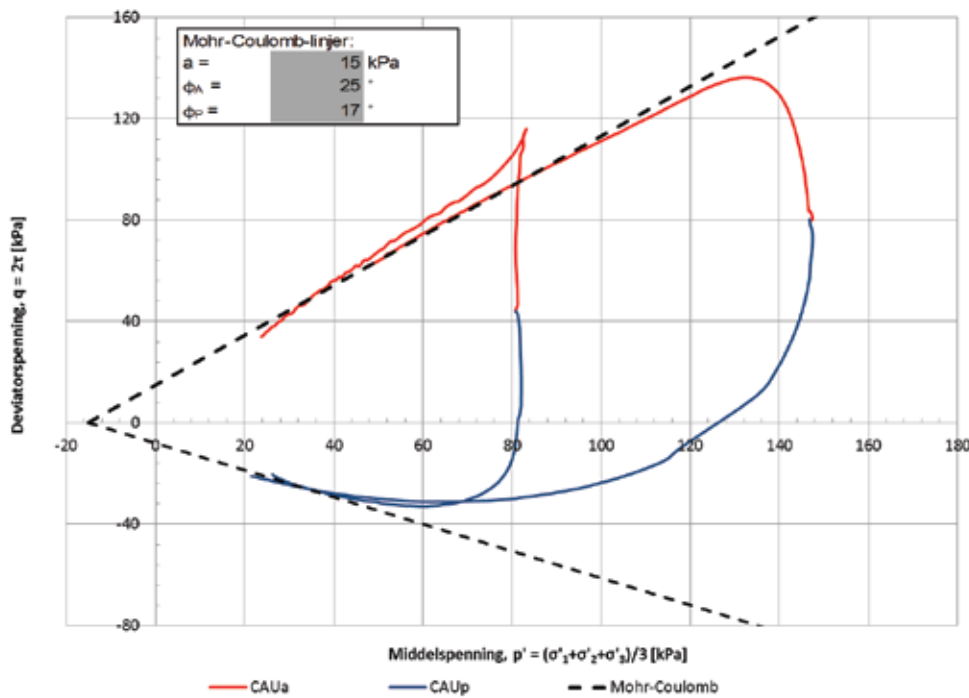




Naturfareprosjektet: Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer

75
2012



R
A
P
P
O
R
T

Naturfareprosjektet: Delprosjekt Kvikkleire

Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer

**Norges vassdrags- og energidirektorat i et samarbeid med Statens vegvesen og
Jernbaneverket**

2012

Rapport nr. 75/2012

Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer

Utgitt av: Norges vassdrags- og energidirektorat i et samarbeid med Statens vegvesen og Jernbaneverket

Utarbeidet av: Samarbeidsgruppen SINTEF/Multiconsult

Forfatter: Odd Arne Fauskerud, Corneliu Athanasiu, Cristian Rekdal Havnegjerde (Multiconsult) & Erik Tørum, Stein Olav Christensen, Anders Gylland (SINTEF)

Dato: 08.01.2013

Opplag: P.O.D.

ISBN: 978-82-410-0863-4

Avrop:

Det er ulike praksis for konsulenter når det gjelder bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer. Oppdraget skal granske dette aspektet. Det skal leveres en teknisk rapport som inkluderer

1. «Current-status» på ulik praksis i den geotekniske bransjen i Norge og i andre land med lignende problemstilling
2. Anbefalinger på anisotropiforhold i kvikkleirer basert på erfaringstall.

Emneord: anisotropi, sprøbruddmateriale, stabilitetsberegninger,

Rapport

Oppdrag:	NIFS - Naturfare- Infrastruktur, Flom og Skred					
Emne:	Deloppgave SM 6.4.1 Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer					
Rapport:	Prosjektgruppens vurderinger av status i bransjen og anbefalinger					
Oppdragsgiver:	Statens vegvesen v/Frode Oset					
Dato:	30. november 2012					
Oppdrag- / Rapportnr.	415559/ 415559-RIG-RAP- 002 rev. 00 SM 6.4.1					
Tilgjengelighet	Åpen					
Utarbeidet av:	Odd Arne Fauskerud¹, Corneliu Athanasiu¹, Cristian Rekdal Havnegjerde¹ Erik Tørum², Stein Olav Christensen², Anders Gylland² (1:Multiconsult/2:Sintef)					
Kontrollert av:	Stein Olav Christensen	Ansvarlig enhet:				1012
Godkjent av:	Arne Vik	Emneord:				Anisotropi, sprøbruddmateriale, stabilitetsberegninger
<p>Sammendrag:</p> <p>Statens vegvesen (SVV) har tildelt SINTEF og Multiconsult samlet en rammeavtale under etatsatningsprosjektet Naturfare - Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS), delpakke 6 som omhandler Kvikkleire. Innenfor denne rammeavtalen er det gjort avrop på en deloppgave med tittelen Deloppgave 6 SM-6.4.1 "Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer". Denne rapporten er leveransen for avropet, og er utarbeidet i samarbeid mellom Multiconsult og SINTEF. Rapportens første del tar for seg anisotropi for leire spesielt med vekt på betydning for stabilitetsberegninger. Det presenteres et konsept for bestemmelse av udrenert skjærfasthet i bløt leire og anvendelse av dette i stabilitetsberegninger. Videre gis et overordnet blick inn i praktisering og empiriske sammenhenger i litteraturen. For bransjen er det gitt en situasjonsbeskrivelse ift. bestemmelse/valg og anvendelse av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer. Rapportens siste del gir prosjektgruppens anbefalinger for uttak av anisotropiforhold i sprøbruddmaterialer og avslutter med anbefalinger for videre arbeider.</p> <p>Anisotropi i sprøbruddmaterialer er et komplekst og sammensatt tema som krever god problemforståelse. Det er fullt mulig å havne i en situasjon med ikke-konservative anslag av anisotropiforholdene, selv der det i utgangspunktet legges opp til verdier på konservativ side. Laboratoriebestemte og stedsspesifikke data benyttes i for liten grad for bestemmelse av ADP-forhold. Korreksjon av udrenert skjærfasthet bestemt på blokkprøver eller fra blokkprøvekorrelasjoner er et komplekst tema, og praksisen er varierende i de ulike miljøene.</p> <p>For den daglige prosjekteringspraksisen i Norge vil det være til stor nytte og hjelp med videreutvikling av korrelasjonsdatabaser. Det beskrevne konseptet med bestemmelse av udrenert skjærfasthet på vilkårlige plan basert på spenningshistorie og in-situ spenninger bør bearbeides videre.</p>						
00	30.11.2012	Oversendelse til NIFS	36	OAF	SOC	ARV
Utg.	Dato	Tekst	Ant.sider	Utarb.av	Kontr.av	Godkj.av

Innholdsfortegnelse

1.	Innledning og bakgrunn	3
2.	Gruppens oppgaveforståelse	3
2.1	Første del	3
2.2	Andre del	3
3.	Anisotropi.....	4
3.1	Generelt	4
3.2	Anisotropi i leire.....	4
3.2.1	Konsekvenser for stabilitetsanalyser	4
3.2.2	Konsept – udrenert skjærfasthet i leire med sprøbruddegenskaper	5
3.2.3	Praktisering og empiriske sammenhenger i litteraturen	11
3.3	Metoder for å bestemme anisotropi i leire.....	16
3.3.1	Laboratoriebestemte data.....	16
3.3.2	In-situ målinger - vingebor	18
3.3.3	In situ målinger - CPTU-korrelasjoner	20
4.	Anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer – status i bransjen	21
4.1	Prosjektgruppens erfaringer fra uavhengige kontroller og prosjekter i egen regi.....	21
4.1.1	Uttak av aktiv udrenert skjærfasthet	21
4.1.2	Etablering av ADP-forhold.....	21
4.1.3	Korreksjon av udrenert skjærfasthet.....	22
4.1.4	Oppsummering av erfaringer.....	22
4.2	Modellering av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger.....	23
5.	Prosjektgruppens anbefalinger	26
5.1	Stedsspesifikke data.....	26
5.2	Bruk av empiriske korrelasjoner.....	26
5.3	Eksempel på metodikk/anvendelse.....	28
5.3.1	Prosjekteksempel E6 Øst, Trondheim	28
6.	Oppsummering.....	31
7.	Anbefalinger for videre arbeider	31
7.1	Konsept/metode for stabilitetsberegninger i bløt leire.....	31
7.1.1	Videre samling av data angående skjærfasthetsparametere for anisotrop modell	31
7.1.2	Supplerende spesielle laboratorieforsøk	31
7.1.3	Programmering av stabilitetsanalyseprogram.....	32
7.2	Korrelasjoner	32
8.	Referanser	33

Vedlegg	
1.	Notasjoner
2.	Artikkel: Athanasiu C. (1999). <i>“Proposal for an anisotropic, soft clay model to be incorporated in future developments in PLAXIS”</i> . Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS International © 1999 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 040 X

1. Innledning og bakgrunn

Statens vegvesen (SVV) har tildelt SINTEF og Multiconsult samlet en rammeavtale under etatsatsningprosjektet Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS), delpakke 6 som omhandler kvikkleire. Hovedmålsettingen med NIFS-prosjektet /29/ er å "Samordne retningslinjer og bedre verktøy for geoteknisk prosjektering i kvikkleireområder". Innenfor denne rammeavtalen er det gjort avrop på en oppgave med tittelen «Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmateriale».

Nedenfor refereres etatsprosjektets beskrivelse av deloppgave 4, slik den er formulert i avropet (kfr. ref. /28/):

«Det er ulik praksis for konsulenter når det gjelder bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer. Oppdraget skal granske dette aspektet. Det skal leveres en teknisk rapport som inkluderer

- 1. «Current-status» på ulik praksis i den geotekniske bransjen i Norge og i andre land med lignende problemstilling*
- 2. Anbefalinger på anisotropiforhold i kvikkleirer basert på erfaringstall.»*

Foreliggende rapport er prosjektgruppens leveranse for deloppgaven.

2. Gruppens oppgaveforståelse

2.1 Første del

Oppgavens første del består i å beskrive gjeldende praksis i forhold til bestemmelse/valg og anvendelse av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer i norske og internasjonale geoteknikk-miljøer. Prosjektgruppen har valgt hovedsakelig å fokusere på norsk praksis.

Målsetningen for første del har vært å etablere en uhildet situasjonsbeskrivelse i forhold til bestemmelse/valg og anvendelse av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer.

Prosjektgruppen har valgt å løse dette gjennom å samle og oppsummere det vi, gjennom vårt arbeid, vet om etablert praksis i bransjen, både ut fra egne prosjekter og i kontakt med andre miljøer.

2.2 Andre del

Oppgavens andre del skal munne ut i en anbefaling for anvendelse og bestemmelse/uttak av anisotropiforhold i sprøbruddmaterialer basert på erfaringstall.

Avropet i referanse /28/ legger opp til en analytisk tilnærming, men det har i denne fasen av prosjektet ikke vært tid til vesentlig «nybrottsarbeid».

Målsetningen i arbeidet har her vært å gi en anbefaling for uttak/bestemmelse av anisotropiforhold for stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer basert på dagens kunnskap om empiriske sammenhenger og erfaringstall. Videre er det lagt vekt på å gi anbefalinger for videre arbeider/FoU innenfor temaene.

Arbeidsgruppens besvarelse til deloppgaven er derfor basert på en «best practice» tankegang. Det vil si at rapporten tar utgangspunkt i en sammenstilling av det som finnes av erfaringstall, korrelasjoner og anbefalinger for anvendelse og bestemmelse av anisotropisk skjærfasthet i leire i litteraturen. Rapporten munner ut i en analyse av «nå-situasjonen» og etablering av en

plattform for videre arbeider. Anbefaling på korreksjon av udrenert skjærfasthet er ikke behandlet detaljert i denne rapporten, men det omtales da dette også inngår i en vurdering av ADP-forhold.

3. Anisotropi

3.1 Generelt

Kilder: www.wikipedia.no, www.dnl.no og Karlsrud (2003) /15/.

Anisotropi (av aniso- og gr. 'snu', fra gresk: «iso» betyr lik, «tropos» betyr retning; dermed ikke-isotrop, eller «ikke-lik-retning»). Ikke-isotropi foreligger hvis et materiale har ulike fysiske egenskaper i forskjellige retninger. Anisotropi kan skyldes materialets oppbygning (orienteringseffekt), jfr. fiberarmerte plaster og ekstruderte produkter, der partikler og molekyler blir orientert i en bestemt retning under bearbeiding og forming, eller påvirkning av trykk/spenninger, spenningshistorie, strømning osv.

Anisotropien til et materiale er en materialeegenskap (dvs. konstant for materialet). Det vil si at forholdet mellom de retningsavhengige egenskapene (f. eks. s_{uA} / s_{uD} og s_{uA} / s_{uP}) for et gitt materiale, med en gitt spenningstilstand er uavhengig av problemstilling eller anvendelse.

3.2 Anisotropi i leire

3.2.1 Konsekvenser for stabilitetsanalyser

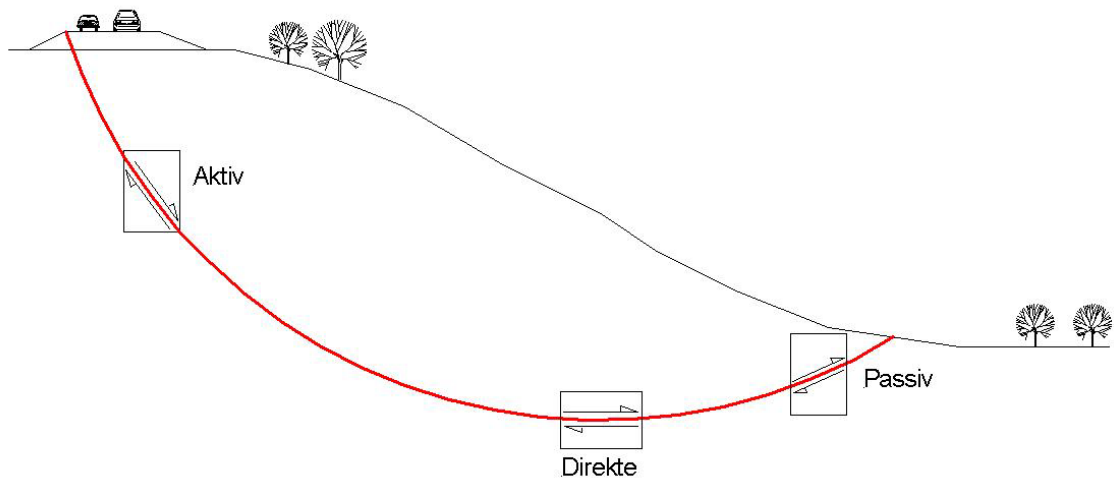
Anisotrop skjærfasthet i leire er relatert både til den anisotrope spenningstilstanden in-situ i jordvolumet, til spenningshistorie og en orienteringseffekt (mineralogi/avsetningshistorie). Det vil si at udrenert skjærfasthet av leire er avhengig av hvilken retning tøyningssendringen i leira får i forhold til retning på in-situ spenninger/spenningshistorie og i forhold til lagringsstrukturen for leirmineralene.

For stabilitetsberegninger på totalspenningsbasis betyr dette at skjærfastheten som kan mobiliseres langs kritisk glideflate er avhengig av retningen på glideflaten (retning på tøyningssendringen på grunn av skjær langs kritisk glideflate). Geometri, helning og beliggenhet av kritisk glideflate vil derfor være avgjørende for hvilken udrenert skjærfasthet som kan utnyttes langs skjærflaten.

Lavplastiske leirer, slik som de fleste norske leirer med sprøbruddegenskaper, utviser generelt større anisotropi enn høypastiske leirer. Ved bestemmelse av representative verdier for udrenert skjærfasthet i leirer med sprøbruddegenskaper, og ved anvendelse av disse i beregningsmodeller, er det derfor særlig viktig å ta hensyn til skjærfasthetsanisotropien slik at tilgjengelig skjærfasthet langs kritisk glideflate blir modellert riktig.

Dette innebærer at beregningsmodeller for udrenerte totalspenningsanalyser må inneholde elementer for å håndtere denne anisotropien, og at valg av anisotrop skjærfasthet og hvilke glideflater som skal analyseres må gjøres med omhu.

Den anisotrope belastningstilstanden i en skråning er skissert i Figur 1 som en aktiv-, direkte- og passiv spenningstilstand. I figuren er dette vist som skjærspenningsretninger i jordelementer langs en skjærflate.



Figur 1 Anisotrop spenningstilstand i skrånninger.

3.2.2 Konsept – udrenert skjærfasthet i leire med sprøbruddegenskaper

Kvikkleire og leire med sprøbruddegenskaper er dannet av marine leirsedimenter utsatt for langsom strømning av ferskt grunnvann. I denne prosessen er saltet som opprinnelig befant seg i porevannet vasket ut ("leaching"). Som resultat av saltutvaskingsprosessen, reduseres tykkelsen av adsorbivt bundet vann i leire og dermed blir leirstrukturen ustabil, med dramatisk økning av sensitiviteten. I siste fase av "leaching" prosessen, konsoliderer leiren og vanninnholdet reduseres. Hovedeffekten av "leaching" er at leiren endrer seg fra å være «aldret» til å være «fersk», tilnærmet normalkonsolidert med lav I_p , lav aktivitet I_A og med stor sensitivitet, S_t . Hviletrykkkoeffisienten, K_0' , blir lavere, tilnærmet 0,5 (typisk for fersk, NC leire).

Avhengig av geologisk alder, i tid etter "leaching", kan aldringsprosessen settes i gang. Leiren kryper da under konstant effektivt overlagingstrykk og K_0' øker igjen sammen med OCR og I_p .

Et fundamentalt konsept for udrenert skjærfasthet i bløt leire er presentert av Bjerrum (1973) /7/, basert på forskningsarbeid på normalkonsoliderte, marine leirer utført ved NGI. Dette arbeidet inkluderer blant annet spesielle direkte skjær forsøk utført av Soydemir (1976) /35/. Bjerrum antok at skjærfasthet i bløt leire består av to komponenter: Effektiv friksjon, utviklet av mineral-på-mineral kontakter:

$$f = \sigma' \cdot \tan \varphi_e \quad (3.1)$$

og effektiv kohesjon, av ikke-mineral kontaktpunkter:

$$c = k \cdot \sigma'_{v0} \quad (3.2)$$

Konseptet ble videre utviklet av Athanasiu (1972) /5/, Athanasiu (1978) /3/ og Athanasiu (1999) /4/, se vedlegg 2, for å kunne definere udrenert skjærfasthet, s_u , som funksjon av hovedspenningenes rotasjon i forhold til in situ- konsolideringsspenninger. En oppsummering av ligningene er presentert nedenfor.

Hvis man studerer et jordelement fra en dybde z , under horisontal terrengoverflate, med tyngdetetthet γ , og ved å forutsette at grunnvannsspeilet ligger i terrengnivå, er spenningene på et plan med helning β fra horisontalen:

$$\frac{\sigma'_{\beta o}}{\sigma'_{v o}} = \frac{1+K_o}{2} + \frac{1-K_o}{2} \cdot \cos 2\beta \quad (3.3)$$

og

$$\frac{\tau_{\beta o}}{\sigma'_{v o}} = \frac{1-K_o}{2} \cdot \sin 2\beta \quad (3.4)$$

hvor $K_0 = K_o'$ = effektiv hviletrykkskoeffisient og $\sigma'_{v o} = \gamma' z$, er effektivt overlagingstrykk.

