffar i naturliga slänter i Skandinavien under likartade omständigheter men med ännu mindre medellutning än så har slänt B studerats. Slänten bär, inte helt av en händelse, omisskännliga drag av det, möjligen bortsett från vägbanken, mest ansträngda partiet i rasområdet i Tuve. Fig 33.

Leran antas ha en volymvikt av $1,7 \text{ t/m}^3$ och ha konsoliderat för en grundvattenyta 1 m under markytan. Leran underlagras av ett permeabelt lager ovan berg. De översta lerlagren antas bestå av högplastisk lera. Flytgränsen avtar med djupet och lerlagren närmast berget har en flytgräns av endast 30%. Den farligaste glidyten söker sig därför ned mot det dränerade skiktet även i en odränerad analys. Bäckfåran utgör en naturlig brottanvisning.

Den odränerade hållfastheten har beräknats ur empiriska samband som aktiv skjuvhållfasthet i lamell 1 ($0,33 \sigma_c'$) och då glidyten är mycket flack i lamellerna 2-7 har den empiriska skjuvhållfastheten från direkta skjuvförsök ($0,17 \sigma_c'$) antagits för dessa. I lamellerna 8-10 har den odränerade hållfastheten antagits som den empiriska passiva skjuvhållfastheten och varierats med flytgränsen.

De effektiva hållfasthetsparametrarna antas vara $c' = 0$ och $\phi' = 30^\circ$. Stabiliteten har också här beräknats för ett fall där kraftig, långvarig nederbörd ökar vattentrycket i bottenlagren och vattenfyller en spricka i släntens överdel. Det ökande vattentrycket beräknas kunna fortplanta sig och påverka hela lamell 1 då dräneringsvägarna här är relativt korta och fri tillgång på vatten finns i lamellens över- och underkant.

SLÄNT B



σ'_{Gmax} kPa	72	73	75	104	106	112	120	122	129	146	149	158	168	171	181	189	193	204	202	206	218	167	170	178	110	113	116	46	47	48
σ'_{Gmin} kPa	43	44	51	40	40	45	46	46	52	56	57	63	64	65	72	72	73	81	77	78	87	82	83	87	65	66	69	34	35	36
α^*	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20
τ_{fu} kPa	24			18			21			25			29			32			34			28			21			12		

Fig 33. Slänt B. Lera med ett dränerande skikt närmast berget. Undre delen av lerlagret består av lågplastisk sensitiv lera medan övre delen är högplastisk till mycket högplastisk. Medellutning 1:12 eller $4,75^\circ$.

Hade denna slänt varit starkt överkonsoliderad och den dränerade skjuvhållfastheten dimensionerande hade den initiella säkerhetsfaktorn varit över 4,0.

Den helt odränerade säkerhetsfaktorn beräknas med totalspänningsanalys till 1,29 och förblir i stort sett opåverkad vid antagande av vattenfylld spricka och stigande vattentryck.

Beräknas stabiliteten i stället med kombinerad analys sjunker den beräknade säkerhetsfaktorn från 1,28 till 1,16 då vattentrycket stiger till sin maximala nivå som är en ökning med 5 m vattenpelare i de undre lagren till ett artesiskt övertryck om 4 m.

Då stabiliteten beräknas med effektivspänningsparametrar och beräknade portryck blir man varse hur oerhört känslig metoden är för antaget förkonsolideringstillstånd.

Antages leran vara konsoliderad som vid plan mark med största gränsspänningen vertikal och ett K_{onc} värde som empiriskt varierar med flytgränsen och har ett minimivärde i de lågplastiska bottenlagren på 0,38 är det knappt att slänten beräkningsmässigt skulle stå i sitt konsolideringstillstånd, $F_0 = 1,06$. Det skulle fordras mindre än 1 m vattentryckshöjning i bottenlagren och en 1 m djup vattenfylld spricka för brott.

Antas däremot att största gränsspänningens riktning är roterad 10° från den vertikala höjs den initiella säkerhetsfaktorn genast till $F_0 = 1,55$. För att undersöka om brott i detta fall är beräkningsmässigt möjligt har en kombination av ett exceptionellt högt vattentryck, en fyllning i släntens överdel samt en del erosion vid släntfoten antagits. Säkerhetsfaktorn sjunker därvid hastigt men utbildat brott kan inte beräknas inom rimliga beräkningsantaganden.

Antas största gränsspänningens riktning vriden 20^0 från den vertikala kan man beräkningsmässigt inte komma i närheten av brott. Detta antagande kan dock knappast anses rimligt i en så flack slänt.

Varieras i stället K_{ONC} -värdet i bottenlagren, och ett minsta K_{ONC} -värde av 0,5 och maximal gränsspänning vertikal antas, är slänten beräkningsmässigt stabil även för exceptionella beräkningsantaganden. För att kunna räkna fram brott måste ett K_{ONC} -värde mindre än 0,45 antas.

Inverkan av K_{ONC} och största gränsspänningens riktning illustreras av Fig 34 där olika gränsspänningar vid varierande K_{ONC} och riktning för största gränsspänning men vid konstant vertikalt förkonsolideringstryck σ'_C är inritade.

De gränsspänningar som främst är av intresse vid studien av den aktuella slänten befinner sig inom den sektor som begränsas av σ'_{1O} och σ'_{1N} . Vid ett K_{ONC} -värde av 0,4 ökar gränsspänningarna inom denna sektor med i medeltal runt 15% om största gränsspänningens riktning avviker 10^0 från den vertikala och hela 40% om avvikelserna är 20^0 .

