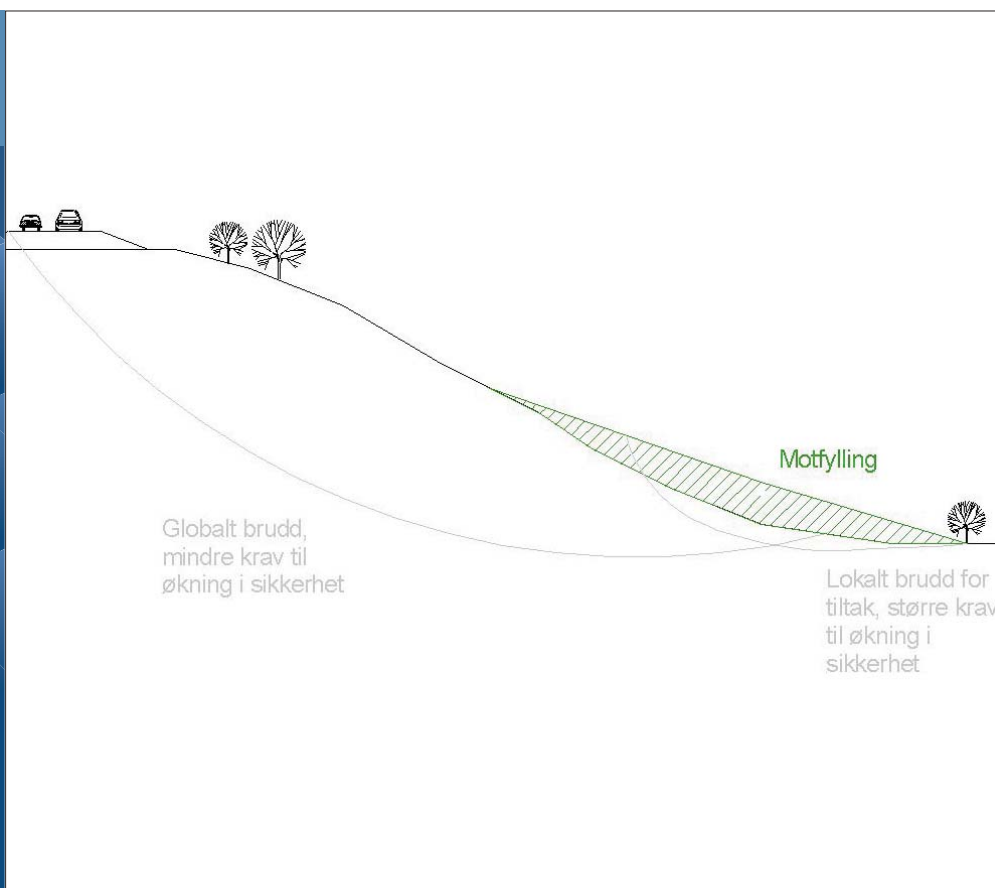




Naturfareprosjektet:

# Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

80  
2012



R  
A  
P  
P  
O  
R  
T

Naturfareprosjektet: Delprosjekt Kvikkleire

# Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

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

2012

**Rapport nr. 80/2012**

Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

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

**Utarbeidet av:** Samarbeidsgruppen SINTEF/Multiconsult

**Forfatter:** Eirik Tørum & Stein Christensen (SINTEF), Håvard Narjord & Roar Skulbørstad (Multiconsult)

**Dato:** 08.01.2013

Opplag: P.O.D.

ISBN: 978-82-410-0860-3

**Sammendrag:** Etatene Statens vegvesen (SVV), Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) og Jernbaneverket (JBV) har tildelt SINTEF og Multiconsult samlet en rammeavtale under etatsatsningprosjektet Naturfare - Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS), delpakke 6 som omhandler Kvikkleire. Innenfor denne rammeavtalen er det gjort avrop på en deloppgave med tittelen Deloppgave 6 SM-6.6.1 " Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?".

Kapittel fem i SINTEF rapport SBF IN F10412 presenterer en vurdering knyttet til bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring. Side 15 i rapporten sier « Det er en reell mulighet for at norsk praksis kan bli at prosentvis forbedring er normalttilfellet og at en legger bort tidligere tanker om at prosentvis forbedring kun skulle benyttes i unntakstilfeller».

Oppdraget redegjør for grunnleggende geotekniske prinsipper med tanke på likestilling av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring.

Rapporten redegjør for hva slags geotekniske faktorer som vil spille inn ved bruk av prosentvis forbedring kontra absolutt materialfaktor. Rapporten tar sikte på

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?

Rapporten vurderer nærmere mulige geotekniske forutsetninger for å praktisere prosentvis forbedring i normalttilfeller. 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.

**Emneord:** sprøbruddmateriale, absolutt material faktor, prosentvisforbedring, områdestabilitet

SBF2012A0309 - Åpen

# Rapport

## Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

NIFS – Delpakke 6 Kvikkleire

### Forfatter(e)

Erik Tørum & Stein Christensen (SINTEF)

Håvard Narjord & Roar Skulbørstad (Multiconsult)



**SINTEF Byggforsk**Postadresse:  
Postboks 4760 Sluppen  
7465 TrondheimSentralbord: 73593000  
Telefaks:byggforsk@sintef.no  
<http://www.sintef.no/Byggforsk/>  
Foretaksregister:  
NO 948007029 MVA

# Rapport

## Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?

NIFS – Delpakke 6 Kvikkleire

EMNEORD:  
Geoteknikk  
Skråningsstabilitet  
Leire**VERSJON**  
01**DATO**  
2012-11-30**FORFATTER(E)**  
Erik Tørum & Stein Christensen (SINTEF)  
Håvard Narjord & Roar Skulbørstad (Multiconsult)**OPPDRAGSGIVER(E)**  
Statens vegvesen**OPPDRAGSGIVERS REF.**  
Frode Oset, SVV**PROSJEKTNR**  
3C0970.10**ANTALL SIDER OG VEDLEGG:**  
53 + 1 vedlegg**SAMMENDRAG**

Foreliggende rapport er en leveranse i etatsprogrammet Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS), under delpakke 6 som går på Kvikkleire. Rapporten er utarbeidet i samarbeid mellom SINTEF og Multiconsult. Oppdraget gjelder evaluering av 2 sikkerhetsprinsipper ved utredning av skråningsstabilitet i kvikkleire:

- 1) Krav til absolutt materialfaktor
- 2) Prosentvis forbedring av sikkerhet

Rapporten tar utgangspunkt i tidligere utgitt SINTEF rapport SBF IN F10412 som er laget på oppdrag fra Statens vegvesen med tittelen "Geotekniske sikkerhetsprinsipper i vegbygging med fokus på områdestabilitet i leirområder" / 2/. Det gis en sammenstilling av elementer fra denne rapporten angående prinsipper ved bruk av prosentvis forbedring og absolutt materialfaktor, det gis en innføring i dagens regelverk for skråningsstabilitetsanalyser i sprøbruddsmaterialer og det presenteres noen eksempler. Det gis anbefalinger i forhold til dagens praktisering av regelverk samt at det gis noen vurderinger av hvilke oppgaver i forhold til de fremtidige omforente retningslinjene det bør arbeides med.

Det tilrås at det utarbeides en videreføring av denne aktiviteten senere i NIFS-prosjektet der elementer fra de ulike delprosjektene fra NIFS tas inn. Dette kan gjerne være i form av en bred sammensatt prosjektgruppe fra ulike etater/ firmaer for utarbeidelse av omforente retningslinjer.

**UTARBEIDET AV**  
Erik Tørum**SIGNATUR**  
**KONTROLLERT AV**  
Stein Christensen**SIGNATUR**  
**GODKJENT AV**  
Arnstein Watn**SIGNATUR**  
**RAPPORTNR**  
SBF2012A0309**ISBN**  
978-82-14-05415-6**GRADERING**  
Åpen**GRADERING DENNE SIDE**  
Åpen

# Historikk

---

VERSJON	DATO	VERSJONSBESKRIVELSE
01	2012-11-30	Prosjektrapport

# Innholdsfortegnelse

<b>1</b>	<b>Innledning</b> .....	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Prosjektgruppens forståelse av oppgaven</b> .....	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>Dagens regelverk</b> .....	<b>7</b>
3.1	Lovverk.....	7
3.2	TEK 10 .....	7
3.3	Eurokode.....	8
3.4	NVEs retningslinjer.....	10
3.5	Håndbok 016, Statens vegvesen.....	12
3.6	Teknisk regelverk, Jernbaneverket .....	14
3.7	Veiledninger fra de sentrale myndighetene .....	15
3.8	Mulige felles retningslinjer .....	15
<b>4</b>	<b>Skredmekanismer, områdestabilitet og lokal stabilitet</b> .....	<b>17</b>
4.1	Skredmekanismer .....	17
4.2	Definisjoner.....	18
<b>5</b>	<b>Materialfaktor <math>\gamma_M</math></b> .....	<b>19</b>
5.1	Usikkerhet i materialparametere og geometri – undersøkelsens omfang.....	19
5.2	Modellusikkerhet .....	20
5.3	Mindre utførelsesfeil .....	21
<b>6</b>	<b>Bruk av prinsippet prosentvis forbedring av sikkerhet</b> .....	<b>22</b>
6.1	Generelt .....	22
6.2	Prinsipiell vurdering av forholdet mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring .....	26
6.3	Kvalitativ vurdering av hvilke usikkerheter som ivaretas av absolutt materialfaktor og av prosentvis forbedring.....	26
6.4	Kvantitativ vurdering av sikkerhetsnivå ved bruk av absolutt materialfaktor og av prosentvis forbedring.....	27
<b>7</b>	<b>Eksempler på scenarioer og prosjekter</b> .....	<b>29</b>
7.1	Faren for at prosentvis forbedring kan føre til prosjektering med lave marginer.....	29
7.1.1	Generelt.....	29
7.1.2	Eksempel 1 – Langstrakt skråning .....	30
7.1.3	Eksempel 2 – Kortere skråning .....	33
7.1.4	Sammendrag av eksempler .....	35
7.2	Kritisk skjærflate er kritisk skjærflate! .....	36
7.3	Absolutt materialfaktor/ prosentvis forbedring ved konstruktive tiltak .....	36

7.4	Prosjekt eksempel E6 Harran, Nord-Trøndelag .....	37
7.4.1	Orientering om prosjektet .....	37
7.4.2	Topografi og grunnforhold .....	39
7.4.3	Utbredelse av kvikkleire/sprøbruddmateriale .....	41
7.4.4	Stabilitetsforhold .....	41
7.4.5	Kostnader .....	42
7.5	Generelt om sikkerhetsprinsipper i urbane strøk .....	43
<b>8</b>	<b>Pålitelighetsanalyser og mulige nye retningslinjer .....</b>	<b>45</b>
8.1	Generelt .....	45
8.2	Pålitelighet i form av effektivspenningsanalyse/ udrenert analyse .....	47
8.3	Tankeeksperiment på matrise med krav til grunnundersøkelser/ oppfølging .....	47
<b>9</b>	<b>Oppsummering .....</b>	<b>49</b>
9.1	Dagens praktisering av regelverk og anbefaling .....	49
9.2	Vegen videre mot framtidige felles retningslinjer .....	50
9.2.1	Hva mangler av FoU .....	50
9.2.2	Prosjektgruppens anbefalte videre arbeider .....	50
9.2.3	Andre NIFS-aktiviteter .....	50
<b>10</b>	<b>Konklusjon .....</b>	<b>51</b>
<b>11</b>	<b>Referanser .....</b>	<b>52</b>
<b>Vedlegg A - Notasjoner .....</b>		<b>1</b>
	<i>Greske symboler</i> .....	1
	<i>Latinske symboler</i> .....	1
	<i>Forkortelser</i> .....	2

**BILAG/VEDLEGG**

Vedlegg A - Notasjoner



## 1 Innledning

Statens vegvesen (SVV) har tildelt SINTEF og Multiconsult samlet en rammeavtale under etatsatsningsprosjektet Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS), delpakke 6 som går på Kvikkleire. Hovedmålsettingen med NIFS-prosjektet er iht. / 20/ å "Samordne retningslinjer og bedre verktøy for geoteknisk prosjektering i kvikkleireområder". Innenfor denne rammeavtalen er det gjort avrop på en oppgave med tittelen "Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring".

Oppgaven tar utgangspunkt i tidligere utgitt SINTEF rapport SBF IN F10412 som er laget på oppdrag fra Statens vegvesen med tittelen "Geotekniske sikkerhetsprinsipper i vegbygging med fokus på områdestabilitet i leirområder" / 29/. Denne rapporten drøfter blant annet sider ved bruk av prosentvis forbedring kontra absolutt materialfaktor og nevner at "*Det er en reell mulighet 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*". Foreliggende rapport tar for seg en sammenstilling av elementer fra SINTEF rapport SBF IN F10412 angående prinsipper ved bruk av prosentvis forbedring/ absolutt materialfaktor og belyser noen eksempler.

Rapporten tar mål av seg i generelle trekk å drøfte sikkerhetsnivå i geotekniske stabilitetsanalyser og gi en sammenfatning i bruken av prinsippet med prosentvis forbedring fra den tidligere utgitte rapporten. I tillegg gir rapporten innblikk i noen typiske geotekniske problemstillinger, drøfter pålitelighetsanalyser i denne konteksten og kommer med noen visjoner for fremtiden.

## 2 Prosjektgruppens forståelse av oppgaven

Oppgaveteksten fra NIFS er gjengitt i det følgende:

*"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".*

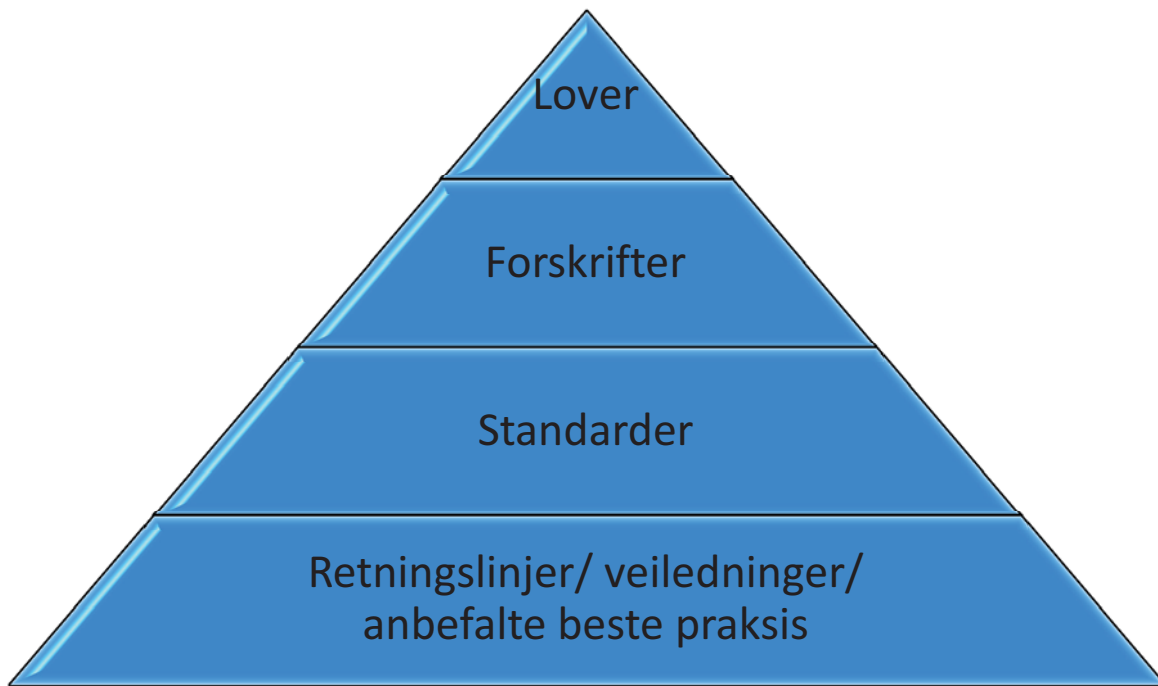
SINTEF/Multiconsults (heretter omtalt som prosjektgruppen) forståelse av oppgaven er:

Å belyse i bred kontekst de elementene som bidrar inn i sikkerhetsprinsipper for skråningsstabilitet generelt og i kvikkleire spesielt. Det er i første omgang tatt utgangspunkt i å belyse dagens regelverk og hva man har å forholde seg til. Dernest er det fokusert på hvilke geotekniske faktorer som spiller inn i sikkerhetsprinsippene. Det er videre diskutert prinsipper med bruk av prosentvis forbedring og dette er belyst med noen eksempler og scenarier. Til slutt er det drøftet pålitelighetsanalyser og gitt et første utkast til forslag til nye retningslinjer.

Det er i oppsummeringen gitt noen anbefalinger for hvordan dagens praktisering av regelverk kan utføres. Da det er andre deloppgaver under NIFS-prosjektet som er tilstøtende, og man er i startfasen av NIFS-prosjektet er det imidlertid ikke tatt mål av seg å lage klare skillelinjer på influenssonen til "lokalstabilitet" i denne rapporten. Dette bør etter prosjektgruppens syn komme inn som en aktivitet til slutt i NIFS-prosjektet før det lages omforente retningslinjer.

### 3 Dagens regelverk

Som en bakgrunn for oppdraget gis en kortfattet beskrivelse av gjeldende regelverk og retningslinjer for skråningsstabilitet/ områdestabilitet for kvikke- og sensitive leirer i det følgende. Dette for å vise hvilke rammer bransjen har å forholde seg til. På toppen av en den hierarkiske modellen kommer lovene som vedtas av Stortinget, deretter forskrifter, standarder og retningslinjer og veiledninger som vist i Figur 1.



**Figur 1** Hierarkiet av regelverk.

#### 3.1 Lovverk

Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven) / 14/ regulerer byggesaksbehandling av alle tiltak i Norge (unntatt rørledninger i sjø for transport av petroleum). De tiltakene som loven gjelder for er beskrevet i §1-6: " *Med tiltak etter loven menes oppføring, riving, endring, herunder fasadeendringer, endret bruk og andre tiltak knyttet til bygninger, konstruksjoner og anlegg, samt terrenginngrep og opprettelse og endring av eiendom, jf. § 20-1 første ledd bokstav a til m*".

Videre er areal truet av naturskade regulert gjennom Lov om sikring mot og erstatning for naturskader (naturskadeloven) / 13/ §20-22.

#### 3.2 TEK 10

Iht. til norsk forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK 10) / 5/, med hjemmel i plan- og bygningsloven, er det i dag satt krav til sikkerhet mot skred iht. §7-3, se Tabell 1.

**Tabell 1** Sikkerhetsklasser ved plassering av byggverk i skredfareområde / 5/.

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

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

### 3.3 Eurokode

Det norske regelverket for prosjektering av konstruksjoner/anlegg er fra mars 2010 regulert gjennom Eurokodene. Dette er forankret i TEK 10, §10-2 Konstruksjonssikkerhet 3. punkt "*Grunnleggende krav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet, herunder grunnforhold og sikringstiltak under utførelse og i endelig tilstand, kan oppfylles ved prosjektering av konstruksjoner etter Norsk Standard NS-EN-1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og underliggende standarder i serien NS-EN-1991 til NS-EN-1999, med tilhørende nasjonale tillegg*".