I en aldret leire er in situ skjærspenningene på et vilkårlig plan redistribuert fra kohesive kontakt punkter til mer stabile friksjons-kontakt punkter. Til slutt, blir skjærspenningene båret kun av friksjonskontakter mens kohesjonskontakter ikke er mobilisert. Samtidig vil kryppprosessen forårsake en reduksjon av vanninnholdet og leiren vil utvikle en reservefasthet mot videre belastning, uttrykt som en tilsynelatende overkonsolideringsgrad OCR ($\sigma'_c / \sigma'_{v o}$). Tilgjengelig kohesjon blir da proporsjonal med σ'_c :

$$c = \kappa \cdot \sigma'_c \quad (3.5)$$

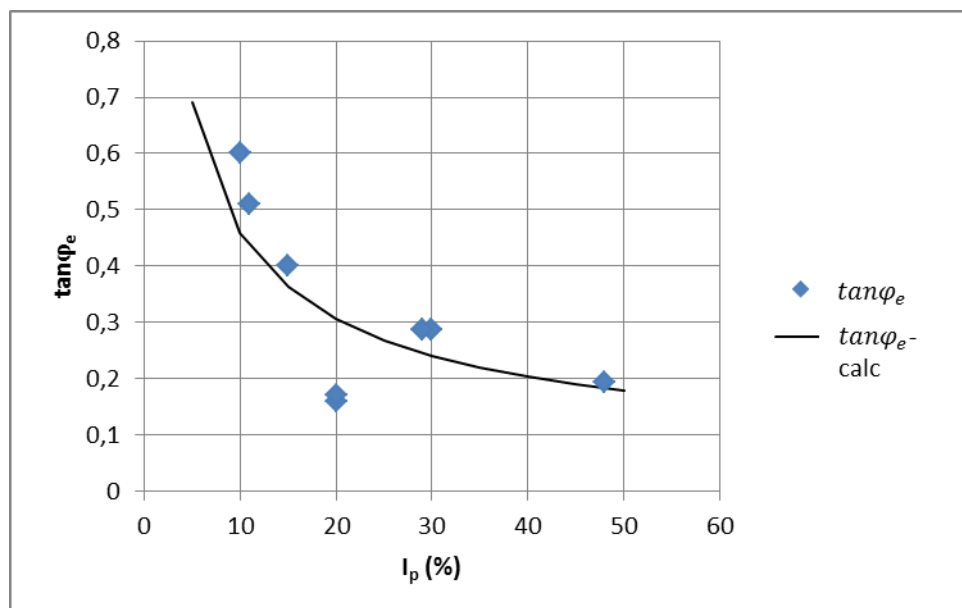
hvor κ er reell kohesjonskoeffisient definert av Hvorslev (1937) /13/.

Skråninger i kvikkleire har siden avsetningstidspunktet blitt utsatt for utvasking, konsolidering, kryp og erosjon i geologisk tid. Man kan anta at eksisterende skjærspenninger langs en potensiell glide flate har mobilisert en del av tilgjengelig friksjonsskjærfasthet:

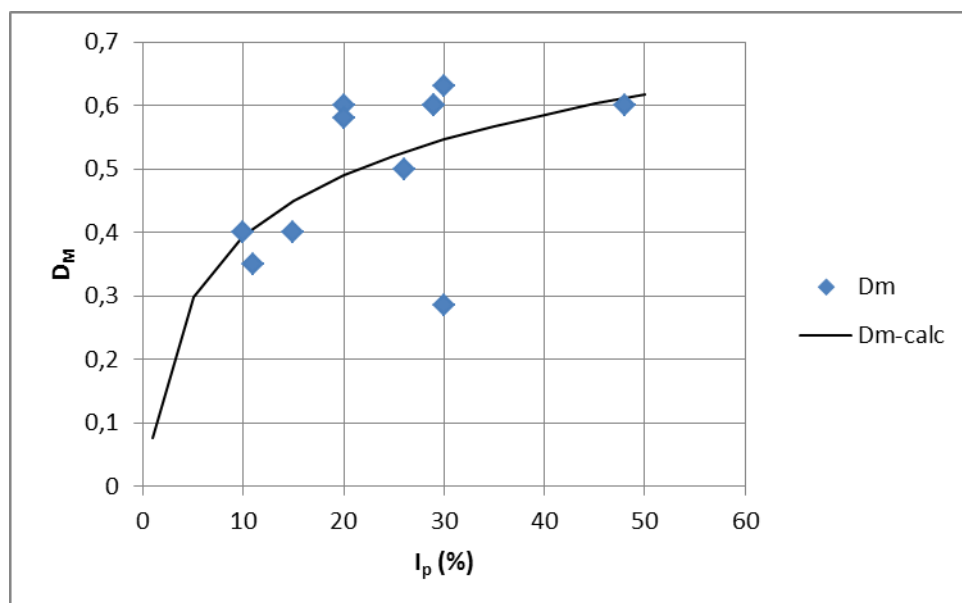
$$\frac{1}{\sigma'_{v o}} (\sigma'_{\beta o} \cdot \tan \varphi_e - \tau_{\beta o}) \cdot D_M \quad (3.6)$$

der D_M er mobiliseringskoeffisient som bestemmer hvor stor andel av tilgjengelig friksjonsskjærfasthet som er mobilisert gjennom kryp i geologisk tid, $\tau_{\beta o}$ og $\sigma'_{\beta o}$ er henholdsvis konsolideringsskjærspenningen og effektiv normalspenning på skjærplanet i geologisk tid og φ_e er effektiv friksjonsvinkel.

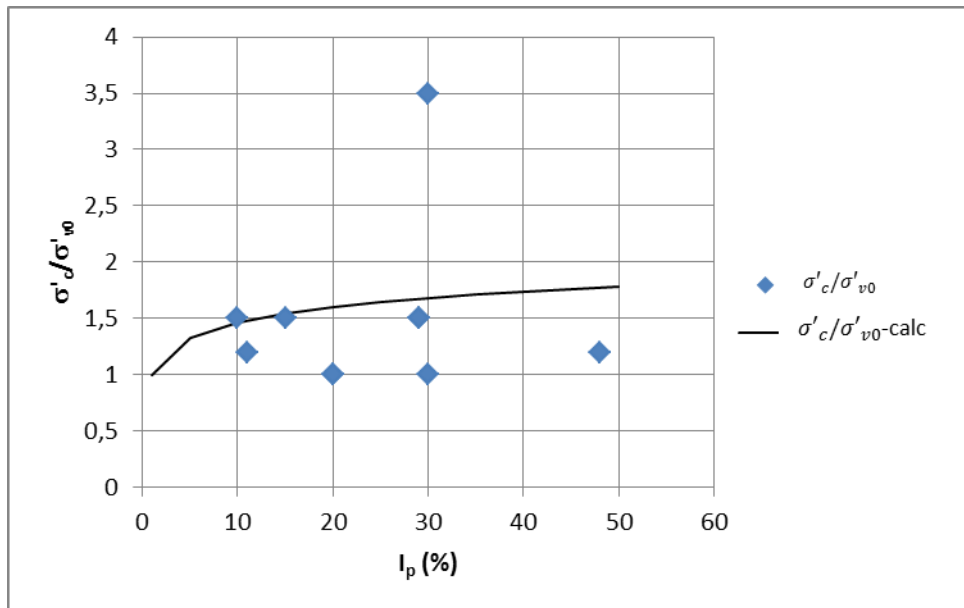
Erfaringsdata angående anisotrope skjærfasthetsparametere er presentert i Figur 2 til Figur 6.



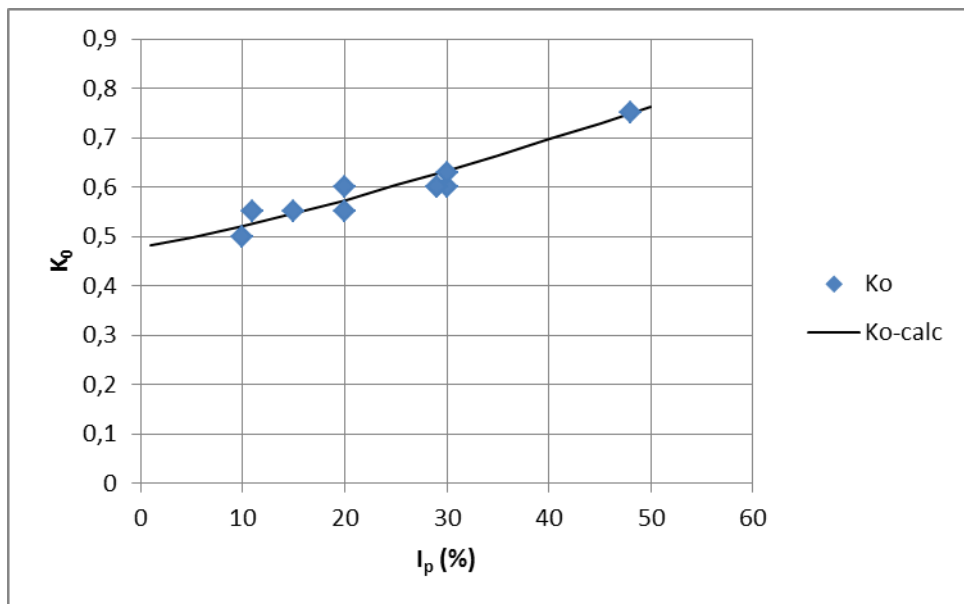
Figur 2: $\tan \varphi_e$ som funksjon av I_p



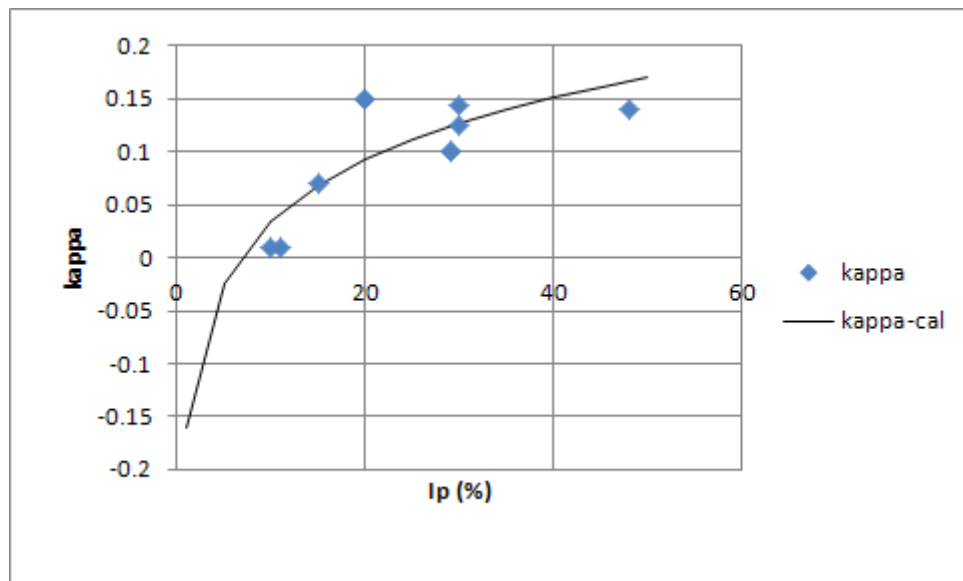
Figur 3: D_M som funksjon av I_p .



Figur 4: σ'_c/σ'_{v0} som funksjon av I_p .



Figur 5: K_o som funksjon av I_p



Figur 6: κ som funksjon av I_p

Årsaker til utløsning av et langt "flakskred" kan være erosjon ved foten av skråning, utgravning ved foten av skråning, fylling på toppen av skråning, vibrasjoner fra tog som utløser en initiell lokal utglidning, etc. Når årsaken skjer fort nok til å være en udrenert påkjenning, vil skjærspenningene langs potensielle glideflater øke samtidig med oppbygging av poreovertrykk. Den eneste delen av skjærfastheten som kan mobiliseres ved små tøyninger er tilgjengelig friksjon og tilgjengelig kohesjon:

$$\frac{1}{\sigma'_{v0}} (\sigma'_{\beta 0} \cdot \tan \varphi_e - \tau_{\beta 0}) \cdot D_M + \kappa \cdot \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \quad (3.7)$$

Hvis differansen mellom tilleggsskjærspenning og tilgjengelig friksjon er beskjeden i forhold til tilgjengelig kohesjon, er skråningen stabil. Poreovertrykket på grunn av tilleggsbelastning begynner å konsolidere, effektivspenningene øker og dermed øker også leirens skjærfasthet.

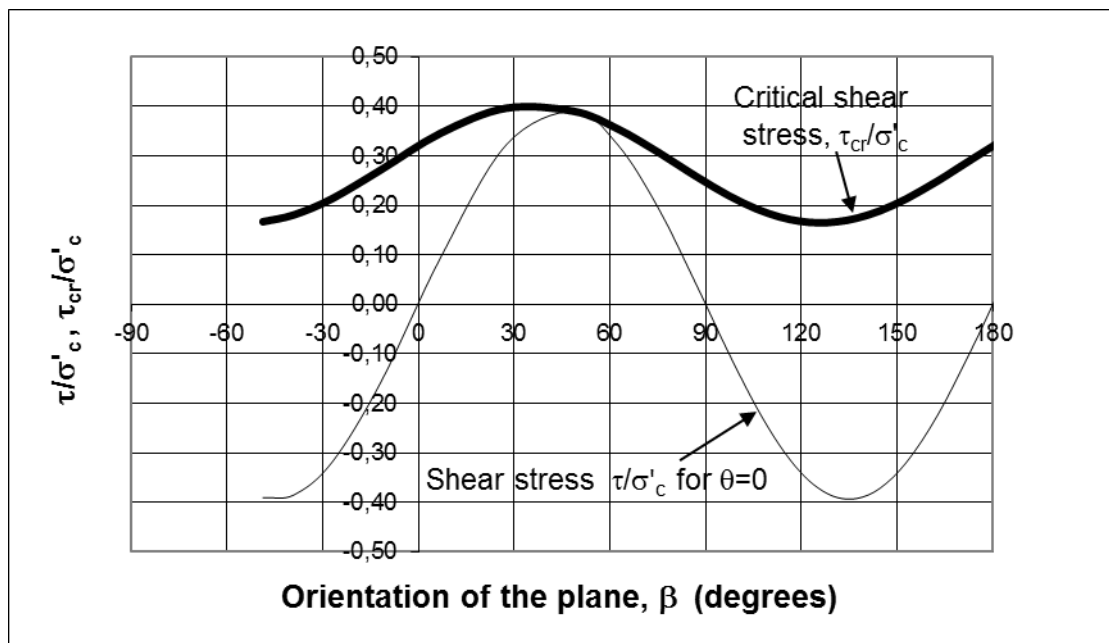
Hvis tilleggsskjærspenningen derimot mobiliserer en stor del av tilgjengelig kohesjon, blir skråningen utsatt for kryp. Skjærtøyningene forårsaker videre oppbygging av poretrykk fortere enn disse kan konsolidere. I denne situasjonen blir en del av skjærspenningene refordelt til friksjonsdelen som ikke kan mobiliseres uten volumendringer. Dette forårsaker at kornskjelettstrukturen kollapser, poretrykket øker ukontrollert og kvikkleiren omdannes til væske.

Den kritiske skjærfasthet leiren kan mobilisere i udrenert tilstand uten at kornskjelettets struktur kollapser er:

$$\frac{\tau_{\beta cr}}{\sigma'_{v0}} = \frac{\tau_{\beta 0}}{\sigma'_{v0}} + \frac{1}{\sigma'_{v0}} (\sigma'_{\beta} \cdot \tan \varphi_e - \tau_{\beta}) \cdot D_M + \kappa \cdot \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \cdot \mu \quad (3.8)$$

hvor μ er en reduksjonskoeffisient for kohesjon som bestemmer hvor stor andel av kohesjonen som kan mobiliseres uten at kryphastigheten begynner å overstige poretrykkets konsoliderings hastighet. Erfaringsmessig skjærkryp begynner å være av betydning når mer en 50% av tilgjengelig kohesjon mobiliseres ($\mu=0.5$).

Variasjon av kritisk skjærfasthet med helning av glideplanet er vist på Figur 7.



Figur 7: Kritisk udrenert skjærfasthet (Athanasiu (1999) /4/)

Stabilitet av naturlige kvikkleire-skråninger bør derfor analyseres som følger:

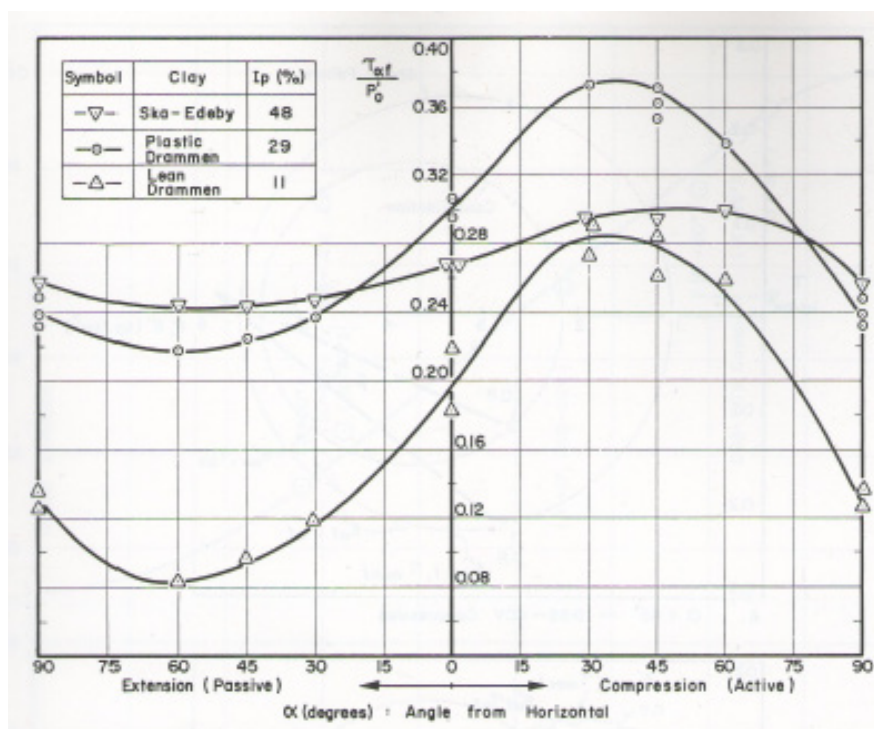
- Studer geologisk historie for skråningen: Hvilken spenningstilstand er representativ for situasjonen før årsaken til utløsning skjer.
- Beregn eksisterende skjær- og normalspenninger, τ_{β_0} og σ'_{β_0} langs potensiell glideflate (ligningene 3.3 og 3.4 gjelder kun for horisontalt terreng)
- Velg jordparametere: κ , D_M , k_o , σ'_c/σ_{v_0} og ϕ_e og beregn udrenert skjærfasthet langs glideflaten, $\tau_{\beta_{cr}}$ (ligning 3.8)
- Beregn skjærspenningene langs glideflaten, τ_{β} , etter at årsaken til utløsning har skjedd.
- Beregn sikkerhetsfaktor som: $FS = \frac{\sum \tau_{\beta_{cr}} \cdot dl}{\sum \tau_{\beta} \cdot dl}$ hvor summasjonen utføres langs glideflaten

Etter vår erfaring finnes det foreløpig ikke et beregningsprogram som kan følge beregningsprosedyren som er beskrevet ovenfor. Programmet STABIL utviklet av Multiconsult (Ref. /6/) kan bruke anisotrope skjærfasthetsparametere (ligning 3.8, med $\mu=1$), men inkluderer kun τ_{β_0} og σ'_{β_0} beregnet fra horisontalt terreng. Programmet kan dermed ikke brukes for stabilitet av naturlige skråninger.

