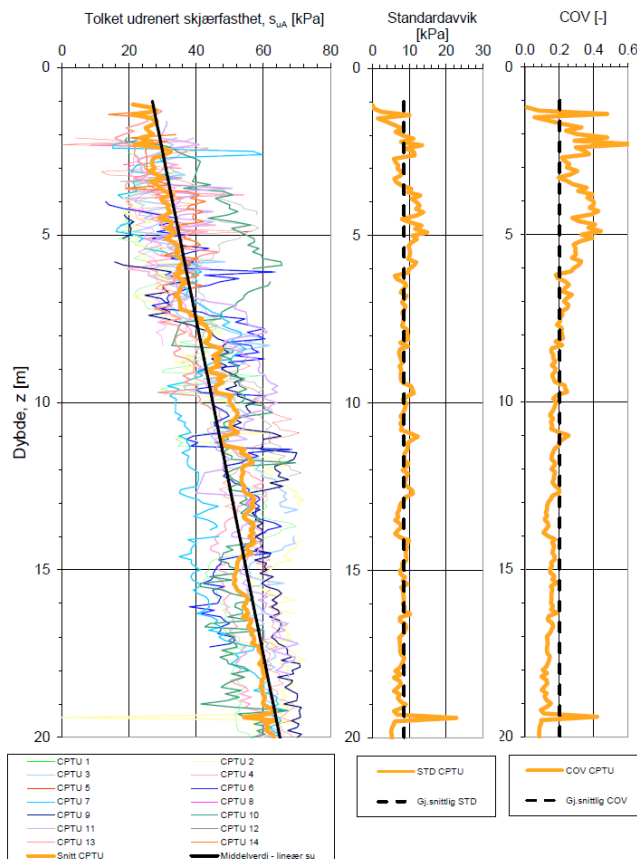




Naturfareprosjektet: Probabilistiske analyser av grunnundersøkelser i sensitive leiområder

73
2012



R
A
P
P
O
R
T

Naturfareprosjektet: Delprosjekt Kvikkleire

Probabilistiske analyser av grunnundersøkelser i sensitive leirområder

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

2012

Rapport nr. 73/2012

Probabilistiske analyser av grunnundersøkelser i sensitive leirområder

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

Utarbeidet av: Samarbeidsgruppen SINTEF/Multiconsult

Forfatter: Maj Gøril Bæverfjord & Erik Tørum (SINTEF), Rolf Sandven & Arne Vik (Multiconsult)

Dato: 08.01.2013

Opplag: P.O.D.

ISBN: 978-82-410-0861-0

Avrop:

Dette FoU oppdraget tar sikte på å identifisere sviktsannsynlighet og pålitelighet basert på ulik grad av felt- og laboratorieundersøkelser. Det skal legges opp til et løp der man forsøker å kvantifisere usikkerheten i geotekniske parametere for forskjellige nivåer av undersøkelser og knytte dette opp mot pålitelighet. Videre vil dette benyttes for å vurdere sviktsannsynlighet for ulike scenario av undersøkelsesomfang i forhold til skråningsstabilitet.

Følgende scenario utredes:

Scenario 1: "Gammel praksis" – Datagrunnlaget baseres på 54 mm prøver, vingebor, poretrykkmålinger og enkle sonderinger.

Scenario 2: "Dagens praksis" – Datagrunnlaget baseres på 54 mm prøver, poretrykkmålinger enkle sonderinger og CPTU basert på blokkprøvekorrelasjoner.

Med dette løpet tar man sikte på å kvantifisere/ gi input til forhold som; hvordan avhenger påliteligheten av omfanget av grunnundersøkelser? Er dagens praksis sikrere enn tidligere praksis, og evt. hvor mye? Når vil det være behov for utvidet undersøkelsesprogram for å tilfredsstille ønsket pålitelighetsnivå?

Emneord: sprøbruddmateriale, probabilistisk analyser, sikkerhet og usikkerhet, grunnundersøkelser

SBF2012 A0310 - Åpen

Rapport

Probabilistiske analyser av grunnundersøkelser i sensitive leirområder

NIFS – Delpakke 6 Kvikkleire

Forfatter(e)

Maj Gøril Bæverfjord & Erik Tørum (SINTEF)

Rolf Sandven & Arne Vik (Multiconsult)



SINTEF Byggforsk

Postadresse:
Postboks 4760 Sluppen
7465 Trondheim

Sentralbord: 73593000
Telefaks:

byggforsk@sintef.no
<http://www.sintef.no/Byggforsk/>
Foretaksregister:
NO 948007029 MVA

Rapport

Probabilistiske analyser av grunnundersøkelser i sensitive leirområder

NIFS – Delpakke 6 Kvikkleire

EMNEORD:
Geoteknikk
Skråningsstabilitet
Leire
Probabilitet
Pålitelighet
Grunnundersøkelser

VERSJON
01

DATO
2012-11-30

FORFATTER(E)
Maj Gøril Bæverfjord & Erik Tørum (SINTEF)
Rolf Sandven & Arne Vik (Multiconsult)

OPPDRAGSGIVER(E)
Statens vegvesen

OPPDRAGSGIVERS REF.
Frode Oset, SVV

PROSJEKTNR
3C0970.20

ANTALL SIDER OG VEDLEGG:
47 + 1 vedlegg

SAMMENDRAG

Foreliggende rapport er en leveranse i etatsprogrammet Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS), under delpakke 6 som går på Kvikkleire. Rapporten er utarbeidet i samarbeid mellom SINTEF og Multiconsult.

Rapporten viser ved et eksempel at økt omfang og bedret kvalitet på grunnundersøkelser øker påliteligheten til en stabilitetsanalyse. Det er synliggjort hvilke usikkerheter som går inn i en slik vurdering, hvordan disse kan kvantifiseres og til en viss grad hvordan disse kan reduseres. Det er vist hvordan kvantifisering av de ulike varierende inputparametrene i en ADP-analyse påvirker påliteligheten til stabilitetsanalysen. Dette kan videre benyttes til å vurdere hvor det er mest å hente for å øke pålitelighetsnivået. Eksempelet i rapporten viser at sviktsannsynligheten reduseres til en tredjedel for "dagens praksis" i forhold til "tidligere" praksis. Den videre reduksjonen av sviktsannsynlighet (dvs. økning i pålitelighet) ved reduksjon av usikkerheten i skjærstyrke (som er den dominerende variabelen) er også vist, og viser potensialet ved dokumentert redusert måle- og transformasjonsusikkerhet.

UTARBEIDET AV
Maj Gøril Bæverfjord

SIGNATUR


KONTROLLERT AV
Stein Christensen

SIGNATUR


GODKJENT AV
Arnstein Watn

SIGNATUR


RAPPORTNR
SBF2012 A0310

ISBN
978-82-14-05416-3

GRADERING
Åpen

GRADERING DENNE SIDE
Åpen

Historikk

VERSJON	DATO	VERSJONSBEKRIVELSE
01	2012-11-30	Prosjektrapport

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	5
1.1	Beskrivelse fra oppdragsgiver	5
1.2	Prosjektgruppas forståelse av oppgava	5
2	Om variabilitet og usikkerhet	6
2.1	Om jords variabilitet	9
2.1.1	Inherent usikkerhet	10
2.1.2	Kunnskapsbasert usikkerhet – måleusikkerhet	13
2.1.3	Kunnskapsbasert usikkerhet – transformasjonsusikkerhet	15
3	Dagens regelverk	16
3.1	TEK 10	16
3.2	Eurokode	16
4	Eksemplifisering av effekt av målenøyaktighet på usikkerhet i parameterverdier	17
5	Pålitelighetsanalyser og mulige nye retningslinjer	20
5.1	Hva er en pålitelighetsanalyse	20
5.2	Hvordan utføres en pålitelighetsanalyse?	20
5.3	Anvendt pålitelighetsanalyse	22
5.3.1	Å etablere den deterministiske modellen	22
5.4	Å etablere statistisk representasjon av parameterne	22
5.5	Å definere en grensetilstandsfunksjon	23
5.6	Å beregne påliteligheten og bruddsannsynligheten	23
5.7	Kommersielt tilgjengelige likevektsmetodekoder med Monte Carlo-simuleringer	23
5.7.1	First-Order Second-Moment-analysis med Excel	23
5.8	Å bruke kommersielt tilgjengelig elementmetodekoder for pålitelighetsvurderinger på nivå II og III	24
6	Case-eksempel	26
6.1	Beskrivelse	26
6.2	Design-parametere	28
6.3	Scenario 1 - Basert på 54 mm prøver	30
6.4	Scenario 2 - Basert på 54 mm prøver og CPTU-korrelasjoner	32
6.5	Beregninger, deterministisk analyse	33
6.5.1	Scenario 1	35
6.5.2	Scenario 2	35
6.6	Statistisk modellering av inputvariable og pålitelighetsanalyse	36
6.6.1	Statistisk analyse av skjærfasthetsparametere for "tidligere" praksis	37
6.6.2	Statistisk analyse av skjærfasthetsparametre for "dagens" praksis	39

6.7	Resultater fra pålitelighetsanalysene	39
7	Konklusjoner	42
7.1	Matrise fra likestillingsprosjektet med krav til grunnundersøkelser/ oppfølging	42
7.2	Videre arbeider	44
8	Referanser.....	45

BILAG/VEDLEGG

Vedlegg A - Notasjoner

1 Innledning

Statens vegvesen (SVV) har tildelt SINTEF og Multiconsult samlet en rammeavtale under etatsatsningprosjektet Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS), Delpakke 6 som går på Kvikkleire. Hovedmålsettingen med NIFS-prosjektet er iht. / 27/: "Samordne retningslinjer og bedre verktøy for geoteknisk prosjektering i kvikkleireområder". Innenfor denne rammeavtalen er det gjort avrop på en oppgave med tittelen "Probabilistisk analyser av grunnundersøkelser i sensitive leirområder". Denne rapporten oppsummerer aktiviteten innen dette avropet i 2012.

1.1 Beskrivelse fra oppdragsgiver

Dette FoU-oppdraget tar sikte på å identifisere sviktsannsynlighet og pålitelighet basert på ulik grad av felt- og laboratorieundersøkelser. Det skal legges opp til et løp der man forsøker å kvantifisere usikkerheten i geotekniske parametere for forskjellige nivåer av undersøkelser, og knytte dette opp mot pålitelighet. Videre vil dette benyttes for å vurdere sviktsannsynlighet for ulike scenarier av undersøkelsesomfang i forhold til skråningsstabilitet.

Følgende scenario utredes:

Scenario 1: "Gammel praksis" – Datagrunnlaget baseres på 54 mm prøver, vingebor, poretrykkmålinger og enkle sonderinger.

Scenario 2: "Dagens praksis" – Datagrunnlaget baseres på 54 mm prøver, poretrykkmålinger enkle sonderinger og CPTU basert på blokkprøvekorrelasjoner.

Med dette løpet tar man sikte på å kvantifisere/ gi input til forhold som: Hvordan avhenger påliteligheten av omfanget av grunnundersøkelser? Er dagens praksis sikrere enn tidligere praksis, og evt. hvor mye? Når vil det være behov for et utvidet undersøkelsesprogram for å tilfredsstille ønsket pålitelighetsnivå?

1.2 Prosjektgruppas forståelse av oppgava

I denne rapporten behandles betydningen av omfang og kvalitet på grunnundersøkelser og laboratorieforsøk for sikkerhetsnivået. Det fokuseres på å kvantifisere betydningen av omfang av grunnundersøkelsene, samt at det legges opp til en fortsettelse med større fokus på kvalitet av felt- og laboratorieresultatene.

Rapporten beskriver først kildene til usikkerhet i geoteknikk, videre hvordan usikkerhet håndteres i henhold til dagens regelverk. Neste del presenterer hvordan pålitelighetsanalyser for skråningsstabilitet kan utføres, og hvordan sikkerhetsmarginer for skråninger kan uttrykkes i et pålitelighetsperspektiv. Siste del knytter dette sammen, med et anvendt eksempel på hvordan sikkerhetsmargin og pålitelighet påvirkes av omfanget av grunnundersøkelsene, med omtale av måle- og transformeringsusikkerhet.

2 Om variabilitet og usikkerhet

Innen geoteknikk finnes det så langt ingen utbredt tradisjon for å behandle usikkerhet kvantitativt. Selv om usikkerhet og variabilitet ikke er eksplisitt kvantifisert i de deterministiske modellene som anvendes, så er usikkerheten i praksis ofte (forsøkt) håndtert ved å velge konservative materialparametere.

Teoriene bak usikkerhet i konstruksjonsteknikk og geoteknikk er grundig beskrevet i f.eks Uzielli (2008) / 47/, Baecher og Christian (2003) / 2/, Melchers (1999)/ 20 /, Ang og Tang (2005)/ 1/, Madsen (1988)/ 19/, Leynaud (2004)/ 15/, Low (2004)/ 16 /, Low (2007)/ 17/, Cho (2007)/ 4/, Möllmann (2009)/23/, Möllmann(2011)/24/og er kortfattet presentert i denne rapporten for å gi et bakgrunnsbilde av hva usikkerhet egentlig er, hvor usikkerhet kommer fra og hvordan usikkerhet kan håndteres.

Usikkerhet er altså uunngåelig, spørsmålet er hvordan usikkerhet best kan håndteres. Det finnes flere tilnærminger, blant annet som beskrevet i Baecher og Christian (2003) / 2/:

- Ignorere usikkerheten
- Handle konservativt, f.eks. ved å velge skjærfasthetsparametere med varsomhet og samtidig stille høyere krav til materialfaktor
- Bruke observasjonsmetoden under utførelsesfasen
- Kvantifisere usikkerheten

For å kunne kvantifisere usikkerhet, må usikkerheten først identifiseres, og da er det ofte nyttig å klassifisere den først. Usikkerhet kan deles inn i to klasser, aleatorisk usikkerhet og epistemisk usikkerhet. Aleatorisk usikkerhet er inherent og representerer den naturlige, "iboende" variasjonen¹ til en parameter. Denne kan ikke reduseres eller elimineres. Epistemisk usikkerhet representerer usikkerheten som kommer fra mangel om kunnskap om en variabel, samt unøyaktigheter i våre målinger og prediksjoner av variabelen. Dette inkluderer måleusikkerhet, statistisk usikkerhet og modellusikkerhet. Epistemisk usikkerhet kan reduseres, for eksempel ved å øke antallet forsøk (f.eks antall vingeborforsøk for å finne omrørt skjærfasthet for en leire) eller ved å forbedre målemetoden (f.eks utføre korrekt nullpunkt-korrigerings for CPTU-forsøk).

Aleatorisk usikkerhet kan også beskrives som å være databasert, mens epistemisk usikkerhet er kunnskapsbasert. I følge Ang og Tang (2005) / 1/ kan også konsekvensene av disse to typene usikkerhet være forskjellig. Effekten av aleatorisk variabilitet eller "tilfeldighet" leder til en kalkulert sannsynlighet, mens effekten av kunnskapsbasert variabilitet uttrykker en usikkerhet i den estimerte sannsynligheten.

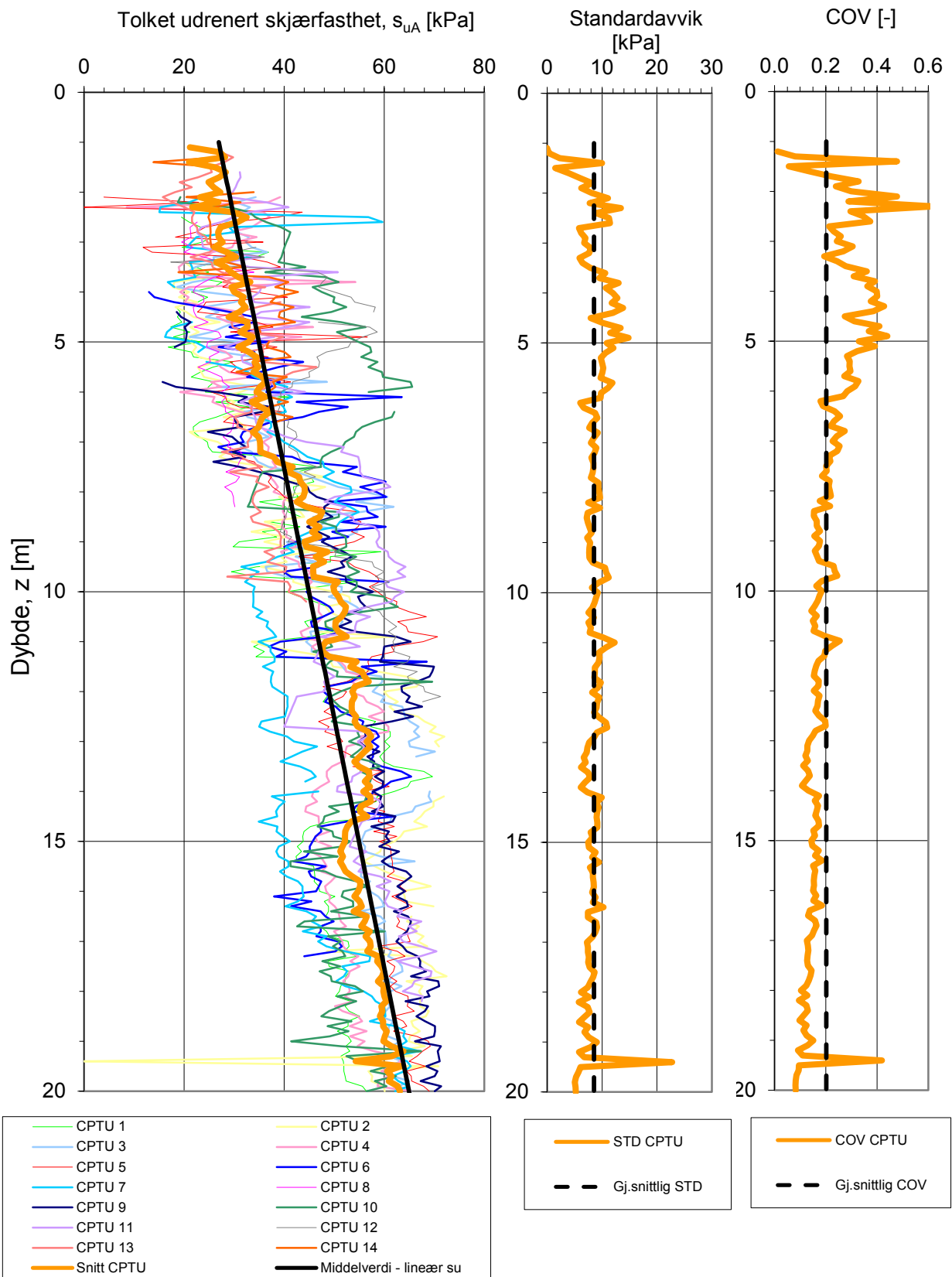
Den iboende variasjonen i data kan visualiseres gjennom et histogram eller diagram som viser spredning av data. Som et eksempel er skjærfasthetsdata for leire tolket via 14 CPTU sonderinger vist i Figur 1. For dette settet av observasjoner kan man estimere gjennomsnittet og et mål på variansen til utvalget. Sistnevnte beskriver den aleatoriske usikkerheten. Det bemerkes at urealistiske under- og overmålere er strøket i dette datasettet. For uttak av lineært økende s_{uA} -profil for eksemplet i Figur 1 er det tydelig at økningen i dybden er relativt konstant. For enkelthets skyld er derfor økningen av s_u i dybden for uttak av gjennomsnittlige verdier satt til 2 kPa/m. Gjennomsnittet av s_{uA} vist i Figur 1 er $26,9+2z$ og standardavviket er i gjennomsnitt i dybden 1 til 20 m $s_x=8,5$ kPa. Variasjonskoeffisienten (COV) blir i dette tilfellet varierende med dybden som vist i Figur 1 og i gjennomsnitt fra 1 til 20 m ca. 20%. Standardavviket til utvalget representerer den aleatoriske usikkerheten i Figur 1. Dette er her estimert ut fra et sett på 14 observasjoner, hver med data i dybden tilsvarende $19 \times 10 = 190$ dybdenivåer. Det er også en kunnskapsbasert usikkerhet knyttet til den estimerte

¹ Randomness, eller tilfeldighet på norsk

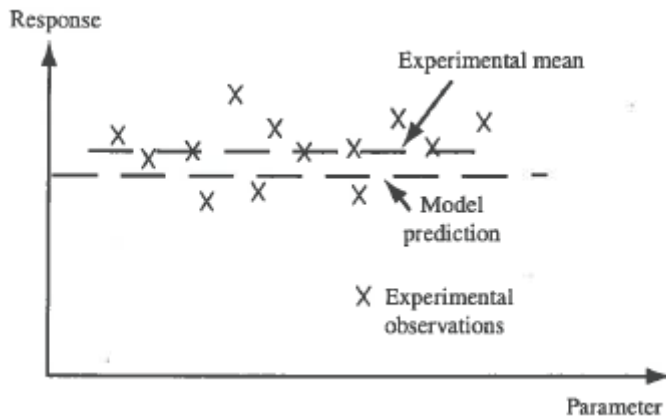
gjennomsnittsverdien; utvalgsfeilen. Dette er usikkerheten som ligger under den estimerte gjennomsnittsverdien på $26,9+2z$ og utvalgsfeilen i gjennomsnitt er $8/\sqrt{14}=2.27$. Variasjonen i de observerte dataene kan sies være den aleatoriske usikkerheten mens utvalgsfeilen i estimert gjennomsnittsverdi og standardavvik bidrar til den kunnskapsbaserte usikkerheten.

