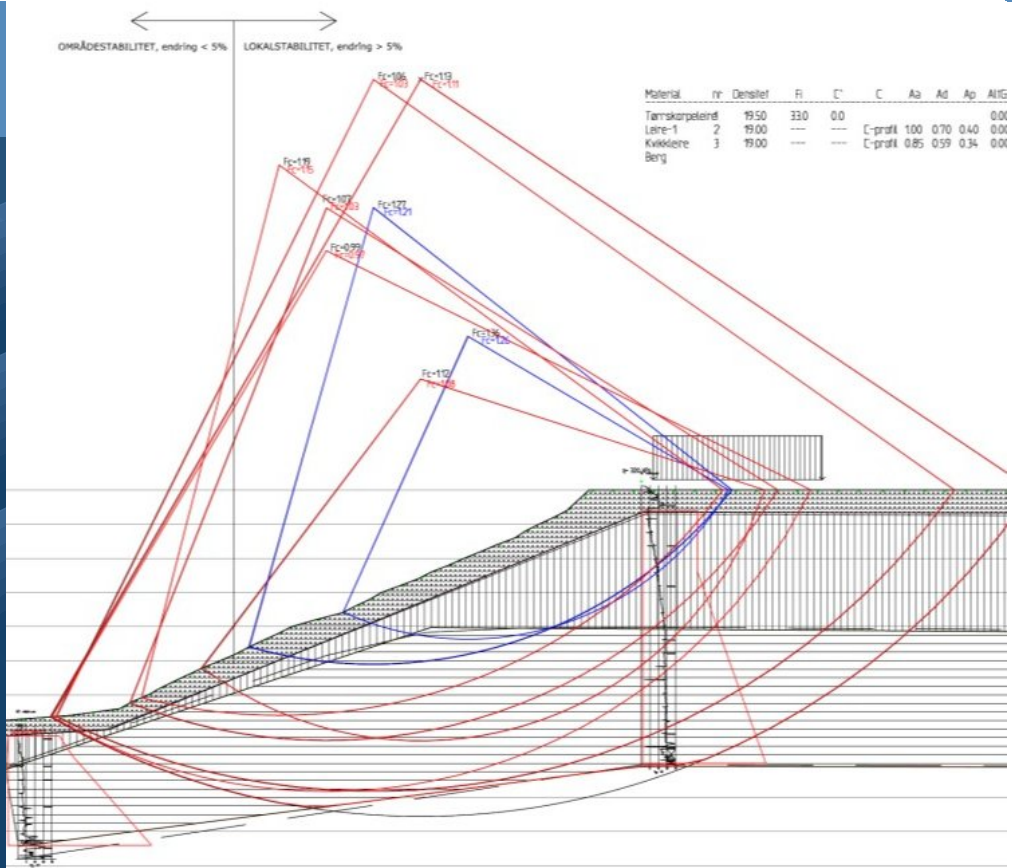




Workshop om sikkerhetsfilosofi

Naturfareprosjektet: Delprosjekt 6 Kvikkleire

104
2015



R
A
P
P
O
R
T



Rapport nr 104-2015

Workshop om sikkerhetsfilosofi

Utgitt av: Norges vassdrags- og energidirektorat
Redaktør: Margareta Viklund
Forfattere: Trude Nyheim, Stein-Are Strand og Einar Lyche, NVE
Frode Oset, Hanne Bratlie Ottesen og Kristian Aunaas, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

Trykk: NVEs hustrykkeri
Opplag:
Forsidefoto:
ISBN 978-82-410-1156-6
ISSN 1501-2832

Sammendrag: Den 8. desember 2014 arrangerte delprosjekt kvikkleire en workshop om sikkerhetsfilosofi. Hvordan ta hensyn til sprøbruddoppførsel, avgrensning av område- og lokalstabilitet, hvordan angi tilstrekkelig sikkerhet mot områdeskred, bruk av effektivspenningsanalyser for beregning av områdestabilitet og hvordan grunnundersøkelser kan påvirke krav til sikkerheten mot områdeskred. Bruk av sannsynlighet ble gjentagende ganger tatt opp. Denne rapporten gir en oppsummering fra workshopen. Foredragene er samlet som vedlegg i rapporten.

Emneord: sensitive leirer, sprøbruddmaterialer, kvikkleire, progressivt brudd, lokalstabilitet, områdestabilitet, naturlige skråninger, grunnundersøkelser

Norges vassdrags- og energidirektorat
Middelthunsgate 29
Postboks 5091 Majorstua
0301 OSLO

Telefon: 22 95 95 95
Telefaks: 22 95 90 00
Internett: www.nve.no

INNLEDNING

Workshop om sikkerhetsfilosofi

Sted: Statens vegvesens kontorer i Statens hus, Trondheim, 8. desember 2014.

Bakgrunn for temaet «Sikkerhetsfilosofi»

Delprosjekt kvikkleire i Naturfareprosjektet jobber med å samordne etatenes regelverk og sikkerhetsfilosofi innenfor tema som områdestabilitet og lokal sikkerhet for tiltak i terreng med forekomst av kvikkleire eller sprøbruddmateriale. Gjennom NIFS delprosjekt 6 kvikkleire er det uttrykt et behov for å etablere en omforent praksis for å vurdere prinsipper og sikkerhetskrav for område- og lokalstabilitet. I tilknytning til dette arbeidet har det blitt utført flere utredninger hos NGI, SINTEF, Multiconsult og NTNU (se vedlegg 1 v/Kristian Aunaas).

Delprosjekt Kvikkleire DP6 arrangerte en workshop om «sikkerhetsfilosofi» i Trondheim den 8. desember 2014. Deltema for workshopen var:

- hvordan ta hensyn til progressiv brudd ved utbygging i kvikkleireområder
- sikkerhetsprinsipper for naturlige skråninger
- avgrensning av lokal- og områdestabilitet
- muligheter for «premiering» av kvalitet og omfang av grunnundersøkelser.

Hovedmålet med workshopen var å ha en åpen dialog med fagmiljøet om sikkerhetsfilosofi i forbindelse med områdestabilitet og lokalstabilitet.

Denne rapporten gir en kort oppsummering av forskjellige deltema som ble diskutert på workshopen.

Program

Dato: 08.12.2014 Sted: Statens vegvesen Region midt, Statens hus, Trondheim

09:30 – 09:45	Innledning: Kristian Aunaas (SVV)
09:45 – 10:10	Progressiv brudd: NGI v/Hans Petter Jostad presenterer NGIs arbeid rundt dette tema.
10:10 – 10:30	Kort diskusjon rundt tema progressiv brudd v/Hans Petter Jostad
10:30 – 10:45	Pause
10:45 – 11:30	Lokal- og områdestabilitet: Sintef v/Stein Christensen, NIFS – rapport nr. 80 «Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring» SVV v/Frode Oset, hvordan avgrense lokal- og områdestabilitet – «administrativ grense»
11:30 – 12:00	Diskusjon rundt tema lokal – og områdestabilitet
12:00 – 12:30	Lunsj
12:30 – 12:50	Naturlig skråning: NVE v/Einar Lyche, noen stikkord: erosjonssikring, effektiv- og totalspenningsanalyser, spenningsendring.
12:50 – 13:30	Diskusjon rundt tema naturlig skråning
13:30 – 13:45	Pause
13:45 – 14:00	Grunnundersøkelser: Multiconsult AS v/Odd Arne Fauskerud, muligheter for «premiering» av omfang og kvalitet?
14:00 – 15:30	Generell diskusjon rundt tema sikkerhetsfilosofi (vi tar en pause etter behov)

Deltakere

Følgende deltakere var invitert til workshopen den 8. desember:

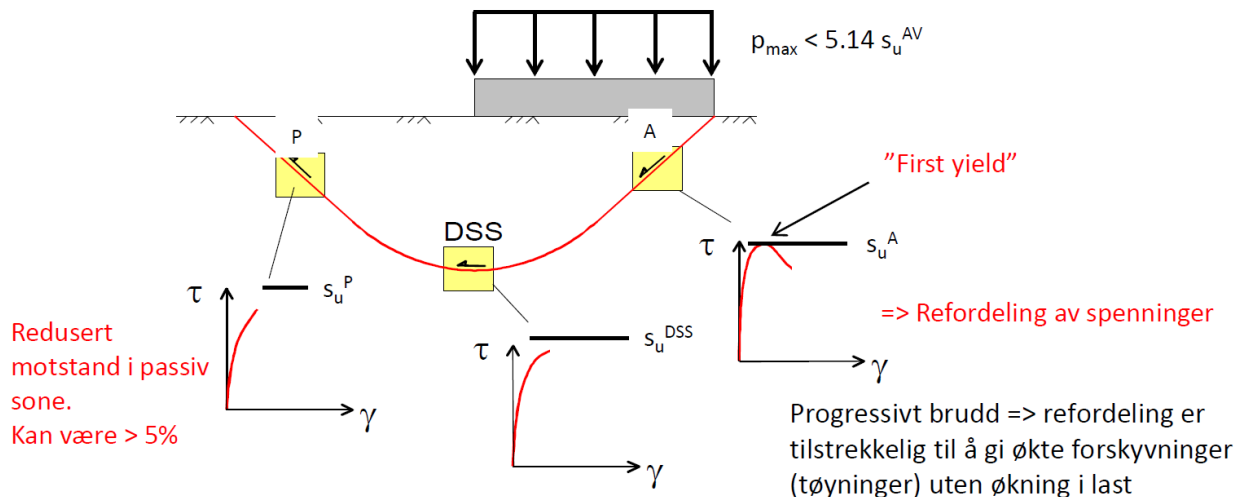
Nr	Navn	Firma
1	Kjell Karlsrud	NGI
2	Hans Petter Jostad	NGI
3	Petter Fornes	NGI
4	Vidar Gjelsvik	NGI
5	Jean – Sebasti�n L'heureux	NGI
6	Stein Christensen	Sintef
7	Odd Arne Fauskerud	Multiconsult
8	Rolf Sandven	Multiconsult
9	Arnfinn Emdal	NTNU
10	Per-Evert Bengtsson	SGI
11	Jan Ekstr�m	Trafikverket
12	Arne Engen	Norconsult
13	Even Øiseth	Rambøll
14	Tone Furuberg	Trondheim kommune
15	Bjørn Kristoffer Dolva	NIFS
16	Frode Oset	SVV
17	Kristian Aunaas	SVV
18	Vikas Thakur	SVV
19	Hanne Ottesen	SVV
20	Samson Degago	SVV
21	Svein E. Hove	SVV
22	Margareta Viklund	JBV
23	Mostafa Abokhalil	JBV
24	Einar Lyche	NVE
25	Trude Nyheim	NVE
26	Ingrid Havnen	NVE
27	Stein-Are Strand	NVE
28	Mads Johnsen	NVE
29	Steinar Schanche	NVE
30	Eirik Traae	NVE
31	Jan Eirik H�nshi	NVE

DELTEMA 1: PROGRESSIV BRUDDUTVIKLING

Presentasjon av NGIs resultater og diskusjon

NGI har igjennom prosjektene «Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire» og «NIFS N-6.5.2 Sikkerhet ifm utbygging i kvikkleireområder» gitt en anbefaling til hvordan man skal ta hensyn til effekt av sprøbruddoppførsel. De har basert seg på progressiv bruddmodellering med bruk av elementmetoden og bruk av styrke fra blokkprøver. Arbeidene er presentert i NIFS-rapporten «NGIs anbefalinger for krav til effekt av sprøbruddoppførsel» (ref.2)

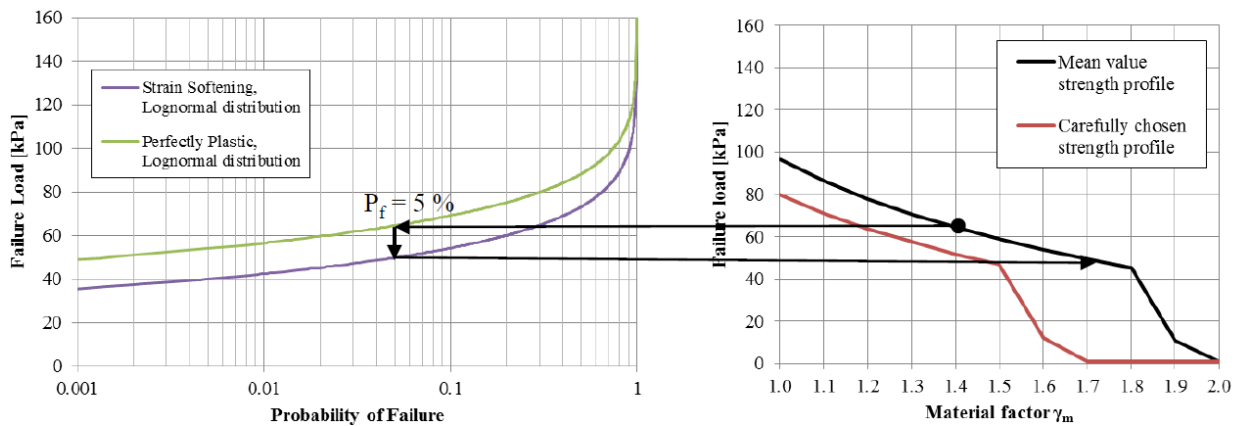
, og dermed redusert stabilitet. For å angi reell mobilisert bæreevnekapasitet ser man på reell styrke gjennom hele skjærflaten (aktiv, direkte, passiv sone). Man ser da at oppnådd styrke er lavere enn ved en perfekt plastisk oppførsel. Dette gjør at stabiliteten ikke kan beregnes vha. grenselikevektsmetoder. Det anbefales i stedet å bruke elementmetoden.



Figur 1 Reell styrke igjennom aktiv, direkte og passiv sone, vedlegg 2

NGI anbefaler lik sannsynlighet for brudd for materialer med og uten sprøbruddoppførsel /softening. Valg av karakteristisk styrke gir sannsynlighet for brudd. For å få en lik sannsynlighet for brudd ved perfekt plastisk oppførsel kontra korrigert for softening kan man kreve en høyere materialfaktor ved softening.

Eksempel: Hvis man antar 5 % sannsynlighet for brudd i perfekt plastisk materiale ved materialfaktor, γ_M , 1,4, vil man for å korrigere for sprøbruddoppførsel måtte ha en materialfaktor 1,7 for å få den samme sannsynligheten for brudd. Dette er altså en 20 % økning av materialfaktoren. Av tabellen nedenfor kan man se at en slik økning vil forekomme ved de fleste sannsynligheter.



Figur 2 Samme sannsynlighet for brudd gir 20 % økning av materialfaktor ved hensyn til sprøbruddoppførsel, vedlegg 2

Når korrigerer for sprøbruddoppførsel?

Det korrigeres for sprøbruddoppførsel dersom tiltak fører til betydelige spenningsendringer. Dette gjelder da ofte for lokale tiltak – lokalstabilitet. For områdestabilitet med kun naturlig skråning, uten noen særlig grad av spenningsendring, bør det ikke korrigeres for sprøbruddoppførsel. Alle NGIs studier er basert på blokkprøvedata som er lite forstyrret.

Hvordan ta hensyn til sprøhet?

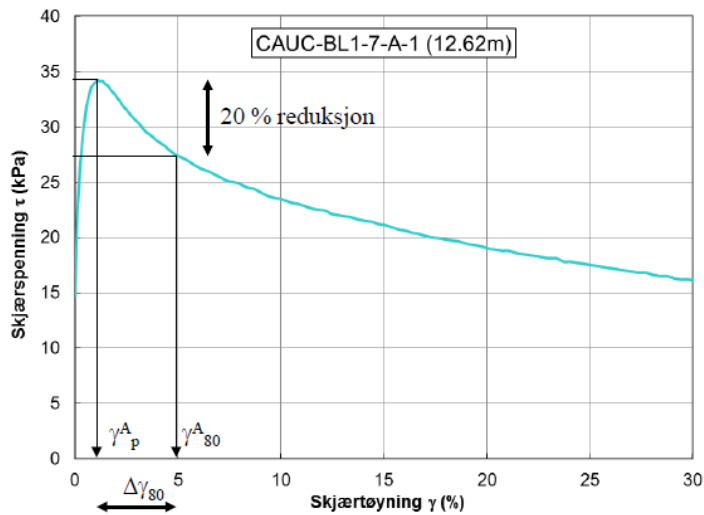
Effekt av sprøbruddoppførsel (valg av korreksjonsfaktor), avhenger av og differensieres ut ifra tre kriterier:

1. Belastningssituasjon
 - a) Pålastning – størst effekt av softening – avhengig av spenningsendring
 - b) Avlastning – mindre korreksjonsfaktor – effekt av softening mindre
 - c) Områdestabilitet - %-vis forbedring – ingen korreksjon av softening
2. Sprøhet (softening)

Parameteren $\Delta\gamma_{80}$ beskriver den endring i skjærtøyning som tilsvarer en reduksjon av udrenert skjærfasthet fra peak bruddstyrke til 80 % av bruddstyrken. Se figur 3.

Lav verdi for $\Delta\gamma_{80}$ betyr høy sprøhet. NGIs forsøk viser at også for materialer med sensitivitet under 15 kan $\Delta\gamma_{80}$ være 2-3 %, og dermed ha en sprøbruddoppførsel.

NGI anbefaler å ikke bruke sensitivitet som parameter ved definisjon av sprøbruddmaterialer.



Figur 3 Definisjon av $\Delta\gamma_{80}$, vedlegg 2

3. Styrkeprofil (dybde av materialene)

NGI anbefaler at man må korrelere resultatene fra den enkelte prøvetaking mot erfaringsverdier fra blokkprøvedatabaser. Dette fordrer imidlertid at man har blokkprøver med minimal prøvforstyrrelse.

I tillegg til de tre kriteriene, beskrevet i punkt 1-3, for korreksjon på grunn av sprøbruddmaterier, må prøve kvalitet og omfang av grunnundersøkelser tas hensyn til. Usikker bruddstyrke gir høyere korreksjonsfaktor. Lite eller dårlig datagrunnlag fra forsøk gjør at korreksjonsfaktoren bør være høyere.

Bæreevneprosjekt kan bidra til å angi i hvor stor grad softening reduserer bruddstyrken.

Hvor finne relevante korreksjonsfaktorer?

Korrelasjoner for å finne rutineparametere er vist i NIFS rapport 41/2013 State of the art: Blokkprøve (ref.3). Blokkprøvedatabasen som er presentert i del 2 av rapporten er mer utførlig beskrevet i Canadian Geotechnical Journal 2013, 50 (12) (ref.4).

NGI har i sin rapport NIFS N-6.5.2 Sikkerhet ifm utbygging i kvikkleireområder anbefalt flere forskjellige korreksjonsfaktorer, ved ulike belastningssituasjoner, sprøbruddforhold og styrkeprofil. Anbefalt reduksjon spenner fra 5% (lav sprøhet, $S_{uA inc} > 5$ kPa/m) til 25 % (middels-høy sprøhet, $\gamma_{ref} > 4m$, $S_{uA inc} = 2-3,5$ kPa/m).

$\Delta\gamma_{80} = 0-5^* \%$	Relativ $F_{softening}$ for høy og middels sprøhet		
	$\gamma_{ref} = 0-2 \text{ m}$	$\gamma_{ref} = 2-4 \text{ m}$	$\gamma_{ref} > 4 \text{ m}$
$s_u^{inc} = 2-3.5 \text{ kPa/m}$	1.10	1.10	1.15**
$s_u^{inc} = 3.5-5 \text{ kPa/m}$	1.05	1.10	1.10
$s_u^{inc} > 5 \text{ kPa/m}$	1.05	1.05	1.10

* Antatt variasjonsområde, bør kalibreres for lik bruddsannsynlighet

** Justert noe opp for å ta hensyn til trolig høy bruddsannsynlighet i dagens praksis

Figur 4 Anbefaling til sprøbruddkorreksjon (ref. 2)

Dagens praksis

Bruddstyrken reduseres med 5-15 %, avhengig av prøve kvalitet av blokkprøver. Det er en etablert praksis å følge anbefalingen fra Kjell Karlsruds foredrag i 2003 "Tolkning og fastlegging av jordartsparemetere – Karakteristisk jordprofil" (ref.5):

Type forsøk	Kvikk/meget sensitiv, $S_t > 15$	Lite/middels sensitiv leire, $S_t < 15$
Aktivt	10 – 15%	0 – 10%
DSS	5 – 10%	0 - 5 %
Passivt	0 – 5%	0

Figur 5 Etablert praksis for korreksjon av blokkprøver (ref.4)

NVEs veileder 7/2014 (ref. 6) anbefaler en generell 15% reduksjon av blokkprøvestyrken, men iht NGIs anbefalinger behøver man ingen korreksjon pga. sprøbrudd for områdestabilitet (ved naturlig terreng uten større spenningsendringer).

Statens vegvesen håndbok V220 (tidl. Håndbok 016, ref. 7) angir kun lokalstabilitet. I Statens vegvesen Håndbok V220 er det ikke beskrevet hvor mye av softening-effekten som er tatt inn i de angitte materialkoeffisienter angitt i figur 0.3. Figuren angir materialkoeffisient (materialfaktor) 1,4 for alvorlig konsekvensklasse ved nøytralt brudd. For sprøtt, kontraktant brudd økes materialkoeffisienten fra 1,4 til 1,5. Det kan sies at det dermed er tatt inn en ca. 7 % effekt av softening fra nøytralt til sprøtt, kontraktant brudd. Fra NGIs resultater kan det derfor tolkes at Vegvesenets krav for beregning av lokalstabilitet tar hensyn til sprøbruddoppførsel «godt nok».

Se presentasjon fra NGI v/ Hans Petter Jostad, vedlegg 2.

Kort oppsummering fra diskusjon:

- Korreksjon på grunn av sprøbruddoppførsel trengs ikke for en naturlig skråning. Ved eksempelvis sikkerhet på 1,1 bør man vurdere hva som hovedsakelig kan utløse et brudd. Kan en materialfaktor på 1,05 for en naturlig skråning aksepteres, dersom det er gitt at denne materialfaktoren inneholder alle naturlige og beregningstekniske usikkerheter?
- $\Delta\gamma_{80}$ vil variere avhengig av prøveforstyrrelser. Dermed er det vanskelig å fastslå denne parameteren.
- Hvor god er en god blokkprøve? Hvis man har en klasse 1 kvalitet, men 54, 72 eller 76

mm prøve (altså andre prøvetyper enn blokkprøver), hva sammenlikner man med i blokkprøvedatabasen? Man burde ideelt sett hatt blokkprøver for å sjekke mot korrelasjoner, men det er ikke praksis for det allmenne geotekniske firmaet. Usikkerhet i kvalitet kan løses med lump korreksjon. Man bør da bruke de kvalitetsklassene som finnes.

- For å sammenligne blokkprøver mot 75mm prøver kan man se på tøyingsforholdene i treaksforsøk. Men hva gjøres hvis man ikke har utført treaks-forsøk? Det er muligens unødvendig å gjøre treaks på 54mm, ettersom man allerede har underestimert styrken.
- NGI sitt forslag til sprøbruddkorreksjon, se Figur 54, tilsvarer omtrent dagens praksis, men med en liten differensiering.
- Man kan se på konkrete eksempler med nye data. Dette kan danne statistisk grunnlag for å indikere en «typisk» sprøbruddoppførsel i de samme avsetningstyper.
- NGI har ikke koblet sannsynlighet mot konsekvens i sprøbruddstudiet. NGI åpner for at konsekvens bør tas hensyn til. Hvilken sannsynlighet skal man i tilfelle bruke som dimensjoneringskrav: årlig, 50-års, krav i TEK10?
- Har bruk av CPTU tatt ned usikkerheten – hva er i så tilfelle usikkerheten i forsøkene? Menneskelige feil: hvordan håndtere denne usikkerheten?
- Sannsynlighet for brudd ved $\gamma_M = 1,4$ varierer fra 1/10000 til 1/100 i dag. Dette er en for stor variasjon. Man bør finne måter å håndtere denne spredningen – da ved å justere valg av karakteristisk styrke. Lav styrke og ikke sprøbrudd – veldig liten sannsynlighet for dette scenarioet.
- Forslag om at NVE bør ha minimum 1/1000 sannsynlighet for skred i kvikkleireveilederen. Menneskelige feil skal inkluderes i materialfaktoren.

Kort konklusjon:

- NGIs korreksjonstabell kan brukes ved lite forstyrret materiale fra blokkprøver.
- Anbefalingene må tilpasses praktisk prosjektering. Det gjennomføres sjelden blokkprøvetaking i «vanlige» prosjekter, og de prøvene som utføres kan ofte sies å være «mer forstyrret» enn «lite forstyrret» materiale.
- NGIs sprøbrudd-korreksjoner for tradisjonelle stabilitetsberegninger kan tas som en bekreftelse på behov for gradering av materialfaktor ut over 1,4 for lokalstabilitet. Men sprøbruddkorreksjonen inkluderer ikke hensyn til skadekonsekvens, slik Vegvesen håndbok V220 gjør (ref. 7).

Videre arbeid

- Implementering av rapportresultater i håndbøker og veiledere: hva gjøres om vi ikke har god nok blokkprøvekvalitet eller at alle forutsetninger er «etter boka»? Hvordan tar vi hensyn til prøveforstyrrelse?

- NIFS-etatene må vurdere disse forholdene med tanke på implementering i sine regelverk. Korreksjon p.g.a. sprøbruddoppførsel må sees i sammenheng med den totale sikkerhetsfilosofi som man skal komme frem til.
- NGIs anbefaling om å utelukke sensitivitet som definisjon av sprøbruddmaterialer må evalueres av NIFS-etatene.

DELTEMA 2 LOKAL – OG OMRÅDESTABILITET

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring

Gjeldende sikkerhetskrav

Iht. til byggeteknisk forskrift med veiledning (TEK 10, ref. 8), 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.

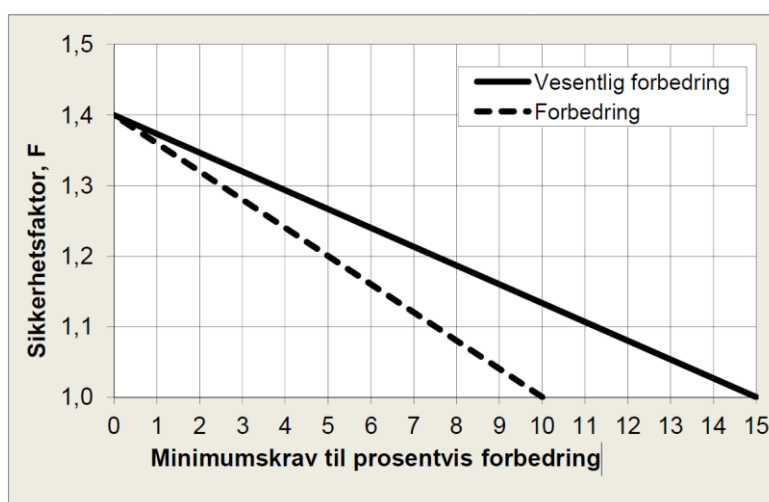
Sikkerhetsklasse for skred	Konsekvens	Største nominelle årlige sannsynlighet
S1	Liten	1/100
S2	middels	1/1000
S3	stor	1/5000

Figur 6 Fra byggeteknisk forskrift med veiledning (ref. 8)

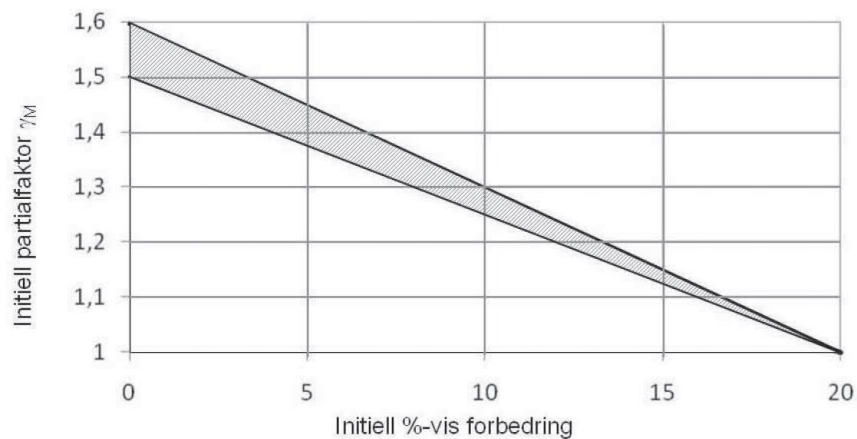
Kravene i TEK 10 gjelder uansett, og de kan oppnås/dokumenteres på ulike måter. Nasjonale standarder, retningslinjer og veiledninger kan angi strengere krav enn TEK 10, men aldri lempeligere krav.

Statens vegvesen håndbok V220 (ref. 7) og Jernbaneverkets retningslinjer (ref.9) angir nødvendig sikkerhet mot lokalskred ved bygging av henholdsvis veier og jernbane. Hvordan oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot områdestabilitet er angitt i NVEs veileder 7/2014 (ref. 6). Se også Frode Osets presentasjon «Hvordan avgrense lokal- og områdestabilitet, «administrativ grense»?» vedlegg 4 Statens vegvesen tillater per i dag kun bruk av prosentvis forbedring i unntakstilfeller. Statens vegvesen har også et strengere krav til den prosentvise forbedringen enn NVE. Jernbaneverket beskriver ikke prosentvis forbedring i egne retningslinjer, men sier at materialkoeffisienten skal økes når faren for progressiv bruddutvikling anses å være tilstede. Materialfaktoren skal normalt ikke settes lavere enn 1,3.

NIFS-etatene er enige om at ved vurdering av områdeskred skal NVEs veileder 7/2014 benyttes.



Figur 7 Prosentvis forbedring i henhold til NVEs veileder 7/2014 (ref. 6)



Figur 8 Fra Vegvesenets håndbok V220, figur 0.4 (ref. 7)

Bruk av prosentvis forbedring

NVEs veileder 7/2014 åpner for å bruke prosentvis forbedring som krav ved beregning av områdestabilitet. Premissene for å bruke prosentvis forbedring er at man skal benytte topografiske endringer eller bruk av lette masser for å oppnå kravet.

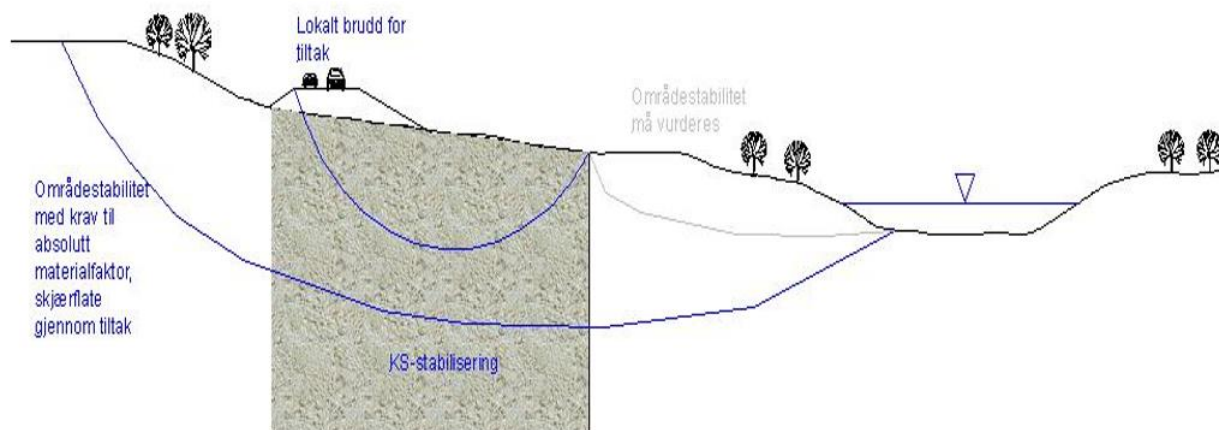
SINTEF mener at man ikke skal åpne for ren bruk av prosentvis forbedring. Man bør stille krav til en praktisk/økonomisk vurdering og begrunnelse for hvorfor det ikke anses mulig å bruke absolutt materialfaktor.

Konstruktive tiltak

Det bør kunne åpnes opp for bruk av konstruktive tiltak for å stabilisere en kvikkleireskråning. Dette kom også frem i diskusjoner med det geotekniske miljøet under et kvikkleireseminar i regi av NVE i mai 2012, ref. 12. En forutsetning er at det stilles krav til absolutt materialfaktor, samt at det vurderes hvordan tiltaket kan influere andre nærliggende konstruksjoner.

Mulige konstruktive tiltak for å bedre sikkerheten av en kvikkleireskråning kan være:

- Kalksementstabilisering
- Støttekonstruksjoner - midlertidige og permanente
- Masseutskifting med lette fyllmasser (allerede tillatt i dagens kvikkleireveileder)
- Saltdiffusjon og elektroosmose.



Figur 9 Forslag til prinsippsskisse bruk av konstruktive tiltak. (ref. 1)

Krav til utførelse

Det er i alle tilfeller viktig å unngå forverring av stabiliteten under bygging av tiltakene. Det bør stilles krav til geoteknisk kompetanse på byggeplass og krav til kontroll under utførelse. Det bør også sikres at det er god kommunikasjon mellom utførende og prosjekterende.

SINTEF mener at eventuelle krav til kvalitet og omfang av grunnundersøkelser bør tas opp til vurdering. Det bør stilles ekstra krav til grunnundersøkelser lokalt der forbedrende tiltak skal utføres. For en nærmere diskusjon angående sikkerhetskrav tilpasset kvalitet og omfang av grunnundersøkelser, se presentasjon av Fauskerud, vedlegg 6.

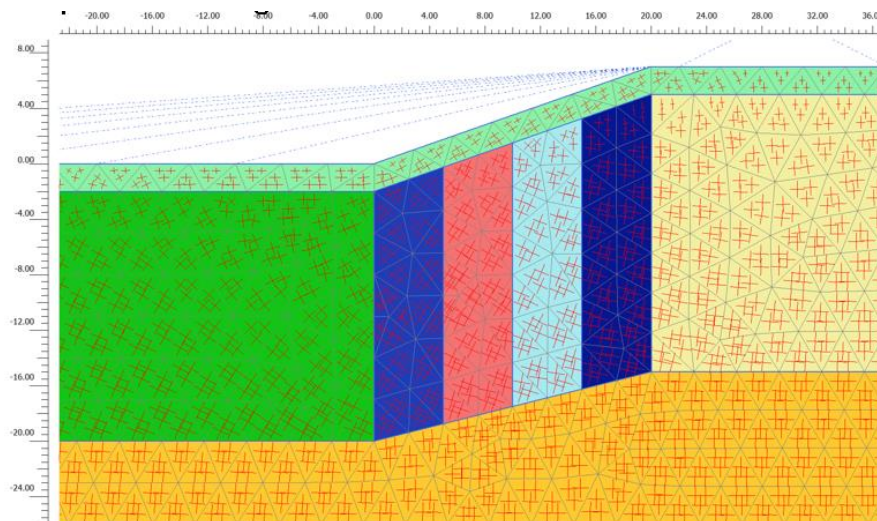
Usikkerheter i materialfaktor fra beregning

Karakteristiske verdier i en stabilitetsanalyse skal ligge nær middelvei (forsiktig anslått middelvei). Usikkerhet i materialparametre må derfor dekkes av materialfaktoren.

SINTEFs erfaring er at beregninger av sammensatte skjærflater kan gi 10-15 % lavere materialfaktor enn beregning med sirkulære skjærflater. Dette gjelder da for beregninger utført med lamellemetoden. Vegvesenets Håndbok V220 (ref.5), henviser til at stabilitetsberegninger som oppfyller alle likevektsbetingelser kun avviker fra hverandre med +/- 6 % (Duncan, ref. 10)

Prosentvis forbedring påvirket av hovedspenningsretning

SINTEF anbefaler at NVEs tabell for prosentvis forbedring i fremtiden bør inkludere effekt av rotert hovedspenningsretning. Hovedspenningsretningen for elementene i skråningen er dreid i forhold til et horisontalt terreng, noe som medfører at en større andel av skjærflatene går gjennom aktiv sone. Fullstendig rotert anisotropi kan medføre ca. 20-34% økning i sikkerhetsfaktor (Rabstad 2011, ref. 11). SINTEF antar at ca. 30-50% rotering av hovedspenningsretning grunnet anisotropi er rimelig.



Figur 10 Effekt av anisotropi, fra Rabstads masteroppgave (ref. 11)

Modellen som for tiden er under utvikling ved NTNU (udrenert effektivspenning, UESA), som bruker prinsippet med kritisk skjærspenning, er i denne sammenheng svært interessant å trekke inn i framtidig vurdering av områdestabilitet.

Pålitelighetsnivå (sannsynlighet) og konsekvens

SINTEF ønsker bruk av pålitelighetsnivå (sannsynlighet). Konsekvensen bør styre kravet til pålitelighetsnivået. SINTEF ser sannsynlighet opp mot kvalitet og omfang av grunnundersøkelser. For å kunne vurdere risiko påpeker de at sannsynligheten videre må kobles mot konsekvens. Konsekvensen av en hendelse vil styre kravet til sannsynlighet.

Diskusjon

- For treksforsøk er teorien om hovedspenningsretning i analysen fra Rabstad avklarende. Den viser at en større del av aktiv styrke slår inn enn tidligere beregnet. Dette gir en gevinst på aktiv styrke, og kan forklare at en skråning står med $\gamma_M = 1,0$.
- Bør det være en sertifiseringsordning av de konsulentene som utfører områdestabilitetsvurdering? Anbefalt kompetansekrav – må ha sidemannskontroll – og godkjenning for prosjektklasse 2 eller 3. Dette utelukker noen. Sertifiseringsordning for grunnundersøkelser er under arbeid.