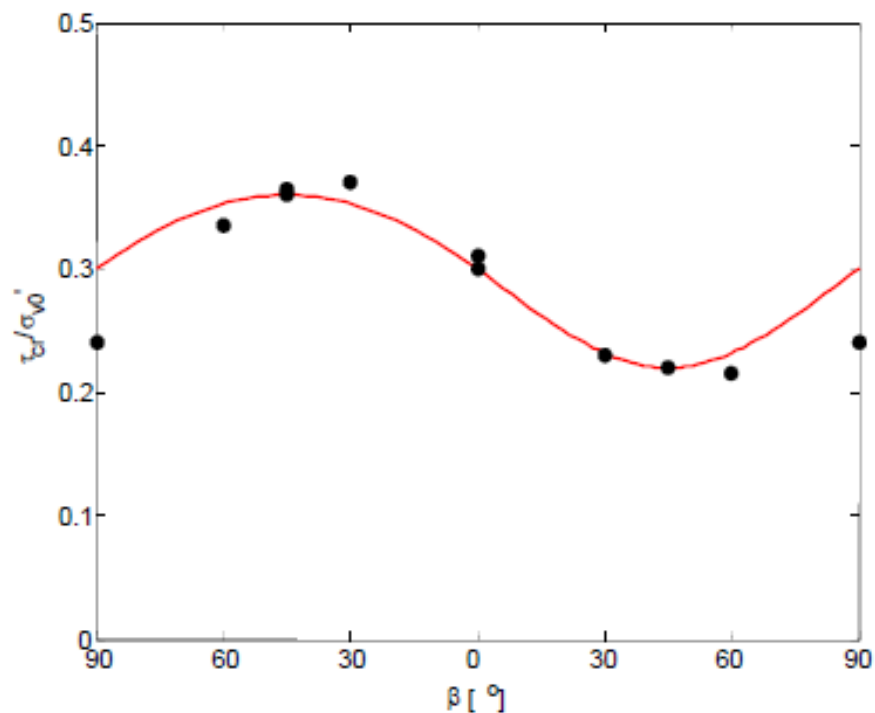
3.2.3 Praktisering og empiriske sammenhenger i litteraturen

Praksis i bransjen ved beskrivelse og modellering av anisotrop jordoppførsel innebærer i all hovedsak bruk av erfaringsgrunnlag og empiriske sammenhenger sammen med laboratorieforsøk. Mye av erfaringsgrunnlaget i Norge (og internasjonalt) er bygget opp ved NGI basert på direkte skjærforsøk og treksialforsøk. En leires skjærfasthet som funksjon av skjærspenningsretningen er illustrert i Figur 8. Her er det utført direkte skjærforsøk på leirer med ulik anisotropi som rapportert av Soydemir (1976) /35/.

Figur 9 er hentet fra Degago & Grimstad (2012) /9/. Figuren viser forsøk med ulike skjærspenningsretninger og tilpassningsfunksjonen med en sinus-kuve benyttet i en beregningsmodell (både GeoSuite og PLAXIS har denne muligheten). Figur 8 (og Figur 9) impliserer at virkeligheten ikke alltid er like ideell som jordmodellene som benyttes forutsetter, kanskje spesielt for skjær på vertikale plan.

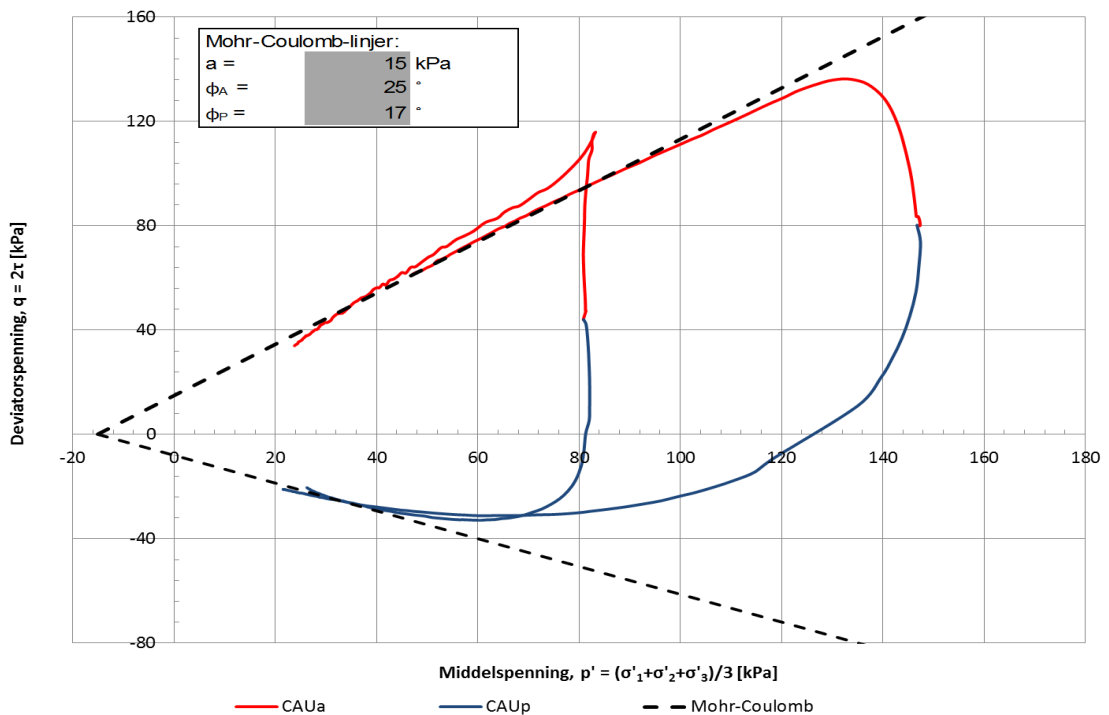


Figur 8 Anisotrop jordmodell, fra Soydemir (1976) /9/.



Figur 9 Anisotrop jordmodell (Degago & Grimstad (2012) /9/).

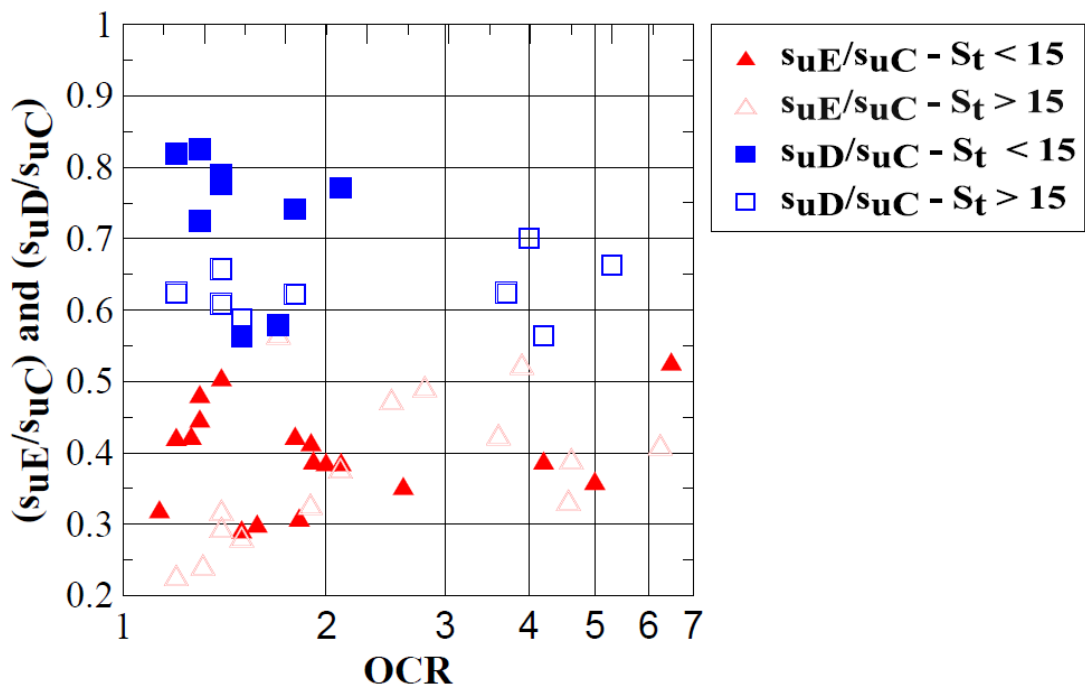
For praktisk prosjektering utføres det aktive(CAUa) og passive(CAU_p) treaksialforsøk og i noen grad direkte skjærforsøk (DSS). Figur 10 viser et eksempel på parallelle treaksialforsøk på blokkprøver fra Multiconsults prosjekt E6 øst (kfr. ref. /25/). Dette illustrerer at en kvikkleires fasthet er anisotrop. Også flyteflatene er anisotrope, dvs. at friksjonsvinklene i aktiv- (ϕ_A) og passiv sone (ϕ_P) vil være forskjellig i dette materialet. I et prinsipp med uttak av mobiliserte friksjonsvinkler ved lavere tøyninger vil denne forskjellen bli enda mer markant.



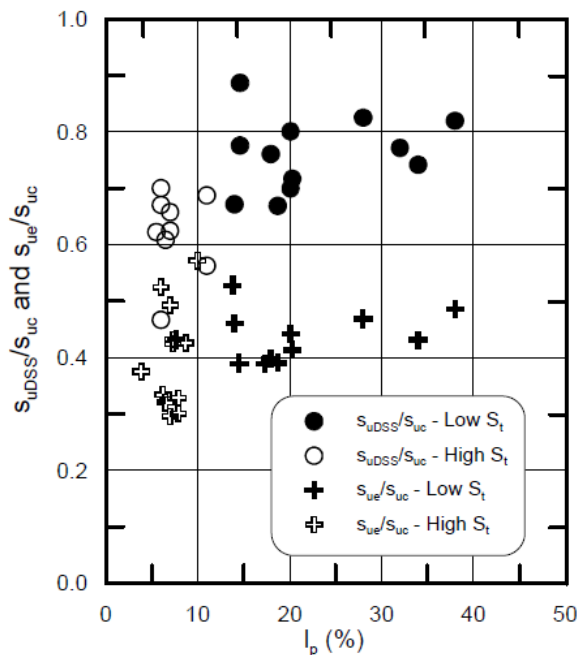
Figur 10 Resultater fra treaksialforsøk (Multiconsult (2007) /25/).

Prøveforstyrrelser av sylindrerprøver (spesielt 54mm) viser ofte stor innflytelse på resultatet av sensitive- og kvikke leirer i laboratorieforsøk, og mye av erfaringsgrunnlaget som benyttes av fagmiljøet i Norge er derfor basert på sammenstillinger av resultater fra forsøk utført på blokkprøver. Dette vil være relevante forsøk av høyeste klasse. NGI har en stor database ADP-forhold som stort sett er basert på parallellforsøk med treaksialforsøk (CAUa og CAUp) og direkte skjærforsøk (DSS). Dette er blant annet presentert av Karlsrud (2010) /16/, som gjengitt i Figur 11. Her er det skilt på prøver med sensitivitet (S_t) større og mindre enn 15. Det er tydelig at de høysensitive leirene kan gi lavere ADP-forhold (mer anisotrop oppførsel) enn de lavsensitive leirene, spesielt for tilnærmet normalkonsoliderte forhold. Det kan være en tendens til mer ugunstig materialoppførsel med lavere OCR.

Figur 12 viser mye av den samme databasen hentet fra Karlsrud et. al (2005) /17/, her plottet mot plastisitetsindeks (I_p).



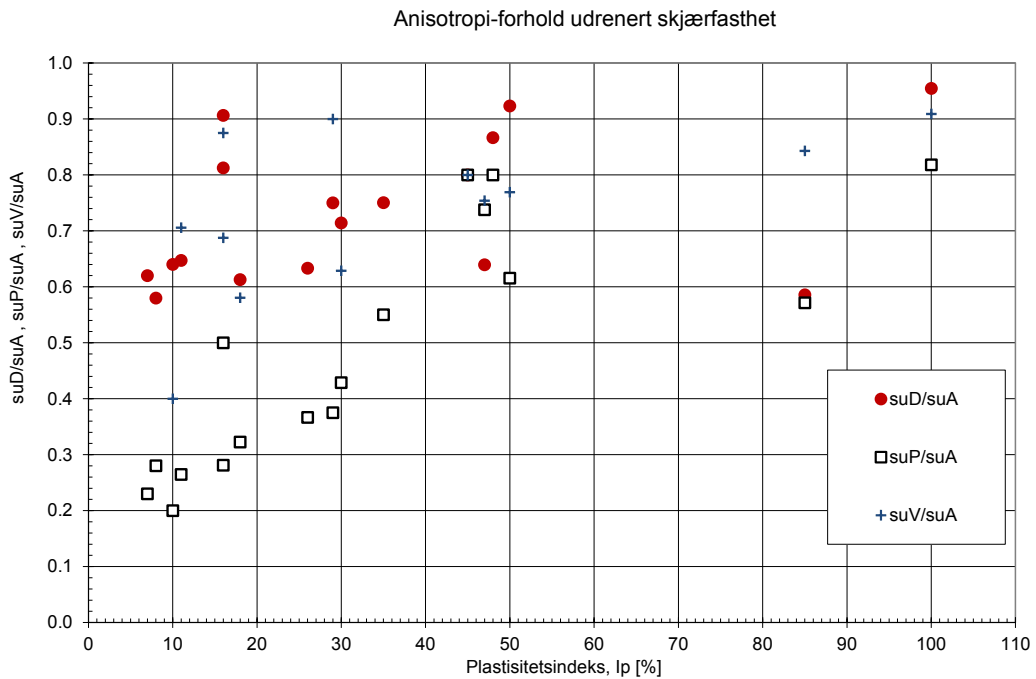
Figur 11 Sammenstilling av ADP-forhold fra NGI (Karlsrud (2010) /16/).



Figur 12 Sammenstilling av ADP-forhold fra NGI (Karlsrud et. al (2005) /17/).

Videre er det som nevnt i kap .3.2.1 et kjent faktum at de anisotrope egenskapene til en leire er avhengig av leiras plastisitet. Generelt vil en høyplastisk leire være mer isotrop i oppførselen enn en lavplastisk leire. Figur 12 viser i en slik tendens. Dette kan også illustreres gjennom Multiconsults database for uttak av erfaringsparametere utarbeidet av Corneliu Athanasiu /27/ som viser forholdstall basert på treaksialforsøk, DSS og vingebor. Dette er blant annet basert på utvalgte data fra offshore-prosjekter, Multiconsults egne erfaringer samt publisert materiale fra NGI. Figur 13 viser ADP-forhold normalisert på aktiv udrenert skjærfasthet. Som en ser av figuren er anisotropien høyest for lav plastisitetsindeks (I_p), dvs. for magre leirer. Spesielt kan det passive fasthetsforholdet (basert på strekkforsøk) være svært lav for lav I_p . Mange av

kvikkeleirene som finnes i Norge er svært magre ettersom siltinnholdet kan være høyt. Plastisitetsindeksen kan være ned mot 5% og det er derfor mulig med svært ugunstige anisotropiforhold. Det bemerkes at ikke alle leirene i Figur 13 er kvikke eller har høy sensitivitet. Sensitivitet, S_t , har imidlertid erfaringsmessig ikke vesentlig innvirkning på anisotropiforhold korrelert mot I_p . I tillegg til avhengigheten til I_p er hypotesen at vanninnholdet (w) og leirinnholdet ($<2\mu$) også er av betydning for anisotropien av en leire. Dette er det ikke laget sammenstillinger av i litteraturen så langt prosjektgruppen har klart å finne.



Figur 13 Sammenstilling av ADP-forhold mot I_p . Erfaringsdatabase for leirer generelt i Multiconsult /27/.

Larsson (1980) /19/ og Larsson et al (2010) /20/ tar for seg empiriske korrelasjoner for ADP-forhold for normalt konsoliderte skandinaviske leirer. Generelt vil høyere I_p og w_L medføre mindre anisotrop oppførsel for svenske forhold, enn for de norske leirene. Det bemerkes i denne sammenheng at flere av dataene i de nevnte artiklene er tatt fra norske leirer. Normalisert udrenert skjærfasthet s_{uA}/σ'_c , s_{uD}/σ'_c , og s_{uP}/σ'_c , korrelert mot w_L fra Larsson et al (2010) er vist i Figur 14 nedenfor. ($c_u = s_u$). Sammenhengen mellom w_L og I_p er tilnærmet lineær og kan utledes for eksempel fra dataene i Larsson (1980) /19/.

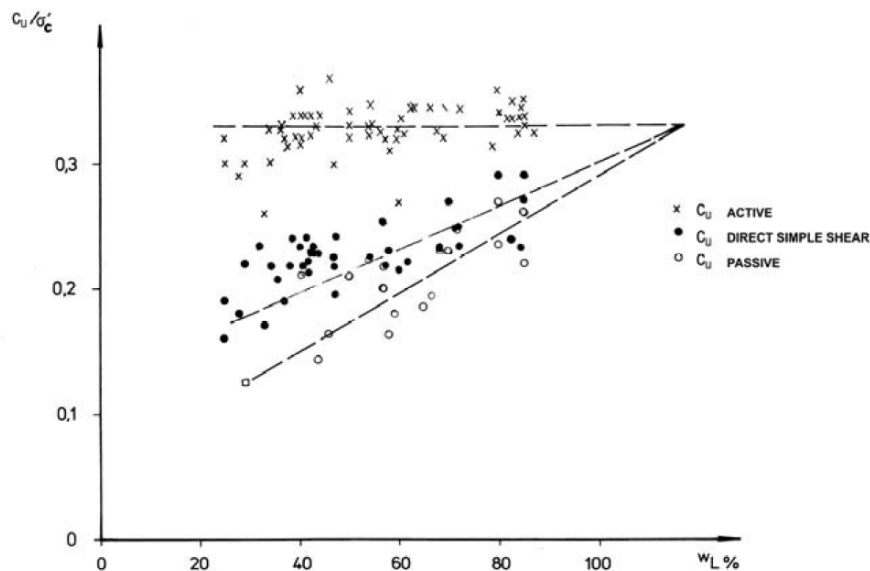


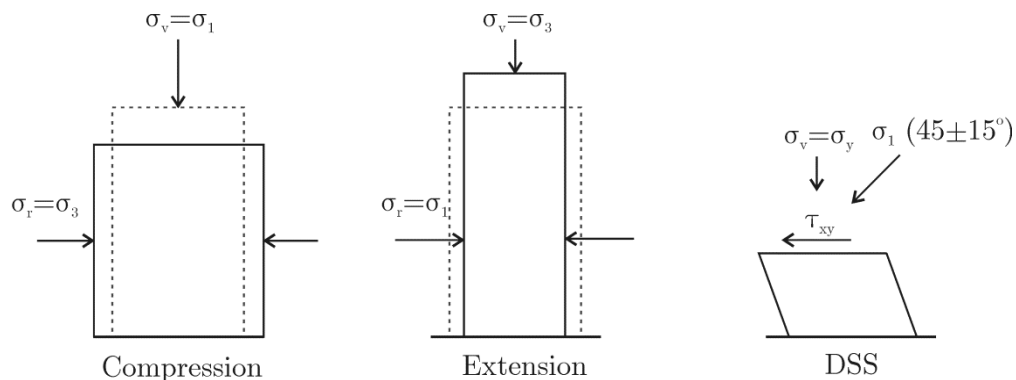
Fig. 3. Undrained shear strength in normally consolidated inorganic Scandinavian clays as a function of preconsolidation pressure and liquid limit. (After Larsson et al. 2007)

Figur 14: Normalisert udrenert skjærfasthet korrelert mot w_L (Larsson et al (2010) /20/).

3.3 Metoder for å bestemme anisotropi i leire

3.3.1 Laboratoriebestemte data

I laboratoriet bestemmes vanligvis anisotropiforhold ved å utføre udrenerte aktive og passive treaksialforsøk (CAUa og CAUp) samt DSS forsøk (Figur 15). Et aktivt treaksialforsøk innebærer at last påføres vertikalt slik at $\sigma_v' = \sigma_1'$ (compression test). Passive treaksialforsøk kjøres ofte ved at prøven avlastes i vertikalretning under konstant celletrykk (extension test): $\sigma_r' = \sigma_1'$ og $\Delta\sigma_r' = 0$. σ_r er radial spenning. I bunn av en skråning hvor den passive situasjonen er tenkt gjeldende kan det være mer relevant å kjøre passive forsøk hvor vertikalspenningen holdes konstant mens celletrykket økes: $\sigma_r' = \sigma_1'$ og $\Delta\sigma_r' > 0$.