Ingeniørfagene, geoteknikk inkludert, er i stor grad basert på bruk av idealiserte modeller som nødvendigvis ikke representerer virkeligheten perfekt. En konsekvens av dette er at alle resultater basert på slike modeller vil være unøyaktige og inneholde noe usikkerhet, en usikkerhet som er basert på manglede kunnskap og dermed klassifisert som epistemisk. En stor utfordring når man evaluerer nøyaktigheten av slike modeller, er å kunne si hva som er det korrekte svaret som de andre svarene skal kunne sammenlignes opp mot. Det er vanskelig å kvantifisere innflytelsen til modellusikkerhet, for eksempel kvantifisere hvor mye en elastisk-perfekt-plastisk - eller hardening jordmodell skiller seg fra reell jordoppførsel. Modellusikkerhet kan for eksempel evalueres gjennom a) sammenligninger mellom relevante modellforsøk og deterministiske modeller, b) ekspertvurderinger c) relevante case studier av prototyper eller d) informasjon hentet fra publikasjoner Baecher og Christian (2003)/ 2/. Modellusikkerhet kan inkluderes i en pålitelighetsanalyse gjennom en faktor X_m på de random variablene, definert som forholdet mellom den sanne verdien og den predikerte verdien, se Figur 2, representert med en sannsynlighetsfordeling med en gjennomsnittsverdi og et standardavvik, i analysen eller som en faktor på enkelte ledd i grensetilstandsfunksjonen.

Det kan i denne sammenhengen også nevnes at menneskelig påvirkning også kan ha innvirkning på usikkerheten. Det er lagt fram tall på at menneskelige feil er involvert i majoriteten av rapporterte brudd (strukturbrudd rapportert i Schneider (1997)/ 41/ og Madsen (1988)/ 19/). Pålitelighetsanalyser som presentert her inkluderer ikke menneskelige feil eller grove utførelsesfeil, noe som kan sies ekvivalent til at strukturene (i vårt tilfelle er det skråningene) antas korrekt dimensjonert.



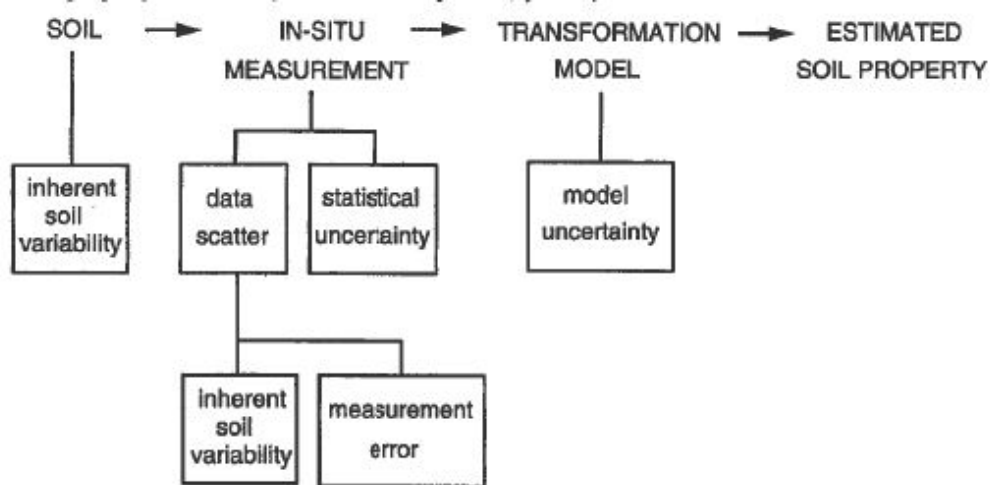
Figur 1 Eksempel statistisk representasjon av tolket CPTU.



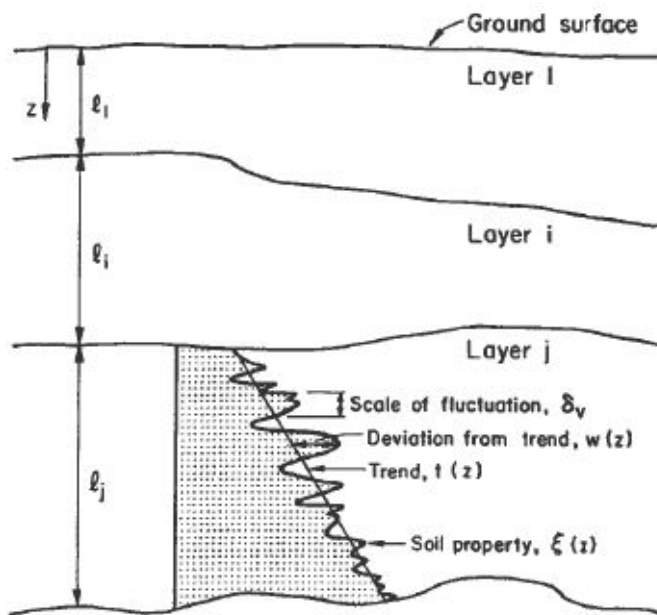
Figur 2 Modelleringsfeil (Baecher og Christian (2003) / 2/).

2.1 Om jords variabilitet

Jord er et byggemateriale beheftet med stor variasjon på grunn av naturlig variasjon med bakgrunn i sedimentasjonshistorie og øvrig geologisk historie. Dette kan f.eks. være sedimentasjon av materiale med varierende gradering foran en breelv med varierende vannføring og materiallast, og pågående utvasking av salt i marin leire. I tillegg kommer måleusikkerhet, statistisk usikkerhet og modellusikkerhet.



Figur 3 Usikkerhet i estimering av materialparametere for jord (Kulhawy (1992) / 13/).



Figur 4 Skisse av inherent (iboende) variasjon i jord (Phoon og Kulhawy (1999) / 35/).

Et av budskapene i Phoon og Kulhawy (1999) / 35/ er at et stort antall rapporter med statistikk for jordparametere i litteraturen er ikke egnet for direkte bruk, siden f.eks. rapportert COV er bestemt ut fra analyser av den totale variasjonen. I virkeligheten stammer geoteknisk usikkerhet fra flere kilder, som f.eks. kan deles grovt inn i naturlig usikkerhet, måleusikkerhet og transformasjonsusikkerhet. Den første usikkerheten kommer fra de naturlige geologiske prosessene som har dannet/sedimentert og som fremdeles endrer jorda (f.eks. utvasking av salt i marine leirer, eller pågående erosjon i aktive raviner). Den andre er forårsaket av mangler og unøyaktighet ved måleutstyr og prosedyrer, operatørfeil og -begrensninger og tilfeldige testfeil. Begge disse to kildene kan beskrives som data scatter. In situ målinger er påvirket av statistisk usikkerhet ("sampling error") som er en konsekvens av begrenset tilgang på informasjon. Denne usikkerheten kan reduseres eller minimeres ved å utføre flere tester, men har ellers tradisjonelt blitt lagt inn i måleusikkerheten. Den tredje kilden til usikkerhet introduseres når felt- eller laboratoriedata transformeres til designparameterne i modellene våre. Den relative innflytelsen av disse tre kildene på den totale usikkerheten av designparameterne avhenger av forholdene for det spesifikke caset, graden av kontroll med utstyr og prosedyrer og nøyaktigheten til eventuelle korrelasjonsmetoder.

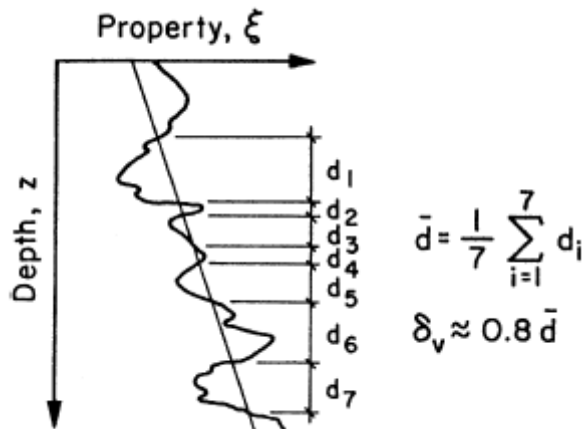
2.1.1 Inherent usikkerhet

Phoon og Kulhawy (1999)/ 35/ modellerer inherent jordvariabilitet som en vilkårlig mengde data, beskrevet av variasjonskoeffisienten COV og fluktasjonsgraden (også kalt korrelasjonslengden). I samme artikkel hentes målefeil ut fra feltmålinger ved en additiv probabilistisk modell eller direkte fra sammenlignende laboratorieforsøk. Phoon og Kulhawy (1999) / 36/ diskuterer transformasjonsusikkerhet og hvordan disse de usikkerhetene kan kombineres på en konsistent måte for å kvantifisere den totale variabiliteten i geotekniske designparametere. Som vist i Figur 4 kan den romlige variasjonen til jord brytes ned i en trendfunksjon $t(z)$ og en fluktuerende komponent:

$$\xi(z) = t(z) + w(z)$$

hvor ξ er in situ jordparameter og z er dybden. Det fluktuerende leddet representerer den inherente variabiliteten.

En tilnærming til å kvantifisere inherent variabilitet er å modellere $w(z)$ som en homogen vilkårlig funksjon eller felt Vanmarcke, (1983) / 48/. Funksjonen $w(z)$ antas å være statistisk homogen dersom (i) middelveien og variansen av w ikke endres med dybden, og (ii) korrelasjonen mellom avviket ved to forskjellige dybder er en funksjon av avstanden mellom dem, og ikke de absolutte posisjonene.



Figur 5 Estimat av vertikal fluktueringsgrad (Phoon og Kulhawy (1999)/ 45/).

Denne korrelasjonen er et mål på den lineære avhengigheten mellom to tilfeldige (random) størrelser, og varierer mellom +1 og -1. En korrelasjon på +1 eller -1 tilsier et perfekt lineært forhold mellom de to størrelsene. Kravet til konstant middelvei kan tilfredsstilles når dataene "avtrentes" som vist i Figur 4. Middelveien av w er konstant null, siden den fluktuerer likt over trendlinja. I tillegg til konstant middelvei, bør fluktueringene være tilnærmet uniforme for å tilfredsstille kravene til variasjon og korrelasjon. Dette vil gjerne være tilfellet hvis dataene er hentet fra et homogent lag.

Dersom kriteriene over er tilfredsstillt, kan den inherente jordvariasjonen evalueres som følger:

Standardavviket til inherent jordvariasjon:

$$\sigma_w = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [w(z_i)]^2}$$

Denne kan normaliseres med hensyn på den midlere trendverdien til parameteren t :

$$COV_w = \frac{\sigma_w}{t}$$

I tillegg defineres fluktueringsgraden (eller korrelasjonslengden), se Figur 4. Denne gir oss en indikasjon på avstanden hvor parameterverdiene er relativt sterkt korrelert. En enkel tilnærming er gitt av Vanmarcke (1977) / 48/:

$$\delta_v \approx 0.8 \bar{d}$$

hvor d_v er vertikal fluktueringsgrad/korrelasjonslengde og d er gjennomsnittlig avstand mellom skjæringspunkt for den fluktuerende parameteren og dens trendfunksjon, se Figur 5.

Phoon og Kulhawy (1999) / 35/ utførte en større studie for å estimere typiske variasjonskoeffisienter for inherente jordparametere. Som nevnt over ble dette vanskelig gjort av at de fleste rapporterte variasjonskoeffisientene i geoteknisk litteratur er basert på analyser av total usikkerhet/variabilitet. Det gjør gjerne den rapporterte variasjonskoeffisienten større enn den inherente variasjonskoeffisienten på grunn av:

- Det er brukt jorddata fra forskjellige geologiske lag
- Kontrollen med utstyr og prosedyrer har ikke vært god nok
- Deterministiske trender i dataene er ikke fjernet
- Det er brukt jorddata innsamlet over lengre perioder

Det første punktet kan håndteres ved at man forsikrer seg om at dataene er korrekt klassifisert inn i lag. Det andre punktet er relatert til målefeil. Det tredje punktet, som omhandler fjerning eller ekstraksjon av deterministiske trender fra datasett, er mindre anerkjent. Phoon og Kulhawy forklarer med et eksempel: En parameter varierer lineært med dybden, uten tilfeldig fluktusjon rundt den lineære trenden. Parameteren har verdiene 10, 20 og 30 ved dybdene 1, 2 og 3, etc. Om den åpenbare trenden ikke fjernes, vil middelveidien og standardavviket være 10 og 20, og variasjonskoeffisienten 50%. Avtrentes dette datasettet, er fluktusjonen null ved alle tre dybdene, og den inherente variabiliteten null. Det fjerde punktet relatertes til tidsperioden dataene er samlet inn over. Er dataen samlet inn over uker, er det rimelig og anta at parameterne er tids-invariant. Er innsamlingen pågått over år, er ikke lenger dette en like naturlig antagelse.

Test type	Property	Soil type	Mean	COV(%)
Lab strength	$s_n(\text{UC})$	Clay	10–400 kN/m ²	20–55
	$s_n(\text{UU})$	Clay	10–350 kN/m ²	10–30
	$s_n(\text{CIUC})$	Clay	150–700 kN/m ²	20–40
	$\bar{\phi}$	Clay and sand	20–40°	5–15
CPT	q_T	Clay	0.5–2.5 MN/m ²	<20
	q_c	Clay	0.5–2.0 MN/m ²	20–40
	q_c	Sand	0.5–30.0 MN/m ²	20–60
VST	$s_n(\text{VST})$	Clay	5–400 kN/m ²	10–40
SPT	N	Clay and sand	10–70 blows/ft	25–50
DMT	A	Clay	100–450 kN/m ²	10–35
	A	Sand	60–1300 kN/m ²	20–50
	B	Clay	500–880 kN/m ²	10–35
	B	Sand	350–2400 kN/m ²	20–50
	I_D	Sand	1–8	20–60
	K_D	Sand	2–30	20–60
	E_D	Sand	10–50 MN/m ²	15–65
	PMT	p_L	Clay	400–2800 kN/m ²
p_L		Sand	1600–3500 kN/m ²	20–50
E_{PMT}		Sand	5–15 MN/m ²	15–65
Lab index	w_n	Clay and silt	13–100%	8–30
	w_L	Clay and silt	30–90%	6–30
	w_p	Clay and silt	15–25%	6–30
	PI	Clay and silt	10–40%	— ^a
	LI	Clay and silt	10%	— ^a
	γ, γ_a	Clay and silt	13–20 kN/m ³	<10
	D_r	Sand	30–70%	10–40; 50–70 ^b

^aCOV = (3–12%)/mean.

^bThe first range of values gives the total variability for the direct method of determination, and the second range of values the total variability for the indirect determination using SPT values.

Figur 6 Retningslinjer for inherent variabilitet (Phoon et al (1995) / 34/).

2.1.2 Kunnskapsbasert usikkerhet – måleusikkerhet

Alle jordparametere er på en eller annen måte målt, og denne målingen introduserer ytterligere usikkerhet. Den totale variabiliteten til en målt parameter (ξ_m) kan beskrives gjennom Lumb (1971) / 18/ og Orchant (1988) / 31/:

$$\xi_m(z) = \xi(z) + e(z)$$

hvor ξ er in situ parameteren og e er målefeilen.

$$\xi_m(z) = t(z) + w(z) + e(z)$$

hvor t er den deterministiske trenden, og w er den inherente variabiliteten. De to usikre komponentene, w og e , antas vanligvis å være ukorrelerte, da de er utledet fra forskjellige kilder.

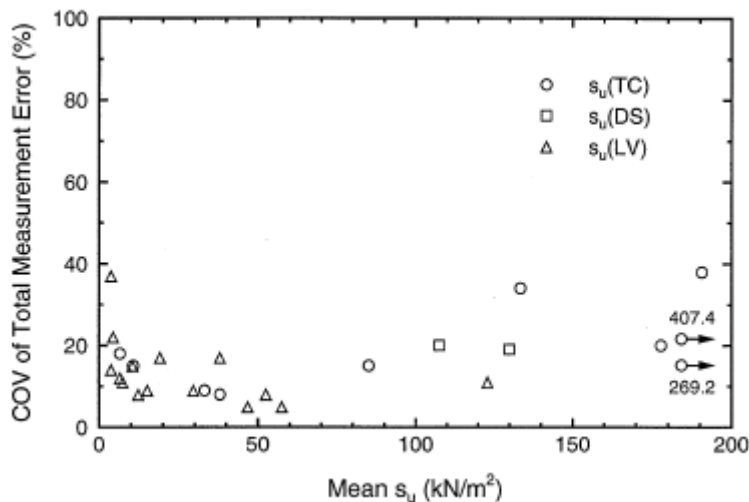
Måleusikkerhet stammer fra utstyr-, prosedyre-, operatør- og tilfeldige feil. Utstyrseffektene kommer fra unøyaktigheter i måleutstyret og variasjon i utstyrsgometri og systemene anvendt for testing. Prosedyre- og operatørfeil kommer fra begrensninger i eksisterende standardverk og hvordan de følges. Desto mer operatørvhengige tester er, og desto mer avanserte testprosedyrene er, jo høyere antas variabiliteten å være. Tilfeldige feil dekker den gjenværende spredningen i dataene, som ikke kan relateres til spesifikke testparametere eller inherent variasjon. Målefeil kan blant annet evalueres ved å analysere variasjonen i resultater oppnådd fra tester utført med tilsvarende utstyr fra flere leverandører på så identiske jordprøver som mulig. Phoon / 34/ har satt opp en sammenstilling rapporterte målefeil i tilgjengelig litteratur, se Figur 7, Figur 8, Figur 9 og Figur 10. Ingen av de rapporterte studiene har separert bidragene fra utstyr, operatør-, utstyr-, prosedyre- eller tilfeldige feil.