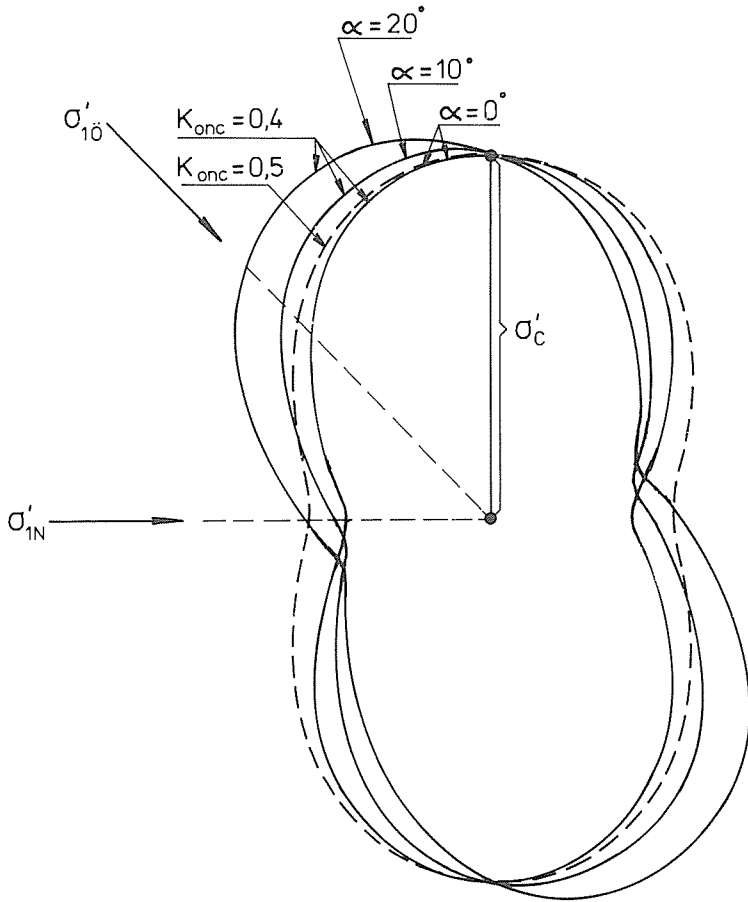


Fig 34. Gränsspänningar vid olika K_{onc} och α -värden.

Motsvarande höjs gränsspänningarna inom sektorn med ca 15% om K_{Onc} -värdet höjs från 0,4 till 0,5.

Förkonsolideringstryckets (gränsspänning) storlek i sig är givetvis det mest utslagsgivande för beräkningarna. Hade slänten antagits konsoliderad för en grundvattenyta en eller ett par meter längre ned skulle den beräkningsmässigt vara stabil i alla tänkbara fall. Hade förkonsolideringstrycken i bottenlagren varit lägre än de antagna hade slänten varit motsvarande instabilare.

Ett av de stora frågetecknen i ett sådant här fall är vad urlakning och andra kemiska förändringar skulle kunna medföra. Att urlakning kan sänka förkonsolideringstrycket är visat (Torrance, 1974). Hur övriga gränsspänningar påverkas är okänt. Skulle gränsspänningarna sänkas lika mycket i alla riktningar i kPa räknat skulle dessutom K_{Onc} -värdet sänkas och effekten på släntstabilitet kunna bli dramatisk. I det aktuella fallet skulle en sänkning av förkonsolideringstrycket i bottenlagren med 10% vid ursprungligt K_{Onc} -värde av 0,5 resultera i en sänkning av gränsspänningarna i den aktuella sektorn och därmed hållfastheten med hela 18%. Mycket små förändringar skulle på detta vis kunna förvandla en ganska stabil slänt till en mycket labil sådan.

Slänterna A och B representerar typiska skandinaviska slänter där skred inträffat av naturliga orsaker eller på grund av mycket små mänskliga ingrepp. En sammanställning av Aas 1979 visar att medellutningarna för naturliga slänter som gått till brott på detta vis ofta ligger i intervallet 1:7 till 1:13.

Skredet i Baastad 1974

Skredet i Baastad inträffade i december 1974 efter en mycket våt höst. Skredet hade en längd av ca 200 m och omfattade 80.000 m² eller 1,5 miljon m³. Som utlösande faktor nämns att vissa massförflyttningar skedde nära släntfoten men att dessa beräkningsmässigt hade mindre betydelse. Hela skredförloppet var över på mindre än en minut. Skredet har utretts av Gregersen & Löken 1979 och nya stabilitetsberäkningar har utförts av Aas 1982.

Jorden bestod överst av en 3-4 m tjock torrskorpa överlagrande ca 16 m relativt homogen lera med $w_L \approx 40\%$ och $I_p \approx 20\%$. I botten av den homogena leran fanns dock sand och siltlager. Under ca 21 m djup är leran en kvicklera med $w_L \approx 20$ och $I_p \approx 5$. Skredet tycks i princip ha gått i kvicklerans överkant. Fig 35.

Markytan i skredområdets övre hälft var i stort sett horisontell medan den nedre delen hade en lutning av i medeltal 1:5 ned mot en bäck.

Den odränerade skjuvhållfastheten bestämdes med aktiva och passiva triaxialförsök och direkta skjuvförsök och effektivspänningsparametrarna bestämdes till $c' = 0$ och $\phi' \approx 30^\circ$. Fig 36.

Med odränerad analys bestämdes säkerhetsfaktorn för den långa glidytan till 1,05 och dränerad analys gav säkerhetsfaktorn 2,0 vid antagande av 10 kPa artesiskt porvattentryck längs glidytan. Senare beräkningar av Aas 1982 visade att farligaste glidytan beräkningsmässigt gick i släntens brantare del och att säkerhetsfaktorn här var under 1,0. Fig 37. Detta betyder i princip att skjuvhållfastheten i släntens undre del bör ha varit högre än vad labförsöken visade. Några försök på ostörd lera från detta parti har dock av förklarliga skäl inte kunnat utföras.

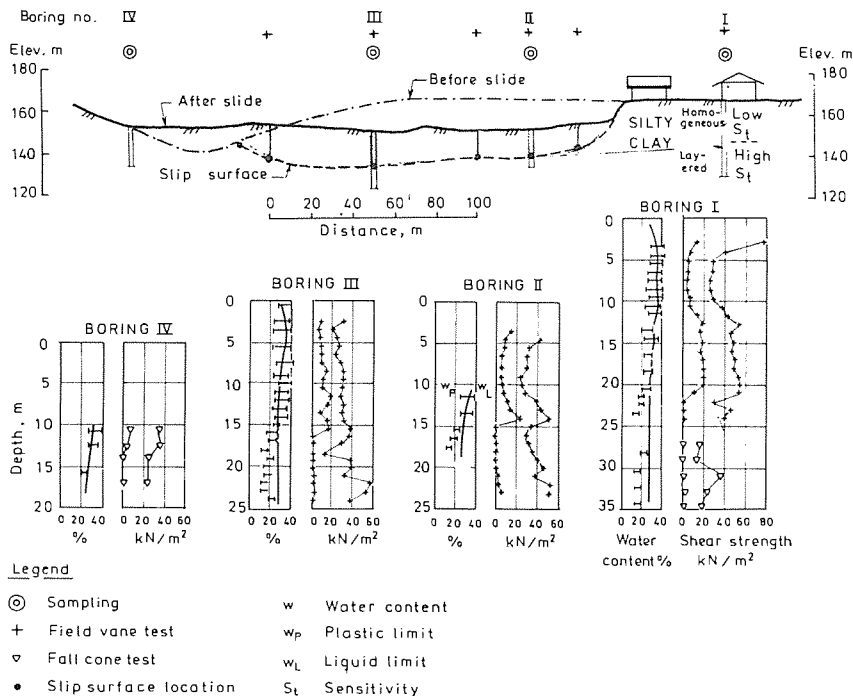


Fig 35. Jordprofiler i Baastad. (Från Gregersen & Löken, 1979.)