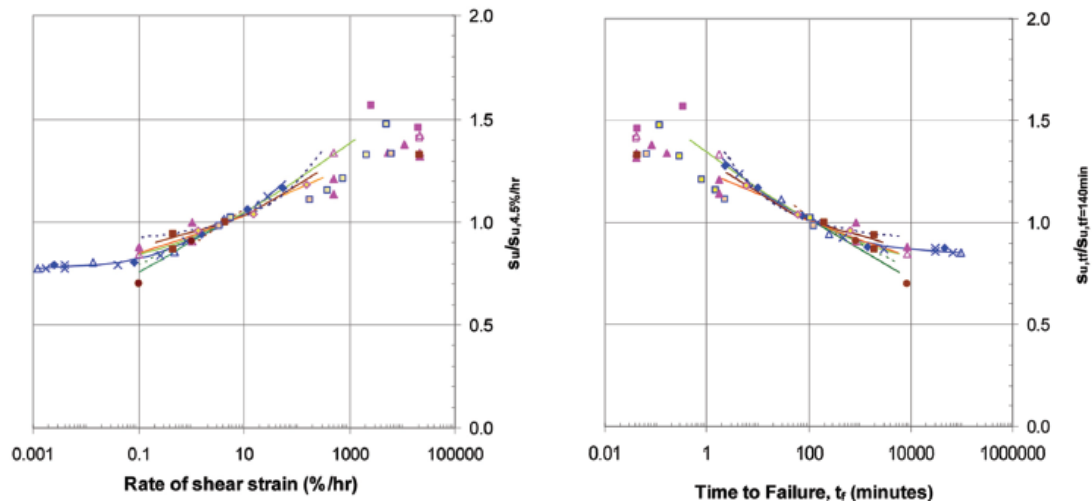


Figur 15 Forsøksmoder

For å kunne sammenstille tolkede verdier for s_{uA} , s_{uD} og s_{uP} fra disse forsøkene er det avgjørende at de er kjørt på prøver fra samme lokasjon og dybde, sammenlignbar prøve kvalitet og sammenlignbare tøyningshastigheter. For eksempel vil en skjærtøyningshastighet på 1%/h i en DSS-situasjon tilsvare en aksiell tøyningshastighet på 0.67%/h i aktiv treaks og 0.25 %/h i passiv treaks. Betydning av varierende tøyningshastighet er vist i Figur 16.

Anisotropiforhold i sensitive leirer påvirkes av prøve kvalitet. Dette er vist blant andre av Lacasse et al. (1985) /18/ og Lunne et al. (2006) /22/. Det er en trend at s_{uA} påvirkes i større grad av dårlig prøve kvalitet enn s_{uD} og s_{uP} . Typisk for aktive treaksialforsøk kjørt på høykvalitets prøver er en distinkt og høy maksimumsverdi som oppnås ved lave tøyninger. Denne maksimumsverdien er i stor grad relatert til struktur i materialet som ødelegges ved prøveforstyrrelse. Tilsvarende oppførsel er i mindre grad observert for DSS og passiv treaks. Ved å sammenstille data fra flere leiravsetninger og prøve kvaliteter har Lunne et al. (2006) /22/ funnet at s_{uP}/s_{uA} er omtrent 0.4 for blokkprøver og 0.5 for sylinderprøver. s_{uD} tilsvarer ca $0.5(s_{uP}+s_{uA})$ uavhengig av prøve kvalitet for normal til lett overkonsoliderte leirer. For overkonsoliderte leirer har målt s_{uD} i laboratoriet en tendens til å falle under gjennomsnittet av s_{uA} og s_{uP} . Aas (1988) /2/ mener noe av forklaringen kan ligge i forsøksprosedyren, og at man ikke klarer å reetablere korrekt in-situ spenningstilstand for OC-prøvene i DSS-forsøkene.

For å benytte fornuftige verdier av anisotropiforhold i skråningsstabilitetsanalyser er det flere kompliserende effekter. Det er vanlig praksis i den geotekniske bransjen i dag å nedjustere fasthetsprofiler fra høykvalitets prøver og/ eller blokkprøvekorrelasjoner for å ta høyde for tidseffekter og sprøbruddsoppførsel. Tidseffekter er blant annet diskutert av Lunne og Andersen (2007) /21/. Figur 16 viser effekten av tøyningshastighet på skjærfastheten fra deres artikkel.



Figur 16 Tidseffekter på marin leire (Lunne og Andersen (2007) /21/).

I henhold til retningslinjene fra NVE (2011) /31/ kan sprøbruddsoppførsel tas hensyn til ved prinsippet om tøyningsskompatibilitet der det tas ut verdier av aktiv-, direkte- og passiv skjærfasthet ved et tøyingsnivå som i sum gir høyest verdi. Dette er videre diskutert i kap. 4.1.3 og belyst med et eksempel i kap. 5.3.

Ved bestemmelse av anisotropiforhold i laboratoriet betyr effekten av prøveforstyrrelse at man først og fremst risikerer å underestimere s_{uA} . Dette kan gi feil forhold mellom s_{uA} , s_{uD} og s_{uP} . Hvis man da senere justerer s_{uA} basert på høykvalitets prøver, men beholder anisotropiforholdene fra tidligere undersøkelser kan man få en situasjon med ikke-konservative fasthetsverdier. Som Figur 16 viser, har tøyningshastigheten i laboratorieforsøket stor betydning for bestemmelse av udrenert skjærfasthet. Dette gjelder også langs kritisk skjærplan in situ.

3.3.2 In-situ målinger - vingebor

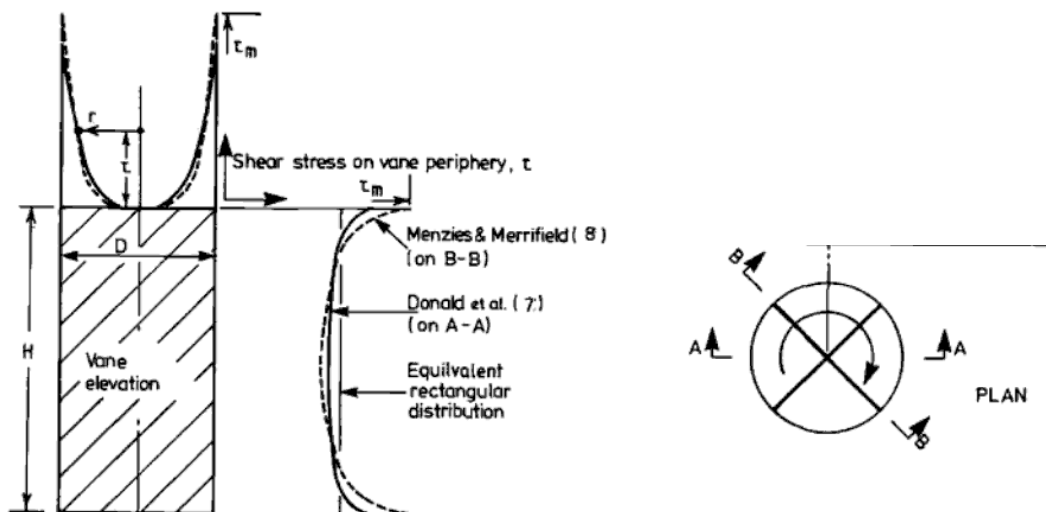
Det er i denne sammenheng relevant å se på hva som virkelig måles i et vingeborforsøk. Når det utføres et slikt forsøk in-situ bidrar både skjær fra vingens omkrets og endeflater i topp og bunn til den målte motstanden. Avhengig av hvilke antagelser man gjør angående spenningsmobilisering på de horisontale endeflatene bidrar omkretsen med 86-94% og endeflatene med 4-14% til det totale momentet når H/D er 2 (Chandler (1988) /8/). Den horisontale (s_h) og vertikale (s_v) komponenten vil endre seg for andre geometrier.

Hovedandelen av skjærmotstand kommer altså fra de vertikale sidene på vingeboet (86-94%). Videre argumenterer Wroth (1984) /37/ at bruddmoden rundt omkretsen av vingeboet kan tilnærmes DSS. Det er likevel ikke rett frem å sammenligne s_{uD} fra DSS laboratorieforsøk og s_{uV} fra vingebor. I mange tilfeller vil s_{uV} være lavere enn s_{uD} . Denne forskjellen øker for lavere I_p og OCR på grunn av større anisotropi mellom horisontal og vertikal. Aas (1967) /1/ undersøkte anisotropi ved å benytte vingebor med forskjellig geometri. Han fant at overkonsoliderte leirer ga $s_{uV,h}/s_{uV,v}$ rundt 1, mens normalkonsoliderte leirer ga $s_{uV,h}/s_{uV,v}$ i

området 1.5-2. DiBaggio og Aas (1967) /10/ fant vingebor og in-situ direkte skjærforsøk til å gi samsvarende verdier for en svakt overkonsolidert kvikkleire med I_p på ca 15-20%, mens vingebores lavere enn direkte skjærfasthet in-situ med en faktor på 1.5-2.0 for en normalkonsolidert kvikkleire med I_p i området 5-6%. Soydemir (1976) /35/ undersøkte disse forholdene direkte ved å utføre DSS-forsøk i ulike retninger relativ til opprinnelig horisontal. For lav-plastiske leirer nærmer $s_{uD,h} / s_{uD,v}$ seg 2, mens for $I_p > 50\%$ er forholdet rundt 1.

Det ligger i dette et potensiale til å undersøke en leires anisotropi in-situ ved hjelp av vingebor. Aas (1967) /1/ peker på at metodologien har flere ulemper når det gjelder selve tolkningen av vingeborforsøket, men at resultatene gir et anslag på leiras anisotropi.

Det er i hovedsak to ulemper med å benytte vingebor med ulik geometri for å bestemme anisotropiforhold. Først gjelder det mobiliseringsforholdene rundt topp og bunn. Det vil være mindre tøyninger nært vingens senter sammenlignet med lenger ut mot periferien. Målinger utført av Menzies og Merrifield (1980) /24/ og simuleringer av Donald et al. (1977) /11/, indikerer en parabel-fordeling som illustrert i Figur 17, men det er store usikkerheter beheftet med dette. Valg av fordeling vil påvirke tolkningen av $s_{uV,h} / s_{uV,v}$. Videre er vingebores følsomt for heterogeniteter i jorda. Hvis omkrets eller topp/bunn er påvirket av et sterkere/svakere lag vil dette få innvirkning på tolkningen selv om lagets utstrekning i realiteten er liten. Dette innebærer at et stort datasett bør innhentes hvis fremgangsmåten skal benyttes.

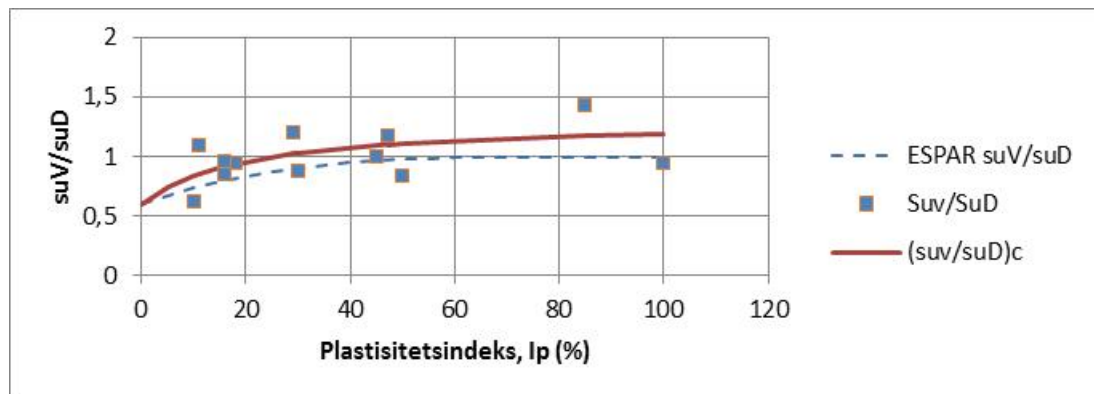


Figur 17 Skjærspenningsfordeling rundt vingebor (Chandler (1988) /8/)

Bruddmoden rundt vingebores kan som nevnt tilnærmes en DSS-situasjon (Wroth (1984) /37/), men det er kun topp og bunn som induserer dette bruddet i et horisontalplan. Det er vingens omkrets som gir det største bidraget til den målte motstanden og dette er skjær i et vertikalplan. Dette betyr at vingebores i hovedsak måler fasthet på et plan som ikke er direkte relevant for en problemstilling knyttet til brudd langs en horisontal glideflate. Dette er også noe av forklaringen for hvorfor vingeborforsøk ofte gir svært lave verdier i sensitive lav-plastiske leirer.

Dette gjør videre at det vil være usikkerheter knyttet til å overføre $s_{uV,h} / s_{uV,v}$ til s_{uA} , s_{uD} og s_{uP} . Korrelasjoner må i så fall etableres.

Figur 18 er hentet fra en sammenstilling utført av Multiconsult AS /27/ og illustrerer sammenhengen mellom vingeboreskjærfasthet og direkte skjærfasthet korrelert mot plastisitetsindeks for ikke-sensitive leirer.



Figur 18 Anisotropi korrelasjoner for NC, ikke -sensitive leirer. (s_{uV}/s_{uD}) /27/

Oppsummert er vingeboet ikke et ideelt instrument for å måle nøyaktige verdier av anisotropi i form av s_{uA} , s_{uD} og s_{uP} for bruk i stabilitetsanalyser. Utstyret har imidlertid et potensiale for å angi grad av anisotropi som igjen bør kunne korreleres opp mot erfaringsbaserte anisotropiforhold. Slike korrelasjoner kan gjerne støttes av målte I_p -verdier. Vingeboet har også et stort potensial for å kvantifisere fare for sprøbrudd i sensitive leirer. Det må her forutsettes at det benyttes elektrisk vingebor med registrering av last-deformasjonskurve, samt kvantifisering av friksjonsbidraget til det totale torsjonsmomentet. Da vil også vingeboet som eneste in situ målemetode gi en direkte og antagelig pålitelig måling av omrørt skjærfasthet med sikker kvikkleirebestemmelse. Dette er et tema i Multiconsult rapport (2012) /26/, men nevnes også her for å illustrere bruksområdene til vingeboet utover anisotropi i sensitive leirer.

3.3.3 In situ målinger - CPTU-korrelasjoner

Pr. I dag eksisterer det flere korrelasjoner for å tolke s_{uA} fra CPTU-sonderinger basert på spissmotstand og poretrykk. For å kunne benytte CPTU-sonderinger til å bestemme anisotrop skjærfasthet i leire må s_u -tolkning fra CPTU kobles til tilsvarende konsistente sett med laboratorieforsøk på høykvalitetsprøver, for eksempel DSS-forsøk og CAUp-treksialforsøk. Forslag til korrelasjoner for tolkning av ADP-skjærfasthet i homogen, normalkonsolidert svensk leire basert på CPTU-sondering er blant annet presentert av Larsson et al (2010) /20/.

Det kan være interessant å utrede muligheten for å benytte CPTU-korrelasjoner ved bestemmelse av s_{uD} og s_{uP} i leire videre. Dette bør være et alternativ og supplement til andre metoder, slik som det i dag i mange sammenhenger gjøres for s_{uA} , kfr. også Multiconsult rapport (2012) /26/.

4. Anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer – status i bransjen

4.1 Prosjektgruppens erfaringer fra uavhengige kontroller og prosjekter i egen regi

SINTEF har rammeavtale med Statens vegvesen på leveranse av geotekniske tjenester, blant annet uavhengig kontroll av skråningsstabilitet i kvikkleire. Multiconsult har rammeavtale med blant annet NVE og Statens vegvesen på leveranse av geotekniske rådgivningstjenester, herunder utredning av kvikkleiresoner og uavhengig kontroll av geoteknisk prosjektering. I tillegg har Multiconsult flere oppdrag med prosjektering og uavhengig kontroll av prosjektering i kvikkleireområder for private og offentlige oppdragsgivere.

Gjennom disse arbeidene har prosjektgruppen fått innsyn i bransjens praksis i forbindelse med skjærfasthetsbestemmelse og anisotropiforhold i det geotekniske prosjekteringsmiljøet i Norge. Dette gjelder både prosjektering som er utført i egenregi av Statens vegvesen og prosjektering utført av andre rådgiverfirmaer.

Prosjektgruppen har sett nærmere på praksis benyttet i Sintef/Multiconsult og på prosjekter Sintef/Multiconsult har hatt innsyn i gjennom uavhengige kontroller.

4.1.1 Uttak av aktiv udrenert skjærfasthet

Det generelle inntrykket er at det i skråningsstabilitetsanalyser med kvikkleire tas utgangspunkt i bestemmelse av aktiv udrenert skjærfasthet, primært gjennom korrelasjoner fra CPTU, og sekundært gjennom empiriske korrelasjoner for sammenheng mellom aktiv udrenert skjærfasthet og effektivspenningsnivå/OCR og laboratoriemålte data. I all hovedsak er de empiriske relasjonene hentet fra Karlsrud et al. (2005) /17/ som er basert på NGIs database med blokkprøver. Det henvises også i noen grad til Lunne, Robertson & Powell (1997) /23/, med til dels egne tolkninger av tolkningsfaktoren $N_{\Delta u}$ som funksjon av poretrykksforholdet (B_q). SVV har i tillegg som rutine å ta ut DSS fasthet gjennom programvaren Conrad basert på spissmotstanden. Prosjektgruppens oppfatning er at blokkprøvekorrelasjonene fra Karlsrud et al. (2005) /17/ benyttes i stor grad også i Statens vegvesen for endelig uttak av designlinjer.

4.1.2 Etablering av ADP-forhold

Etter at aktivt udrenert skjærfasthetsprofil er definert er det etter prosjektgruppens oppfatning vanlig praksis å bestemme uttaket av s_{uD}/s_{uA} og s_{uP}/s_{uA} på erfaringsverdier alene. Det er i svært liten grad stedsspesifikke prøver av høy nok kvalitet til at disse i praksis blir brukt for å bestemme ADP-faktorer i prosjekteringen. Uttaket av ADP-faktorer bestemmes ofte som $s_{uD}/s_{uA} = 0,7$ og $s_{uP}/s_{uA} = 0,4$.

Når stedsspesifikke ADP-forhold ikke er bestemt fra laboratorieforsøk velger enkelte å redusere ADP-forholdene til f.eks. $s_{uD}/s_{uA} = 0,6$ og $s_{uP}/s_{uA} = 0,3$. Dette er av og til relatert til I_p (plastisitetsindeks) og erfaringstall presentert av Karlsrud et.al (2005) /17/. Ved målt $I_p < 10\%$ benyttes i slike tilfeller ofte anisotropiforholdene $s_{uD} = 0,6 s_{uA}$ og $s_{uP} = 0,3 s_{uA}$. En plastisitetsindeks $I_p < 10\%$ er karakteristisk for sprøbruddmateriale påtruffet i store deler av fastlands-Norge.

I prosjekter utført for Statens vegvesen er anbefalingen i Håndbok 016 (2010) /36/ ofte benyttet for å etablere anisotropiforholdene der stedsspesifikke data ikke er etablert. Da benyttes $s_{uD} = 0,67 s_{uA}$ og $s_{uP} = 0,33 s_{uA}$.

I noen tilfeller der det har vært gjennomført laboratorieforsøk for bestemmelse av anisotropiforholdene, har prosjektgruppen erfart at disse har blitt tilsidesatt fordi kvaliteten av prøvene ikke var god nok (CAUa og CAUp utført på Ø54mm prøver).

4.1.3 Korreksjon av udrenert skjærfasthet

Korreksjon av udrenert skjærfasthet for å ta hensyn til tøyingskompatibilitet/sprøbruddsoppførsel og tidseffekter legges på som en reduksjon av karakteristisk profil til et design-profil. Dette gjøres enten i opptegningen av skjærfasthetsprofilen i prosjekteringsrapporten eller i selve beregningsprogrammet. Størrelsen på denne korreksjonen varierer noe i bransjen. Etter prosjektgruppens inntrykk følges i store trekk anbefalt praksis fra NVEs retningslinjer som beskriver 15% reduksjon på aktiv skjærfasthet, men det er heller ikke uvanlig at det foretas en reduksjon på 15% for alle ADP-forhold.

Karlsruud viser i Bjerrums minneforedrag (2010) /16/ at hvis fastheter baserer seg på (blokk)prøver av meget høy kvalitet så bør fasthetene reduseres med verdier som angitt i Tabell 1 nedenfor:

Type forsøk	“Kvikk” St>15	“Ikke kvikk” St<15
CAUa	10-15%	0-10%
DSS	5-10%	0-5%
CAUp	0-5%	0

Tabell 1: Anbefalinger for reduksjon av udrenert skjærfasthet fra Karlsruud (2010) /16/

Jostad (2012) /14/ har utført et studie på effekten av progressiv bruddutvikling ved utbygging i områder med kvikkleire. Jostad har sett på en udrenert oppførsel og regnet FEM-beregninger med effekt av sprøbrudd (softening-modell). Det er konkludert med at effekten av sprøbrudd kan være større enn 10% relatert til et tilfelle med elastisk-perfekt-plastisk materialoppførsel.