Målefeil kan også sees på som systematisk bias og tilfeldige feil. Dette kan uttrykkes ved: $Z = bx + e$, hvor z er en målt verdi, b er et uttrykk for bias, x er den reelle verdien og e er et pertubasjonsledd (oftest antatt normalfordelt og med standardavvik σ_e). Biasleddet er som oftest ukjent, og stammer for eksempel fra prøveforstyrrelse.

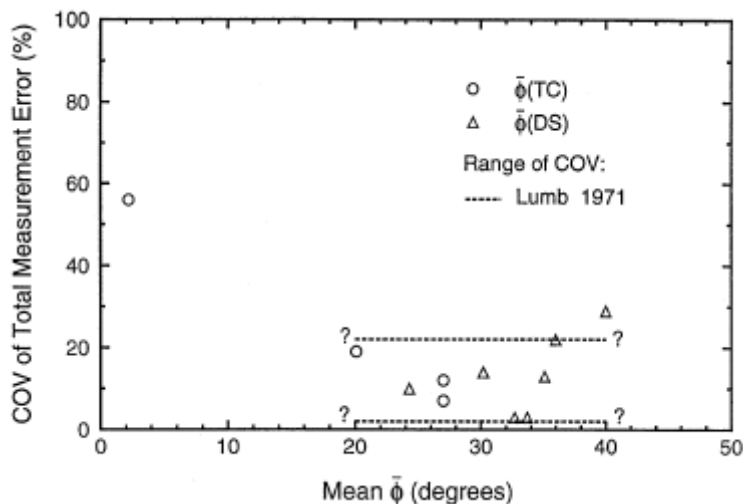
Property ^a	Soil type	No. of data groups	No. of tests per group		Property value		Property COV (%)	
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean
s_u (TC) (kN/m ²)	Clay, silt	11	—	13	7–407	125	8–38	19
s_u (DS) (kN/m ²)	Clay, silt	2	13–17	15	108–130	119	19–20	20
s_u (LV) (kN/m ²)	Clay	15	—	—	4–123	29	5–37	13
$\bar{\phi}$ (TC) (°)	Clay, silt	4	9–13	10	2–27	19.1	7–56	24
$\bar{\phi}$ (DS) (°)	Clay, silt	5	9–13	11	24–40	33.3	3–29	13
$\bar{\phi}$ (DS) (°)	Sand	2	26	26	30–35	32.7	13–14	14
$\tan \bar{\phi}$ (TC)	Sand, silt	6	—	—	—	—	2–22	8
$\tan \bar{\phi}$ (DS)	Clay	2	—	—	—	—	6–22	14
w_n (%)	Fine grained	3	82–88	85	16–21	18	6–12	8
w_l (%)	Fine grained	26	41–89	64	17–113	36	3–11	7
w_p (%)	Fine grained	26	41–89	62	12–35	21	7–18	10
PI (%)	Fine grained	10	41–89	61	4–44	23	5–51	24
γ (kN/m ³)	Fine grained	3	82–88	85	16–17	17.0	1–2	1

^aLV, laboratory vane shear test.

Figur 7 Totale målefeil fra enkelte laboratorietester (Phoon (1995) / 34/).



Figur 8 COV for samlet målefeil for s_u , plottet mot s_u middel (Phoon og Kulhawy (1999)/ 35/).



Figur 9 COV samlet målefeil for rapporterte ϕ (laboratorieforsøk) (Phoon og Kulhawy (1999) / 35/).

Test	Coefficient of variation, COV (%)				
	Equipment	Procedure	Random	Total ^a	Range ^b
Standard penetration test (SPT)	5–75 ^c	5–75 ^c	12–15	14–100 ^c	15–45
Mechanical cone penetration test (MCPT)	5	10–15 ^d	10–15 ^d	15–22 ^d	15–25
Electric cone penetration test (ECPT)	3	5	5–10 ^d	7–12 ^d	5–15
Vane shear test (VST)	5	8	10	14	10–20
Dilatometer test (DMT)	5	5	8	11	5–15
Pressuremeter test, prebored (PMT)	5	12	10	16	10–20 ^e
Self-boring pressuremeter test (SBPMT)	8	15	8	19	15–25 ^e

^aCOV(Total) = [COV(Equipment)² + COV(Procedure)² + COV(Random)²]^{0.5}.

^bBecause of limited data and judgment involved in estimating COVs, ranges represent probable magnitudes of field test measurement error.

^cBest to worst case scenarios, respectively, for SPT.

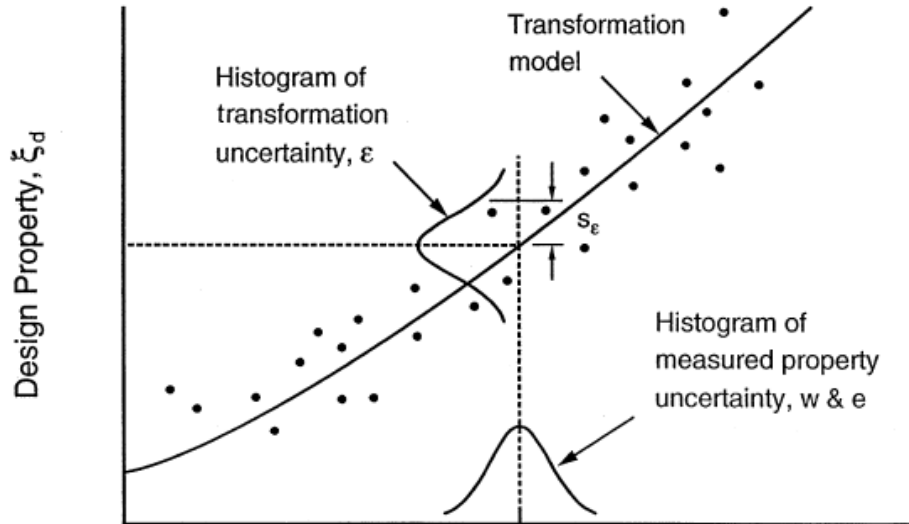
^dTip and side resistances, respectively, for CPT.

^eIt is likely that results may differ for p_v , p_e and p_z , but the data are insufficient to clarify this issue.

Figur 10 Rapportert målefeil for in situ forsøk (Phoon og Kulhawy (1999) / 35/).

2.1.3 Kunnskapsbasert usikkerhet – transformasjonsusikkerhet

Vanligvis er ikke den direkte målingen fra en geoteknisk test (felt eller lab) direkte anvendelige i design. Den målte verdien må transformeres inn i en passende designparameter, noe som tilfører en viss usikkerhet, noe som kan illustreres i Figur 11 fra Phoon og Kulhawy (1999) / 36/.



Figur 11 Probabilistisk karakterisering av transformasjonsmodell (Phoon og Kulhawy (1999) / 36/).

Som et eksempel kan det nevnes at Phoon og Kulhawy gir følgende eksempel på en probabilistisk transformasjonsmodell:

$$\frac{s_u}{\bar{\sigma}_{v0}} = D_K \frac{(q_T - \sigma_{v0})}{\bar{\sigma}_{v0}} = (m_{DK} + \varepsilon) \frac{(q_T - \sigma_{v0})}{\bar{\sigma}_{v0}}$$

hvor s_u er udrenert skjærfasthet (dvs designparameteren), q_T er korrigert spissmotstand, σ_{v0} og $\bar{\sigma}_{v0}$ er totalt og effektivt overlagingstrykk. Transformasjonsusikkerhet omtales noe mer i det følgende.

3 Dagens regelverk

Dagens regelverk åpner ikke for bruk av pålitelighetsanalyser i geoteknisk skråningsstabilitetsanalyse. Eksisterende regelverk er inngående beskrevet SINTEF rapport SBF2012 A03109 "Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring" / 44/, men enkelte relevante utdrag gjentas i det følgende.

3.1 TEK 10

Iht. til norsk forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK 10) / 9/, med hjemmel i plan- og bygningsloven, er det i dag satt krav til sikkerhet mot skred iht. §7-3.

Tabell 1 Sikkerhetsklasser ved plassering av byggverk i skredfareområde / 9/.

<i>Sikkerhetsklasse for skred</i>	<i>Konsekvens</i>	<i>Største nominelle årlige sannsynlighet</i>
S1	liten	1/100
S2	middels	1/1000
S3	stor	1/5000

Kravene i TEK 10 gjelder uansett, og de kan oppnås/dokumenteres på ulike måter. Prosjektering etter eurokode gir i denne sammenheng en såkalt "preakseptert ytelse» som tilfredsstillende kravene i TEK10. Nasjonale standarder, retningslinjer og veiledninger kan angi strengere krav enn TEK 10, men aldri lempeligere krav.

3.2 Eurokode

Det norske regelverket for prosjektering av konstruksjoner/anlegg er fra mars 2010 regulert gjennom Eurokodene.

Punkt 2.4.5.2 Karakteristiske verdier av geotekniske parametere

"(2)P Den karakteristiske verdien av en geoteknisk parameter skal velges som et forsiktig anslag for den verdien som har betydning for en grensetilstand".

"(12)P Ved bruk av standardtabeller for karakteristiske verdier for parametere fra grunnundersøkelser skal den karakteristiske verdien velges som et svært forsiktig anslag".

Punkt 2.4.5.3 Karakteristiske verdier av geometriske data

"(1)P Karakteristiske verdier av nivået på terrengoverflaten og av vannstanden for grunnvann eller fritt vann skal være målte, nominelle eller anslåtte øvre eller nedre nivåer".

Punkt 2.4.6.1 Dimensjonerende verdier av påvirkning

"(8) Dimensjonerende verdier av grunnvannstrykk kan utledes enten ved å bruke partialfaktor på karakteristisk vanntrykk eller ved å bruke en sikkerhetsmargin på karakteristisk vannstand i overensstemmelse med 2.4.4(1)P og 2.4.5.3(1)P".

Dette viser at det er visse begrensninger på hvilke usikkerheter som ligger «innbakt» i partialfaktor for materialfasthet, og at fastsettelse av karakteristisk fasthetsprofil er vel så viktig som kravet til materialfaktor. I punkt 2.4.5.2 står det dessuten at det ved bestemmelse av karakteristiske verdier for geotekniske parametere skal tas hensyn til omfang av felt- og laboratorieundersøkelser sett i forhold til utstrekningen av det aktuelle området.

4 Eksemplifisering av effekt av målenøyaktighet på usikkerhet i parameterverdier

Ved uttak av parameterverdier fra felt- og laboratorieundersøkelser vil den oppnåelige nøyaktigheten av verdiene altså være avhengig av:

- Måleusikkerhet i de målinger parameterverdien baserer seg på, det vil si målenøyaktighet for rådata fra den undersøkelsesmetoden som er benyttet
- Tolkningsrelatert nøyaktighet (transformasjonsusikkerhet) som er avhengig av variasjonsområdet, empirisk eller teoretisk, i de tolkningsvariable som benyttes til utledning av parameteren fra målte rådata.

Størrelsen på usikkerheten i parameterverdien er derfor avhengig av kvalitet på utførelse av metoderelaterte målinger, men også hvor godt tolkningsgrunnlaget beskriver de variasjoner som påvirker tolkningen.

For å eksemplifisere denne problemstillingen har vi valgt å fokusere på uttak av udrenert skjærfasthet fra CPTU, en metode som er godt dokumentert, og der krav til målenøyaktighet er beskrevet i Anvendelsesklasser 1 – 4, der klasse 1 representerer de strengeste kravene, NGF (2010) / 26/.

Eksempel: Uttak av udrenert skjærfasthet fra CPTU

Anvendelsesklasser i CPTU

Tabell 1 viser kravene til målenøyaktighet i Anvendelsesklasse 1 for de målestørrelser som inngår ved bruk av metoden. Anvendelsesklasse 1 skal benyttes for bløte til meget bløte avsetninger. Klasse 1 forsøk er normalt ikke tilpasset lagdelte avsetninger med både bløte og faste lag, selv om forboring gjennom de fastere lagene kan være en løsning. Forsøk i denne klassen skal bare gjennomføres med poretrykksmåling (CPTU).

Tabell 2 Krav til målenøyaktighet for CPTU i Anvendelsesklasse 1.

Anvendelses-klasse	Forsøks-type	Målestørrelse	Tillatt minimumsnøyaktighet
1	TE2	Spissmotstand Sidefriksjon Poretrykk Helning Penetrasjonslengde	35 kPa eller 5% 5 kPa eller 10% 10 kPa eller 2% 2° 0.1 m eller 1%

Når alle mulige feilkilder blir lagt sammen skal nøyaktigheten av målingene være bedre enn den største av verdiene gitt i Tabell 2. Den relative eller prosentvise nøyaktighet gjelder for selve måleverdien og ikke for måleområdet eller målekapasiteten. Strengere krav kan stilles i spesielt bløte jordarter. Nøyaktighetsvurderingene skal inkludere intern friksjon, målefeil i datainnsamling, nullpunktsdrift, eksentriske belastninger, temperatureffekter (vedvarende og forbigående) og dimensjonsfeil.

Tolkningsfaktorer for bestemmelse av udrenert skjærfasthet fra CPTU

Tolkning av udrenert skjærfasthet fra CPTU baserer seg på uttrykket:

- Spissmotstandsbasert tolkning: $s_u = (q_t - \sigma_{vo})/N_{kt} = q_n/N_{kt}$
- Poretrykksbasert tolkning: $s_u = (u_2 - u_o)/N_{\Delta u} = \Delta u/N_{\Delta u}$

Tolkningen kan baseres på en teoretisk utledning, for eksempel med utgangspunkt i teorier for stivt plastiske bæreevneløsninger eller teorien om ekspanderende hulrom. Vanligvis vil tolkningen gjennomføres med empiriske korrelasjoner mellom tolkningsfaktorene og udrenert skjærfasthet bestemt med en referansemetode i felt- eller laboratorium. I Norge er det vanlig å benytte et grunnlag basert på udrenerte CAUC treaksialforsøk på høykvalitets blokkprøver, Karlsrud et al (1997)/ 11/ og Karlsrud et al (2005)/ 12/. Formelgrunnlaget for tolkningsfaktorene fra dette grunnlaget er vist i Tabell 3. Prosjektgruppen har sett på usikkerheten av tolkningsfaktorene $N_{\Delta u}$ og N_{kt} for tilfeller med sensitivitet (S_t) > 15 da disse dataene anses som mest representativt for kvikkleire. Prosjektgruppens regresjonsanalyse av data med $S_t > 15$ har gitt standardavvik og variasjonskoeffisient som vist i Tabell 3.

Tabell 3 Regresjonsligning og avvik fra formeluttrykk, $S_t > 15$.

Formeluttrykk	Faktor	Standardavvik fra formeluttrykk [-]	Variasjonskoeffisient [-]
$s_{uA} = q_n / (8,5 + 2,5 \log OCR)$	N_{kt}	1,05	0,11
$s_{uA} = \Delta u_2 / (9,8 - 4,5 \log OCR)$	$N_{\Delta u}$	0,98	0,13

For data med $S_t < 15$ rapporterer Karlsrud et al (2005) relativt sett mindre spredning for poretrykksbasert tolkning kontra spissmotstandsbasert tolkning. Det antas at det er vurderinger av hele datasettet i Karlsrud et al (2005) som ligger til grunn for anbefalingen i denne referansen om å benytte poretrykksbasert tolkning.

Videre er det i Tabell 4 belyst effekten av usikkerhet i tolkningen på grunn av variasjonen i erfaringsgrunnlaget for referanseverdier $q_n = 500$ kPa og $\Delta u = 500$ kPa, med valgt overkonsolideringsforhold $OCR = 2,0$.

Tabell 4 Eksempel. Regresjonsligning og verdier for tolkning av udrenert skjærfasthet. Valgt $OCR = 2$.

Formeluttrykk	Faktor	Data fra Karlsrud et al. (2005) $S_t > 15$		Eksempel - Innflytelse på s_u		
		Middel	Verdi	Beregnet	Avvik kPa	Avvik %
$s_{uA} = q_n / (8,5 + 2,5 \log OCR)$	N_{kt}	Middel	9,25	54,1	-	-
		+ 1 STD N_{kt}	10,30	48,5	-5,6	-10
		-1 STD N_{kt}	8,20	61,0	+6,9	+13
$s_{uA} = \Delta u_2 / (9,8 - 4,5 \log OCR)$	$N_{\Delta u}$	Middel	8,45	59,2	-	-
		+ 1 STD $N_{\Delta u}$	9,43	53,0	-6,2	-10
		-1 STD $N_{\Delta u}$	7,47	66,9	+7,7	+13

Regneeksempelet i Tabell 2 viser at usikkerheten i tolkningsfaktorene i størrelsesorden kan dreie seg om 10-15 % innvirkning på tolket verdi, dersom ingen andre feilkilder trekkes inn i vurderingen. I tillegg kommer usikkerhet knyttet til utstyr- og metoderelatert relatert målenøyaktighet som er illustrert i Tabell 5. Dette bygger på målenøyaktighet for å tilfredsstille kvalitetsklasse I i CPTU iht. NGF melding nr. 5. I tillegg vil det kunne oppstå uforutsette feil som ikke nødvendigvis kan la seg kvantifisere. Dette kan være effekter av for stor stanghelning, manglende metning av poretrykksfilter og målefeil på grunn av skader på sonden. Dette behandles ikke nærmere her.

Forutsatt at usikkerheten kun var knyttet til målenøyaktigheten vil maksimal tillatt usikkerhet i tolkning av udrenert skjærfasthet s_u være for et eksempel med OCR = 2,0, $I_p = 5\%$ og $B_q = 0,8$:

Tabell 5 Eksempel. Effekt av målenøyaktighet på tolket udrenert skjærfasthet.