Konklusjon

- I stabilitetsberegninger brukes mye sirkulærsylindriske flater, men sammensatte flater må også benyttes.
- Konstruktive tiltak kan benyttes, men det forutsetter krav til absolutt materialfaktor. Man bør også stille økte krav til grunnundersøkelser for å beregne lokalstabiliteten.
- For områdestabilitet, inkludert lokalstabilitet ved erosjon, kan prosentvis forbedring benyttes. Dette forutsetter økt aktsomhet under utførelse.
- Praktisk/økonomisk analyse bør til før man sier at prosentvis forbedring kan benyttes.
- SINTEF ønsker en revitalisering av udrenerte effektivspenningsanalyser.

Videre arbeid (foreslått av SINTEF):

- Pålitelighetsanalyser, sannsynlighet, bør inneholde krav til omfang og kvalitet av grunnundersøkelser, samt krav til analysemetoder.
- Ønsker å vurdere sikkerhet basert på sannsynlighet og konsekvens. I dagens NVE Veileder 7/2014 (ref. 6) styres sikkerhetskravet av omfanget av selve tiltaket, kombinert med faregraden. Det er altså ikke konsekvens for andre i faresonen som har betydning. Faregraden er heller ikke angitt med en tallfestet sannsynlighet. Høyere tiltakskategori angir kun mulig høyere sannsynlighet for konsekvenser på andre konstruksjoner (eksempelvis store fyllinger og skjæringer som kan øke sannsynligheten for skred). Det kan også være en høyere tiltakskategori fordi tiltaket bidrar til økende konsekvens i seg selv (eksempel tiltakskategori 4: næringsbygg, sykehjem, mer enn 2 boenheter). Gjeldende sikkerhetskrav tar altså ikke tilstrekkelig hensyn til mulige konsekvenser for eksisterende bygg, infrastruktur og mennesker. Dette bør sees på.
- Det trengs en utvidet beskrivelse av utløsende årsaker.
- Overgang mellom områdestabilitet og lokalstabilitet må klarere defineres.
- Omfang og kvalitet av grunnundersøkelser bør vurderes mer inngående.
- Effekt av hovedspenningsretning og NTNUs udrenerte effektivspenningsanalyser bør studeres videre.

Se presentasjon fra Stein Christensen, vedlegg 3.

Hvordan avgrense lokal- og områdestabilitet, «administrativ grense»?

En innføring i gjeldende regelverk ble også presentert av Frode Oset.

Definisjonene på område- og lokalstabilitet er beskrevet i NVE-veiledning 7/2014 (ref. 6):

Lokalstabilitet: Betegnelsen på en lokalt avgrenset stabilitetstilstand med mulighet for brudd (utglidning) i grunnen. Bruddet begrenses til det lokale påvirkningsområdet for spenningsendringen som har oppstått. Typiske eksempler er lokalt grunnbrudd under fylling eller fundament, lokal utglidning ved graving i skråning i byggegrøp eller i skjæring (stabilitetsbrudd), eller lokal utglidning i naturlig skråning som følge av poretrykksendring eller erosjon.

Områdestabilitet: En stabilitetstilstand der et initialt brudd kan igangsette en progressiv frem- eller bakoverrettet bruddutvikling i tilstøtende sprøbruddmaterialer, slik som er typisk for kvikkleire. Skredet kan bli omfattende dersom det omrørte sprøbruddmaterialet får fritt utløp i fallende terreng.

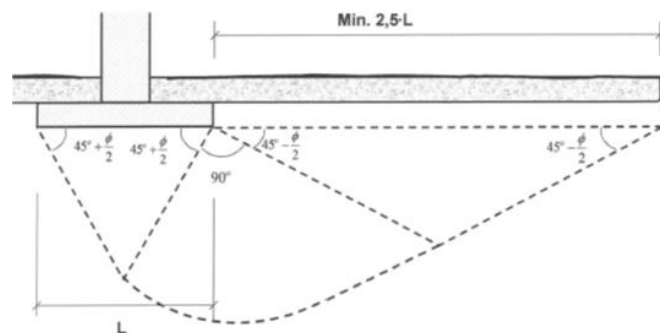
Regelverk som skal følges:

- Lokalstabilitet: Eurocode 7, Jernbaneanverket eller Vegvesenets egne retningslinjer – absolutt materialfaktor
- Områdestabilitet: TEK10 med veiledning og NVE Veileder 7/2014. Disse har samme krav, men NVEs veileder har en mer utførlig beskrivelse – kan bruke prosentvis forbedring

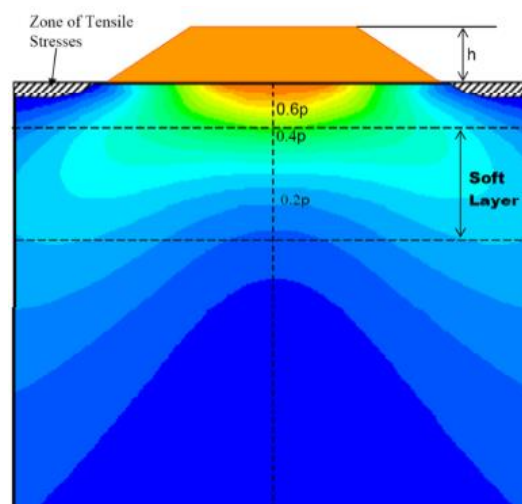
Hvordan skal grensen mellom lokal- og områdestabilitet defineres og hva skal den være?

- Skal det kun brukes absolutt materialfaktor for lokalstabilitet, eller kan det også brukes prosentvis forbedring?
- Er en fysisk avgrensning mellom lokal- og områdestabilitet mulig? Bør det da være mulig å se på det lokale utstrekningen av spenningsfeltet?

Dette anses som vanskelig fordi det ikke er noen direkte grense for denne lokale utstrekningen.

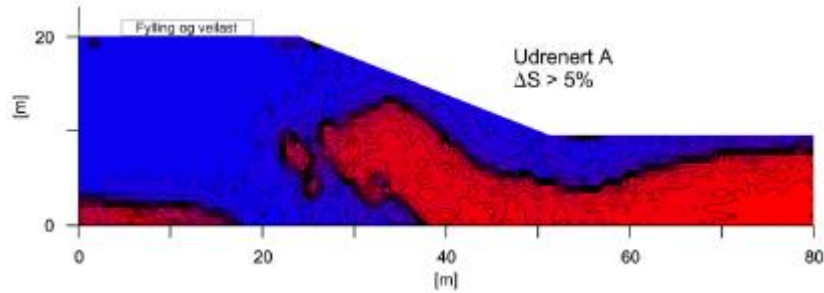


Figur 11 Bæreevne lokalt under fundamentet (illustrasjon Frode Oset)

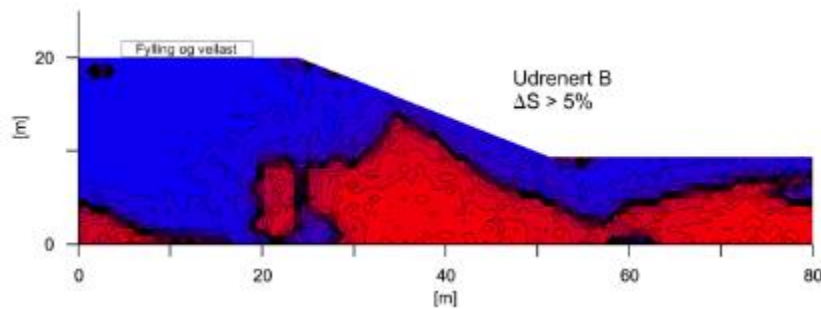


Figur 12 Spenningsfordeling under en vegfylling ut ifra FEM-analyser (ref. 13)

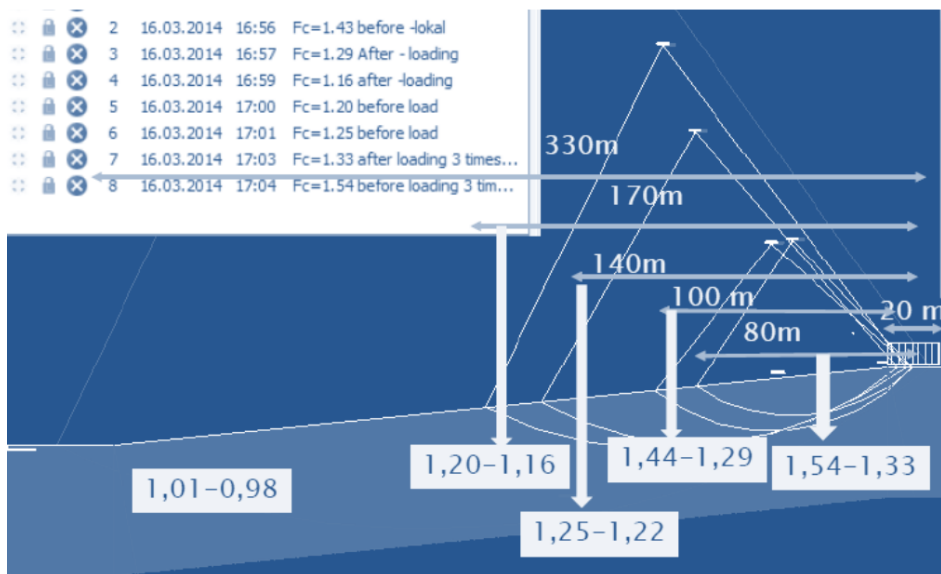
- Kan forskjellen mellom lokal- og områdestabilitet defineres ut ifra en «administrativ grense» for endring av materialfaktor? I så fall, kan man bruke grenselikevektsbetraktninger, eller må man se på spenningsendring ut ifra FEM-analyser? Kan dette i så fall defineres? NIFS ønsker en debatt om dette er praktisk relevant og eventuelle betingelser ved et slikt kriterium. Det må også diskuteres om 5 % er en relevant grense.



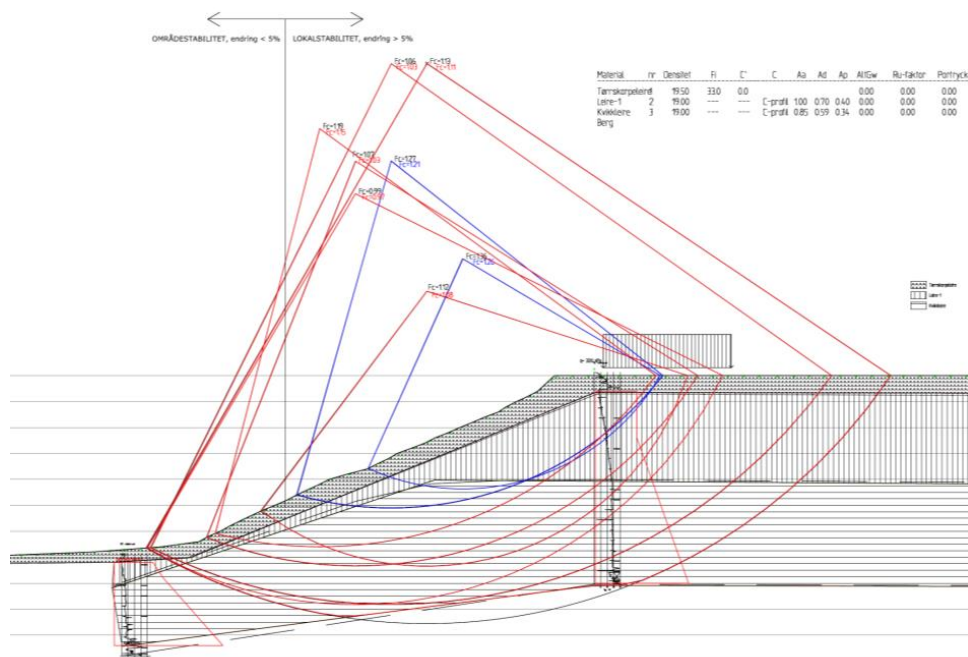
Figur 13 5% spenningsendring – udrenert effektivspenningsanalyse (ref.13)



Figur 14 Figur 15 5% spenningsendring – udrenert totalspenningsanalyse (ref.13)



Figur 15 Endring i materialfaktor eksempel 1. Skråningen var 30 m høy med helning på 1:10. Skråningen var lastet på toppen med 40 kPa (tilsvarer 2 m høy steinfylling). Jordartens aktive skjærfasthet (c_{uA}) antatt lik 10 kPa +2kPa/m og $S_{uDSS}/c_{uA} = 0.63$ og $c_{uE}/c_{uA} = 0,35$ ble brukt i beregningen (utarbeidet av Vikas Thakur, 2014).



Figur 16 Endring i materialfaktor, eksempel 2

Se presentasjon av Frode Oset, vedlegg 4.

Kort diskusjon

- Ikke sikkert at materialfaktoren er avgjørende for den utløsende mekanismen. Fokuser på utløsende mekanismer som kan endre sikkerheten. Viktigst å stoppe erosjon (og evt. annen utløsende årsak) og kontrollere selve byggeprosessen. Deretter kan man fokusere på krav til prosentvis forbedring av materialfaktoren, uavhengig av hva som er materialfaktoren i utgangspunktet. Ved et lavere krav til prosentvis endring må man ha strengere anleggskontroll.
- Drenert før tiltak- udrenert etter tiltak: hvordan sammenligne disse? Prosentvis forbedring må baseres på sammenligning av udrenert effektivspenningsanalyse før og etter tiltak.
- Er tinglysning et mulig virkemiddel for å kontrollere bruk av eiendommer? Sverige har en slags tinglysning med krav til grunneier.
- Det vil i mange tilfeller være relativt greit å skille hva som naturlig er henholdsvis områdestabilitet og lokalstabilitet, men det vil i enkelttilfeller være vanskelig å etablere et klart skille. Det bør derfor legges opp til at grensen kan være noe «flytende», og at det bør legges til rette for bruk av skjønn. Man bør ideelt sett, i fremtiden, finne sikkerhet uttrykt igjennom sannsynlighet og konsekvens. I dagens NVE veileder 7/2014 uttrykker faregraden en ikke tallfestet, men gradert, sannsynlighet for brudd.

Konklusjon

- Ingen stor motstand mot 5%-grensen. NIFS kan jobbe videre med dette.

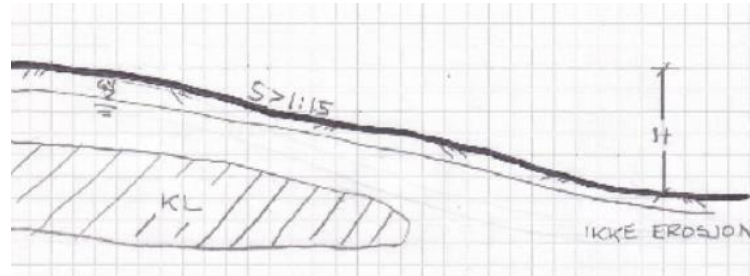
Videre arbeid

- Vurdere åpning for tilpasning av 5%-grensen ved spesiell geometri eller andre særtilfeller. Formulering vurderes eventuelt ved implementering.
- Vurdere om det er mulig å bruke prosentvis forbedring også for lokalstabilitet. Hvilke forutsetninger skal i så fall gjelde? Ved tiltak i potensielle faresoner bør de i alle tilfeller være krav til en maksimal tillat reduksjon av sikkerhetsfaktoren, også når den absolutte materialfaktoren fyller kravet til lokalstabilitet i de gjeldende retningslinjer for det aktuelle prosjektet. Temaet kan eventuelt håndteres gjennom fravikssøknader.
- Trengs det å revidere krav til områdestabilitet i Eurokode 7? Ta kontakt med Norsk Standard.

DELTEMA 3: NATURLIGE SKRÅNINGER – DRENERT/UDRENERT

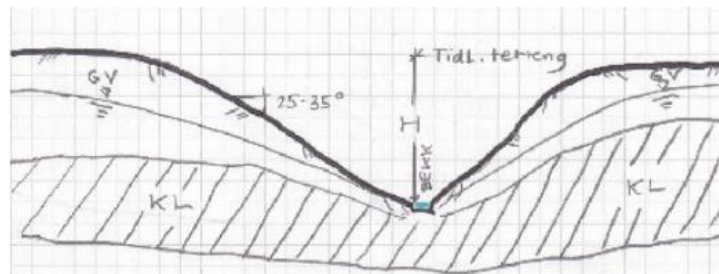
Forskjellige terrengetyper for områder med sprøbruddmaterialer:

- Jevne terrenghvåninger – Geologisk: avsatt på tidligere havbunn. Geoteknisk: ikke forbelastet, ofte homogene avsetninger.



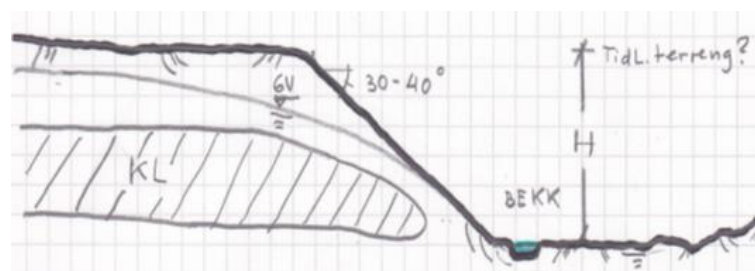
Figur 17 Jevn terrenghvåning, vedlegg 5

- Ravineskåninger – Geologisk: formet ved erosjon. Geoteknisk: erosjonsutsatt, lav sikkerhet, ofte kritisk for områdestabilitet.



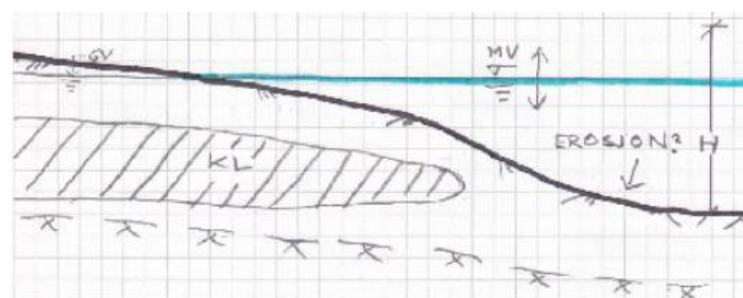
Figur 18 Ravineskåning, vedlegg 5

- Terrasseskåninger – Geologisk: erosjonsnedskjæring. Geoteknisk: erosjonsutsatt, lav sikkerhet, ofte kritisk for områdestabilitet.



Figur 19 Terrasseskåning, vedlegg 5

- Undersjøisk skråning (marbakke) – Geologisk: som terrenghvåning. Geoteknisk: bølgeerosjon/undersjøiske strømningskrefter. Strømningskrefter kan være kritisk fordi dette kan gi «usynlig» erosjon. Kvikkleire finnes også i skråninger under vann.



Figur 20 Marbakke, vedlegg 5

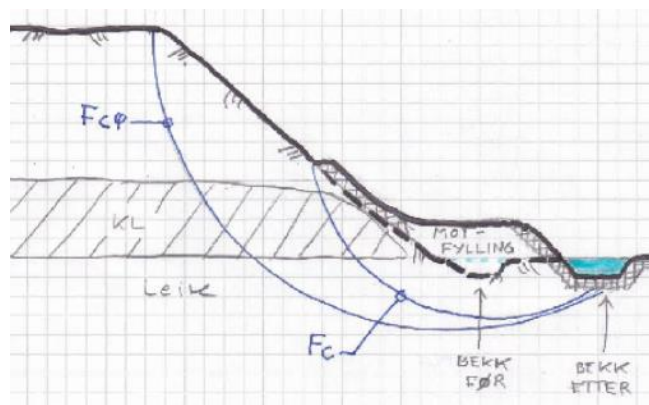
Definisjon av «naturlig skråning»: Med naturlig skråning menes en skråning som naturlig er formet av geologiske prosesser over lang tid, og som ikke er (betydelig) påkjent av menneskelig aktivitet, for eksempel i form av skjæringer og/eller fyllinger. Skråninger som tidligere er endret ved topografiske tiltak i form av nedplanering og/eller oppfylling, noe som er typisk for landbruksområder i ravinert terreng, vil også kunne karakteriseres som en naturlig skråning. I visse tilfeller vil naturlige skråninger også gjelde der hvor f.eks. veg – og jernbane har ligget over lengre tid, der eventuelle skjæringer eller fyllinger åpenbart må anses som en naturlig del av området. For de oppfylte, utgravde eller bearbejdede skråningene skal eventuelle svelle- og konsolideringsprosesser anses som avsluttet. Uendret spenningstilstand vil trolig opptre etter ca. 30-50 år, det vil si etter overstått konsolideringsprosess.

En hovedoppgave for NVE er å sikre naturlige skråninger der det er høy sannsynlighet (faregrad) og stor konsekvens ved skred. I praksis innebærer «stor konsekvens» at eksisterende bebyggelse eller samfunnsmessig viktig infrastruktur i en viss utstrekning vil være truet. Særlig naturlige skråninger som er påvirket av erosjon vil være kritisk i forhold til sannsynlighet for skred. Dette fordi erosjon er en prosess som før eller senere medfører (initiale) utglidninger som kan medføre udrenert spenningsendring som utløser sprøbrudd i sensitiv/kvikk leire.

Erosjonsutsatte, naturlige skråninger kan sikres mot slike udrenerte spenningsendringer ved tiltak som motvirker erosjon. Da vil det i den naturlige skråningen bevares en tilnærmet stabil (stasjonær) spenningstilstand, hvor sikkerheten best kan modelleres ved effektivspenningsanalyse. Det er ingen formell grunn til å forutsette at uforutsette «udrenerte» hendelser som ulovlig graving eller fylling (søknadspliktige tiltak som kan være kritisk for stabiliteten) i slike skråninger må tas hensyn til ved dimensjonering. Byggesaksbehandling etter Plan- og bygningsloven, samt innskjerping ovenfor landbruksmyndighetene, skal være vårt vern mot slike handlinger.

Erosjonssikring vil ofte være ganske beskjedne tiltak, med fylling av 0,5 – 1,0 m dekke av stabil sprengsteinmasse mot bunn og sider i bekk/elv, som i seg selv kan medføre flere prosent forbedring av sikkerheten både på total- og effektivspenningsbasis.

Ved noe større tiltak, for eksempel ved behov for en litt større motfylling, eller ved kompensasjonsgraving, må vurdering av gjennomførbarhet også omfatte lokal totalspenningsanalyse for tiltaket.



Figur 21 Motfylling, vedlegg 5

Ved effektivspenningsanalyse av naturlig skråning må en forutsette at tidligere grunnvannstand og poretrykk (som pånytt kan tenkes å oppstå i forbindelse med for eksempel ekstrem og eller langvarig nedbør, når disse vil virke ugunstig) legges til grunn for beregning av sikkerhet.

Se presentasjon av Einar Lyche, vedlegg 5.

Basert på disse forutsetninger ønsker NVE diskutert om ikke sikkerheten av naturlige skråninger med/uten behov for erosjonssikring kan vurderes slik:

- Effektivspenningsanalyse for områdestabiliteten, med krav $F_{c\phi} \geq 1,25$ (tilsvarende Eurokode), såfremt nødvendig erosjonssikring er gjennomført. GV og poretrykk vurderes med naturlig ekstremverdi.
- Ved vurdering av utbyggingstiltak innenfor den naturlige skråningens utstrekning (1:15) som ikke påvirker den drenerte spenningsstilstanden negativt (mindre enn 5% spenningsøkning? vedlegg 4), økes kravet til $F_{c\phi} \geq 1,4$.
- Totalspenningsanalyse for lokalstabilitet tilknyttet noe større sikringstiltak (spenningsøkning mer enn 5%?, vedlegg 4), for eksempel for motfylling ved skråningsfot. Andre forhold som tilsier totalspenningsanalyse av naturlige skråninger bør diskuteres/vurderes.
- Om man skal ta hensyn til jordskjelvpåkjenninger for områdestabilitet må avklares. Lite kritisk for skredutløsning ved hittil registrert seismisk aktivitet i fastlands-Norge? Mulig å bruke materiale fra NS8141 og NIFS-prosjekt angående dynamiske påkjenninger (ikke startet per mars 2014). Statens vegvesen har praktisert at fyllinger som ikke ligger slik at den påvirker nærliggende konstruksjoner direkte ikke trenger å ta hensyn til jordskjelv. Man har, som unntakstilfeller, påpekt at ved svært viktig vegforbindelser (f.eks. uten omkjøringsmuligheter o.l.), bør jordskjelvsdimensjonering av fyllinger vurderes.

Kort diskusjon

- Utløsning av skred vil være avhengig av hvor dypt kvikkleira ligger. Det foreslås at beregnet sikkerhet blir en del av faregradsmatrisen.

- Man må ha rask spenningsendring (større enn 5%?, ref. Frode Oset) for å bli udrenert.
- NGI 1966 – stor studie på sikkerhet på Romerike. Tok med erosjonsforhold – gradienten i bekken. Så ikke kvikkleireskred der det ikke er aktiv erosjon. Viktig å vurdere aktiv og ikke-aktiv erosjon igjennom nedslagsfelt og elvegradient.
- Beregnet materialfaktor kan komme inn i faregradsvurderingen som et ekstra element.
- Influensområde til et tiltak («begrensning av lokalstabilitet») er avhengig av hvilken sikkerhet du har i skråningen i utgangspunktet, se også presentasjonen «Hvordan avgrense lokal- og områdestabilitet, «administrativ grense»?», vedlegg 4.
- Kan den udrenerte sikkerheten i en naturlig skråning være under 1,0? Skjærkryp gjør skråningen mer ustabil med tiden. Men i naturlige skråninger foregår ofte en konstant drenering som stopper skjærkryp. Står alle naturlige skråninger med materialfaktor lik 1,0 grunnet langtids skjærkryp? Og om skråningene står på 1,0, ville de da ikke krøpet videre til brudd, gitt at drenasjen er så liten at «skjærkrypingen» fortsetter? Kan skråningen da plutselig gå til brudd? Det skjer i praksis kun ved en hurtig pålastning som fører til at det blir en udrenert situasjon. Betydningen av skjærkryp bør avklares.
- Enkelte i salen mener at man fortsatt bør beregne for udrenert situasjon uansett. Dette som en ekstra sikkerhetsmargin for å sikre mot uønskede hendelser i uoverskuelig fremtid, slik som utfyllinger som ikke er søknadspliktige og/eller vurdert av geotekniker. Det påpekes at risikoen for uønskede hendelser kan reduseres ved å forbedre regelverk og retningslinjer, samt ved informasjon. Det er lite realistisk å ta med seg alle tenkelige ulykker i dimensjoneringen.
- De fleste gjennomfører, bevisst eller ubevisst, en kombinert analyse ved stabilitetsberegninger for kvikkleireskråninger, gjennom bl.a. å benytte drenerte parametere for tørrskorpeleire/silt i topplaget både i passiv og aktiv sone ved totalspenningsanalysen. Dette gir som oftest den laveste sikkerheten for en naturlig skråning, så fremt den «rene» effektivspenningsanalysen ikke gir lavere beregnet sikkerhet grunnet bratt skråning og evt. høye poreovertrykk. Man kan anta at dagens praksis, med både effektiv – og totalspenningsbaserte beregninger med likevektsbetraktning, finner skjærflatene med lavest sikkerhet. En «kombinert metode», som foreslått av SINTEF, kan muligens gi et mer realistisk beregningsresultat. Men man vil uansett stå igjen med hvor stor sone som skal være udrenert (altså «lokalstabilitetssonen»).
- Grunnforhold avgjør uansett, uavhengig av kombinertanalyse/analysetype. Hvis bruddet først går så er det en udrenert tilstand som oppstår for hele bruddflaten i sprøbruddmaterialet. Det trengs ingen vurdering av dette. Altså er tilfredsstillende

lokalstabilitet av fylling og skjæringer (inkl. bæreevne under fylling) avgjørende. For å hindre et lokalt brudd er det viktig med kontroll av terrenningrep og erosjon i foten av skråninger.

- Når skal begrepet sikkerhetsfaktor brukes vs. når skal begrepet materialfaktor brukes?

Videre arbeid

- Viktig å koordinere sikkerhetskrav ved terrengarronding (graving, fylling, grøfter) i kvikkleire/sprøbruddområder. Man bør vurdere forslag til revisjon av rammene for tillatt søknadsfri oppfylling/utgraving i Plan- og bygningsloven. Man behøver også koordinering med landbruksorganets regler. Fokus på informasjon til alle berørte parter. Sverige utfører kontroll av erosjonssikring og har en tinglysning på eiendommene for å ivareta sikkerheten mot skred.

DELTEMA 4: KVALITET OG OMFANG AV GRUNNUNDERSØKELSER

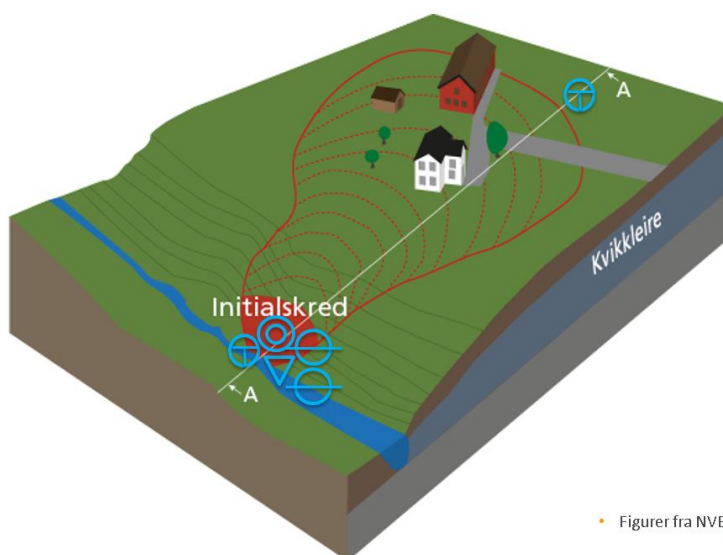
Grunnundersøkelser: Muligheter for «premiering» av omfang og kvalitet?

Det er et behov for å vurdere hvordan omfang og kvalitet av grunnundersøkelser kan påvirke materialfaktor eller en partialfaktor, for eksempel gjennom en korreksjonsfaktor som justeres ut ifra omfanget og kvaliteten av utførte grunnundersøkelser.

Standarder, veiledninger og håndbøker sier «noe» om dette, men det finnes ingen brukbar metodikk.

Foreløpig forslag er at den enkelte geotekniker skal vurdere nødvendig omfang og kvalitet. Dette begrunnes i følgende utfordringer:

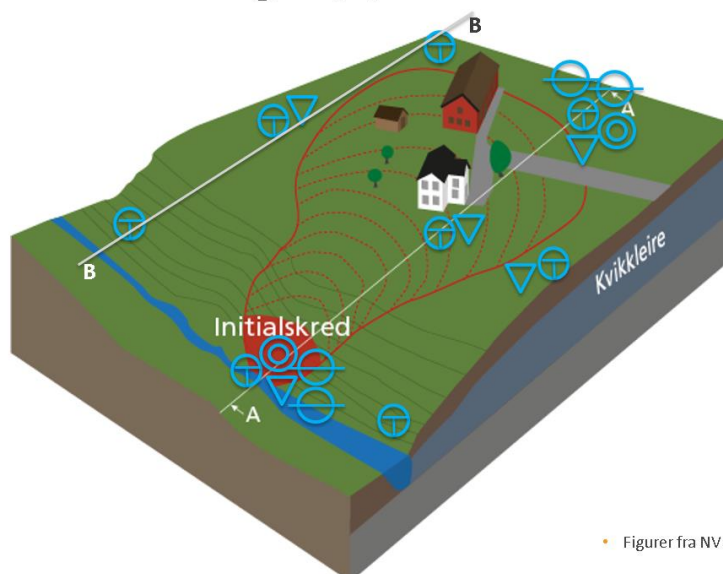
Hva er utfordringen (1)?



• Figurer fra NVE [Kvikkleireveiledn.](#) 2014

Figur 22 Minimumskrav til grunnundersøkelser i en kvikkleiresone, vedlegg 6.

Hva er utfordringen (2)?



• Figurer fra NVE [Kvikkleireveiledn.](#) 2014

Figur 23 Flere grunnundersøkelser enn minimumskravet i en kvikkleiresone, vedlegg 6.

Det er vanskelig å vurdere en hel sone under ett. Det vil være grunnundersøkelsene i det kritiske profilet som er avgjørende for korreksjonsfaktoren. Man kan derfor ta mange og dyre grunnundersøkelser uten at dette «hjelper» på korreksjonsfaktoren.

Forholdene varierer også fra sted til sted og det er vanskelig å definere allmenne krav for de ulike kvikkeiresonene. Det finnes også veldig mange parametere å vurdere når man skal utføre beregninger av materialfaktoren, så det er ikke ønskelig fra bransjens side å ha flere kompliserende forhold. Det anbefales derfor en pragmatisk løsning.

- Flere grunnundersøkelser gir bedre grunnlag. Det medfører en større kostnad for kunden – så hvorfor gjøre mer? Økt sikkerhetskrav ved få undersøkelser, lavere sikkerhetskrav ved mange undersøkelser av god kvalitet?
- Gunstige/ ugunstige forhold. Det er viktig å fremskaffe geologisk kunnskap tidlig i prosjektet.
- Dekning av grunnundersøkelsene (hele/deler av området), kvalitet, grunnundersøkelsesomfang, størrelse på tiltaket, variasjon i grunnforhold, poretrycksforhold, topografi, variasjon av lagdeling, geologiske forhold

	Gunstige forhold	Ugunstige forhold
Omfang av grunnundersøkelser	Undersøkelsene dekker hele det aktuelle området. Området er kartlagt med sonderinger, prøvetaking og poretryksmålinger.	Undersøkelsene ligger utenfor aktuelt område, eller dekker bare deler av området. Det er stor avstand mellom undersøkelsene. Undersøkelsene er ikke utført tilstrekkelig dypt.
Type og antall prøvinger	Prøvetaking i et antall punkter som gir representative data for hele området. Variasjon i egenskaper med dybden er også godt dekket. Prøvetaking tilfredsstillende anvendelsesklasse 1(*). Laboratorieforsøk av «veldig god til utmerket» kvalitet for relevante materialegenskaper. CPTU tilfredsstillende anvendelsesklasse 1	Ingen eller lite antall prøveserier. Dårlig prøve kvalitet. Sonderinger som ikke gir grunnlag for parameterbestemmelse. Parametervalg i stor grad basert på forstyrrede prøver og/eller empiriske data.

	Gunstige forhold	Ugunstige forhold
Grunnforhold	<p>Lite variasjon i grunnforhold innenfor området.</p> <p>Lagdeling godt kartlagt.</p> <p>Oversiktlig poretrykksfordeling i grunnen.</p>	<p>Uoversiktlig og variert lagdeling.</p> <p>Betydelig variasjon i materialegenskaper.</p> <p>Uryddige poretrykksforhold og hengende grunnvannsspeil.</p>
Utstrekning og topografi i området	<p>Lite område med ensartet topografi.</p>	<p>Stort område med ujevn topografi.</p>
Geologisk informasjon og annen informasjon	<p>Geologisk historikk med hensyn på avsetning, <u>forkonsolidering</u> etc. er godt kjent.</p> <p>Målinger foreligger fra relevante arbeider i tilsvarende grunnforhold i nærheten.</p>	<p>Uryddige avsetningsforhold.</p> <p>Relevante målinger eller erfaringer fra nærliggende område foreligger ikke.</p>
Annet???		

Figur 24 Grunnlag for partialfaktor fra grunnundersøkelser, vedlegg 6.

Hvordan kan vi belønne kvalitet og omfang ut ifra en slik betraktning av gunstige, midlere eller ugunstige forhold?

Kanskje gjennom en partialfaktor, f_{ck} , som er avhengig av disse gunstige eller ugunstige forholdene. En slik faktor kan legges enten på sikkerhetsfaktoren (γ_{cu}) eller $S_{u,A}$ (c_{uA}).

Det trengs en pragmatisk tilnærming.

Se presentasjon av Odd Arne Fauskerud, vedlegg 6.

Kort diskusjon

- Krevende å komme med et endelig krav til antall grunnundersøkelser, men man kan få retningslinjer som indikerer «nivå på grunnundersøkelsene».
- Viktig å skjønne geologien og se på forholdene. Graden av homogenitet i massene er viktig.
- Ved valg av en hensiktsmessig korreksjonsfaktor må man gi en begrunnelse for valgte parametere og antall borer. Utføres til dels i dag i forhold til uavhengig kontroll. Vanlig å ta med uavhengig kontroll allerede i bestemmelse av borplanen.
- Premiering av gode grunnundersøkelser er viktig. OK å ta det inn som en faktor.

Videre arbeid

- Krav til prosentvis forbedring er foreløpig ikke tatt inn. Dette må også vurderes.
- Kan tabellen for omfang av grunnundersøkelser kobles med risikovurderingene?
- Om det er mulig å lage en score og vekttall (som for faregrad) må vurderes og om dette er riktig må diskuteres. Viktig at en får samme veiledningen for vei og for andre konstruksjoner som bygges. Man trenger en veiledning tilpasset norske forhold.

SVENSK PRAKSIS

Jan Ekstrøm, Trafikverket

Liker at det norske systemer er utformet i fellesskap av hele den geotekniske bransjen.

Prøvetakning med 50mm er ok til 15 m dyp. Utfordring med jernbanetunneler, der man må ned til 25m dybde. Dette gir dårligere prøve kvalitet.

Ser på tid etter opptatt prøver og prøveforstyrrelse – i forhold til treks og ødometer.

Lokalstabilitet: Krav til veier er absolutt materialfaktor lik eller høyere enn 1,5, se Bengtssons foredrag nedenfor.