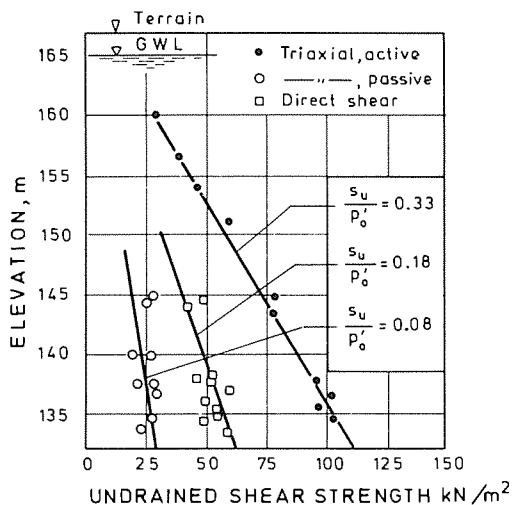


Fig 36. Odränerad skjuvhållfasthet i Baastad. (Från Gregersen & Löken, 1979.)

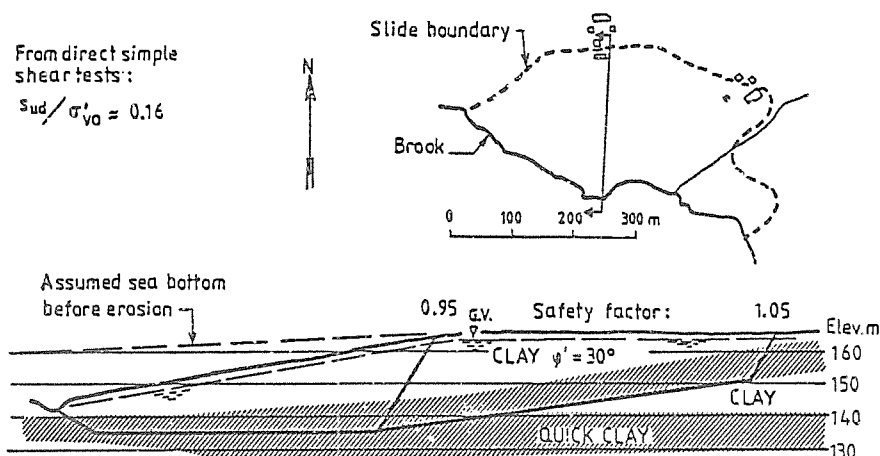
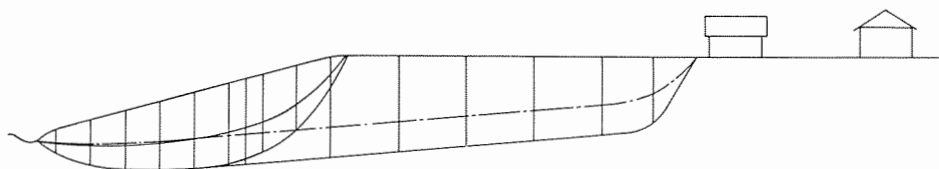


Fig 37. Plan och profil i Baastad. (Från Aas, 1982.)

Av laboratorieresultaten kan man sluta sig till att leran i släntens övre del var normalkonsoliderad för en grundvattenyta ca 2,5 m under markytan. Grundvattenytan antas ligga 2 m under markytan. I släntens undre del kan antas att leran konsoliderat för överliggande jord innan denna börjat erodera bort och vara normalkonsoliderad för en markyta motsvarande den antagna i Fig 37.

I beräkningarna med lamellmetoden har dels hela slänten och dels den brantare delen av slänten studerats. Effektivspänningsparametrarna har antagits vara $c' = 0$ och $\phi' = 30$ och $K_{ONC} = 0,4$ i kvickleran.

Vid beräkningarna visar det sig snabbt att gränsspänningarna i släntens undre del måste ha anpassats successivt under den pågående erosionen för att slänten överhuvudtaget skulle kunnat stå. Om gränsspänningarna har anpassats på motsvarande sätt som i Kviberg och Alafors kan gränsspänningar som i Fig 38 antagas.



$\sigma'_{G \max}$ kPa	242	297	310	311	328	305	285	265	250	145
$\sigma'_{G \min}$ kPa	190	190	190	150	131	122	114	106	100	80
α^*	20	20	20	10	5	0	0	0	0	0

Fig 38. Antagna gränsspänningar i Baastad.

I en jord med dessa gränsspänningar skulle också odränerade skjuvhållfastheter som är högre än de tidigare antagna mätas i släntens undre del.

En odränerad totalspänningsanalys för den långa glidyten skulle då ge en säkerhetsfaktor av 1,38. Denna sjunker till 1,30 om den kombinerade analysen används och grundvattenytan stiger till markytan. För den kortare glidyten blir säkerhetsfaktorn 1,21 vid kombinerad analys och sjunker till 1,14 om grundvattenytan tillåts stiga till markytan.

Dränerade analyser med grundvattenytan 2 m under markytan ger säkerhetsfaktorerna 2,87 respektive 1,66 för den långa och korta glidyten.

Beräknas i stället stabiliteten med effektivspänningsanalys och gränsspänningar erhålls $F = 1,30$ för den långa glidyten vilket sjunker till 1,21 om grundvattenytan höjs till markytan.

För den korta glidyten blir motsvarande säkerhetsfaktorer 1,21 och 1,06. Den korta glidyten är i alla beräkningar den farligaste.

Börjar man studera portrycken som utvecklas vid beräkningarna för de båda glidyterna dyker den för fallet kanske intressantaste aspekten upp.

Vid beräkningen av den långa glidytan uppstår högre portryck i släntens nederdel än vid beräkningen för den korta glidytan eftersom mycket större jordmassor lutar sig mot släntens nederdel. Detta gäller också om full mobilisering av skjuvhållfastheten antas i de övre lamellerna och de beräknade portrycken reduceras för detta. Skulle vattentrycken i den övre aktivzonen öka till en grundvattenyta i markytan skulle det medföra att portrycken i släntens nederdel nådde en nivå där skred skulle uppstå i det brantare partiet vilket då momentant skulle följas av resten av slänten. Detta är i enlighet med de observationer som i andra sammanhang gjorts av Bernander (1979) och skulle kunna förklara det mycket snabba skredförloppet.

Skredet i Bekkelaget

Skredet i Bekkelaget inträffade i oktober 1953. Det kom att få en total längd av 150 m och omfattade 16.000 m². Fig 39. Skredet undersöktes av Eide & Bjerrum (1955).