St	Faktor	Formeluttrykk	Verdi N_{kt}	Verdi $N_{\Delta u}$	Verdi N_{ke}	Max. unøyak- tighet (kPa)	Avvik Δs_u max (kPa)
>15	Spissmotst.	$\Delta s_{uA} = \Delta q_n / (8,50 + 2,50 \log OCR + 0,000 I_p)$	9,25	-	-	35	3,8
>15	Poretrykk	$\Delta s_{uA} = \Delta u_2 / (9,80 - 4,50 \log OCR + 0,000 I_p)$	-	8,44	-	10	1,2
>15	Eff.spissm.	$\Delta s_{uA} = \Delta q_e / (12,50 - 11,00 B_q)$	-	-	3,70	45	12,2

Med dette som utgangspunkt oppnås den beste statistiske sammenhengen samlet i tolkningsfaktor $N_{\Delta u}$ og en poretrykksbasert tolkning, mens spissmotstandsbasert tolkning med N_{kt} viser samlet større avvik. Dette gjelder altså også dersom man benytter $S_t > 15$ i Karlsrud et al (2005). En av forklaringene på dette er at de poretrykksbaserte korrelasjonene benytter seg av målt poretrykk u_2 og ikke trenger å korrigeres for overlagingstrykk slik som de spissmotstandsbaserte korrelasjonene må. Det forutsettes likevel at den opptredende ambiente poretrykksfordelingen er tilstrekkelig dokumentert ved tolkningen. Det bemerkes at dersom kun erfaringsdata fra Karlsrud et al (2005) med $S_t > 15$ benyttes, er usikkerheten i konfaktorer omtrent lik for spissmotstandsbasert- og poretrykksbasert tolkning. Målenøyaktigheten er imidlertid noe bedre for poretrykksbasert tolkning.

5 Pålitelighetsanalyser og mulige nye retningslinjer

5.1 Hva er en pålitelighetsanalyse

Den tradisjonelle sikkerhetsfaktoren F eller beregnet materialfaktor γ_M gir oss ikke noen informasjon om de ulike inputparametrenes innflytelse og indikerer heller ikke noe om påliteligheten til skråningen. Pålitelighetsanalyser gir oss derimot et rammeverk for å håndtere usikkerhet eksplisitt og kan gi oss følgende informasjon:

- Bruddsansynligheten p_f
- Pålitelighetsindeksen β
- Den mest sannsynlige parameterkombinasjonen som leder til brudd
- Influensfaktorer som indikerer hvor stor del av den totale usikkerheten som er assosiert med usikkerheten i hver variabel

Pålitelighet er definert som sannsynligheten for ikke-brudd ved gitte betingelser, dvs. sannsynligheten for tilfredsstillende oppførsel, og er ofte uttrykt ved pålitelighetsindeksen β . Denne er definert som:

$$\beta = -\Theta^{-1}(P_f)$$

hvor (P_f) er bruddsansynligheten og Θ er standard normalfordelingsfunksjonen.

Det finnes flere pålitelighetsmetoder, og de kan blant annet deles opp i tre forskjellige nivåer, etter Madsen (1988) / 19/:

Nivå I metoder er i utgangspunktet deterministiske pålitelighetsmetoder som bruker karakteristiske verdier for å håndtere usikkerhet, slik som Load and Resistance Factor-metodikk.

Nivå II metoder er metoder som bruker to verdier til å beskrive en variabel, som oftest middelveien og standardavviket. First-Order Second Moment-metoden er en Nivå II metode.

Nivå III metoder er fullt probabilistiske, uten noen forenklerende forutsetninger. Nivå III metodene inkluderer First Order Reliability Method FORM, Second Order Reliability Method SORM, Monte Carlo simulering, Directional sampling og andre samplingmetoder. Sampling-metodene er tilnærminger, men konvergerer mot eksakte løsninger for et uendelig antall simuleringer.

5.2 Hvordan utføres en pålitelighetsanalyse?

En pålitelighetsanalyse kan utføres for alle problemstillinger hvor det kan etableres en deterministisk modell. Uttrykkene for sikkerhetsmarginer, uttrykt ved lasten S og motstanden R kan også uttrykkes ved sannsynlighetsfordelingsfunksjonene f_S and f_R . Videre, avhengig av det valgte sikkerhetsuttrykket, kan bruddsansynligheten uttrykkes ved:

$$\begin{aligned} p_f &= P(R \leq S) \\ &= P(R-S \leq 0) \\ &= P(R/S \leq 1) \\ &= P(\ln R - \ln S \leq 0) \end{aligned}$$

Den generelle formuleringen vil være:

$$= P[G(R,S) \leq 0] = P[G(\mathbf{X}) \leq 0]$$

hvor $G(\mathbf{X})$ er grensetilstandsfunksjonen (også kalt sviktfunksjonen) og \mathbf{X} en vektor av stokastiske variable som inkluderer R og S og eventuelt andre variable.

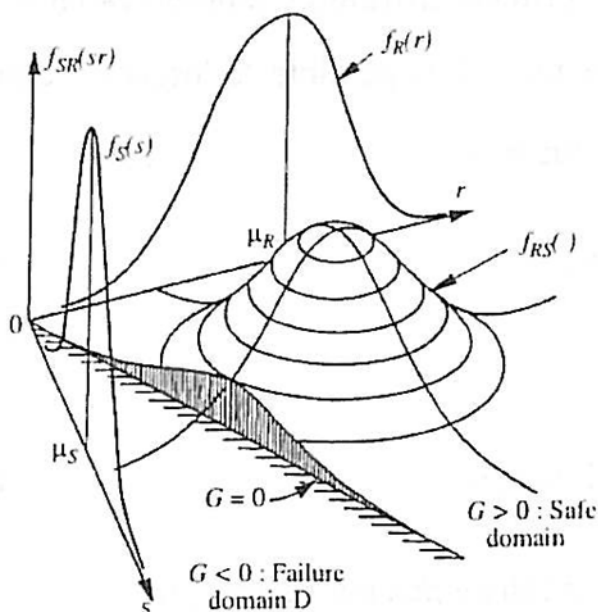
Det neste steget blir å definere hva som konstituerer ikke-tilfredsstillende oppførsel eller brudd. Dette gjøres ved å definere grensetilstandsfunksjonen $G(\mathbf{X})$ slik at $G(\mathbf{X}) > 0$ betyr tilfredsstillende oppførsel og $G(\mathbf{X}) < 0$ betyr brudd. \mathbf{X} er altså en vektor av stokastiske variabler, og kan innen geoteknikk f.eks. inkludere jordparametere, laster, poretrykk, geometri og modellusikkerhet.

Generelle fordelingsfunksjoner f_S og f_R , sammen med simultanfordelingen $f_{R,S}(r,s)$ er vist i Figur 12. Grensetilstandsfunksjonen er definert ved sviktområdet D .

For et gitt infinitesimalt element ($\Delta r \Delta s$) representerer ligningen under sannsynligheten for at R tar en verdi mellom r og $r + \Delta r$ og S en verdi mellom s og $s + \Delta s$ når Δr og Δs går mot null. Sviktsannsynligheten blir da:

$$p_f = P(R - S \leq 0) = \iint_{RS} f_{R,S}(r,s) dr ds$$

Integralet over kan kun unntaksvis løses analytisk. De ulike pålitelighetsmetodene som kan benyttes for å løse dette problemet beskrives kun overflatisk i det videre, og den interesserte leseren henvises til Baecher og Christian (2003) / 2/ og Melchers (1999) / 20/.



Figur 12 Marginalfordelingene f_R og f_S , simultanfordelingen og sviktområdet (Melchers (1999) / 20/).

5.3 Anvendt pålitelighetsanalyse

En pålitelighetsanalyse involverer, veldig forenklet, de følgende stegene, etter Baecher og Christian (2003) / 2/:

- Etablering av en analytisk deterministisk modell for å beregne materialfaktoren. Denne modellen kan inkludere feil, usikkerhet og bias som kan håndteres i pålitelighetsanalysene.
- Etablering av en statistisk beskrivelse av parameterne.
- Definisjon grensetilstandsfunksjonen
- Beregning av pålitelighetsindeks og bruddsannsynlighet.

5.3.1 Å etablere den deterministiske modellen

Det kan etableres en pålitelighetsanalyse for alle problemer der det eksisterer en deterministisk modell. Hva slags deterministisk modell som velges vil påvirke hvilke metoder for pålitelighetsanalyse som er rasjonelt og teknisk tilgjengelig for prosjekteringsbruk. Både tradisjonelle likevektsbetraktninger og nyere elementmetodeanalyser kan brukes i pålitelighetsanalyser, det samme gjelder og effektivspenning- og totalspenningsanalyser. Som et eksempel kan det nevnes at når man velger PLAXIS og f.eks. en Mohr-Coulomb-jordmodell kan stabiliteten evalueres gjennom en $c\phi$ -reduksjonsprosedyre. Siden $c\phi$ -reduksjon er en relativt tidkrevende prosedyre vil denne vanskeligere kunne kombineres med Monte Carlo-simuleringer, rent beregningsmessig.

5.4 Å etablere statistisk representasjon av parameterne

Alle geotekniske ingeniører vet hvor utfordrende det kan være å bestemme de riktige verdiene for inputparameterne. Dette kan romme spørsmål som:

- Skal materialparameterne være så representative som mulig, eller skal de velges med en viss varsomhet?
- Hvordan håndterer vi sprøbruddmaterialer?
- Hvis dette er en utfordring, hvordan etablerer vi representative gjennomsnittsverdier, standardavvik og korrelasjonslengdene for materialparameterne?
- Er det alltid verdifullt med flest mulig datapunkter?
- Hvordan bestemmes de mest pålitelige dataene?
- Hvordan vektetes de ulike dataene?
- Hva kommuniserer de tradisjonelle samleplottene over alle målte skjærfasthetverdier for et borehull, uavhengig av kvaliteten på prøvene og usikkerhetene i måle metodene?
- Hva kan modellene eventuelt brukes til?
- Er dataene korrelerte?

En av de viktigste reglene når man evaluerer usikkerhet i materialparametre er å være sikker på at man betrakter konsistente datasett. Er dataene ikke konsistente, dvs. at man sammenligner jordparametere som kan komme fra forskjellige lag, har opplevd ulike spenningstilstander eller har blitt testet med forskjellige metoder, tilfører man ekstra usikkerhet til analysene, Lacasse (1996) / 14/.

Det foreligger sjelden nok data for å utføre en full statistisk analyse for vanlige geotekniske prosjekter. Likevel kan mye oppnås ved å kjøre enkle statistiske analyser. For praktisk veiledning i valg av representative statistiske parametre innen geoteknikk foreslås f.eks. DNVs RP-c207 / 7/.

5.5 Å definere en grensetilstandsfunksjon

For å kunne utføre en pålitelighetsanalyse må man først definere en grensetilstandsfunksjon, slik at $G(\mathbf{X}) \leq 0$ betyr tilfredsstillende oppførsel og $G(\mathbf{X}) < 0$ betyr utilfredsstillende oppførsel (svikt). \mathbf{X} er en vektor av tilfeldig variable, for eksempel laster og skjærfasthetsparametre, geometriparametre, modellusikkerhet etc. Det bør noteres at ulike pålitelighetsmetoder har ulik sensitivitet for valg av grensetilstandsfunksjon. Et eksempel på en grenselikevektsfunksjon som kan brukes for pålitelighetsanalyser av stabilitet kan være på formen $G(\mathbf{X}) = F - 1$.

5.6 Å beregne påliteligheten og bruddsannsynligheten

I det siste steget skal altså alt dette kombineres. I praksis kan dette gjøres gjennom flere tilnærminger, men som påpekt over vil valg av pålitelighetsmetode og verktøy avhenge av valgene som er tatt i de foregående stegene. Noen tilnærminger presenteres i de følgende kapitler.

5.7 Kommersielt tilgjengelige likevektsmetodekoder med Monte Carlo-simuleringer

Her er det tatt utgangspunkt i SLIDE / 40/ , men tilsvarende muligheter finnes i GEO/SLOPE. Begge er kommersielle programmer som er basert på grenselikevektsmetoden.

Når man utfører en deterministisk analyse i SLIDE bruker man representative verdier for inputparametrene, og det utføres et automatisk søk etter den mest kritiske glidesirkelen. Hvordan dette søket utføres avhenger av brukerens spesifikasjoner. Probabilistiske analyser i SLIDE med Monte Carlo simuleringer utføres på to måter: Når analysetypen er satt til *global minimum* er den probabilistiske analysen utført på den kritiske glideflaten fra den deterministiske stabilitetsanalysen, Sikkerhetsfaktoren beregnes N ganger for den kritiske glideflate, hver gang med et sett av tilfeldig genererte inputvariabler. Den andre muligheten SLIDE tilbyr er *Overall Slope*, der søket etter den kritiske skjærflaten gjentas N ganger, hver gang med et nytt sett variabler.

Sviktsannsynligheten, PF, tilsvarer antallet analyser med sikkerhetsfaktor mindre enn 1, dividert på det totale antallet simuleringer:

$$PF = \text{antall simuleringer til svikt} / \text{totalt antall simuleringer} \times 100 \%$$

Monte Carlo-analyse er altså repeterte simuleringer av et problem med tilfeldig valgte verdier for inputvariablene (i henhold til statistisk karakterisering). Disse verdiene brukes til å beregne verdier for grensetilstandsfunksjonen $G(\mathbf{X})$ og dens fordeling. Monte Carlo-simuleringer kan benyttes for alle problemstillinger, men krever et høyt antall simuleringer for å oppnå pålitelige estimater ved svært små sviktsannsynligheter. SLIDE gir også mulighet for å utføre sensitivitetsanalyser som er nyttige for å fortelle oss noe om hvor følsomme analysene våre er for usikkerheten i de ulike parameterne.

5.7.1 First-Order Second-Moment-analysis med Excel

First Order Second Moment (FOSM) er opprinnelig beskrevet i Cornell (1969) / 5/ og gir analytiske tilnærminger for gjennomsnitt og standardavvik av sikkerhetsfaktoren (materialfaktoren) som en funksjon av gjennomsnittsverdiene og standardavvikene til inputvariablene (og eventuelle korrelasjoner mellom disse). Sannsynlighetsfordelingen til sikkerhetsfaktoren må defineres på forhånd. FOSM baserer seg på at gjennomsnittet og standardavviket til variablene som inngår i grensetilstandsfunksjonen $G(\mathbf{X})$ er kjent. Da kan gjennomsnittet og variansen av $G(\mathbf{X})$ estimeres gjennom de første leddene i en Taylorrekke. Dette kan f.eks. utføres i Excel, og med de deterministiske analysene i PLAXIS eller annen

programvare for skråningsstabilitet. Sikkerhetsfaktorene finnes med å variere de N variablene 2 x N ganger.

Den opprinnelige formuleringen til Cornell (1969) / 5/ var basert på to uavhengige normalfordelte variable, R og S. Siden sviktfunksjonen er definert som $Z = R - S$, er svikt definert som $R - S < 0$ eller $R < S$. Pålitelighetsindeksen er forholdet mellom middelveien av Z og standardavviket, og kan uttrykkes ved β^2 :

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

Når middelveiene og variansen (dvs. second moments) til variablene som går inn i sviktfunksjonen $G(X)$ er kjent, kan middelveien og variansen til $G(X)$ estimeres ved å bruke første ordens ledd i en Taylorrekke Cornell (1969) / 5/.

FOSM er bare egnet til overslag av pålitelighetsnivået til en struktur eller et system. Det er ikke uavhengig av definisjonen til sviktfunksjonen, dvs. at FOSM vil ikke gi det samme resultatet for LSF-definisjoner basert på sikkerhetsfaktor ($R/S < 1$) og basert på sikkerhetsmargin ($R - S < 0$).

$$\mu_Y \approx G(x_{i*}) + \sum_{i=1}^n (\mu_{X_i} - x_{i*}) \cdot \frac{\partial G}{\partial X_i}$$

$$\sigma_Y^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial G}{\partial X_i} \right) \cdot (\sigma_{X_i})^2$$

Choose $X^* =$ mean value of X_i :

$$\mu_Y \approx G(\mu_{X_i})$$

Approximate estimate of $\partial G(X_i)/\partial X_i$:

$$\partial G(X_i)/\partial X_i \approx \{G(X_i - \Delta X_i)\} / 2\Delta X_i$$

En slik tilnærming gir et lett tilgjengelig bilde av hvordan usikkerhetene i inputparametrene påvirker usikkerheten i resultatet, og det kan også utledes sensitivitetsfaktorer.

5.8 Å bruke kommersielt tilgjengelig elementmetodekoder for pålitelighetsvurderinger på nivå II og III

Det er mulig og utføre pålitelighetsanalyser med bruk av kommersielt tilgjengelig elementmetodeprogramvare, slik som PLAXIS. En måte er å koble PLAXIS direkte mot kommersielle pålitelighetsverktøy, som Prob2B TNO (2012) / 46/. Som et utgangspunkt defineres en tradisjonell PLAXIS-modell, som bruker middelveiene av parametrene som inngår som stokastiske variabler. Prob2B leser input og output-filene til PLAXIS, og i Prob2B defineres de statistiske fordelingene til variablene. Når man kobler PLAXIS og Prob2B defineres en grensetilstandsfunksjon som baseres på

² Dette er FOSM (eller Cornell) pålitelighetsindeks, som har en annen definisjon en den vanlige $-\Theta^{-1}(p_f)$

inputvariablene, og for skråningsstabilitet kan dette være variabelen for Total Multiplier for $c\phi$ -reduksjon i PLAXIS tilsvarende MSF, eller sikkerhetsfaktoren. Videre må en pålitelighetsmetode spesifiseres, og Prob2B kjører en beregningsloop, der input for hver PLAXIS-simulering er et parametersett som er gitt ut fra den valgte pålitelighetsmetoden. Inputfilene endres, og en ny simulering kjøres. Relevant outputdata trekkes ut og grensetilstandsfunksjonen evalueres på bakgrunn av denne. Om konvergenskriteriet nås, presenteres resultatene, om ikke, kjøres simuleringen videre.

Dette kan utføres som en Monte Carlo-simulering, men de relativt lave sviktsannsynlighetene gjør at det kreves svært mange simuleringer, og siden $c\phi$ -reduksjon er ganske tidkrevende, vil dette være en kostbar løsning i form av tid og datakapasitet, og heller ikke særlig stabilt. First-Order Reliability Method-analyser viser seg langt mer hensiktsmessig for pålitelighetsanalyser utført på denne måten for denne typen problemstillinger.

FORM er basert på Hasofer (1974) / 10/ som foreslo en invariant definisjon på pålitelighetsindeksen. I FORM transformeres vektoren for de random variablene, \mathbf{X} , til standard normal space, \mathbf{U} , og hvor $G(\mathbf{U})$ er en lineær grensetilstandsfunksjon Baecher og Christian (2003) / 2/, Melchers (1999) / 20/ og Madsen (1988) / 19/. Sviktsannsynligheten er da:

$$p_f = P[G(\mathbf{U}) < 0] = P\left[\sum_{i=1}^n \alpha_i U_i - \beta < 0\right] = \Theta(-\beta)$$

FORM-analyser kan også kobles mot elementmetodeanalyser ved bruk av Response Surface-teknikker. Dette går kort ut på å koble en Response Surface-tilnærming med deterministiske stabilitetsanalyser. Ideen bak Response Surface metoden er å erstatte den reelle grensetilstandsfunksjonen med en tilnærming, den såkalte response surface, som er lettere håndterbar. Tilnærmingen kan f.eks. være basert på laboratorieresultater eller resultater fra numeriske analyser. Det etableres et forhold mellom modellparametrene x_1, x_2, \dots, x_n og outputdataene $y = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$. Et slikt forhold gjør at vi kan erstatte en numerisk prosedyre med et enklere analytisk forhold, som gjør det mulig å predikere responsen til den analyserte modellen Pula (2007) / 38/. Tilnærmingen er grundig beskrevet i Myers (2002) / 25/ og Bucher (1990) / 3/.