Den generelle standarden, Norsk Standard NS-EN 1990:2002+NA:2008 / 21/ (Eurokode 0), beskriver et system for styring av påliteligheten for konstruksjoner. Det er inndelt i konsekvensklasser CC1, CC2 og CC3 som vist i Tabell 2 (Tabell B1 i tillegg A). I tillegg er det definert tre pålitelighetsklasser RC1, RC2 og RC3 som kan knyttes til de tre konsekvensklassene. Pålitelighetsklassene er definert i form av anbefalte minsteverdier for pålitelighetsindekser. Eurokoden / 21/ viser i vedlegg B hvordan en kan utføre pålitelighetsdifferensiering i form av å benytte ulike partialfaktorer. Videre stiller den generelle standarden krav til prosjekteringskontroll og utførelseskontroll som funksjon av pålitelighetsklasse.

**Tabell 2** Definisjon av konsekvensklasser i Eurokode 0 / 21/ (Tabell B1 i tillegg A).

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

Det nasjonale tillegget av Eurokode 0 / 21/ viser et eksempel for klassifisering av konstruksjoner, dette er gjengitt i **Tabell 3** (Tabell NA.A1(901) i nasjonalt tillegg).

**Tabell 3** Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i Eurokode / 21/ (Tabell NA.A1(901) i nasjonalt tillegg).

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller <sup>1)</sup>		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentere, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Fiskerihavner og -anlegg	(x)	x		
Landbruksbygg	x	(x)		
Feste av kledninger, taktekking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold <sup>1)</sup>	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			
<sup>1)</sup> Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.				

Krav til geoteknisk prosjektering er regulert i Norsk Standard NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 (Eurokode 7) / 22/. Denne standarden definerer ulike krav til geoteknisk prosjektering avhengig av geoteknisk kategori. De tre kategoriene er definert som følger iht. Eurokode 7:

Punkt 2.1 (14): "Geoteknisk kategori 1 bør bare inkludere små og relativt enkle konstruksjoner"

Punkt 2.1 (17): "Geoteknisk kategori 2 bør omfatte konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold"

Punkt 2.1 (20): "Geoteknisk kategori 3 bør omfatte konstruksjoner eller deler av konstruksjoner som faller utenfor grensene for geoteknisk kategori 1 og 2"

Prosjekter med sprøbruddmateriale/ kvikkleire vil havne i geoteknisk kategori 2 eller 3. Eurokode 7 / 22/ sier at stabilitetsanalyser skal påvises i bruddgrensetilstanden med minimum partialfaktor for jordparametere ( $\gamma_M$ ) på 1,25 for effektive fasthetsparametere og 1,4 for udrenert skjærfasthet.



Standardens nasjonale tillegg nevner i Punkt NA.A.3.2 Tabell NA.A.4 i tilleggskommentar c) at "*Materialfaktoren økes ut over ovenstående når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer anses å være tilstede og når det kreves for å bringe den i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den foreliggende problemstillingen*". Standarden sier ikke noe om hvor mye materialfaktoren skal økes ut over 1,25 eller 1,4.

Videre åpner Eurokode 7 / 22/ i samme punkt tilleggskommentar d) at: "*Ved analyse av områdestabilitet slik forholdene framstår uten prosjekterte tiltak kan det hende at en vil finne en lavere initiell materialfaktor enn ovenstående krav. Slike tilfeller vurderes i forhold til skredfare og områdestabilitet. Det vil normalt forutsette at det prosjekterte tiltak gjennomføres på en måte som gir uendret eller økt materialfaktor og at faktorer som kan utløse brudd eller skred unngås*". Standarden sier heller ikke noe om hvor mye materialfaktoren evt. skal forbedres.

Eurokode 7 / 22/ gir detaljerte føringer for hva som skal inngå og hvilke vurderinger som skal ligge til grunn for geoteknisk prosjektering. Dette er ikke gjengitt i detalj her, men det er i denne sammenhengen verdt å legge merke til noen generelle punkter i 2.4 "Geoteknisk prosjektering ved beregning". Her står det blant annet:

#### Punkt 2.4.4 Geometriske data

*"(1)P Nivået på og helningen av terrengoverflaten, vannstands nivået, nivåer på laggrenser, utgravingsnivået og den geotekniske konstruksjonen skal behandles som geometriske data"*.

#### Punkt 2.4.5.2 Karakteristiske verdier av geotekniske parametere

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

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

#### Punkt 2.4.5.3 Karakteristiske verdier av geometriske data

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

#### Punkt 2.4.6.1 Dimensjonerende verdier av påvirkning

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

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

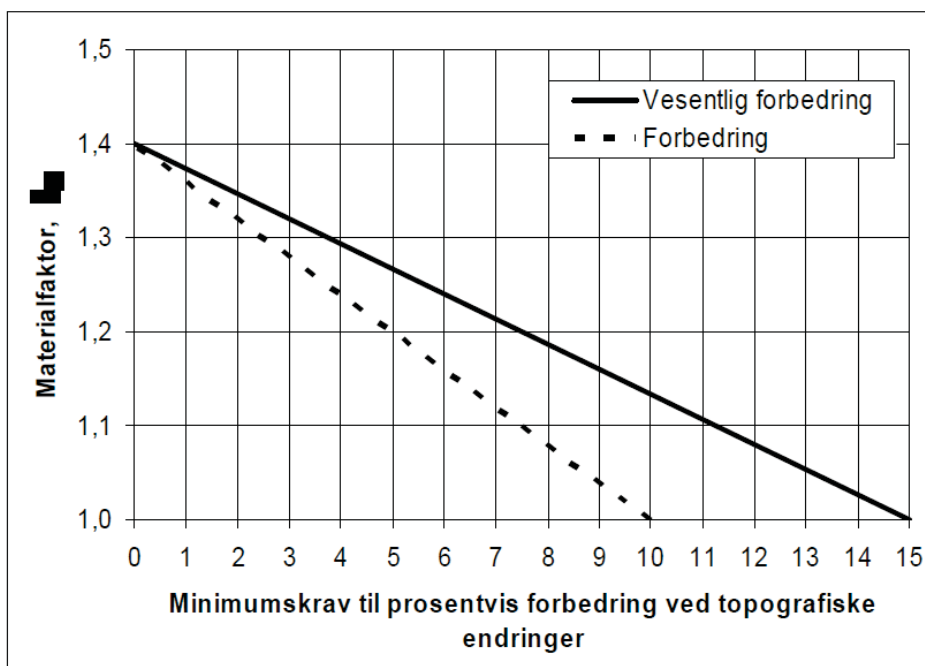
### 3.4 NVEs retningslinjer

NVE har siden 2009 hatt det "statlige forvaltningsansvaret for forebygging av skader som følge av alle typer skred basert på samme modell som gjelder for flom" (Stortingsmelding 15, 2011-212). NVE har utgitt Retningslinjer nr. 2/2011 "Flaum- og skredfare i arealplanar" med tilhørende vedlegg "Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper" / 24/. I den geotekniske bransjen benyttes disse retningslinjene ved utredning av områdestabilitet ved kvikke- og sensitive leirer(sprøbruddmaterialer). Retningslinjene gjelder i utgangspunktet bare for naturlige prosesser og naturlig terreng, som det er beskrevet i kap. 2 "Føremål og verkeområde". I retningslinjene

er det satt et krav til sikkerhet for stabilitetsanalyser avhengig av tiltakskategori som vist i Tabell 4. Det bemerkes at denne er under revisjon for tiden og mye tyder på at det kommer en ekstra kategori "K0" som supplement til de tre andre tiltakskategoriene.

Det er generelt benyttet krav til materialfaktor  $\gamma_M = 1,4$  eller forbedring av stabiliteten ved hjelp av topografiske endringer iht. Figur 2 for "forbedring" eller "vesentlig forbedring". Retningslinjene presiserer at kravet ikke bare omfatter kritisk skjærflate, men alle skjærflater som har beregningsmessig sikkerhet lavere enn  $\gamma_M = 1,4$ . Sitat / 24/: "Det presiseres at kravet til prosentvis forbedring gjelder for enhver potensiell glideflate. Dette betyr at det ikke er nok å heve beregningsmessig sikkerhet for den glideflaten som var funnet å være kritisk før tiltaket. Man må også se på forbedringen av andre glideflater som beregningsmessig har lavere sikkerhet mot utglidning enn  $\gamma_M = 1,4$ . Normalt vil det være tilstrekkelig å sammenligne beregnet  $\gamma_M$  før og etter det planlagte tiltaket for glideflatene som er funnet å være kritisk før og etter tiltaket". **NVE sidestiller bruken av materialfaktor og prosentvis forbedring i sine retningslinjer.**

Bakgrunnen for dette prinsippet er formulert i en veiledning til tidligere NBR-publikasjon nr. 178 «Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk» - der det under kap. 5.1.1 «Ved totalspenningsanalyser» står følgende: "I noen tilfeller går etablert sikkerhetspraksis i stabilitetsanalyse ut på å treffe tiltak som reduserer den beregnede skjærspenning langs potensielle glideflater med 10-20%". Dette er i så måte et av utgangspunktene for "forbedrings-tankegangen". Forbedrings-prinsippet er for øvrig ikke nevnt under krav til partialfaktorer for materialfasthet i effektivspenningsanalyser i den nevnte veiledningen. Veiledningen er ikke gyldig lengre, men grunnen til at dette nevnes her er at det ofte er lett å glemme historikken, og hvorfor ting har blitt som de er. Som et annet apropos nevnes det i samme veiledning at normalt anvendelige partialfaktorer for materialfasthet ved totalspenningsanalyser er i området 1,2-2,0.



**Figur 2** Minimumskrav til prosentvis forbedring (NVE / 24/).

**Tabell 4 Tiltakskategorier iht. NVEs retningslinjer / 24/.**

Tiltakskategori	Faregradsklasse for utbygging		
	Lav	Middels	Høy
<b>K1. Små tiltak uten tilflytting av personer.</b> <b>Ingen negativ påvirkning på stabilitetsforholdene:</b> Garasjer, mindre tilbygg, mindre terrenginngrep o.l.	<b>Krav framgår av Veiledning, ref. /11/</b>	<b>Krav framgår av Veiledning, ref. /11/</b>	<b>Faregradevaluering Stabilitetsanalyse:</b> a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) ikke forverring <b>Vanlig kontroll</b> (Prosjektklasse 2, NS 3480)
<b>K2. Tiltak av begrenset omfang uten tilflytting av personer.</b> <b>Negativ påvirkning på stabilitetsforholdene:</b>  Private og kommunale veier, grøfter, planeringer, oppfyllinger o.l.	<b>Faregradevaluering Stabilitetsanalyse:</b> a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) ikke forverring <b>Vanlig kontroll</b> (Prosjektklasse 2, NS 3480) eller <b>Skjerpet kontroll</b> (Prosjektklasse 3, NS 3480)	<b>Faregradevaluering Stabilitetsanalyse:</b> a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) forbedring <b>Vanlig kontroll</b> (Prosjektklasse 2, NS 3480) eller <b>Skjerpet kontroll</b> (Prosjektklasse 3, NS 3480)	<b>Faregradevaluering Stabilitetsanalyse:</b> a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) forbedring <b>Vanlig kontroll</b> (Prosjektklasse 2, NS 3480) eller <b>Skjerpet kontroll</b> (Prosjektklasse 3, NS 3480)
<b>K3. Tiltak som innebærer tilflytting av mennesker og tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner:</b>  Boliger, institusjoner, skoler, næringsbygg, VAR-anlegg, sentralt kraftnett o.l.	<b>Faregradevaluering Stabilitetsanalyse:</b> a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) forbedring <b>Skjerpet kontroll</b> (Prosjektklasse 3, NS 3480)	<b>Faregradevaluering Stabilitetsanalyse:</b> a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) vesentlig forbedring <b>Skjerpet kontroll</b> (Prosjektklasse 3, NS 3480)	<b>Faregradevaluering Stabilitetsanalyse:</b> a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) vesentlig forbedring <b>Skjerpet kontroll</b> (Prosjektklasse 3, NS 3480)

### 3.5 Håndbok 016, Statens vegvesen

For vegbygningsprosjekter har SVV sine retningslinjer for sikkerhetsprinsipper i geoteknikk i form av Håndbok 016 / 31/. Siste versjon av denne fra juni 2010 har tatt inn endringer for tilpasning til Eurokodene. SVV har i denne håndboken satt opp koblingen mellom geoteknisk kategori og Pålitelighets-/Konsekvensklasse som følger:

Pålitelighetsklasse	1	2	3	4
Geoteknisk kategori 1	1			
Geoteknisk kategori 2		2		
Geoteknisk kategori 3			3	

**Figur 3 Sammenheng mellom geoteknisk kategori og Pålitelighets-/ Konsekvensklasse (Figur 0.11 i Håndbok 016 / 31/).**



Pålitelighetsklassene stiller videre krav til prosjekteringskontroll ut fra følgende matrise:

Pålitelighetsklasse (CC/RC)	Kontrollklasse
1	B (begrenset)
2	N (normal)
3	U (utvidet)
4	Skal spesifiseres

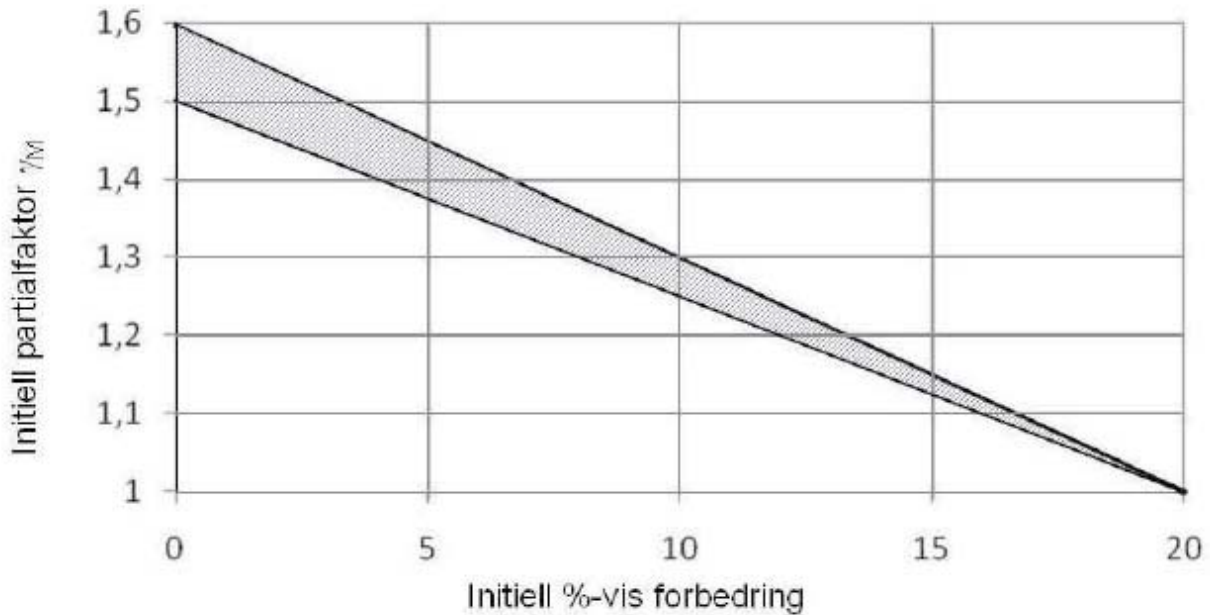
**Figur 4** Krav til prosjekteringskontroll (Figur 0.8 i Håndbok 016 / 31/).

Krav til partialfaktorer er i Håndbok 016 er differensiert i form av konsekvensklasse fra Eurokodene (CC1, CC2 og CC3), bruddmekanisme (seigt, nøytralt og sprøtt brudd) samt skilnad på effektiv- og totalspenningsanalyser. Dette er vist i Figur 5.

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

**Figur 5** Partialfaktor,  $\gamma_M$  (Figur 0.3 i Håndbok 016 / 31/).



**Figur 6** Minimumskrav til prosentvis forbedring (Figur 0.4 i Håndbok 016 / 31/).

Håndbok 016 åpner for å benytte prinsippet fra Eurokode 7 §NA.A.3.2 i Tabell NA.A.4 fotnote d) som beskrevet over i unntakstilfeller. Sitat Håndbok 016: "For vegprosjekter kan dette prinsippet unntaksvis anvendes dersom det er teknisk umulig å oppfylle kravene i Figur 0. 3 for eksisterende terreng." SVVs retningslinjer tilsier et krav til 20% forbedring av stabiliteten ved initiell partialfaktor ( $\gamma_{M0}$ ) beregnet til 1,0 og lineært avtagende til krav til absolutt materialfaktor er oppnådd. Dette er illustrert i Figur 6. Vegprosjekter i kvikkleireområder er i håndbok 016 bestemt å komme i geoteknisk kategori 3 iht. Eurokode 7, "Ved anvendelse av %-vis forbedring som vist i Figur 0. 4 ovenfor skal alltid Geoteknisk kategori 3 benyttes" (se Figur 6).

Håndbok 016 beskriver videre tilfeller der prosentvis forbedring ikke kan benyttes: "Prosentvis forbedring (eller  $1,4 < \gamma_M < 1,6$  (1,5)) kan ikke benyttes lokalt for konstruksjoner eller konstruktive tiltak. Vegkonstruksjoner inkludert eventuelle motfyllinger er i denne sammenheng å anse som konstruktive tiltak. I slike tilfeller må lokalstabiliteten for motfyllingen eller avlastingen ivaretas med gjeldende krav til partialfaktor for materialfasthet se Figur 0. 3 og illustrasjon i Figur 0. 5. Unntatt er forhold der konstruksjonen (vegfylling og eventuell motfylling) virker stabiliserende, tiltak som kun medfører avlastning av eksisterende terreng og løsninger med lettere masser som gir full lastkompensasjon eller stabiliserende avlastning. "

### 3.6 Teknisk regelverk, Jernbaneverket

Teknisk regelverk hos Jernbaneverket er fra 2011 å finne som et internett-basert regelverk / 7/. Dette regelverket beskriver at geoteknisk prosjektering generelt skal utføres iht. Eurokode 7.

I kapittel Underbygning, 520 Prosjektering og bygging, 8 Stabilitet, er det i kapittelet 2 Fylling beskrevet veiledende materialfaktorer. Regelverket sier blant annet at "Materialkoeffisient skal velges under hensyn til hvordan styrken er bestemt, hvordan bruddmekanismen virker, og hva som er anerkjent praksis. Materialfaktoren skal normalt ikke settes lavere enn 1,3. Den økes når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer anses å være tilstede, og når det kreves for å bringe den i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den foreliggende problemstillingen. Veiledende materialkoeffisienter ved beregning av stabilitet er gitt i Tabell 2" (her Tabell 5).