Områdestabilitet: Ingen angitte krav for bygg og veier. Kombinert analyse brukes i Sverige. Man ser på andel som gir laveste sikkerhet av udrenert totalspenningsanalyse og kombinert analyse. Man veker alltid mellom de to analysene ut ifra vurdering av grunnforhold.

Svenskene stiller seg også åpen til krav avhengig av antall og type omfang av grunnundersøkelser, dersom dette kan la seg gjennomføre.

Sverige har ikke noen formelle krav til prosentvis forbedring.

Statistisk analyse har vist seg å være for komplisert. Bengtsson (SGI) supplerer: Gøtaelv-utbyggingen brukte sannsynlighet knyttet til konsekvenser.

Skredkommisjonen anviser materialfaktor for områdestabilitet 1,4-1,2 – avhengig av hvor mye som er undersøkt

Per-Evert Bengtsson, SGI

Utfører forenklete risikoanalyser basert på geologiske beskrivelser.

Normalt krav til absolutt materialfaktor fra Sveriges skredkommisjon er lik eller høyere enn 1,5 til bygg og vei, men man har løftet sikkerheten i nyere vurderinger.

OPPSUMMERING SIKKERHETSFILOSOFI

Med bakgrunn i diskusjoner rundt temaene som presentert ovenfor, oppsummerer NIFS – DP6 workshop sikkerhetsfilosofi med følgende hovedpunkter:

- Den geotekniske bransjen i Norge ønsker at NVEs veileder 7/2014 skal være en veileder som klare gir føringer for hvordan man skal vurdere/beregne områdestabilitet, men at veilederen også skal kunne åpne for bruk av geoteknisk skjønn ved behov.
- Det er ønskelig med klarere føringer for hvordan man skal skille lokal – og områdestabilitet. Dette vil klargjøre hvilket regelverk som gjelder når, dvs. NVE 7/2014 for områdestabilitet og SVV/JBV/Eurokode 7 for lokalstabilitet.
- Det poengteres av flere at det er viktig at det settes fokus på utløsende årsak for kvikkleireskred, herunder erosjon og menneskelige inngrep.
- For tema naturlig skråning må det gjennomføres mer arbeid før man eventuelt foreslår endringer i dagens praksis, som bruk av effektivspenningsanalyse for naturlige skråninger. Dette kan f.eks. være å se på muligheten for mer «aktiv» bruk av faregradsmatrisen, og evt. innarbeide beregnet sikkerhetsfaktor som en del av faregradsvurderingen.
- Kvikkleiras beliggenhet, samt vurdering av aktuell/realistisk bruddmekanisme, må tillegges økt fokus.
- For å redusere faren for uforutsette hendelser som kan utløse områdeskred foreslås utredning av tiltak som tinglysning (båndlegging) av fareområder, revisjon av Plan- og bygningsloven og andre tilhørende regelverk, samt fokus på informasjon til kommuner, entreprenører, andre statlige organer og andre berørte parter.

Referanser

1. Fauskerud, O. A., Athanasiu, C., Havnegjerde, C. R., Tørum, E., Christensen, S. O., Gylland, A. (2012): *Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?* Naturfareprosjektet/SINTEF/Multiconsult. NIFS-rapport nr. 80/2012. ISBN: 978-82-410-0863-4.
2. Fornes, P. (2014): *NIFS N-6.5.2 Sikkerhet ifm utbygging i kvikkleireområder.* Naturfareprosjektet/NGI. NIFS-rapport nr. 88/2014. ISBN: 978-82-410-1037-8.
3. Karlsrud, K., Otter, R., Gjelsvik, V. (2013): *NIFS-rapport 41/2013 State-of-the-art: Blokkprøver.* Naturfareprosjektet/NGI. NIFS-rapport nr. 41/2013. ISBN: 978-82-410-0910-5
4. Karlsrud, K., Hernandez-Martinez, F. G. (2013): *Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples, Canadian Geotechnical Journal, 2013, 50(12): 1273-1293, 10.1139/cgj-2013-0298*
5. Karlsrud K. (2003): "Tolkning og fastlegging av jordartsparametere - Karakteristisk jordprofil". NGF-Kurs "Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger", Stjørdal 20.- 22. mai 2003.
6. NVE Veileder 7/2014: *Sikkerhet mot kvikkleireskred, Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper, ISSN 1501-0678*
7. Vegdirektoratet (2014): *Veiledning, Håndbok V220, Geoteknikk i veibygging*
8. *Byggteknisk forskrift (TEK10) med veiledning: www.dibk.no*
9. *Jernbaneverkets Tekniske regelverk – Underbygning, Prosjektering og bygging. [https://trv.jbv.no/wiki/Underbygning/Prosjektering og bygging/Stabilitet#Stabilitets beregninger](https://trv.jbv.no/wiki/Underbygning/Prosjektering_og_bygging/Stabilitet#Stabilitets_beregninger)*
10. Duncan, M. (1997): *Landslides. Investigation and mitigation, Special report 247. Transportation Research Board. National Research Council.*
11. Rabstad K. (2011): *Slope Stability in Natural Slopes with Vertical or Principal stress Induced Undrained Shear Strenght Anisotropi [Master Thesis]. Trondheim: NTNU; 2011*
12. <http://www.nve.no/no/Om-NVE/Presentasjoner-fra-NVE-arrangement/Seminar---NVEs-kvikkleireveileder-anno-2012/>

13. Christensen, S., Gylland, A. (2014): *Likestilling mellom bruk av absolutt material faktor og av prosentvis forbedring: bruk av spenningsendring for å definere lokalskred og områdeskred. Naturfareprosjektet/SINTEF/Multiconsult. NIFS-rapport nr. 59/2014. ISBN: 978-82-410-1011-8.*

Vedlegg

Vedlegg 1: Presentasjon fra NIFS v/Kristian Aunaas.

Vedlegg 2: Presentasjon fra NGI v/Hans Petter Jostad.

Vedlegg 3: Presentasjon fra SINTEF v/Stein Christensen

Vedlegg 4: Presentasjon fra Vegdirektoratet v/Frode Oset

Vedlegg 5: Presentasjon fra NVE v/Einar Lyche

Vedlegg 6: Presentasjon fra Multiconsult v/Odd Arne Fauskerud.



Workshop i sikkerhetsfilosofi

8. desember 2014

Program

- 09:30 – 09:45 Innledning: Kristian Aunaas (SVV)
- 09:45 – 10:10 Progressiv brudd: NGI v/Hans Petter Jostad presenterer NGIs arbeid rundt dette tema.
- 10:10 – 10:30 Kort diskusjon rundt tema progressiv brudd
- 10:30 – 10:45 Pause
- 10:45 – 11:30 Lokal – og områdestabilitet: Sintef v/Stein Christensen, NIFS – rapport nr. 80 «Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring»
SVV v/Frode Oset, hvordan avgrense lokal – og områdestabilitet – «administrativ grense»?
- 11:30 – 12:00 Diskusjon rundt tema lokal – og områdestabilitet
- 12:00 – 12:30 Lunsj
- 12:30 – 12:50 Naturlig skråning: NVE v/Einar Lyche, noen stikkord: erosjonssikring, effektiv –og totalspenningsanalyser, spenningsendring.
- 12:50 – 13:30 Diskusjon rundt tema naturlig skråning
- 13:30 – 13:45 Pause
- 13:45 – 14:00 Grunnundersøkelser: Multiconsult AS v/Odd Arne Fauskerud, muligheter for «premiering» av omfang og kvalitet?
- 14:00 – 15:30 Generell diskusjon rundt tema sikkerhetsfilosofi (vi tar en pause etter behov)
- 16:00 San Sebastian Tapas & Vinbar, Kongensgt. 16.

Deltakere i dag

- SGI
- Trafikverket
- NTNU
- Trondheim kommune
- Norconsult
- SINTEF/Multiconsult-gruppen
- NGI
- Rambøll
- NIFS-etatene
 - Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)
 - Jernbaneverket (JBV)
 - Statens vegvesen (SVV)

Praktisk informasjon

- Effektiv lunsj
 - Snitter og juice blir servert utenfor dette arbeidsrommet
- Middag
 - Bestilt bord på San Sebastian tapas-restaurant ved Torget
 - Felles meny, to enheter
 - Fortsatt plass – gi beskjed før lunsj



Endringer f.o.m 1.1.2015 i NIFS DP6: Delprosjekt kvikkleire

- Kristian Aunaas overtar som delprosjektleder etter Vikas Thakur
- Kvikkleiregruppen består av:
 - NVE:
 - Trude Nyheim, Einar Lyche, Stein-Are Strand, Ingrid Havnen, Odd Are Jensen og Ellen Davis Haugen
 - JBV:
 - Margareta Viklund, Mostafa Abokhalil
 - SVV:
 - Frode Oset, Hanne B. Ottesen og Kristian Aunaas

Bidrag fra de ulike aktørene

- Samarbeidspartnerne til DP6 har vært sentrale i arbeidet med å utarbeidet det faglige grunnlaget for dagens diskusjon
- Takk til NGI, SINTEF/Multiconsult-gruppen og NTNU for et fruktbart samarbeid og gode initiativ
- Over til dagens tema!
 - Først litt historikk...

2010/2012

- **Effekt av progressive brudd i relasjon til utbygging i områder med kvikkleire**
 - NGI presenterte dette prosjektforslaget for Vegdirektoratet i november 2009 og det ble senere sendt til NVE.
- Hovedmålet var å etablere et solid teoretisk grunnlag for en oppdatering av retningslinjer for praktisk dimensjonering av fylling- og skjæringsarbeider i områder med kvikk og høy sensitiv leire

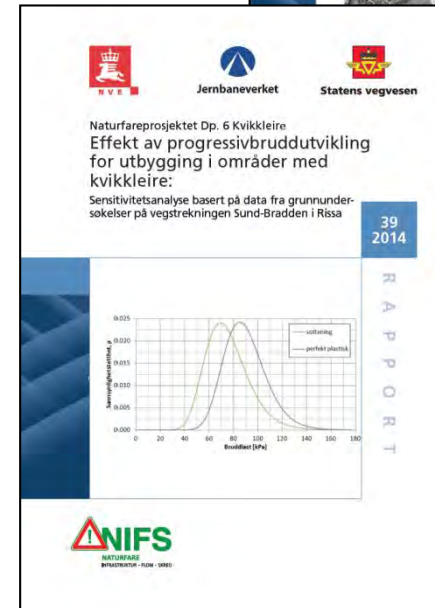
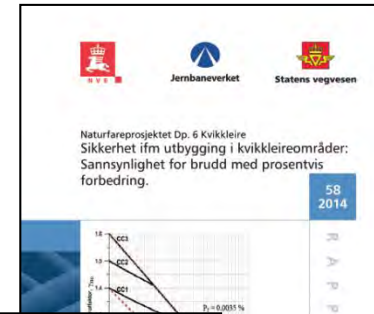
2012/2013

- Likestilling: absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring
 - Grunnleggende geotekniske prinsipper med tanke på likestilling av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring.
 - Vurdert nærmere mulige geotekniske forutsetninger for å praktisere prosentvis forbedring i normaltillfeller.



2013/2014

- Sikkerhet ifm utbygging i kvikkleireområder
- Effekt av progressivt brudd (softening) ved utbygging i ravineområder med sensitiv leire.
- Sannsynlighetsanalyser og numerisk studie av brudd i skråninger ved prosentvisforbedring.



2014

- **Grunnundersøkellesmetoder for kartlegging av kvikkleire**
 - Utredning av en mer nøyaktig tolking av kvikkleire fra de forskjellige undersøkelsesmetodene.
 - Nye metoder er under testing og utvikling.
 - Sluttprodukt: en kortfattet brukerveiledning vil bli innarbeidet i regelverket hos etatene.



2014

- **Oppsummeringsrapport for helhetlig anbefaling av sikkerhet ifm utbygging i kvikkleireområder (Nov 2014)**
 - **Anbefalinger basert på FEM analyser med softening**

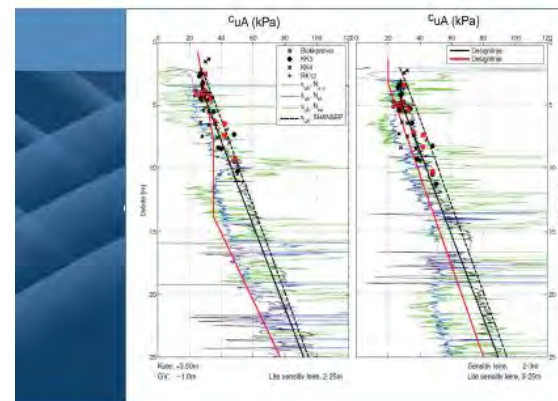
Verdt å nevne...

- Pågående arbeid: valg av karakteristisk c_{uA} -profil
- Arbeidet er utført gjennom en arbeidsgruppe
 - Frode Oset, Statens vegvesen Vegdirektoratet
 - Margareta Viklund, Jernbaneverket
 - Odd Arne Fauskerud, Multiconsult
 - Stein Christensen, SINTEF Byggforsk
 - Steinar Nordal, NTNU
 - Stein-Are Strand, Norges Vassdrag- og energidirektoratet
 - Vidar Gjelsvik, Norges Geotekniske Institutt
 - Vikas Thakur, Statens vegvesen Vegdirektoratet
- Arbeidet i gruppen har resultert i en «stegvis beskrivelse for valg av design c_{uA} -profil basert på felt – og laboratorieforsøk»



Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleir
Valg av karakteristisk c_{uA} – profil
basert på felt – og
laboratorieundersøkelser

77
2014



R A P P O R T



En NIFS-rapport blir snart tilgjengelig!



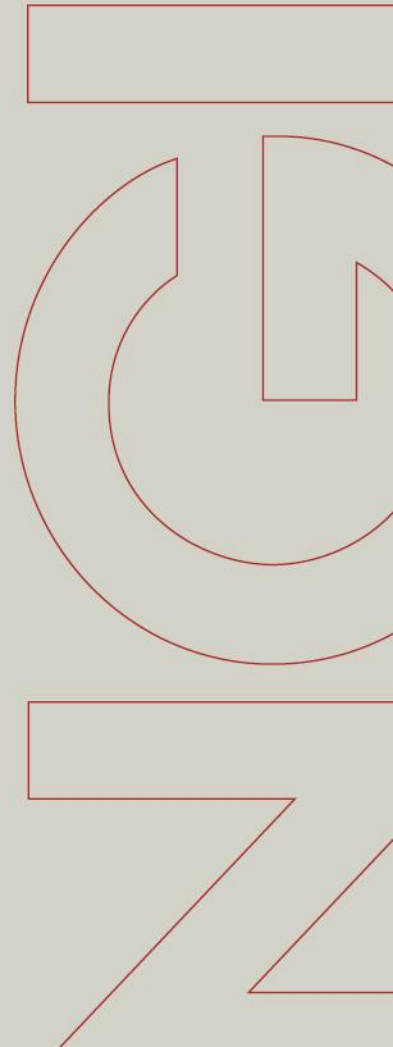
Gjennomføring av workshop

- Målet med workshopen er å diskutere en helhetlig vurdering av sikkerhetsfilosofi . Vi håper at veien videre blir tydelig utpekt.
- Workshopen er i regi av NIFS, og ikke de enkelte NIFS-etatene – fokuset bør derfor være på prosjektnivå
- Vi tar med oss innspillene tilbake – og hver etat vil jobbe for å implementere disse resultatene i hvert sitt regelverk
- Resultatet vi tar med oss er avhengig av dagens diskusjoner – kom med innspill!
- En videre mulig arbeidsform er at arbeidet med temaet (evt. deltemaene) videreføres ved at det etableres arbeidsgrupper som skal komme med anbefalinger

Anbefaling til ny sikkerhetsfilosofi i forbindelse med utbygging/tiltak i områder med sensitiv leire

Hans Petter Jostad & Petter Fornes, NGI

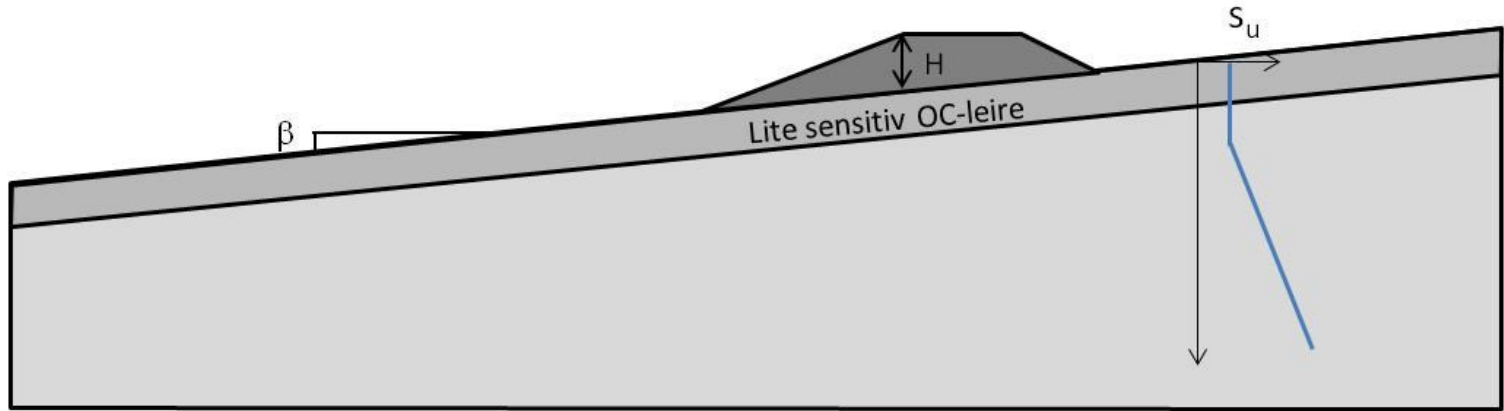
NIFS Workshop om kvikkleire, sikkerhetsfilosofi
Trondheim 8. desember 2014



Geoteknisk prosjektering i områder med sensitive eller kvikke leirer

Sikkerhetsfilosofi?

Hvor høy fylling kan bygges?



$$q = N_c \cdot s_{ud} = N_c \cdot s_{u,k} / \gamma_m$$

Usikkerhet i udrenert styrke

$$q = N_c \cdot s_{ud} = N_c \cdot s_u / \gamma_m$$

$$s_{u,k} = 26 \text{ kPa}, \quad \gamma_M = 1.4$$

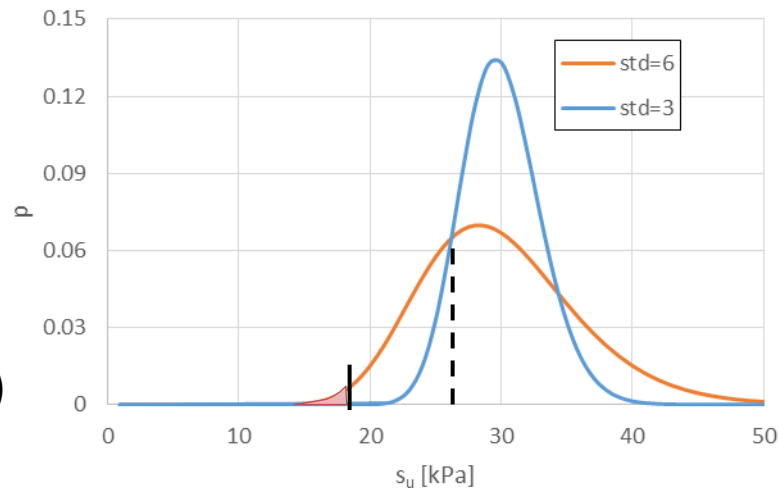
$$\rightarrow s_{u,d} = s_{u,k} / \gamma_M = 18.6 \text{ kPa}$$

$$P_f = P(s_u < s_{u,d}) = P(s_u < s_{u,k} / \gamma_M) = P(s_u < 18.6 \text{ kPa})$$

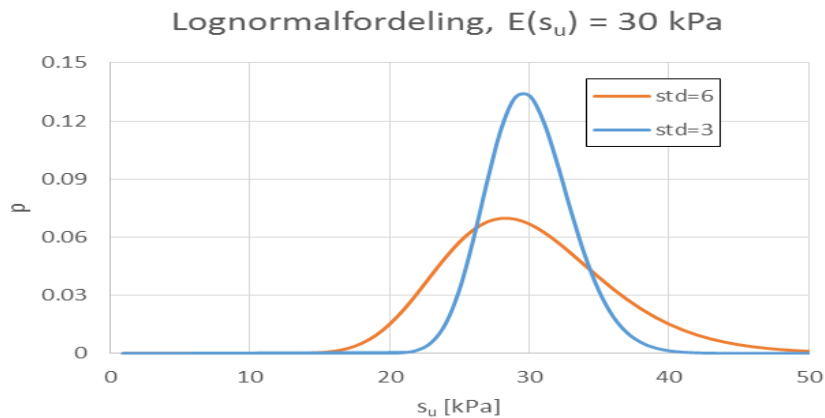
$$\text{Std}(s_u) = 6 \text{ kPa}$$

$$P_f = 10^{-2}$$

Lognormalfordeling, $E(s_u) = 30 \text{ kPa}$

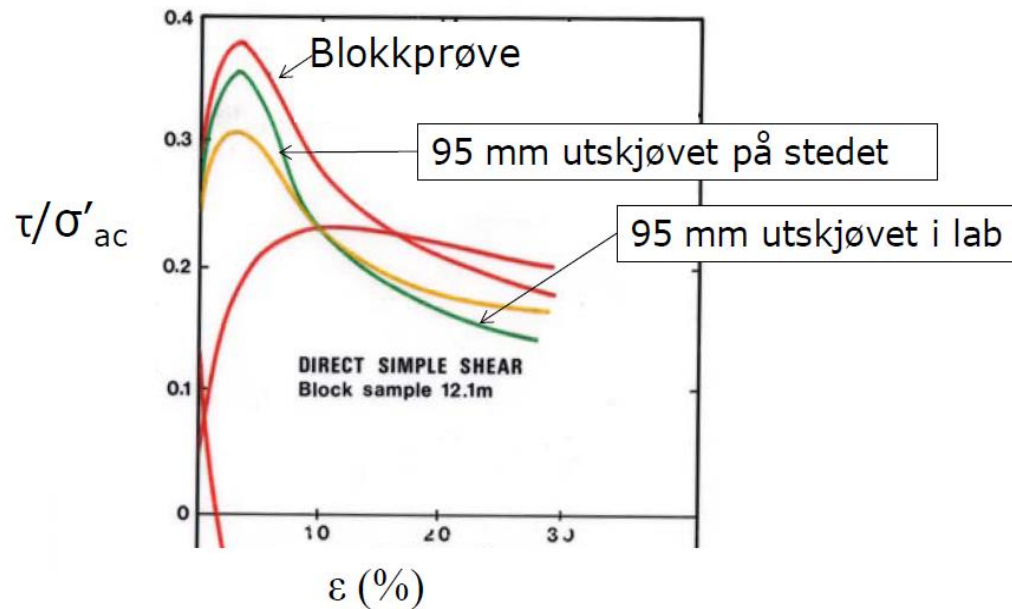


Effekt av valg av karakteristisk styrke og spredning



s_u	$E(s_u)=30$ kPa, $Std(s_u)=6$ kPa	
P_f	γ_M	$S_{u,k}$, S_{ud}
10^{-2}	1.4	26.0 , 18.6
10^{-3}	1.4	22.3 , 15.9
10^{-4}	1.4	19.7 , 14.0

Karakteristisk oppførsel til sensitive materialer - Softening og Sprøbruddoppførsel



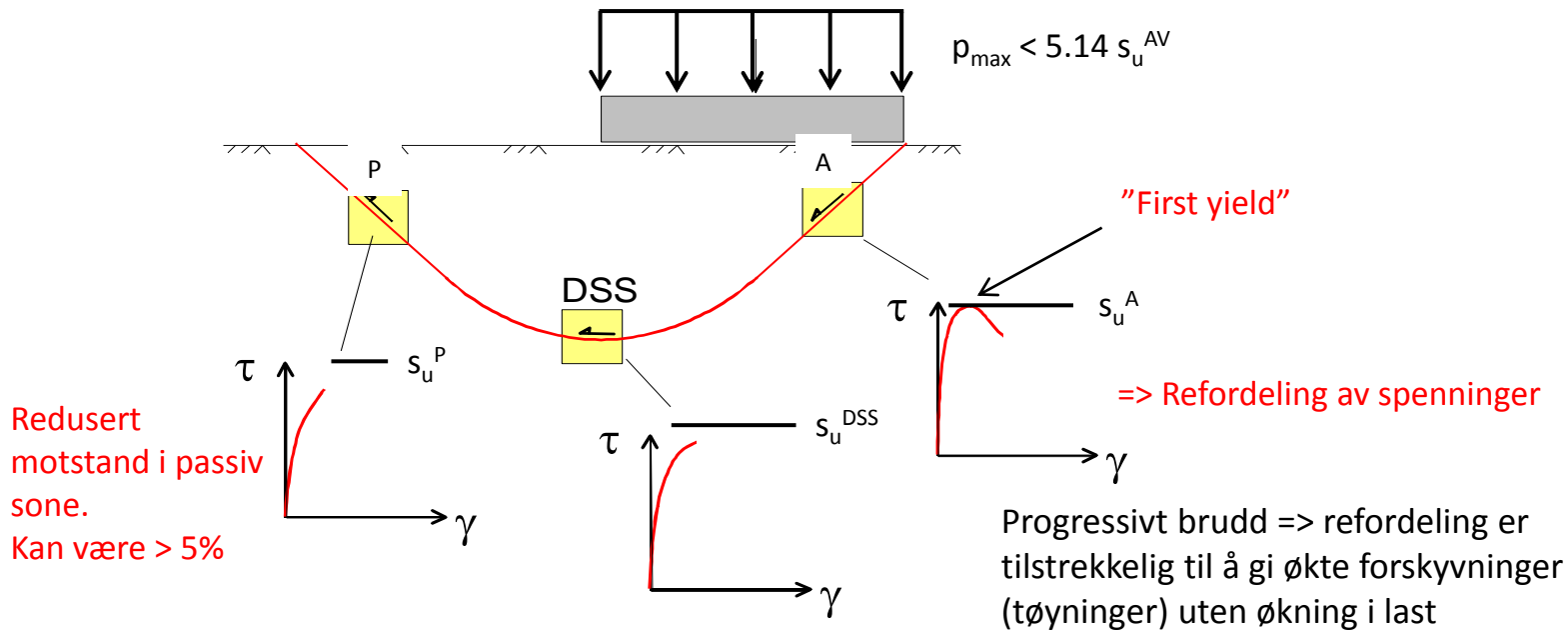
Type forsøk	Prosent høyre styrke blokk/54 mm
Aktivt	10-50
Passivt	0-10
DSS	5-20

Hvordan ta hensyn til økt styrke og sprøhet på en sikker måte?

Prøveforstyrrelse reduserer maks skjærstyrke og sprøhet

Fra Kjell Karlsruds Bjerrum foredrag 2010

Softening gir reduced capacity

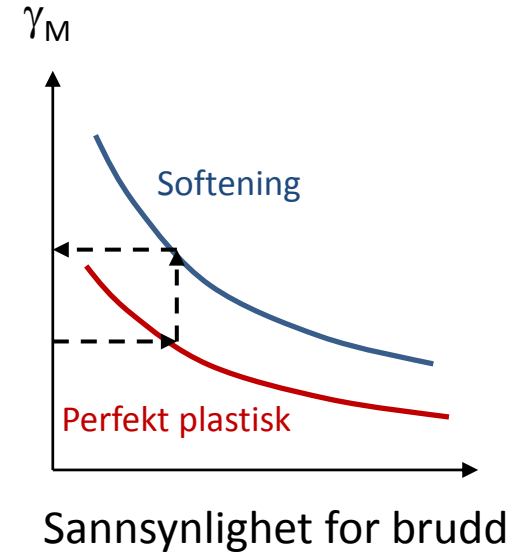


Stivhetshavhengig kapasitet pga instabilitet gir lavere kapasitet en perfekt plastisk oppførsel

Kan ikke beregnes vha grenselikevektsmetoder

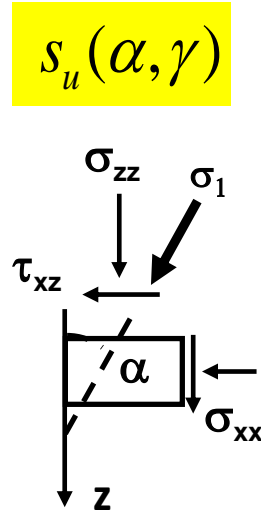
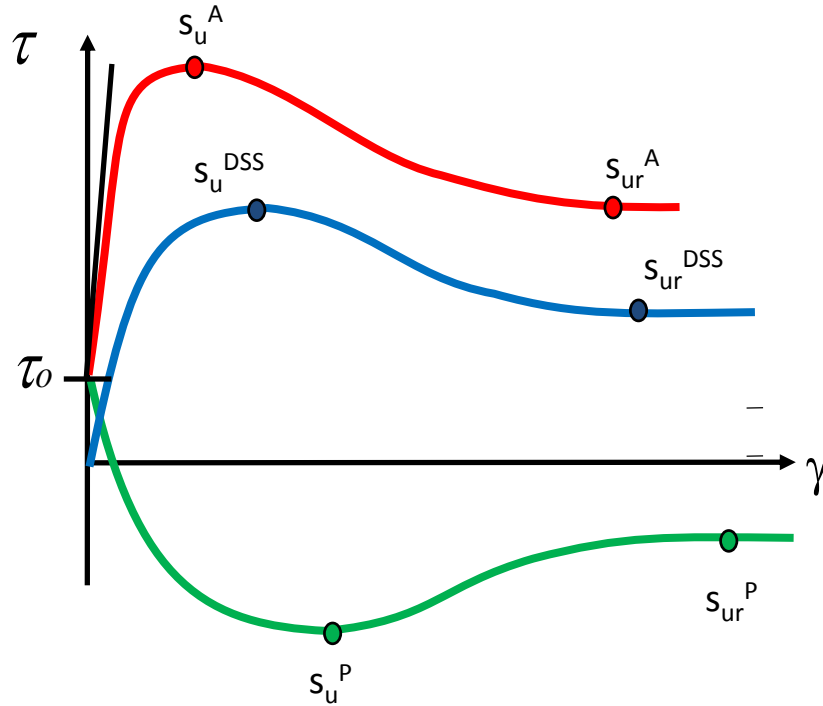
Ønsket krav til sikkerhet for sensitive leirer

- Sammenligne sannsynlighet for brudd med og uten softening
- Krav til økt materialfaktor basert på lik bruddsannsynlighet



Anisotrop materialmodell med "softening"

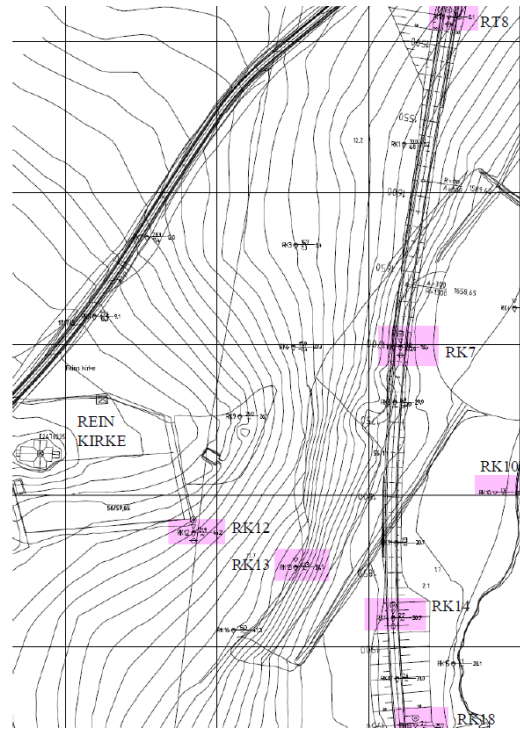
NGI-ADP_Soft



$$s_u(\alpha, \gamma)$$

Egendefinert materialmodell implementert i Plaxis 2D

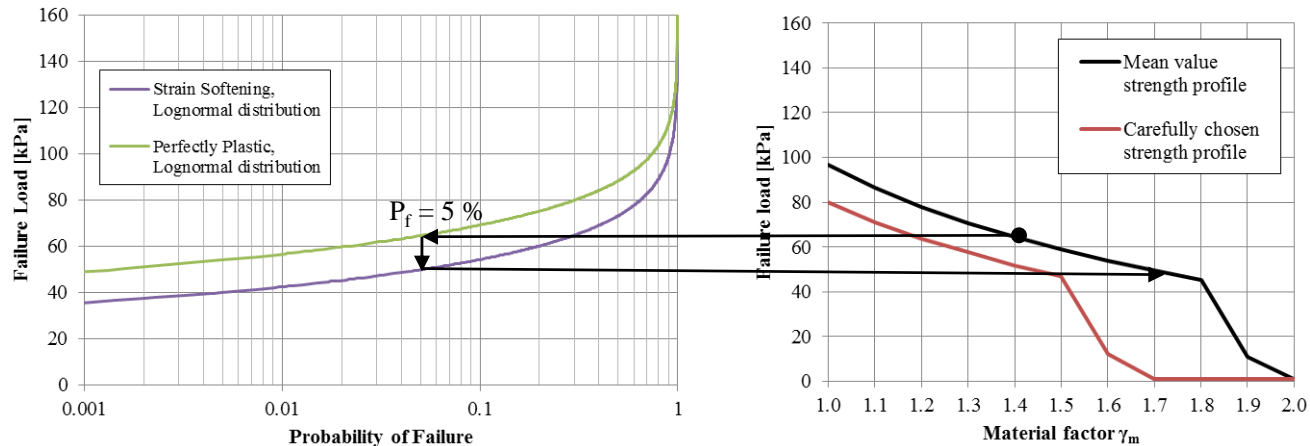
Problemtilfelle: Sund-Bradden, Rissa



Resultat

Økning av materialfaktor pga sprøbruddoppførsel:

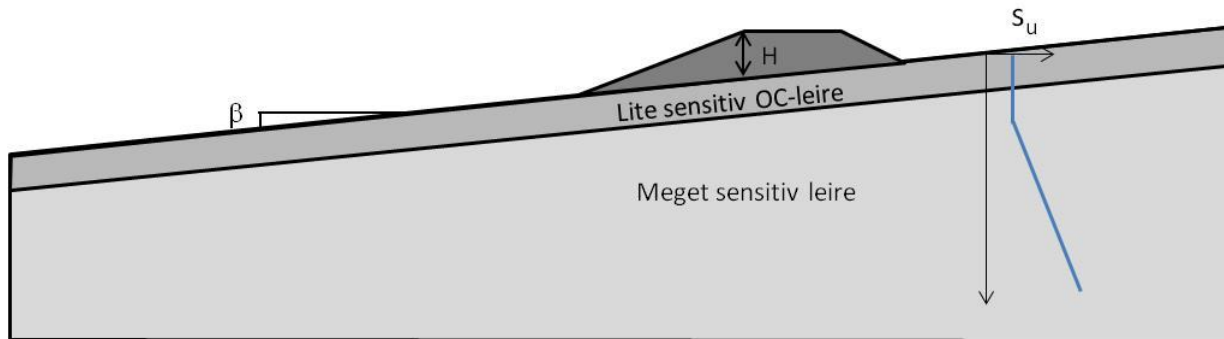
- Perfekt plastisk: $\gamma_M = 1.4 \rightarrow P_f = 5 \%$
- Sprøbruddoppførsel: $P_f = 5 \%$ $\rightarrow \gamma_M = 1.7$ **20% økning**



Lite avhengig av valg av sannsynlighet for brudd

Sensitivitetsstudie - Vegfylling i hellende terreng

Analyser med og uten softening (sprøbrudd)

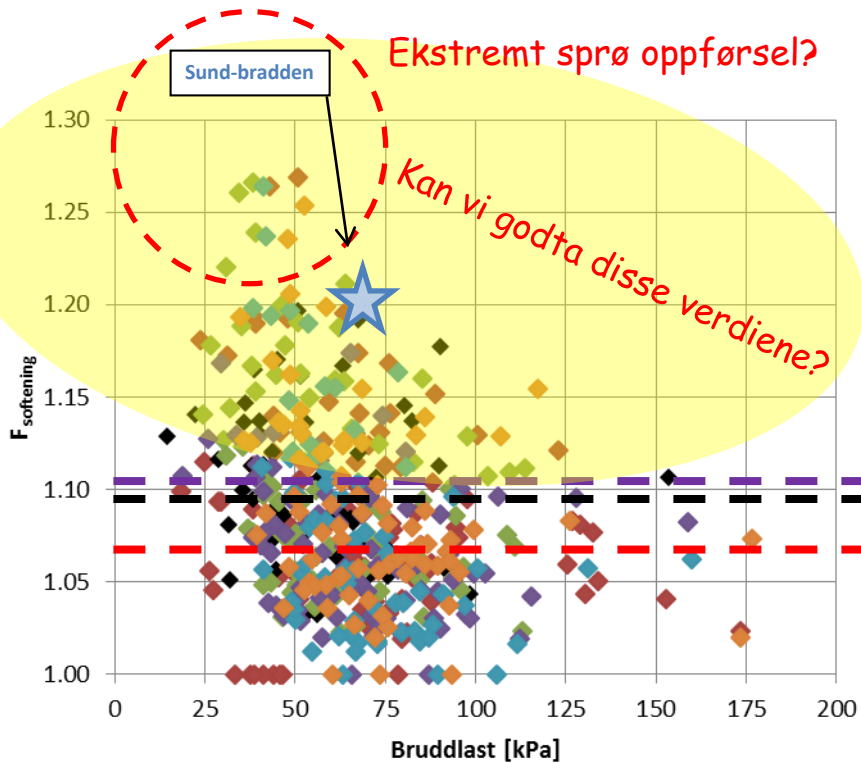


- Helning, β
- Skjærstyrke profil, s_u^c
- Stivhet (τ - γ kurve)
- Anisotropi (styrke og stivhet)
- Sprøhet (softening og skjærbåndtykkelse)
- Initialspenning (K_o' , γ' , β)



NGIs blokkprøvedatabase

Resultat - korreksjonsfaktor



For grenselikevekt:

$$F_{\text{softening}} \cdot \gamma_M$$

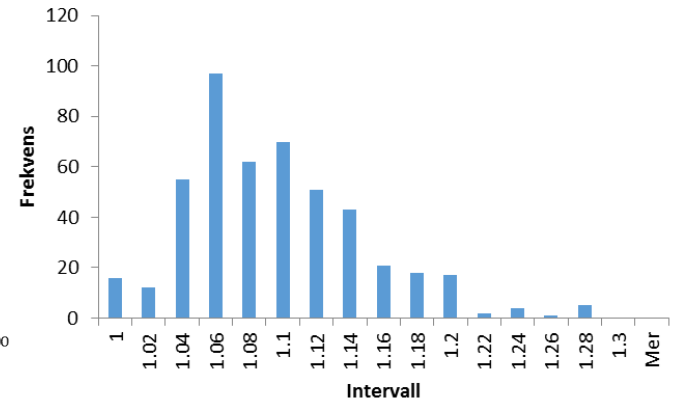
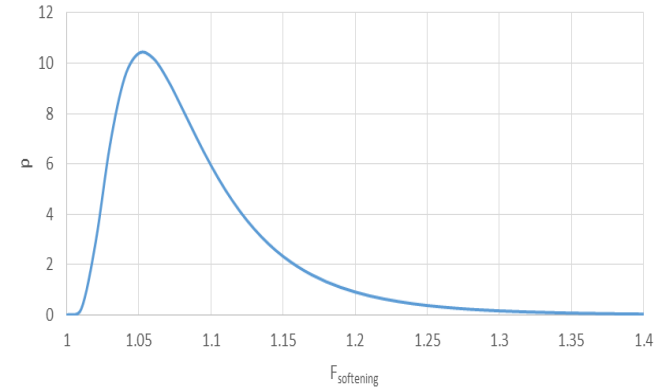
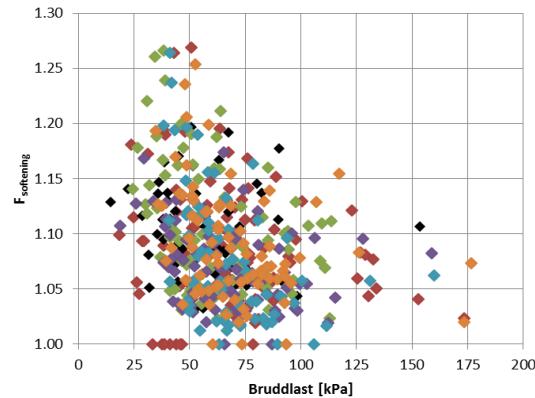
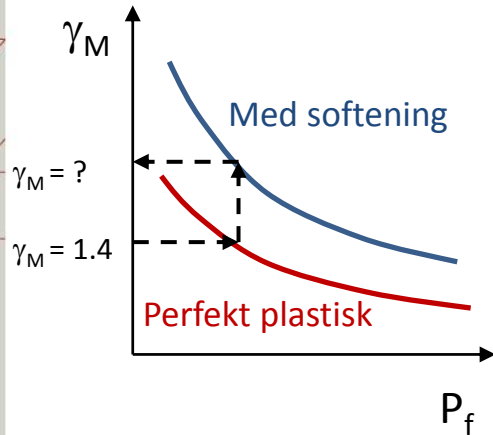
Karlsru/NGI

Beregnet middelerdi

Håndbok 016
standard prøver?