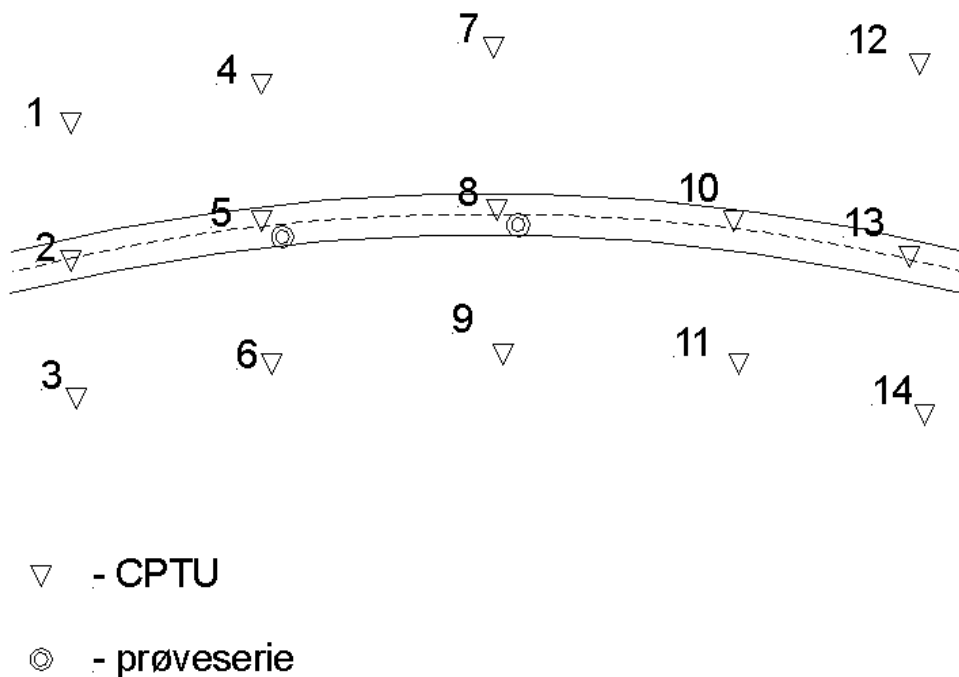
Begge tilnærmingene som beskrevet over gjør det mulig og kombinere avanserte jordmodeller og elementmetodeevalueringer med pålitelighetsmetoder som kvantifiserer usikkerhet på en robust og tilgjengelig måte.

6 Case-eksempel

6.1 Beskrivelse

Det benyttede eksemplet er hentet fra et virkelig prosjekt der det er utført et stort antall CPTU og omfattende laboratorieundersøkelser på opptatte prøver på et område som er relativt homogent. (Området er på ca. 4 dekar. Grunnen består av et tørrskorpelag/ grovere masser i 2-3 m mektighet over lett overkonsolidert kvikkleire.

Disse dataene er benyttet til å belyse dette konstruerte eksempelet. Det er antatt at dataene er fra en langstrakt skråning med jevn helning på 1:10 (5,7°) og at det skal anlegges en vegfylling med gitt geometri på denne skråningen. Figur 13 viser denne problemstillingen og de undersøkelsene som er utført. Det bemerkes at det er utført langt flere CPTU enn det som kan sies å være dagens praksis, men antallet undersøkelser fordelt over området på x ganger y meter er tilsvarende det som ble utført i undersøkelsesprogrammet eksemplet er basert på. Vi vurderer dette som akseptabelt i en studie av hvordan påliteligheten påvirkes av ulikt omfang og kvalitet på undersøkelsene. For eksemplet som er belyst her kan antallet CPTU like gjerne ses på som enkle sonderinger (total- eller dreietrykksonderinger) som nok ville vært en vanligere praksis.

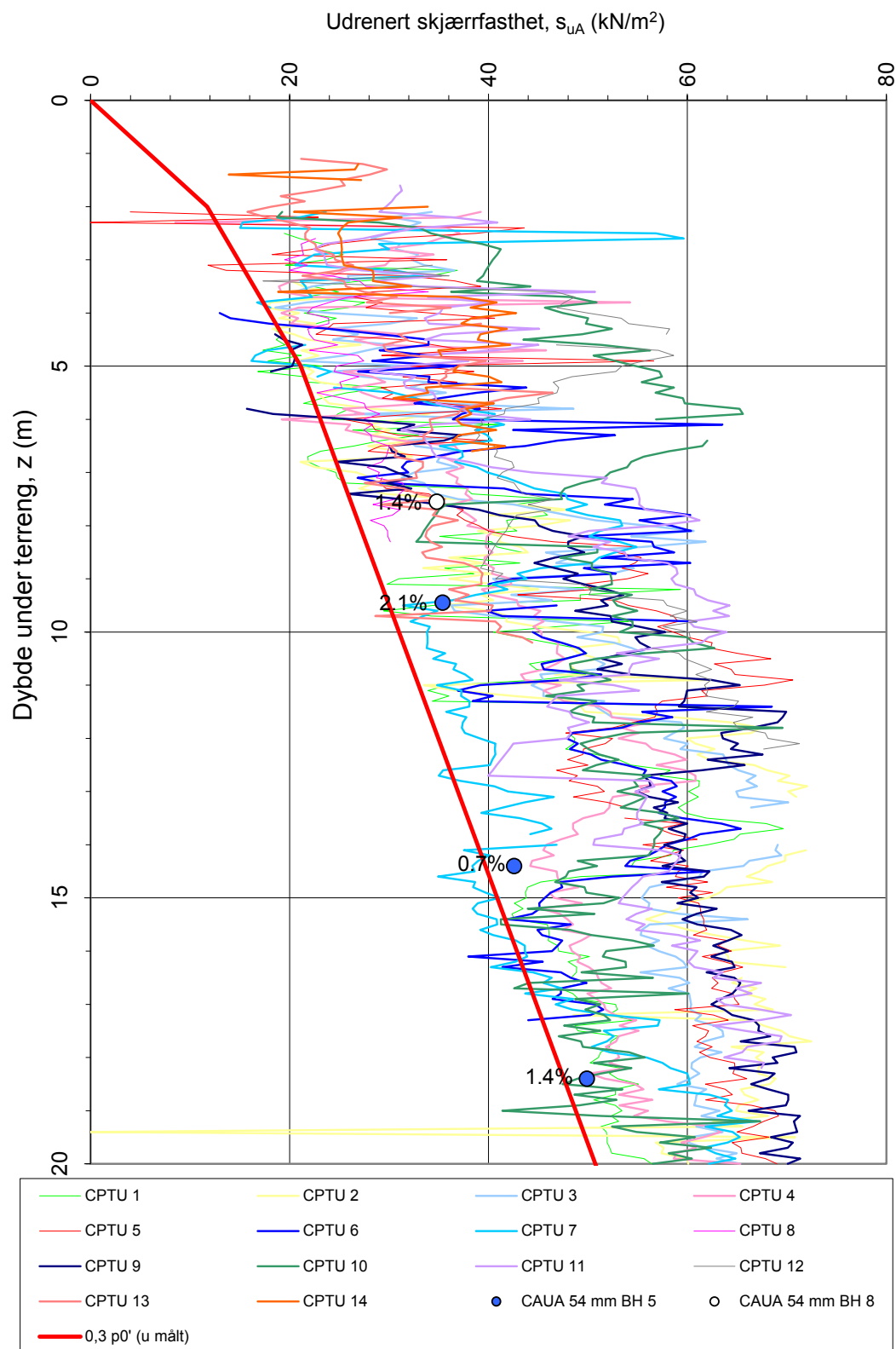


Figur 13 Problemstilling med vegfylling gjennom kvikkleireskråning.

Det er totalt utført 14 CPTU samt at det er tatt opp prøver i to borehull hvor det til sammen er utført fire aktive treaksialforsøk. Grunnen i området er noe varierende og det er ikke noen spesiell trend i form av svake eller sterke partier.

Det er registrert noe poreovertrykk i dybden som det er tatt høyde for i vurderingene. Figur 14 viser tolket udrenert aktiv skjærfasthet med blokkprøvekorrelasjoner fra CPTU samt peak-verdier fra CAUa treaksialforsøk på opptatte 54 mm sylindrerprøver. Tallene i prosent viser aksial tøyning ved uttak av

peak skjærfasthet. CPTU sonderingene er opptegnet med data for hver 10 cm, og kan virke unaturlig varierende i opptegningen.



Figur 14 Resultater fra CPTU og aktive treksialforsøk på 54 mm prøver. Tolkede verdier.

6.2 Design-parametere

Basert på de utførte undersøkelsene er det vurdert at skjærfasthetsprofilene er økende med dybden ut fra følgende uttrykk:

$$s_u(z) = s_{u0} + \Delta s_u \cdot z$$

Uttak av udrenerte skjærfasthetsprofiler for de to scenariene er vist i Figur 16 og Figur 18. Følgende mest sannsynlige verdier er estimert:

Scenario 1: $s_{uA} = 24 + 1,5 \cdot z$ [kPa]

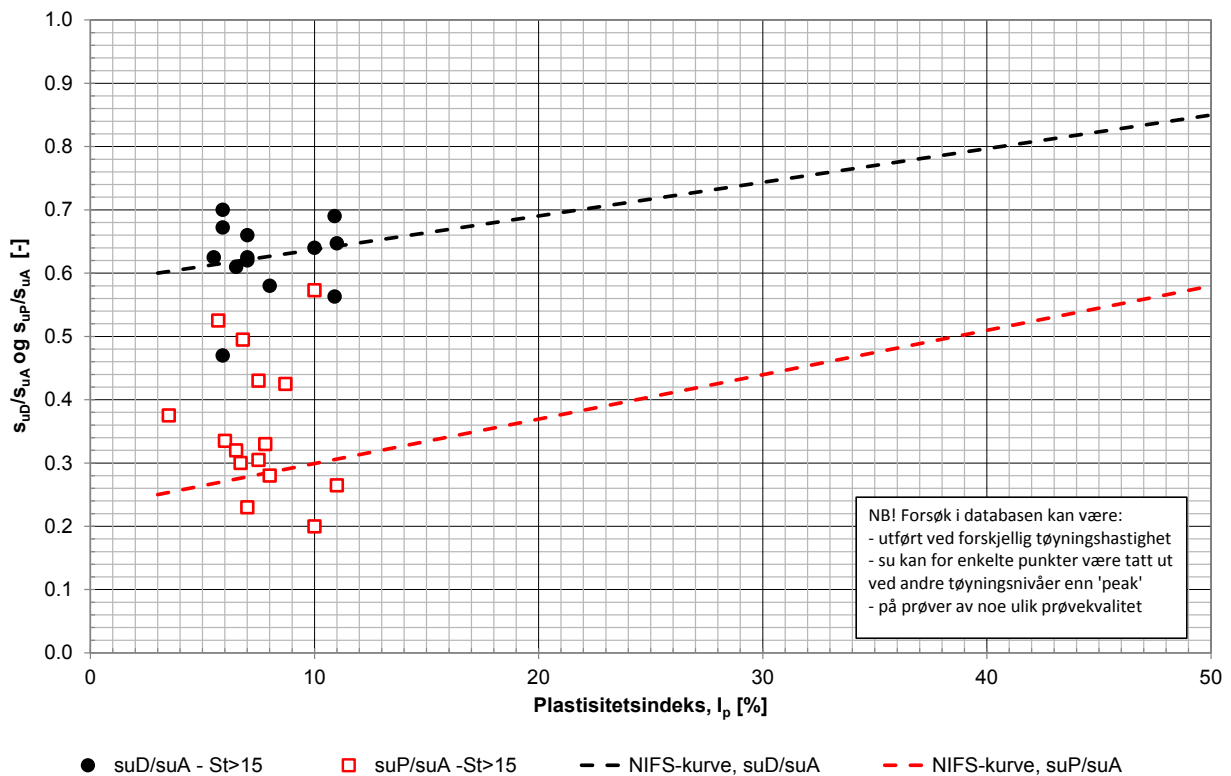
Scenario 2: $s_{uA} = 26 + 2,0 \cdot z$ [kPa]

For dette tenkte eksempelet er det ikke utført direkte skjær og passive treaksialforsøk. Det er derfor tatt utgangspunkt i erfaringsverdier for ADP-forhold i analysene. Det er antatt følgende forhold i dette eksempelet for input i udrenert ADP-analyse:

$$s_{uD} / s_{uA} = 0,6$$

$$s_{uP} / s_{uA} = 0,3$$

Det er benyttet ADP-forhold sammenstilt fra NGIs publisering av blokkprøvedata, Karlsrud et al, (2005) / 12/ samt Multiconsult interne database for uttak av disse. Det er benyttet verdier for prøver med sensitivitet $S_t > 15$ i dette arbeidet. Dette er ytterligere beskrevet i NIFS delprosjekt på ADP-forhold / 21/. Figur 15 viser denne sammenstillingen for data med sensitivitet (S_t) > 15.



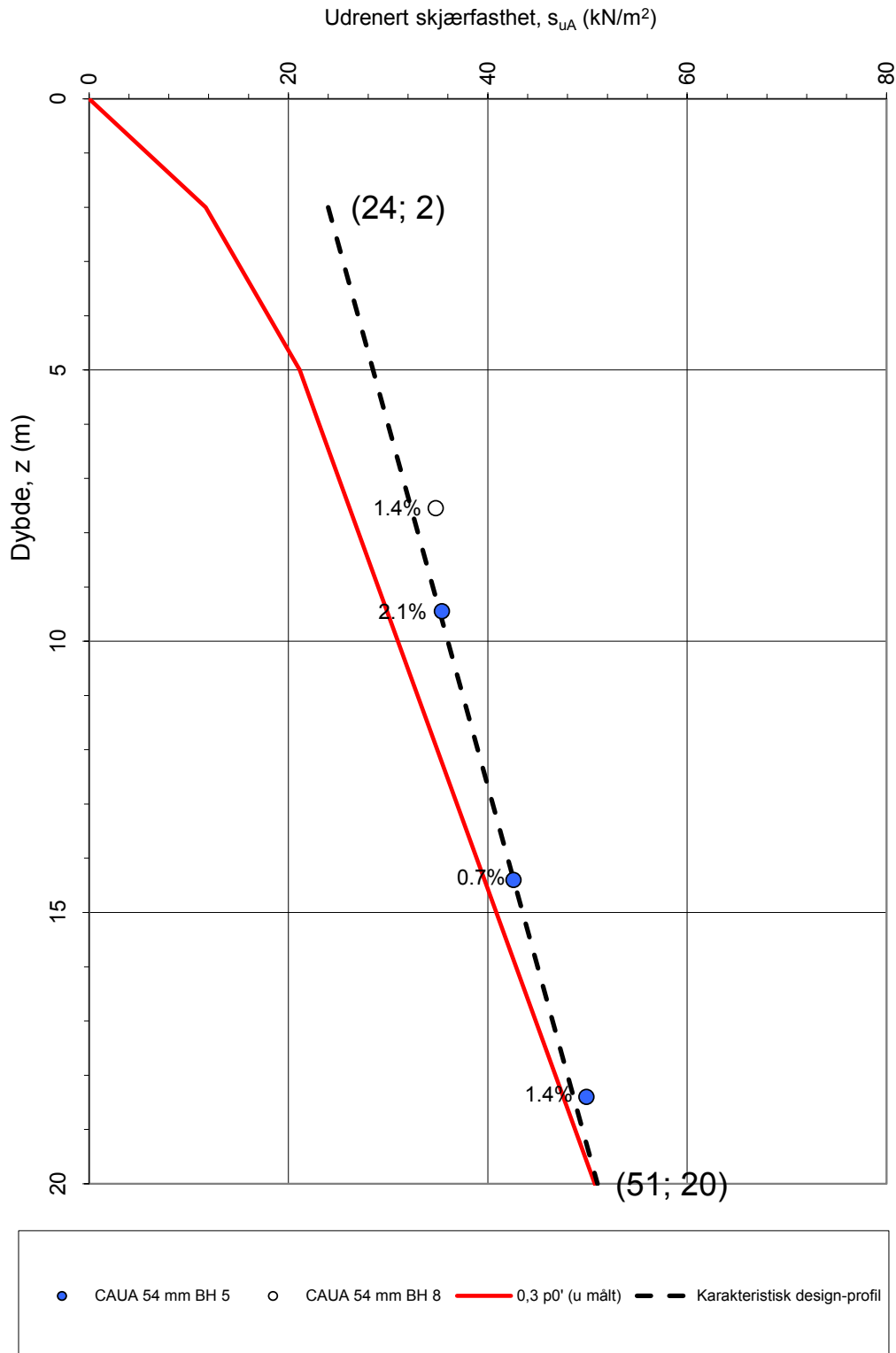
Figur 15 Erfaringsverdier for ADP-data $S_t > 15$, Multiconsult rapport nr. 415559-RIG-RAP-002 / 22/.

Det er benyttet følgende input for udrenert ADP-analyse i dette eksemplet:

Tabell 6 ADP-forhold i analyse.