**Tabell 5** JBVs materialkoeffisient for fyllinger (Tabell 2 i Teknisk regelverk).

Analysetype	Skadekonsekvensklasse	Bruddmekanisme		
		Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Effektivspenningsanalyse, $\alpha$ -metoden	Mindre alvorlig	1,20	1,30	1,40
	Alvorlig	1,30	1,40	1,50
	Meget alvorlig	1,40	1,50	1,60
Totalspenningsanalyse, ADP-metoden	Mindre alvorlig	1,40	1,55	1,70
	Alvorlig	1,55	1,70	1,85
	Meget alvorlig	1,70	1,85	2,00

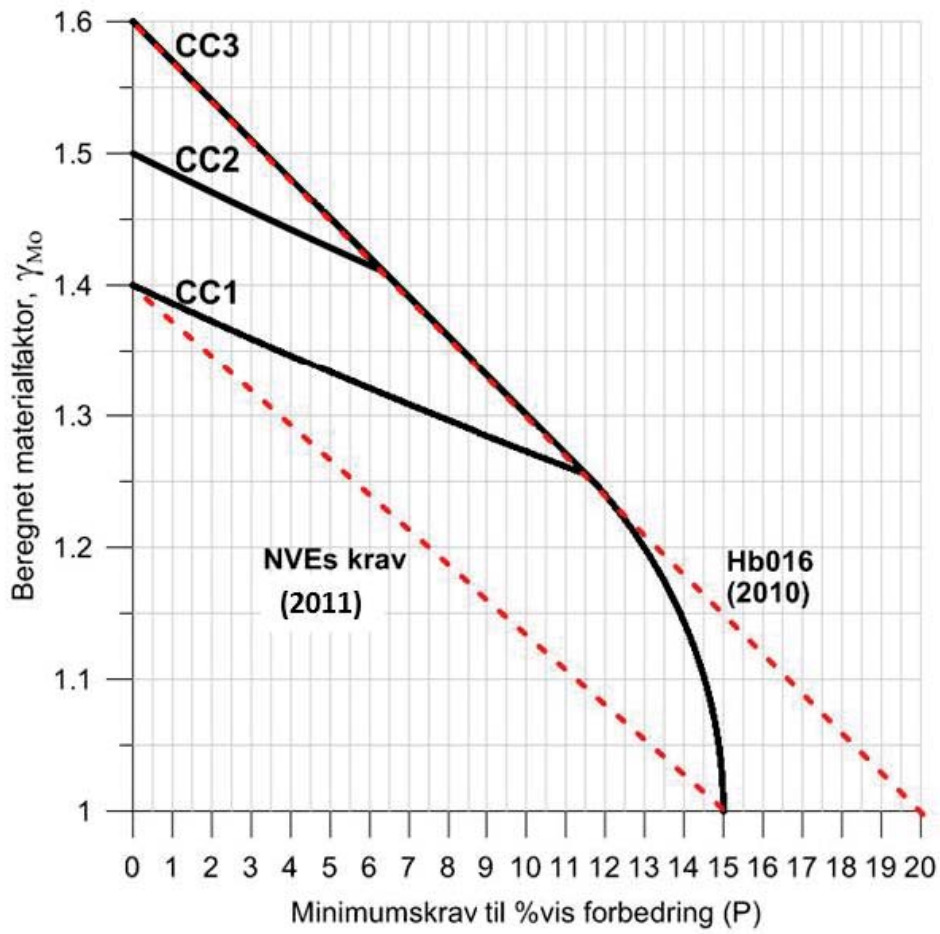
### 3.7 Veiledninger fra de sentrale myndighetene

Direktoratet for byggkvalitet har utgitt en veiledning til bruk av TEK 10 / 3/ som forklarer forskriftenes krav, utdypet innholdet og gir føringer for hvordan denne kan etterkommes i praksis. Denne veiledningen omtaler sikkerheten mot skred, blant annet kvikkleireskred. For kvikkleireskred er en "preakseptert ytelse" nevnt i form av minimumskrav til forbedring i prosent ved topografiske endringer. Dette er det samme sikkerhetsprinsippet som er benyttet i NVEs retningslinjer, som beskrevet i kap. 3.4.

I forbindelse med landbrukstilknyttet næringsvirksomhet ble det i 2005 utgitt en veileder med tittel "Plan- og bygningsloven og Landbruk Pluss" / 15/ fra den tids Miljødepartement, landbruks- og matdepartement. Denne gir blant annet veiledning til hvilke tiltak som kommer innenfor begrepet landbruks-, natur- og friluftsområder (LNF-områder) i plan og bygningsloven.

### 3.8 Mulige felles retningslinjer

Det at det jobbes for tiden med løsninger av etatene for å lage felles retningslinjer med omforente løsninger for kravet til prosentvis forbedring. SVV har i denne sammenhengen laget to forslag til prosentvis forbedring / 32/. Forslag 1 er vist i Figur 7. Dette gjelder altså for bruddmekanismer med sprøtt, kontraktant brudd i Figur 5, f.eks. kvikkleire. Det andre forslaget er i store trekk likt, men starter ved 20% forbedring ved  $\gamma_{M0} = 1,0$ . Det vil ikke bli gått inn på detaljer av SVVs forslag i dette notatet. Et separat notat fra prosjektgruppen SINTEF-Multiconsult / 28/ drøfter imidlertid aspekter ved disse prinsippene.



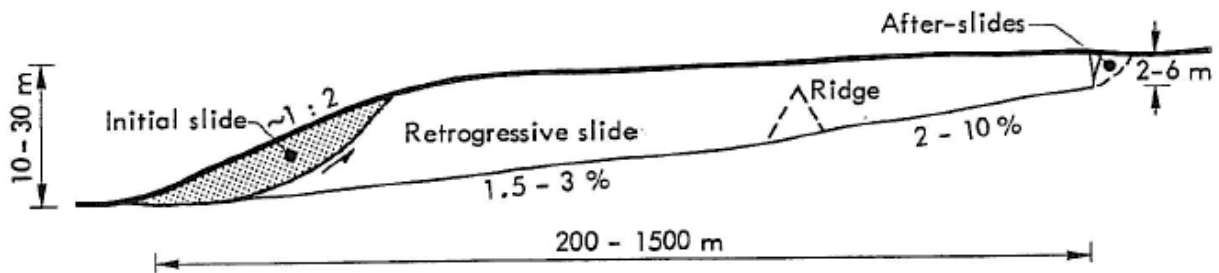
**Figur 7|** Forslag til minimumskrav til prosentvis forbedring for sprøbruddsmaterialer (fra SVV, forslag 1 / 32/).

## 4 Skredmekanismer, områdestabilitet og lokal stabilitet

### 4.1 Skredmekanismer

En diskusjon av skredmekanismer er nødvendig for å kunne vurdere krav til sikkerhet slik at kvikkleireskred unngås. Det vil bli gitt en kort redegjørelse for dette her.

Janbu beskriver i 1979 / 6/ at et kvikkleireskred oftest består av et initialsikred som etterfølges av en bakovergrepene (retrogressiv) skredmekanisme. En skisse av dette er vist i Figur 8. Janbu beskriver at slike skred ikke kan forklares ut fra en monolittisk hendelse og at det er en progressiv mekanisme som ligger bak.

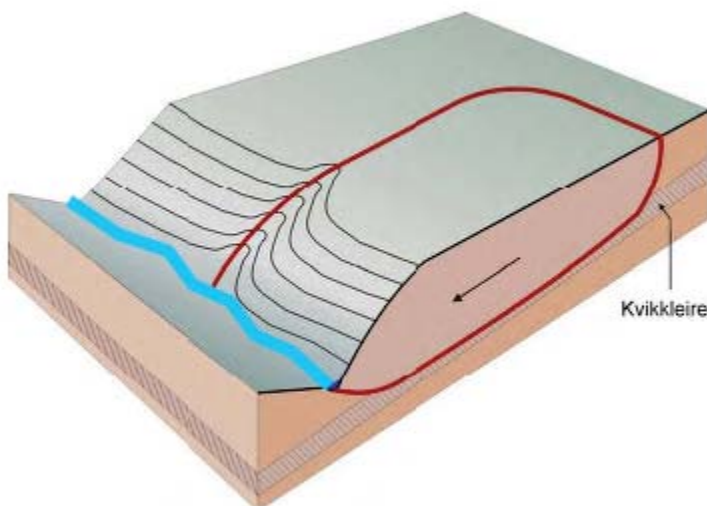


**Figur 8** Klassisk kvikkleireskred (Janbu / 6/).

En grundig beskrivelse av ulike skredmekanismer i kvikkleire er gitt av Karlsrud et al. (1985) / 11/ og Karlsrud (1989) / 9/. Følgende kategorier benyttes i terminologien fra NGI:

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

Disse forholdene beskrives også i retningslinjene fra NVE. Figur 9 illustrerer et flaskskred (type c) på et relativt tynt lag av kvikkleire.



**Figur 9** Skisse av flaskskred (NVE / 24/).

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. For en ytterligere beskrivelse av de ulike mekanismene henvises det til Karlsrud et al. (1985) / 11/ og Karlsrud (1989) / 9/.

For å vurdere sikkerheten av en kvikkleireskråning og muligheten for en bakovergripende mekanisme er det videre svært viktig med kartlegging av utbredelsen av kvikkleire. Beskrivelse av mulige utløsende årsaker sett i lys av beliggenheten av kvikkleira bør høre med i en vurdering av områdestabiliteten. Det bør også være fokus på aktuelle utløsende årsaker i forbindelse med de tiltakene som evt. benyttes for å sikre en skråning.

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) / 9/:

- ✓ Erosjon i foten av en skråning i et vassdrag som gradvis øker skjærspenningene i skråningen.
- ✓ Menneskeskapt inngrep.
- ✓ Høye poretrykk
  - Spesielt i øvre tørrskorpe- og forvitringssone, 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.

## 4.2 Definisjoner

Tydelige definisjoner på lokal stabilitet og områdestabilitet finnes ikke per i dag, og det kan sies å være en glidende overgang mellom begrepene. Spesielt kan det ved langstrakte skjærflater som er kritiske i udrenerte analyser være vanskelig å kategorisere. Her er effekter som progressivt brudd kompliserende forhold og fortsatt ikke fullstendig forstått. Det bemerkes at det i NIFS-prosjektet via NTNU jobbes med forhold som kan gripe inn i dette temaet i form av lokal udrenert/ global drenert analyse, mens NGI jobber etter det prosjektgruppen kjenner til med effekt av progressiv bruddoppførsel. Prosjektgruppens mål er ikke å forskuttere dette arbeidet, men denne rapporten beskriver en del forhold som gjør at det er på plass med en forklaring av de ulike begrepene. Følgende definisjoner er benyttet i denne rapporten:

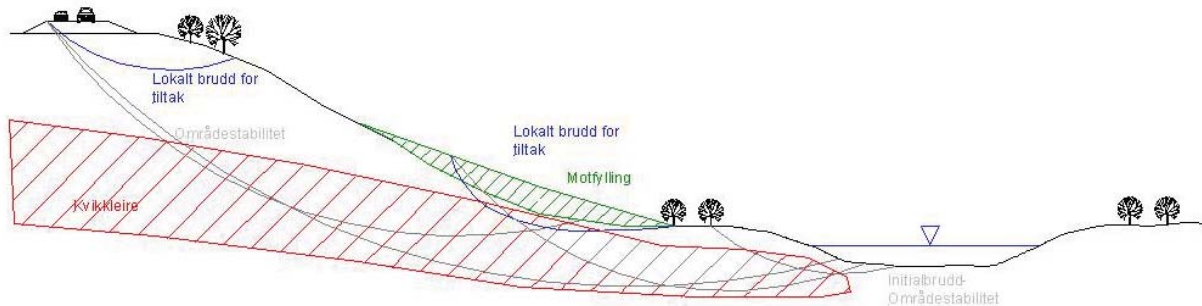
**Lokal stabilitet:** Kritisk skjærflate som kan relateres til et konkret menneskeskapt tiltak innenfor influenssonen til dette tiltaket. Dette er altså knyttet til initial-skredet i de tilfeller der menneskeskapt inngrep er utløsende faktor for et kvikkleireskred. Krav til stabilitet må dekkes av absolutt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

**Områdestabilitet:** Vurderinger av større områder som kan påvirkes i form av retrogressive mekanismer, flakskred 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 menneskeskapt tiltak (globalt brudd) faller innenfor vår definisjon. Krav til stabilitet kan dekkes av prosentvis forbedring.

Det bemerkes at i et ethvert prosjekt må det kunne åpnes for faglig skjønn for å vurdere hvilke mekanismer/ skjærflater som hører til under de ulike begrepene. Det bemerkes videre at svært langstrakte skjærflater i udrenert analyse kan være urealistiske skredmekanismer etter prosjektgruppens syn.



Figur 10 illustrerer disse definisjonene, her belyst med et eksempel på en veg som anlegges på toppen av en kvikkleireskråning. Det bemerkes igjen at begrepene vil være dimensjonsavhengig. F.eks. kan det "lokale bruddet" på toppen av skråningen gjerne gå helt ned til dalbunnen.



**Figur 10** Prosjektgruppens definisjoner av lokal stabilitet og områdestabilitet.

## 5 Materialfaktor $\gamma_M$

Den tidligere utgitte SINTEF-rapporten / 29/ tar for seg de elementene som materialfaktoren skal dekke opp i en skråningsstabilitetsanalyse. Dette er gjengitt i det følgende.

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 ” $\gamma_M$  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”. Vår opplisting går noe ut over dette.

### 5.1 Usikkerhet i materialparametere og geometri – undersøkelsens omfang

Karakteristiske verdier i en stabilitetsanalyse skal ligge nær middelerdi (forsiktig anslått middelerdi) og det meste av usikkerheten i materialparametre derfor må 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. Dette bedrer beregningsmodellene og øker påliteligheten av utførte beregninger. Så lenge en ikke gjennomfører en statistisk vurdering av datamengden er det vanskelig å avgjøre hvor stor en undersøkelse må være. Kriteriene for å karakterisere en grunnundersøkelse som stor eller ”omfattende” må derfor vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Omfang og type av laboratorieundersøkelser – et enkelt eksempel:

Dersom lite (utover lagdeling) er kjent og en skal estimere aktiv  $s_u$  vil det være naturlig å ta utgangspunkt

i erfaring og benytte for eksempel  $s_{uA} = 0,3 \sigma'_0$ , underforstått at leiren antas normalkonsolidert. Ved en prioritering av videre undersøkelser vil ødometerforsøk være naturlig slik at kjennskap til jordens overkonsolideringsgrad kan gi grunnlag for et mer realistisk estimat av fasthet. Ved dårlige prøver eller tvil bør undersøkelsen gjentas. Dette kan være et bedre valg enn forsøk på laboratoriebestemmelse av fasthet på dårlige prøver.

I kap 5.3 av SINTEF rapport SBF IN F10412 / 29/ er det diskutert følsomhet for valg av parametere i lys av fasthetsmargin (differanse mellom likevektsskjærspenning og skjærfasthet). Som tallmaterialet viser er det små spenningsmarginer. **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.** Dette er delvis berørt under generelle kommentarer i retningslinjene til NVE, kap.3. Videre er det diskutert i kap. 8.3.

## 5.2 Modellusikkerhet

Det er i dag tilgjengelig gode verktøy for analyse som viser at metoder for stabilitetsberegning som oppfyller alle likevektsbetingelser kun vil avvike fra hverandre med  $\pm 6 \%$ . Denne størrelsen på beregningsunøyaktighet er omtalt HB016 (2010) / 31/ og Duncan (2000) / 4/

*Utdrag fra SVV HB016 Kap. 4.4.1 – Beregningsnøyaktighet:*

Nøyaktigheten ved stabilitetsberegninger er nøye vurdert og studier viser at metoder som oppfyller alle likevektsbetingelser vil kun avvike fra hverandre med  $\pm 6 \%$  (Duncan, 1997). Metoder som ikke oppfyller alle likevektsbetingelser vil sjelden oppnå tilsvarende nøyaktighet. En viktig forutsetning som gjelder for alle metoder er at det er utført omfattende søk for kritisk skjærflate.

*Utdrag fra J. Duncan (1996):*

*"The maximum difference between factors of safety calculated by methods that satisfy all conditions of equilibrium is about 12%, usually less. Thus, with an accuracy of about  $\pm 6\%$ , factors of safety calculated using methods that satisfy all conditions of equilibrium can be considered to be the correct answer. This is certainly close enough for practical purposes, because slope geometry, water pressures, unit weights and shear strengths can seldom, if ever, be defined with an accuracy as good as  $\pm 6\%$ .*  
*Thus, if an engineer performs slope stability analyses using methods that satisfy all conditions of equilibrium, it is justified in virtually every case to conclude that the accuracy of the analyses is as good as, or better than, the accuracy with which the analysis conditions are defined. The engineer can then devote his or her attention to the most important and most difficult issues involved in analyses of slope stability—those of defining geometry, shear strengths, unit weights, and water pressures, and of determining the possible uncertainties in these quantities."*

Det viste seg også i Rv 717-prosjektet (Rissa) at stabilitetsanalyser med elementmetodeprogrammet PLAXIS gjennomgående ga omlag 5 % lavere materialfaktor enn Geosuite stabilitet (Lund m.fl., 2009). Det forekommer at grenselikvekts (LEM) - analyser blir gjort med metoder basert på sirkulærsylindriske skjærflater der det ville vært mest riktig å bruke sammensatte flater. 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. Dette er blant annet en typisk "gjenganger" i SINTEFs tredjepartskontroller for SVV.

**Samlet sett viser dette at det finnes en variasjon mellom de forskjellige programmer, beregningsmetoder og anvendelser som bør dekkes opp ved at det velges et tilstrekkelig høyt krav til materialfaktor.**

**For prinsippet med prosentvis forbedring viser dette også at en må benytte samme metode for stabilitetsanalyse for før- og etter tilstand.**

I prosjekteringsarbeid er det viktig å vurdere alle byggefaser for å identifisere de kritiske lastsituasjonene. Det vil i mange tilfeller være vanskelig for den prosjekterende å ha full oversikt over



byggeprosessen siden detaljene i anleggsarbeidet kan endres på senere tidspunkt. Dette må løses enten ved at materialfaktoren tar høyde for usikkerhet på dette punktet eller at geoteknisk prosjekterende er involvert gjennom hele prosessen for å revidere analyser når forutsetninger endres. Regler for prosjekteringskontroll følger valg av geoteknisk kategori, beskrevet i Eurokode 7 / 22/, kap. 4.

### **5.3 Mindre utførelsesfeil**

Om utførelsesfeil eller ikke-forutsette hendelser er fatalt avhenger av prosjektets egenart. Hva skal til for å skape et brudd? Der hvor de kritiske skråningene før tiltak har svært lav materialfaktor ( $\gamma_{M0} \approx 1,0$ ) er det åpenbart at selv små feil i rekkefølgen i bygging kan være avgjørende. Slike utførelsesfeil kan ikke fanges opp av materialfaktoren, og her er det viktig å ha klart definerte krav til oppfølging på byggeplassen.