I skredets bakkant låg en hög järnvägsbank och en vägbank som byggts upp av sprängsten. Järnvägsbanken låg direkt på det ganska brant stupande berget medan vägbanken byggts upp ovanpå leran. Bortsett från bankarna i bakkanten var området flackt med en medelutning av $\sim 1:15$. Några år före skredet hade en fyllning lagts ut för en framtida breddning och uträtning av vägen i områdets sydöstra del och vid skredtillfället hade en breddning av banken i det nordöstra hörnet av skredområdet påbörjats. Denna utfyllning antas ha utlöst skredet. Skredet skedde

hastigt och var över inom ca en halv minut. Efter skredet kunde man konstatera att större delen av det flacka området hade rört sig som ett flak och att bankarna i bakkanten hade åkt ut i vad som liknade ett cirkulärcylindriskt rotationsbrott. Markytan var kraftigt uppsprucken de närmaste 15 metrarna från bankarna och längst ned i den uppträckta passivzonen.

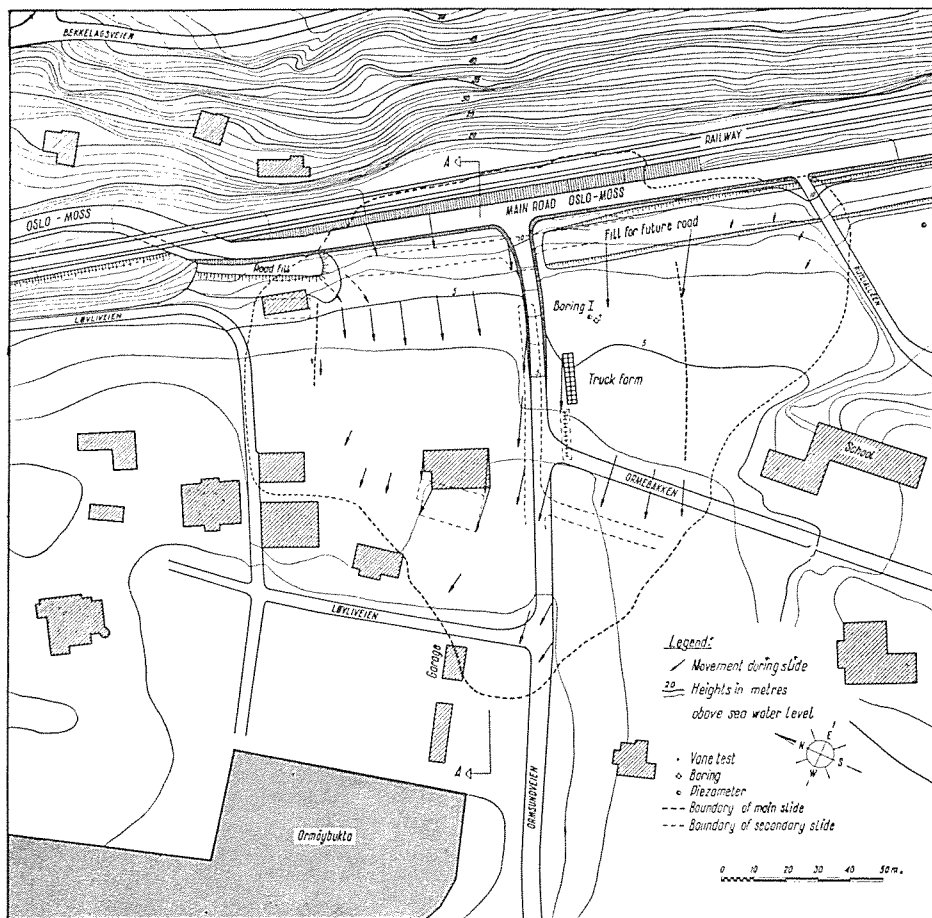


Fig 39. Karta över skredområdet i Bekkelaget. (Från Eide & Bjerrum, 1955.)

Resultatet av provborrningar och laborieresultat visade att jorden bestod av en lågplastisk urlakad marin lera. Torrskorpan var kraftig och nådde i bakkanten upp till nära 10 m tjocklek. Torrskorpans

tjocklek avtog med avståndet från bankarna och i skredets framkant var den endast ett par meter tjock. Orsaken härtill torde vara att söka i bergets topografi och närheten till Oslofjorden i skredets framkant. Fig 40.

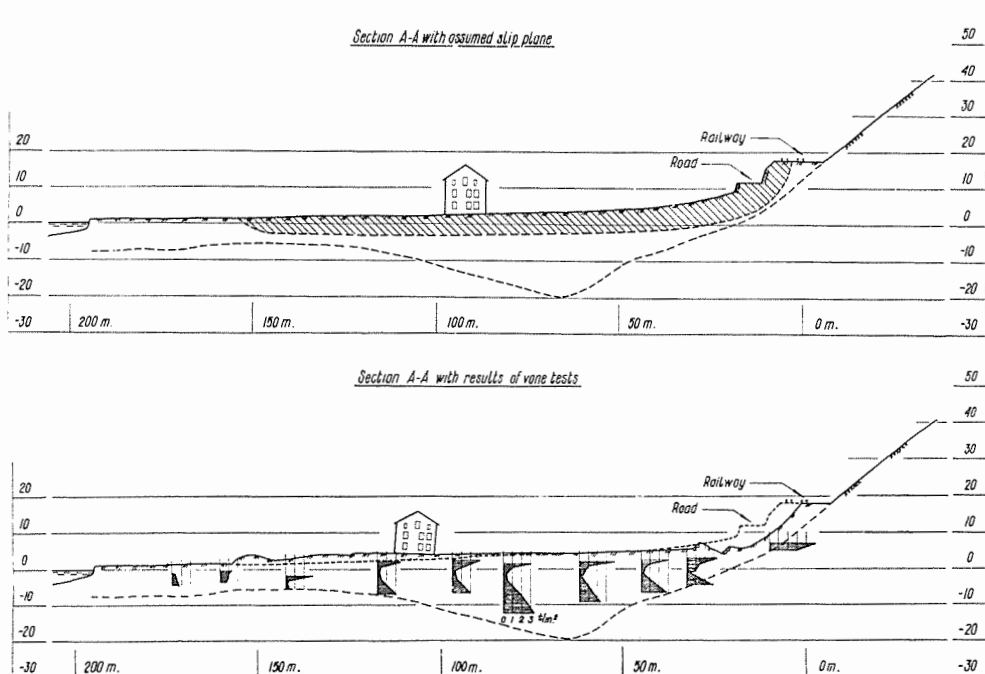


Fig 40. Sektion A-A med topografi före och efter skredet, antagen glidyta och skjuvhållfastheter mätta med vingsond. (Från Eide & Bjerrum, 1955.)