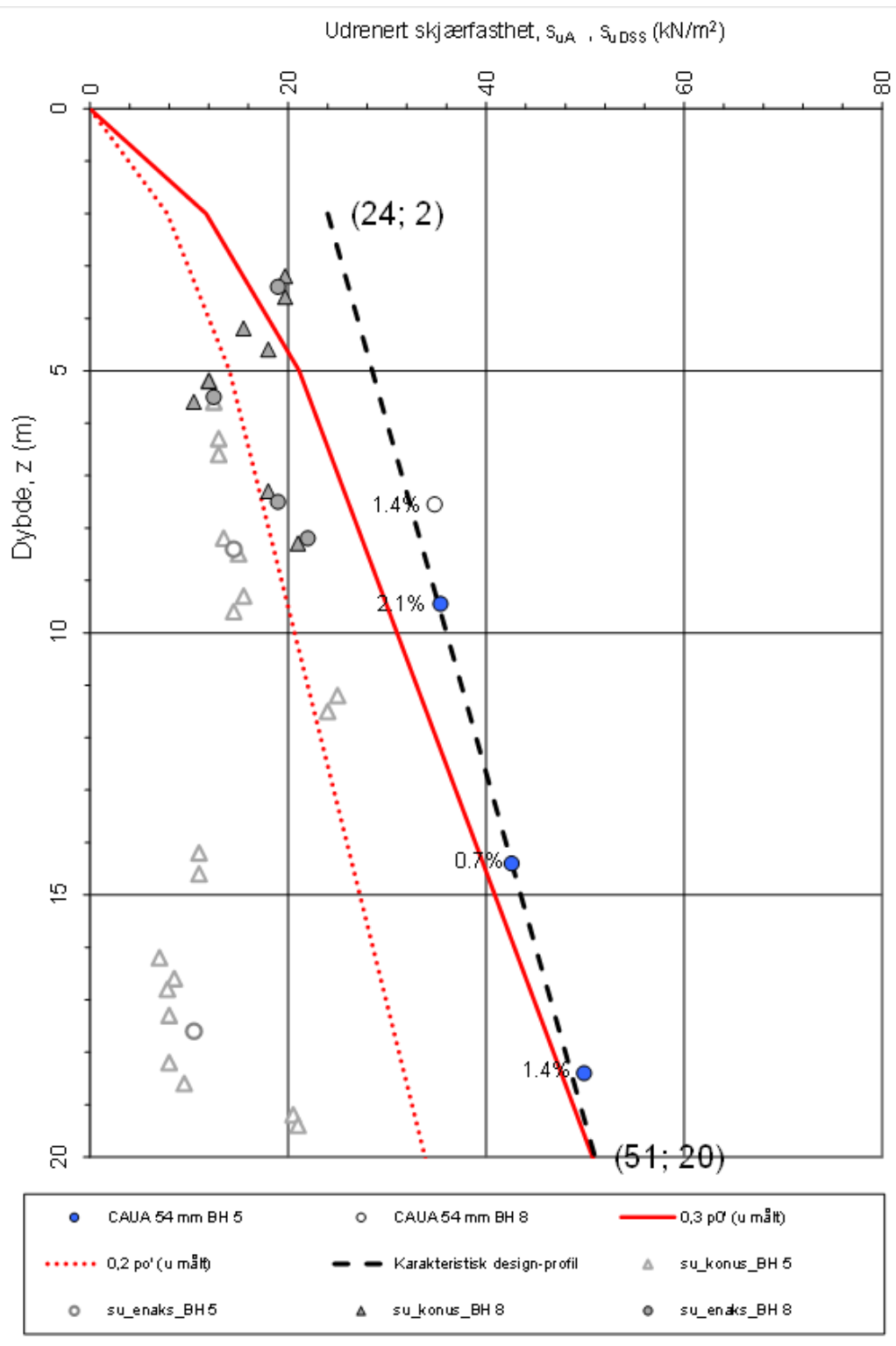
	Gjennomsnitt [-]	Standardavvik [-]
s_{uD} / s_{uA}	0,623	0,058
s_{uP} / s_{uA}	0,359	0,106

6.3 Scenario 1 - Basert på 54 mm prøver



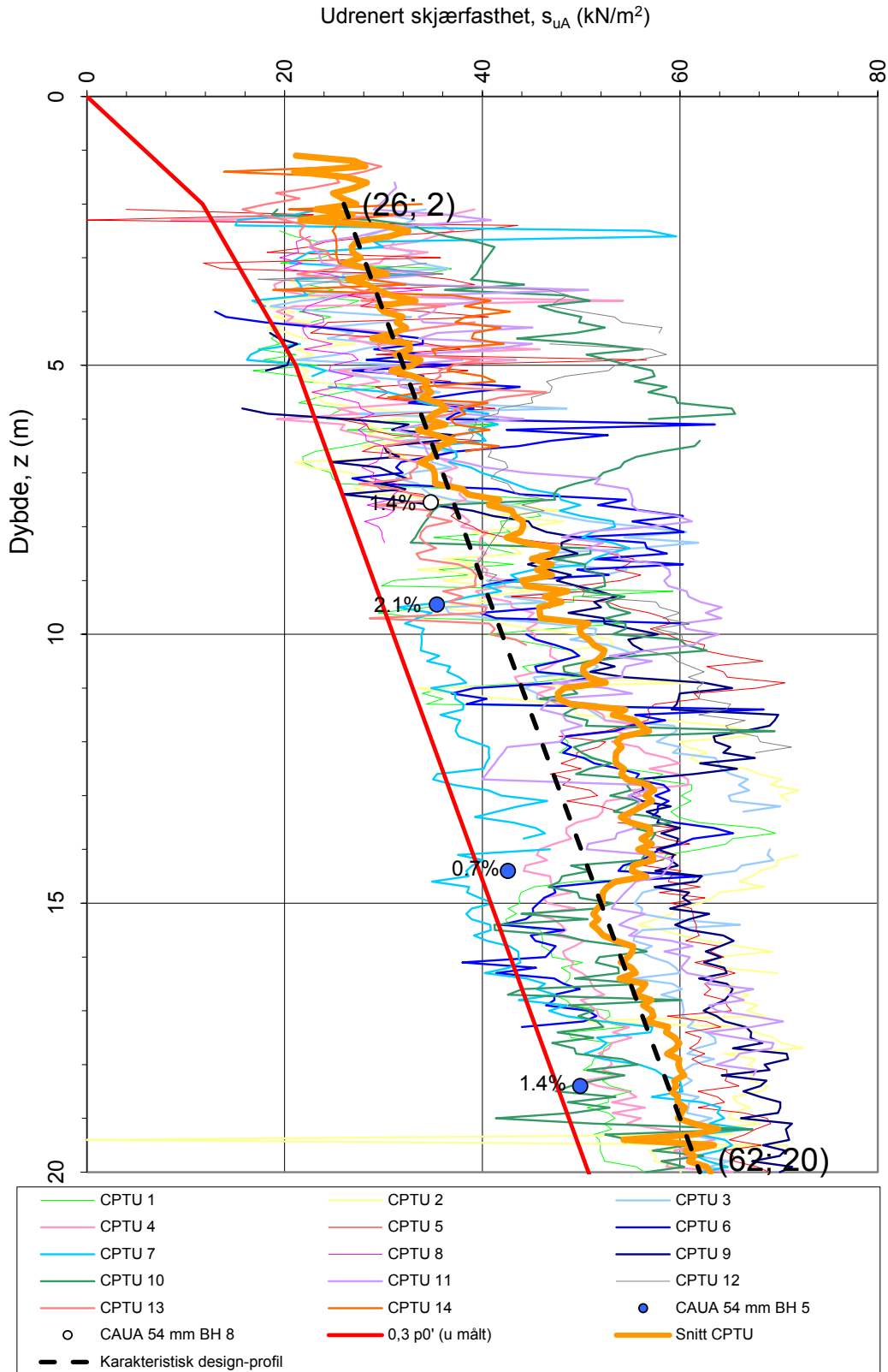
Figur 16 Uttak av skjærfasthetsprofil – mest sannsynlige verdi basert på 54 mm prøver.

Det foreligger også rutinedata fra de to borehullene det er utført treaksialforsøk i, og som kan bidra til demonstrere variabiliteten i dataene, for samme parameter innhentet med forskjellige metoder og tolkingsmodeller, og prøveforstyrrelsen med dybde, se Figur 17.



Figur 17 Basert på 54 mm prøver, rutinedata inkludert.

6.4 Scenario 2 - Basert på 54 mm prøver og CPTU-korrelasjoner



Figur 18 Uttak av skjærfasthetsprofil – mest sannsynlige verdi basert på 54 mm prøver og CPTU.

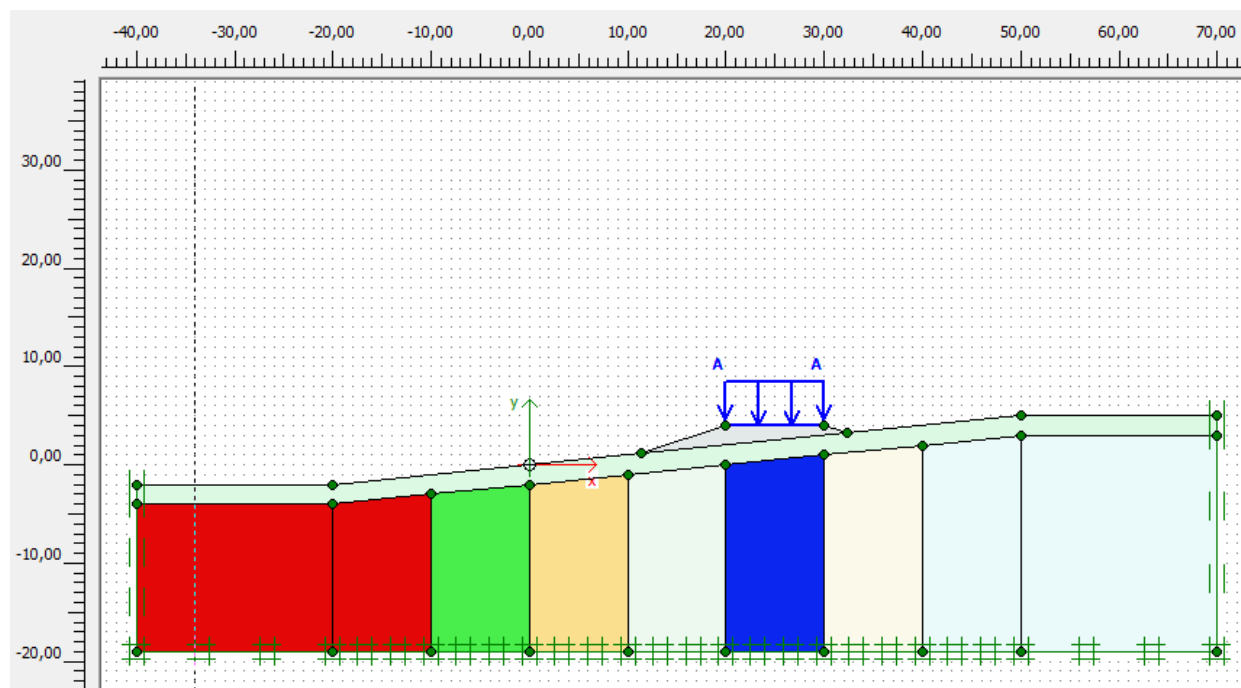
Tolket aktiv udrenert skjærfasthet fra utførte CPTU har her en variasjonskoeffisient (COV) i gjennomsnitt for hver 10. cm fra 0-20 m på ca.20%. Utleidet s_{uA} er i dette tilfellet avhengig av B_q , dvs. både målt poretrykk og målt spissmotstand.

6.5 Beregninger, deterministisk analyse

De deterministiske beregningene er utført med elementmetodeprogrammet (FEM) PLAXIS. Det er modellert en sprengsteinsfylling samt et tørrskorpelag med drenerte skjærfasthetsparametere med Mohr-Coulomb jordmodell. Sprengsteinsfyllingen er maksimalt 2 m høy, målt vertikalt fra opprinnelig terrengnivå. Tørrskorpelaget er modellert med 2 m mektighet og grunnvannsstanden er i modellen lagt i underkant av dette laget. Det er lagt på en terrenglast på 13 kPa i modellen.

Det er videre benyttet en udrenert ADP-jordmodell (NGI-ADP) med økende fasthet i dybden for kvikkleiren. For å modellere den økende skjærfastheten i dybden ved bruk av PLAXIS, er skråningen delt opp i lameller med ulike referansenivåer for økningen i udrenert skjærfasthet, se Figur 19. Inputparameterne er vist i Figur 20 og Figur 21. Tyngdetettheten er satt til $19,5 \text{ kN/m}^3$. Figur 22 og Figur 23 under viser bruddmekanismene for de to settene med skjærfasthetsparametere.

Det bemerkes at dette beregningseksemplet er basert på et relativt grovt elementnett. Beregnet sikkerhetsnivå er imidlertid også sjekket med et finere elementnett, uten at dette påvirker beregnet materialfaktor mer enn ca. en enhet i andre desimal bak komma (mindre enn 1%). Modellusikkerheten anses derfor som begrenset for alle praktiske formål. Det ligger fremdeles en modellusikkerhet i hvor godt modellen representerer virkeligheten, siden alle modeller er en form for idealisering. Vi anser en FEM udrenert ADP-modell som state-of-the art for denne typen analyse per i dag, og argumenterer derfor med at modellusikkerheten settes lik null.



Figur 19 PLAXIS-modell.

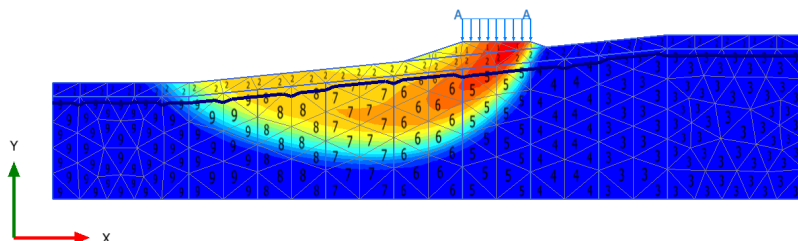
Property	Unit	Value
Stiffness		
G_{ur}/s_u^A		2000
γ_f^C	%	0,5000
γ_f^E	%	1,000
γ_f^{DSS}	%	0,7000
Strength		
$s_u^A_{ref}$	kN/m ²	24,00
$s_u^{C,TX}/s_u^A$		0,9900
y_{ref}	m	-1,500
$s_u^A_{inc}$	kN/m ² /m	1,500
s_u^P/s_u^A		0,3600
τ_0/s_u^A		0,7000
s_u^{DSS}/s_u^A		0,6200
Advanced		
v_u (nu)		0,4950

Figur 20 Inputparametere - "tidligere" praksis.

Property	Unit	Value
Stiffness		
G_{ur}/s_u^A		2000
γ_f^C	%	0,5000
γ_f^E	%	1,000
γ_f^{DSS}	%	0,7000
Strength		
$s_u^A_{ref}$	kN/m ²	26,00
$s_u^{C,TX}/s_u^A$		0,9900
y_{ref}	m	-3,500
$s_u^A_{inc}$	kN/m ² /m	2,000
s_u^P/s_u^A		0,3600
τ_0/s_u^A		0,7000
s_u^{DSS}/s_u^A		0,6200
Advanced		
v_u (nu)		0,4950

Figur 21 Inputparametere - dagens praksis.

6.5.1 Scenario 1



Total displacements |u|

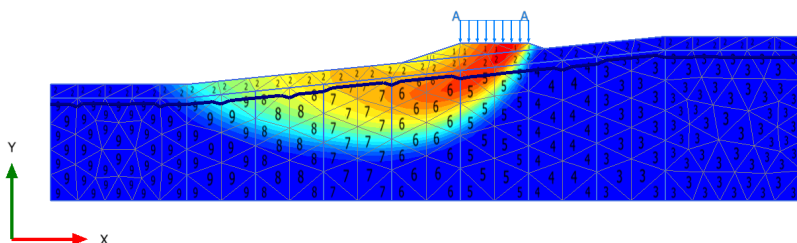
Maximum value = 15.36 m (Element 189 at Node 1146)

Figur 22 Bruddmekanisme for "tidligere" praksis, med middelveier.

Scenario 1: $s_{uA} = 24 + 1,5 \cdot z$ [kPa]

Beregnet materialfaktor c-phi reduksjon: $\gamma_M = 1,27$

6.5.2 Scenario 2



Incremental displacements |Δu|

Maximum value = 4.303 m (Element 189 at Node 1150)

Figur 23 Bruddmekanisme for "dagens" praksis, med middelveier

Scenario 2: $s_{uA} = 26 + 2,0 \cdot z$ [kPa]

Beregnet materialfaktor c-phi reduksjon: $\gamma_M = 1,46$

6.6 Statistisk modellering av inputvariable og pålitelighetsanalyse

Det er utført pålitelighetsanalyser for tidligere praksis, scenario 1, og dagens praksis, scenario 2, med First-Order Second-Moment, som beskrevet i avsnitt 5.7. Se Figur 24 og Figur 25 for hvordan analysene er gjennomført.

Stivhetsparameterne er satt deterministisk, ikke fordi de ikke kan variere, men fordi de ikke påvirker den beregningsmessige stabiliteten. Tyngdetettheten er satt til 19,5 kN/m³ som middelerdi og et standardavvik på 0,68, basert på data fra grunnundersøkelsene. Dette gjelder både "tidligere" og "dagens" praksis, siden dette er tolket fra rutineforsøkene på de opptatte 54 mm prøvene.

Material	Parameter	X*	Standard avvik	DX	X*+DX	X*-DX	dF/dX X*	(dF/dX X*) ² × σ _x ²	
Leire	Su_top	24	4,8	0,48	24,48	23,52	0,034	0,0259	
Leire	Su_incr	1,5	0,08	0,008	1,51	1,49	0,469	0,0014	
Leire	Tyngdetetthet	19,5	0,68	0,068	19,57	19,43	-0,057	0,0015	
Leire	S _{uDSS} / S _{uA}	0,623	0,058	0,01	0,629	0,617	1,362	0,0062	
Leire	S _{uP} / S _{uA}	0,359	0,106	0,01	0,370	0,348	0,311	0,0011	
Leire				0,00	0,00	0,00	0,000	0,0000	
Leire				0,00	0,00	0,00	0,000	0,0000	σ _F
								0,0361	0,1901
Mean F		1,3257							
X* ± ΔX		F				Standardavvik for F		Middelerdi F	
24,48		1,340		δF/δS _{uc1} S _{uc1}		0,034		0,1901	
23,52		1,308		δF/δΔS _{uc1} ΔS _{uc1}		0,469		1,325	
1,51		1,327		δF/δγ _{c1} γ _{c1}		-0,057		Prob(F<1)	
1,49		1,319						0,044	
19,57		1,319						4 %	
19,43		1,327		δF/δΔS _{uDSS} ΔS _{uA}		1,362			
0,629		1,339		δF/δΔS _{uP} ΔS _{uA}		0,311			
0,617		1,323							
0,370		1,328							
0,348		1,322							

Figur 24 FOSM analyse - "tidligere" praksis.