Valg av korreksjonsfaktor

- Ønsker lik sannsynlighet for brudd, med og uten softening



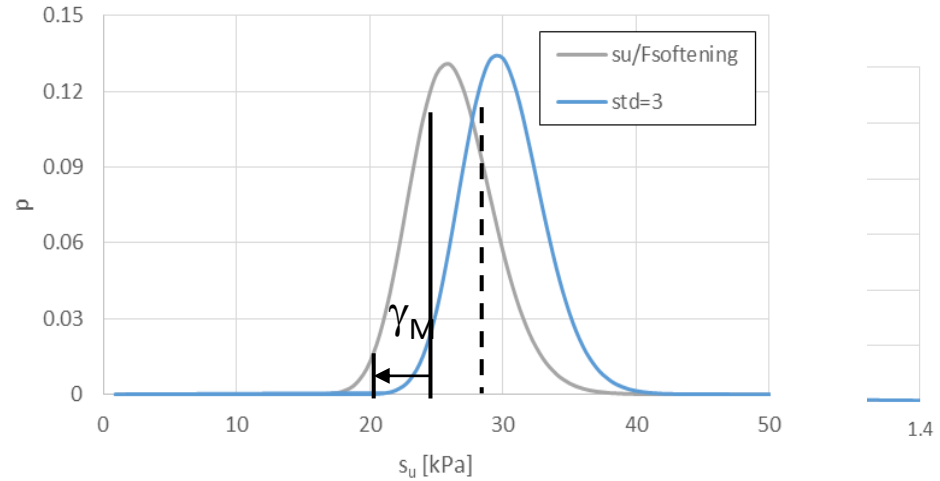
Eksempel, med softening

Korrigert styrke:

$$s_u / F_{\text{softening}}$$

$$P_f = P(s_{u,k} / \gamma_M F_{\text{softening}} < s_{u,k} / \gamma_M^{SB})$$

Samme $s_{u,k} \rightarrow$ ny γ_M^{SB} som
gir lik P_f



Fordeling s_u	$E(s_u) = 30 \text{ kPa}, \text{std}(s_u) = 3 \text{ kPa}$			$E(s_u) = 30 \text{ kPa}, \text{std}(s_u) = 6 \text{ kPa}$		
	$s_{u,k}$	$\gamma_M^{\text{sprebrudd}}$	F_{soft}	$s_{u,k}$	$\gamma_M^{\text{sprebrudd}}$	F_{soft}
10^{-2}	33.1	1.60	1.14	26.0	1.56	1.11
10^{-3}	30.7	1.69	1.21	22.3	1.58	1.13
10^{-4}	28.8	1.80	1.29	19.7	1.61	1.15

Krav til ny sikkerhetsfilosofi

- Tilnærmet lik sannsynlighet for brudd
- Ikke vesentlig endring i forhold til dagens praksis
 - Delvis basert på erfaring – ikke et stort antall tilfeller hvor valg av for stor styrke har ført til brudd?
- Mulighet for differensiering?
 - Unngå å bli for konservativ
- Hvordan ta hensyn til prøveforstyrrelse?

Dagens krav til sikkerhet - SVV

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25 / 1,4 *	1,3 / 1,4 *	1,4
CC2 Alvorlig	1,3 / 1,4 *	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

* NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at $\gamma_M \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

~ 7 % økning

Hvor stor effekt av «softening» er inkludert i 1.4?

Pga begrensning i perfekt-plastiske beregningsmodell

Krav til sikkerhet - NVE

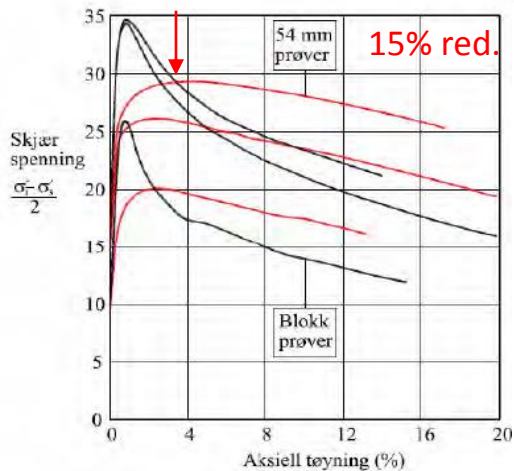
$$\gamma_M = 1.4$$

Dekkende for effekt av softening?

Sprøbruddmateriale: Jordarter (leire og silt) som utviser en utpreget sprøbruddoppførsel, med betydelig reduksjon i styrke ved tøyninger ut over tøyning ved maksimal styrke, se figur 2.1, det vil si materiale med sensitivitet ≥ 15 og omrørt styrke < 2 kPa.

Utlopsområde: Det området der skredmassene ender opp.

Figur 2.1 viser eksempel på sprøbruddoppførsel fra treaksialforsøk på blokkprøver fra Onsøy, sammenlignet med tilsvarende forsøk på Ø54 mm prøver.



Når man utfører treaksialforsøk på blokkprøver, ser man spesielt på de aktive forsøkene en utpreget sprøbruddoppførsel, selv på lav-sensitive leirer. Udrenert skjærstyrke er dessuten avhengig av belastningshastigheten eller tiden til brudd. Når man legger korrelasjoner mot blokkprøver til grunn for dimensjonering, må det derfor vurderes om mulige effekter av sprøbrudd og tidseffekter bør tas spesielt hensyn til, noe som ikke har vært vanlig når man baserer seg direkte på vanlige 54 mm-prøver. Styrkeparametre bestemt ved den maksimalt målte aktive skjærstyrken ("peak-styrken") fra blokkprøver anbefales derfor normalt redusert med 15 %, ref. /25/.

Tiltakskategori	Faregradsklasse for utbygging		
	Lav	Middels	Høy
K1. Små tiltak uten tilflytting av personer. Ingen negativ påvirkning på stabilitetsforholdene: Garasjer, mindre tilbygg, mindre terrenginngrep o.l.	Krav framgår av Veiledning, ref. /11/	Krav framgår av Veiledning, ref. /11/	Faregradevaluering Stabilitetsanalyse: a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) ikke forverring Vanlig kontroll (Prosjektklasse 2, NS 3480)

Figur 2.1 Treaksialforsøk på leire fra Onsøy

Bør reduksjonen være større?

Anbefaling av Kjell Karlsrud/NGI

Type forsøk	Kvikk/meget sensitiv, $S_t > 15$	Lite/middels sensitiv leire, $S_t < 15$
Aktivt	10 – 15%	0 – 10%
DSS	5 – 10%	0 - 5 %
Passivt	0 – 5%	0

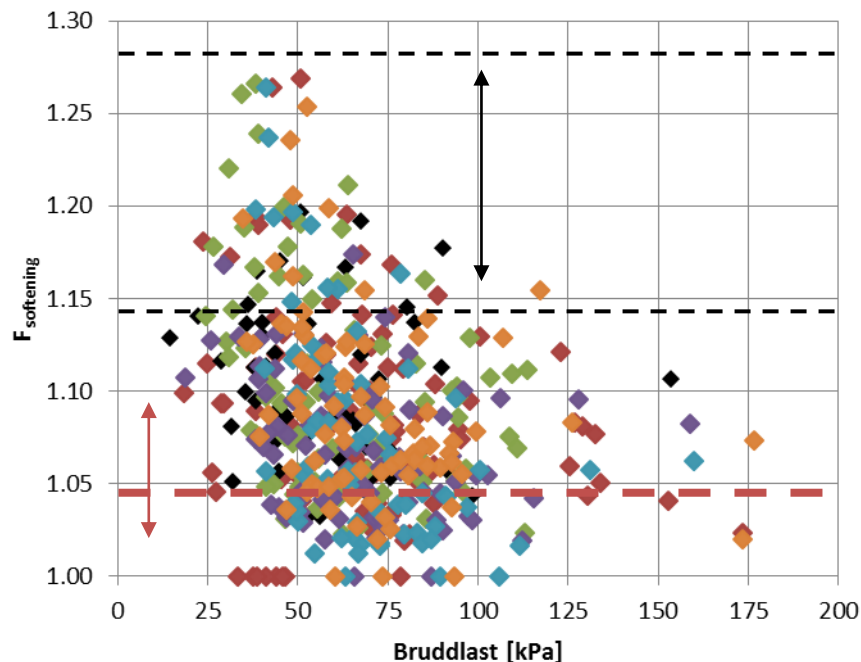
Tabell 1 Anbefalt reduksjon av maks udrenert skjærstyrke oppnådd på blokkprøver

Korreksjon basert på sensitivitet kun i lag med sprøbruddmateriale!

Ikke nødvendigvis dekkende for sprøbruddoppførsel til sensitive leirer

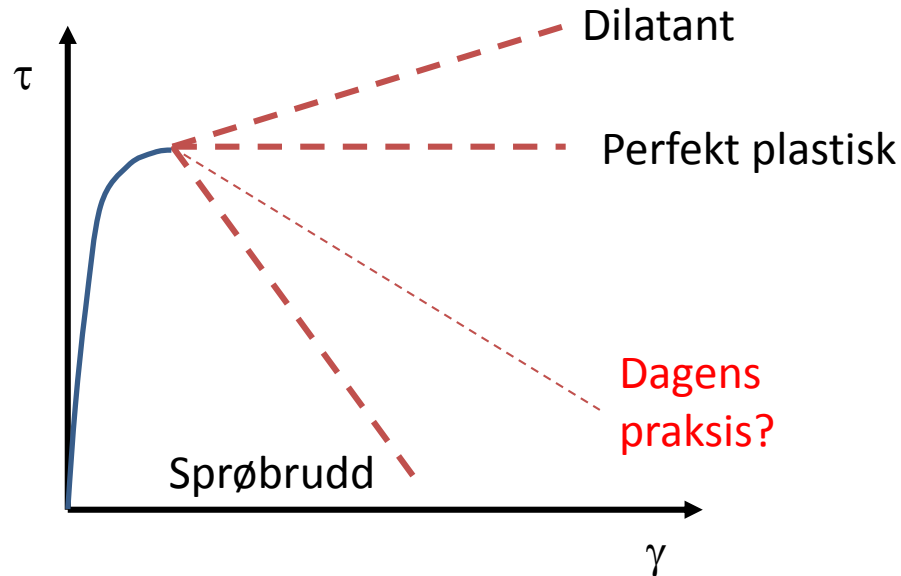
Behov for differensiering

- Samme sannsynlighet for brudd - høy korreksjonsfaktor
- Valg av korreksjonsfaktor påvirket av usikkerhet i styrke og sannsynlighet for brudd
- Hvor mye er inkludert i dagens praksis, $\gamma_M=1.4$?



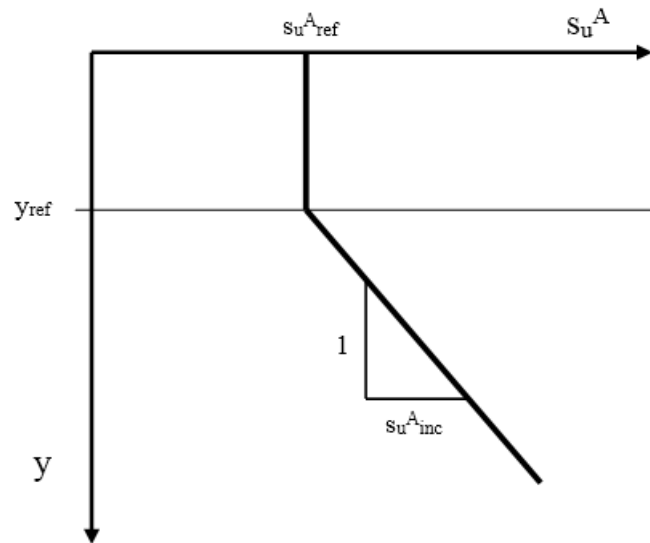
Dagens praksis - sprøbruddmateriale

Sprøbruddmateriale: Jordarter (leire og silt) som utviser en utpreget sprøbruddoppførsel, med betydelig reduksjon i styrke ved tøyninger ut over tøyning ved maksimal styrke, se figur 2.1, det vil si materiale med sensitivitet ≥ 15 og omrørt styrke < 2 kPa.



Differensiering av korreksjonsfaktor

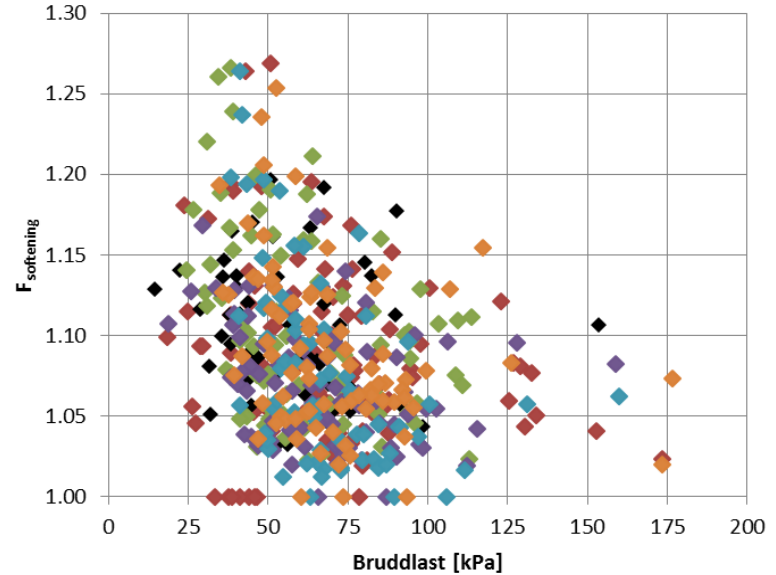
- Mindre konservativt valg av $F_{\text{softening}}$
- Inndeling i grupper fra sensitivitetsstudiet
- Sprøhetsparameter $\Delta\gamma_{80}$
 - Beregnet fra inputparametere
- Styrkeprofil
 - y_{ref}
 - $s_{u\text{ inc}}^A$
- Belastningssituasjon
 - Klasser av problemtilfeller



Inndeling

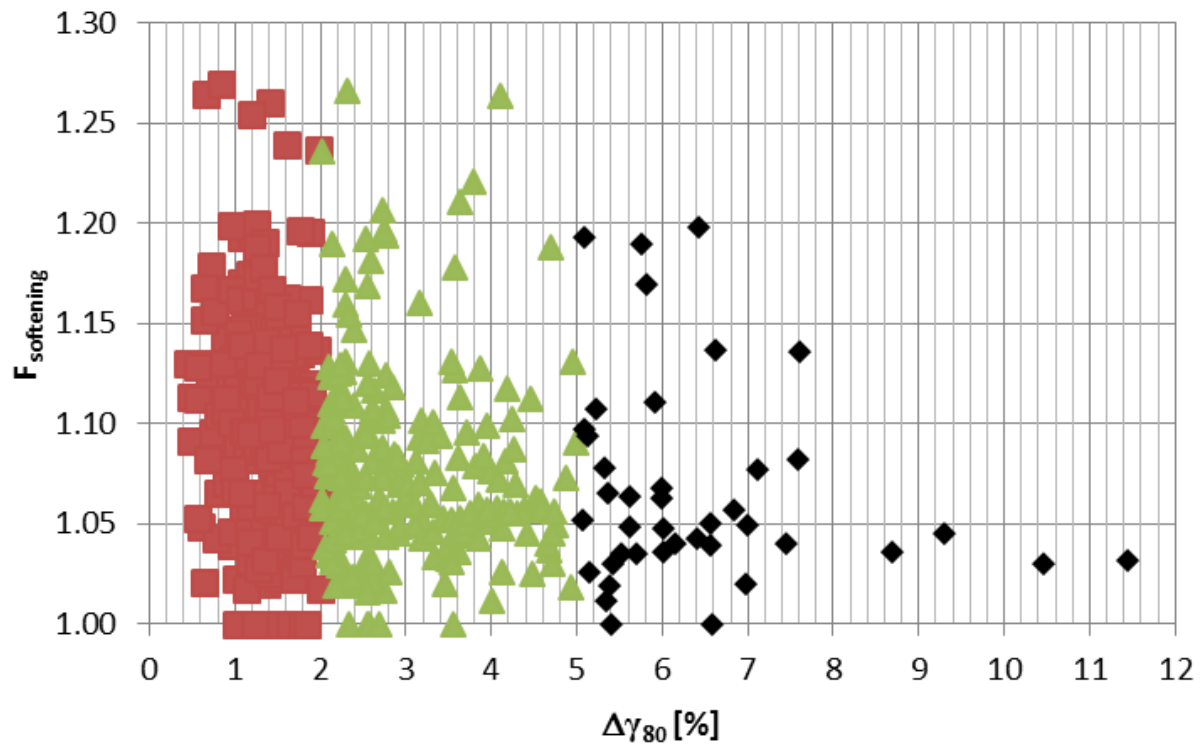
- $\Delta\gamma_{80}$
- y_{ref}
- $s_{u inc}^A$

- $3 \times 3 \times 3 = 27$



Parameter	Lav	Middels	Høy
Sprøhet, skjærtøyning $\Delta\gamma_{80}$ [%]	> 5	2 – 5	0 – 2
Styrkeøkning med dybde, $s_{u inc}^A$ [kPa/m]	2 – 3.5	3.5 – 5	> 5
Dybde med konstant styrke, y_{ref} [m]	0 – 2	2 – 4	> 4

Sprøhet



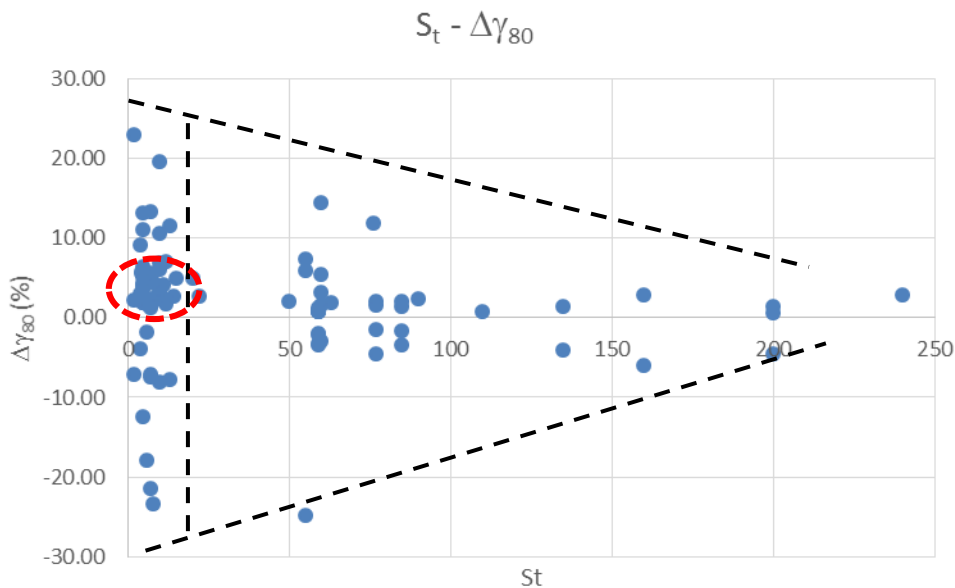
Korrelasjoner fra blokkprøvedatabasen

- Sprøhetsparameter, $\Delta\gamma_{80}$
- Sensitivitet, S_t
- Vanninnhold, w
- Plastisitet, I_p
- Likviditet, I_L
- OCR
- Dybde

- $S_t > 15$ – høy sprøhet
- $S_t < 15$ – Usikkerhet
- Ingen tydelige korrelasjoner med lav sprøhet!

Motivasjon:

Indeksparametere \rightarrow lav sprøhet



Hvordan ta hensyn til effekt av sprøbruddoppførsel

- Korreksjon ved bruk av lite forstyrret styrke
- Sprøbruddeffekt dekker *ikke* konsekvens
- Samlet korreksjon av γ_M ($\gamma_M^{\text{sprøbrudd}} = \gamma_M \cdot F_{\text{softening}}$)
- Ikke for konservativt krav totalt (forutsetter at 1.4 er OK)
- Differensiering av korreksjonsfaktor

- Lite datagrunnlag – høyere korreksjonsfaktor
- Mulighet for ikke-lineære FE-analyser – lav mobilisering

Klasser av problemtilfeller

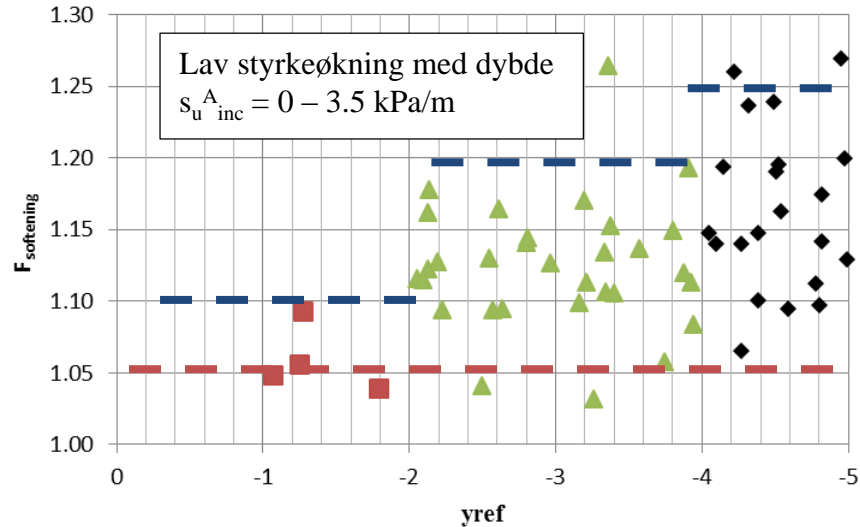
1. Pålastning (aktiv lokal stabilitet)
Naturlig avsatt flatt terreng, normalkonsolidert +
raviner, erodert terreng
2. Avlastning (passiv lokal stabilitet)
Skjæringer, passiv mobilisering
3. Områdestabilitet
Prosentvis forbedring, liten spenningsendring

Klasse 1 – Pålastning

- Samme forslag for raviner og naturlig terreng
- Lokal stabilitet, mobilisert område relevant
- Differensiere korreksjonsfaktor
- Valg av korreksjonsfaktor – ses i total sammenheng

Valg av differensiert korreksjonsfaktor

Høy sprøhet - $\Delta\gamma_{80} = 0-2\%$



Klasse 2 – Avlastning

- Samme korreksjonsfaktor som Klasse 1
- Sprøhetsparameter $\Delta\gamma_{80}$ fra passiv spenningssti (CAUP)

Klasse 3 – Områdestabilitet

- Liten spenningsendring (ikke definert)
- Korreksjonsfaktor $F_{\text{softening}} = 1.0$
- Prosentvis forbedring – tiltak må tilfredsstille lokal stabilitet (med korreksjon)

Anbefaling

- Differensiering
 - Belastningssituasjon
 - Sprøhet
 - Styrkeprofil
- Valg av korreksjonsfaktor må ses i sammenheng med total sikkerhetsfilosofi
- Lik bruddsannsynlighet for perfekt plastisk og med softening
- Hvor mye sprøbruddoppførsel er inkludert i dagens krav til $\gamma_M = 1.4$?

$$F_{\text{softening}} \cdot \gamma_M$$

Anbefaling

$\Delta\gamma_{80} = 0-5^* \%$	<i>Relativ $F_{softening}$ for høy og middels sprøhet</i>		
	$y_{ref} = 0-2 \text{ m}$	$y_{ref} = 2-4 \text{ m}$	$y_{ref} > 4 \text{ m}$
$s_{u,inc}^A = 2-3.5 \text{ kPa/m}$	1.10	1.10	1.15**
$s_{u,inc}^A = 3.5-5 \text{ kPa/m}$	1.05	1.10	1.10
$s_{u,inc}^A > 5 \text{ kPa/m}$	1.05	1.05	1.10

* Antatt variasjonsområde, bør kalibreres for lik bruddsannsynlighet

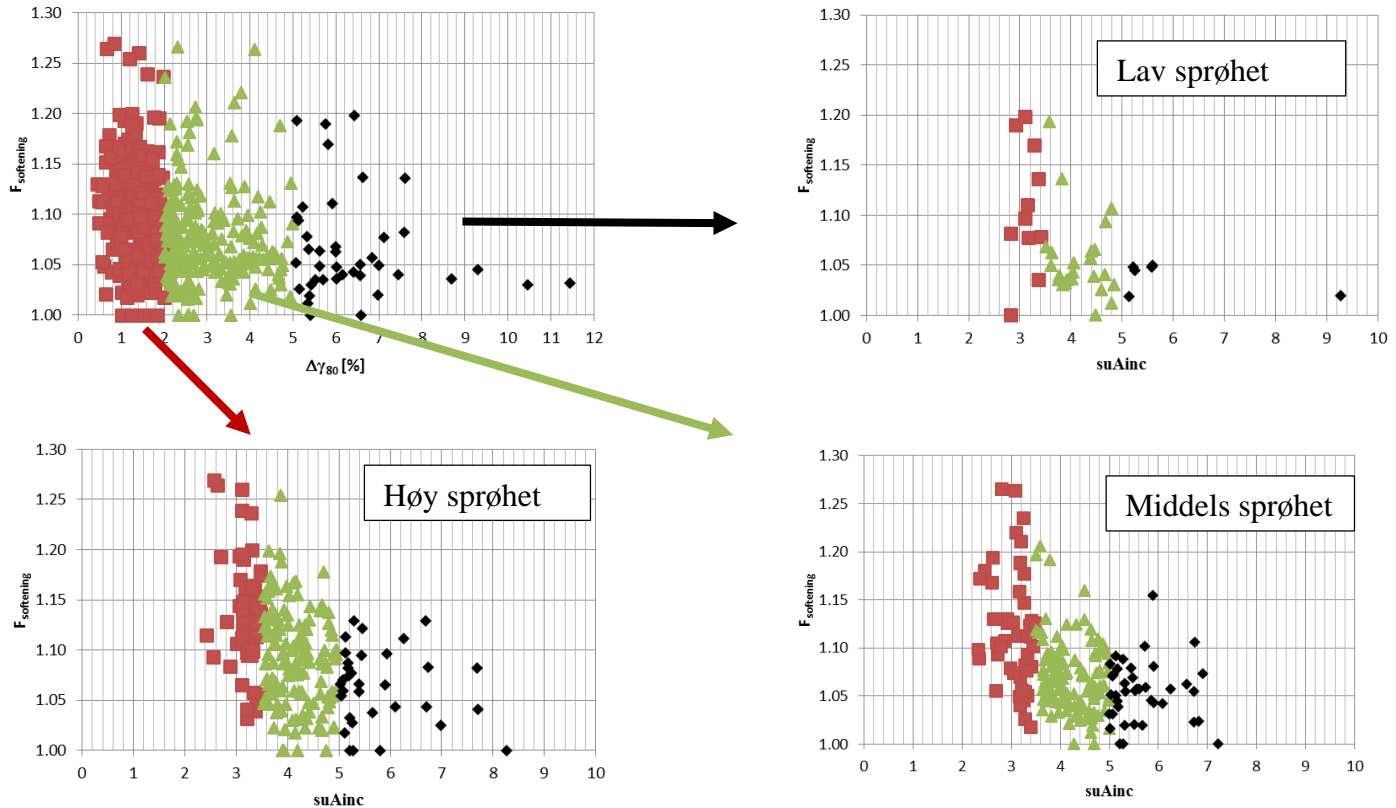
** Justert noe opp for å ta hensyn til trolig høy bruddsannsynlighet i dagens praksis

Spørsmål?





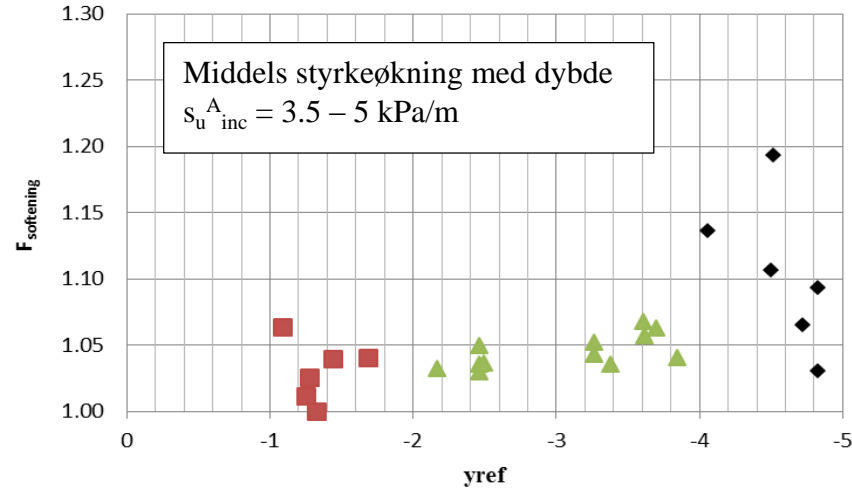
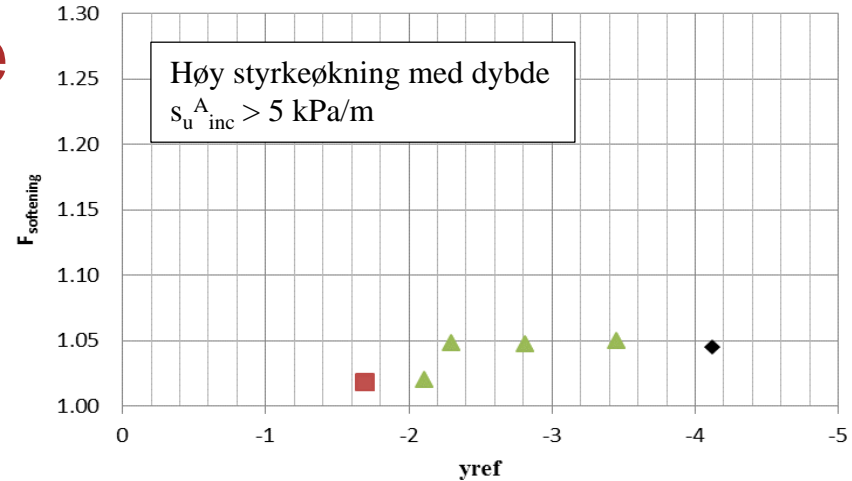
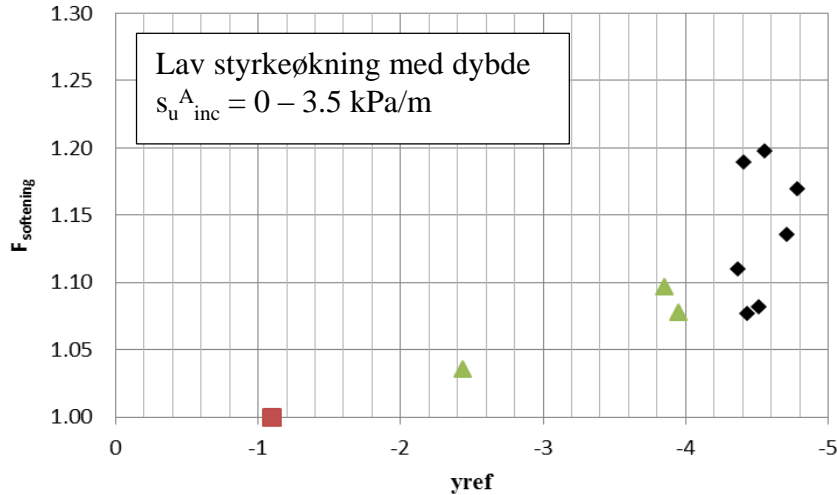
Styrkeøkning med dybde



Dybde, konstant styrke

Lav sprøhet

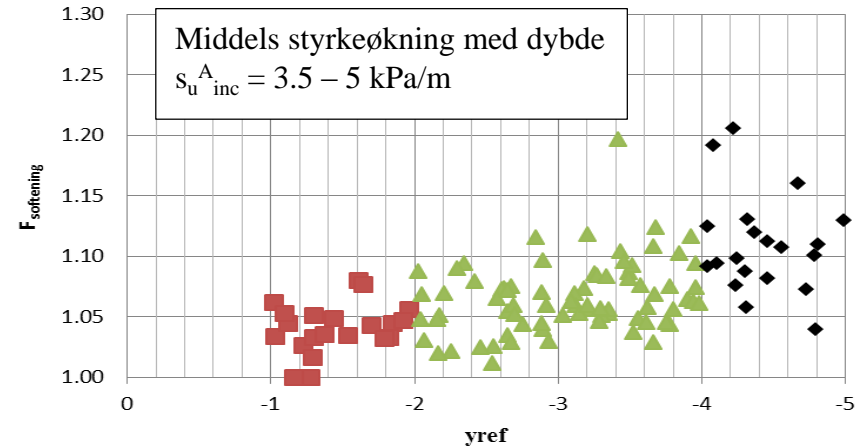
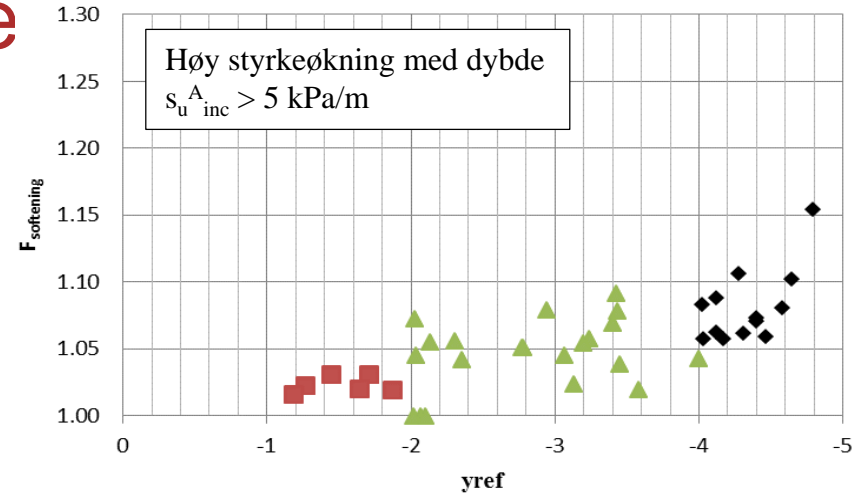
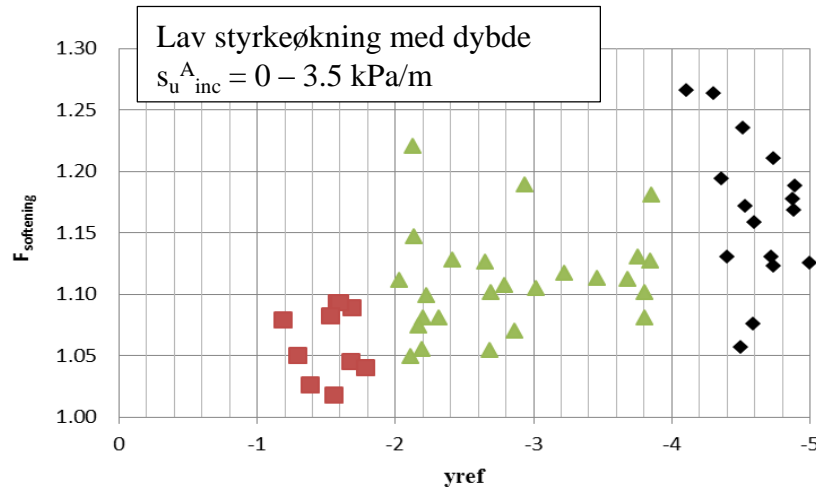
$$\Delta\gamma_{80} > 5 \%$$