Under torrskorpan var leran normalkonsoliderad för en grundvattenyta i markytan. Hållfastheten mätt med vingsondering visade mycket låga värden under torrskorpan. Glidytan tycks i stort sett ha gått strax under torrskorpans underkant. Fig 41.

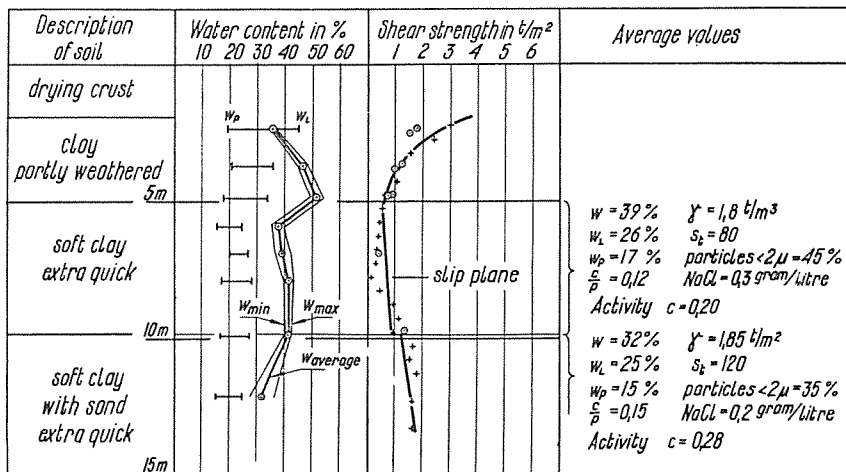


Fig 41. Resultat från provtagning och vingsonering i skredets centrala del. (Från Eide & Bjerrum, 1955.)

Eide och Bjerrum utförde stabilitetsberäkningar med antagande av $c' = 0$ och $\phi' = 45^\circ$ i sprängstensfyllningen och $\tau_{fu} = 0,12 \cdot \sigma'$ i leran enligt vingsondevärdena. Vid dessa beräkningar erhöles $F \approx 1,0$ för såväl den långa glidyta som en kortare glidyta som endast omfattade bankarna och leran närmast.

Senare har Aas 1982 gjort en ny utvärdering där resultaten från triaxialförsök och direkta skjuvförsök använts. Enligt denna utvärdering är säkerhetsfaktorn för den långa glidyta 1,32 men den avtog för kortare glidytor. Den farligaste glidyta skulle vara den som omfattade bankarna och leran närmast dessa. Fig 42.

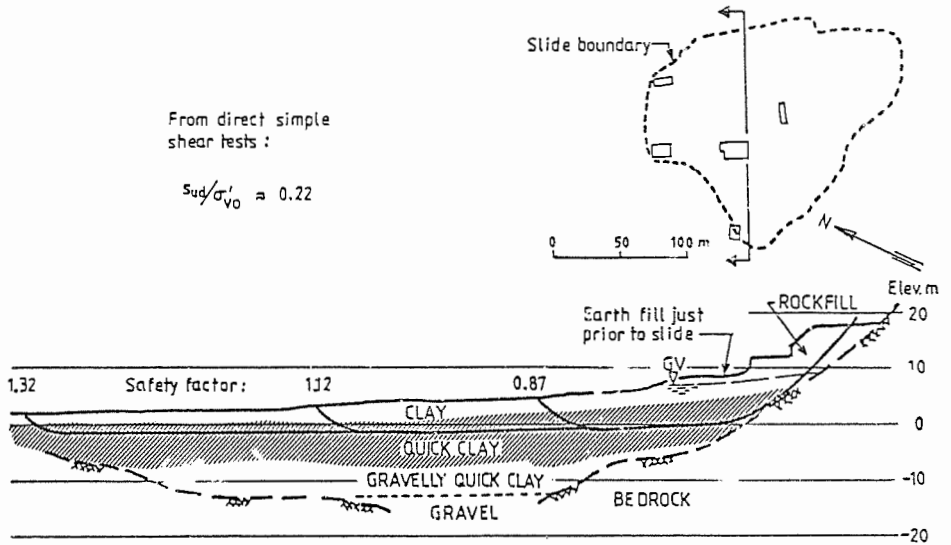


Fig 42. Beräknade säkerhetsfaktorer i Bekkelaget. (Från Aas, 1982.)

Sprängstensbankarna hade dock legat i över 30 år och den nya fyllningen skulle endast marginellt kunna påverka en sådan glidyta. Aas skriver också att det troligen uppstod en lokal flytning vid utfyllnaden av den nya banken som sedan utvecklades till ett storskred.

Vid studien av Bekkelaget med lamellmetoden har antagits att leran under torrskorpan är normalkonsoliderad för en grundvattenyta i markeytan och $K_{onc} = 0,4$. De effektiva hållfasthetsparametrarna $c' = 0$ och $\phi' = 30^\circ$ har använts för leran.

I sprängstenen har antagits $c' = 0$ och $\phi' = 45^\circ$ och mycket höga gränsspänningar. I torrskorpan har gräns-

spänningarna antagits vara isotropa och uppskattats med hjälp av vingsondvärdena. Fig 43. Dessa antaganden medför att den dränerade hållfastheten med bred marginal är dimensionerande i sprängsten och torrskorpa i alla beräkningar.

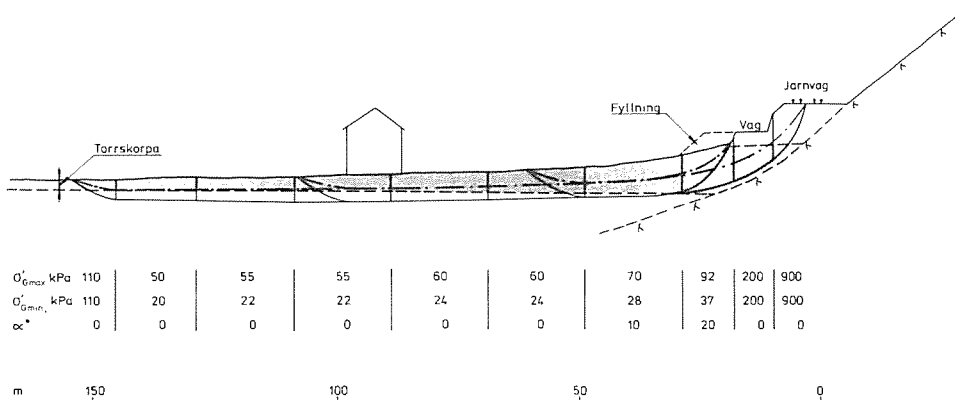


Fig 43. Antagna gränsspänningar i Bekkelaget.