Material	Parameter	X*	Standard avvik	DX	X*+DX	X*-DX	dF/dX X*	(dF/dX X*) ² × σ _x ²	
Leire	Su_top	26	8,5	0,85	26,85	25,15	0,036	0,0936	
Leire	Su_incr	2	0,5	0,05	2,05	1,95	0,187	0,0087	
Leire	Tyngdetetthet	19,5	0,68	0,068	19,57	19,43	-0,018	0,0001	
Leire	S _{uDSS} / S _{uA}	0,623	0,058	0,01	0,629	0,617	1,664	0,0093	
Leire	S _{uP} / S _{uA}	0,359	0,106	0,01	0,370	0,348	0,241	0,0007	σ _F
								0,1125	0,3354
Mean F		1,5141							
X* ± ΔX		F				Standardavvik for F		Middelerdi F	
26,85		1,543		δF/δS _{uc1} S _{uc1}		0,036		0,3354	
25,15		1,482		δF/δΔS _{uc1} ΔS _{uc1}		0,187		1,514	
2,05		1,522		δF/δγ _{c1} γ _{c1}		-0,018		Prob(F<1)	
1,95		1,504						0,063	
19,57		1,511						6 %	
19,43		1,513		δF/δΔS _{uDSS} ΔS _{uA}		1,664			
0,63		1,528		δF/δΔS _{uP} ΔS _{uA}		0,241			
0,62		1,509							
0,37		1,518							
0,35		1,513							

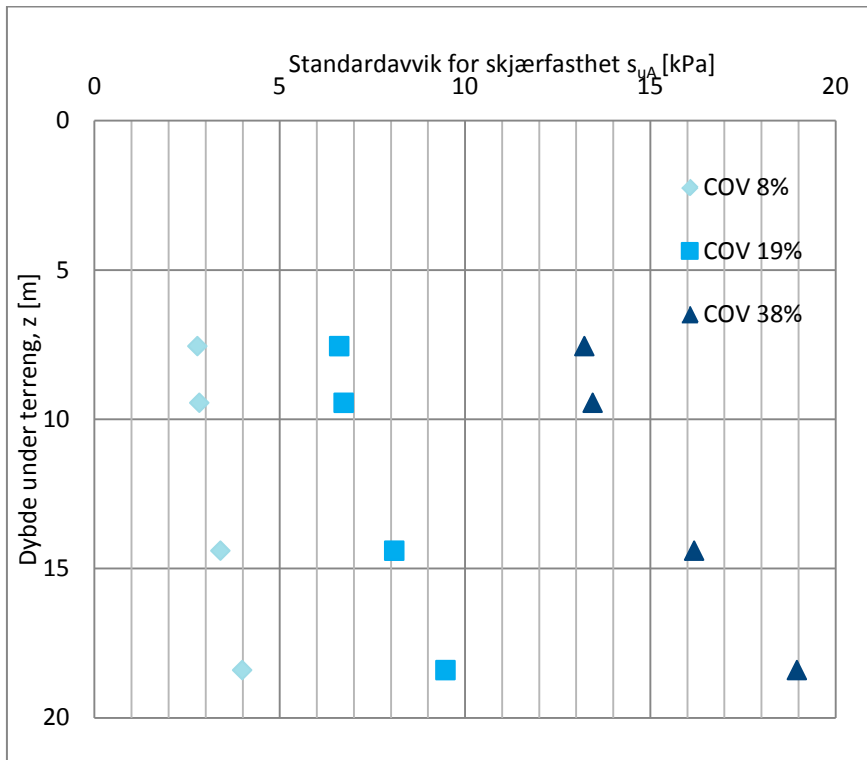
Figur 25 FOSM-analyse - "dagens praksis".

6.6.1 Statistisk analyse av skjærfasthetsparametere for "tidligere" praksis.

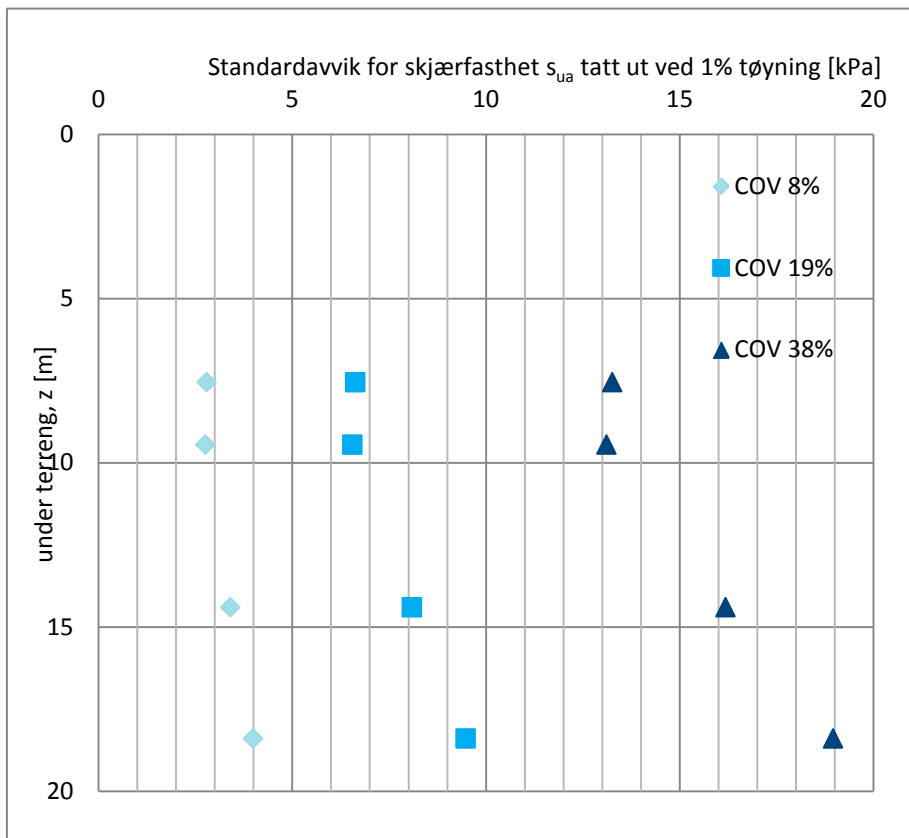
Som vist over, se Figur 16 og Figur 22, er representativ verdi for skjærfasthet etter "tidligere" praksis funnet til å være $s_{uA} = 24 + 1,5 \cdot z$ [kPa]. Dette er basert på fire aktive treaksialforsøk, totalsonderinger og rutinedata, dvs. udrenert skjærfasthet fra enaks- og konusforsøk. Laboratoriearbeidet er basert på opptatte 54 mm prøver. Rutinedata er inkludert i opptegningen i Figur 17.

Dette er et svært begrenset datagrunnlag for å utføre statistisk analyse, og vi har forsøkt forskjellige tilnærminger for å vurdere spredningen i dataene. Vi har sett på totalsonderingene, og vurdert om spredningen i matekraft kunne være representativ for spredningen i skjærfasthet fra treaksialforsøkene, men konkludert at dette vanskelig kan la seg gjøre. Det ligger i metodikken for totalsondering at man vil ha svært varierende matekraft, f.eks. fra 0.5 kN til 4 kN for to nærliggende borehull. Vi har sett på data fra litteraturen, se f.eks. Figur 6, Figur 7 og Figur 8. For skjærfasthet fra enaksialforsøk s_u (UC) og treaksialforsøk s_u (CIUC) rapporteres COV mellom 20-55% og 20-40%, henholdsvis, for inherent variabilitet. For s_u fra aktive treaksialforsøk rapporteres måleusikkerhet som COV mellom 8-38%, og midlere COV_{su} som 19%. Det rapporterte variasjonsområdet for COV er anvendt for å finne et variasjonsområde for forventet standardavvik basert på representative verdier for skjærfasthet i Figur 26, og for skjærfasthet for tatt ut ved 1% tøyning i Figur 27. Disse kurvene er basert på skjærstyrke direkte fra treaksialforsøkene, ikke på designprofilet. På dette grunnlaget er pålitelighetsanalysene kjørt med et standardavvik på 10 kPa på det faste leddet, og et standardavvik på 0,2 kPa på trendleddet. Det er også kjørt analyser med standardavvik på 8,5 og 4,8 kPa på det faste leddet, og 0,08 og 0,05 kPa på trendleddet. Inputparameterne og de korresponderende resultatene kan sees i Figur 28, beregningsgrunnlaget er samlet i Figur 24.

ADP-forholdet er primært modellert som deterministisk i beregningene for "tidligere" praksis, men også variert basert på analysene i 6.2, se Figur 28.



Figur 26 Standardavvik for udrenert skjærfasthet fra treaksialforsøk, basert på representativ skjærfasthet og COV for måleusikkerhet fra litteratur.



Figur 27 Standardavvik for udrenert skjærfasthet fra treaksialforsøk, basert på skjærfasthet tatt ut ved 1% tøyning og COV for måleusikkerhet fra litteratur.

6.6.2 Statistisk analyse av skjærfasthetsparametre for "dagens" praksis

Dagens praksis, basert på treaksialforsøk på opptatte 54 mm prøver og CPTU-forsøk med bruk av blokkprøvekorrelasjoner, gir et langt bedre grunnlag for statistisk analyse. Resultatene av en forholdsvis enkel analyse for eksemplet i denne rapporten er vist i Figur 1, og er brukt videre i pålitelighetsanalysene. ADP-forholdet er tatt inn som variabel, basert på avsnitt 6.2. Datagrunnlag og resultater kan sees i Figur 21 og Figur 28.

6.7 Resultater fra pålitelighetsanalysene

Man tar ut et designprofil med høyere skjærfasthet i dagens praksis enn hva man gjorde for tidligere praksis, noe som gir en tilhørende høyere materialfaktor, se Figur 28. Sviktsannsynligheten, p_f , rapportert i denne tabellen er basert på antagelsen om at materialfaktoren er normalfordelt, noe som oppfattes som rimelig, og på at fasthetsprofilen er antatt representativt, ikke konservativt. Det må merkes at disse sviktsannsynlighetene kun må oppfattes som egnet for sammenligning og ikke for design, all den tid pålitelighetsanalyse med FOSM er en relativ enkel tilnærming til pålitelighet, blant annet avhengig av definisjonen av sikkerhetsmarginen. Det er heller ikke inkludert noen modellering av triggermekanismer i disse analysene, noe som ville kunne gi årlige sviktsannsynligheter hvis de ble kombinert med mer avanserte pålitelighetsanalyser. Pålitelighetsindeksen, β , er definert som μ/σ i denne sammenhengen, dvs. et mål på hvor mange standardavvik vi befinner oss fra brudd. En robust, transparent pålitelighetsanalyse som FOSM vurderes som nyttig for et komparativt formål som i denne rapporten.

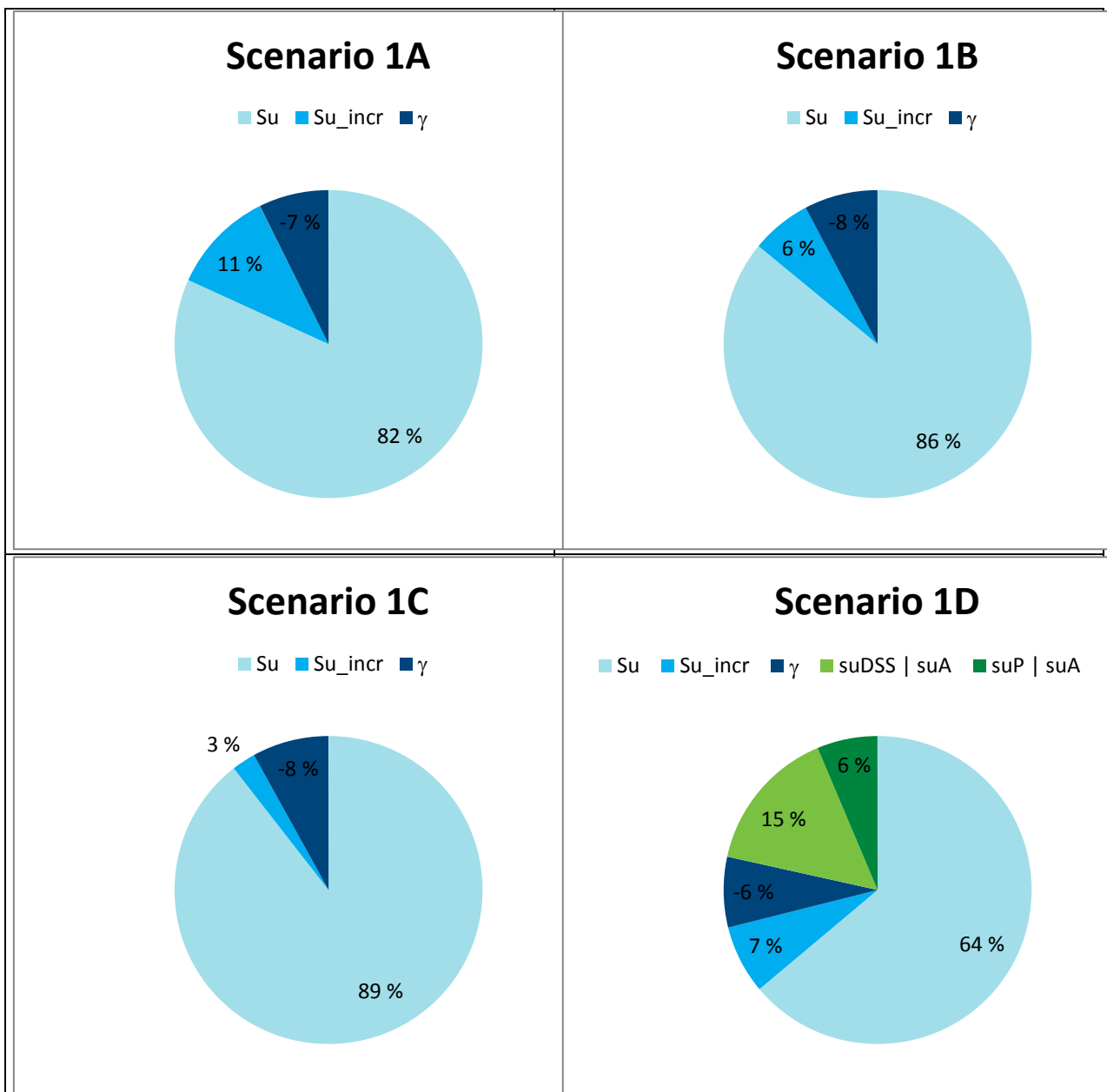
Tidligere, scenario 1A	Parameter	Su_top	Su_incr	Tyngdetetthet	S _{uDSS} /S _{uA}	S _{uP} /S _{uA}	F	P _f	β
	Middelverdi	24	1,5	19,5	0,600	0,300	1,289		
	Standard avvik	10	0,2	0,68	-	-	0,344		
Tidligere, scenario 1B	Parameter	Su_top	Su_incr	Tyngdetetthet	S _{uDSS} /S _{uA}	S _{uP} /S _{uA}	F	P _f	β
	Middelverdi	24	1,5	19,5	0,600	0,300	1,289		
	Standard avvik	10	0,08	0,68	-	-	0,342		
Tidligere, scenario 1C	Parameter	Su_top	Su_incr	Tyngdetetthet	S _{uDSS} /S _{uA}	S _{uP} /S _{uA}	F	P _f	β
	Middelverdi	24	1,5	19,5	0,600	0,300	1,289		
	Standard avvik	10	0,05	0,68	-	-	0,341		
Tidligere, scenario 1D	Parameter	Su_top	Su_incr	Tyngdetetthet	S _{uDSS} /S _{uA}	S _{uP} /S _{uA}	F	P _f	β
	Middelverdi	24	1,5	19,5	0,623	0,359	1,326		
	Standard avvik	10	0,08	0,68	0,058	0,106	0,348		
Tidligere, scenario 1E	Parameter	Su_top	Su_incr	Tyngdetetthet	S _{uDSS} /S _{uA}	S _{uP} /S _{uA}	F	P _f	β
	Middelverdi	24	1,5	19,5	0,623	0,359	1,325		
	Standard avvik	8,5	0,08	0,68	0,058	0,106	0,303		
Tidligere, scenario 1F	Parameter	Su_top	Su_incr	Tyngdetetthet	S _{uDSS} /S _{uA}	S _{uP} /S _{uA}	F	P _f	β
	Middelverdi	24	1,5	19,5	0,623	0,359	1,325		
	Standard avvik	4,8	0,08	0,68	0,058	0,106	0,190		
Dagens, scenario 2A	Parameter	Su_top	Su_incr	Tyngdetetthet	S _{uDSS} /S _{uA}	S _{uP} /S _{uA}	F	P _f	β
	Middelverdi	26	2	19,5	0,623	0,359	1,514		
	Standard avvik	8,5	0,5	0,68	0,058	0,106	0,335		
Dagens, scenario 2B	Parameter	Su_top	Su_incr	Tyngdetetthet	S _{uDSS} /S _{uA}	S _{uP} /S _{uA}	F	P _f	β
	Middelverdi	26	2	19,5	0,623	0,359	1,515		
	Standard avvik	5,2	0,1	0,68	0,058	0,106	0,220		

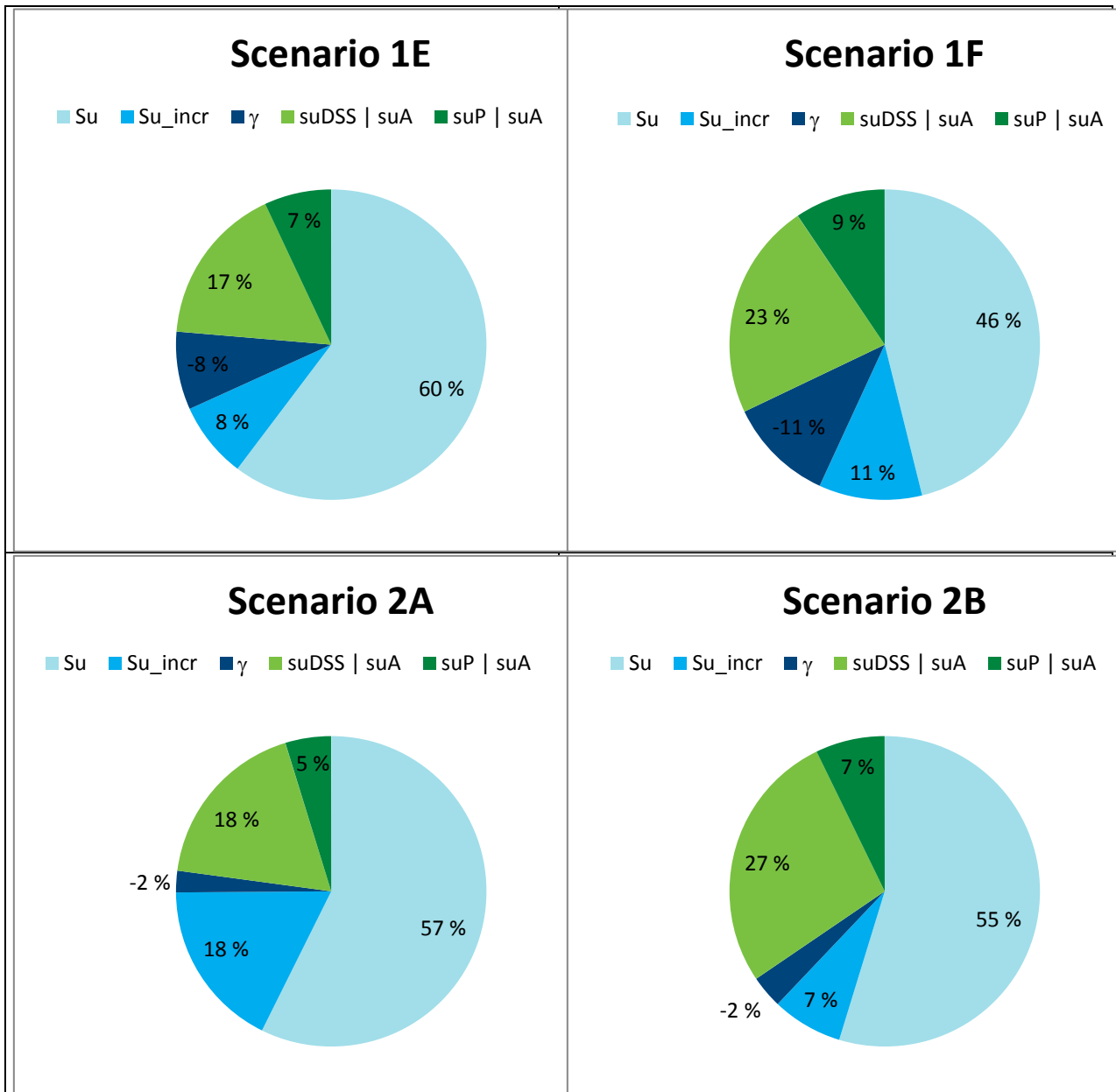
Figur 28 Resultater FOSM-analyser.