Dybde, konstant styrke

Middels sprøhet

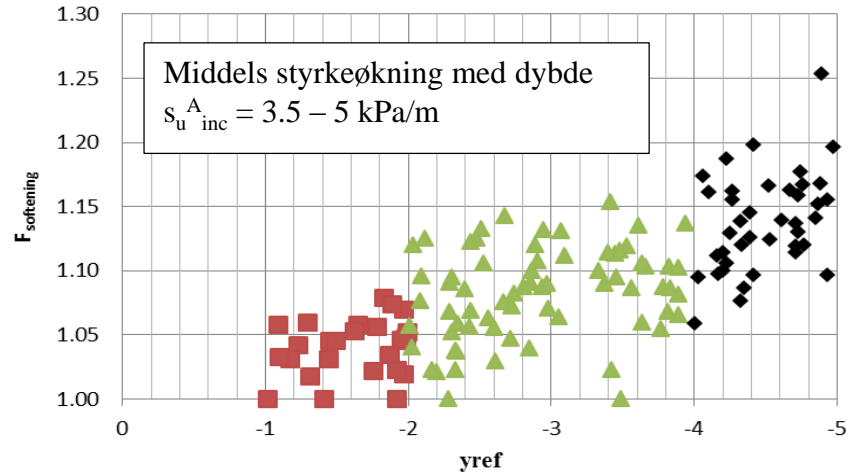
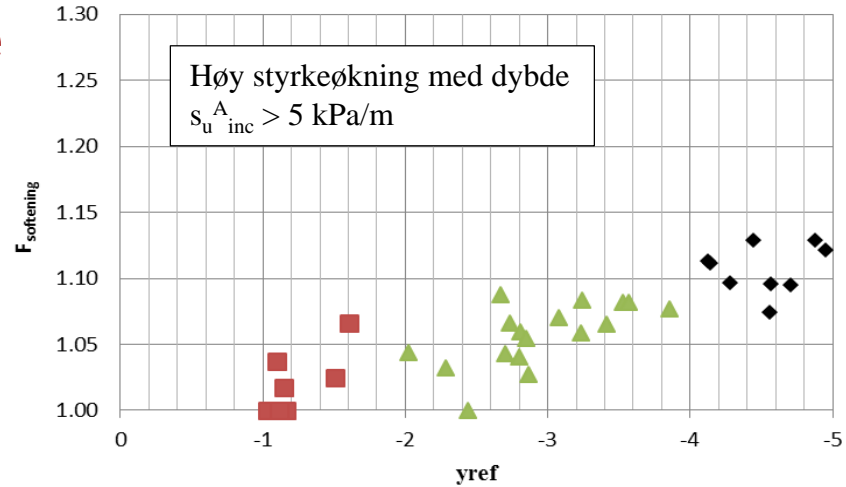
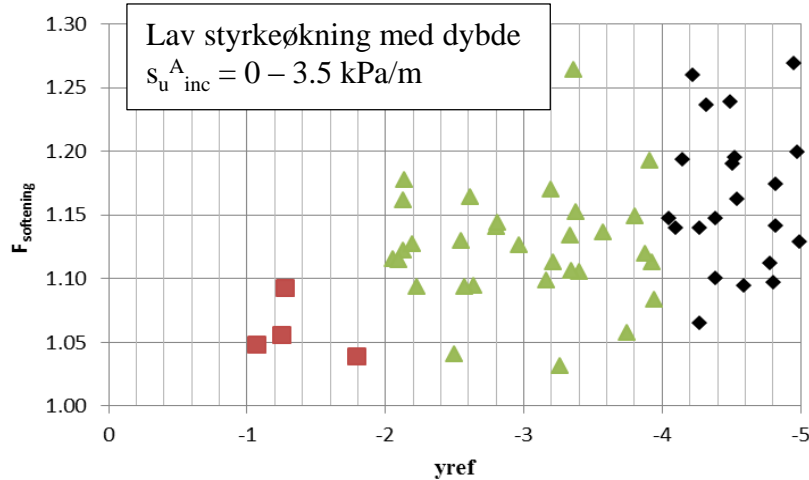
$$\Delta\gamma_{80} = 2-5 \%$$



Dybde, konstant styrke

Høy sprøhet

$$\Delta\gamma_{80} = 0-2 \%$$



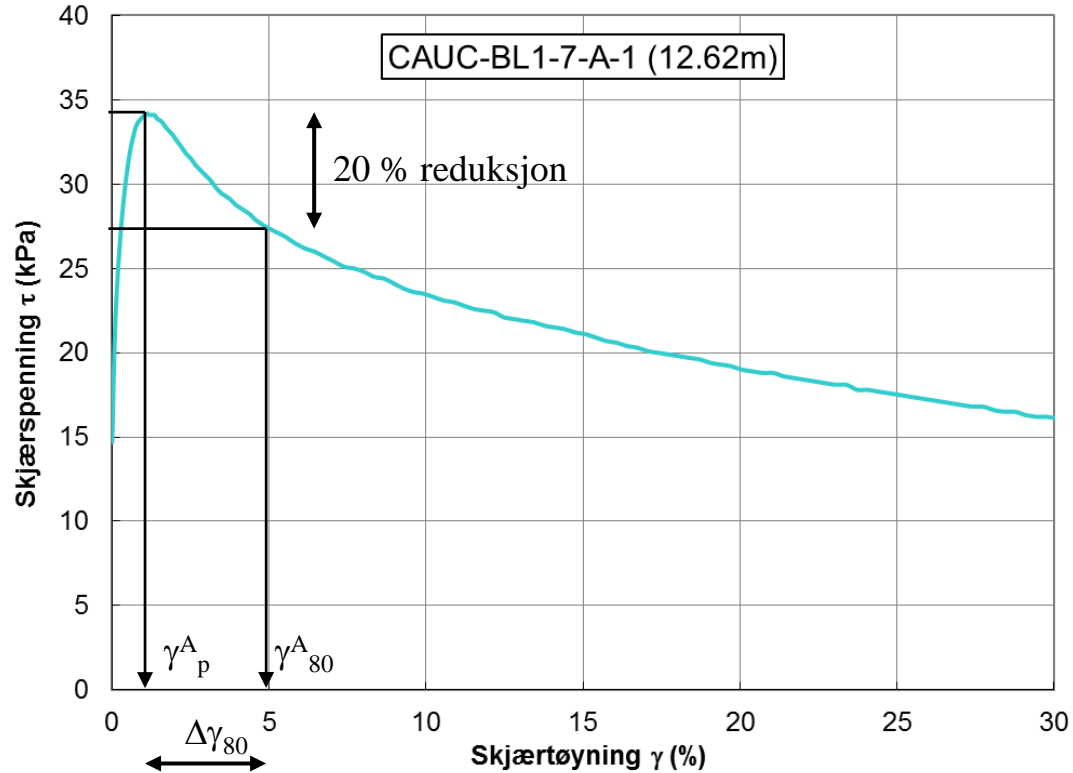
A1. Korrelasjoner fra blokkprøvedatabasen

Motivasjon: indeksparametere - lav sprøhet

- Sprøhetsparameter, $\Delta\gamma_{80}$
- Sensitivitet
- Vanninnhold
- Plastisitet
- Likviditet
- OCR
- Dybde

Sprøhetsparameter, $\Delta\gamma_{80}$

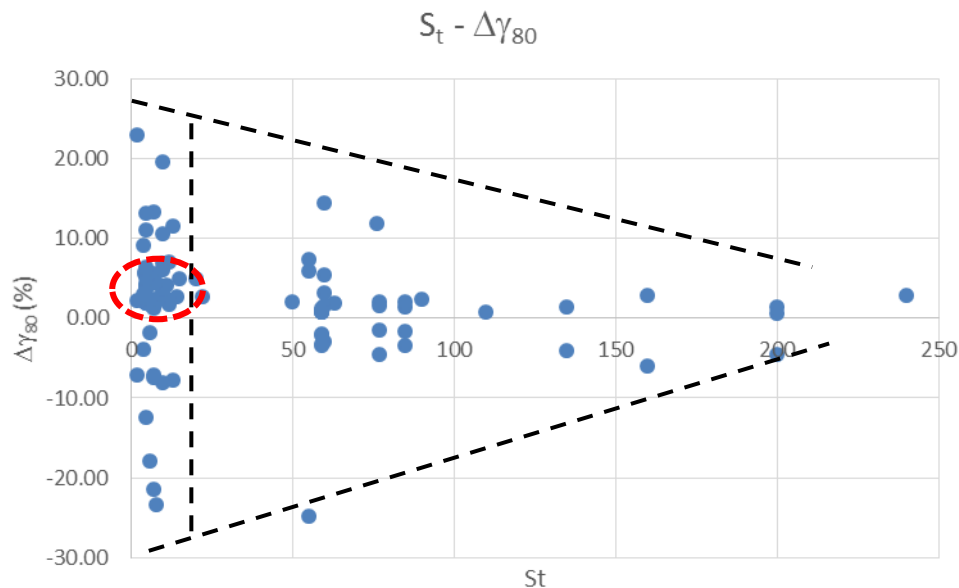
Økt skjærtøyning for reduksjon av udrenert skjærstyrke fra peak til 80 %



Sensitivitet og sprøhet

- $S_t > 15$ – høy sprøhet
- $S_t < 15$ – Usikkerhet

- Lav sprøhet – ingen tydelig korrelasjon



Gjennomsnitt og standardavvik

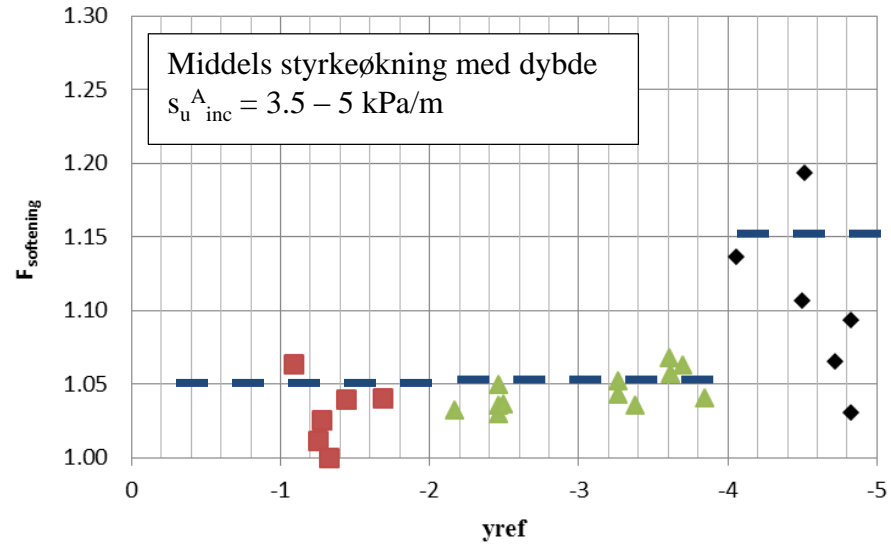
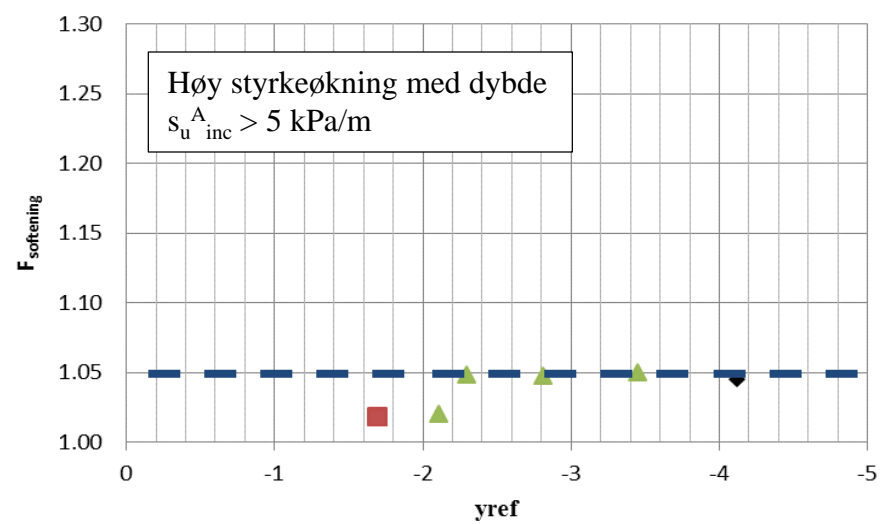
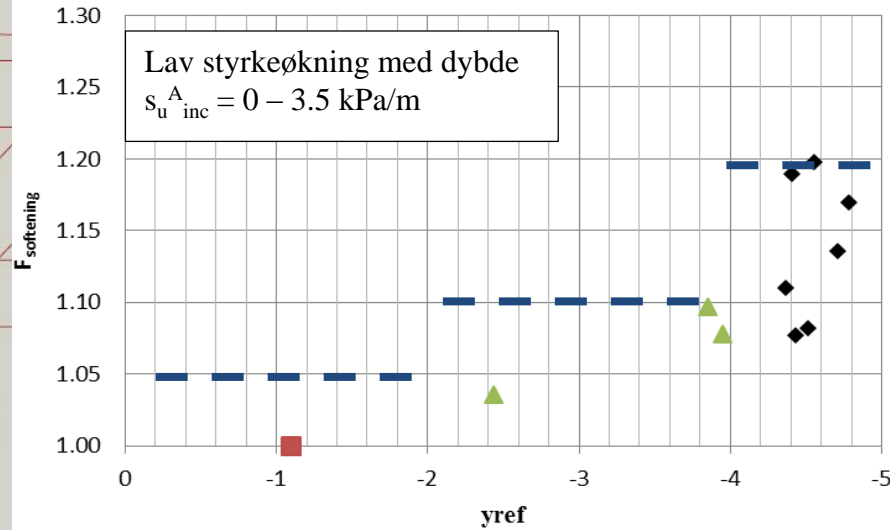
$\Delta\gamma_{80} = 0-2 \%$	Gjennomsnitt og standardavvik av $F_{softening}$		
	$y_{ref} = 0-2 \text{ m}$	$y_{ref} = 2-4 \text{ m}$	$y_{ref} > 4 \text{ m}$
$s_{u,inc}^A = 2-3.5 \text{ kPa/m}$	1.059 ± 0.020	1.125 ± 0.044	1.164 ± 0.055
$s_{u,inc}^A = 3.5-5 \text{ kPa/m}$	1.041 ± 0.021	1.083 ± 0.035	1.138 ± 0.038
$s_{u,inc}^A > 5 \text{ kPa/m}$	1.021 ± 0.023	1.057 ± 0.023	1.107 ± 0.017

$\Delta\gamma_{80} = 2-5 \%$	Gjennomsnitt og standardavvik av $F_{softening}$		
	$y_{ref} = 0-2 \text{ m}$	$y_{ref} = 2-4 \text{ m}$	$y_{ref} > 4 \text{ m}$
$s_{u,inc}^A = 2-3.5 \text{ kPa/m}$	1.062 ± 0.027	1.111 ± 0.041	1.167 ± 0.058
$s_{u,inc}^A = 3.5-5 \text{ kPa/m}$	1.041 ± 0.020	1.066 ± 0.029	1.110 ± 0.040
$s_{u,inc}^A > 5 \text{ kPa/m}$	1.024 ± 0.006	1.046 ± 0.025	1.081 ± 0.026

$\Delta\gamma_{80} > 5 \%$	Gjennomsnitt og standardavvik av $F_{softening}$		
	$y_{ref} = 0-2 \text{ m}$	$y_{ref} = 2-4 \text{ m}$	$y_{ref} > 4 \text{ m}$
$s_{u,inc}^A = 2-3.5 \text{ kPa/m}$	1.000 *	1.070 ± 0.026	1.138 ± 0.046
$s_{u,inc}^A = 3.5-5 \text{ kPa/m}$	1.030 ± 0.021	1.045 ± 0.012	1.104 ± 0.052
$s_{u,inc}^A > 5 \text{ kPa/m}$	1.019 *	1.042 ± 0.013	1.045

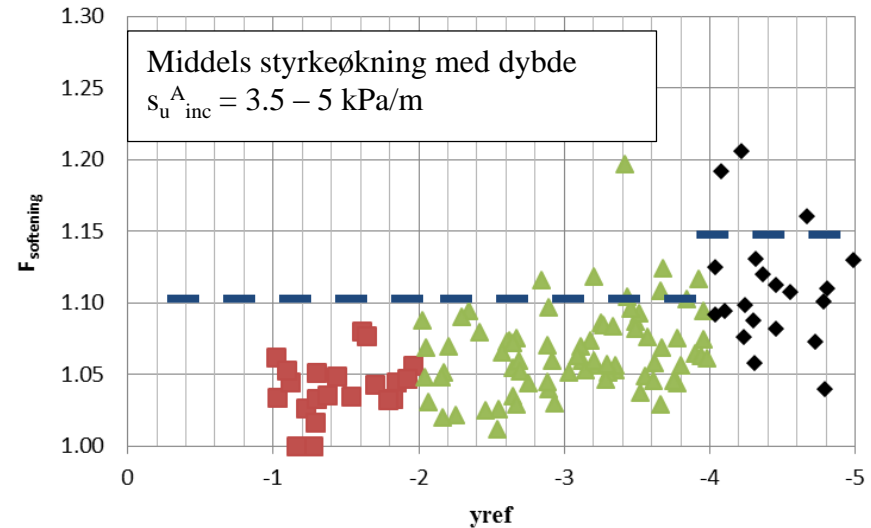
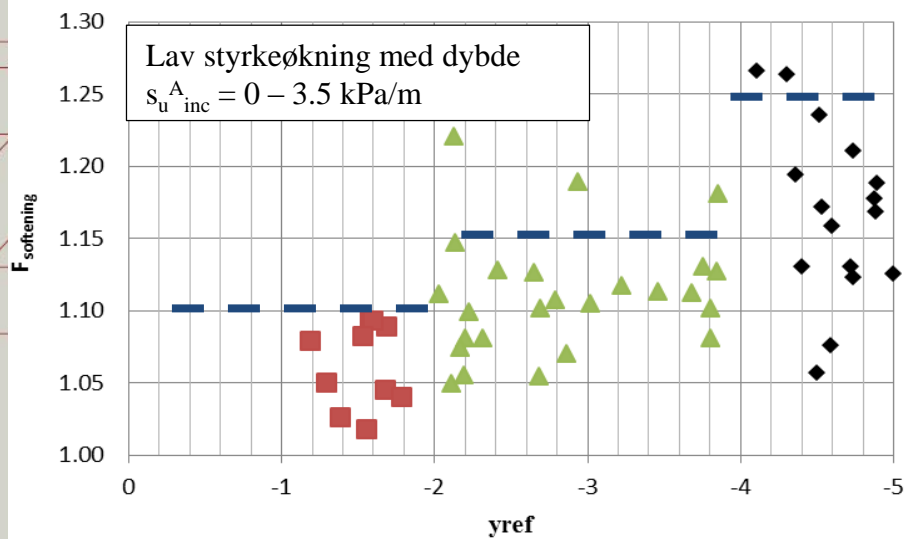
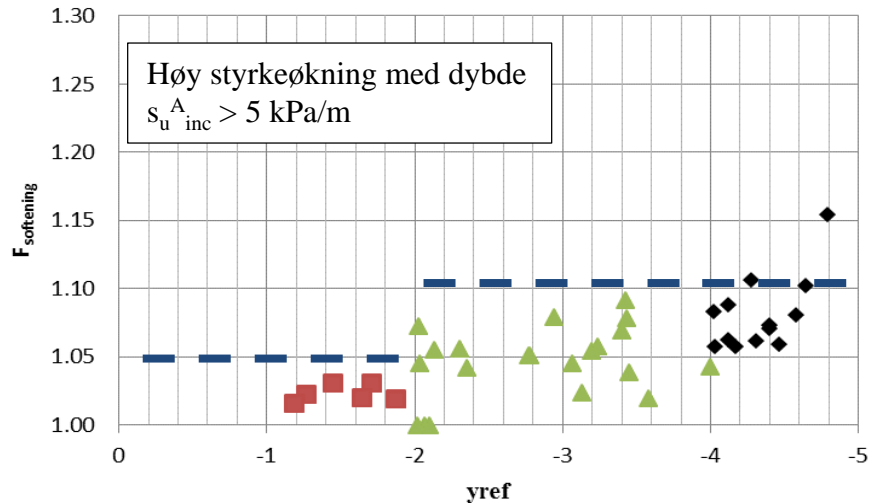
Lav sprøhet

$$\Delta\gamma_{80} > 5 \%$$



Middels sprøhet

$$\Delta\gamma_{80} = 2-5 \%$$



Mulig differensiering

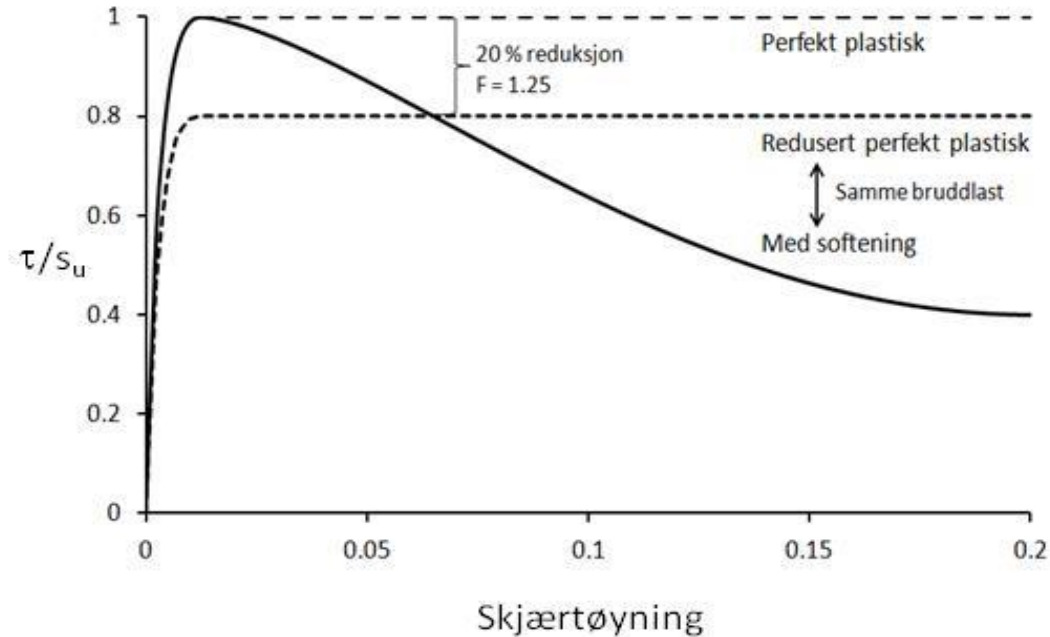
$\Delta\gamma_{80} = 0-2 \%$	$F_{\text{softening}}$ for høy sprøhet		
	$y_{\text{ref}} = 0-2 \text{ m}$	$y_{\text{ref}} = 2-4 \text{ m}$	$y_{\text{ref}} > 4 \text{ m}$
$s_{u, \text{inc}}^A = 2-3.5 \text{ kPa/m}$	1.10	1.20	1.25
$s_{u, \text{inc}}^A = 3.5-5 \text{ kPa/m}$	1.10	1.15	1.20
$s_{u, \text{inc}}^A > 5 \text{ kPa/m}$	1.05	1.10	1.15

$\Delta\gamma_{80} = 2-5 \%$	$F_{\text{softening}}$ for middels sprøhet		
	$y_{\text{ref}} = 0-2 \text{ m}$	$y_{\text{ref}} = 2-4 \text{ m}$	$y_{\text{ref}} > 4 \text{ m}$
$s_{u, \text{inc}}^A = 2-3.5 \text{ kPa/m}$	1.10	1.15	1.25
$s_{u, \text{inc}}^A = 3.5-5 \text{ kPa/m}$	1.10	1.10	1.15
$s_{u, \text{inc}}^A > 5 \text{ kPa/m}$	1.05	1.10	1.10

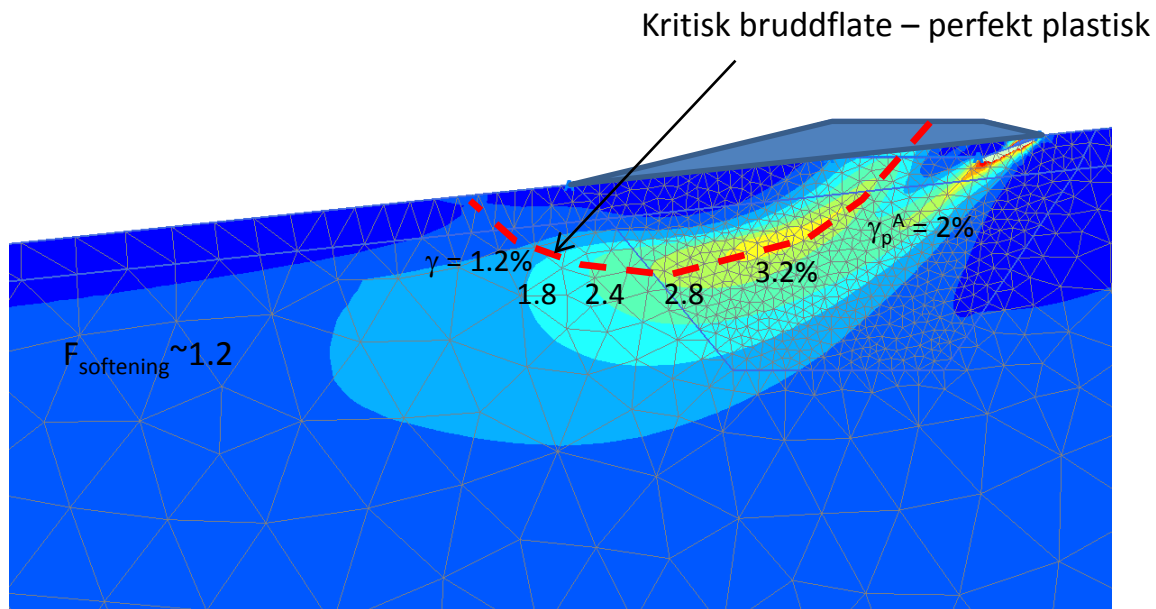
$\Delta\gamma_{80} > 5 \%$	$F_{\text{softening}}$ for lav sprøhet		
	$y_{\text{ref}} = 0-2 \text{ m}$	$y_{\text{ref}} = 2-4 \text{ m}$	$y_{\text{ref}} > 4 \text{ m}$
$s_{u, \text{inc}}^A = 2-3.5 \text{ kPa/m}$	1.05	1.10	1.20
$s_{u, \text{inc}}^A = 3.5-5 \text{ kPa/m}$	1.05	1.05	1.15
$s_{u, \text{inc}}^A > 5 \text{ kPa/m}$	1.05	1.05	1.05

Prosedyre

1. Beregner kapasiteten vha FEM med "softening"
2. Finner reduksjon i maks udrenert skjærstyrke $s_u/F_{\text{softening}}$ som gir samme kapasitet i en analyse uten "softening"



Skjærtøyninger ved brudd

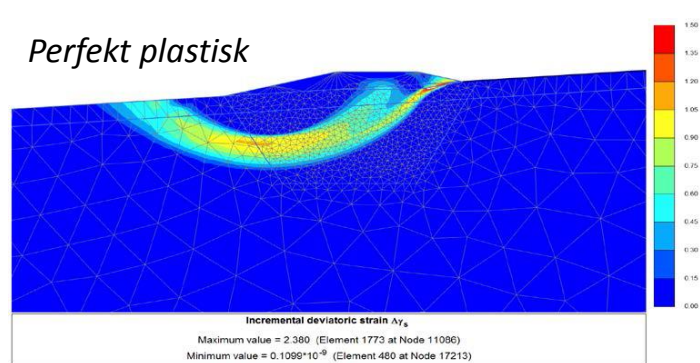
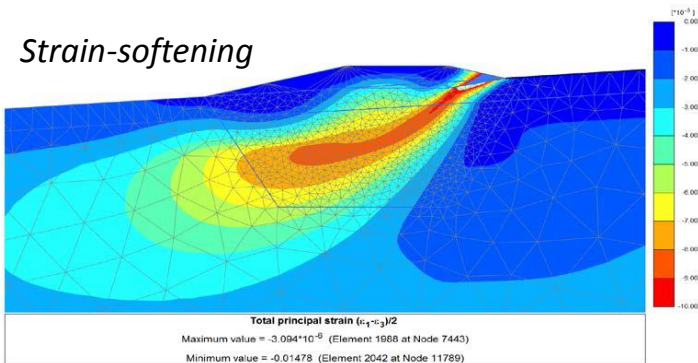


NB! Ikke tøyningsskompatibilitet, men progressivt brudd
Passiv styrke ikke fullt mobilisert ved maks global last

Metode for korreksjon

- Passiv sone ikke fullt mobilisert ved progressivt brudd
- Ikke tøyningsskompatibilitet ved maks last (instabilitet)!
- Korreksjonsfaktor for materialfaktoren:

$$\gamma_M^{\text{sprøbrudd}} = \gamma_M \cdot F_{\text{softening}}$$



Grunnlag for differensiering

- *Progressivt brudd*-prosjektene
- Blokkprøvedatabasen

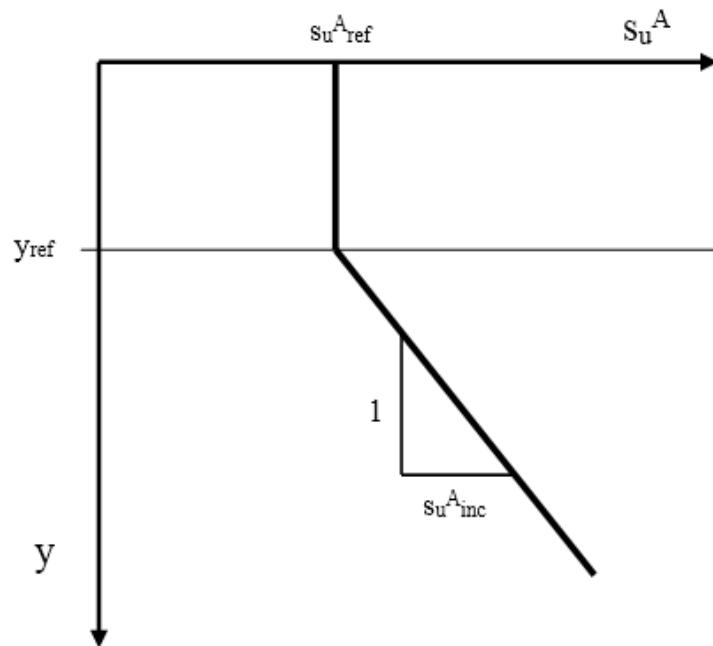
A1. Korrelasjoner fra blokkprøvedatabasen

A2. Differensiering av korreksjonsfaktor

A3. Metode for korreksjon

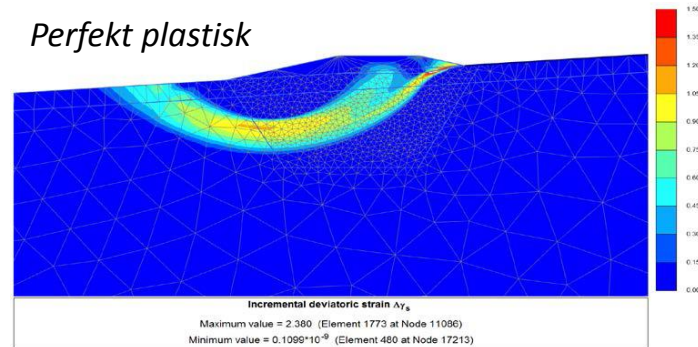
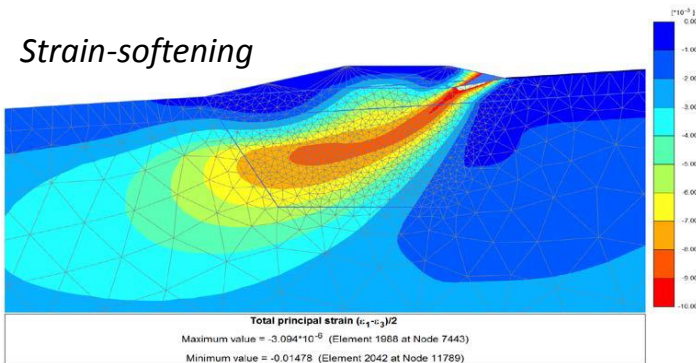
Parametere for differensiering av korreksjonsfaktor

- Belastningssituasjon
 - Klasser av problemtilfeller
- Sprøhet
 - $\Delta\gamma_{80}$
- Styrkeprofil
 - y_{ref}
 - $S_u^A_{inc}$



Konklusjon - *Progressiv Bruddutvikling*

- Ikke fullt utviklet bruddmekanisme ved brudd, passiv sone ikke fullt mobilisert ennå
- Mobilisering av sensitiv leire – effekt av sprøbruddoppførsel NB! Ikke bare kvikkleire som er sprø
- Kan ikke bruke grenselikevektsmetoden for å finne kritisk mekanisme
- Ikke tøyningsskompatibilitet ved maks last (instabilitet)!



Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS)

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Oppgavetekst:

1. Redegjøre for grunnleggende geotekniske prinsipper med tanke på likestilling av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring.

- Redegjøre for hva slags geotekniske faktorer som vil spille inn ved bruk av prosentvis forbedring kontra absolutt materialfaktor. Kan prosentvis forbedring brukes i stedet for absolutt materialfaktor?
- Kan prosentvis forbedring brukes for både lokalstabilitet og områdestabilitet? Og skal den prosentvise forbedringen i tilfelle ha samme kurve(r) for lokalstabilitet og områdestabilitet?
- Ved lokalstabilitet: Prosentvis forbedring forskjellig ved forskjellige typer tiltak, og ved naturlig utløsningsfaktorer andre steder enn ved tiltaket? Kan prosentvis forbedring for lokalstabilitet fungere som en et tilfredsstillende krav til "propp" for sikkerhet mot at et områdeskred kan skje?