Anbefaling på korreksjon av udrenert skjærfasthet er ikke vurdert av prosjektgruppen i denne rapporten, men temaet omtales da dette også inngår i en vurdering av ADP-forholdene.

4.1.4 Oppsummering av erfaringer

CPTU-korrelasjoner benyttes i stor grad for etablering av karakteristisk profil for aktiv udrenert skjærfasthet.

Generelt benyttes laboratoriebestemte data i liten grad for bestemmelse av ADP-forhold og i mange tilfeller benyttes generelle anbefalinger mer eller mindre velbegrunnet. Det bemerkes i denne forbindelse at erfaringsverdier for anisotropiforholdene ikke tar hensyn til kravet om tøyingskompatibilitet.

Etter prosjektgruppens syn er det, basert på erfaring fra uavhengig kontroll og egen praksis, for lite fokus på både å ta stedsspesifikke prøver med høy nok kvalitet samt å ta ut representative erfaringsdata, f.eks. korrelere mot OCR, I_p , S_t , leirinnhold etc.

Korreksjon av udrenert skjærfasthet er et komplekst tema, og praksisen er varierende i de ulike miljøene.

4.2 Modellering av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger

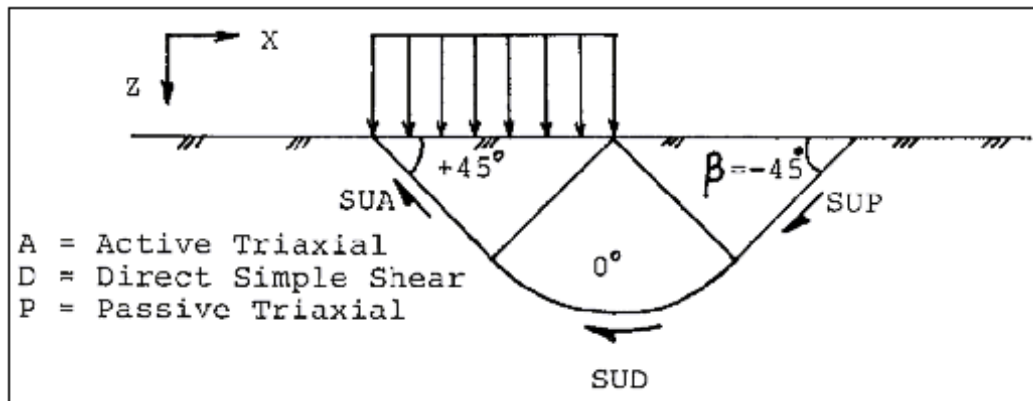
Stabilitetsanalyser kan utføres med grenselikevektsmetoder, overslagsmetoder eller elementmetodeberegninger (FEM).

De aller fleste geotekniske rådgivere benytter grenselikevektsprogrammet GeoSuite /30/ i stabilitetsberegninger, og svært få bruker elementmetoden. Noen aktører benytter imidlertid også andre grenselikevektsprogrammer som SLIDE /34/ og/ eller SLOPE/W /12/. Elementmetodeprogrammet Plaxis /32/ brukes oftest som spesialprogram der andre konstruksjoner enn veg er involvert. I PLAXIS kan NGI-ADP modell nå benyttes som en av flere standard tilgjengelige jordmodeller.

Multiconsult's egenutviklede program STABIL /6/ er også til en viss grad i bruk.

Alle disse programmene er kommersielt tilgjengelige.

I GeoSuite modelleres ADP-forholdet med en sinus-kurve. For bæreevne er dette vist i Figur 19.



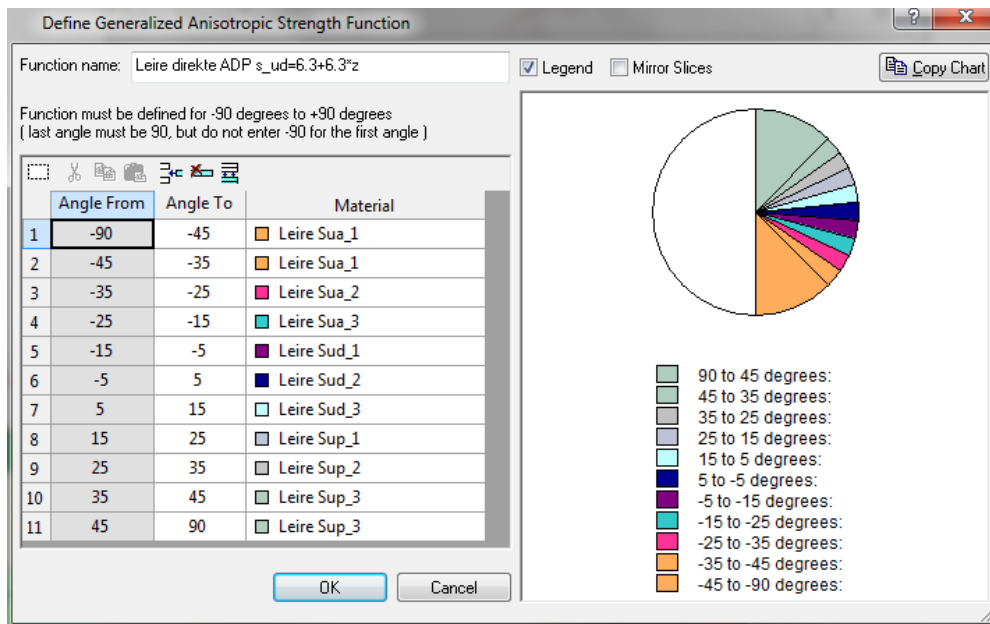
Figur 19 GeoSuite – modellering av ADP.

En generell verdi av skjærfastheten langs skjærflaten uttrykkes med vinkelen β i henhold til følgende interpolasjon:

$$s_{u\beta} = s_{uD} + (s_{uA} - s_{uD}) \cdot \sin(2\beta), \beta > 0.0$$

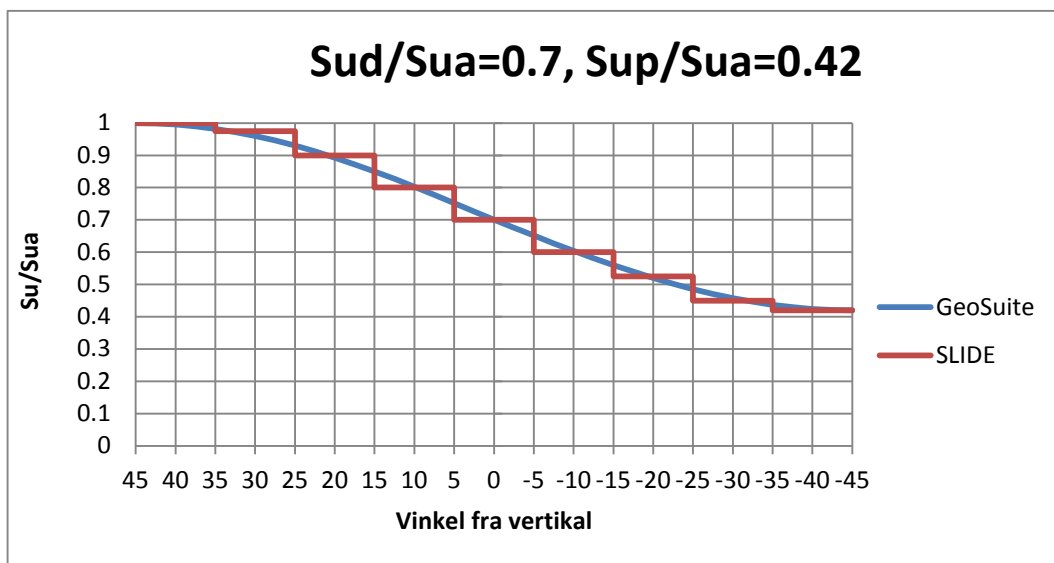
$$s_{u\beta} = s_{uD} - (s_{uP} - s_{uD}) \cdot \sin(2\beta), \beta < 0.0$$

Programmet SLIDE kan også benytte ADP ved hjelp av flere tilgjengelige modeller. Dette gjelder både effektivspenningsmodeller og totalspenningsmodeller. For en totalspenningsanalyse kan dette modelleres ved at det defineres skjærfasthetsfunksjoner for ulike vinkelsegmenter langs skjærflatene. I SLIDE gjøres dette som vist i Figur 20.



Figur 20 SLIDE – modellering av ADP.

En sammenligning av ADP-modellering i GeoSuite og SLIDE er vist i Figur 21.



Figur 21 Sammenligning av ADP fordeling mellom GeoSuite og SLIDE.

Det bemerkes at brukeren kan detaljere nivået i SLIDE slik at en kan få tilnærmet lik fordeling som i GeoSuite. Fordelen i SLIDE er at brukeren selv kan velge fordelingen av ADP langs skjærflata i forhold til problemstillingen, mens ADP-fordelingen er fast i GeoSuite. Plaxis har samme sinus-fordeling av ADP langs skjærflata som i GeoSuite.

I SLOPE/W /12/ kan anisotropi modelleres ut fra følgende forhold til en vinkel målt mot vertikalen (β) som tar høyde for anisotrop oppførsel både på kohesjons- og friksjonsledd:

$$c = c_h \cdot \cos^2 \beta + c_v \cdot \sin^2 \beta$$

$$\varphi = \varphi_h \cdot \cos^2 \beta + \varphi_v \cdot \sin^2 \beta$$

Det finnes også en generell anisotrop modell. Prosjektgruppen har ikke erfaring med bruk av disse anisotrope materialmodellene i SLOPE/W.

Både grenselikevektsprogrammet GeoSuite og elementmetodeprogrammet PLAXIS har i sin sinuskurve en variasjon ut fra geometrisk helning fra vertikal som vist i Figur 8 og Figur 9. I realiteten vil den anisotrope oppførselen av leire imidlertid være avhengig av hovedspenningsretningen. Det er nylig utført en mastergrad ved Kristoffer Rabstad (NTNU, 2011) med nettopp dette temaet der det er sett på effekten av anisotrop fasthet i leirskråninger /33/. Rabstad har utført en studie der det er utviklet en brukerdefinert PLAXIS-modell benevnt ADPXX som tar høyde for anisotrop fasthet som funksjon av hovedspenningsretningen. Dette medfører at en større andel av skjærflatene går gjennom aktiv sone. Rabstad konkluderer i sin studie at en fullstendig rotert anisotropi kan medføre ca. 20-34% økning i sikkerhetsfaktoren, men at ca. 30-50% rotering av anisotropien er rimelig. Det foreslås dessuten i denne oppgaven at det utføres mer forskning på temaet i form av felt- og laboratorieundersøkelser. Denne type analyser er prosjektgruppen bekjent ikke benyttet i kommersielle oppdrag i kvikkleireskråninger foreløpig.

Programmet STABIL /6/ gir mulighet til å beregne stabilitet med to beregningsmetoder (grenselikevekt og diskret blokk) og 5 materialmodeller. Som nevnt i gir den ene av disse materialmodellene mulighet for å bruke beregningsmodellen presentert i kap.3.2.2 for horisontalt terreng (small strain yield behaviour). To materialmodeller gir mulighet for å kjøre med drenerte analyser eller udrenerte analyser med to ulike angivelser av udrenert skjærfasthet for topp og bunn. En materialmodell muliggjør modellering av anisotrop skjærfasthet der ADP-skjærfasthet gis inn for topp og bunn av modellen. I modellen som brukes sammen med diskret blokk metoden inngår mobilisering av friksjon og kohesjon mot tøyning.

Anisotrop skjærfasthet modelleres i STABIL ved først å interpolere mellom ADP-verdier i topp og bunn av laget. Udrenert skjærfasthet, s_u , på skjærplan modelleres som:

$$s_u = a_0 + b_0 \cos(2\beta) + c_0 \sin(2\beta)$$

der $\beta = \pi - \alpha$ = vinkel på skjærplan i forhold til vertikalen, α = vinkel på skjærplan i forhold til horisontalen og a_0 , b_0 og c_0 er konstanter avhengig av forholdet mellom aktiv, direkte og passiv skjærfasthet, I_p og helningen på skjærplanet.

Anisotropi i drenerte stabilitetsanalyser benyttes ikke det vi kjenner til i den norske rådgiverbransjen. I Plaxis vil derimot Mohr-Coulomb kriteriet til en viss grad redusere flyteflaten for elementer hvor hovedspenningsretningen dreier fra vertikal til horisontal.

5. Prosjektgruppens anbefalinger

5.1 Stedsspesifikke data

Prosjektgruppens anbefaling er at bestemmelse av anisotrop skjærfasthet i sprøbruddmaterialer bør baseres på innsamling av stedsspesifikke data som er relevante og gyldige for den aktuelle problemstillingen. Bruk av faste, generelle forhold mellom aktiv, direkte og passiv skjærfasthet anbefales ikke.

Opptak av høykvalitets prøver og utførelse av laboratorieforsøk for å bestemme aktiv, direkte og passiv udrenert skjærfasthet er naturligvis et klart førstevalg. Resultatene fra laboratorieforsøkene bør imidlertid alltid sammenlignes med tilgjengelige empiriske korrelasjoner for å evaluere dataene fra forsøkene som er utført. Eksempel på tolkning av laboratoriebestemte data er vist i kap. 5.3.

I de tilfellene der det, av ulike årsaker, ikke er mulig å få gode nok data fra laboratorieforsøk for tolkning av ADP-forhold, bør enkelt målbare laboratoriedata, som ikke er avhengig prøveforstyrrelse, (for eksempel w_L , I_p etc) benyttes sammen med korrelasjoner etablert på grunnlag av forsøk på høykvalitets prøver. Anbefaling for korrelasjoner mot I_p basert på datagrunnlaget prosjektgruppen har samlet inn er gitt i kap.5.2.

Ved noe videreutvikling av korrelasjonsgrunnlaget kan bruk av in-situ målemetoder som vingebor og CPTU støtte i valg av ADP-skjærfasthetsprofiler, kanskje spesielt vingebor. Det mest aktuelle pr. i dag er å benytte for eksempel korrelasjonene presentert i Figur 18 for å gjøre et anslag på s_{uD} basert på vingeboringer (kfr. kap. 3.3.2.). Eventuelt kan også korrelasjonene presentert av Larsson et al (2010) /20/ benyttes for anslag på anisotropiforhold basert på CPTU. Begge metodene krever noe mer arbeid i å utvikle gode og konsistente korrelasjoner med lett målbare indeksdata fra laboratoriet.

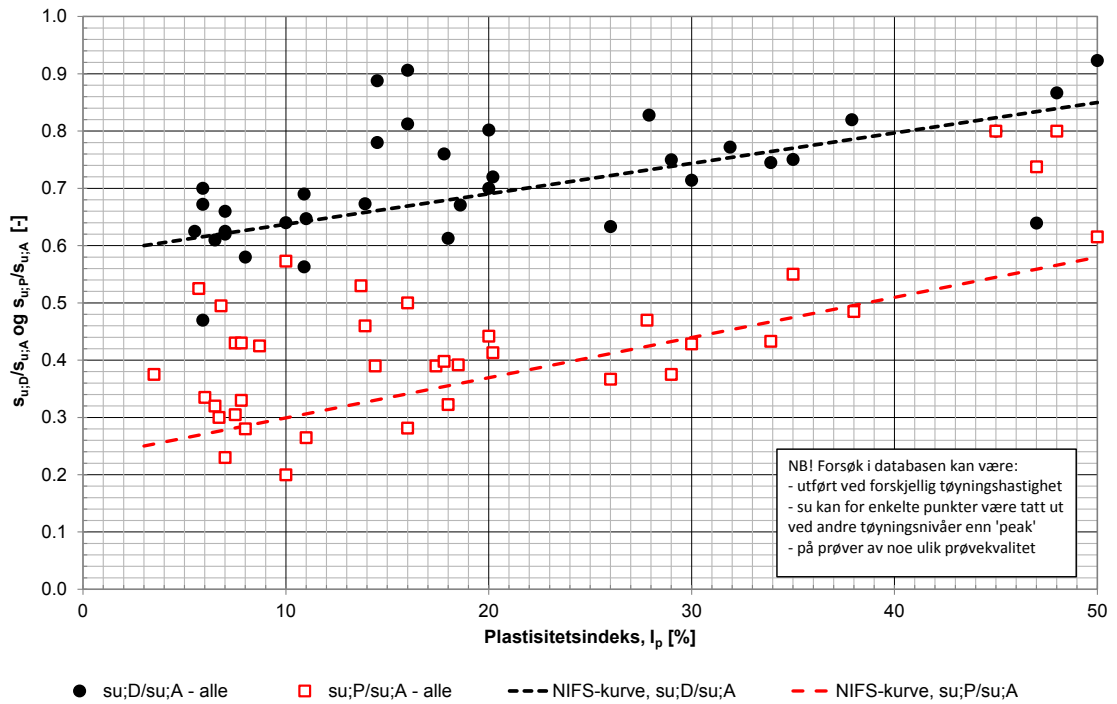
Både utførelse av laboratorieforsøk, korrelasjonsvurderinger med indeksdata og in-situ målemetoder bør kombineres med en eller to av de andre ved vurdering av ADP-forhold.

5.2 Bruk av empiriske korrelasjoner

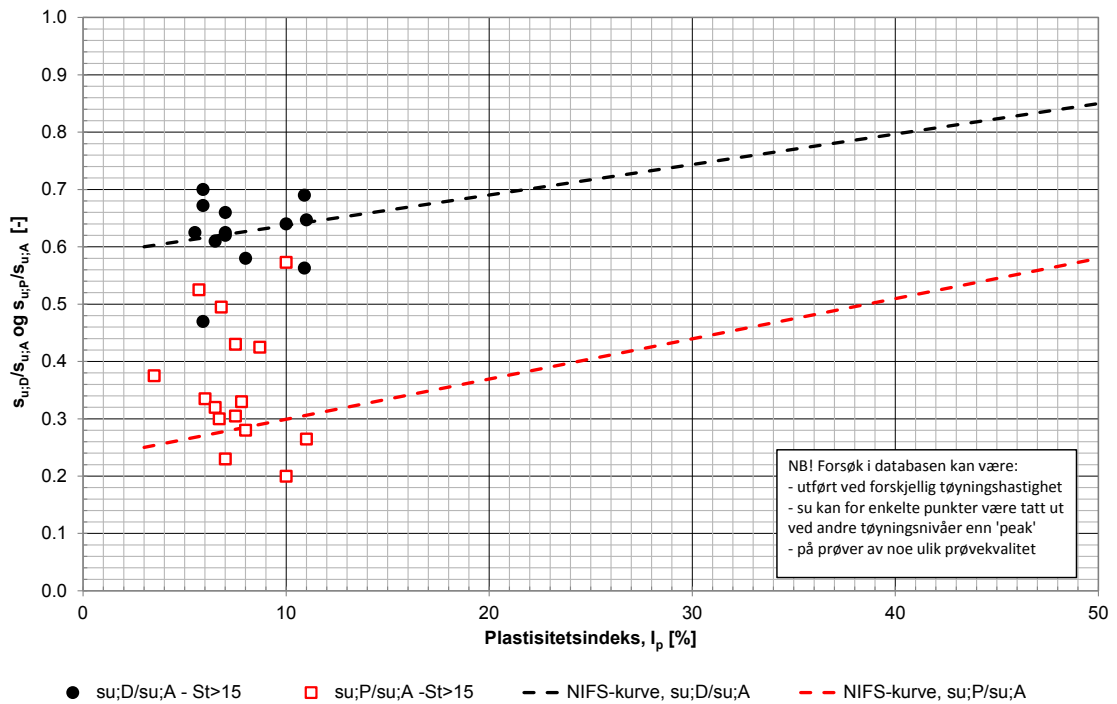
Data fra de to figurene i Figur 12 og Figur 13 er sammenstilt i Figur 22, og figuren viser at det kan være stor spredning i ADP-forhold. I denne sammenheng bemerkes at forsøkene i Figur 22 kan være utført ved ulike eller ikke sammenlignbare tøyningshastigheter, på prøver av ulik kvalitet eller at skjærfasthetsverdier er tatt ut ved ulike tøyingsnivåer. Videre demonstrerer sammenstillingen i Figur 22 tydelig at de høyplastiske leirene er mer isotrope enn de lavplastiske leirene. Som tidligere nevnt har de norske leirene med sprøbruddegenskaper generelt lav plastisitet ($I_p < 10-15$). Dette medfører at det for norske leirer med sprøbruddegenskaper (kvikkleire) forventes relativt stor anisotropi.