I de prosjektene hvor selv små utførelsesfeil kan ha store konsekvenser for sikkerheten i prosjektet, både under bygging og i etterkant, kan det diskuteres hvor mye av dette som bør dekkes av at man har stilt tilstrekkelig høye krav til materialfaktoren, og hvor mye av disse feil som bør fanges opp gjennom krav til utførelsen og økt byggeplasskontroll.

Regler for utførelseskontroll følger valg av geoteknisk kategori, beskrevet i Eurokode 7 / 22/, kap. 4.

## 6 Bruk av prinsippet prosentvis forbedring av sikkerhet

SINTEF-rapport SBF IN F10412 / 29/ diskuterer også bruken av prosentvis forbedring. Dette er i hovedsak gjengitt i følgende kapittel.

### 6.1 Generelt

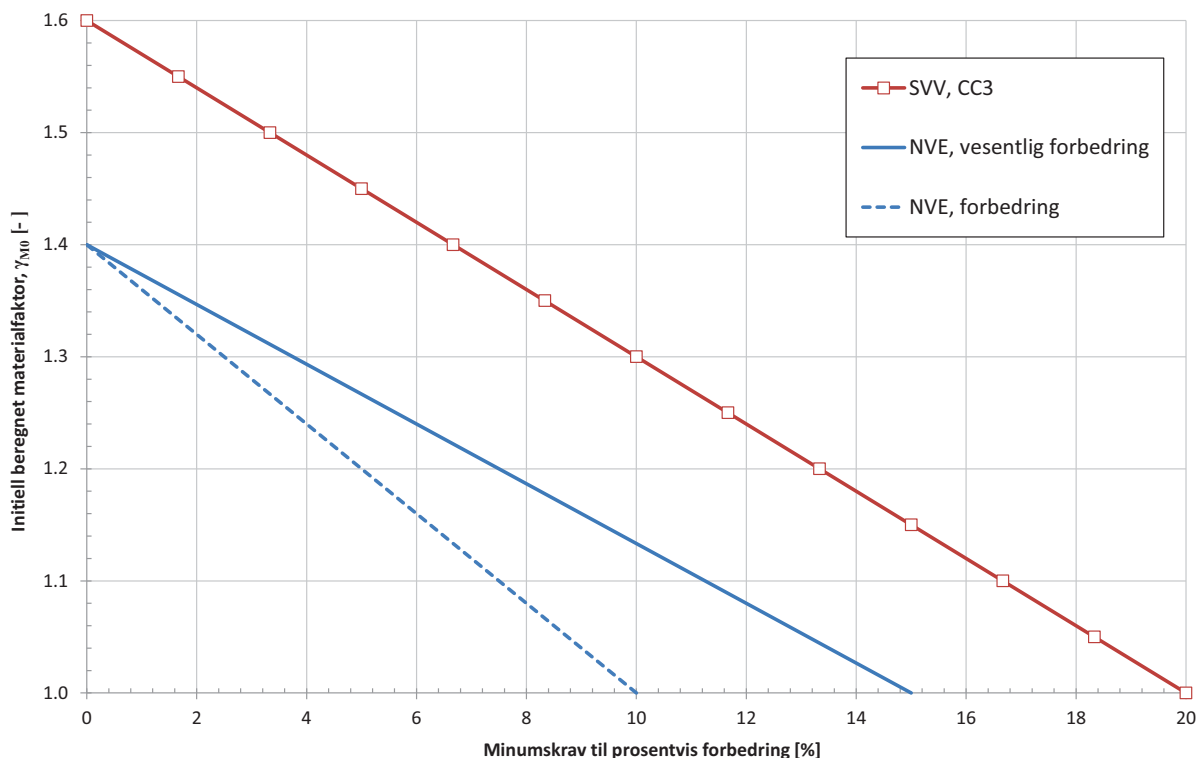
Prosentvis forbedring er et prinsipp foreslått i NVEs retningslinjer for å håndtere stabilitetsanalyser i naturlige skråninger med lav initiell sikkerhet, jf. / 24/ kap. 4.5.

Prosentvis forbedring ved endring av likevektsspenninger (som ved avlastning og motfylling) har det fortrinn at når en setter materialfaktoren for en eksisterende skråning til minimum 1,0 faller usikkerhetene i materialparametere og geometri bort. Dette gjelder dersom det foreslåtte forbedringstiltaket ikke fører til reduksjon av skjærfasthet. Den faktiske forbedring på 15 eller 20 % må da dekke prosjekteringsunøyaktighet, utførelsesfeil og eventuelle ikke-forutsette endringer. I NVEs retningslinjer er det beskrevet at en ved beregnet materialfaktor mindre enn 1 for en naturlig skråning bør revurdere beregningsforutsetningene:

*Utdrag fra NVEs kvikkleireveileder kap. 3.1 (side 13):*

Dersom man beregner en materialfaktor før utbygging under 1,0, må beregningsforutsetningene revurderes og nye beregninger utføres slik at beregnet materialfaktor før utbygging blir tilnærmet 1,0.

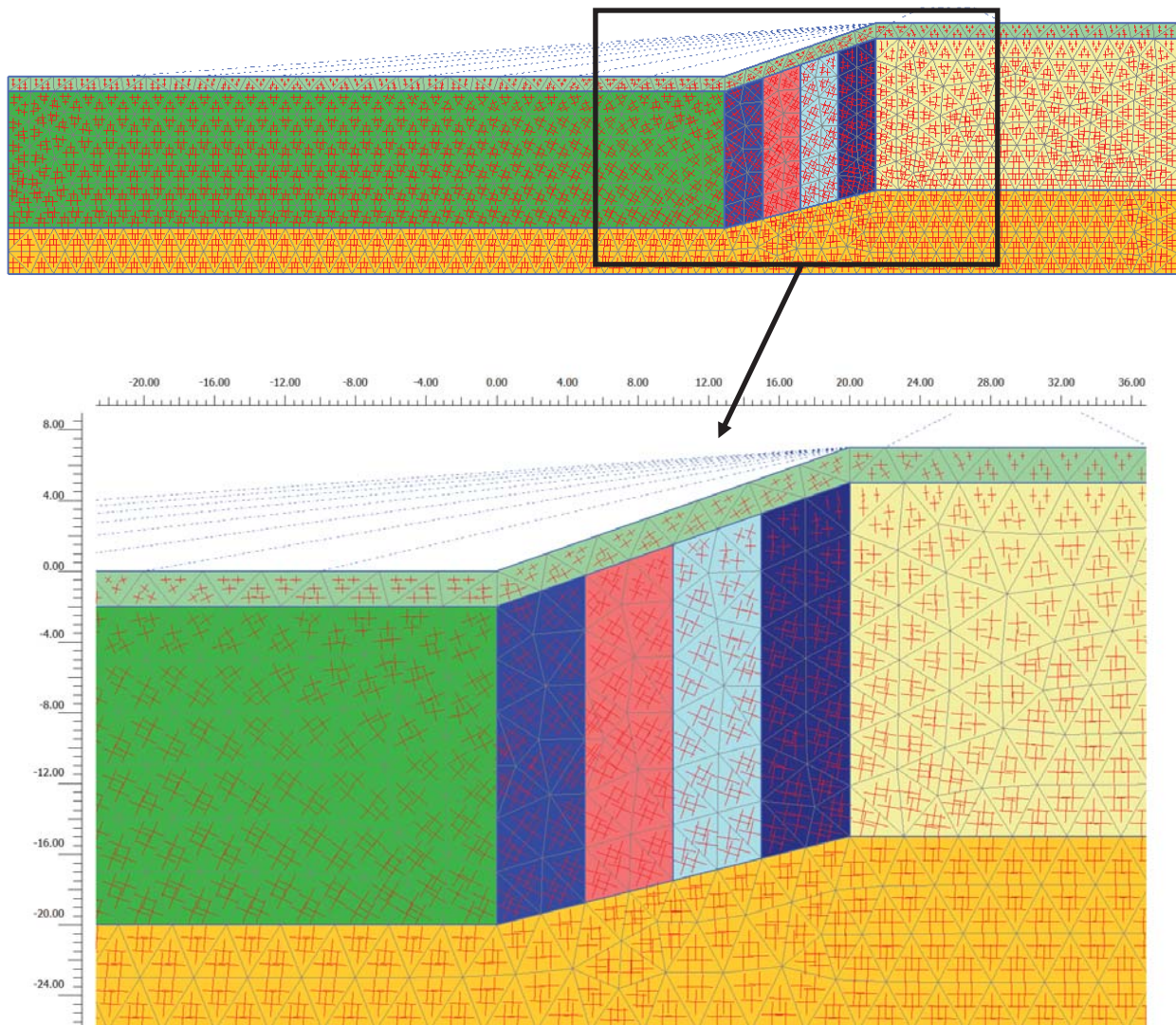
Det er en prinsipiell forskjell mellom det prosentvise forbedringsprinsippet i kvikkleireveilederen fra NVE og i SVV's håndbok 016 i form av at NVE likestiller prinsippet med absolutt materialfaktor mens SVV har dette som et unntakstilfelle. Imidlertid er selve forbedringstankegangen lik der det er topografiske endringer som tillates og sånn sett en reduksjon i beregnede skjærspenninger. De ulike kravene er illustrert i Figur 11.



**Figur 11** Grafisk fremstilling av prosentvis forbedringsprinsipp for kvikkleireskråninger iht. NVE/ 24/ og SVV / 31/.

Udrenert skjærfasthet er bestemt av effektivspenningstilstanden før lastendring. For kontraktante materialer gir dette lav passiv og direkte skjærfasthet. I en naturlig skråning som står med god sikkerhet på effektivspenningsbasis vil passiv sone normalt ikke være høyt mobilisert. Den lave passive fastheten i en udrenert analyse forutsetter at den passive sonen er mobilisert udrenert slik at effektiv horisontalspenning er større enn effektiv vertikalspenning. Spenningstilstanden i en naturlig skråning vil i mange tilfeller ligge nærmest en aktiv tilstand. I en stabilitetsanalyse blir den stabiliserende skjærspenningen ofte regnet som en middelvei av aktiv, direkte og passiv fasthet. **Det er derfor mulig at beregnet materialfaktor kan være <1 selv om de udrenerte skjærfasthetene er korrekte.** En bør derfor være forsiktig med å korrigere udrenerte fasthetsparametere på bakgrunn av udrenerte stabilitetsanalyser. Det kan i neste omgang være ikke-konservativt å bruke de korrigerede parametere i beregning av lokal stabilitet for en fylling som representerer en reell udrenert last.

Hovedspenningsretningen i et eksempel for en skråning er vist i Figur 12 (se kapittel 7.1 for beskrivelse av eksempelet – "Eksempelet 2"). Figur 12 viser hovedspenningsretninger i gauss-punkter ( $\sigma_1$  og  $\sigma_3$ ) fra en beregning med elementmetodeprogrammet PLAXIS. Som en ser av eksempelet så er hovedspenningsretningen for elementene i skråningen dreid i forhold til et horisontalt terreng, dvs. som helt til høyre og venstre i modellen.



**Figur 12** Hovedspenningsretninger i skråning.

Det er i 2011 utført en mastergrad av Kristoffer Rabstad ved NTNU med nettopp dette temaet der det er sett på effekten av anisotrop styrke i leirskråninger / 26/. Rabstad har utført en studie der det er utviklet en brukerdefinert PLAXIS-modell, benevnt ADPXX, som tar høyde for anisotrop styrke som funksjon av hovedspenningsretningen. Dette medfører at større andel av skjærflatene går gjennom aktiv sone. Rabstad konkluderer i sin studie at fullstendig rotert anisotropi kan medføre ca. 20-34% økning i sikkerhetsfaktor, men at ca. 30-50% rotering av anisotropien er rimelig. Det foreslås dessuten i denne oppgaven at det utføres mer forskning på temaet i form av felt- og laboratorieundersøkelser.

Det vil i mange tilfeller være stor forskjell på beregnet materialfaktor for en naturlig skråning analysert med udrenerte og drenerte stabilitetsanalyser. Karlsrud et al. (1985) / 11/ diskuterer dette under kapittelet "Local (initial) slope failure". Karlsrud et al. (1985) hevder at en naturlig skråning ideelt sett burde vært beregnet med et prinsipp med "kritisk skjærspenning" i en effektivspenningsanalyse. Kritisk skjærspenning er her definert som friksjonen ( $\phi'_{cr}$ ) som tilsvarer peak udrenert skjærfasthet. Bruk av dette prinsippet fordrer imidlertid at effektivspenningstilstanden i skråningen er helt kjent, noe som er/ var vanskelig å predikere. Karsrud et al. (1985) beskriver imidlertid at et totalspenningskriterium fra udrenerte treaksialtester sammenfaller godt med et prinsipp med kritisk skjærspenning i drenerte treaksialtester. og anbefaler bruk av et avansert totalspenningskriterium (ADP). I denne sammenhengen har Karlsrud et al. (1985) presentert noen faktiske kvikkleireskred basert på arbeidet til Aas (1983) / 1/. Følgende minimum materialfaktorer på ADP-analyse er her opplistet for det som er betegnet som monolittiske flakskred:

A. Bekkelaget, 1953:	$\gamma_M = 0,87$
B. Furre, 1959:	$\gamma_M = 0,81$
C. Sem, 1974	$\gamma_M = 0,88$
D. Båstad, 1974	$\gamma_M = 0,95$
E. Rissa, 1978	$\gamma_M = 1,10$

Sett i lys av diskusjonen i forhold til spenningstilstanden i skråningen, er det her indikasjoner på at skjærfastheten i virkeligheten var noe større enn det som ble benyttet i analysene til Aas (1983) / 1/.

Det bemerkes at det med mulighetene ved bruk av FEM-analyser i dag for å predikere effektivspenningstilstanden og krypforskyvninger i en skråning kan være et potensiale for å forske nærmere på prinsippet kritisk skjærspenning i drenerte effektivspenningsanalyser. Effektivspenningsmodellen som for tiden er under utvikling ved NTNU er i denne sammenheng svært interessant å trekke inn i framtidig vurdering av skråningsstabilitet i kvikkleire.

En annen effekt som kompliserer bildet er sprøbruddeffekt/ progressiv bruddutvikling. Jostad (2012) / 8/ har utført et studie på denne effekten av progressiv bruddutvikling ved utbygging i områder med kvikkleire. Jostad har sett på en udrenert oppførsel og regnet FEM-beregninger med effekt av sprøbrudd (softening-modell). Det er konkludert med at effekten av sprøbrudd kan være større enn 10% relatert til et tilfelle med elastisk-perfekt-plastisk materialoppførsel.

Forskjell i udrenert og drenert materialfaktor kan illustreres med et forenklet regneeksempel hvor en ser på stabiliteten av en lang skråning tilnærmet beregnet ved å bruke prinsippet for en kloss på skråplan.

Forutsetninger:

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 for drenert og udrenert analyse blir da:

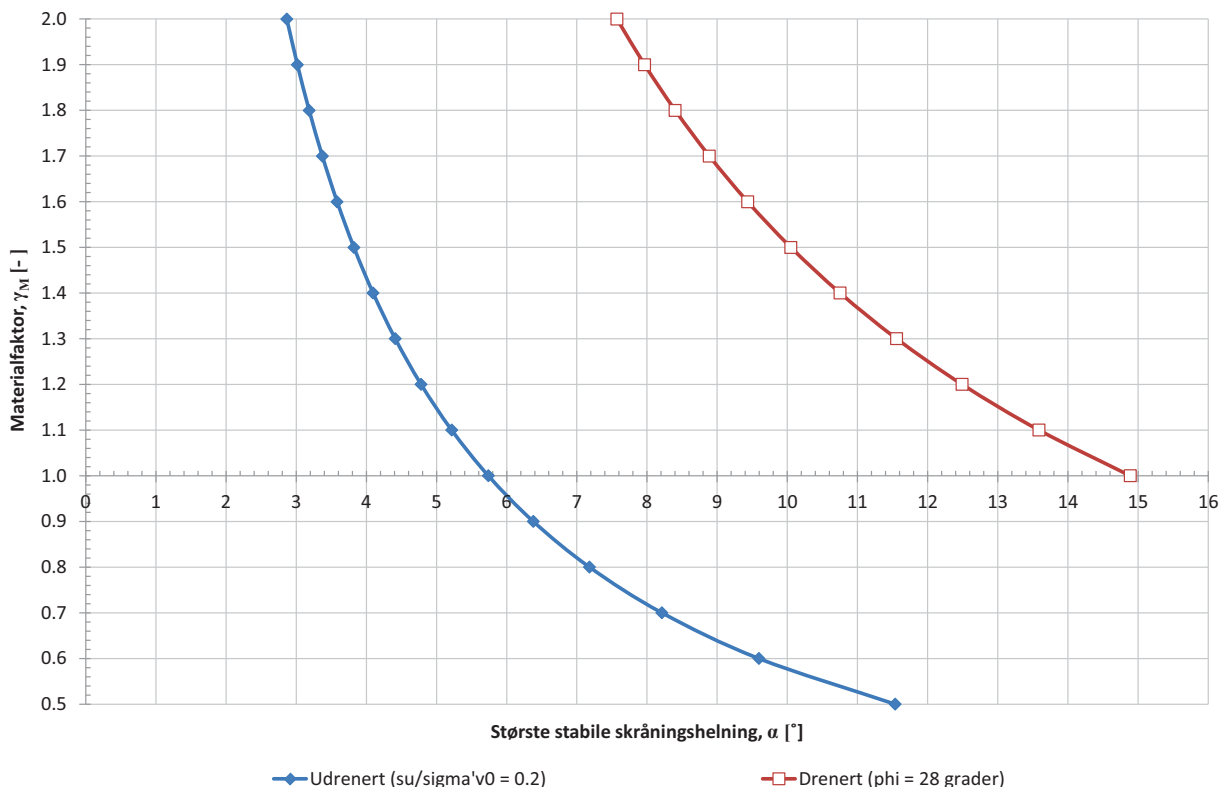
Drenert -  $\tan(\alpha) = \gamma' / \gamma \cdot \tan(\phi) / \gamma_M$

Udrenert -  $\sin(\alpha) = \gamma' / \gamma \cdot \alpha_p / \gamma_M$

**Tabell 6 Beregningseksempel: materialfaktor i lang skråning – drenert og udrenert analyse.**

Tilstand	$\gamma_m$	Største skråningshelning ( $\alpha$ )
Drenert	1,0	14,9 <sup>0</sup>
	1,6	9,4 <sup>0</sup>
Udrenert	1,0	5,7 <sup>0</sup>
	1,6	3,6 <sup>0</sup>
	0,6	9,4 <sup>0</sup>

Dette viser at en naturlig skråning som står med god margin i en drenert stabilitetsanalyse vil kunne gi materialfaktor  $< 1$  i en udrenert analyse. Årsaken til den lave udrenerte materialfaktoren er at selve skråningshelningen representerer en udrenert lastsituasjon, dvs. at jordas tyngde blir behandlet som en udrenert last, og at fastheten er tolket fra forsøk som ikke er konsolidert til den aktuelle spenningstilstanden i skråningen. Beregningseksempelen er også illustrert grafisk i Figur 13.