2. Vurdere nærmere mulige geotekniske forutsetninger for å praktisere prosentvis forbedring i normaltillfeller. Det vil si nybygging eller ombygging av samferdselsanlegg eller andre tiltak, både i og utenfor bebyggelse. SamfunnskONSEKVENSER og tilhørende risikovurderinger med hensyn på kostnader og sikkerhet i forhold til andre farer skal ikke vurderes.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

SINTEF/Multiconsult har vurdert:

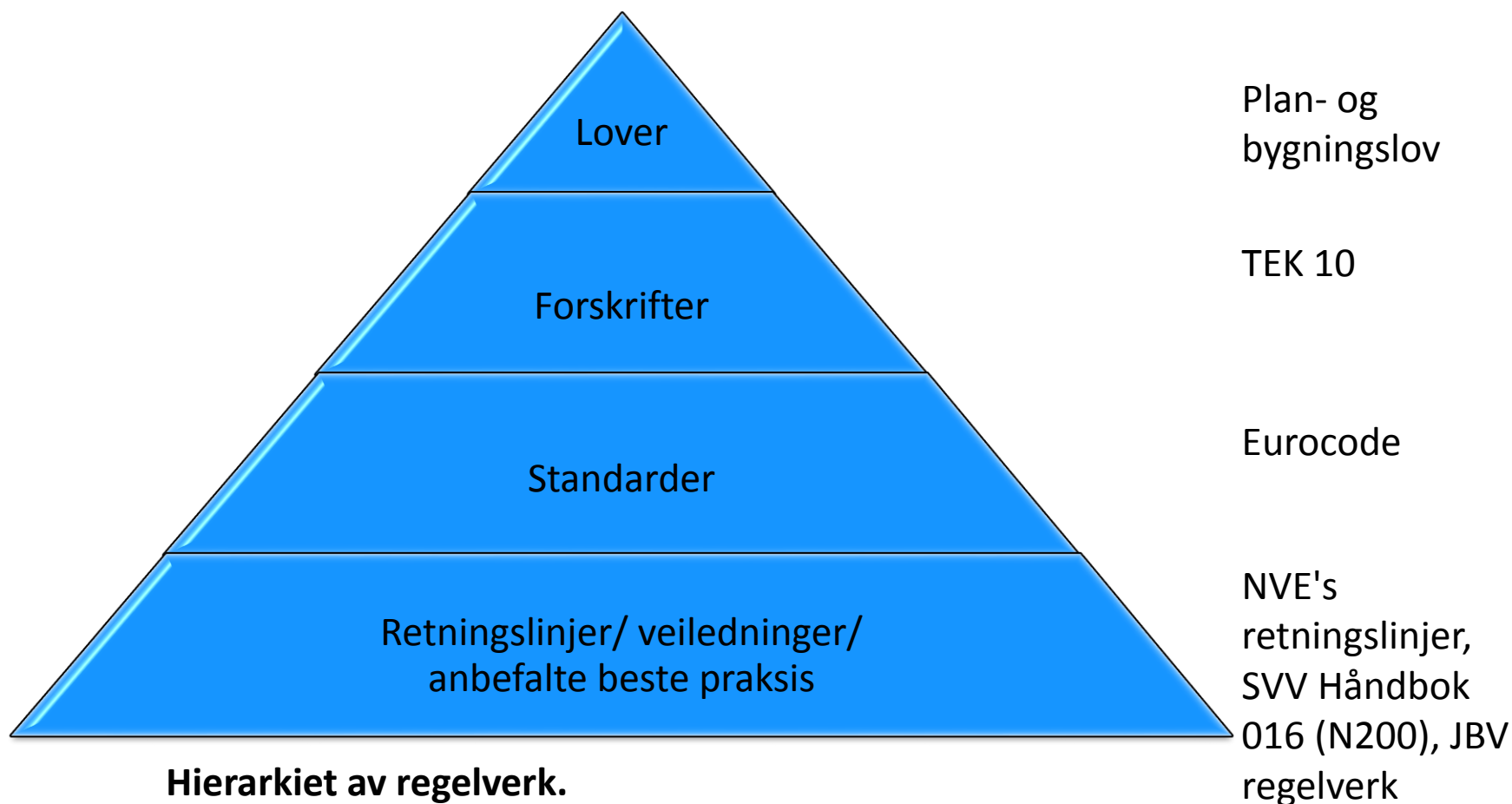
- Forhold i dagens regelverk
- Geotekniske faktorer som spiller inn
- Prinsipper med prosentvis forbedring
 - Eksempler og scenario
- Pålitelighetsanalyser
- Utkast til nye retningslinjer



Rissa-raset 29.april 1978

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

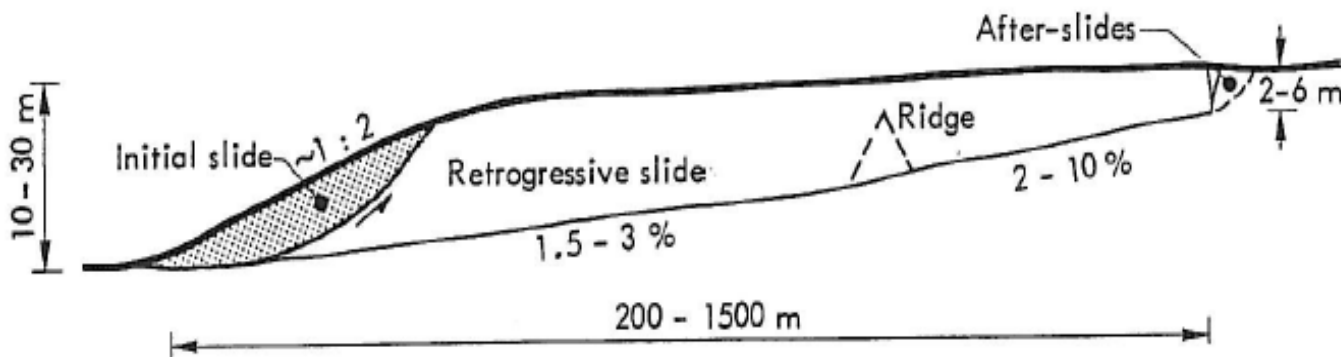
Regelverk



Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Skredmekanismer

Janbu beskriver i 1979 at et kvikkleireskred oftest består av et initialskred som etterfølges av en bakovergripende (retrogressiv) skredmekanisme. Janbu beskriver at slike skred ikke kan forklares ut fra en monolittisk hendelse og at det er en progressiv mekanisme som ligger bak.



Klassisk kvikkleireskred (Janbu).

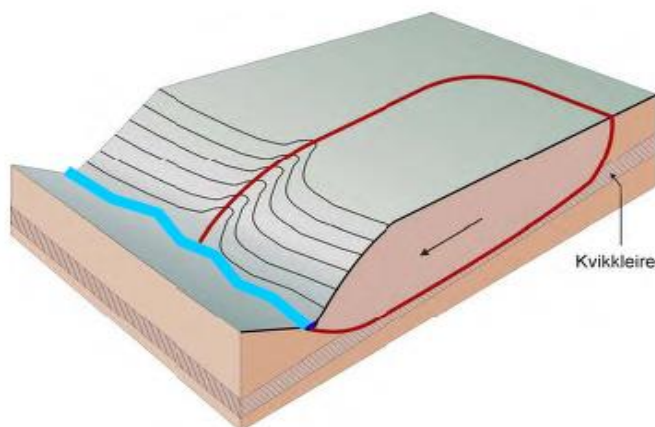
Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Skredmekanismer

Følgende kategorier benyttes i terminologien fra NGI:

- a) Monolittiske rotasjonsskred.
- b) Retrogressive skred.
- c) Monolittiske flakskred.
- d) Vertikal nedsynkning og lateral spredning.

Disse forholdene beskrives også i retningslinjene fra NVE. Figuren under illustrerer et flakskred (type c) på et relativt tynt lag av kvikkleire.



Skisse av flakskred (NVE).

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Skredmekanismer

- Mekanismer av type b), c) og d) kan innbefatte elementer av progressiv bruddutvikling på grunn av sprøbruddoppførsel. I enkelte skredhendelser kan flere av disse mekanismene inntreffe i løpet av skredhendelsen.
- Årsakene til faktiske kvikkleireskred er i mange tilfeller godt kartlagt mens det i andre tilfeller er ukjente årsaker. Følgende utløsende årsaker i kvikkleireskred beskrives av Karlsrud (1989):
 - Erosjon i foten av en skråning i et vassdrag som gradvis øker skjærspenningene i skråningen.
 - Menneskeskapte inngrep.
 - Høye poretrykk
 - Spesielt i øvre tørrskorpe- og forvittringssone, som øker skjærspenningene i underliggende kvikkleire
 - Kan utløse lokale glidninger.
 - Vedvarende kraftig nedbør øker metningsgraden og dermed også tyngdetettheten i tørrskorpesonen som igjen øker skjærspenningene i underliggende kvikkleire.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Områdestabilitet og lokalstabilitet

Følgende definisjoner er benyttet i rapporten:

Lokal stabilitet:

Kritisk skjærflate som kan relateres til et konkret menneskeskapt tiltak innenfor influenssonen til dette tiltaket. Dette er altså knyttet til initialskredet i de tilfeller der menneskeskapte inngrep er utløsende faktor for et kvikkleireskred. Krav til stabilitet må dekkes av absolutt materialfaktor.

Områdestabilitet:

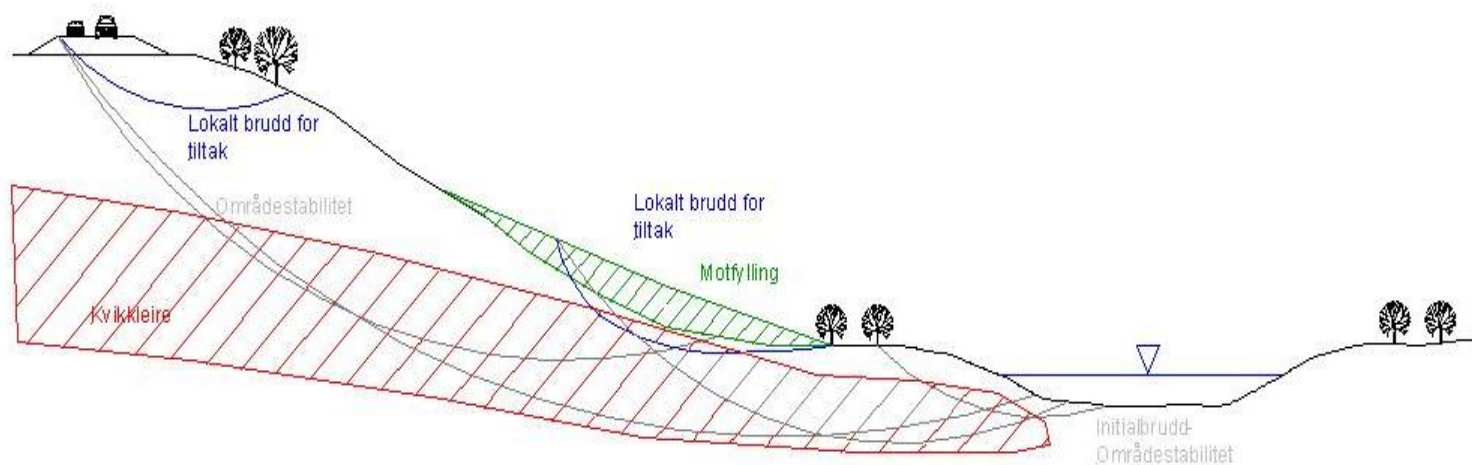
Vurderinger av større områder som kan påvirkes i form av retrogressive mekanismer, flaskred eller vertikal nedsynkning og lateral spredning. Initialskred ved et vassdrag som utløses av erosjon er i utgangspunktet tenkt plassert innenfor denne kategorien dersom det kan initiere en større retrogressiv mekanisme. Også langstrakte skjærflater som i ingen eller uvesentlig grad påvirkes av menneskeskapte tiltak (globalt brudd) faller innenfor vår definisjon. Krav til stabilitet kan dekkes av prosentvis forbedring.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Områdestabilitet og lokalstabilitet

Eksempel

En veg anlegges på toppen av en kvikkleireskråning. Begrepene vil være dimensjonsavhengig. F.eks. kan det "lokale bruddet" på toppen av skråningen gjerne gå helt ned til dalbunnen.



Prosjektgruppens definisjoner av lokal stabilitet og områdestabilitet.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Materialfaktor γ_M

Generelt skal materialfaktoren sikre en tilstrekkelig margin mot brudd ved at en setter krav til forholdet mellom karakteristisk fasthet og opptredende skjærspenning. Denne må i prinsipp dekke:

- Usikkerhet i materialparametere
- Mindre variasjoner i geometri, lagdeling, utstrekning av svake soner og grunnvannsnivå
- Prosjekteringsunøyaktighet eller usikkerhet i beregningsmetodikk (modellusikkerhet)
- Mindre utførelsesfeil

Disse kan sies å være mer eller mindre forankret i Eurokode 7. Eksakt formulering under kodens symbolforklaring er " *γ_M er partialfaktor for en geoteknisk parameter (materialegenskap) som også tar hensyn til modellusikkerhet*". I 2.4.6.3 er angitt at den også "*tar hensyn til små variasjoner i geometriske data*".

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Usikkerhet

Materialparametere og geometri – undersøkelsens omfang

- Karakteristiske verdier i en stabilitetsanalyse skal ligge nær middelvei (forsiktig anslått middelvei). Usikkerhet i materialparametre må derfor dekkes av materialfaktoren.
- Usikkerhetene kan reduseres ved å øke omfanget av grunnundersøkelsen. Det vil normalt gi bedre dekning av området og minske usikkerhetene forbundet med lagdeling, mulige lokale svake lag osv.
- **Prinsippet prosentvis forbedring kan føre til prosjektering med lave marginer og bruken må derfor knyttes til grunnundersøkelsens omfang. Premisser for minste kvalitet og omfang av grunnundersøkelser bør tas opp til vurdering.**

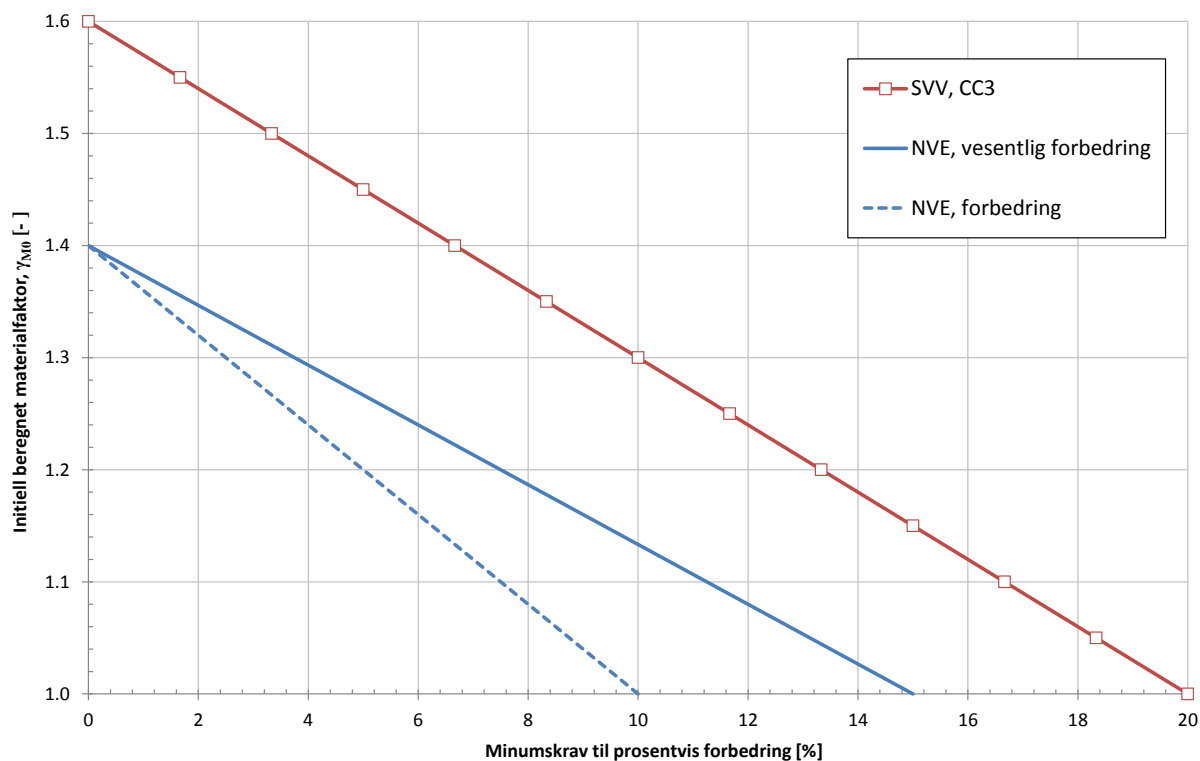
Modellusikkerhet

- Metoder for stabilitetsberegning som oppfyller alle likevektsbetingelser vil kun avvike fra hverandre med $\pm 6 \%$ (Duncan, også omtalt i HB016)
- Erfaring fra bruk av program basert på lamellemetoden viser at sammensatte skjærflater i uheldige tilfeller kan gi opp mot 10-15 % lavere materialfaktor enn sirkulære flater (erfaring fra SINTEF).

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Prosentvis forbedring – NVE og SVV

NVE likestiller prinsippet med absolutt materialfaktor mens SVV har dette som et unntakstilfelle.

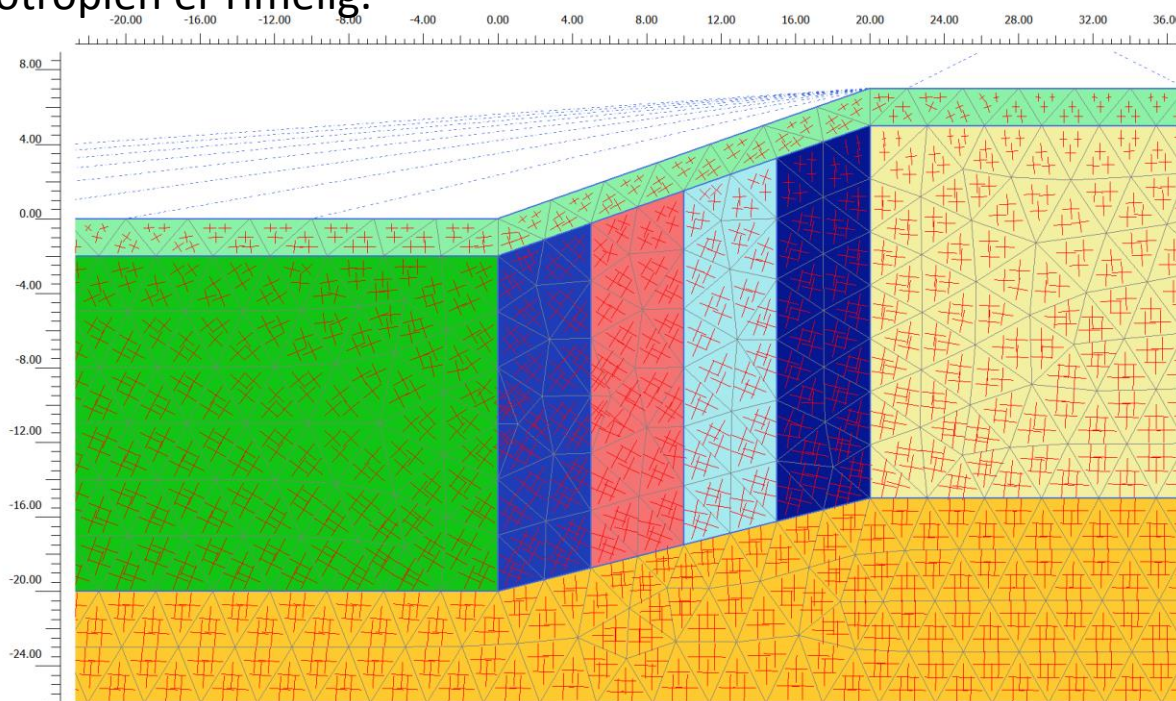


Grafisk fremstilling av prosentvis forbedringsprinsipp for kvikkleireskråninger iht. NVE og SVV.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Prosentvis forbedring - hovedspenningsretning

Hovedspenningsretningen for elementene i skråningen er dreid i forhold til et horisontalt terreng. Større andel av skjærflatene går gjennom aktiv sone. Kristoffer Rabstad (masteroppgave NTNU): Fullstendig rotert anisotropi kan medføre ca. 20-34% økning i sikkerhetsfaktor, men ca. 30-50% rotering av anisotropien er rimelig.



Hovedspenningsretninger i skråning.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

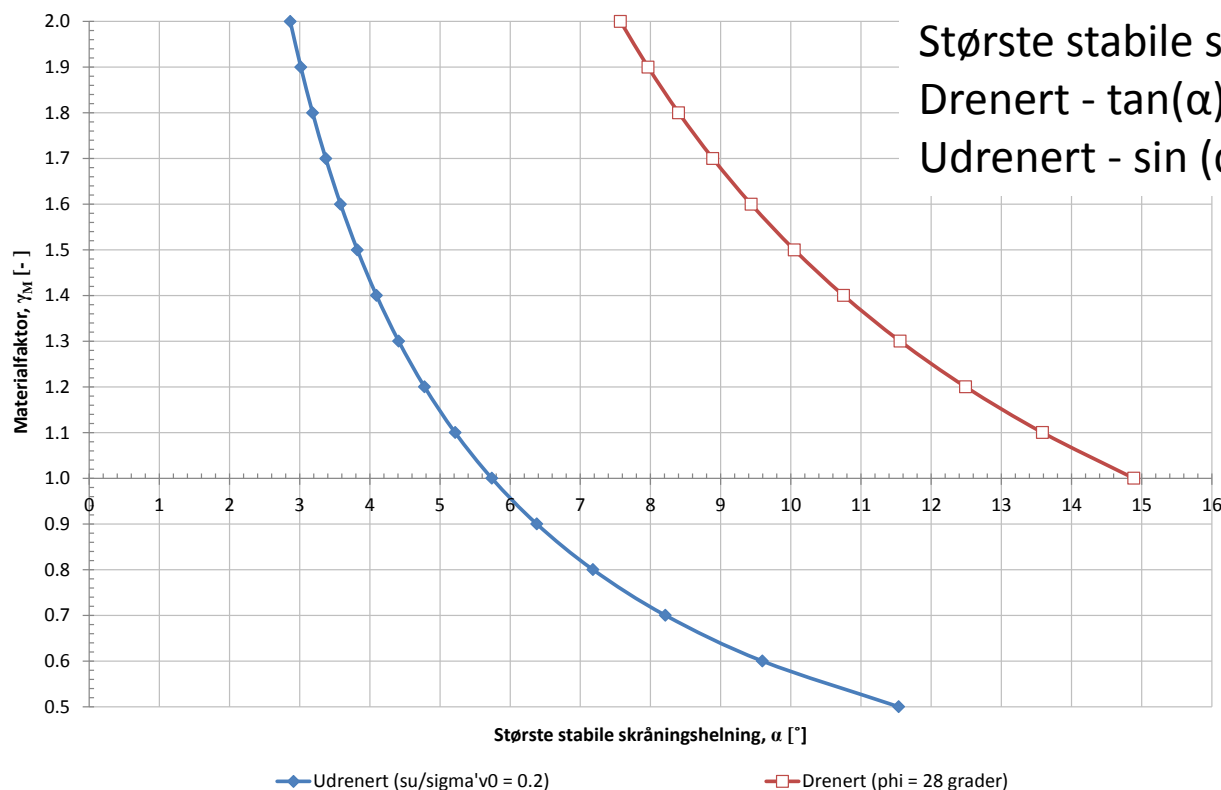
Prosentvis forbedring – nye modeller

- Modellen som for tiden er under utvikling ved NTNU (udrenert effektivspenning, UESA), som bruker prinsippet med kritisk skjærspenning er i denne sammenheng svært interessant å trekke inn i framtidig vurdering av skråningsstabilitet i kvikkleire.
- Jostad (2012) har utført et studie på effekten av progressiv bruddutvikling ved utbygging i områder med kvikkleire. Det er 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.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Prosentvis forbedring – kloss på skråplan

Stabilitet av en lang skråning er tilnærmet beregnet ved å bruke prinsippet for en kloss på skråplan. Grunnvannsstand i terreng, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 28^\circ$, $s_{uD} = \alpha_p \cdot \sigma'_0 = 0,2 \cdot \sigma'_0$.



Største stabile skråningshelning:
 Drenert - $\tan(\alpha) = \gamma' / \gamma \cdot \tan(\phi) / \gamma_M$
 Udrenert - $\sin(\alpha) = \gamma' / \gamma \cdot \alpha_p / \gamma_M$

Dette viser at en naturlig skråning som står med god margin i en drenert stabilitetsanalyse vil kunne gi materialfaktor < 1 i en udrenert analyse.

$\gamma_{M,\phi} = \gamma_{M,su}$ for $\phi=11,5^\circ$
 $16,5^\circ$ for

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Prosentvis forbedring - diskusjon

- En utfordring for regelverket rundt prosentvis forbedring er praktisering av grensene for når prinsippet kan brukes. Det vil alltid være en pris knyttet til å oppnå en absolutt materialfaktor eller en eventuell omprosjektering (for eksempel omlegging av vegtrase). I noen tilfeller er stabiliteten i utgangspunktet så lav at et tiltak ikke bør gjennomføres. I andre tilfeller vil det være rett å kreve en absolutt materialfaktor for alle skjærflater. Uten klare retningslinjer vil kostnad bli styrende i de fleste tilfeller.
- Ved å innføre dette prinsippet åpner man for et lavere sikkerhetsnivå for å kunne gjennomføre et tiltak som er nyttig for samfunnet. Kompensasjonen for dette ligger i at en utviser økt aktsomhet i prosjektet. Det er derfor viktig at premissene kommuniseres til alle aktører.
- **Det er en reell mulighet/ fare for at norsk praksis kan bli at prosentvis forbedring er normalt tilfellet og at en legger bort tidligere tanker om at prosentvis forbedring kun skulle benyttes i unntakstilfeller.**

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Prosentvis forbedring – konstruktive tiltak

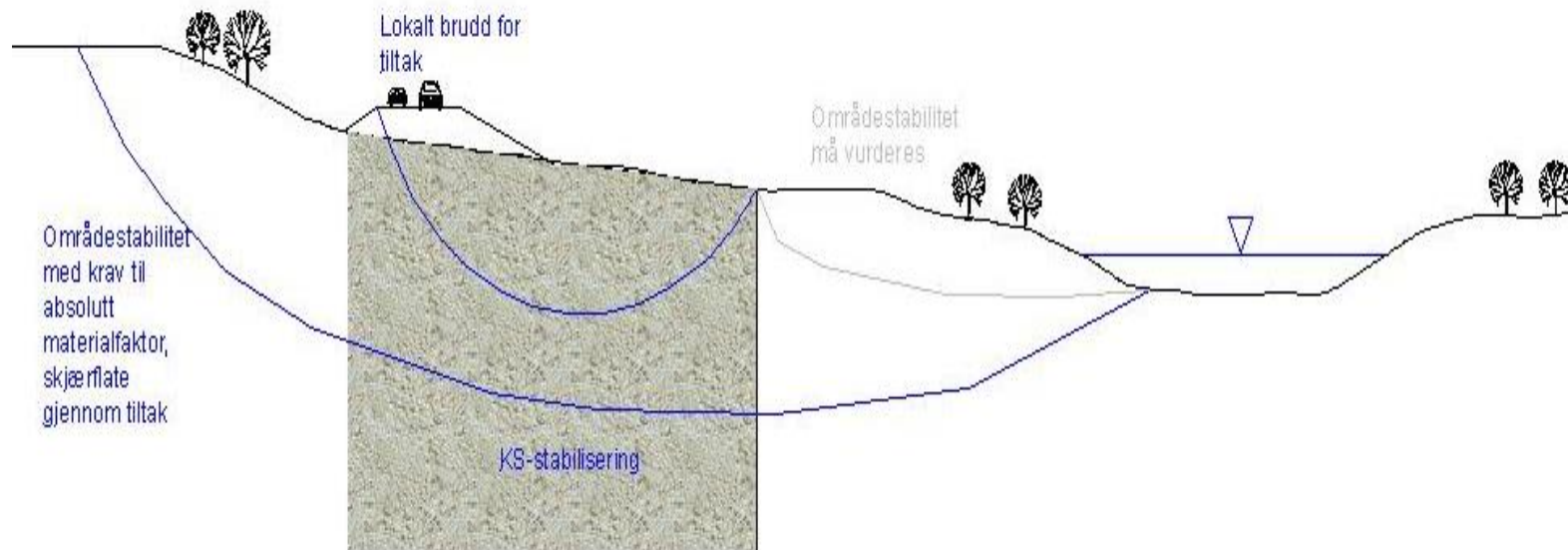
- Det geotekniske fagmiljøet i Norge samlet om at det også bør kunne åpnes opp for bruk av konstruktive tiltak for å stabilisere en kvikkleireskråning. Dette kom blant annet fram under et kvikkleireseminar i regi av NVE i mai 2012.
- Mulige konstruktive tiltak for å bedre sikkerheten av en kvikkleireskråning kan være:
 - Kalksementstabilisering
Ribber - Blokk
 - Annen grunnforsterkning
Støttekonstruksjoner (Midlertidige – Permanente)
Masseutskifting med lette fyllmasser

I tillegg kommer metoder som endrer de mekaniske egenskapene av massene, som f.eks.: Saltdiffusjon - Elektroosmose

Det bør ved konstruktive tiltak settes krav til en absolutt materialfaktor av kvikkleireskråninger for permanent tilstand. Man må imidlertid ha fokus på å ikke midlertidig forverre stabiliteten i noen fase (eks. poreovertrykk).

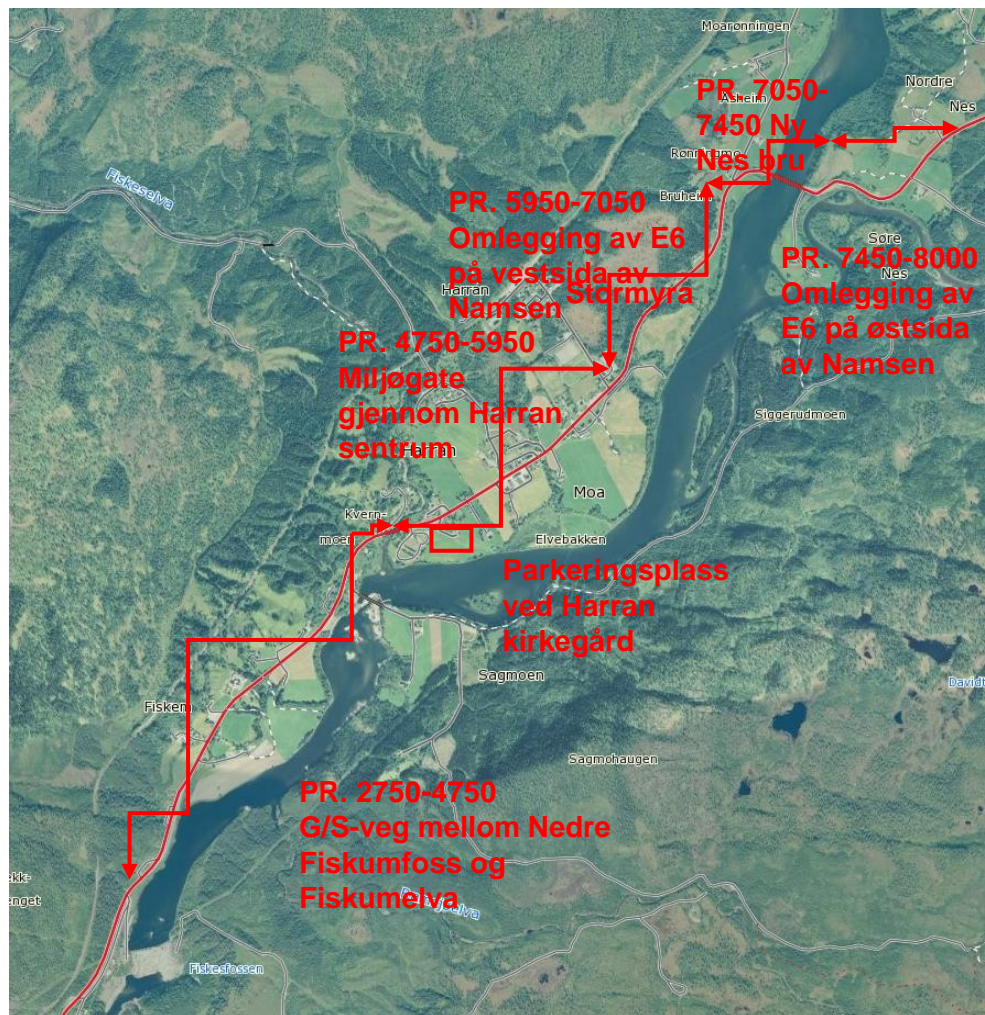
Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Prinsippskisse bruk av konstruktive tiltak.



Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Prosentvis forbedring - Harran

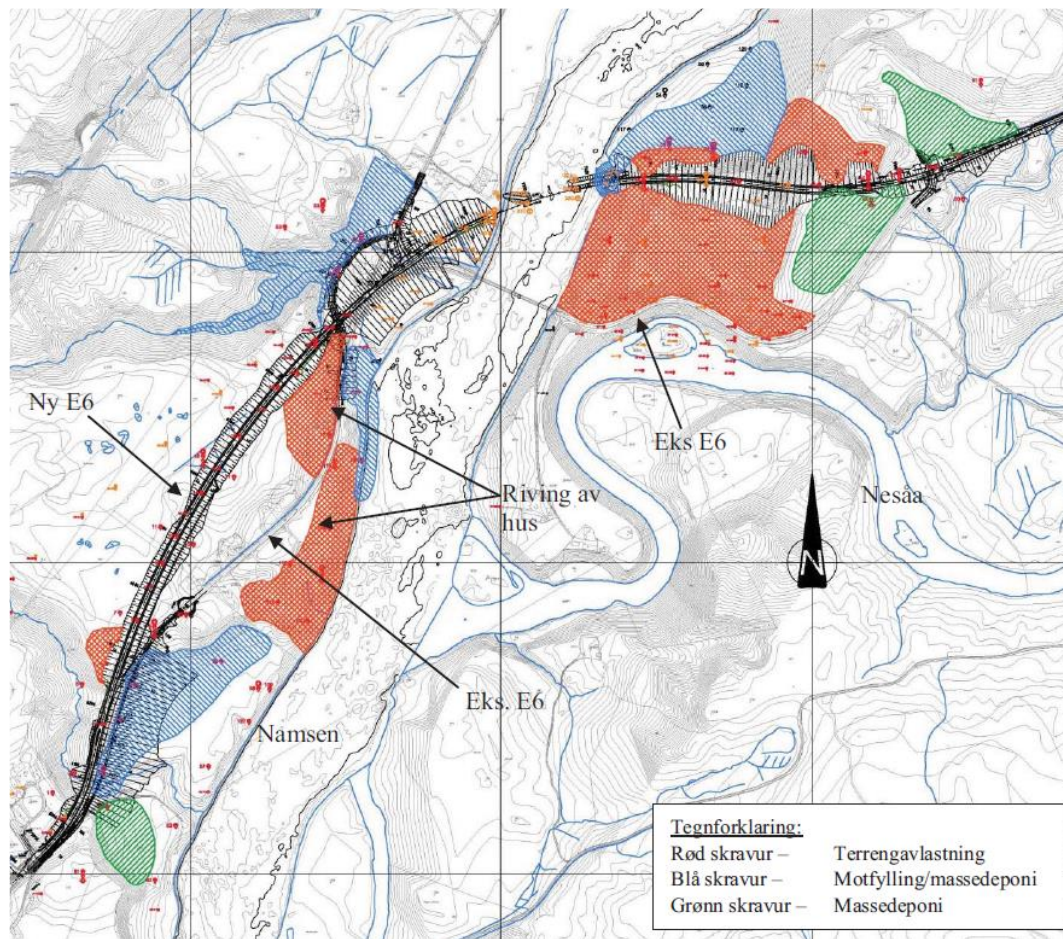


Multiconsult:

- Masseflytting av ca. 350 000 m³ til avlastning og motfylling langs veglinja.
- Uttak av vegskjæringer omfatter ca. 250 000 m³. Omfatter totalt masseflytting av ca. 600 000 m³.
- Masseoverskudd fra stabilitetstiltak og uttak av vegskjæringer er stipulert til ca. 200 000 m³.
- Ravinedalene er bratte med helning typisk ca. 1:1,5 til 1:2,5.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Prosentvis forbedring - Harran



Oversikt over terrengtiltak.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Prosentvis forbedring - Harran

Kostnader i forbindelse med geoteknikk (grunnundersøkelser, prosjektering og oppfølging i byggefasen) beløper seg til ca. 5,5 mill. kr. Medregnet i disse kostnadene er det grunnundersøkelser og prosjektering av Ny Nes bru.

Estimerte økte kostnader ved krav om absolutt sikkerhetsfaktor for områdestabilitet.

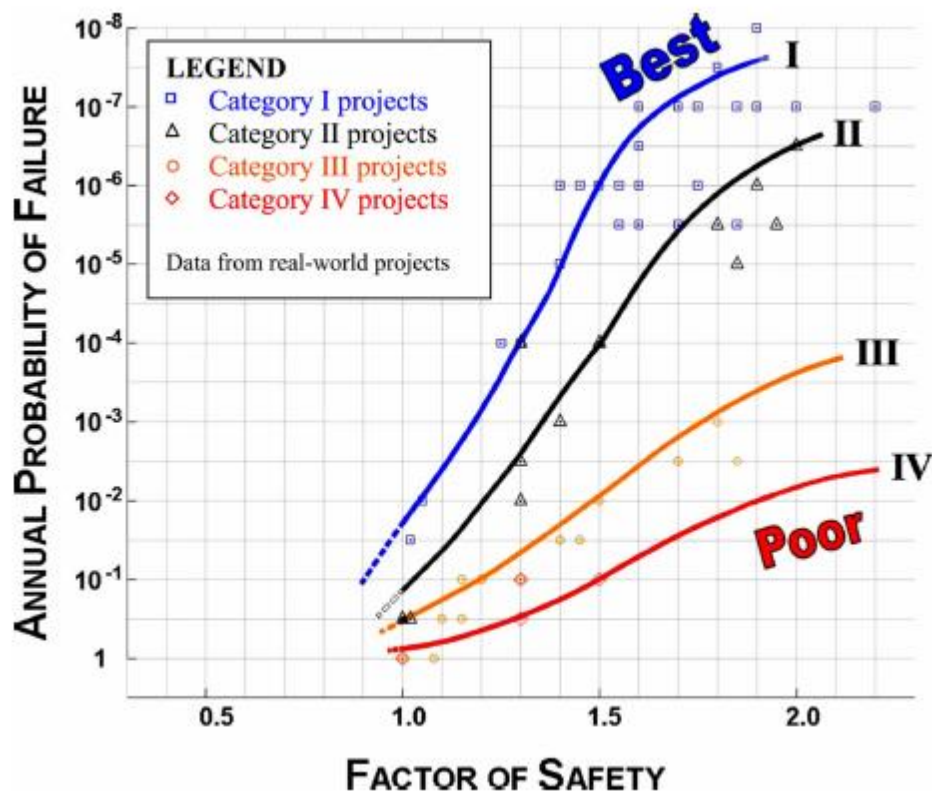
Sikkerhetsfaktor områdestabilitet	Prosentvis økning sikkerhetsnivå fra dagens situasjon	Volum terrengtiltak	Kostnadsøkning
$\gamma_M \geq 1,4$	Ca. 30 %	Ca. 460 000 m ³	Ca. 6,3 mill. kr
$\gamma_M \geq 1,6$	Ca. 50 %	Ca. 700 000 m ³	Ca. 20 mill. kr

I tillegg til de økte entreprisekostnadene vil det komme til følgekostnader (terrengtiltakene vil beslaglegge større areal, økt erstatning til grunneiere for avlingstap, grunnundersøkelser og stabilitetsvurderinger for massedeponi, riving av flere eneboliger, osv).