Som et ledd i prosjektgruppens arbeid har vi vurdert anbefalinger for ADP-forhold i de tilfellene der gode, laboratoriemålte skjærfastheter ikke foreligger. Kurvene i Figur 22 viser prosjektgruppens anbefalinger for tilfeller der det ikke finnes stedsspesifikke ADP-forhold. Kurvene er tatt inn med et prinsipp om "forsiktig anslått middelvei", og viser noe under gjennomsnittlige verdier. Figuren illustrerer imidlertid at erfaringsgrunnlaget viser større anisotropi for enkeltpunkter (punkter under kurvene), og at kurvene derfor for en gitt problemstilling ikke alltid vil være konservative. Videre tar erfaringsverdiene for anisotropiforholdene ikke hensyn til kravet om tøyingskompatibilitet.

Det ovenstående understreker igjen viktigheten av å innhente stedsspesifikke data som er relevante for problemstillingen som skal analyseres ved vurdering av ADP-forhold.



a) Alle data



b) St > 15

Figur 22 Sammenstilling av ADP-forhold mot I_p . NGI og Multiconsult.

5.3 Eksempel på metodikk/anvendelse

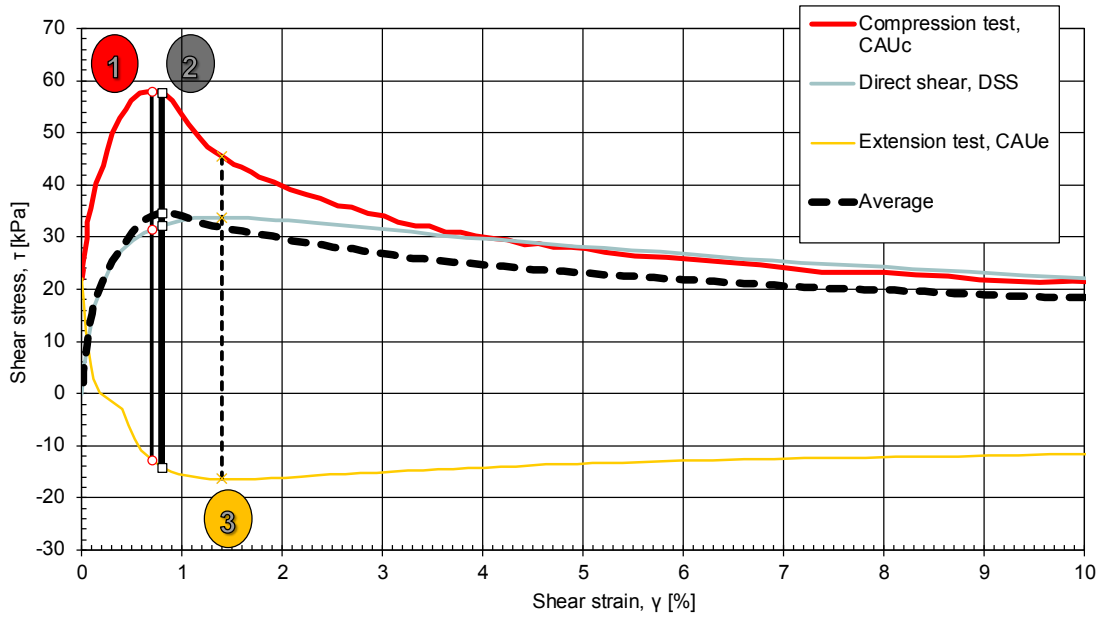
5.3.1 Prosjekteksempel E6 Øst, Trondheim

Eksempel på anisotrop oppførsel av kvikkleire basert på aktive-, passive- og direkte skjærforsøk på prøver fra blokkprøvetaking er vist i Figur 23 og Figur 24. Eksempelen er hentet fra Multiconsults tidlige fase av prosjekteringen av E6 Øst i Trondheim. Kfr. ref. /25/.

For å ta hensyn til tøyningskompatibilitet/ sprøbruddoppførsel burde man ideelt kjøre full ikke-lineær ADP-modell med strain-softening i FEM-beregning, som f.eks. beskrevet av Jostad (2012) /14/, eller alternativt med en beregningsmodell som beskrevet i kap. 3.2.2. Som en praktisk tilnærming av problemstillingen kan det være nødvendig med andre metoder. En kan tenke seg ulike angrepsvinkler for praktisk prosjektering. Her er 3 ulike metoder belyst der man relaterer s_{uD} og s_{uP} til et design-profil for aktiv skjærfasthet:

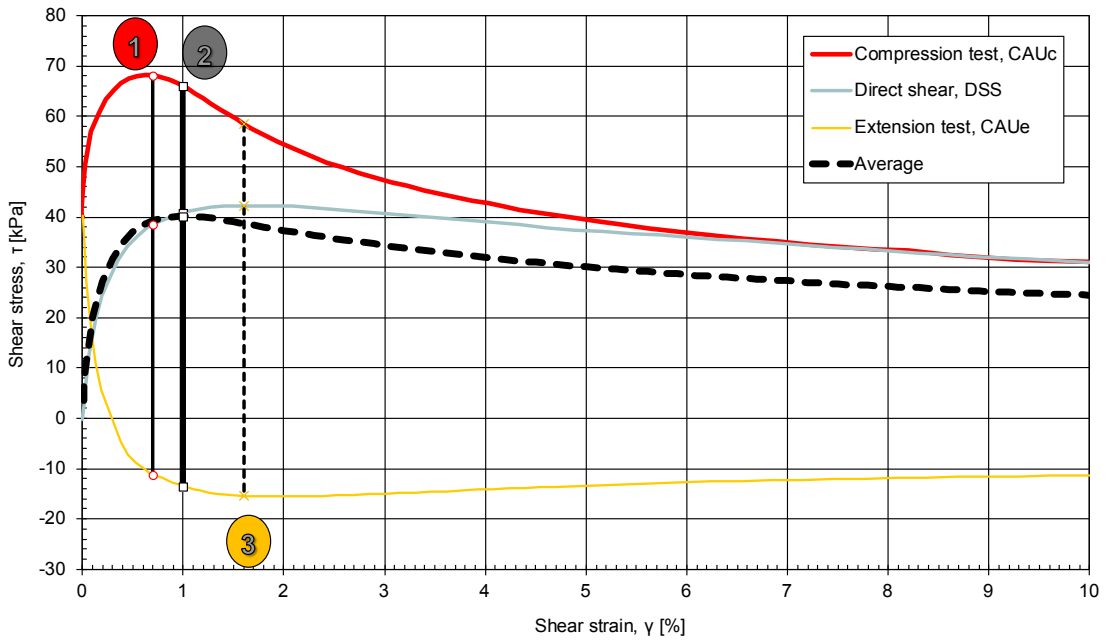
1. Gå inn på peak aktiv skjærfasthet og ta ut tilhørende verdier for direkte- og passiv skjærfasthet. Relater ADP- forhold for peak-verdi s_{uA} til s_{uA*} . Dette tilsvarer et prinsipp med 'first yield' i aktiv sone.
2. Regne ut gjennomsnittlig s_u for hvert tøyningsnivå (her benyttet 1/3 av hver for stiplede kurver i Figur 23 og Figur 24), gå inn på peak-verdi av denne og ta deretter ut ADP-forholdet. Relater ADP-forhold til den nedskalerte verdien av aktiv fasthet (s_{uA*}). Dette er metoden som er mest logisk i forhold til tilfredsstillelse av begrepet "tøyningskompatibilitet".
3. Gå inn på peak passiv skjærfasthet, som vil mobiliseres ved størst tøying, og ta ut tilhørende verdier for aktiv- og direkte skjærfasthet. Dette er et ADP- forhold relatert til den nedskalerte verdien av aktiv fasthet (s_{uA*}), altså et prinsipp med 'first yield' i passiv sone.

Parallel CAUC/ DSS/ CAUE tests on block sample
E6 Øst - borehole 823, 9.2 m depth



Figur 23 Eksempel ADP-forhold E6 Øst dybde 9.2 m, Multiconsult-rapport 412380-1 /25/.

Parallel CAUC/ DSS/ CAUE tests on block sample
E6 Øst - borehole 823, 18.2 m depth



Figur 24 Eksempel ADP-forhold E6 Øst dybde 18.2 m, Multiconsult-rapport 412380-1 /25/.

Disse tre metodene gir for dette prosjekteksempelet følgende verdier (Tabell 2):

		Borhull 823	
	Dybde [m]	9.15	18.15
	Beskrivelse	Leire (kvikk)	Leire (kvikk)
	Plastisitetsindeks, I_p [%]	8	7
Peak	Forhold– peak-verdier, s_{uD} / s_{uA} [-]	0.58	0.62
	Forhold– peak-verdier, s_{uP} / s_{uA} [-]	0.28	0.23
1	Forhold med tøyningskompatibilitet, s_{uA^*} / s_{uA} [-]	1.00	1.00
	Forhold med tøyningskompatibilitet, s_{uD} / s_{uA^*} [-]	0.54	0.57
	Forhold med tøyningskompatibilitet, s_{uP} / s_{uA^*} [-]	0.22	0.17
2	Forhold med tøyningskompatibilitet, s_{uA^*} / s_{uA} [-]	0.996	0.97
	Forhold med tøyningskompatibilitet, s_{uD} / s_{uA^*} [-]	0.56	0.62
	Forhold med tøyningskompatibilitet, s_{uP} / s_{uA^*} [-]	0.24	0.20
3	Forhold med tøyningskompatibilitet, s_{uA^*} / s_{uA} [-]	0.78	0.86
	Forhold med tøyningskompatibilitet, s_{uD} / s_{uA^*} [-]	0.75	0.72
	Forhold med tøyningskompatibilitet, s_{uP} / s_{uA^*} [-]	0.37	0.27

Tabell 2 Prosjekteksempel E6 Øst. ADP-forhold fra tøyningskompatibilitet.

I tillegg til dette kommer eventuelle tidseffekter for reduksjon av skjærfasthet, kfr. også kap. 3.3.1 og 4.1.3.

Hvilken metode som er mest riktig vil være avhengig av problemstillingen og blir ikke tatt stilling til her. Eksempelet illustrerer imidlertid at den praksisen som ofte brukes i det geotekniske fagmiljøet ikke ensidig er på konservativ side.

6. Oppsummering

De anisotropiske egenskapene i leire er et velkjent tema. I en «normal» prosjekterings situasjon ligger fokuset naturlig nok på praktisk anvendelse og empiri. Som det er vist i foreliggende rapport er imidlertid anisotropi i sprøbruddmaterialer et komplekst og sammensatt tema som krever god problemforståelse. Det er fullt mulig å havne i en situasjon med ikke-konservative anslag, selv der det i utgangspunktet legges opp til verdier på konservativ side.

Laboratoriebestemte data benyttes i for liten grad for bestemmelse av ADP-forhold og i mange tilfeller benyttes generelle anbefalinger mer eller mindre velbegrunnet. Etter prosjektgruppens syn er det for lite fokus på å få opp stedsspesifikke prøver med høy nok kvalitet for å utføre laboratorieforsøk for bestemmelse av anisotrop skjærfasthet. Det legges generelt heller ikke tilstrekkelig vekt på å ta ut representative indeksdata for korrelasjonsvurderinger, f.eks. korrelasjoner mot OCR, I_p , w_L , leirinnhold etc.

Korreksjon av udrenert skjærfasthet er et komplekst tema, og praksisen er varierende i de ulike miljøene.

For den daglige prosjekteringspraksisen i Norge vil det være til stor nytte og hjelp med videreutvikling av korrelasjonsdatabaser, både hva gjelder korrelasjoner mot laboratoriemålte indeksdata og korrelasjoner for tolkning av anisotrop udrenert skjærfasthet fra in-situ målemetoder. Parallelt med dette er det etter prosjektgruppens vurdering viktig, og riktig, å søke nye, alternative problemløsninger der disse finnes. Det beskrevne konseptet med bestemmelse av udrenert skjærfasthet på vilkårlige plan basert på spenningshistorie og in-situ spenninger er i så måte noe det absolutt bør arbeides videre med.

7. Anbefalinger for videre arbeider

7.1 Konsept/metode for stabilitetsberegninger i bløt leire

Det foreslåtte konsept/metode for vurdering av skjærfasthet i bløt leire og implementering av dette i stabilitetsberegninger/beregningsprogram i kap. 3.2.2 vil overordnet kreve videre arbeider som beskrevet nedenfor.

7.1.1 Videre samling av data angående skjærfasthetsparametere for anisotrop modell

- Tilpasning av modellparametere for å matche målte verdier av udrenert skjærfasthet. Fasthetsparametere antas først basert på erfarings data (Figur 3 - Figur 6) og deretter beregnes udrenert skjærfasthet med disse parametere. Hvis beregnet udrenert fasthet ikke stemmer med den målte, justeres parametere og prosedyren gjentas inntil konvergens oppnås.
- Vurdering av «rate-effect», prøveforstyrrelse, etc.

7.1.2 Supplerende spesielle laboratorieforsøk

Det er nødvendig med et program for laboratorieforsøk som inkluderer:

- Direkte skjærforsøk på kvikkleireprøver ved forskjellige helninger på skjærflater. Prøvene konsolideres til in situ spenninger på prøveoverflaten. Deretter utføres skjærforsøk udrenert.
- Treaksialforsøk hvor kvikkleireprøver er konsolidert til celle trykk $K_0 \cdot \gamma'z$ og til forskjellige vertikal spenninger: $\gamma'z$, $1.1 \cdot \gamma'z$, $1.2 \cdot \gamma'z$, etc. Deretter skjæres prøven udrenert.
- Treaksialforsøk hvor kvikkleireprøver er konsolidert som beskrevet i forrige punkt, deretter skjært udrenert og beholdt i tid under konstant skjær for å måle kryphastighet.

7.1.3 Programmering av stabilitetsanalyseprogram

For utvikling av programvare som kan utføre analysen etter metoden beskrevet i kap.3.2.2 bør følgende elementer inngå:

- Utvidelse av programmet STABIL
- Verifikasjonskjøringer med PLAXIS 2D
- Etterberegning av publiserte ras av naturlige skrånninger i kvikk leire

7.2 Korrelasjoner

Nedenfor er det listet opp aktiviteter som prosjektgruppen mener det bør arbeides med i det videre.

- Supplering av korrelasjonsdatabaser mellom ADP-forhold og I_p , OCR, leirinnhold, vanninnhold, etc. Utvidelse av databaser med flere data, fra flere firmaer/miljøer også fra andre land.
- Utvidelse av CPTU-tolkning til også å omfatte tolkning med korrelasjoner for av s_{uD} og s_{uP} . Etablering av tilsvarende korrelasjoner mellom CPTU-data (spissmotstand, friksjon og poretrykk) og s_{uD} og s_{uP} som i dag finnes for s_{uA} utledet på grunnlag av korrelasjoner mot blokkprøver. Dette må gjøres ved å utføre konsistente, parallelle laboratorieforsøk på høykvalitets (blokk)prøver og CPTU på et større antall lokasjoner. Larsson et.al. (2010) /20/ gir et forslag til med teoretisk/empirisk alternativ framgangsmåte for å tolke s_{uA} , s_{uD} og s_{uP} fra CPTU. Dette arbeidet bør kunne overføres til norske forhold.
- Utvide eksisterende korrelasjoner mellom laboratoriemålte data I_p , w_L , OCR, leirinnhold, vanninnhold mv og vingebror-skjærfasthet og korrelere disse verdiene mot laboratoriemålt udrenert anisotrop skjærfasthet (basert på høykvalitets prøver).

Korrelasjoner som nevnt over for in-situ målemetoder vil kunne gi god støtte for uttak av representative verdier for anisotrop udrenert skjærfasthet sammen med korrelasjoner mot I_p , w_L , OCR, leirinnhold, vanninnhold etc. (alternative, uavhengige metoder).

8. Referanser

- /1/ Aas G. (1967). "Vane tests for investigation of anisotropy of undrained shear strength of clays." Proc. Geotech. Conf., Oslo, 1967.
- /2/ Aas G. (1988). «*Veiledning i praktisk Geoteknikk. Bestemmelse og Anvendelse av styrkeparametere.*» NGI Intern Rapport 52116-1.1988. p. 1-53.
- /3/ Athanasiu C. (1978). "*Contributions to the Problem of Contact Pressures between Structures and their Supporting Soil*". (in Romanian). Ph.D. Thesis. Civil Engineering Inst., Bucharest, Romania, 1978, 174 p.
- /4/ Athanasiu C. (1999). "*Proposal for an Anisotropic, Soft Clay Model to be incorporated in Future Developments of PLAXIS. International Symposium.*" Beyond 2000 in Computational Geotechnique", Amsterdam, The Netherlands, March, 1999.
- /5/ Athanasiu C. (1972). "*Small Strain Yield Behaviour of Normally Consolidated Marine Clays. A Formulation for Critical Shear Stress of Plastic Drammen Clay*". N.G.I. Internal Report No. 50308-5, Oslo, Norway, 1972.
- /6/ Athanasiu C. (2000). "*STABIL v.3. A program for Stability Analysis of Slopes. User's Manual.*" Multiconsult Report No. 100105- 1. October 2000. Rev.2. March 2008.
- /7/ Bjerrum L. (1973). "*Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. State-of-the-Art*" Report to Session iV, 8th International Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973.
- /8/ Chandler R.J. (1988) "*The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane*". Vane shear strength testing in soils: Field and laboratory studies, ASTM STP 1014, Philadelphia, 1988.
- /9/ Dagago S.A. & Grimstad G.(2012). "*Modellering av leire med fokus på anisotropi og kryp*". Yngres dag NGF 2012.
- /10/ DiBaggio E., Aas G. (1967). "*The in situ undrained shear strength measured on a horizontal failure plane by large scale direct shear tests in quick clay.*" Proc. Geotech. Conf., Oslo 1967.
- /11/ Donald I.B., Jordan D.O., Parker R.J., Toh C.T (1977). "*The vane test – a critical appraisal*". Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, 1977.
- /12/ GEO-SLOPE International Ltd. (2012). "*Stability Modeling with SLOPE/W*". Oktober 2012.
- /13/ Hvorslev M. J. (1937) "*Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden.*" Copenhagen, 159 p., Ingeniørvitenskabelige skrifter, A45
- /14/ Jostad H.P. (2012). "*Effekt av progressive bruddutvikling ved utbygging i områder med kvikkleire. Sensitivitetsanalyse*". Teknologidagene SVV, Trondheim 2012-10-11.
- /15/ Karlsrud K. (2003). "*Tolkning og fastlegging av jordartsparemetere-Karakteristisk jordprofil*". NGF-Kurs "Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger", Stjørdal 20.- 22. mai 2003.