Det er også utført sensitivitetsanalyser for scenariene som vist i Figur 28. Resultater FOSM-analyser, se Figur 29. Sett i sammenheng viser disse illustrasjonene at for scenario 1a-c, så er det skjærfastheten som påvirker påliteligheten mest. Middelverdiene holdes fast for disse analysene, det er kun standardavviket som endres fra analyse til analyse, og for scenario 1a-c er COV_{Su_incr} henholdsvis 13, 5 og 3%. Påliteligheten endres lite av endringen i variasjonen ved en økende skjærfasthet med dybden, siden det er det faste skjærfasthetsleddet som dominerer analysene.

I scenario 1d-f (tidligere praksis) inkluderes ADP-forholdet som en stokastisk variabel. Dette er valgt til tross for at analysene som de stokastiske ADP-faktorene er basert på er basert på korrelasjoner som ikke er tilgjengelig gjennom definisjonen på "tidligere praksis". Disse har en ikke ubetydelig innvirkning på påliteligheten.

I scenario 2 (a og b) beregnes påliteligheten for "dagens praksis". ADP-faktorene er stokastisk modellert. Usikkerhetene i scenario 2 er lavere enn for scenario 1, siden man har et bedre grunnlag for statistisk modellering av inputparameterne. Scenario 2 er inkludert for å demonstrere konsekvensen av lavere variasjon (mindre usikkerhet) på inputparameterne, i dette tilfelle på den inputparameteren som har størst påvirkning på påliteligheten, dvs. skjærfastheten.





Figur 29 Sensitivitetsplott for pålitelighetsanalysene.

Det er i den overstående valgt FOSM som pålitelighetsmodell. Som nevnt er den ikke inherent, og ville ikke ha vært et naturlig valg dersom man skulle hatt ut sviktsanssynlighet eller pålitelighetsindeks for design. For rangering av tiltak eller konsekvenser av f.eks. omfang og kvalitet av grunnundersøkelser, er det vurdert til å være en akseptabel metode når sikkerhetsmarginen er definert likt for alle analysene. Et annet minus er at man må anta sannsynlighetsfordelingen på forhånd. Vi ser dette som akseptabelt for formålet med denne studien, og har valgt å anta at materialfaktoren er normalfordelt. En fordel med FOSM er at metoden er robust og transparent.

7 Konklusjoner

Det er vist at økt omfang og bedret kvalitet på grunnundersøkelser øker påliteligheten til en stabilitetsanalyse for det eksemplet som er beskrevet i rapporten. Det er synliggjort hvilke usikkerheter som går inn i en slik vurdering, hvordan disse kan kvantifiseres og til en viss grad hvordan disse kan reduseres.

Det er vist hvordan kvantifisering av de ulike varierende inputparametrene i en ADP-analyse påvirker påliteligheten til stabilitetsanalysen. Dette kan videre benyttes til å vurdere hvor det er mest å hente for å øke pålitelighetsnivået. I eksemplet over går sviktsannsynligheten ned til en tredjedel for "dagens praksis" i forhold til "tidligere" praksis. Den videre reduksjonen av sviktsannsynlighet (dvs. økning i pålitelighet) ved reduksjon av usikkerheten i skjærstyrke (som er den dominerende variabelen) er også vist, og viser potensialet ved dokumentert redusert måleusikkerhet og transformasjonsusikkerhet.

Usikkerhetene kan kvantifiseres og delvis reduseres ved å øke omfanget av grunnundersøkelsene. Det vil normalt gi bedre dekning av området og minske usikkerhetene forbundet med lagdeling, mulige lokale svake lag osv. Dette vil igjen forbedre beregningsmodellene og øke påliteligheten av utførte beregninger. Så lenge en ikke gjennomfører en statistisk vurdering av datamengden er det vanskelig å avgjøre hvor omfattende en grunnundersøkelse må være.

Usikkerhetene kan kvantifiseres og delvis reduseres ved å redusere måleusikkerhetene, både for felt- og laboratoriemetoder. Det samme gjelder reduksjon av transformasjonsusikkerheten. Dette er demonstrert for CPTU-undersøkelser.

7.1 Matrise fra likestillingsprosjektet med krav til grunnundersøkelser/ oppfølging

Et første utkast til hvordan sikkerhetsnivået av skråninger kan behandles er satt opp i Tabell 7, som også presentert i SINTEF rapport SBF2012 A0309 "Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?" / 44/. Det presiseres at dette er et høyst foreløpig forslag.

Hovedmålsettingen er å øke pålitelighetsnivået for en kvikkleireskråning. Det tenkes at dette kan gjøres ved å benytte omfang av og kvalitet på grunnundersøkelser, nøyaktigheten ved analysemetoder samt god byggeplassoppfølging som insentiv. Fokus i denne rapporten er kvalitet av og omfang av grunnundersøkelser og betydningen dette vil ha for sikkerhetsnivået.

Tabell 7 Første utkast til matrise for uttak av materialfaktor for CC3 i en kvikkleireskråning (tanken er at denne er relativt overordnet og at det stilles mer spesifikke krav andre steder) / 44/.

Kvalitets-klasse	Minste krav til grunnundersøkelser	Minste krav til oppfølging ved tiltak ³⁾	Krav γ_M	Krav til analyser	Evt. prosentvis forbedring ¹⁾
1	<p>Datagrunnlag felt (ønsket praksis): Som for klasse 2 + Blokkprøver/ evt. høykvalitets sylinderprøver med rask prøveutskyvning + Lokale poretrykksmålinger/ beregnede verdier i punkter det er utført høykvalitets lab + CPTU i anvendelsesklasse 1 – NGF-melding nr. 5</p> <p>Datagrunnlag lab (ønsket praksis): Som for klasse 2 + Aktive- og passive treaksialforsøk fra høykvalitets prøver. + Evt. direkte skjærforsøk fra høykvalitets prøver. + Ødometerforsøk fra høykvalitets prøver.</p>	<p>Ved topografiske endringer (avlastning/ oppfylling): + Oppfølging av kvalifisert personell på fulltid (geotekniker) + Poretrykkskontroll under utførelse + Krav til kompetanse for utførende i kvikkleireområder?</p> <p>Andre konstruktive tiltak: Som ved topografiske endringer + Ved KS-stabilisering iht. egen liste, ref. NGF-veiledning? + Andre konstruktive tiltak iht egen liste?</p>	Lav	FEM-analyser, både ADP og effektivspenning	Nivå 1 ²⁾
2	<p>Datagrunnlag felt (dagens praksis): 54 mm prøver Poretrykksmålinger Enkle sonderinger CPTU med blokkprøve-korrelasjoner</p> <p>Datagrunnlag lab (dagens praksis): Rutineundersøkelser inkl. flyte- og utrullingsgrenser Aktive treaksialforsøk Ødometerforsøk</p>	<p>Ved topografiske endringer (avlastning/ oppfylling): Deltids oppfølging av kvalifisert personell (geotekniker)</p> <p>Andre konstruktive tiltak: Som ved topografiske endringer + Ved KS-stabilisering iht. egen liste, ref. NGF-veiledning? + Andre konstruktive tiltak iht. egen liste?</p>	Mid-dels	Grenselikevekt, både ADP og effektivspenning	Nivå 2 ²⁾
3	<p>Datagrunnlag felt (gammel praksis): 54 mm prøver Vingebor Enkle sonderinger</p> <p>Datagrunnlag lab (gammel praksis): Rutineundersøkelser inkl. flyte- og utrullingsgrenser Aktive treaksialforsøk Ødometerforsøk</p>	Konstruktive tiltak tillates ikke på bakgrunn av lite grunnlag av gr.u.	Høy	Grenselikevekt, både ADP og effektivspenning	Prinsippet er ikke tillatt på bakgrunn av lite grunnlag av gr.u

¹⁾Benyttes kun dersom det ikke er teknisk eller økonomisk gjennomførbart med absolutt materialfaktor. Benyttes også kun for områdestabilitet. Kriterier må defineres.

²⁾Bør stilles strenge krav til gr.u. og oppfølging (undersøkelser lokalt langs tiltaket). Bør forankres i pålitelighetsanalyser.

³⁾Bør tilfredstille krav i Eurokode 7, kap. 4 (avhengig av geoteknisk kategori)

7.2 Videre arbeider

Det anbefales et videre arbeid på studier av måleusikkerhet og transformasjonsusikkerhet i felt- og laboratoriemetoder som påvirker stabilitetsanalysene, med den hensikt å etablere et grunnlag for bedre utførte grunnundersøkelser. Det bør også settes et større fokus på å utføre de riktige undersøkelsene for å få mest mulig riktige og pålitelige stabilitetsanalyser.

Dette bør gjennomføres som del av en større casestudie med en stor datamengde. I en slik studie bør det gjennomføres både enkle, komparative og mer sofistikerte pålitelighetsanalyser, der en kan inkludere triggermekanismer som kan gi årlige bruddsannsynligheter vurdert opp mot akseptable terskelverdier. Romlig variasjon og korrelasjonslengder bør inkluderes. Casestudiet bør også brukes til å vurdere hvorvidt man er i stand til å predikere riktig lagdeling og geometri.

Variasjonen i ADP-forhold, som i realiteten er stedsspesifikke, bør undersøkes ytterligere, det samme bør f.eks $N_{\Delta u}$ og andre tolkningsfaktorer ved tolkning av CPTU-resultater. På denne måten kan usikkerhetene i datagrunnlaget som benyttes for bestemmelse av s_{uA} ved blokkprøvekorrelasjoner kvantifiseres. Man kan videre se på hva man oppnår ved å ta blokkprøver i spesifikke prosjekter for å minimere usikkerhetene i datagrunnlaget.

8 Referanser

- / 1/ Ang, A. A. H. S. (2005), "Probability concepts in engineering planning and design".
- / 2/ Baecher, G. B. & Christian, J. T. (2003): "Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering", John Wiley and Sons Ltd., Canadian Geotechnical Journal 33(6), 956-983.
- / 3/ Bucher, C. & Bourgund, U. (1990), "A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems.", Structural Safety 7, 57-66.
- / 4/ Cho, S. E. (2007), 'Effects of spatial variability of soil properties on slope stability', Engineering Geology 92(3-4), 97-109.
- / 5/ Cornell, C. (1969), 'A probability based structural code', Journal of Structural Division, ASCE 93, 171-200.
- / 6/ Direktoratet for byggkvalitet publikasjonsnummer HO-2/2011. "Veiledning om tekniske krav til byggverk". <http://byggeregler.dibk.no/dxp/content/tekniskekrav/>, lastet ned 2012-06-26.
- / 7/ DNV (2002), 'DNV-RP-c207'.
- / 8/ El-Ramly, H., Morgenstern, N. & Cruden, D. (2002), 'Probabilistic slope stability analysis for practice', Canadian Geotechnical Journal 39, 665-683.
- / 9/ FOR 2010-03-26 nr 489. "Forskrift om tekniske krav til byggverk (Byggteknisk forskrift)". Ikrafttredelse 2010-07-01.
- / 10/ Hasofer, A. & Lind, N. (1974), 'Exact and invariant second-moment code format', Journal of the Engineering Mechanics Division 100, 111-121.
- / 11/ Karlsrud, K., Lunne, T. & Brattlien, K. (1996): "Improved CPTU correlations based on block samples". NGM Nordisk Geoteknikermøte 1996, Reykjavik, Island.
- / 12/ Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D.A. & Strandvik, S.(2005): "CPTU correlations for clays". Proceedings, 16th ICSMGE, Osaka, Japan.
- / 13/ Kulhawy, F.H. (1992). "On evaluation of static soil properties" Stability and performance of slopes and embankments II (GSP 31). Edited by R.B. Seed and R.W. Boulanger. American Society of Civil Engineers, New York, pp. 95-115.
- / 14/ Lacasse, S. & Nadim, F. (1996), 'Uncertainties in characterising soil properties', Geotechnical Special Publ. 58(1), 49-75.
- / 15/ Leynaud, D., Mienert, J. & Nadim, F. (2004), 'Slope stability assessment of the helland hansen area offshore the mid-norwegian margin', COSTA - Continental Slope Stability Marine Geology 213(1-4), 457-480.
- / 16/ Low, B. K. (2007), 'E_icient spreadsheet algorithm for first-order reliability method', Journal of Engineering Mechanics 133(12), 1378-1387.
- / 17/ Low, B. & Tang, W. (2004), 'Reliability analysis using object-oriented constrained optimization', Structural Safety 26, 69-89.

- / 18/ Lumb, P. (1971). "Precision and accuracy of soil tests" In Proceedings of the 1st International Conference of Statistics and Probability on Soil and Structural Engineering, Hong-Kong, pp. 329-345
- / 19/ Madsen, H. O. & Egeland, T. (1988), "*Structural reliability: models and applications*", Oslo.
- / 20/ Melchers, R. E. (1999), "*Structural reliability: analysis and prediction*", Wiley, Chichester. 2nd ed.
- / 21/ Multiconsult rapport nr. 415559-RIG-RAP-001 rev. 00 (2012). "*Detektering av kvikkleire fra ulike sonderingsmetoder*". Datert 2012-11-30.
- / 22/ Multiconsult rapport nr. 415559-RIG-RAP-002 rev. 00 (2012). "*Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer*". Datert 2012-11-30.
- / 23/ Möllmann, A. (2011), '*A probabilistic finite element analysis of embankment stability under transient seepage conditions*', Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards 5(2), 110-119.
- / 24/ Möllmann, A. (2008), "*Probabilistische Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen mit analytischen Verfahren und der Finite-Elemente-Methode*", PhD thesis, Universität Stuttgart.
- / 25/ Myers, R. H. & Montgomery, D. C. (2002), "*Response surface methodology: process and product optimization using designed experiments*", Wiley, New York.
- / 26/ NGF (2010): "*Veiledning for utførelse av trykksondering*" NGF Melding nr.5, Rev. nr.3
- / 27/ NIFS rapport (2012). *Etatsprogrammet "NATURFARE – Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS). Delprosjekt 6: Kvikkleire*". Datert 2012-01-20.
- / 28/ NS-EN-1990:2002+NA:2008. Eurokode: "*Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*".
- / 29/ NS-EN-1997-1:2004+NA:2008. Eurokode 7: "*Geoteknisk prosjektering. Del 1: Almene regler*".
- / 30/ NS-EN-1997-2:2007+NA:2008. Eurokode 7: "*Geoteknisk prosjektering. Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver*".
- / 31/ Orchant, C.J., Kulhawy, F.H. og Tranutmann, C.H., (1988). "*Reliability-Based Foundation Design for Transmission Line Structures: Critical Evaluation of Insitu Test Methods*", Report EI-5507(2), Electric Power Research Institute.
- / 32/ Orr, T. & Farrell, E. (1999), "*Geotechnical Design to Eurocode 7*", Springer, Berlin.
- / 33/ Orr, T. L. L. (2000), '*Selection of characteristic values and partial factors in geotechnical designs to Eurocode 7*', Computers and Geotechnics 26(3-4), 263-279.
- / 34/ Phoon, K-K., Kulhawy, F.H. og Grigoriu, M.D., (1995). "*Reliability-Based Design of Foundations for Transmission Line Structures*". Report TR-1050000, Electric Power Research Institute.
- / 35/ Phoon, K.-K. & Kulhawy, F. H. (1999a), '*Characterization of geotechnical variability*', Canadian Geotechnical Journal 36(4), 612-624.
- / 36/ Phoon, K.-K. & Kulhawy, F. H. (1999b), '*Evaluation of geotechnical property variability*', Canadian Geotechnical Journal 36(4), 625-639.
- / 37/ PLAXIS (2011), Plaxis 2D.

- / 38/ Pula, W. & Bauer, J. (2007), "Application of the response surface method", Vol. 491 of CISM Courses and Lectures, Springer Vienna, pp. 147-168.
- / 39/ Rackwitz, R. (2001), 'Reliability analysis-a review and some perspective', Structural Safety 23(4), 365-395.
- / 40/ Rocscience (2011), Slide.
- / 41/ Schneider, J. (1997), "Introduction to Safety and Reliability of Structures, Vol. 5 of Structural Engineering Document", International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Zurich.
- / 42 / Silva F., Lambe W.T. & Marr A.W. (2008). "Probability and Risk of Slope Failure". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, December 2008, p. 1691-1699.
- / 43/ SINTEF rapport nr. SBF IN F10412 (2010). "Sikkerhetsprinsipper i vegbygging med fokus på områdestabilitet i leirområder". Datert 2010-12-22.
- / 44/ SINTEF rapport nr. SBF2012 A0309 (2012). "Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?". Datert 2012-11-30.
- / 45/ Spry, M.J, Kulhawy, F.H og Grigoriu, M.D., (1988). "Reliability-Based Foundation Design for Transmission Line Structures: Geotechnical Site Characterization Strategy", Report EL-5507(1), Electric Power Res. Institute
- / 46/ TNO (2011), Prob2b.
- / 47/ Uzielli, M. (2008), 'Statistical analysis of geotechnical data', Geotechnical and Geophysical Site Characterization pp. 173-193.
- / 48/ Vanmarcke, E. (1977), 'Probabilistic modeling of soil profiles'. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(11):1127-1246, 1977.

Vedlegg A - Notasjoner

Greske symboler

Symbol		Enhet
α	Helningsvinkel	°
α_p	Normaliseringsforhold udrenert skjærfasthet	-
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	-
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
σ'_c	Prekonsolideringsspenning	kPa
τ	Skjærspenning	kPa
τ_f	Skjærspenning ved brudd	kPa

Latinske symboler

Symbol		Enhet
a	Attraksjon	kPa
B_q	Poretrykkparameter $\Delta u / (qt - \sigma_{v0})$	-
c	Kohesjon	kPa
g	Tyngdeaksellerasjon	m/s ²
I_L	Flyteindeks	%
I_p	Plastisitet(indeks)	%
m	Modultall	-
M	Ødometermodul	MPa
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 plastisitetstetsgrense	%

Forkortelser

ADP	Aktiv, direkte, passiv
CAUa	Aktivt, anisotropt konsolidert, udrenert treaksialforsøk
CAUp	Passivt, anisotropt konsolidert, udrenert treaksialforsøk
COV	Variasjonskoeffisient
CPTU	Trykksondering med poretrykksmåling
DSS	Direkte skjærforsøk
FEM	Finite Element Method (endelige elementers metode)
FoU	Forskning og utvikling
GV	Grunnvannsstand
JBV	Jernbaneanverket
LUGD	Lokal udrenert/ global drenert
NGI	Norges Geotekniske Institutt
NIFS	Etatsatningsprosjektet 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



Teknologi for et bedre samfunn

www.sintef.no



Norges
vassdrags- og
energidirektorat

Norges vassdrags- og energidirektorat

Middelthunsgate 29
Postboks 5091 Majorstuen
0301 Oslo

Telefon: 09575
Internett: www.nve.no