**Figur 13 Grafisk fremstilling av beregningseksempel.**

Dette viser viktigheten av å gjennomføre undersøkelser for å bestemme skjærfasthetsegenskaper i felt og laboratorier som er tilpasset den reelle problemstillingen.



## 6.2 Prinsipiell vurdering av forholdet mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring

Mange naturlige skråninger står med en sikkerhet som er under kravet til absolutt materialfaktor. For områdestabilitet av naturlige skråninger vil det i noen tilfeller ikke være praktisk mulig å oppnå en absolutt materialfaktor med stabiliserende tiltak. Grunner til dette kan være topografiske forhold, eller eksisterende bebyggelse. I slike tilfeller vil sikkerhetsfilosofien med prosentvis forbedring være eneste mulighet for å kunne gjennomføre et tiltak. I andre tilfeller vil det å kreve en absolutt materialfaktor medføre en stor kostnad som er uakseptabel for prosjektet.

NVEs "Veileder for vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper" danner praksis for håndtering av kvikkleireskråninger. Det tas utgangspunkt i en generell materialfaktor  $\gamma_M \geq 1,4$  eller forbedring/vesentlig forbedring (f. eks. 15 %). Tankegangen vedrørende forbedring er ensidig å bedre situasjonen for et problemsnitt. NVEs retningslinjer tar ikke stilling til problematikken ved at sikkerhetsnivået gjennom dette lokalt kan bli redusert andre steder (selv om det presiseres "kravet til prosentvis forbedring gjelder for enhver potensiell glideflate"). Dette reiser spørsmålet om en fritt kan tillate at kvikkleireområder som har beregningsmessig sikkerhet lavere enn et absolutt krav, eksempelvis 1,6 eller 1,4, endres slik at sikkerheten reduseres? Hvor mye kan man i så fall "låne" av sikkerhet i deler av området for å bedre sikkerheten i andre deler?

Praktisk erfaring med prosentvis forbedring (ved bruk av NVEs retningslinjer) har så langt ført til større fokus på områdestabilitet ved utbygging i kvikkleireområder. På denne måten er denne filosofien med på å øke sikkerheten totalt sett.

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.

Det er en reell mulighet/ fare for at norsk praksis kan bli at prosentvis forbedring er normalttilfellet og at en legger bort tidligere tanker om at prosentvis forbedring kun skulle benyttes i unntakstilfeller.

Ifølge utsnittet nedenfor sidestiller NVEs retningslinjer disse prinsippene. Disse viser at NVEs retningslinjer dekker utbygging av alle typer tiltak, inkludert boliger, skoler og institusjoner m.m. og det er således ingen begrensninger for hvilke tiltak som kan omfattes av prinsippet prosentvis forbedring.

### *Utdrag Fra NVE-veileder kap 4.5 "Sikkerhet mot kvikkleireskred"*

Dersom det er aktuelt med utbyggingstiltak i områder der materialfaktoren er mindre enn 1,4, bør det før utbygging kreves stabiliserende tiltak som gir materialfaktor lik eller større enn 1,4, eller det bør gis krav om minimum prosentvis forbedring av stabiliteten (figur 4.2). Hvor stor denne prosentvise forbedringen bør være, avhenger av hvilken faregrad området har (høy, middels eller lav) ved eksisterende situasjon og hvilken arealbruk/utbygging som er aktuell (tiltakskategori i tabell 4.3).

## 6.3 Kvalitativ vurdering av hvilke usikkerheter som ivaretas av absolutt materialfaktor og av prosentvis forbedring

I følge Eurokode 7 / 22/ skal beregningsmetode 3 brukes for geoteknisk prosjektering. Denne metoden setter krav til materialfaktor for fastheten til materialet og lastfaktor for variable laster. De andre

partialfaktorene er satt til 1,0 (utenom geometrifaktoren a). For skråningsstabilitet betyr det i praksis at materialfaktoren skal ivareta margin mot brudd ved å dekke usikkerheter i geometri, materialparametre, beregningsmetode, tyngdetetthet og utførelse. Begge sikkerhetsfilosofiene skal i utgangspunktet ivareta alle disse usikkerhetene. For tilfeller med initiell materialfaktor nær 1,0 blir det argumentert med at usikkerhetene faller bort og at en forbedring representerer en reell margin mot brudd. Det er vanskelig å tallfeste de ulike usikkerhetene, men de vil i de fleste tilfeller ligge betydelig lavere enn materialfaktoren.

Ved å benytte prinsippet med prosentvis forbedring ender en opp med en resulterende materialfaktor som er lavere enn det absolutte kravet. Prinsippet med prosentvis forbedring vil derfor i de fleste tilfeller representere et lavere sikkerhetsnivå enn et absolutt krav til materialfaktor. 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.

#### 6.4 Kvantitativ vurdering av sikkerhetsnivå ved bruk av absolutt materialfaktor og av prosentvis forbedring

Prosentvis forbedring av materialfaktor ved topografiske endringer kan en oppnå ved å redusere de drivende kreftene (motfylling eller graving ved skråningstopp) eller ved å forlenge kritisk skjærflate (steinfylling ved skråningsfot) eller en kombinasjon av disse.

NVEs retningslinjer argumenterer for prinsippet med prosentvis forbedring av en naturlig skråning som står med en materialfaktor på minst 1,0 at dette vil representere en reell (tallfestet) forbedring. Til sammenligning er en beregnet absolutt materialfaktor beheftet med usikkerhet i fasthetsparametrene (+ geometri og beregningsmetode) slik at det reelle sikkerhetsnivået er usikkert.

**Fasthetsmargin kontra materialfaktor** (Fasthetsmargin = differanse mellom skjærfasthet og likevektsspenninger i kPa).

Minimum sikkerhetsnivå ved bruk av prosentvis forbedring kan kun tallfestes for et tilfelle som i utgangspunktet har en beregningsmessig materialfaktor på 1,0. For et tilfelle med for eksempel beregningsmessig  $\gamma_{M0} = 1,15$  vil NVE-krav til vesentlig forbedring kreve  $\Delta\gamma_M = 9,4\%$  og endelig  $\gamma_M$ -krav blir 1,244. Dersom den beregnede  $\gamma_{M0}$  er feil, for eksempel ned mot 1,0, vil endelig  $\gamma_M$  blir rundt 1,1.

Kan dette skje? I svake kvikke leirsediment er det vanskelig å bestemme skjærfasthet med stor presisjon, og om en f.eks. overestimerer en leire med valg av karakteristisk  $s_u = 23$  kPa i stedet for 20 kPa kan en slik situasjon oppstå. Det bør nevnes i denne sammenhengen at CPTU, som benyttes i stor utstrekning for å ta ut fasthetsparametre, har størst relativ unøyaktighet ved de laveste målte verdiene. Videre er det en stor spredning i mange av de empiriske korrelasjonene som benyttes for uttak av fasthetsparametre fra CPTU. Dette gjelder også for blokkprøvekorrelasjoner, se diskusjon på dette i SINTEF rapport nr. SBF2012A0310 (2012) / 30/.

For en  $\gamma_{M0} = 1,0$ -situasjon er usikkerheten i fasthet og beregningsmetode av mindre betydning (materialfaktoren er jo minst 1,0), og prinsippet krever 15 % forbedring som skal dekke de øvrige usikkerheter, i hovedsak mulige feil i prosjektering og utførelse.

Er en fasthetsmargin på 2 til 6 kPa stor nok (15 el. 20 % for typiske  $s_u = 15$  til 30 kPa)? Dette kommer an på problemet som foreligger; det skal anleggsteknisk mye til å endre likevektsspenningene i en stor skråning mens det i et lokalt område er fort gjort å spise opp marginen. Prinsippet om prosentvis forbedring blir derfor ”dimensjonsavhengig” og **det vil derfor være logisk å heve sikkerhetsnivået for mindre problemstillinger eller lokale deler av et større prosjekt.** Det mest rendyrkede vil da

være lokalt å øke kravet til materialfaktor og bruke samme prinsipp for valg av karakteristisk verdi som før. Det tenkte eksemplet som er diskutert her er illustrert i kap. 7.1.



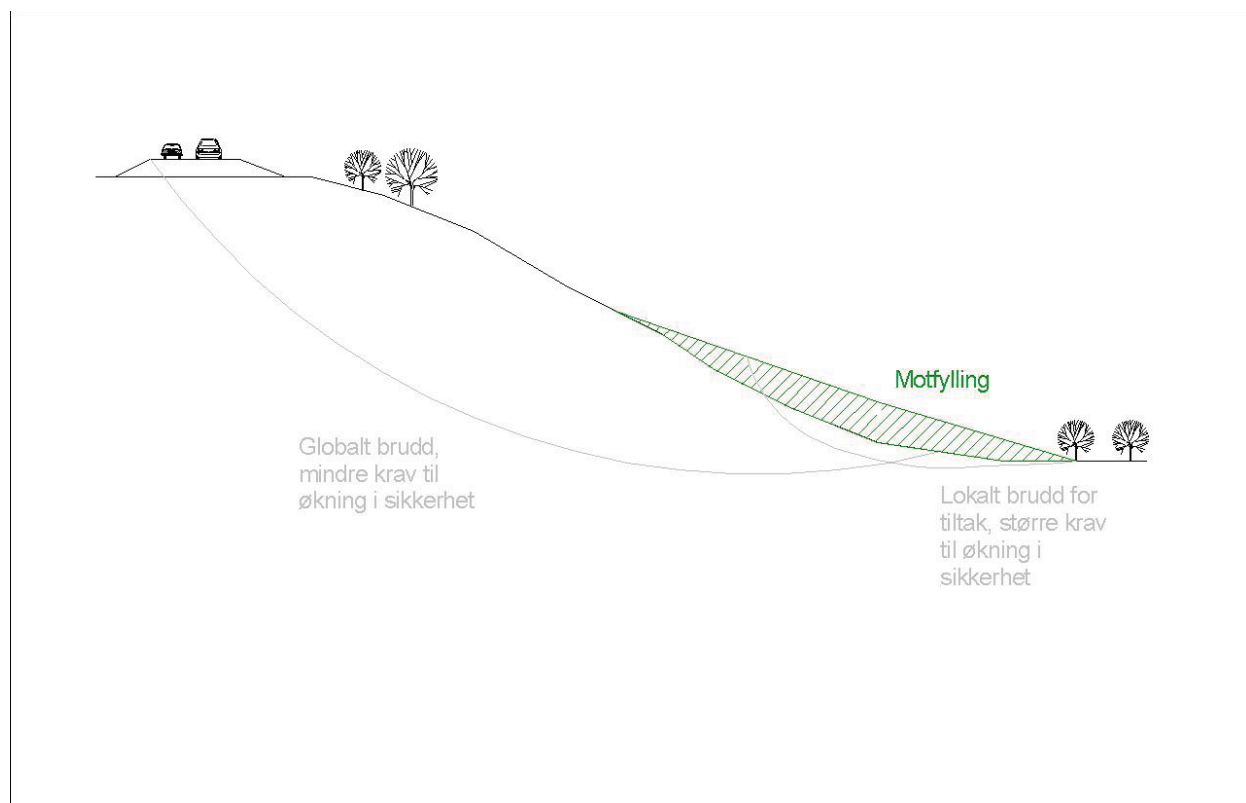
## 7 Eksempler på scenarier og prosjekter

Dette kapittelet viser noen utvalgte eksempler på hvordan de geotekniske sikkerhetsprinsippene spiller inn på de praktiske forholdene i form av mulige tiltak og mengder. Det er både sett på generelle scenarier og konkrete problemstillinger fra et virkelig prosjekt.

### 7.1 Faren for at prosentvis forbedring kan føre til prosjektering med lave marginer

#### 7.1.1 Generelt

Som diskutert i kap. 6.4 gjør fasthetsmarginer at det vil være logisk å tenke at lokale tiltak bør ha et hevet krav til sikkerhetsnivå, noe som også er kravet i f.eks. Håndbok 016 / 31/ i dag. Et tenkt eksempel er illustrert i Figur 14 der det planlegges en motfylling for å øke sikkerheten av en skråning som beregningsmessig har lav sikkerhet mot brudd. Den kritiske skjærflaten for skråningen er en dyptgripende skjærflate som strekker seg gjennom hele skråningen (globalt brudd/ områdestabilitet). Ved et slikt tilfelle må den lokale stabiliteten ved motfyllingen sjekkes. Dette er noe som dagens regler og retningslinjer også legger opp til. Det er imidlertid et spørsmål om denne motfyllingen vil ha nok sikkerhetsmargin med tankegangen prosentvis forbedring også for skjærflater lokalt ved dette tiltaket. Sett i lys av diskusjonene i det foregående er slike lokale tiltak noe som etter prosjektgruppens syn bør sette krav til et absolutt sikkerhetsnivå, samt krav i form av grunnundersøkelser lokalt ved tiltakene og oppfølging av arbeidene.

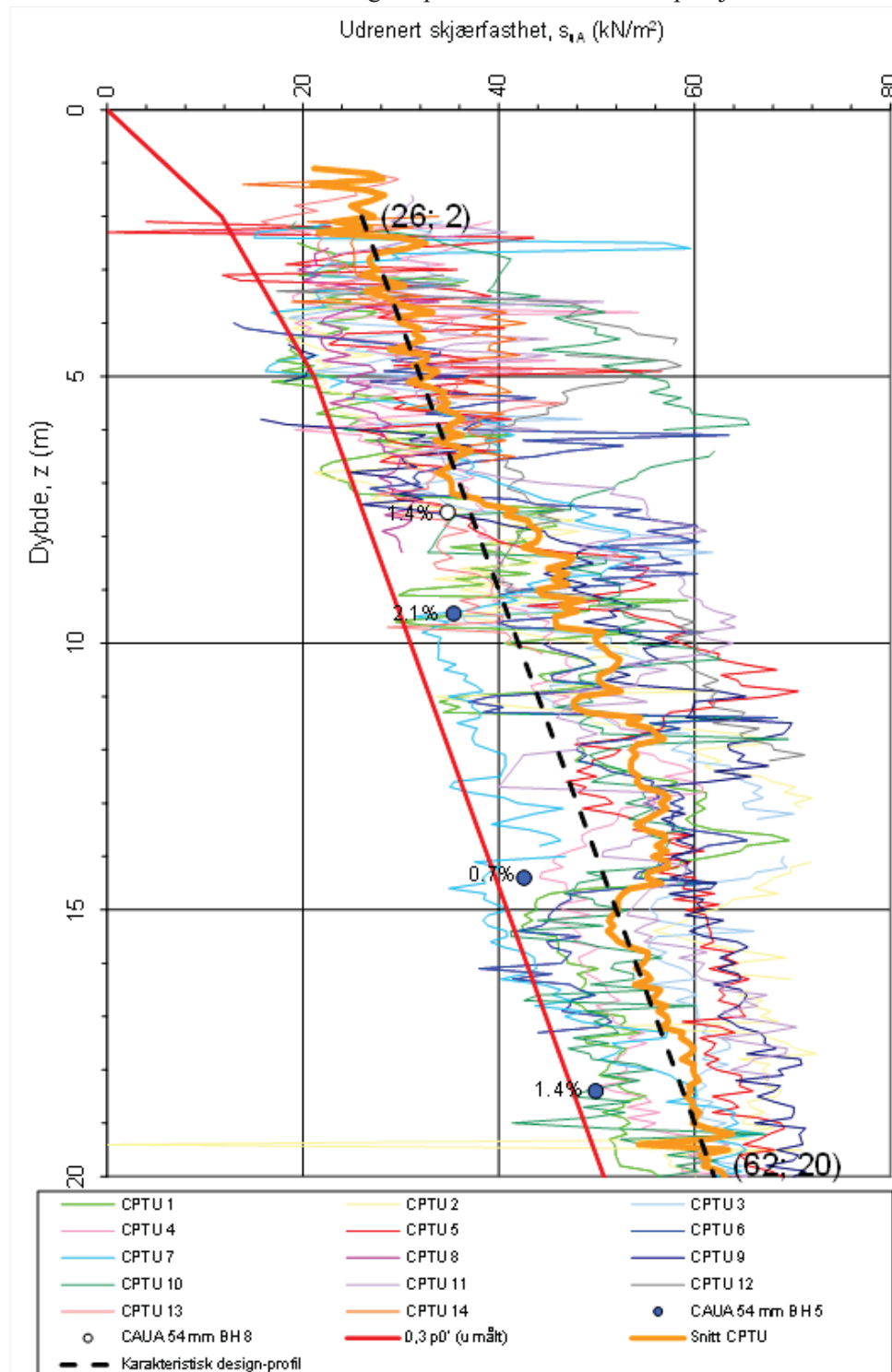


**Figur 14** Prinsippkisse prosjektering med lave marginer.

Overgangen mellom det som kan anses som et lokalt og et globalt brudd vil være glidende. Her er det derfor behov for utdypende prosjektteksempler i etatenes framtidige retningslinjer.

### 7.1.2 Eksempel 1 – Langstrakt skråning

For å belyse problemstillingen med fasthetsmarginer er det laget et eksempel for å illustrere dette. Det er tatt utgangspunkt i en vegfylling i et hellende terreng. Beregningene er utført med totalspenningsanalyse og det er benyttet et datasett fra et virkelig prosjekt der det er utført et stort omfang av grunnundersøkelser. Det er tatt utgangspunkt i en midlere skjærfasthet basert på et stort antall CPTU som vist i Figur 15, i dette tilfellet med fasthetsprofiler fra blokkprøvekorrelasjoner. Dette datasettet er videre omtalt i SINTEF rapport SBF2012 A0310 "Probabilistiske analyser av grunnundersøkelser i sensitive leirområder" / 30/ som går i parallell med dette del-prosjektet.



**Figur 15** Tolket udrenert aktiv skjærfasthet.

Skråningen som er belyst er imidlertid fiktiv. Det er tatt utgangspunkt i en skråning med høyde på 13 m som er 100 m lang (målt horisontalt, helning  $7,4^\circ$ ) og altså et lett overkonsolidert  $s_{uA}$ -profil. Dette  $s_{uA}$ -profilet er antatt lineært økende fra terrengnivå ned til 20 m dybde i hele modellen. Dette kan representere et tilfelle der terrenget er relativt sett likt forholdene etter at sedimentene ble avsatt. Under dette laget er det modellert faste masser.