- /16/ Karlsrud K. (2010). "*Bjerrum foredraget 2010. Styrke og deformasjonsegenskaper av leire fra blokkprøver og feltforøk*". Geoteknikkdagen Tekna 2010.
- /17/ Karlsrud K., Lunne T., Kort A. & Strandvik S. (2005). "*CPTU correlations in clay*". Proceedings, ICSMGE, Osaka, 2005: 693 – 702.
- /18/ Lacasse S., Berre T. og Lefebvre G. (1985) "*Block sampling of sensitive clays*". Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Fransisco.
- /19/ Larsson R. (1980). "*Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clays*". Canadian Geotechnical Journal Vol. 17 P591-692. 1980.
- /20/ Larsson R., Åhnberg H., Löfroth H. (2010) "*CPT data in relation to a general model for undrained behavior of homogenous Swedish clays*". Swedish Geotechnical Institute, Linköping, Sweden. 2010.
- /21/ Lunne T. og Andersen K.H. (2007). "*Soft Clay Shear Strength Parameters for Deepwater Geotechnical Design*". Proceedings of the 6th International Off shore Site Investigation and Geotechnics Conference: Confronting New Challenges and Sharing Knowledge, 11–13 September 2007, London, UK
- /22/ Lunne T., Berre T., Andersen K.H., Strandvik S. og Sjursen M. (2006) "*Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shaft strength of soft marine Norwegian clays*". Canadian Geotechnical Journal
- /23/ Lunne T., Robertson P. & Powell J. (1997). "*Cone Penetration Testing in geotechnical practice*". Blackie Academic & Professional, New York.
- /24/ Menzies B.K. og Merrifield C.M. (1980) "*Measurements of shear stress distribution on the edges of a shear vane blade*". Géotechnique Vol. 30, Num.3, 1980.
- /25/ Multiconsult Rapport 412380-1 (2007) "*E6 Trondheim - Stjørdal, parsell Trondheim, Dagsone vest. Datarapport Grunnundersøkelser*". Datert 2007-09-07.
- /26/ Multiconsult rapport nr. 415559-RIG-RAP-001 rev. 00 (2012). "*Detektering av kvikkleire fra ulike sonderingsmetoder*". Datert 2012-11-30.
- /27/ Multiconsults program ESPAR (Expert System for Soil PARAMETERS). ESPAR er et hjelpeprogram for bestemmelse av overslagverdier for jordparameter.
- /28/ NIFS Avropsskjema SM-6.4.1 til Rammeavtale- DP6 kvikkleire i Etatsprogrammet NIFS (Sveis nr. 2012073568). (2012). "*Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmateriale*". Datert 2012-08-20.
- /29/ NIFS rapport (2012). "*Etatsprogrammet NATURFARE – Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS). Delprosjekt 6: Kvikkleire*". Datert 2012-01-20.
- /30/ Novapoint (2011). "*GeoSuite Toolbox. Stability*"
- /31/ NVE Retningslinjer nr. 2/2011. "*Flaum- og skredfare i arealplanar*". Datert 2011-04-15.
- /32/ PLAXIS. "*FEM code for geotechnical engineering*", PLAXIS bv, The Netherlands

- /33/ Rabstad K. (2011). "*Slope Stability in Natural Slopes with Vertical or Principal Stress Induced Undrained Shear Strength Anisotropy*". Master thesis at NTNU 2011.
- /34/ Rocscience Inc. (2012). "*SLIDE*".
- /35/ Soydemir (1976). "*Strength Anisotropy Observed Through Simple Shear Tests*". Laurits Bjerrum Memorial Volume, p. 99-113. NGI 1976. ISBN 82-546-0040-6.
- /36/ Statens vegvesen håndbok 016 (2010). "*Geoteknikk i vegbygging*". Datert juni 2010.
- /37/ Wroth C.P.(1984). "*The interpretation of in situ soil tests.*" *Gèotechnique* Vol. 34, Num.4, 1984.

Annen litteratur/bibliografi:

- Aas G. (1980). "*Vurdering av kortidsstabilitet I leire på basis av udrenert skjærfasthet*". NGI Publication No. 132.
- Aas G. (1981). "*Stability of Natural Slopes in Quick Clays*". NGI Publication No. 135.
- Gregersen O. (1980). "*Kvikkleireskredet i Rissa*". NGI Publication No.132.1980.
- Gregersen O. (1981) "*The Quick Clay Landslide in Rissa, Norway.*" NGI Publication No.135.1981.
- Janbu N. (1979). "*Failure mechanism in quick clay*". NGM-1979.
- Karlsrud K. (1989). "*Skredrisiko I kvikkleireavsetninger*". Fjellsprengeteknikk, Bergmekanikk/ Geoteknikk 1989.
- Karlsrud K. (1989). "*Skredrisiko i kvikkleireavsetninger*". Geoteknikkdagen 1989.
- Karlsrud K.(2012). "*Stabilitetsvurderinger for naturlige skråninger i kvikkleire - noen innspill til krav til materialfaktor og hensyntagen til sprøbrudd*". Teknologidagene SVV 2012.
- Karlsrud K., Aas. G. & Gregersen O. (1985). "*Can We Predict Landslide Hazards in Soft Sensitive Clays? Summary of Norwegian Practice and Experiences*". NGI publikasjon nr. 158.

Vedlegg

Vedlegg 1 Notasjoner

Vedlegg 2 **Artikkel: Athanasiu C. (1999). *“Proposal for an anisotropic, soft clay model to be incorporated in future developments in PLAXIS”*. Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS International © 1999 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 040 X**

Vedlegg 1 - Notasjoner

Greske symboler

Symbol		Enhet
α	Helningsvinkel	°
α_p	Normaliseringsforhold udrenert skjærfasthet	-
β	Helning på skjærplan fra horisontal	°
ε	Tøyning	%
ϕ	Friksjonsvinkel	°
γ	Tyngdetetthet	kN/m ³
γ'	Effektiv tyngdetetthet	kN/m ³
γ_d	Tørr tyngdetetthet	kN/m ³
γ_M	Materialfaktor	-
γ_{M0}	Initiell materialfaktor	-
$\Delta\gamma_M$	Endring i materialfaktor	-
μ	Reduksjonskoeffesient for kohesjon	-
κ	Reell kohesjonskoeffesient	-
σ'_{h0}	In situ horisontal effektiv spenning	kPa
σ'_{v0}	In situ vertikal effektiv spenning	kPa
σ_{v0}	In situ vertikal totalspenning	kPa
σ_{h0}	In situ horisontal totalspenning	kPa
σ_1	Største hovedspenning	kPa
σ_3	Minste hovedspenning	kPa
$\sigma'_{\beta 0}$	Effektiv normalspenning på skjærplan β i geologisk tid	kPa
σ_c	Prekonsolideringsspenning	kPa
τ	Skjærspenning	kPa
$\tau_{\beta 0}$	Konsolideringsskjærspenning på skjærplan β	kPa
τ_f	Skjærspenning ved brudd	kPa

Latinske symboler

Symbol		Enhet
a	Attraksjon	kPa
B_q	Poretrykksparameter $\Delta u / (qt - \sigma_{v0})$	-
c	Kohesjon	kPa
D_M	Mobiliseringskoeffesient	-
g	Tyngdeaksellerasjon	m/s^2
I_A	Aktivitet $I_p / \% < 2\mu m$	-
I_L	Flyteindeks	%
I_p	Plastisitet (indeks)	%
K_0'	Effektiv hviletrykkskoeffesient	-
m	Modultall	-
M	Ødometermodul	MPa
p'_0	Effektiv vertikal overlagringsspenning	kPa
p_f	Sannsynlighetsfaktor	%
S_r	Omrørt skjærfasthet	kPa
S_t	Sensitivitet	-
S_{uA}, S_{uD}, S_{uP}	Udrenert skjærfasthet (A=aktiv, D=direkte, P=passiv)	kPa
S_{ur}	Omrørt skjærfasthet	kPa
S_{uv}	Udrenert skjærfasthet, vingebor	kPa
u	Poretrykk	kPa
Δu	Endring i poretrykk	kPa
w	Vanninnhold	%
w_L	Atterbergs flytegrense	%
w_p	Atterbergs plastisitetsgrense	%

Forkortelser

ADP	Aktiv, direkte, passiv
CAUa	Aktivt, anisotropt konsolidert, udrenert treaksialforsøk
CAUp	Passivt, anisotropt konsolidert, udrenert treaksialforsøk
COV	Variasjonskoeffisient
CPTU	Trykksondring med poretrykksmåling
DSS	Direkte skjærforsøk
FEM	Finite Element Method (endelige elementers metode)
FoU	Forskning og utvikling
GV	Grunnvannsstand
JBV	Jernbaneverket
LUGD	Lokal udrenert/ global drenert
NGI	Norges Geotekniske Institutt
NIFS	Etatsattningsprosjektet Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred
NTNU	Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet
NVE	Norges vassdrags- og energidirektorat
OCR	Overkonsolideringsgrad
SVV	Statens vegvesen
TEK 10	Norsk forskrift om tekniske krav til byggverk

Vedlegg 2 – Artikkel: Athanasiu C. (1999)

Athanasiu C. (1999). *“Proposal for an anisotropic, soft clay model to be incorporated in future developments in PLAXIS”*. Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS International © 1999 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 040 X

Proposal for an anisotropic, soft clay model to be incorporated in future developments in PLAXIS

C. Athanasiu
 NOTEBY AS, Oslo, Norway

Keywords: soft clay, anisotropy, elasto-plastic model, finite element program

ABSTRACT: The finite element program PLAXIS has – especially after development of version 7.0 – become a versatile tool not only for research purposes but also for many practical applications. The particular problem of modelling excavations in soft clays requires an anisotropic model for the mobilisation of the undrained shear strength during different construction sequences. The existing soft clay model does not entirely cover the need of such modelling and consequently a new anisotropic, multi-yield surfaces model is proposed. The model is based on observed small-strain yield behaviour of Norwegian marine clays. The anisotropic (double) bounding surface (for active and passive conditions) is defined by a modified Tresca yield criterion. Upon unloading / reloading due to alternating removal of soil volumes and bracing / anchor pre-stressing of the retaining structure a series of inner yield surfaces exhibiting kinematic strain hardening are generated until the past generated bounding surface is reached. The theoretical background of the model is presented and simple examples are used to illustrate the model capabilities.

1 INTRODUCTION

Excavation sequences induce stress reversal in the soil due to alternating unloading by removing the soil in front of excavation and reloading by pre-stressing the anchors or by backwards movement of the supporting structure. Experience with deep excavations in Norwegian normally consolidated marine clay shows that the soil exhibits non-linear behaviour upon stress reversal.

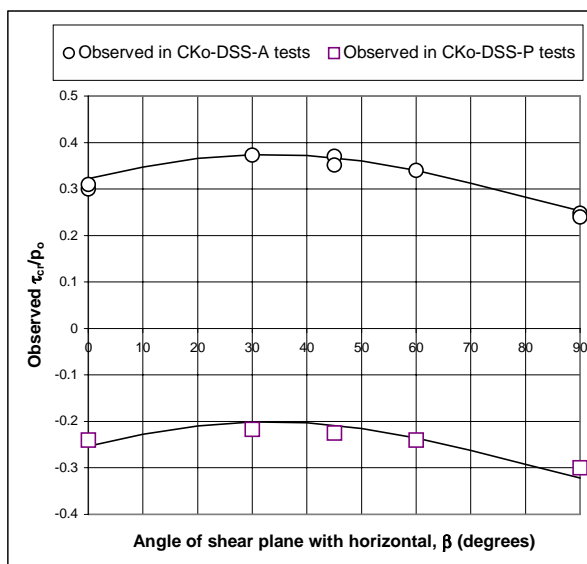


Figure 1. Shear strength anisotropy observed in DSS tests, Bjerrum, 1973 and Soydemir, 1976.

The models presently used with PLAXIS can not simulate plastic deformations upon stress reversal before the stress increment vector reaches the plastic flow surface. The paper proposes a simple model for NC, marine clays that accounts for shear strength anisotropy and rate effect.

2 UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF NORMALLY CONSOLIDATED MARINE CLAYS

As earlier so clearly demonstrated by Bjerrum in his State of the Art Report to be presented at Moscow International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Bjerrum, 1973) the shear strength of normally consolidated clays exhibits anisotropy. The variation in shear strength observed on samples cut in different directions, re-consolidated at the same effective normal and shear stress they carried in the field and then sheared undrained in direct simple shear apparatus, Soydemir, 1976 and Bjerrum, 1973, is illustrated in Fig. 1.

The in situ stress conditions in a NC marine clay deposit are characterised by the fact that the lateral effective stress is less than effective overburden pressure, K_o being the ratio between horizontal and vertical effective in situ stress, typically in range of 0.5 to 0.6. The effective normal and shear stresses on a plane making an angle β with the direction of minimum principal consolidation stress (horizontal), Fig.2, are expressed as:

$$\frac{\sigma_{\beta o}}{p_o} = \frac{1 + K_o}{2} + \frac{1 - K_o}{2} \cdot \cos 2\beta \quad (1)$$

$$\frac{\tau_{\beta o}}{p_o} = \frac{1 - K_o}{2} \cdot \sin 2\beta \quad (2)$$

where: p_o is the effective overburden pressure; $\sigma_{\beta o}$, $\tau_{\beta o}$ are the effective normal stress and the shear stress, respectively, acting on β -plane; K_o is the at rest earth pressure coefficient; p_o is the effective overburden pressure.

In an aged clay deposit the in situ shear stresses are gradually transferred from the cohesive to the more stable frictional contact points. Ultimately the cohesive contact points will be released and the shear stresses are carried as friction. Simultaneously, the creep movements lead to a reduction in water content, and the clay developed a reserve resistance to further compression expressed as an apparent over-consolidation, p_c and the available effective cohesion have been increased from $\kappa \cdot p_o$ to $\kappa \cdot p_c$.

Tests conducted by Schmertmann in triaxial apparatus using the curve “hoping” technique demonstrated that cohesion can be mobilised at very small strains while friction requires shear deformations and re-arrangements of particle structure causing volumetric changes in order to be mobilised. In undrained conditions the available shear strength of the clay on the β -plane will consists

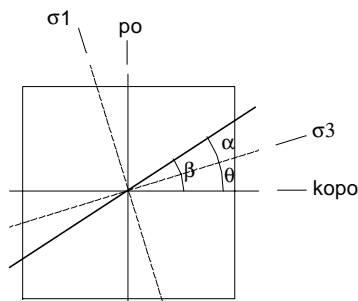


Figure 2. Soil element.

mainly of cohesion part and of that part of the available friction that can be mobilised at small strains before any tendency for volume changes will induce pore pressure, reduce the effective stress and cause failure of the clay.

The critical shear stress that can be mobilised in undrained conditions on a plane inclined with an angle β from horizontal is expressed as:

$$\frac{\tau_{cr}}{p_o} = \frac{\tau_{\beta o}}{p_o} + \left(\frac{\sigma_{\beta o}}{p_o} \tan \varphi_e - \frac{\tau_{\beta o}}{p_o} \right) \cdot D_M + \kappa \frac{p_c}{p_o} \quad (3)$$

where: φ_e is the effective friction angle; $\kappa \cdot p_c/p_o$ is the effective cohesion and D_M represents how large a part of the available friction can be mobilised during small strain shear. Typical values for plastic Drammen clay are: $I_p=20\%$, $\varphi_e = 18^\circ$, $D_M=0.5$, $K_o=0.55$, $\kappa=0.105$, $p_c/p_o=1.5$.

The definition of D_M is different from that given by Bjerrum (Bjerrum, 1973) who assumed that the friction part is already been mobilised during the ageing process due to creep in frictional contacts and that no friction is mobilised during undrained straining.

By substituting $\sigma_{\beta o}$, $\tau_{\beta o}$ in eq. (3) with their expressions from eqs. (1) and (2) :

$$\frac{\tau_{cr}}{p_o} = A + B \cdot \cos 2\beta + C \cdot \sin 2\beta \quad (4)$$

where :

$$A = D_M \cdot \frac{1 + K_o}{2} \cdot \tan \varphi_e + \kappa \frac{p_c}{p_o} \quad (5)$$

$$B = D_M \cdot \frac{1 - K_o}{2} \cdot \tan \varphi_e \quad (6)$$

$$C = (1 - D_M) \cdot \frac{1 - K_o}{2} \quad (7)$$

The variation of critical shear stress with the orientation of the plane on which it acts is shown in Fig.3.

When a clay element is subjected to changes in stresses due to application of loads, the principal minimum stress axes will generally rotate from the original horizontal direction with an angle θ , as shown in Fig. 3. The shear stress on β - plane can be expressed as a function of angle α , the plane makes with the actual σ_3 direction:

$$\frac{\tau}{p_o} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot p_o} \cdot \sin 2\alpha \quad (8)$$

The principal stress difference can gradually be increased until the failure is achieved on a plane where the shear stress is just equal to the critical stress. At failure, $(\sigma_1 - \sigma_3)/2p_o = s_u/p_o$, is thus the principal stress ratio that causes the curve τ/p_o to be tangent to the curve τ_{cr}/p_o as shown in Fig.3. Mathematically this implies that:

$$\frac{\tau}{p_o} = \frac{\tau_{cr}}{p_o} \quad (9)$$

$$\frac{\partial(\frac{\tau}{p_o})}{\partial \alpha} = \frac{\partial(\frac{\tau_{cr}}{p_o})}{\partial \alpha} \quad (10)$$

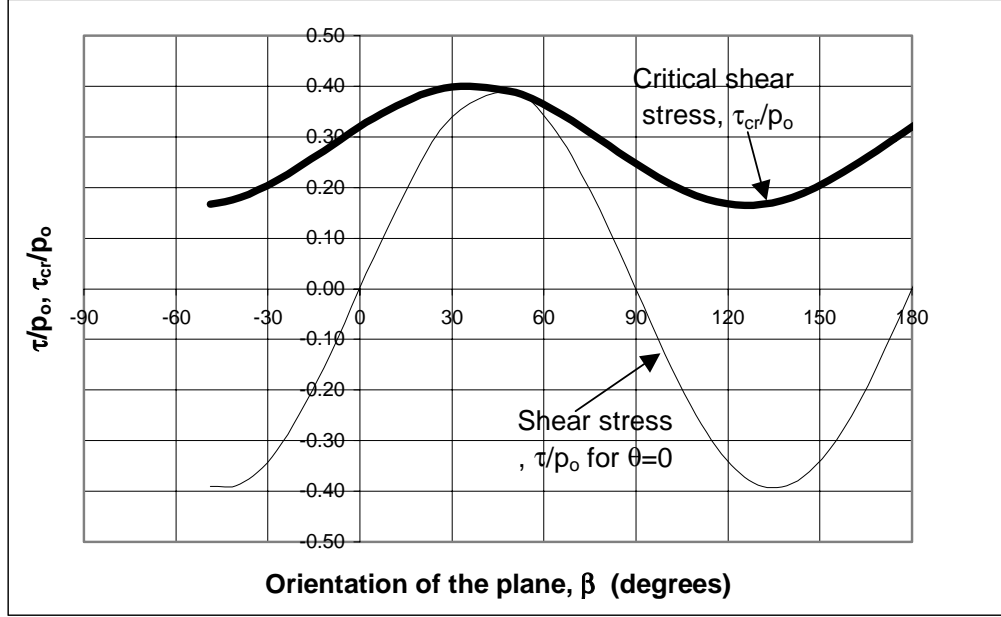


Figure 3. Variation of critical shear stress with orientation of the plane, β .

By substituting β with $\theta + \alpha$ in eq. (4) and solving eqs. (9) and (10), the undrained shear strength, s_u/p_o and the inclination of failure plane, α_f , are obtained as:

$$\alpha_f = \arccos\left(-\frac{B_f}{A}\right)/2 \quad (11)$$

$$\frac{s_u}{p_o} = C_f + \sqrt{A^2 - B_f^2} \quad (12)$$

where: $B_f = C \cdot \sin(2\theta) - B \cdot \cos(2\theta)$ and $C_f = C \cdot \cos(2\theta) + B \cdot \sin(2\theta)$.

The equation (12) describes the anisotropy of the undrained shear strength in terms of the rotation of principal stress axes during undrained shear.

The tests carried out by Soydemir (1972) were carefully interpreted to back calculate the undrained shear strength from the measured critical stress on different planes. Fig. 4 shows the calculated undrained shear strength for plastic Drammen clay, eq. (12), as compared to the values interpreted from DSS tests. The points corresponding to $\theta=0^\circ$ and $\theta=90^\circ$ are those observed in triaxial compression (active) and extension (passive) tests. As can be seen from Fig. 4, eq. (12) predicts well the observed values and will be further used in the proposed model.

3 MULTIPLE YIELD SURFACE MODEL

A multiple yield surface model including an isotropic (double) bounding surface and an inner yield surface with kinematic hardening is proposed as follows.

The anisotropic (double) bounding surface is defined in terms of total stress components by TRESCA yield criterion:

$$F = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 - \tau_{xz}^2} - \tau_o - f \cdot (s_u(\theta) - \tau_o) = 0 \quad (13)$$

where: σ_x , σ_z and τ_{xz} are total stresses components during undrained loading; f is the degree of undrained shear strength mobilisation; τ_0 is the “in situ” shear stress and θ is the rotation of principal stress axes during undrained loading.