Beräknas säkerhetsfaktorn enligt lamellmetoden med effektivspänningsanalys och gränsspänningar finner man att säkerhetsfaktorn varierar mellan 1,4 för den längsta glidytan till 1,25 för en kort som inkluderar väg- och järnvägsbankarna. Det enda initialbrott som kan räknas fram är ett lokalt brott som endast omfattar den nya fyllningen och leran närmast denna. Anledningen till att denna fyllning leder till brott medan de mycket högre väg- och järnvägsbankarna kunnat uppföras är att med den nya fyllningen kommer man för första gången utanför zonen med torrskorpelera till berg och börjar belasta den lösa leran.

Hur den vidare skredutvecklingen gick till kan man bara gissa men en aspekt är värd att notera. Om ett initialskred utlöste ett skred som omfattade väg- och

järnvägsbankarna skulle horisontalkrafterna mot det flacka partiet öka drastiskt. Studeras detta område separat finner man att för en ökande horisontell last inträffar beräknat brott vid samma lastökning oavsett vilken längd man antar på glidytan ända till den verkliga glidytagens längd. Detta beror på torrskorpans topografi. Vid Eide och Bjerrums undersökning visade det sig också att skredets utbredning till stor del dikterades av en svaghetszon i torrskorpan i skredområdets södra del som utgjordes av en ledningsgrav.

Skredet i Sem

Skredet i Sem inträffade i april 1974. Skredet har omnämnts vid olika tillfällen av Aas, t ex 1982. Någon detaljerad rapport om jordlagrens egenskaper har ej publicerats men jordlagerföljden och topografin är så intressant att en principstudie ändå gjorts.

Skredet inträffade under utläggning av en fyllning i övre delen av en flack slänt som hade en lutning av 1:15. Skredet kom att bli \approx 110 m långt.

Större delen av fyllningen hade placerats några år tidigare och skredet initierades av att en extra fyllning placerades ovanpå den tidigare.

Jordlagren bestod av finsand som överlagrade ett 6-7 m tjockt lager av kvicklera ovanpå sand och lera. Finsandlagret hade en största tjocklek vid fyllningen där det var ca 4,5 m och det tunnade sedan ut nedför sluttningen. Vid foten av skredområdet var tjockleken \approx 1 m. Fig 44.

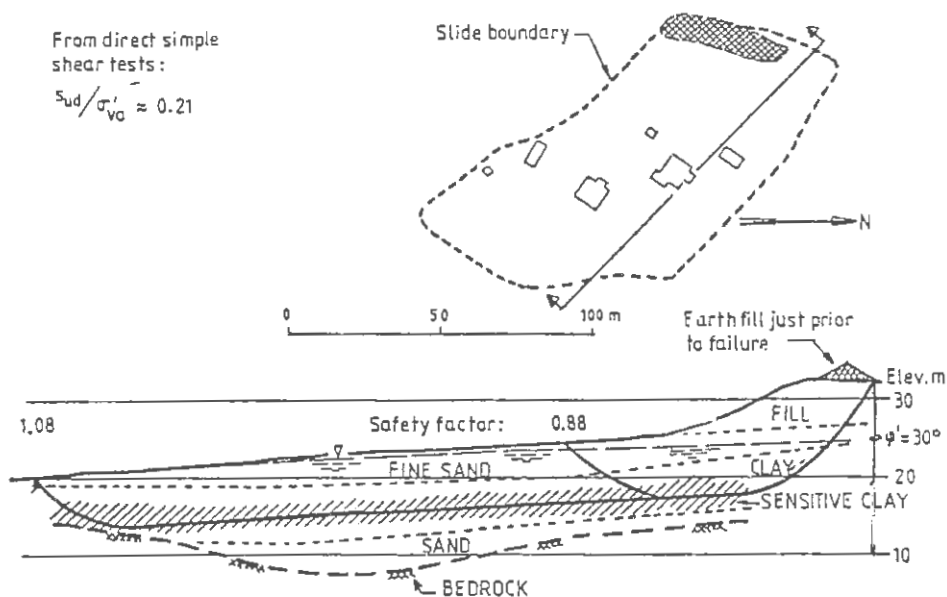
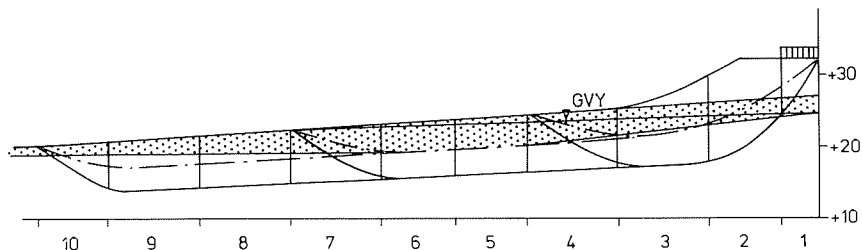


Fig 44. Skredet i Sem i plan och profil. (Från Aas, 1982.)

Uppgivna hållfasthetsvärden från triaxialförsök och direkta skjuvförsök antyder att leran var normalkonsoliderad och den passiva odränerade skjuvhållfastheten antyder att leran var lågplastisk.

Vid beräkningarna med lamellmetoden har antagits effektiva hållfasthetsparametrar $c' = 0$ och $\phi' = 30^\circ$ i såväl fyllning som sand och lera. Vidare har antagits att sanden har minst kritisk lagringstäthet vilket innebär att dränerad hållfasthet är dimensionerande i sanden. Leran antas ha konsoliderat för den nya spänningssituationen efter den första fyllningen och gränsspänningarna anpassats till denna. Fig 45.



O'_{Gmax} kPa	31	61	67	67	68	82	86	122	182	150
O'_{Gmin} kPa	31	25	27	27	27	33	34	49	73	150
α°	0	0	0	0	5	5	10	20	20	0
τ_{fu}	10	13	14	14	14	17	17	24	36	-

Fig 45. Antagna gränsspänningar och motsvarande odränerad skjuvhållfasthet i Sem.

Vid beräkning med lamellmetoden erhålls för dränerad analys säkerhetsfaktorerna 2,7 och 2,6 för längsta respektive kortaste glidyten. Räknas effektivspänningsanalys med gränsspänningar erhålls säkerhetsfaktorerna 1,10 respektive 1,47 för tillståndet före sista fyllningen.

Den längsta glidyten skulle gå till brott för en tilläggsfyllning som ger 30 kPa extralast i lamell 1. Säkerhetsfaktorn i den kortaste glidyten skulle då vara 1,34. Den odränerade skjuvhållfasthet som skulle mätts i laboratoriet vid de antagna gränsspänningarna har uppskattats med empiri. Fig 45. Sätts dessa hållfastheter in i beräkningar med kombinerad analys där sanden antas dränerad fås säkerhetsfaktorn 1,10 för den längsta glidyten och 1,26 för den kortaste.