Beregningene er utført med elementmetodeprogrammet (FEM) PLAXIS. Det er modellert en sprengsteinsfylling samt et tørrskorpelag med drenerte fasthetsparametere med Mohr-Coulomb jordmodell. Sprengsteinsfyllingen er maksimalt 3 m høy målt vertikalt fra opprinnelig terrengnivå. Tørrskorpelaget er modellert med 2 m mektighet og grunnvannsstanden er i modellen lagt i underkant av dette laget. Det er for enkelthets skyld ikke modellert noe trafikklast i dette eksempelet.

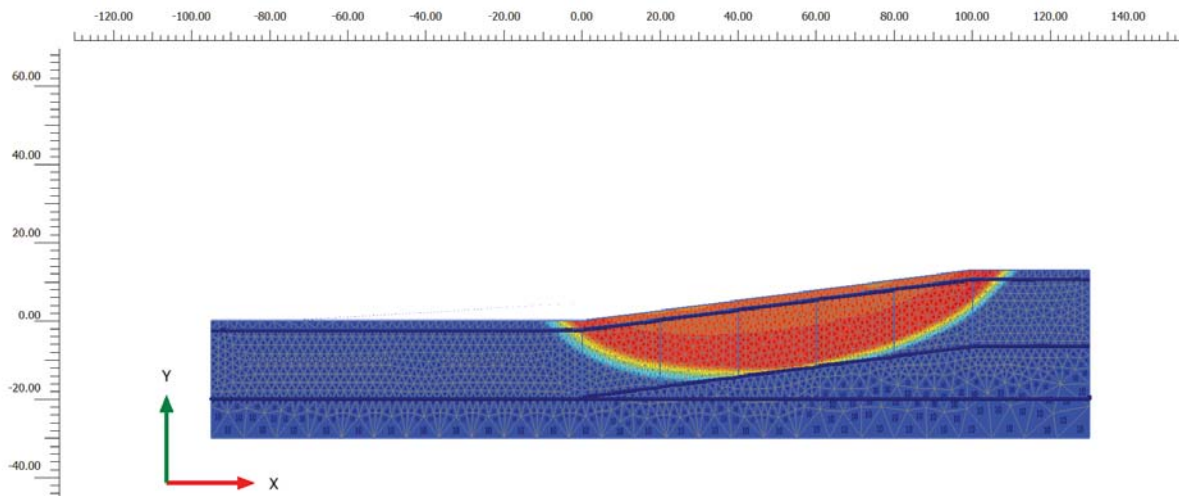
Det er videre benyttet en udrenert ADP-jordmodell (NGI-ADP) med økende fasthet i dybden for kvikkleira. For å modellere den økende fastheten i dybden med PLAXIS er det delt opp i lameller med ulike referanse-elevasjoner for økningen i udrenert skjærfasthet. Det er benyttet følgende ADP-parameter for analysen det er tatt utgangspunkt i:

$$\begin{aligned} s_{uA} &= 26 + 2,0 \cdot z \text{ [kPa]} \\ s_{uD} / s_{uA} &= 0,6 \\ s_{uP} / s_{uA} &= 0,3 \end{aligned}$$

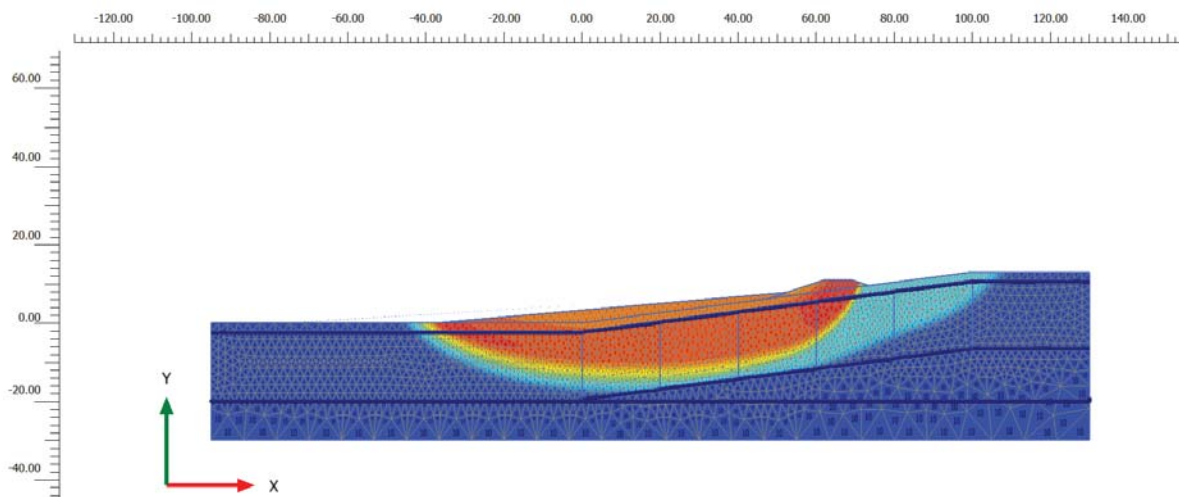
Tyngdetetthet er i modellen satt lik  $20 \text{ kN/m}^3$  for alle materialer.

For dette tilfellet er det med utgangspunkt i  $s_{uA}$ -profilet  $26 + 2z$  beregnet initiell materialfaktor på  $\gamma_{M0} \approx 1,2$ .

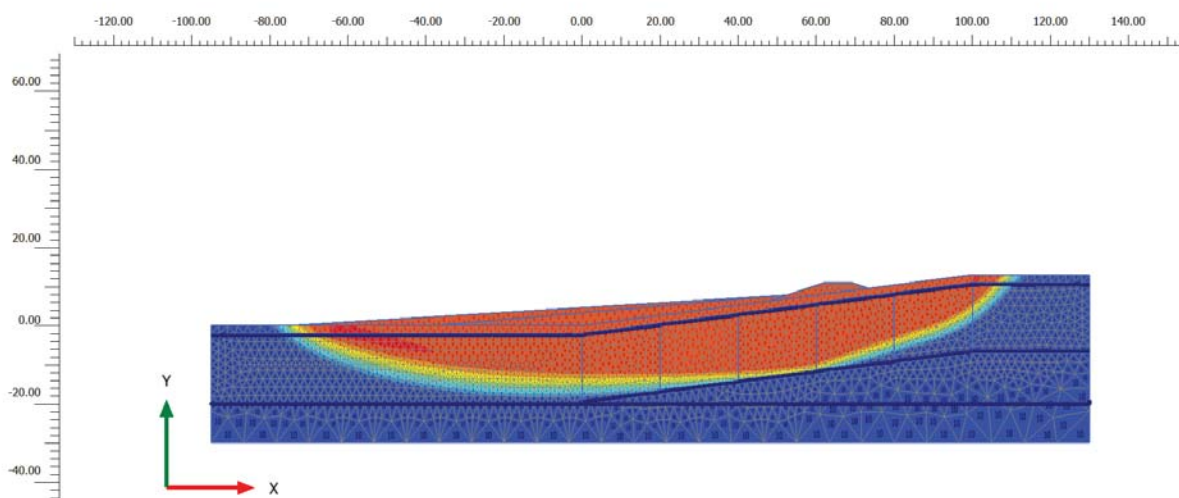
Figurene under viser bruddmekanismene med uttak av beste estimat av  $s_u$  for tre tilfeller som vist i Figur 16 (bruddfigur vist med inkrementelle forskyvninger etter endt sikkerhetsanalyse). Figur 17 viser og beregnet materialfaktor for ulike verdier av  $s_{uA0}$  som det i dette tilfellet er utført sensitivitetsanalyser på.



a)  $\gamma_{M0} = 1,20$  – initiell beregnet materialfaktor uten inngrep.

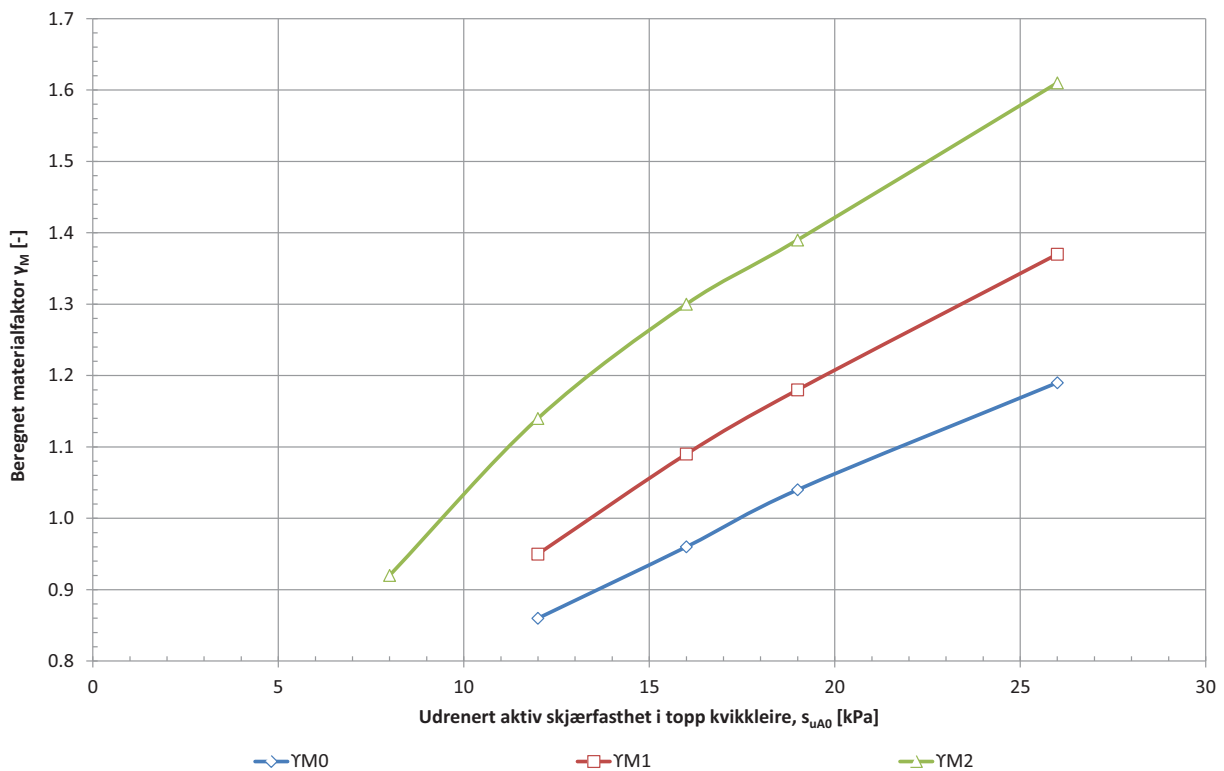


b)  $\gamma_{M1} = 1,38$  – beregnet materialfaktor med %-vis forbedring (her 15%).



c)  $\gamma_{M2} = 1,61$  – beregnet materialfaktor med krav til absolutt materialfaktor.

**Figur 16** Bruddmekanisme eksempel 1 – beste estimat av  $s_u$ -profil.



**Figur 17** Beregnet materialfaktor vs. startverdi på  $s_{uA0}$  i 2 m dybde – eksempel 1.

For dette beregningseksempelet er fasthetsmarginene ca.  $(26 - 9)$  kPa = 17 kPa for tilfelle med  $\gamma_M \approx 1,6$  og ca.  $(26 - 13)$  kPa = 13 kPa med 15% forbedring. Dette kan synes som gode marginer sett i lys av spredningen en i dette eksempelet har i uttak av  $s_u$  som vist i Figur 15. Det er i store trekk samme kritiske skjærflater for de ulike styrkeprofilene som er analysert for denne problemstillingen. Eksempelet viser at prinsippet med prosentvis forbedring i dette tilfelle også kan gi noe som anses som en robust løsning for endelig fase.

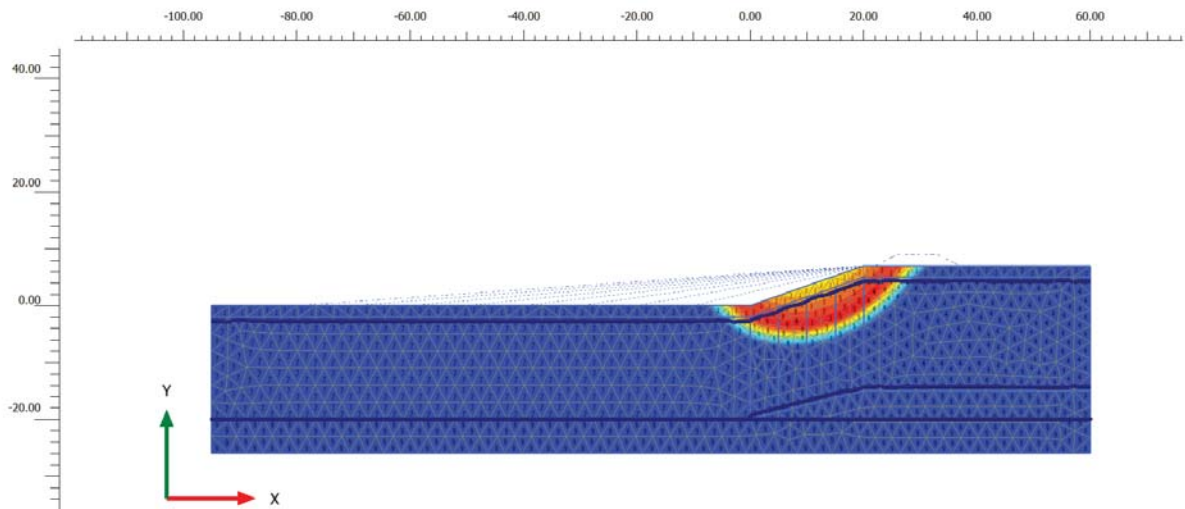
Beregningene er kun utført for endelig tilstand. Det bemerkes at oppbyggingen av motfyllingene også må planlegges for å unngå midlertidig reduksjon av sikkerheten mot utglidninger.

### 7.1.3 Eksempel 2 – Kortere skråning

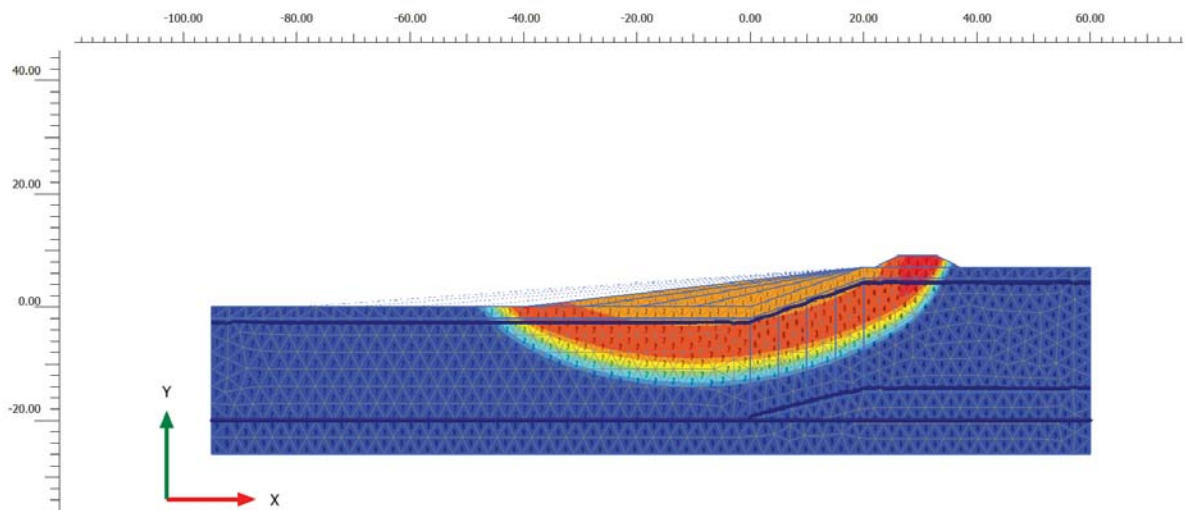
I dette eksempelet er det benyttet de samme geotekniske dataene som omtalt over. Det er modellert en skråning med høyde på 7 m som er 20 m lang (målt horisontalt, helning  $19,3^\circ$ ) der det kommer en vegfylling på toppen av skråningen. For dette tilfellet er det med utgangspunkt i  $s_{uA} = 26 + 2z$  beregnet initiell materialfaktor på  $\gamma_{M0} = 1,15$ . Bruddmekanismene er vist i Figur 18. Det er også her tatt utgangspunkt i en situasjon der det legges opp motfyllinger som slaker ut skråningene.

Figur 19 viser bruddfigur og beregnet materialfaktor for ulike verdier av  $s_{uA0}$  som det i dette tilfellet er utført sensitivitetsanalyser på.

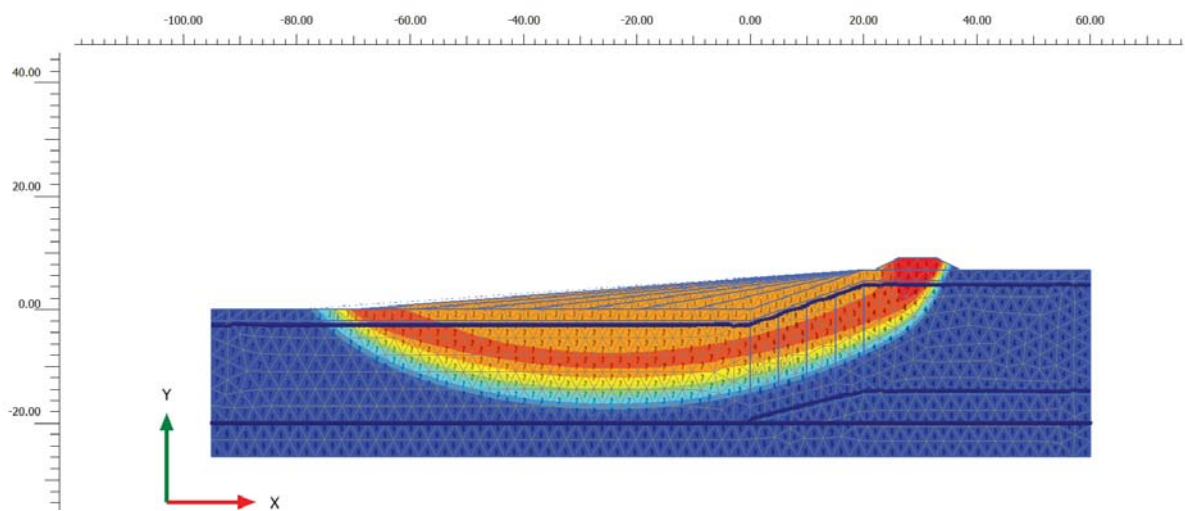




a)  $\gamma_{M0} = 1,15$  – initiell beregnet materialfaktor uten inngrep.