Eq. (13) represents a circle in the plane of stress components as shown in Fig. 5. An initial loading path is described by gradual expansion of the bounding surface, i.e. by gradually increasing of the degree of mobilisation, f , in eq. (13). Upon unloading (or changing the rotation of the principal stress axes), the unloading path is exact copy of loading path enlarged by a factor of two (Bauschinger effect of the Masing type).

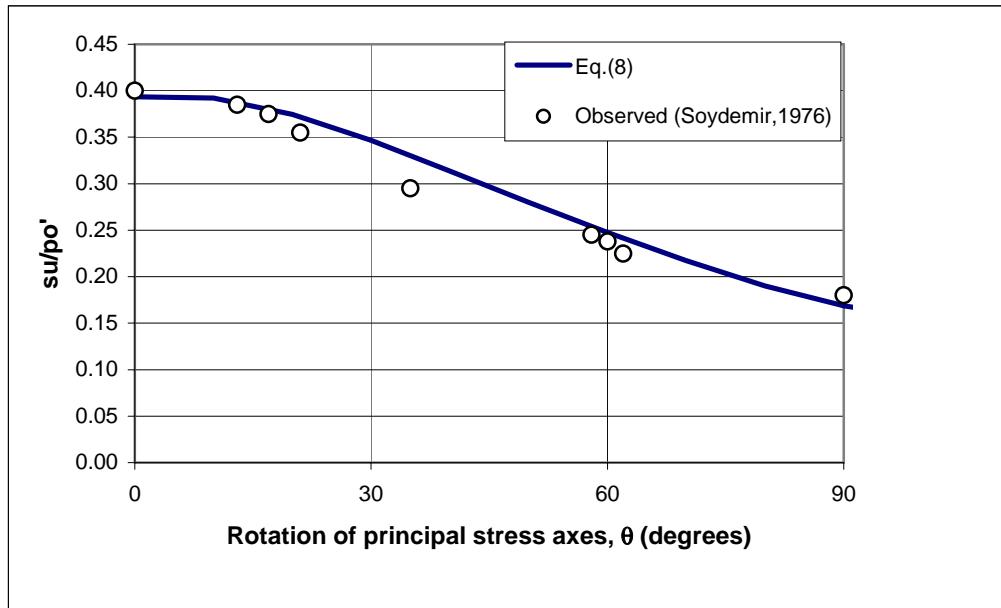


Figure 4. Undrained shear strength as a function of the rotation of principal stress axes.

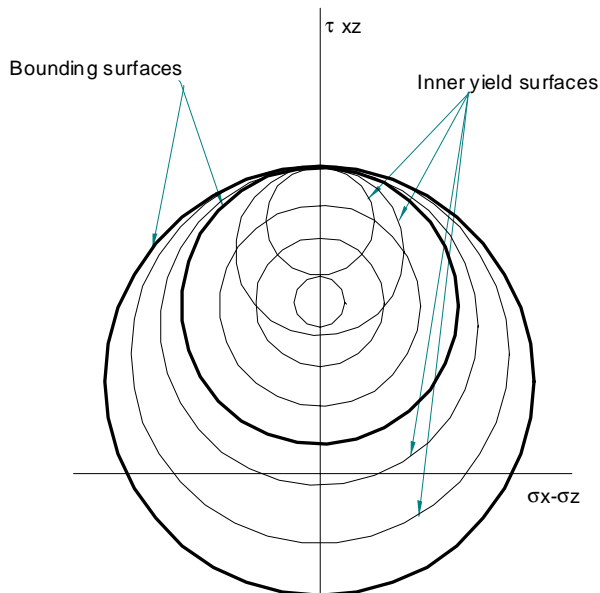


Figure 5. Multiple yield surfaces.

This behaviour may be described by a set of inner yielding surfaces each of which exhibiting kinematic hardening. The surfaces translate with the stress point at a rate dependent of the plastic strain rate (Fig.5). Associative flow rule is assumed, so that the elasto-plastic stress-strain matrix is:

$$[D]_{ep} = [D] - \frac{[D] \cdot \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} \cdot \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T \cdot [D]}{H + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T \cdot [D] \cdot \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}} \quad (14)$$

where: F is the TRESCA failure criterion, H is the plastic strain hardening shear modulus, [D] is the elastic stress-strain matrix and $[D]_{ep}$ is the elasto-plastic stress-strain matrix.

The multi yield plastic surface concept is used to allow for the adjustment of the hardening rule to experimental hardening observed in laboratory or field tests as follows. Each surface possess a plastic strain hardening shear modulus, H, derived from experimental relation between the degree of mobilisation, f, and the plastic shear strain, $\gamma_{max pl}$, i.e. kinematic strain hardening rule as shown in Fig.6.

4 REQUIRED SOIL PARAMETERS

Except for the soil parameters describing the anisotropic undrained shear strength ($\tan\phi_e$, κ , K_o , D_M and p_c/p_o) the plastic strain hardening shear modulus, H, is required to evaluate the elasto-plastic

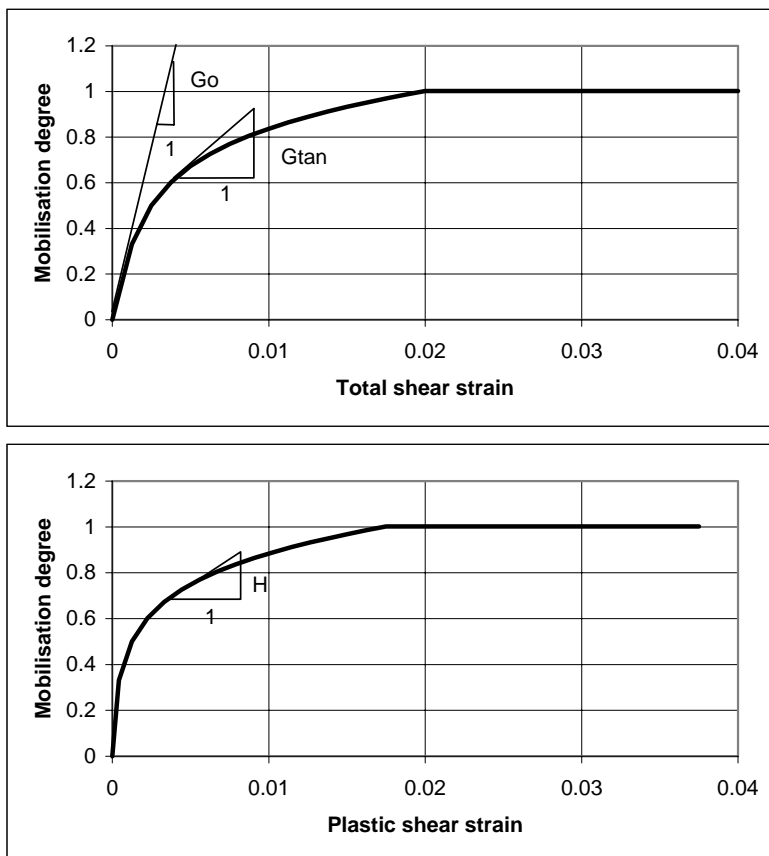


Figure 6. Determination of strain hardening shear modulus.

stress-strain matrix, eq. (14). The following procedure is proposed to determine the strain hardening shear modulus.

As shown in Fig.6. the total tangent shear modulus, G_{tan} , is related to the initial shear modulus, G_o and to the plastic strain hardening shear modulus by the following relation :

$$\frac{1}{G_{tan}} = \frac{1}{G_o} - \frac{1}{H} \quad (15)$$

and consequently:

$$\frac{1}{H} = \frac{G_o - G_{tan}}{G_o \cdot G_{tan}} \quad (16)$$

Substituting F in eq. (14) with its expression in eq. (13) and using eq. (16) the elasto-plastic matrix becomes:

$$[D]_{ep} = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3} \cdot G_o - \beta \cdot (1-r^2) & K - \frac{2}{3} \cdot G_o + \beta \cdot (1-r^2) & -\beta \cdot r \cdot \sqrt{1-r^2} \\ K - \frac{2}{3} \cdot G_o + \beta \cdot (1-r^2) & K + \frac{4}{3} \cdot G_o - \beta \cdot (1-r^2) & \beta \cdot r \cdot \sqrt{1-r^2} \\ -\beta \cdot r \cdot (1-r^2) & \beta \cdot r \cdot (1-r^2) & G_o - \beta \cdot r^2 \end{bmatrix} \quad (17)$$

where: $\beta = G_o - G_{tan}$; $r = \tau_{xz}/\tau_{max}$; K is the volumetric elastic bulk modulus.

Eq. (17) shows that, provided the tangent shear modulus, G_{tan} , can properly be simulated for stress reversal sequences, it can be used instead of plastic strain hardening shear modulus, H. In the following a procedure is described to evaluate G_{tan} during stress reversal loading.

Typical variation of the ratio G_{sec}/G_o with shear strain, γ_{max} , at logarithmic scale can be expressed as:

$$\frac{G_{sec}}{G_o} = 1 - c_1 \cdot a \tan(e^{c_2 \cdot \log(\frac{\gamma_{max}}{\gamma_{max i}})}) \quad (18)$$

where: c_1 and c_2 are constants determined to obtain the best fit of experimental data; G_o is the initial, tangent shear modulus and $\gamma_{max i}$ is the shear strain at inflection point on G_{sec}/G_o vs. $\log(\gamma_{max})$ curve. Typical values for the constants c_1 and c_2 are:

$$c_1 = \frac{2}{\pi} \quad \text{and} \quad c_2 = \frac{\ln\left\{\tan\left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(1 - \frac{G_{ult}}{G_o}\right)\right]\right\}}{\log\left(\frac{G_o}{G_{ult}}\right)} \quad (19)$$

where: G_{ult} is the ultimate, secant shear modulus.

The shear stress strain curve becomes:

$$\frac{\tau - \tau_o}{s_u - \tau_o} = \frac{\gamma}{\gamma_r} \cdot \frac{G_{sec}}{G_o} \quad (20)$$

where: τ_o is the "in situ" shear stress, τ is the current shear stress, s_u is the undrained shear stress, γ is the total shear strain and γ_r is the reference strain defined as $(s_u - \tau_o)/G_o$.

Equation (20) is used as "back-bone" curve to calculate for each load increment the tangent shear modulus, G_{tan} . The "back-bone" is replaced by a series of bi-linear springs, each of them being defined by its stiffness and ultimate strain.

If the backbone curve is divided into n equal intervals on γ -axis and linear segments replace the

curve, the last spring has the stiffness of the last segment of the curve:

$$G_n = \frac{\tau_n - \tau_{n-1}}{\Delta\gamma} \text{ and, for the spring } i, G_i = \frac{\tau_i - \tau_{i-1}}{\Delta\gamma} - \sum_{j=i+1}^n G_j \quad (21)$$

The ultimate strain of the spring i is simply: $\gamma_i = i \cdot \Delta\gamma$ and the ultimate stress, $\tau_{ult} = \gamma_i \cdot G_i$.

The shear stress achieved in a soil element by applying a strain increment is modelled by the sum of the stresses in each of the springs. If the strain increases gradually, a gradually larger part of the springs will achieve their ultimate stress and will not be able to carry any additional stress. The sum of stress increments will be smaller and the stiffness of soil element will be reduced. The bounding plastic yield surfaces will increase in radius and the plastic strain increments will be larger. However, by reversal of the strain, all springs are on the elastic unloading portion and stiffness of the soil element will be equal to initial stiffness in loading. This is the point where a set of inner yield surfaces starts to develop all being tangent to the last bounding surface. As the strain continues to decrease, again, some of the springs will reach their ultimate stress and will not be further unloaded. The stiffness of the soil element will gradually decrease, as the inner surfaces become larger. If the strain is again reversed, the last inner surface becomes the bounding surface and a set of inner surfaces will develop in the opposite direction.

The procedure of simulating the anisotropic, elasto-plastic behaviour consists of the following steps:

- a) Apply a new load increment and calculate the new principal stress orientation and the undrained shear strength;
- b) Construct backbone curve and the spring series and evaluate tangent stiffness modulus, G_{tan} ;
- c) Determine the elasto-plastic stress-strain matrix and solve for stress and strain increments;
- d) Re-evaluate the principal stress orientation; iterate from step a) until stress orientations from step a) and from step d) converges; if the failure criterion is violated, calculate excess (unbalanced) nodal forces;

5 EXAMPLE ILLUSTRATING THE USE OF PROPOSED MODEL

A 3-sequence excavation in plastic Drammen clay is chosen to illustrate the use of the proposed model (Fig.7). The clay parameters are as discussed above. The undrained active shear strength at a depth of 5 m is about 20 kN/m², while the passive shear strength is 7.5 kN/m². The in situ shear stress is 10 kN/m². The failure is reached at a shear strain of 2.0 %. The stress-strain curve as described by eq. (19) is presented in Fig.8. The initial shear modulus of $G_0=4000$ kN/m².

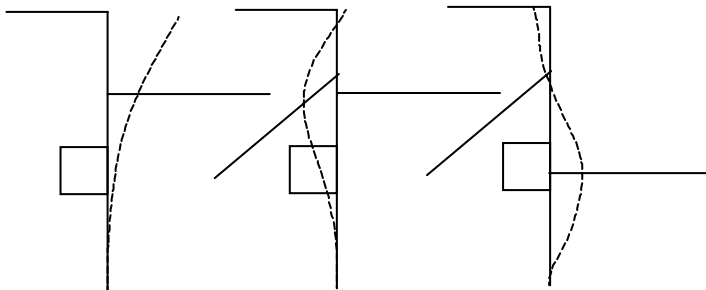


Figure 7. Illustrative example.

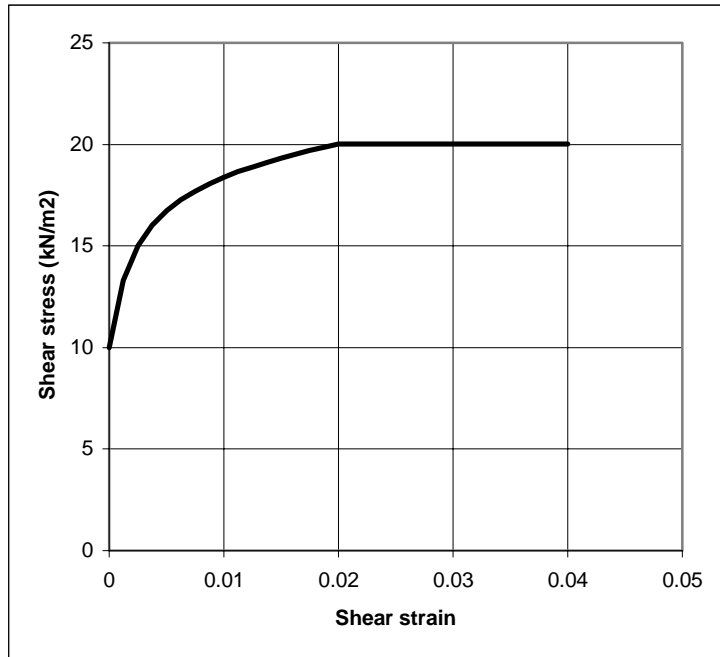


Figure 8. Theoretical backbone curve.

In the first stage the soil is excavated on the right side of a flexible sheet pile wall down to 3 m. During the first construction sequence the soil element situated at 5 m depth on the left side of the wall will experience a lateral movement causing the maximum shear strain to increase to 1.5 %. The second sequence consists of pre-stressing the anchor at elevation –2.5 m. This sequence will impose a reverse shear strain increment of about 2.5%. The third sequence is a further excavation step down to 6 m depth. The shear strain is again reversed by about 3 %. A FORTRAN subroutine is written for simple calculation of stress increments when strain increments are specified using the above described model.

The three sequences are simulated as shown in Fig.9. During the first stage the backbone curve is followed (segment OA) showing a gradual decrease in stiffness. Upon reversal of the load by anchor pre-stressing the soil exhibits the initial stiffness (G_0) to begin with but gradually the plastic strain increments are larger as the strain continues to decrease (segment AB). During the next excavation stage, the soil element will start with the same initial stiffness and gradually will show larger plastic strain increments until the previous bound surface is reached at A and the original back-bone curve is further followed. During the 3-sequence excavation the principal stress axes are rotated twice: at point A (from $\theta = 0$ to 90 degrees) and at point B (from $\theta = 90$ to 0 degrees).

The example illustrates the capability of the model to simulate the development of the plastic strain increments during stress reversal in anisotropic NC clays, including the rate effect on undrained shear strength, and is proposed for implementation in future developments of PLAXIS.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author is indebted to the late Dr. Bjerrum whose enthusiasm and guiding spirit has never ceased to inspire all those who worked with him. The contribution of NOTEBY colleagues of the author through many fruitful discussions and experience in designing the flexible retaining structures is also gratefully acknowledged.

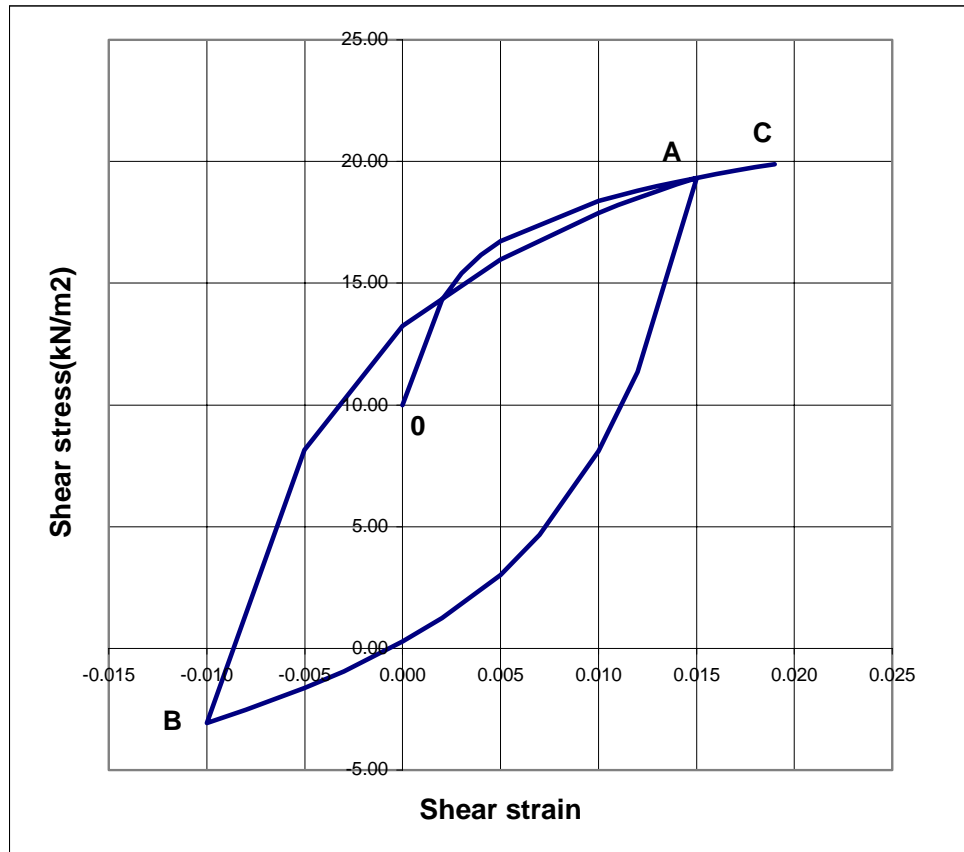


Figure 9. Simulation of a 3-sequence excavation process.

REFERENCES

- Athanasiau, C.M.-1972- Small Strain Yield Behaviour of Normally Consolidated Marine Clays. A Formulation for Critical Shear Stress of Plastic Drammen Clay. N.G.I. Internal Report No. 50308-5, Oslo, Norway, 1972.
- Bjerrum, L. -1973-Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Soils. State-of-the-Art Report. Proc. of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow.
- Soydemir Cetin-1976- Strength anisotropy observed through simple shear tests. Laurits Bjerrum Memorial Volume. NGI.
- Schmertmann, J. H. and J. O. Osterberg-1961-An experimental study of the development of cohesion and friction with axial strain in saturated cohesive soils. ASTM. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils. Boulder, Colorado.



Norges
vassdrags- og
energidirektorat

Norges vassdrags- og energidirektorat

Middelthunsgate 29
Postboks 5091 Majorstuen
0301 Oslo

Telefon: 09575
Internett: www.nve.no