I praksis ville ikke en slik utbygging vært mulig å gjennomføre i et område med tett bebyggelse.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Pålitelighetsanalyse

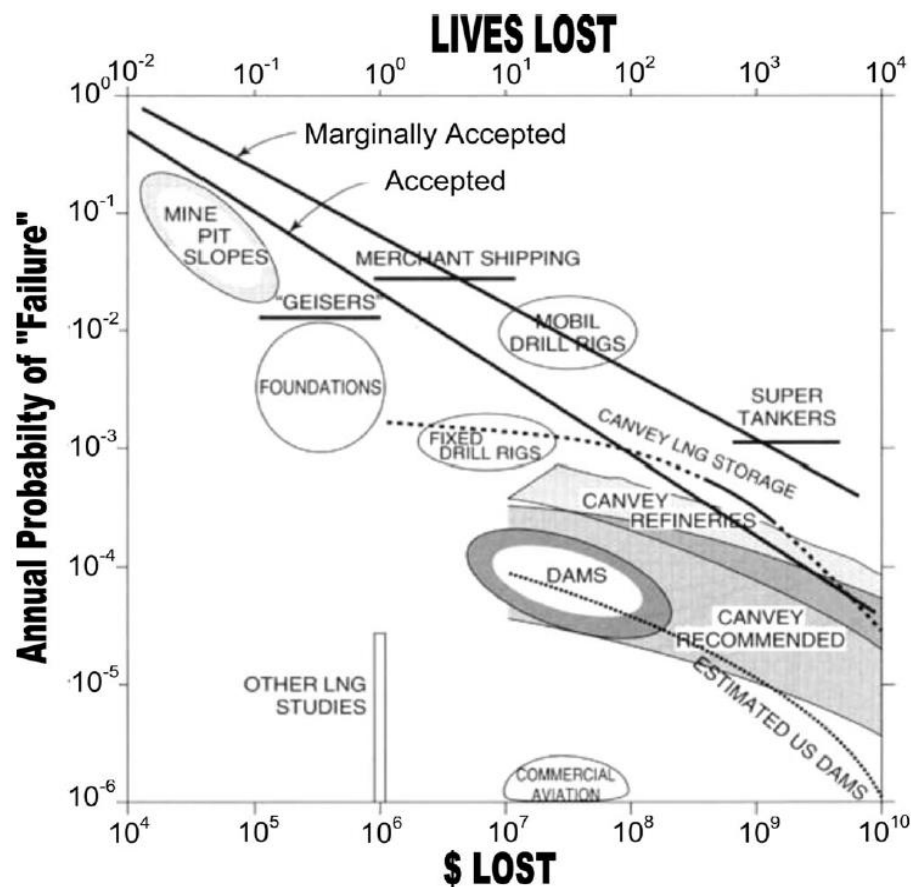


Man kan tenke seg at det differensieres på krav til sikkerhetsfaktor som følge av kvalitet til- og mengde av grunnundersøkelser.

Sikkerhetsfaktor mot sviktsannsynlighet for geotekniske prosjekter (Silva et al., 2008)

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Pålitelighetsanalyse



Risiko er som kjent sannsynlighet multiplisert med konsekvens. Konsekvensen av en hendelse vil styre kravet til pålitelighetsnivå.

Sviktsannsynlighet og akseptabel risiko (Silva et al., 2008)

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Krav til grunnundersøkelser

Kvalitetsklasse	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/ oppfylning): + 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/ oppfylning): 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

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).

- 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 GU og oppfølging (undersøkelser lokalt langs tiltaket). Bør forankres i pålitelighetsanalyser.
- 3) Bør tilfredstille krav i Eurokode 7, kap. 4 (avhengig av geoteknisk kategori)

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Oppsummering

Prosjektgruppen har i denne oppgaven redegjort for prinsipper for bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring. Noen foreløpige konklusjoner kan listes:

- Hvorvidt prinsippet med prosentvis forbedring kan benyttes bør være dimensjonsavhengig.
- Det er videre vist at det i mange tilfeller kan være urealistisk å kreve at langstrakte skråninger med kvikkleire som i dagens situasjon står med tilnærmet labil sikkerhet mot udrenerte utglidninger skal forbedres til en materialfaktor på $\gamma_M = 1,4$ eller $1,6$.
- Prosjektgruppen tilrår at det ved inngrep i en kvikkleireskråning kreves absolutt sikkerhet til det lokale tiltaket (klare definisjoner på utstrekningen av det lokale tiltaket er dog ikke gitt her, dette krever input fra andre NIFS-aktiviteter).
- Områdestabiliteten, herunder sikkerheten for et initialras i et vassdrag, kan behandles etter prinsippet med prosentvis forbedring for å ivareta sikkerheten.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Oppsummering

- Kompensasjonen for å benytte et lavere sikkerhetsnivå ved bruk av prosentvis forbedring må ligge i at en må utøve økt aktsomhet i prosjektet, både i form av utførelsen og krav til grunnundersøkelser:
 - F.eks. bør det stilles krav til geoteknisk kompetanse på byggeplass, det bør sikres god kommunikasjon mellom utførende og prosjekterende og det bør stilles krav til kontroll under utførelse.
 - Ved bruk av prinsippet prosentvis forbedring må det stilles krav til grunnundersøkelser lokalt der forbedrende tiltak skal utføres.
- Det bør åpnes for bruk av konstruktive tiltak for å sikre en skråning med kvikkleire. Dette bør stille krav til absolutt materialfaktor samt at områdestabiliteten og dens influens på aktuelle konstruksjoner vurderes.
- Dagens praktisering av regelverk gjør at det mange ganger landes på bruk av prosentvis forbedring uten at det er foretatt utredning av implikasjoner med bruk av krav til absolutt materialfaktor. Prosjektgruppen tilrår at det i retningslinjene legges inn et krav til at praktiske/ økonomiske forhold rundt bruken av absolutt materialfaktor utredes. Det vil kunne sikres at dette faktisk utføres for prosjekter i kvikkleireområder gjennom den uavhengige kontrollen som kreves.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Videre arbeid

Aktiviteter innenfor følgende tema bør danne grunnlag for det framtidige regelverket:

- Påliteligheten av en kvikkleireskråning bør utredes videre. Det bør stilles krav til omfang og kvalitet til grunnundersøkelser, og krav til oppfølging og analysemetoder. Dette bør videre linkes til sikkerhetsnivået en krever i framtidige retningslinjer. Prosjektgruppen ønsker å dokumentere en eller flere virkelige caser i en pålitelighetestankegang. Dette gjelder både;
 - Pålitelighetsnivå ved ulike sikkerhetsprinsipper. Det vil her være naturlig å trekke veksler på arbeidet ved Chalmers som bla. presentert av Alén (2012) / 2/.
 - Utløsende årsaker i et pålitelighetsperspektiv.
 - Omfang og kvalitet til grunnundersøkelser relatert til sikkerhetsnivå. Vurdere hvor mye man tjener i et pålitelighetsperspektiv på å sørge for "beste klasse" av grunnundersøkelser. Vurdere om dette kan benyttes som et insentiv til at kvaliteten på undersøkelser i kvikkleire bedres.

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

Videre arbeid

- Effekt av hovedspenningsretning på skråningsstabilitet i kvikkleireområder.
 - Laboratoriestudier på opptatte blokkprøver.
 - Modellering med grenselikevekt eller FEM.
- Revitalisering av udrenerte effektivspenningsanalyser.
 - Basert på case-studie med høykvalitets prøvetaking.
 - Vurdere metoder for fasthetsfordelingen i skråninger.
 - Vurdere om det er enklere måter å analysere dette med FEM-beregninger som er tilgjengelig i dag.



NATURFARE

INFRASTRUKTUR - FLOM - SKRED

Workshop i sikkerhetsfilosofi 8. desember 2014

Hvordan avgrense lokal- og områdestabilitet?

Frode Oset

Geoteknikk- og skredseksjonen

TMT

Vegdirektoratet

Hvordan avgrense lokal- og områdestabilitet?

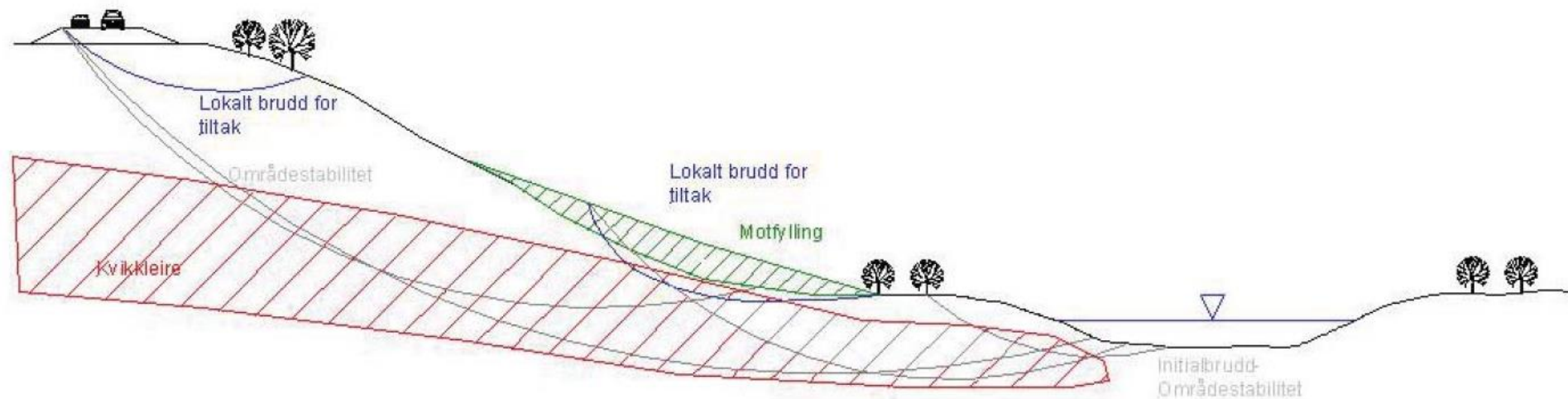
- Definisjoner (NVE veileder 7/2014) :

Lokalstabilitet: Betegnelsen på en lokalt avgrenset stabilitetstilstand med mulighet for brudd (utglidning) i grunnen. Bruddet begrenses til det lokale påvirkningsområdet for spenningsendringen som har oppstått i skråningen. Typiske eksempler er lokalt grunnbrudd under fylling eller fundament, lokal utglidning ved graving i skråning i byggegrop eller i skjæring (stabilitetsbrudd), eller lokal utglidning i naturlig skråning som følge av poretrykksendring eller erosjon.

Områdestabilitet: En stabilitetstilstand der et initialt brudd kan igangsette en progressiv frem- eller bakoverrettet bruddutvikling i tilstøtende sprøbruddmaterialer, slik som er typisk for kvikkleire. Skredet kan bli omfattende dersom det omrørte sprøbruddmaterialet får fritt utløp i fallende terreng.

Lokal- og områdestabilitet

Prinsippskisse



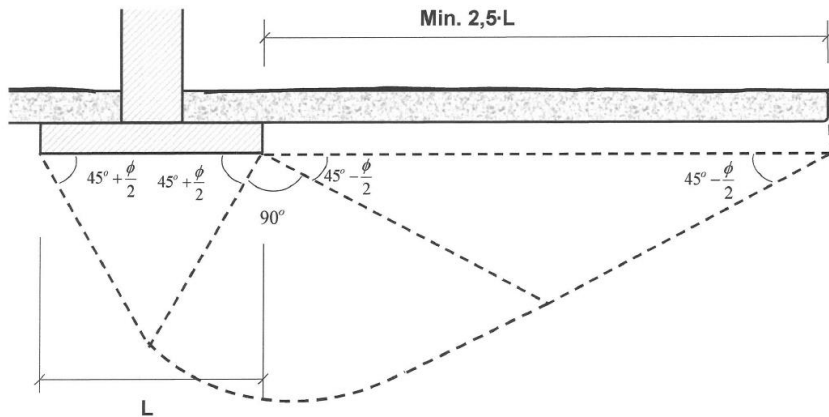
Etter SINTEF/Multiconsult: NIFS-rapport NVE 80/2012

Utfordring: Hvordan konkretisere grensedragningen med tanke på bruk i daglig prosjektering?

- Sikkerhetskrav for lokalstabilitet baseres på absolutt materialfaktor
 - Krav iht
 - Eurokode 7
 - Statens vegvesens regelverk
 - Jernbaneverkets regelverk
- Sikkerhetskrav for områdestabilitet baseres på TEK10/NVEs regelverk

Utfordring: Hvordan konkretisere grensedragningen med tanke på bruk i daglig prosjektering?

- Kan vi knytte utstrekningen av den lokale påvirkningen til geometri eller spenningsfelt?



- -eller utstrekning av udrenert lastpåvirkning?

NVE Jernbaneverket Statens vegvesen

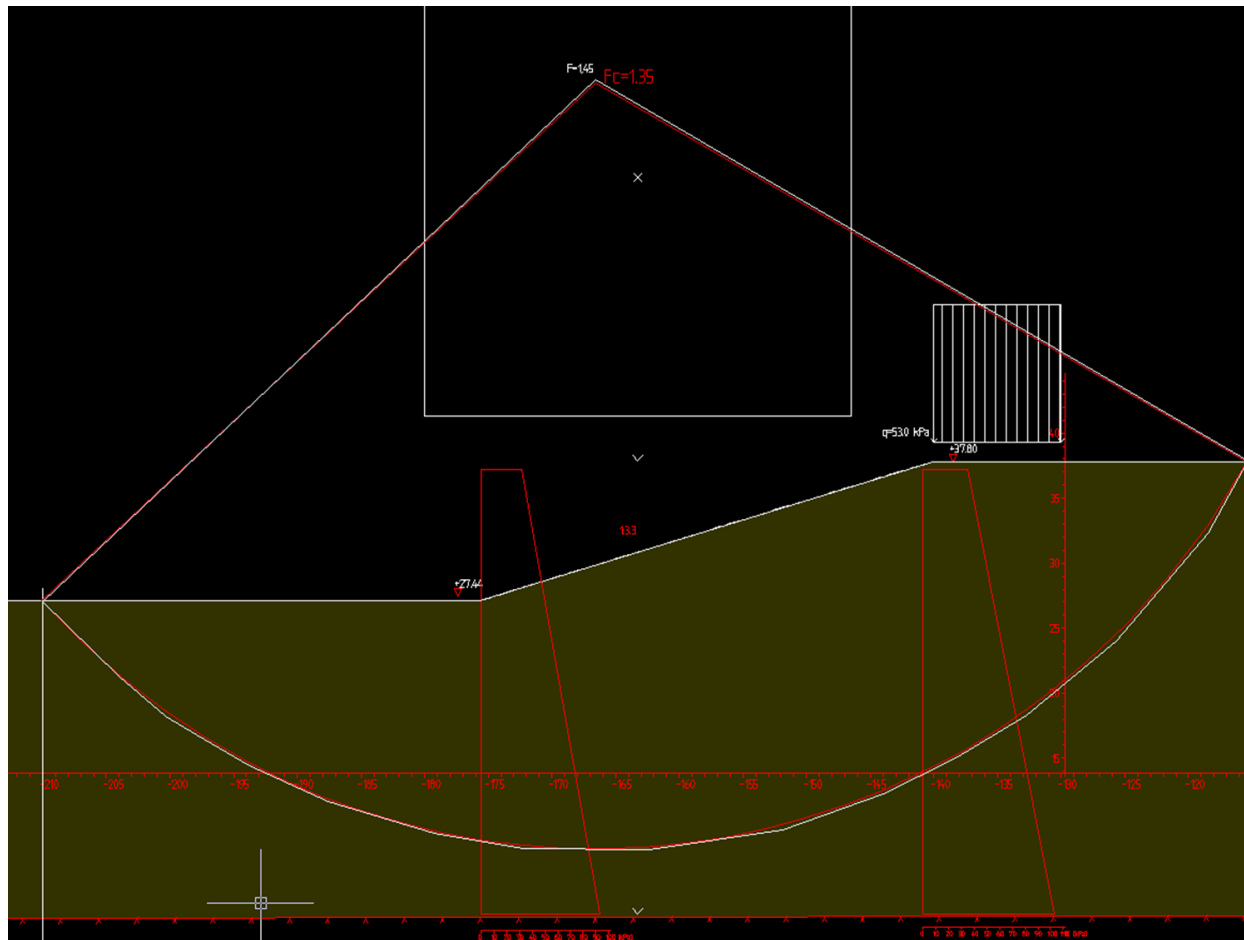
Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire
Likestilling mellom bruk av absolutt material faktor og av prosentvis forbedring:
Bruk av spenningsendring for å definere lokalskred og områdeskred

59
2014

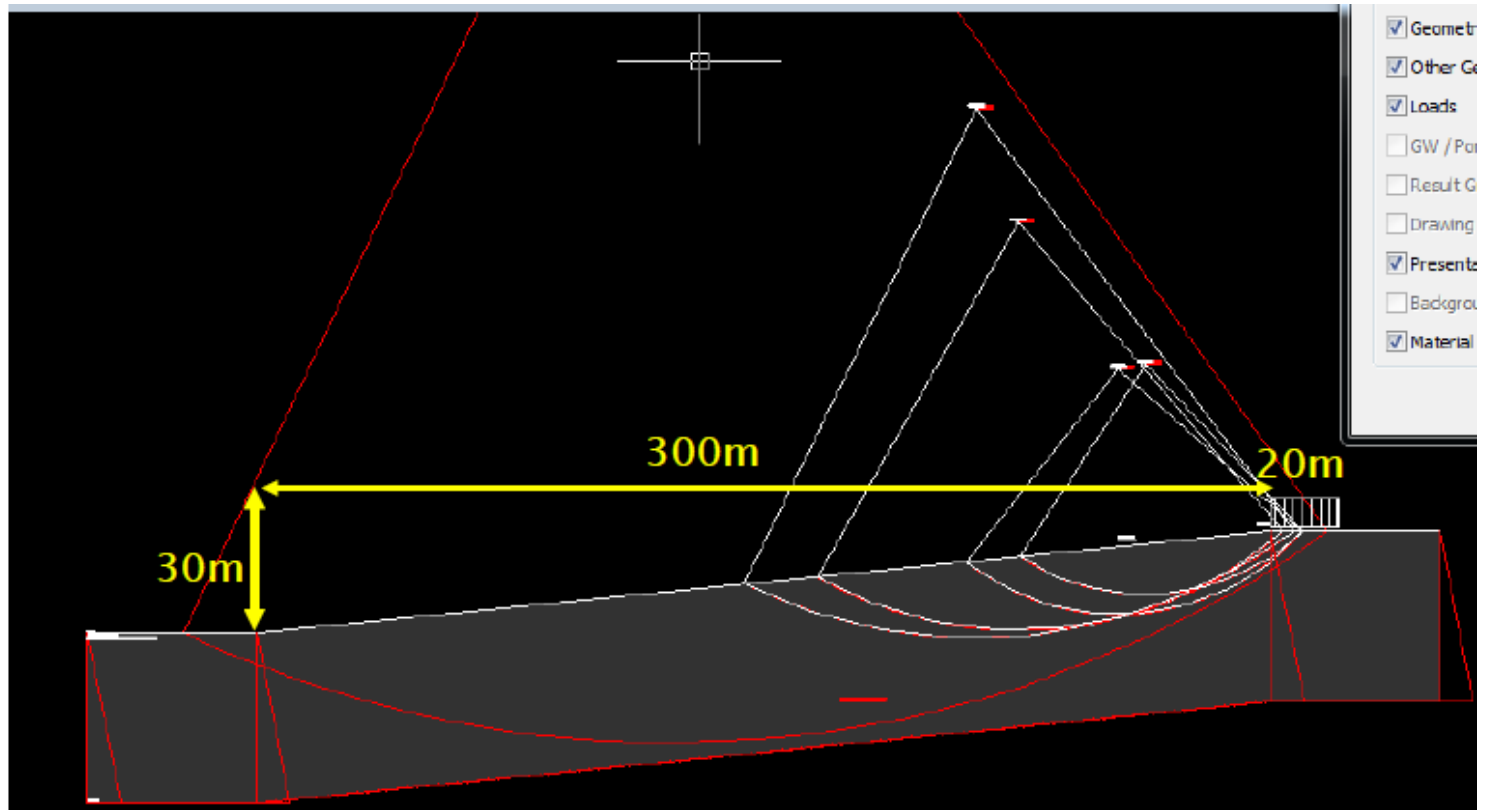
R A P P O R T

NIFS
NATURFARE
INFRASTRUKTUR - FLOM - SKRED

«Administrativ grense» ved 5% endring av materialfaktor



«Administrativ grense» ved 5% endring av materialfaktor



30 m høy skråning

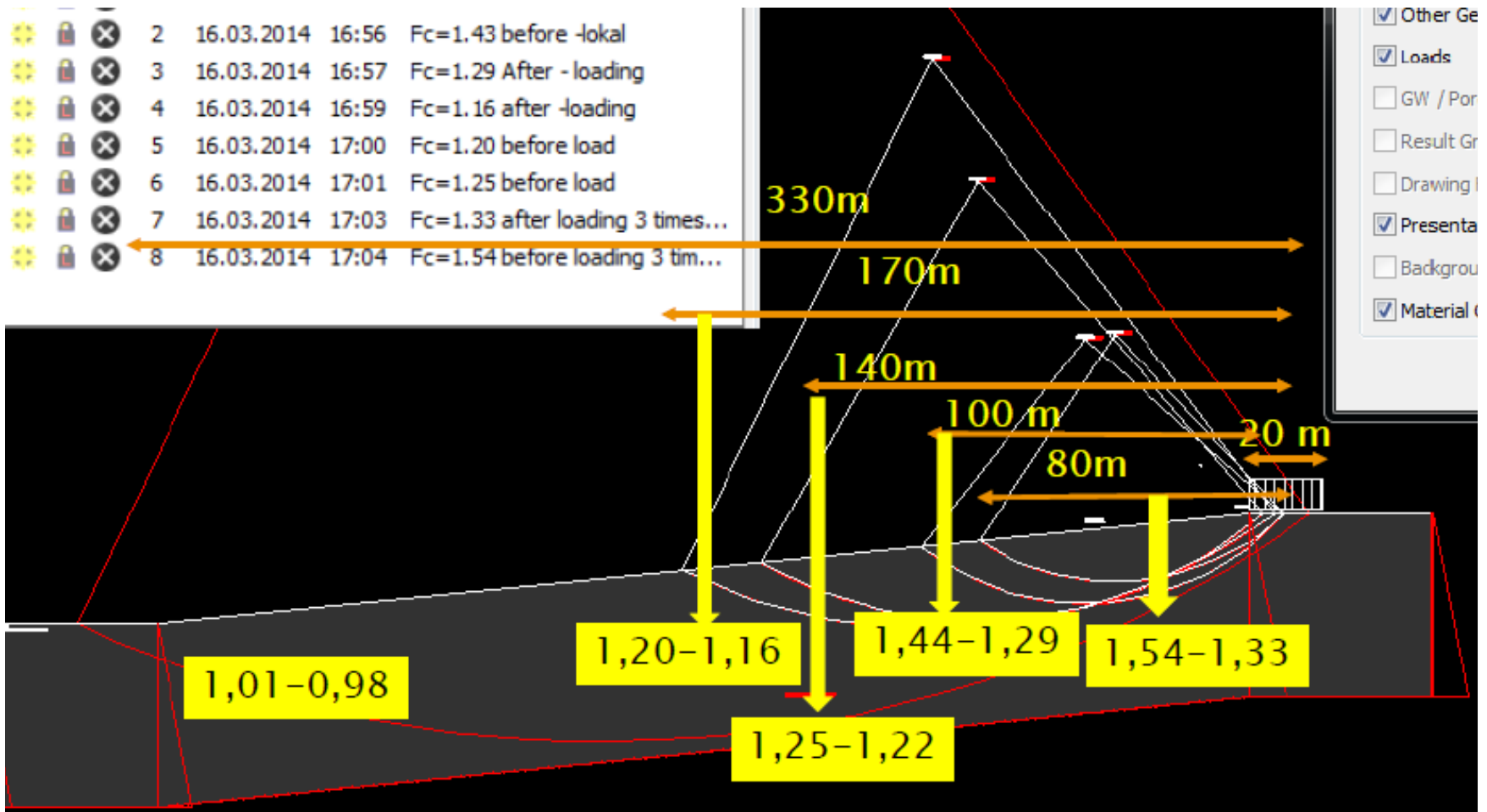
300 m lengde

En 20m lang (*B*) og 2 m høy fylling (40 kPa) på topp

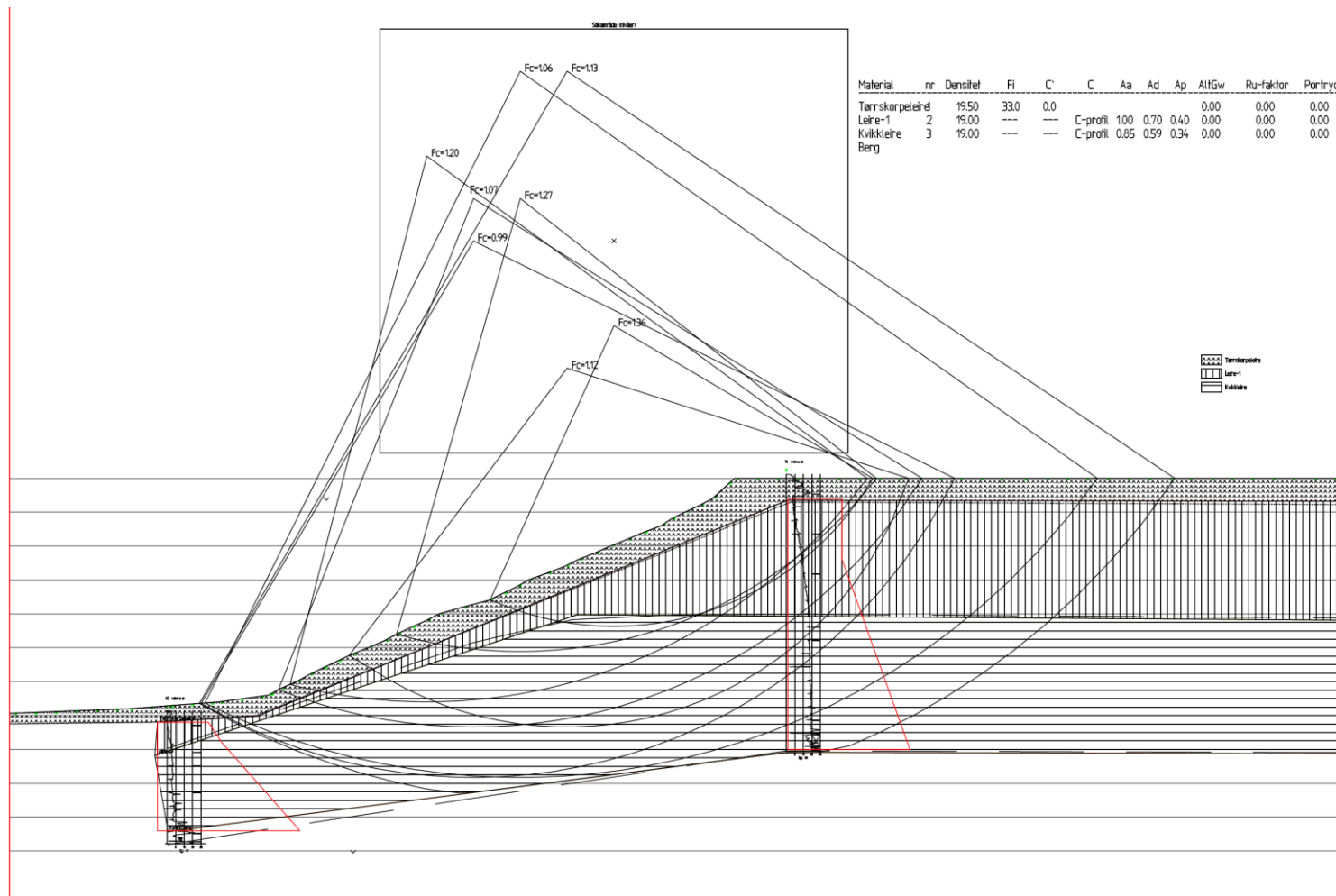
$S_u = 10 \text{ kPa} + 2 \text{ kPa/m} \cdot \text{Dybde}$

ADP etter 1, 0,63, 0,35

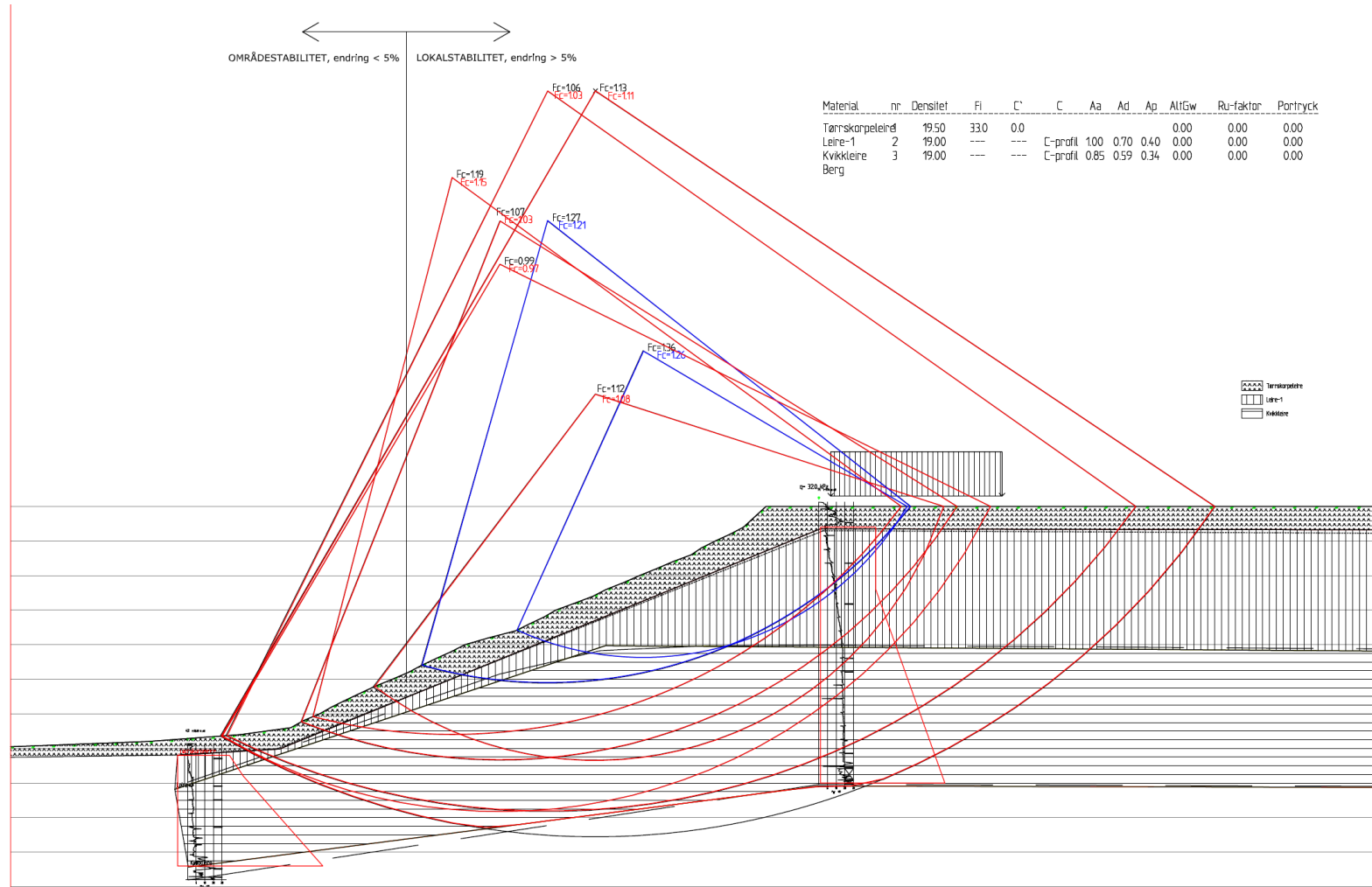
«Administrativ grense» ved 5% endring av materialfaktor



«Administrativ grense» ved 5% endring av materialfaktor



«Administrativ grense» ved 5% endring av materialfaktor



Diskusjon..

- Absolutt materialfaktor for lokalstabilitet?
- Fysisk definisjon for avgrensning mellom lokal- og områdestabilitet mulig?
- «Administrativ grense» for avgrensning mellom lokal- og områdestabilitet:
 - praktisk relevant?
 - forutsetninger/betingelser?

Takk for oppmerksomheten!



Lokalstabilitet.. Foto: H. Bruun, Statens vegvesen



NATURFARE

INFRASTRUKTUR - FLOM - SKRED

Workshop i sikkerhetsfilosofi
**Vurdering av stabilitet i
naturlige skrånninger**

8. desember 2014

Innledning til diskusjon ved Einar Lyche/NVE

Vurdering av stabilitet i naturlige leirskråninger

Etterfølgende innledes til en diskusjon av temaet ut fra en grov oversikt over terrenntyper som er omfattet av denne innledningen.

I praksis er det ofte «glidende» overganger mellom flere av terrenntypene. Likevel bør disse «grunntypene» kunne danne grunnlag for videre diskusjoner omkring stabilitet av naturlige skråninger.

Naturlige leirskråninger er nedenfor inndelt i 4 typer:

A: «Jevne» terrenntyperskråninger.

B: Ravineskråninger

C: Terrasseskråninger

D: Undersjøiske (marbakke) skråninger*

* Ikke nærmere omtalt.

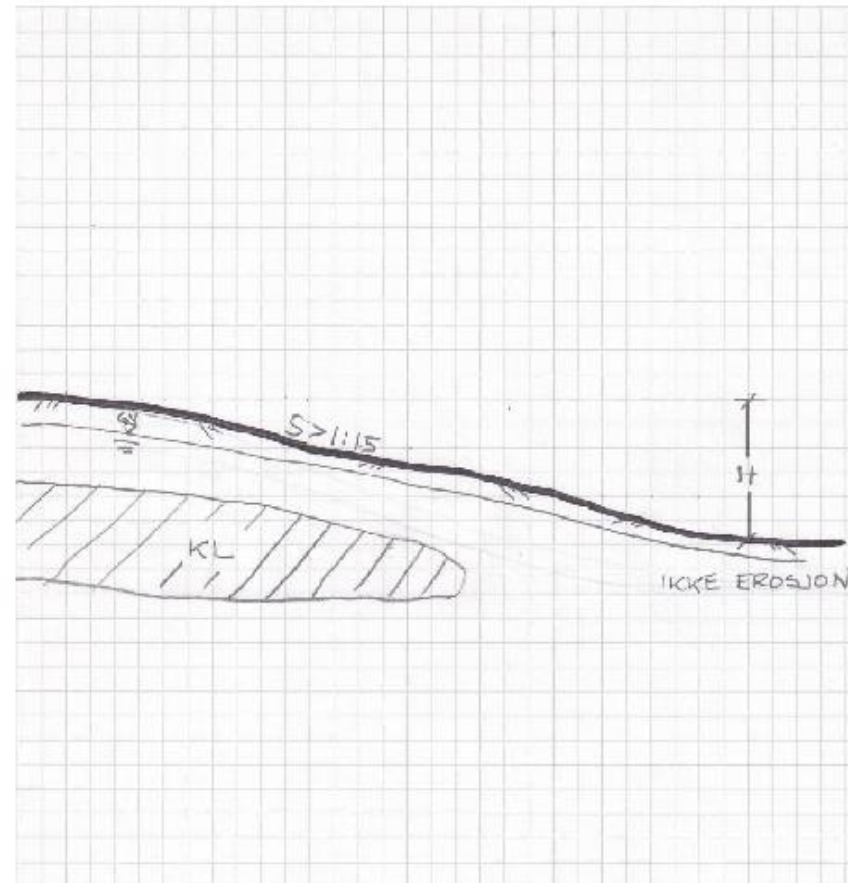
Hva kjennetegner en «jevne» terrengskråning ?

Geologisk:

- Formet ved avsetning i et tidligere havbunnsbasseng, styrt av «underliggende» topografi (fjell).

Geoteknisk:

- Normalt ikke forbelastet, men forvitret med 1-3 m tørrskorpe.
- Ofte homogene avsetninger, men nærhet til fjell eller vassdrag medfører ofte mer variable forhold mht.:
 - Lagdeling
 - Poretrykk



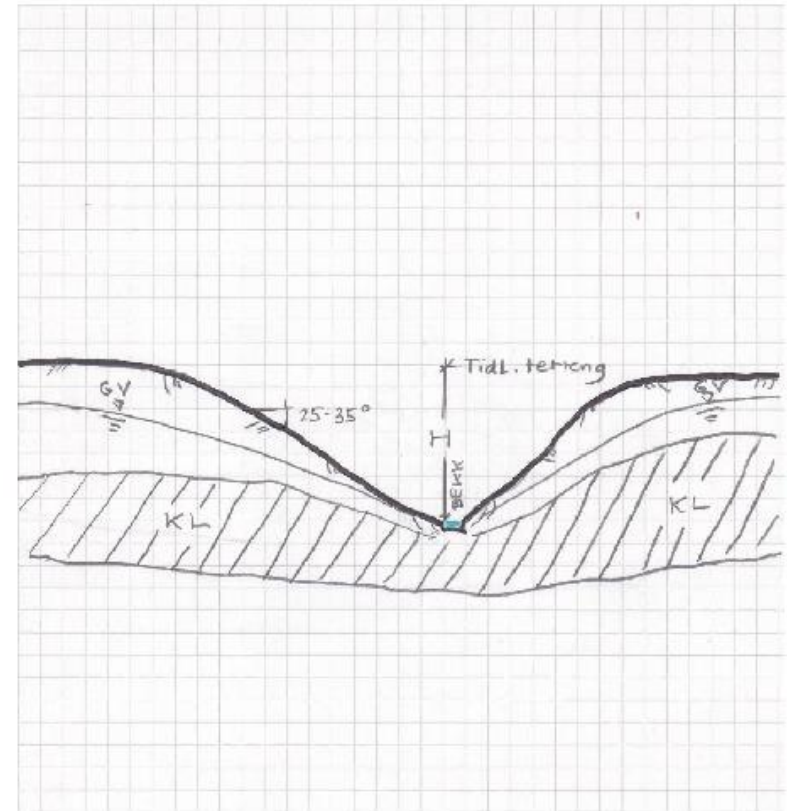
Hva kjennetegner en ravineskråning?