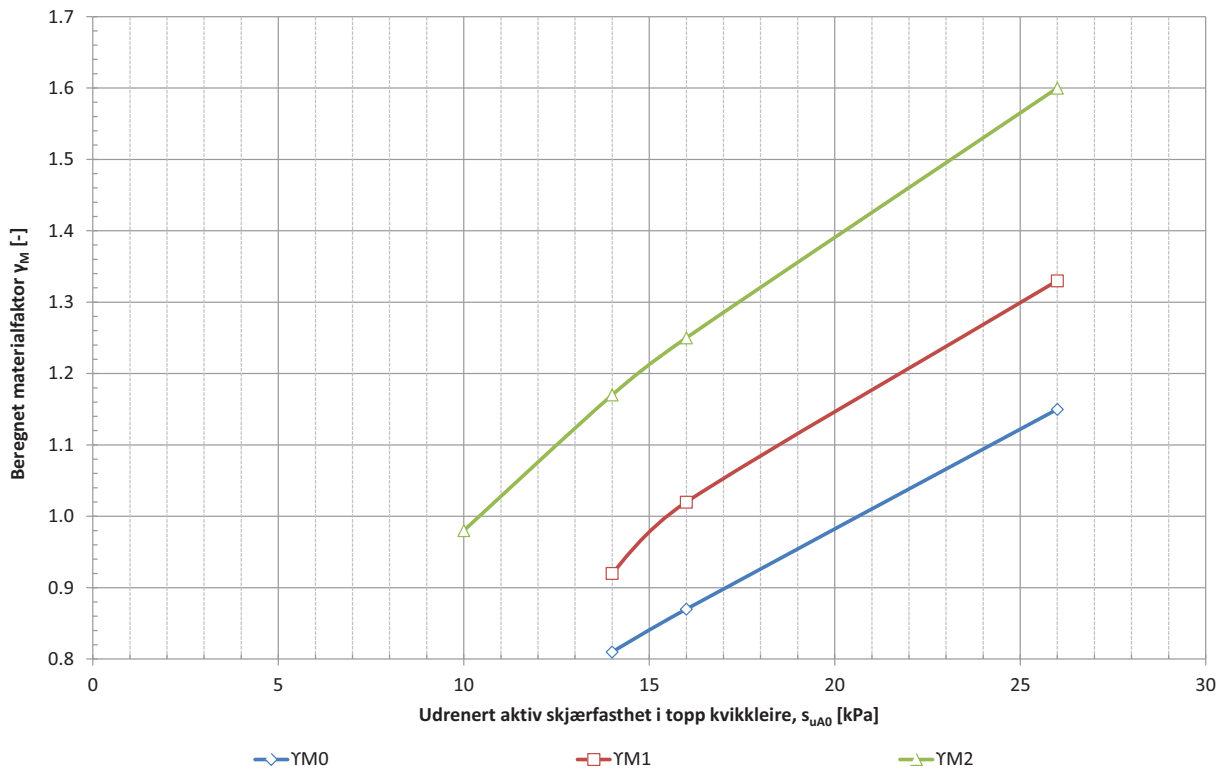


b)  $\gamma_{M_1} = 1,33$  – beregnet materialfaktor med %-vis forbedring (her 16%).



c)  $\gamma_{M_2} = 1,60$  – beregnet materialfaktor med krav til absolutt materialfaktor.

**Figur 18** Bruddmekanisme eksempel 2 – beste estimat av  $s_u$ -profil. Jevn helning.



**Figur 19** Beregnet materialfaktor vs. startverdi på  $s_{uA0}$  i 2 m dybde – eksempel 2.

Fasthetsmarginene er i dette eksempelet ca.  $(26 - 10)$  kPa = 16 kPa for tilfelle med  $\gamma_M = 1,6$  og ca.  $(26 - 15)$  kPa = 11 kPa med 15% forbedring. Fasthetsmarginene er noe lavere enn i eksempel 1 for begge alternative sikkerhetsprinsipper.

### 7.1.4 Sammen drag av eksempler

Eksemplene illustrerer at fasthetsmarginer er dimensjonsavhengige, men at det kanskje ikke er så utslagsgivende som man skulle tro for de belyste eksemplene. Fasthetsmarginene går ned med lavere skråningshøyder/ mindre skjærflater. Dette gjelder både med krav til absolutt materialfaktor og med bruk av prosentvis forbedring.

Det skal bemerkes at disse motfyllingene ikke er fullstendig optimaliserte, hverken i form av antall kubikkmeter motfylling eller etter prinsippet om at alle skjærflater skal økes i sikkerhet med en viss prosentandel. I et fullstendig optimalisert tilfelle kan dette virke noe annerledes.

Tabell 7 viser en sammenstilling av omtrentlig volum av motfyllinger som må til for eksempel 1 og 2 per løpemeter inn i planet ved de ulike sikkerhetsprinsippene.

**Tabell 7** Beregnede volumer av motfyllinger [ $m^3/m$ ]

Eksempel	Krav til absolutt materialfaktor, $\gamma_M = 1,6$	Ca. 15% forbedring
1	300	140
2	245	140

Effekten av en brattere og lavere skråning gir omtrent samme volum av motfyllinger som en høyere og slakere skråning. Eksemplene viser også at motfyllingene som må til blir relativt sett større ved lengre skjærflater dersom prinsippet med absolutt materialfaktor benyttes.

## 7.2 Kritisk skjærflate er kritisk skjærflate!

Iht. til NVE's retningslinjer / 24/ skal alle glideflater med beregningsmessig sikkerhet mindre enn 1,4 økes i sikkerhet iht. Figur 2. Se ordlyd i kap. 3.4.

Bakgrunnen for denne ordlyden er ikke helt klar for prosjektgruppen. Det kan f.eks. være forankret i en generell forsiktighetstankegang for å ta høyde for blant annet andre grunnforhold enn forutsatt og direkte prosjekteringsfeil. Denne formuleringen har imidlertid skapt en del unødvendige usikkerheter i den geotekniske bransjen etter prosjektgruppens syn. Dette medfører i teorien at uendelig mange skjærflater må sjekkes før og etter at tiltakene er tatt inn i modellene og at det sørges for at disse er innenfor kravet til prosentvis forbedring.

Når det settes opp en modell for skråningsstabilitet må hovedmålet være å representere grunnens egenskaper i størst mulig grad (dog med forsiktig anslått middelværdi av fasthet og eventuelle geometriske usikkerheter etc.) og dokumentere skråningens virkelige sikkerhetsnivå. Den kritiske skjærflaten både før og etter at et tiltak er tatt inn vil være den skjærflaten som medfører at en eventuell utglidning skjer dersom dette er gjort korrekt. Sånn sett bør det være tilstrekkelig å dokumentere at **kritisk skjærflate** har tilfredsstillende sikkerhetsnivå etter et tiltak. Dette vil være avhengig av sikkerhetsnivået før tiltak. Med de mulighetene som i dag eksisterer med bruk av FEM-analyser er dette relativt enkelt beregningsmessig. F.eks. å vise at skråningen som helhet har gått fra sikkerhet for udrenert utglidning fra  $\gamma_{M0} = 1,0$  til  $\gamma_M = 1,15$ .

Den lokale sikkerheten ved tiltaket må i tillegg dokumenteres som diskutert i kap. 7.1.

## 7.3 Absolutt materialfaktor/ prosentvis forbedring ved konstruktive tiltak

Retningslinjene fra NVE per i dag / 24/ begrenser mulighetene til å forbedre sikkerheten av en kvikkleireskråning til bruk av prinsippet med prosentvis forbedring kun med topografiske endringer. Dette ble (antagelig) begrunnet i en generell forsiktighetstankegang. Etter prosjektgruppens syn så er 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

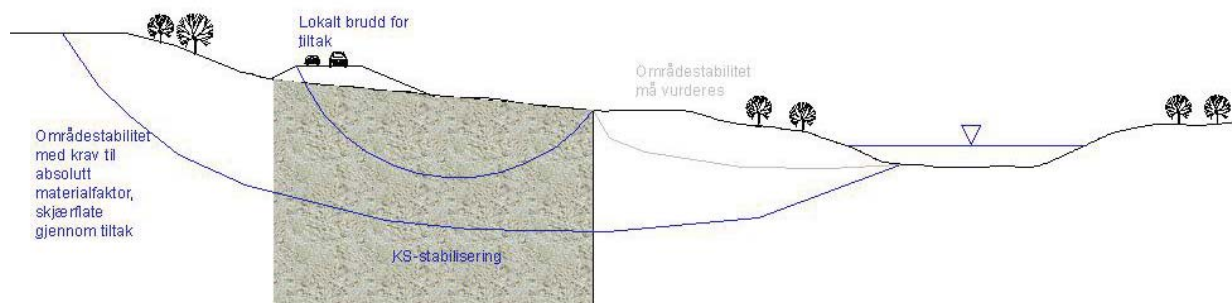
Etter prosjektgruppens syn bør det ved konstruktive tiltak settes krav til en absolutt materialfaktor av kvikkleireskråninger for permanent tilstand. Man må imidlertid ha fokus på å ikke midlertidig forverre stabiliteten i noen fase. F.eks. ved bruk av kalksement for å stabilisere en skråning må man være oppmerksom på da det kan settes opp til dels store poreovertrykk og metoden kan føre til omrøring og svekking av ikke-stabilisert leire. Dette er blant annet beskrevet i NGF-veiledning for grunnforsterkning



/ 19/ med kalksementpeler. For enkelte skråninger som er svært høyt mobilisert kan det være aktuelt å **ikke tillate** bruken av metoden eller stille særdeles strenge krav til kontroll.

Likeledes ved bruk av støttekonstruksjoner vil installasjonen potensielt kunne medføre en midlertidig forverret situasjon. Dette er forhold som må unngås ved hjelp av strenge krav til grunnundersøkelser, dokumentasjon av prosjektering, uavhengig kontroll og oppfølging av arbeider på byggeplass.

Prinsippet med bruk av konstruktive tiltak er vist i Figur 20 (her KS-stabilisering). For skjærflater som berører konstruksjonen, i dette tilfellet vegfyllingen, bør det prosjekteres etter prinsipp med krav til absolutt materialfaktor. Dette gjelder så vel lokale som mer langstrakte skjærflater dersom disse er kritiske. I tillegg må det etter prosjektgruppens syn sannsynliggjøres at et eventuelt kvikkleirekred utenfor det konstruktive tiltaket ikke vil medføre områdestabilitet som kan gripe inn mot konstruksjonen. Dette kan f.eks. være at et evt. skred stopper opp i de fastere massene som er KS-stabilisert som forsøkt illustrert i Figur 20. Dette kan eksempelvis vurderes forenklet med stabilitetstall fra Janbu.



**Figur 20 Prinsippkisse bruk av konstruktive tiltak.**

Når det gjelder masseutskifting med lette fyllmasser bør dette kunne benyttes på samme måte som for andre topografiske endringer i form av en prosentvis forbedring av sikkerheten dersom dette er praktisk gjennomførbart.

Prinsipper for bruk av konstruktive tiltak og metoder for endring av de mekaniske egenskapene bør også implementeres i de framtidige retningslinjene.

## 7.4 Prosjekteksempel E6 Harran, Nord-Trøndelag

Dagens retningslinjer i SVVs Håndbok 016 benytter prosentvis forbedring som en unntaksbestemmelse dersom det er teknisk umulig å gjennomføre krav til absolutt materialfaktor. Dersom det legges ned nok ressurser er det i mange tilfeller mulig å utføre tiltak for å oppnå kravet til en absolutt materialfaktor, men dette vil kreve svært store inngrep. I praksis har det imidlertid ofte blitt et spørsmål om økonomi når disse unntaksbestemmelsene skal benyttes.

Dette prosjekteksempel er tatt med for å illustrere konsekvensene av ulike praktisering av retningslinjer. Prosjektet er prosjektert etter SVVs Håndbok 016 med krav til 20% forbedring av sikkerheten.

### 7.4.1 Orientering om prosjektet

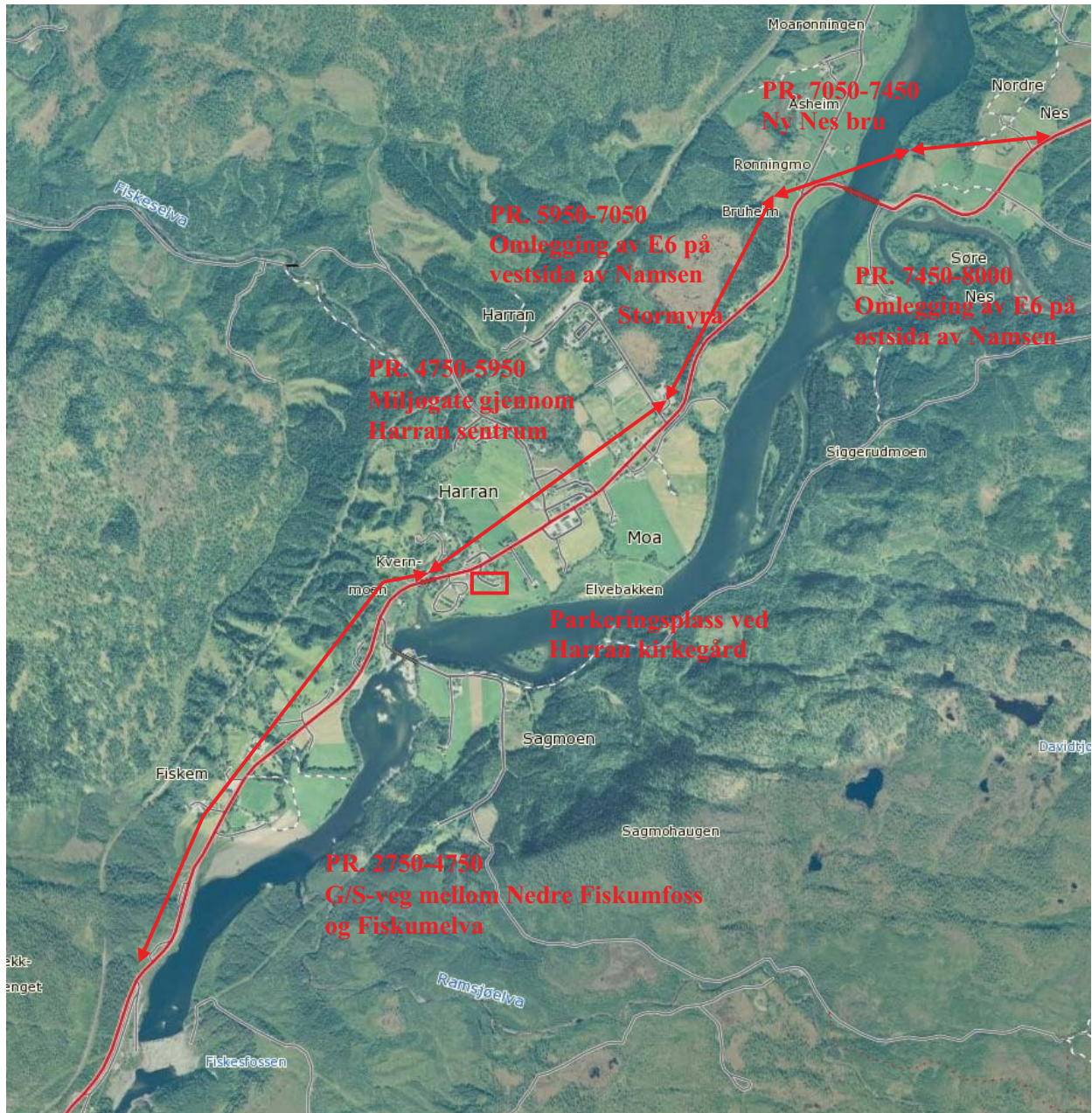
Statens Vegvesen planlegger omlegging av E6 over en strekning på ca. 2 km gjennom Harran i Grong kommune. Videre planlegges det ny bru over Namsen som erstatning for Nes bru som har kun ett felt. I

vegprosjektet inngår også bygging av gang- og sykkelveg langs eksisterende E6 over en strekning på ca. 2,3 km mellom Harran sentrum og Nedre Fiskumfoss.

Multiconsult AS er engasjert for å utføre grunnundersøkelser samt geoteknisk prosjektering i forbindelse med byggeplan. Utbygginga er delt inn i flere delprosjekt. Delprosjektet som omtales nærmere i dette notatet er omlegging av E6 mellom Harran og Nes.

På grunn av dårlig områdestabilitet omfatter prosjektet masseflytting av ca. 350 000 m<sup>3</sup> til avlastning og motfylling langs veglinja. Uttak av vegskjæringer omfatter ca. 250 000 m<sup>3</sup>. Det vil si at prosjektet totalt omfatter masseflytting av ca. 600 000 m<sup>3</sup>. Masseoverskudd fra stabilitetstiltak og uttak av vegskjæringer er stipulert til ca. 200 000 m<sup>3</sup> som skal bortkjøres til anviste deponi. Massene består hovedsakelig av sand, grus, silt og leire.

På Figur 21 er det vist flyfoto over det aktuelle området.



**Figur 21** Flyfoto over Harran (fra [www.norgebilder.no](http://www.norgebilder.no)).

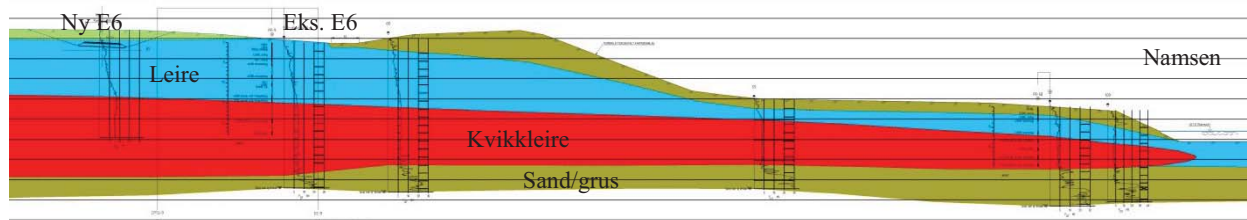
## 7.4.2 Topografi og grunnforhold

### Vest for Namsen (PR. 5950-7050)

Terrenget er terrassert med gjennomgående raviner. Langs Namsen er det rester etter flere skredgroper. Øvre terrengplata i vest ligger mellom ca. kote +90 til +95. Skråningene i skredgroperne og i ravedalene er bratte med helning typisk ca. 1:1,5 til 1:2,5. Vannspeilet i Namsen ligger på ca. kote +67.

Mellom ca. PR. 6330 og 6800 krysser veglinja Stormyra. Registrert torvmektighet varierer mellom ca. 2 og 4 m. For øvrig består grunnen på vestsida av Namsen i hovedsak av sand/silt over siltig leire og leire. Det er registrert mektige lag med kvikkleire under ca. kote +75 - +80 mellom PR. 6000 og 6950. Sondringene indikerer at kvikkleiremektingen blir mindre ut mot Namsen. Elvebunnen i Namsen ligger i nivå med kvikkleira.