Vid beräkningar av Aas har säkerhetsfaktorn beräknats till 1,08 för den längsta glidyten vilket är i

stort sett identiskt med resultatet i denna studie. För den kortaste har dock en säkerhetsfaktor på 0,88 beräknats. För att komma ned i en så låg säkerhetsfaktor måste man med övriga antaganden i denna studie dessutom anta att sanden är mycket löst lagrad och har en odränerad passiv skjuvhållfasthet av samma storleksordning som kvickleran.

Den detaljerade kunskapen om förhållandena i Sem finns dock vid NGI och denna studie baserar sig på mycket grova antaganden.

Studien visar ändå i princip att vid vissa betingelser kan en ganska lång glidyta vara den farligaste även om glidytan går relativt grunt. I detta fall på ca 7,5 m djup. Topografin hos ett styvare överlagrade lager vare sig det utgörs av torrskorpa, sand eller något annat är alltså väsentlig för initialskredens utseende.

Slutsatser och rekommendationer

Tillsammans med de studier som utförts av Svanö 1981, Aas 1982 och Leroueil et al 1982 visar resultaten av denna studie att de två alternativa huvudtyper av beräkningar av släntstabilitet som hittills använts i Sverige, antingen dränerad effektivspänningsanalys eller odränerad totalspänningsanalys, ofta är otillräckliga för att analysera stabiliteten i en slänt.

Den dränerade effektivspänningsanalysen representerar det farligaste fallet endast då den dränerade hållfastheten är lägre än den för belastningsfallet relevanta odränerade skjuvhållfastheten i alla element längs skjuvytan. Detta är som regel fallet i starkt överkonsoliderade jordar men också ofta vid belastningsändringar som medför en kraftig minskning i spänningsnivån i jorden (t ex schakter).

Den odränerade totalspänningsanalysen är någorlunda representativ för det farligaste fallet i de fall jorden utsätts för en lastökning som medför att effektivspänningarna i alla delar av glidytan når upp till gränsspänningarna. Detta kan ske vid belastningstyper som höjer spänningsnivån i normalkonsoliderade eller svagt överkonsoliderade leror (t ex fyllningar). Förutsättningen är dock att den odränerade skjuvhållfasthet som används är relevant för belastningsfallet. Även då skiljer den beräknade farligaste glidytan sig något från den som beräknas med "noggrannare" metoder och felkällor i provningsförfarande och utvärdering av odränerad skjuvhållfasthet kommer in i bilden.

En effektivspänningsanalys med beräkning av portrycksförändringen vid belastningsändringar torde vara den mest korrekta metoden och den metod man bör satsa på forskningsmässigt för att kunna belysa olika aspekter som t ex variationer i grundvattenytan, torrskorpans topografi och inverkan av spänningsnivåerna i omkringliggande jord.

För att kunna använda denna behövs dock en mycket omfattande kunskap om jorden och ett antal parametrar som normalt inte bestäms skulle behöva mätas. Någon enkel och tillförlitlig metod att mäta dessa parametrar finns i dag inte och de empiriska kunskaperna är klart otillräckliga. Med någorlunda enkla beräkningsmodeller är metoden dessutom användbar endast för spänningar nära brott.

Till metodens fördelar hör dock att den är generell och insatt i finita elementprogram där tid och olika mobiliseringsgrad i olika delar av glidytan kan beaktas borde den med tiden kunna bli mycket användbar.

Med de begränsningar som i dag finns för effektivspänningsanalysen med portrycksberäkning torde den kombinerade analysen vara att rekommendera för vanliga stabilitetsberäkningar.

Liksom effektivspänningsanalysen med portrycksberäkning är den generell och har den fördelen att de beräknade säkerhetsfaktorerna ger en god uppfattning om hur nära brott man befinner sig. De ingående parametrarna är relativt få och mäts med standardmetoder.

Metoden ger inte något falskt intryck av exakthet och man skall vara medveten om att även om noggranna mätningar av den odränerade skjuvhållfastheten utförts kan man inte förvänta sig en större noggrannhet än +10 till 20%. Den tar dock hänsyn till gränsspänningar och portrycksvariationer och de värsta felkällorna i den helt dränerade analysen och totalspänningsanalysen är eliminerade.

Referenser

- Aas, G, 1979. Kvikkleireskred. Skredfare og arealplanlegging, vurdering av faregrad og sikrings tiltak. Norges Sivilingeniørers Forening/Norges Geotekniske Institutt, Oslo.
- Aas, G, 1981. Stability of Natural Slopes in Quick Clays. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm.
- Aas, G, 1982. A method of stability analyses applicable to natural slopes in sensitive and quick clays. Symposium on landslides in Linköping. Statens Geotekniska Institut, Rapport No 17, Linköping.

- Bernander, S, Svensk, I och Carlsson, C-A, 1979. Synpunkter på plasticitetsteorins giltighet vid stabilitetsberäkningar i jord med särskild referens till inverkan av överlagrande lastsystem. Nordiska Geoteknikermötet i Esbo.
- Berntsson, J, 1983. Portrycksvariationer i leror inom Göteborgstrakten. Statens Geotekniska Institut, Rapport No 20, Linköping.
- Berre, T, 1975. Bruk av triaxial- og direkte skjaerforsök til lösning av geotekniske problemer. Nordiska Geoteknikermötet i Köpenhamn.
- Berre, T, 1981. Triaxial testing at the Norwegian Geotechnical Institute. Norges Geotekniske Institutt, Publikasjon Nr 143, Oslo.
- Bjerrum, L, 1973. Problems of soil mechanics and construction on soft clays. State of the Art Report, Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow.
- Brooker, E och Ireland, H, 1965. Earth pressures at rest related to stress history. Canadian Geotechnical Journal 2(1965):1, pp 1-15.
- Broms, B och Stål, T, 1980. Landslides in sensitive clays. State of the art report, International symposium on landslides, New Delhi.
- Eide, O och Bjerrum, L, 1955. The slide at Bekkelaget. Norges Geotekniske Institutt, Publikasjon Nr 10, Oslo.
- Gregersen, O och Löken, T, 1979. The quick-clay slide at Baastad, Norway, 1974. Norges Geotekniske Institutt, Publikasjon Nr 128, Oslo.
- Gregersen, O och Löken, T, 1982. Mapping of quick clay landslide hazard in Norway. Criteria and experiences. Symposium on landslides in Linköping. Statens Geotekniska Institut, Rapport No 17, Linköping.