Geologisk:

- Formet ved erosjon i en leiravsetning (for eksempel i en jevn terrengskråning)

Geoteknisk:

- Pågående erosjonsprosess, med stadig utvikling av mindre skred og overflateglidninger !
- Lav sikkerhet mot grunne glidninger (labil overflate)
- Kommentar: Ofte kritisk i forhold til utløsning av kvikkleireskred



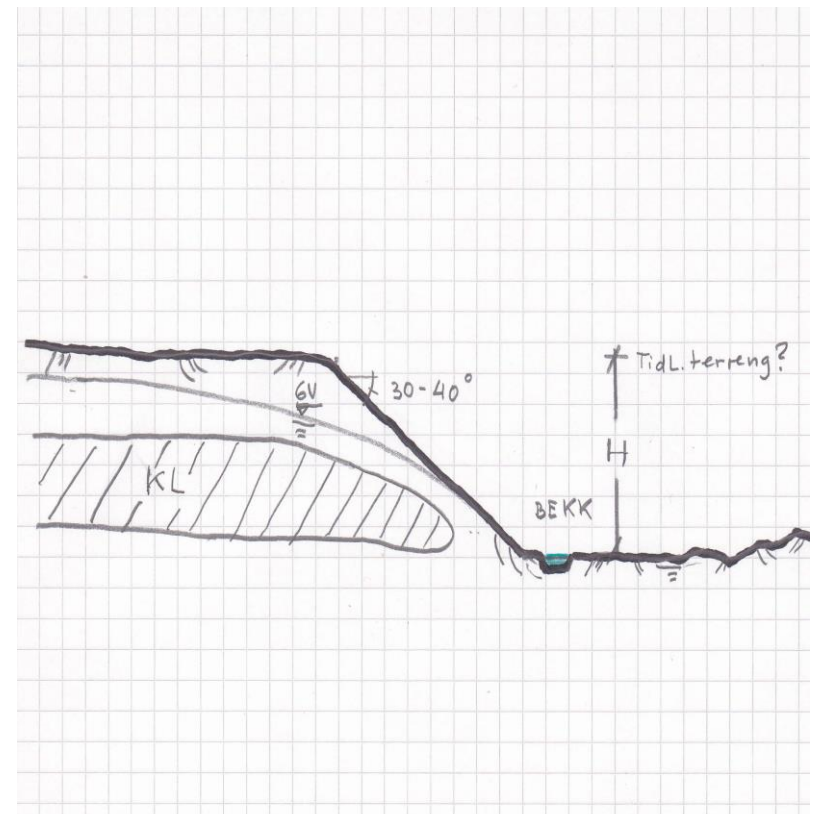
Hva kjennetegner en terrasseskråning ?

Geologisk:

- Erosjonsnedskjæring av store elver/vassdrag («megaraviner») i marine avsetninger
- Avsluttede avsetningstrinn under breisens tilbaketrekning

Geoteknisk (som for raviner):

- Pågående erosjonsprosess, med stadig utvikling av mindre skred og overflateglidninger !
- Lav sikkerhet mot grunne glidninger (labil overflate)
- Kommentar: Ofte kritisk i forhold til utløsning av kvikkleireskred



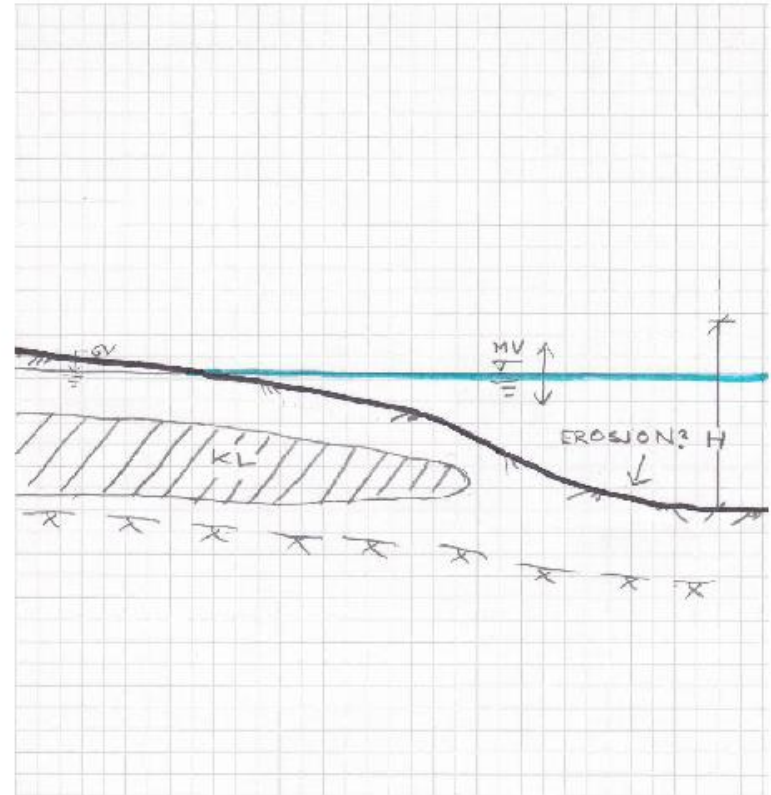
Hva kjennetegner en undersjøisk (marbakke) skråning ?

Geologisk:

- Dannet tilsvarende som en terrengskråning over vann

Geoteknisk:

- Utsatt for bølgeerosjon og undersjøiske erosjonskrefter, som landstrøm eller propellstrøm (i havner)
- Lite kartlagt. Oftest avgrenset i forbindelse med større utbyggingsprosjekter. (Forbedringer vil komme)
- Kvikkleire forekommer !
- Kommentar: Forvarsler om skred er usynlige ! Ofte alvorlige hendelser.



Vurdering av stabilitet i naturlige leirskråninger

Felles hovedtrekk (1):

- Skråningene er utviklet ved naturlige prosesser
- Kvikkleirelag kan være dannet i alle skråningstyper, i varierende nivå og mektighet, og avstand fra overflate
- Skråningene er i hovedsak uberørt av menneskelig påvirkning (tidligere utført bakkeplanering kan ha påvirket opprinnelige forutsetninger, men ferdig/riktig utført er slike tiltak som regel stabilitetsforbedrende)
- Poretrykk har naturlige variasjoner* innenfor definisjonen stasjonære, drenerte forhold.

*Naturlig variasjon = normal veksling mellom høy og lav grunnvannstand, som følge av langvarig nedbør og tørke. Inkluderer kortvarig ekstremnedbør. Permeabiliteten i løsmassene er så lav at overskytende overvann, som ikke rekker å perkolere, vil renne av terrenget som overflatevann.

Vurdering av stabilitet i naturlige leirskråninger

Felles hovedtrekk (2):

- Sikkerheten i nå-situasjonen (drenert)* modelleres mest realistisk ved effektivspenningsanalyse ($F_c\phi$).
- Modellforutsetning og dermed sikkerhet kan bli kraftig påvirket som følge av erosjon som medfører undergraving ved skråningsfot med utløsning av lokale utglidninger som gir udrenerte spenningsendringer inn i skråningen

* Forutsetter at grunnvannstand og poretrykk er pålitelig registrert.

Vurdering av stabilitet i naturlige leirskråninger

Felles hovedtrekk (3):

- Gyldighet av en leirskrånings drenerte stabilitet ($F_{c\phi}$) som dimensjonerende, vil være avhengig av at skråningene IKKE erosjonspåvirkes*, og heller ikke utsettes for annen ytre påvirkning
- Hindres erosjon forblir tilstanden drenert, og sikkerheten uendret. Men om den er bra nok, må beregnes.
- I beregningene er det grunnleggende viktig at det foreligger tilstrekkelig poretrykksmålinger til at poretrykkets innvirkning kan modelleres riktig.

* Grunnleggende sikkerhetskrav for all stabilitetsvurdering i NVE-V7/2014

Bakgrunn for diskusjonen (1)

- NVE kartlegger kvikkleireområder og utfører sikring av områder (inkl. eksisterende bebyggelse/infrastruktur) med samfunnsmessig stor nytte dersom det er **høy risiko** for KL-skred, basert på:
 - Totalspenningsanalyse (og effektivspenningsanalyse). F_c er som regel dimensjonerende for sikkerheten ved terrenghelninger brattere enn 1:15
 - Særlig i bratte ravine- og terrasseskråninger er sjelden naturlig $F_c \geq 1,4$!
 - Innstegskravet for å utføre sikringstiltak i naturlige skrån timer er ikke definert i forhold til eksisterende situasjon*. Men sikringsbehovet må vurderes dersom $F \ll 1,4$.
 - Som tilstrekkelig sikring ligger NVEs praksis på å vurdere utførelse av terrengtiltak som øker eksisterende sikkerhet med ca 3-8 % (ny sikkerhet ca fra $F=1,0 \rightarrow 1,1$ og $F=1,3 \rightarrow 1,35$), innenfor et akseptabelt kost/nytteforhold.

*Sikkerhetskravene i NVE-V7/2014 gjelder bare for planer om nye tiltak.

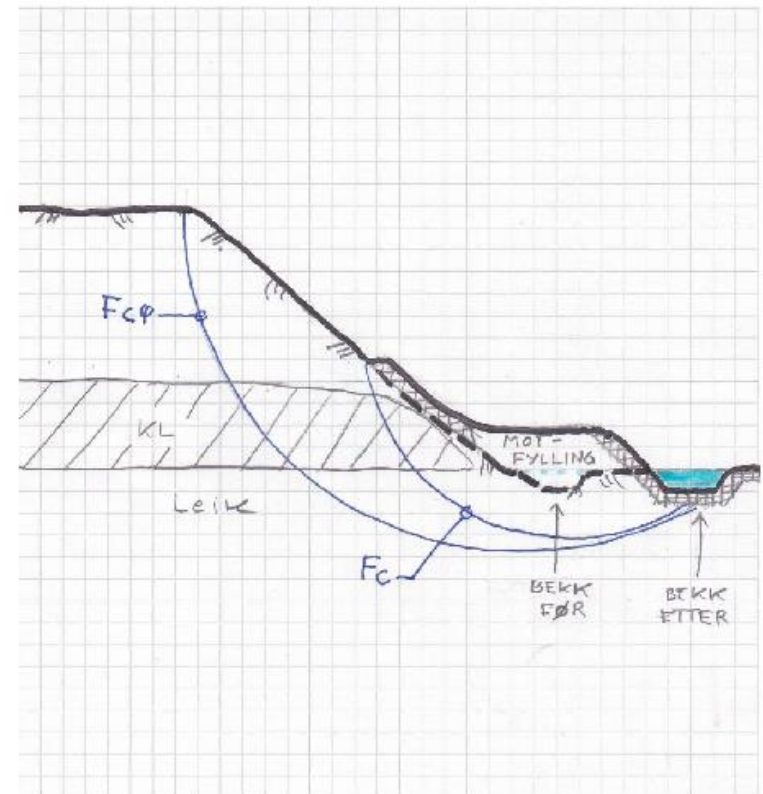
Bakgrunn for diskusjonen (2)

- NVE erfarer ut fra dagens praksis at det faller kostbart å utføre sikringstiltak av mange naturlige skrånninger basert på **Totalspenningsanalyse**.
- Ekstra kostbart blir det dersom det skal sikres opp til krav for ny utbygging i hht. krav i NVE-V7/2014 (utbyggeransvar).
- NVEs budsjettmidler til sikringstiltak er begrenset.
- Vesentlige besparelser og tilsvarende økt sikringsframdrift kan oppnås dersom en kan «sortere» ut og prioritere gjennomføring av sikring av naturlige skrånninger med erosjonsproblematikk og potensiell KL-skredfare, basert på **Effektivspenningsanalyse**.
- Tilsvarende vil kunne gjelde nye tiltak, som ikke påfører den naturlige skråningsstabiliteten udrenerte spenningsendringer.

Prinsipp for erosjonssikring av skråning eller terrasse

Aktiv erosjon nær fot

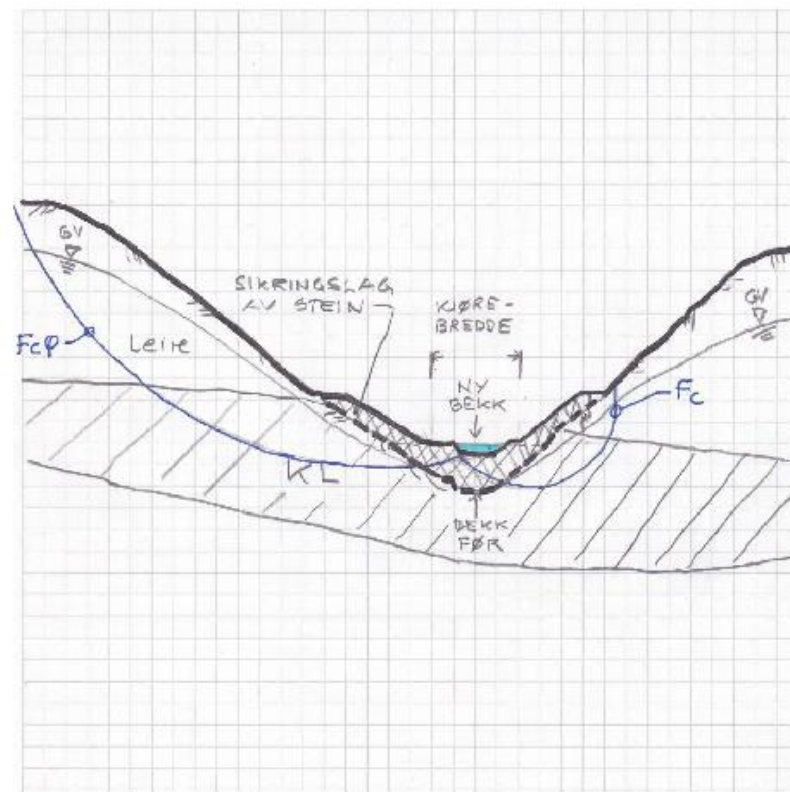
- Flytting av bekk ut fra skråningsfot. Vurderes i kombinasjon med motfylling. Nytt sikret bekkeløp uttraues utenfor denne.
- Bunnsikringslag av stein min. 0,5 m
- Sikringslag av stein på hver side av bekken
- Motfyllingen (evt. del) bør vurderes løftet til dekning av evt. høyere-liggende kvikkleirelag i skråningen.
- Lokal sikkerhet av sikringsområdet vurderes på Totalspenningsbasis; og hele skråningen ved Effektivspenningsanalyse, evt. en kombinert analyse.



Prinsipp for erosjonssikring i ravine

Bekkedal med aktiv erosjon

- 1-2 m heving av bekk ved oppfylling av bekk/bunnsikringslag av stein
- 0,5-1 m tykt sikringslag ca 1-1,5 m opp på skråningssidene
- Sikringslaget bør vurderes løftet til dekning av evt. høyereliggende kvikkleirelag i skråningen.
- All tilleggslast utgjør delvis rébelastning i ravinen
- Lokal sikkerhet av sikringsområdet vurderes på Totalspenningsbasis; og hele skråningen ved Effektivspenningsanalyse, evt. en kombinert analyse.
- Fylling nedenfra og oppover, uten graving utover rensk.
- Kompensasjonsgraving ikke aktuelt.



Spørsmål (1)

- Er det andre hensyn som likevel tilsier at naturlige skråningers* sikkerhet bør vurderes basert på en Totalspenningsanalyse ?
 - I forhold til ekstremvær ?
 - Jordskjelv ?
 - Spesielle poretrykk ?
 - «Begrenset» spenningsendring, → Eget spørsmål.

(For at andre hensyn bør tas, må det være en viss sannsynlighet for at slike forhold kan inntreffe).

* Presiseres: Ikke skråninger utsatt for «tiltak» som gir ytre påvirkning.

Spørsmål (2)

- Kan det være andre typer tiltak som kan vurderes ut fra samme forutsetning om drenerte forhold ?

NB! Gjelder naturlige skrånninger generelt - også sikret mot evt. erosjon ved skråningsfot:

- Eksempel 1: Veg langs skråningstopp, hvor lastøkning representerer < 5% negativ endring i sikkerhetsnivå for hele skrånningen beregnet drenert,
- Eksempel 2: Oppføring av bygg (også for bolig) forutsatt at stabilitet av skrånning nedenfor ikke påvirkes negativt – dvs. lastkompensert utgraving.
- NB! Ikke negativ stabilitetspåvirkning av evt. skrånning ovenfor utgravingen.
- Felles forutsetning:
 - Skråningsstabiliteten (område) må tilfredsstiller krav til $F_{c\phi}$ i NVE-V7/2014.
 - Samtidig må lokal sikkerhet, både $F_c/F_{c\phi}$, tilfredstille krav i Eurokoden.

Diskusjon

Grunnundersøkelser: Muligheter for «premiering» av omfang og kvalitet?

-Noen tanker med utspring i NIFS C_u:A
arbeidsgruppe

Odd Arne Fauskerud



Innhold

- Innledning og bakgrunn
- Noen tanker rundt prinsipper for differensiering mht. kvalitet og omfang

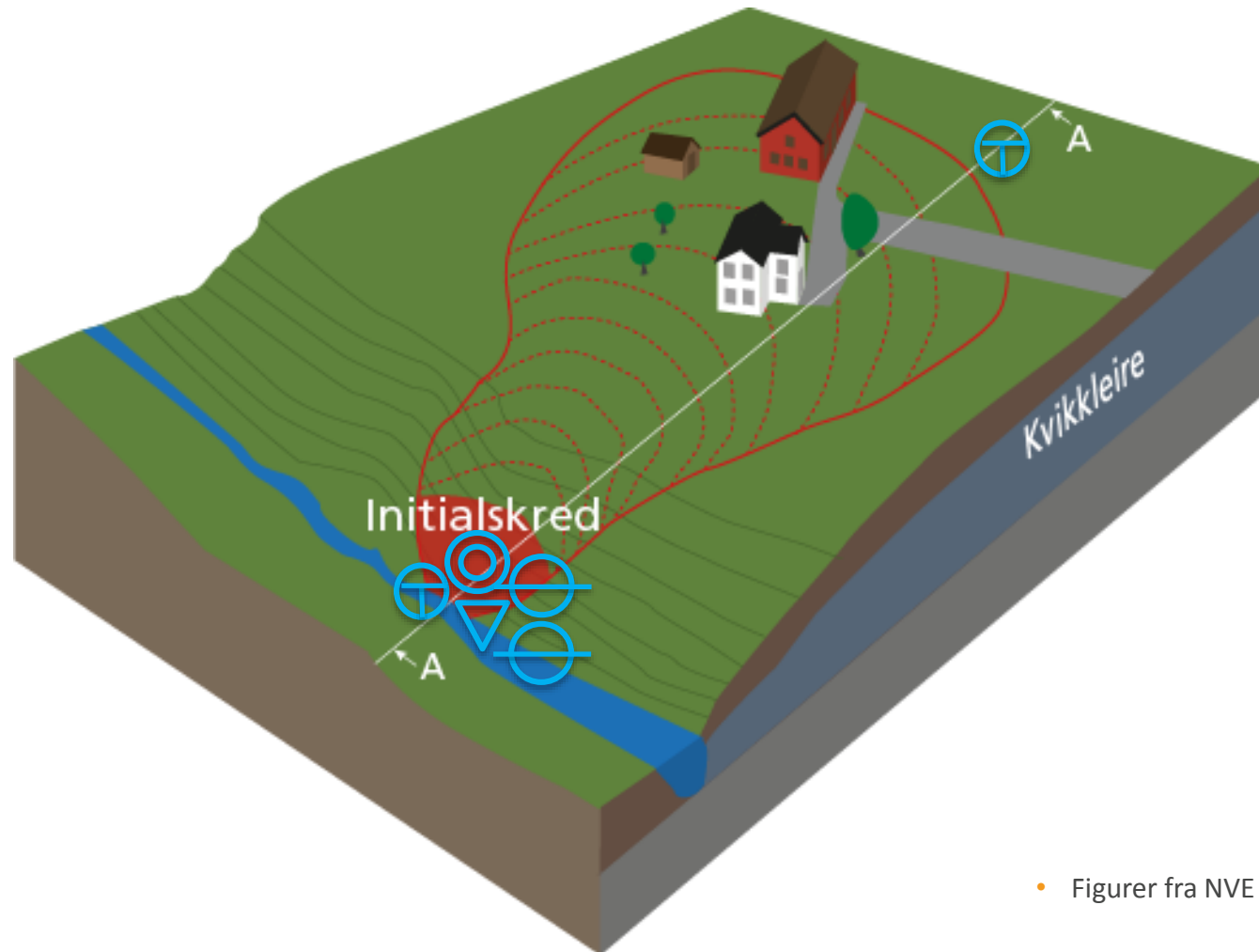


Innledning og bakgrunn

- Behovet har vært diskutert i flere fora over lengre tid – både nasjonalt og internasjonalt
- Standarder, veiledninger og håndbøker sier *noe* om omfang og kvalitet av grunnundersøkelser.
- Forslag «strategi» grunnundersøkelser i KL områder på trappene.
 - Det er få, om noen, konkrete og kvantitative anvisninger mht. omfang (**hva, hvor mange, hvor dypt**), men kanskje er det helt greit?
 - Vurdering av nødvendig omfang, og i noe grad også nødvendig kvalitet, er overlatt til den enkelte geotekniker, dette er sannsynligvis også slik det bør være?



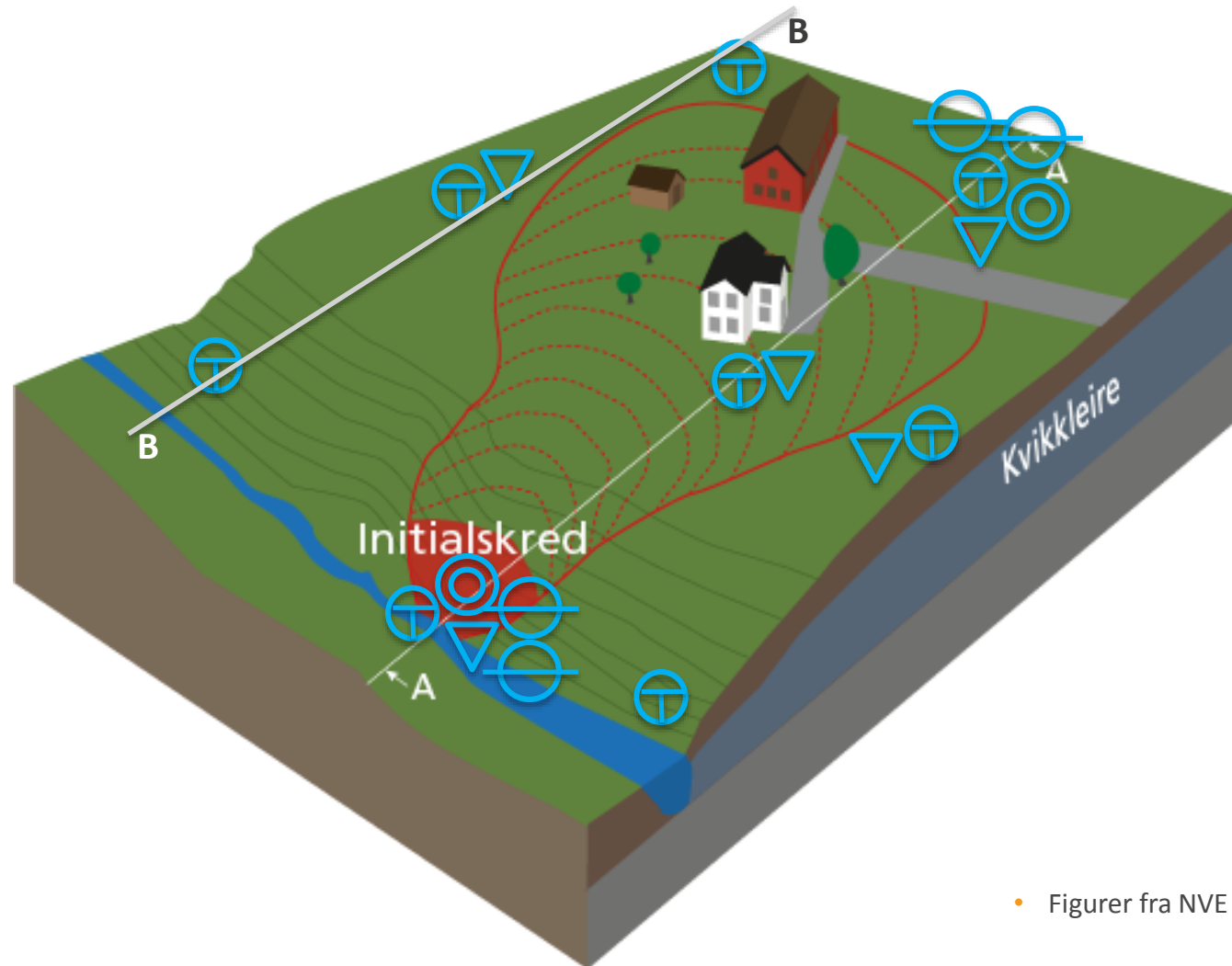
Hva er utfordringen (1)?



• Figurer fra NVE Kvikkleireveiledn. 2014



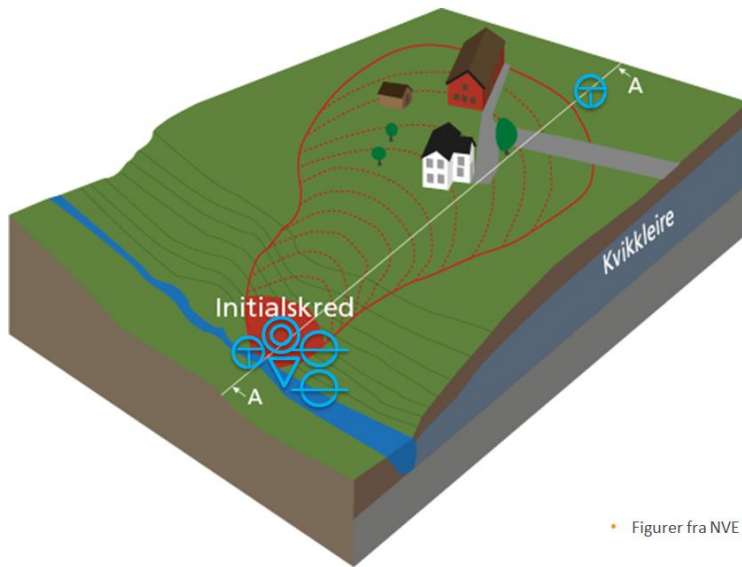
Hva er utfordringen (2)?



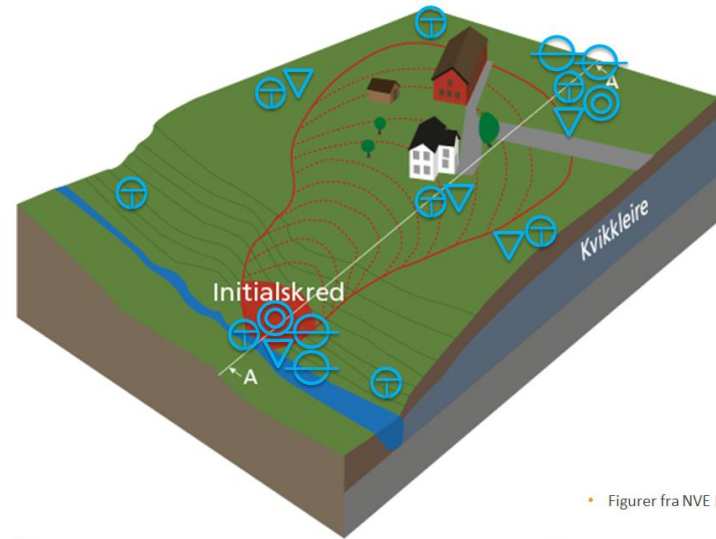
• Figurer fra NVE Kvikkleireveledn. 2014



Hva er utfordringen?



• Figurer fra NVE Kvikkleireveleder



• Figurer fra NVE Kvikkleireveleder 2014



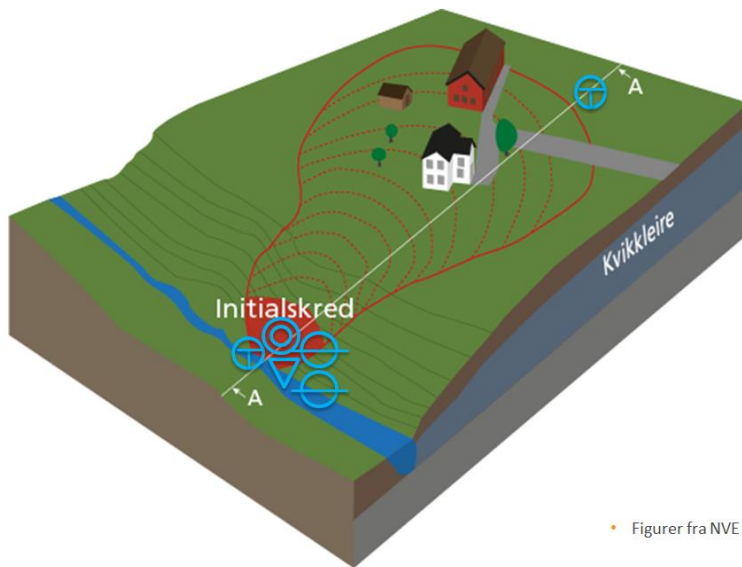
$$\gamma_M \geq 1,4/1,5/1,6....$$



$$\gamma_M \geq 1,4/1,5/1,6....$$



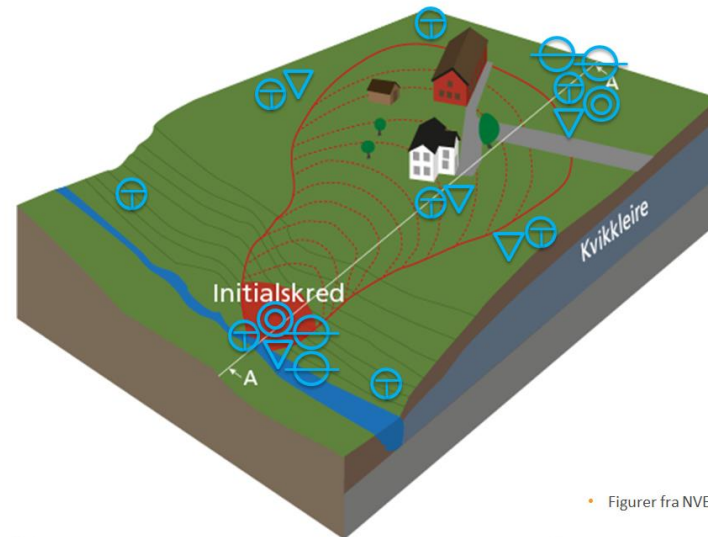
Hva er utfordringen?



Figurer fra NVE Kvikkleireveleder



**Kosnad
grunnundersøkelse:
NOK 100 000,- (?)**



Figurer fra NVE Kvikkleireveleder 2014



**Kosnad
grunnundersøkelse:
NOK 300 000,- (?)**



Hvordan kan vi belønne omfang og kvalitet ?

- Hva er incitamentet for å gjøre mer grunnundersøkelser?
 - *Annet enn at geoteknikeren skal slippe å ligge våken om natta for å holde skråninger på plass....?*
- Diskusjoner i arbeidsgruppa i NIFS Cu:A – prosjektet
 - Kan det benyttes **faktorer** for å «straffe» lite omfang/dårlig kvalitet og belønne godt omfang og god kvalitet?
 - Hvordan skal det i så fall gjøres?
 - Ønsker vi flere faktorer?
 - Basert på innspill fra Frode Oset og Vikas Thakur
 - Metodikk med utgangspunkt i bruken av fa-faktor for beregning av installert kapasitet av peler



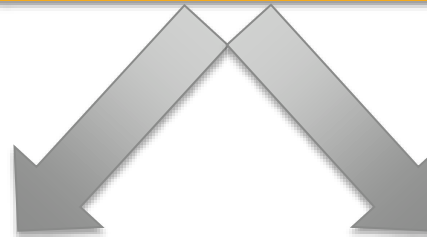
	Gunstige forhold	Ugunstige forhold
Omfang av grunnundersøkelser	<p>Undersøkelsene dekker hele det aktuelle området.</p> <p>Området er kartlagt med sonderinger, prøvetaking og poretrykksmålinger.</p>	<p>Undersøkelsene ligger utenfor aktuelt område, eller dekker bare deler av området.</p> <p>Det er stor avstand mellom undersøkelsene.</p> <p>Undersøkelsene er ikke utført tilstrekkelig dypt.</p>
Type og antall prøvinger	<p>Prøvetaking i et antall punkter som gir representative data for hele området. Variasjon i egenskaper med dybden er også godt dekket.</p> <p>Prøvetaking tilfredsstillende anvendelsesklasse 1(*).</p> <p>Laboratorieforsøk av «veldig god til utmerket» kvalitet for relevante materialegenskaper.</p> <p>CPTU tilfredsstillende anvendelsesklasse 1</p>	<p>Ingen eller lite antall prøveserier.</p> <p>Dårlig prøve kvalitet.</p> <p>Sonderinger som ikke gir grunnlag for parameterbestemmelse.</p> <p>Parametervalg i stor grad basert på forstyrrede prøver og/eller empiriske data.</p>

	Gunstige forhold	Ugunstige forhold
Grunnforhold	<p>Lite variasjon i grunnforhold innenfor området.</p> <p>Lagdeling godt kartlagt.</p> <p>Oversiktlig poretrykksfordeling i grunnen.</p>	<p>Uoversiktlig og variert lagdeling.</p> <p>Betydelig variasjon i materialeegenskaper.</p> <p>Uryddige poretrykksforhold og hengende grunnvannsspeil.</p>
Utstrekning og topografi i området	<p>Lite område med ensartet topografi.</p>	<p>Stort område med ujevn topografi.</p>
Geologisk informasjon og annen informasjon	<p>Geologisk historikk med hensyn på avsetning, forkonsolidering etc. er godt kjent.</p> <p>Målinger foreligger fra relevante arbeider i tilsvarende grunnforhold i nærheten.</p>	<p>Uryddige avsetningsforhold.</p> <p>Relevante målinger eller erfaringer fra nærliggende område foreligger ikke.</p>
Annet???		

Hvordan kan vi belønne omfang og kvalitet?

- Faktor « f_{ck} »

Faktor « f_{ck} »	
<i>Vurderte forhold</i>	
Gunstige	Verdi 1
Midlere	Verdi 2
Ugunstige	Verdi 3



$$C_{u:A,K} = C_{u:A,S} * f_{ck}$$

$$\gamma_{cu} = \gamma_{Mo} * f_{ck}$$



Hvordan kan vi belønne omfang og kvalitet?

	f_{ck}
Vurderte forhold	
Gunstige	0,94(1,0*)
Midlere	1,0
Ugunstige	1,07

$$\gamma_{cu} = \gamma_{M0} * f_{ck}$$

$$* \gamma_{cu} \geq 1,4$$

γ_{M0} Vurderes etter gjeldende krav

feks

*Eurokode 7=1,4
og SVV HB V220*

- Verdi av f_{ck} velges ut fra en samlet vurdering av de ulike forhold, og kan interpoleres.
- For liten forskjell mellom gunstige-ugunstige forhold gir risiko for “lavterskel-praksis” – dit vil vi ikke. Det må være en reell forskjell.

Litt oppsummering

- Vurdering av grunnundersøkelsesomfang er ikke som å lage mat
 - vi kan neppe lage en detaljert oppskrift
 - Vi bør ikke frata den enkelte geoteknikeren ansvaret for å utøve faget - og praktisere geoteknisk skjønn
- Noe av hovedpoenget må være å få til et felles utgangspunkt som kan være en støtte i utøvelsen av geoteknisk skjønn (begrunnede vurderinger forankret i felles fundament)
 - Tenke og gjøre dette på samme måte.



Litt oppsummering

- Hva trenger vi?
- Pragmatisk tilnærming til problematikken – det er nok av andre kompliserende momenter i hverdagen.
- Prosaisk beskrivelse (rammeverk) som overlater den endelige vurderingen til geoteknikeren – selvfølgelig innenfor minimumskrav i forskrifter, standarder og veiledninger
- Et omforent verktøy/rammeverk som bygger opp under den enkeltes «Engineering judgement»



Litt oppsummering

Geoteknisk skjønn:

«Engineering judgement»

- Where does engineering judgement come from?
- It comes from experience
- And where does experience come from?
- It comes from bad judgement.





The End



Takk for oppmerksomheten!





Norges
vassdrags- og
energidirektorat

Norges vassdrags- og energidirektorat

Middelthunsgate 29
Postboks 5091 Majorstuen
0301 Oslo

Telefon: 09575
Internett: www.nve.no