- Janbu, N och Hjeldnes, E I, 1965. Principal Stress Ratios and their Influence on the Compressibility of Soils. Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Toronto.
- Janbu, N, 1973. Slope Stability Computations. Embankment - Dam Engineering. Casagrande volume, John Wiley & Sons.
- Janbu, N, 1977. Slopes and Excavations. State of the art report. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.
- Janbu, N, 1980. Critical Evaluation of the Approaches to Stability Analysis of Landslides and Other Mass Movements. International Symposium on Landslides, New Delhi.
- Karlsrud, K, 1982. Analysis of a small slide in sensitive clay in Fredriksstad, Norway. Symposium on landslides in Linköping. Statens Geotekniska Institut, Rapport No 17, Linköping.
- Kenney, T C, 1967. Shear strength of soft clay. Proceedings of the Geotechnical Conference, Oslo.
- Ladd, C C, 1981. Discussion on laboratory shear devices. ASTM Special Technical Publication, STP 740, Philadelphia.
- Larsson, R, 1977. Basic Behaviour of Scandinavian Soft Clays. Statens Geotekniska Institut, Rapport No 4, Linköping.
- Larsson, R, 1980. Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clays. Canadian Geotechnical Journal 17(1980):4, pp 591-602.
- Larsson, R, 1981. Drained Behaviour of Swedish Clays. Statens Geotekniska Institut, Rapport No 12, Linköping.

- Larsson, R och Sällfors, G, 1981. Hypothetical yield envelope at stress rotation. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm.
- Larsson, R och Jansson, M, 1982. The Landslide at Tuve November 30 1977. Statens Geotekniska Institut, Rapport No 18, Linköping.
- Lefebvre, G, 1981. Fourth Canadian Geotechnical Colloquium: Strength and slope stability in Canadian soft clay deposits. Canadian Geotechnical Journal 18(1981):3, pp 420-442.
- Lefebvre, G, 1982. Use of the post-peak strength in slope stability analysis. Symposium on landslides in Linköping. Statens Geotekniska Institut, Rapport No 17, Linköping.
- Leroueil, S, Tavenas, F, Mieussens, C och Peignaud, M, 1978. Construction pore pressures in clay foundations under embankments. Canadian Geotechnical Journal 15(1978):1, pp 66-82.
- Leroueil, S, Collins, G och Tavenas, F, 1982. Total and effective stress analyses of slopes in Champlain sea clays. Symposium on landslides in Linköping. Statens Geotekniska Institut, Rapport No 17, Linköping.
- Massarsch, K R, 1979. The stability of layered clay soils. VBB special report 21:79.1, Stockholm.
- Samuelsson, A, Ekström, J och Sällfors, G, 1982. Analys av slänters stabilitet. Delrapport 1. Resultat av fält- och laboratorieundersökningar. Alafors, Råvekärr/Sandbäck, Kviberg. Chalmers Tekniska Högskola, Institutionen för geoteknik, Göteborg.
- Scofield, A och Wroth, P, 1969. Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill, London.

Svanö, G, 1981. Undrained effective stress analyses. Thesis. Norges Tekniske Högskole, Institutt for Geoteknikk og Fundamenteringslaere, Trondheim.

Sällfors, G, 1975. Preconsolidation pressure of soft high-plastic clays. Thesis. Chalmers Tekniska Högskola, Institutionen för geoteknik, Göteborg.

Tavenas, F och Leroueil, S, 1977. Effects of stresses and time on yielding of clays. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.

Tavenas, F och Leroueil, S, 1979. Clay behaviour and the selection of design parameters. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton.

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
Swedish Geotechnical Institute
S-581 01 Linköping
Tel: 013/11 51 00

Serien "Rapport" ersätter våra tidigare serier: "Proceedings" (27 nr), "Särtryck och Preliminära rapporter" (60 nr) samt "Meddelanden" (10 nr).

The series "Report" supersedes the previous series: "Proceedings" (27 Nos), "Reprints and Preliminary Reports" (60 Nos) and "Meddelanden" (10 Nos).

RAPPORT/REPORT

No.		År	Pris kr (Sw.crs)
1.	Grundvattensänkning till följd av tunnelsprängning. <i>P. Ahlberg, T. Lundgren</i>	1977	50:-
2.	Påhängskrafter på långa betongpålar. <i>L. Bjerin</i>	1977	50:-
3.	Methods for reducing undrained shear strength of soft clay. <i>K.V. HeleneLund</i>	1977	30:-
4.	Basic behaviour of Scandinavian soft clays. <i>R. Larsson</i>	1977	40:-
5.	Snabba ödometerförsök. <i>R. Karlsson, L. Viberg</i>	1978	25:-
6.	Skredriskbedömningar med hjälp av elektromagnetisk fältstyrkemätning - provning av ny metod. <i>J. Inganäs</i>	1978	40:-
7.	Förebyggande av sättningar i ledningsgravar - en förstudie. <i>U. Bergdahl, R. Fogelström K.-G. Larsson, P. Liljekvist</i>	1979	40:-
8.	Grundläggningskostnadernas fördelning. <i>B. Carlsson</i>	1979	25:-
9.	Horisontalarmerade fyllningar på lös jord. <i>J. Belfrage</i>	1981	50:-

RAPPORT/REPORT

No.		År	Pris kr (Sw.crs)
10.	Tuveskredet 1977-11-30 Inlägg om skredets orsaker.	1981	50:-
11a.	Tuveskredet geoteknik	1981	
11b.	Tuveskredet geologi	1981	50:-
11c.	Tuveskredet hydrogeologi	1981	40:-
12.	Drained behaviour of Swedish clays. <i>R. Larsson</i>	1981	50:-
13.	Long term consolidation beneath the test fills at Väsby, Sweden <i>Y.C.E. Chang</i>	1981	100:-
14.	Bentonittätning mot lakvatten <i>T. Lundgren, L. Karlqvist, U. Quarfort</i>	1982	60:-
15.	Kartering och klassificering av lerområdets stabilitetsförut- sättningar. <i>L. Viberg</i>	1982	80:-
16.	Geotekniska fältundersökningar. Metoder - Erfarenheter - FoU-behov. <i>E. Ottosson (red.)</i>	1982	60:-
17.	Symposium on Slopes on Soft Clays.	1983	140:-
18.	The Landslide at Tuve November 30 1977. <i>R. Larsson, M. Jansson</i>	1982	75:-
19.	Släntstabilitetsberäkningar i lera Skall man använda totalspänningsanalys, effektivspänningsanalys eller kombinerad analys? <i>R. Larsson</i>	1983	60:-



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

Besöksadr.: Olaus Magnus väg 35, LINKÖPING

Postadr.: 581 01 LINKÖPING, tel 013-11 51 00