**Figur 22** Typisk lagdeling vest for Namsen.

### Bru over Namsen (PR. 7050-7450)

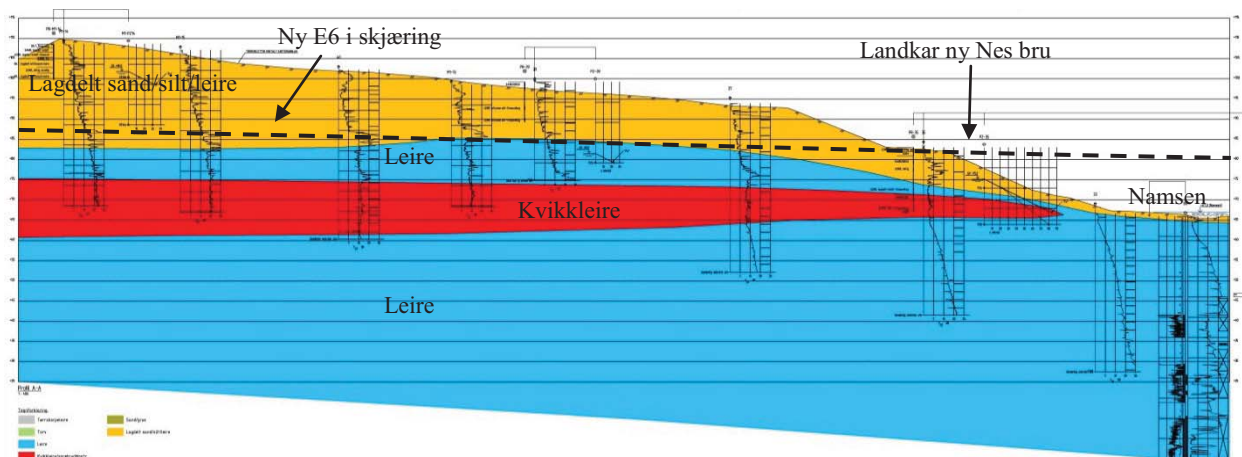
Mellom PR. 7050 og 7450 går veglinja over ei elveslette og krysser Namsen nord for dagens Nes bru. På elvesletta krysser veglinja to bekker. Elvesletta ligger i ei gammel skredgrop. Terrenget på elvesletta er relativt flatt og ligger på ca. kote +68 til +70. Elvebunn i Namsen ligger på ca. kote +65.

Løsmassene består i hovedsak av 1-5 m noe humusholdig sand/grus over marine avsetninger av silt og leire. Det er ikke registrert kvikkleire ved prøvetaking langs den aktuelle parsellen av veglinja.

### Øst for Namsen (PR. 7450-8000)

Den planlagte veglinja går i skjæring inn i sørsida av ei skredgrop. Sør for skredgropa stiger terrenget på i flere platåer mot øst fra ca. kote +82 i PR. 7480 til ca. kote +115 i PR. 7690. Skråningene mellom platåene er bratte med gjennomsnittlig skråningshelning ca. 1:2. Fra PR. 7700 går veglinja inn i kanten av ei ny skredgrop. Sidekantene i skredgropa har gjennomsnittlig terrenghelning ca. 1:2. Terrenget er stedvis brattere enn 1:1,5.

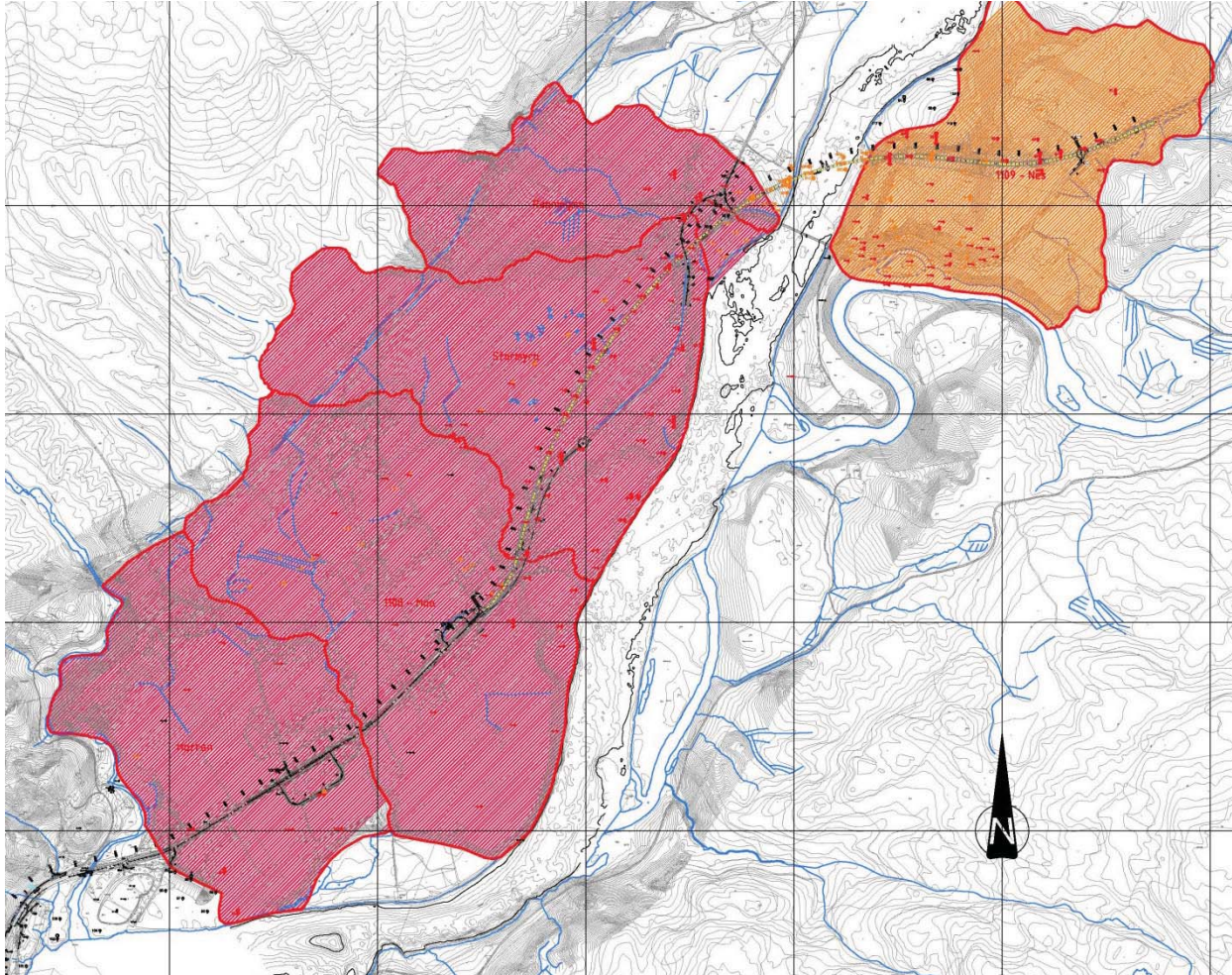
Grunnen består av lagdelte masser av sand, grus, silt og leire ned til ca. kote +75 ved PR. 8000 og ca. kote +65 ved Namsen. Derunder er det påvist siltig leire med enkelte tynne lag med sand og silt. I de lagdelte massene er det langs Namsen registrert enkelte lag med kvikkleire mellom ca. kote +72 og kote +65. Det vil si i nivå med elvebunn i Namsen. Videre østover i lengre avstand fra Namsen er det registrert mektigere lag med kvikkleire.



**Figur 23** Typisk lagdeling øst for Namsen.

### 7.4.3 Utbredelse av kvikkleire/sprøbruddmateriale

Ved oppstart av prosjektet var det kjent at veglinja for ny E6 går gjennom to kjente kvikkleiresoner. Grunnundersøkelsene avdekte større utbredelse av kvikkleire/sprøbruddmateriale. På Figur 26 er det vist nye kvikkleiresoner, som er vurdert ut fra de utførte grunnundersøkelsene, totalt 5 stk.



**Figur 24** Kvikkleirekart – faregrad etter grunnundersøkelser.

### 7.4.4 Stabilitetsforhold

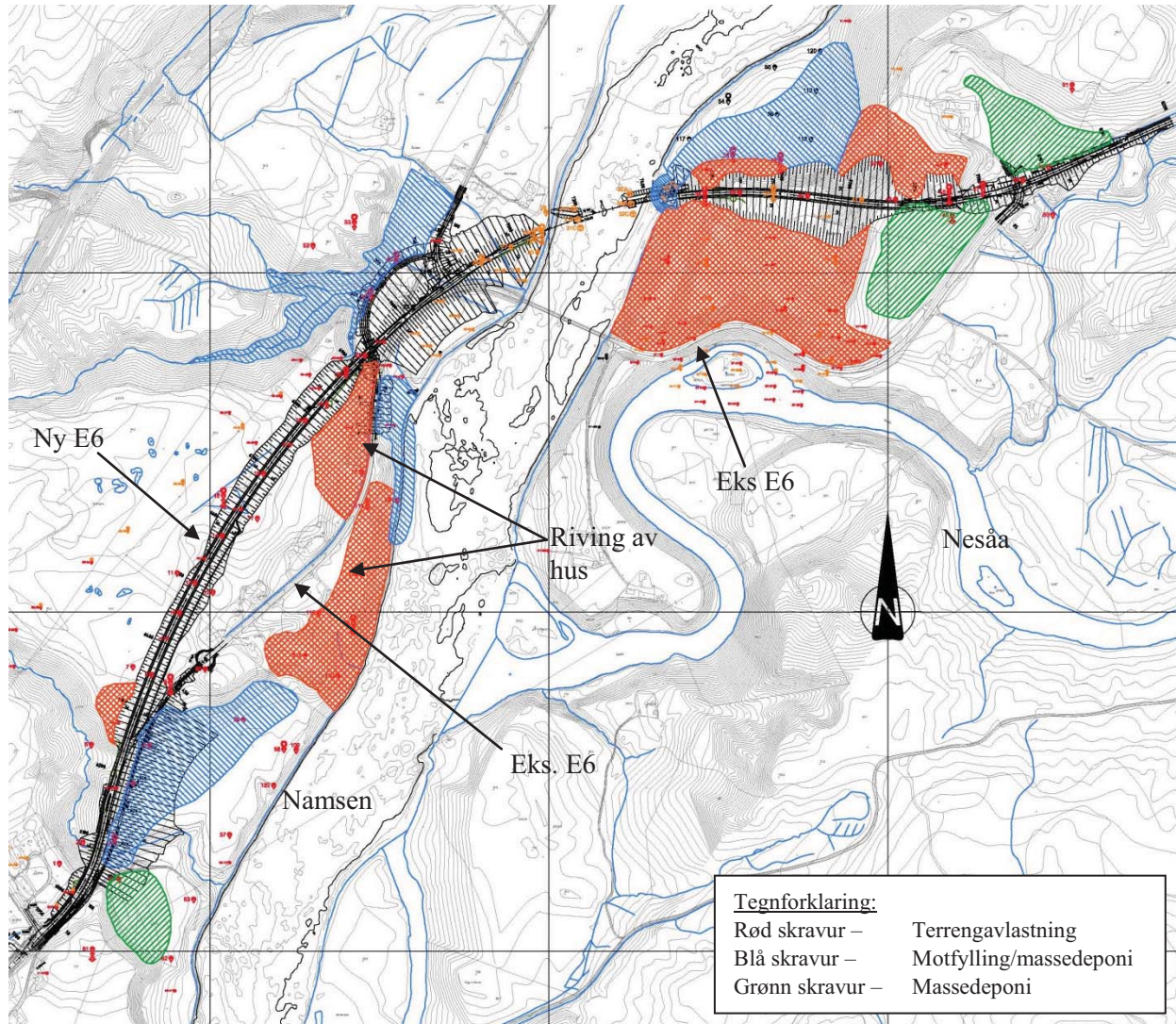
Det er påvist store og til dels mektige forekomster av kvikkleire på begge sider av Namsen. Kvikkleira ligger i nivå med elvebunn i elva. Stabiliteten av elveskråningene ned mot Namsen er dårlig for dagens geometri.

Den nye veglinja ligger hovedsak i skjæring lengre fra Namsen enn eksisterende E6. Vegen gir generelt ikke negativ stabilitetsvirkning i området, med unntak ved østre landkar for ny Nes bru som skal etableres på fylling i elveskråninga. Trauet for vegen kommer ikke i kontakt med kvikkeleire. Selv om den planlagte vegen i hovedsak ligger et stykke bak elveskråninga, kan det ikke utelukkes at et skred i elveskråninga kan bre seg bakover til vegen. For å oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot utglidning skal det utføres omfattende terrengtiltak. Terrengtiltakene medfører nedplanering av store arealer, motfyllinger og elveforbygning.



Der beregningsmessig sikkerhet er for lav, er det angitt tiltak som gir 20 % forbedring av stabiliteten ved vurdering av områdestabilitet (jfr. krav i Håndbok 016). For lokalstabilitet av veg er tiltakene utformet slik at kravene til absolutte sikkerhetsfaktorer i Håndbok 016 blir tilfredsstillt.

I forbindelse med terrengavlastning på vestsida av Namsen må det rives to hus, et bebodd og ubebodd. Oversikt over terrengtiltak er vist på Figur 25.



**Figur 25** Oversikt over terrengtiltak.

## 7.4.5 Kostnader

### Kostnader geoteknisk prosjektering

Multiconsult AS har for prosjektet utført grunnundersøkelser med varighet totalt på ca. 5 mnd. Grunnundersøkelsene er utført i flere omganger, blant annet for å vurdere flere ulike alternativ for massedeponi utenfor anleggsområdet.

Feltundersøkelsene omfatter:

- 141 dreietrykksonderinger
- 14 totalsonderinger (8 stk fra flåte i Namsen)



- 31 prøveserier, delvis til store dyp
- 20 CPTU
- 16 hydrauliske piezometere

Laboratorieundersøkelsene omfatter:

- 229 rutineundersøkelser (54 mm og poseprøver)
- 23 ødometerforsøk
- 18 treaksialforsøk (aktive + passive)
- 51 korngraderinger, konsistensgrenser etc.

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.

### Kostnader terrengtiltak

Terrengtiltak (terrengavlastning og motfyllinger) omfatter for dette prosjektet masseflytting av ca. 350 000 m<sup>3</sup>. Kostnader for disse arbeidene beløper seg til ca. 16 mill. kr. Det er da ikke medregnet masser i veglinja (vegskjæringer). Videre er det ikke medregnet kostnader i forbindelse med riving og nybygging av bolighus.

Prosjekterte terrengtiltak medfører en beregningsmessig sikkerhet for områdestabilitet på  $\gamma_M \approx 1,2-1,3$ . Dersom det hadde vært stilt krav om absolutt sikkerhetsfaktor for områdestabilitet til  $\gamma_M \geq 1,4$  eller  $\gamma_M \geq 1,6$  er det laget et estimat av økte terrengtiltak og kostnader som oppsummert i Tabell 8.

**Tabell 8** 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 <sup>3</sup>	Ca. 6,3 mill. kr
$\gamma_M \geq 1,6$	Ca. 50 %	Ca. 700 000 m <sup>3</sup>	Ca. 20 mill. kr

På grunn av stabilitetsforholdene vil det ikke være mulig å deponere de økte mengdene fra økning i sikkerhetsfaktor langs vegparsellen. Overskuddsmassene må kjøres til deponi utenfor anleggsområdet. Enhetsprisen for masseflyttinga vil derfor øke.

I tillegg til de økte entreprisestnadene 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.

## 7.5 Generelt om sikkerhetsprinsipper i urbane strøk

Mange store kvikkleiresoner, spesielt i Trondheimsområdet, men også andre deler av landet ligger i tettbebygde bolig- og næringsområder. Nye vegprosjekter legges i liten grad inn på disse områdene, mens annen type nybygging gjerne er politisk vedtatt skal skje ved fortetting. Det er derfor en rekke større og mindre private og offentlige tiltak som i utgangspunktet er ønsket i slike kvikkleireområder. Siden utbyggingen ikke omfatter offentlig vegutbygging er det da NVE's retningslinjer og Kvikkleireveiledningen som legges til grunn og med krav til absolutt sikkerhet  $\gamma_M \geq 1,4$ , eller forbedring/vesentlig forbedring ved topografiske tiltak basert på prinsipp om prosentvis forbedring av sikkerheten.

I mange utbygde områder er det på grunn av utbyggingen oppnådd en høyere sikkerhet enn i det opprinnelig ubebygde området i form av at terrengettopper er nedplanert, skråninger slaket ut, bekker er lukket og erosjonssikkert, og vanntilførsel/nedbør er generelt kontrollert gjennom taknedløp og overvannshåndtering. Mange forhold har derfor bidratt til å bedre stabilitetsforholdene i utbygde områder. Beregningsmessig vil det være krevende å påvise denne forbedringen, men studier av gamle kart, hvis de finnes, har i en del tilfeller dokumentert de terrengendringer som er utført og det kan dermed utføres beregninger. Effekt av vannhåndtering er mer krevende å dokumentere da det er lite eller ingen gamle data om grunnvannsforhold etc.

Erfaringer fra en rekke utredninger i tettbebygde områder viser at det i svært mange tilfeller ikke er tilstrekkelig sikkerhet i udrenerte totalspenningsanalyser, mens de drenerte effektivspenningsanalysene gir tilstrekkelig sikkerhet. I tettbebygde kvikkleiresoner vil vi anta at spørsmålet om reell skredfare er det vesentligste. Er det derfor reel skredfare som uttrykkes ved udrenerte analyser, der forhold som erosjon og vanntilførsel i stor grad er kontrollert, og kan en udrenert situasjon oppstå i slike områder?

Felles for de fleste utbygde områder er at det er små muligheter til ytterligere tiltak ved terrengendringer uten at det får store konsekvenser for eksisterende bebyggelse. Andre tiltak som jordforsterkning er også lite praktisk gjennomførbart uten at det medfører stor inngripen på de enkelte tomter.

For at tiltak dermed skal kunne gjennomføres i henhold til nåværende retningslinjer er det oftest kun prosentvis forbedring som det er mulig å oppnå. Og i svært mange tilfeller er det vanskelig/umulig å oppnå tilstrekkelig forbedring i henhold til kravene. Nåværende krav vil i praksis si byggeforbud i de fleste kvikkleiresoner i tettbebygde strøk.

Sett fra et sikkerhetsmessig synspunkt på grunn av konsekvenser ved et kvikkleireskred i et tettbebygde område vil det kunne hevdes at det må være strengere krav til sikkerhet mot skred i tettbebygde områder. Dette vil altså i enda sterkere grad medføre et byggeforbud i det aktuelle området.

De fleste kvikkleireskred er som kjent utløst enten ved menneskelig aktivitet, eller ved naturpåkjenninger ved for eksempel erosjon i bunn av bekkedaler eller poretrykk som utløsende årsak. I utbygde og regulerte områder er dette faktorer som i de fleste tilfeller er kontrollerte. Såfremt at sikkerheten i drenert situasjon er tilfredsstillende mener vi at utbygging her kan underlegges noe reduserte krav.

En mulig løsning kan være at de lokale inngrep skal utføres med krav til absolutt materialfaktor i alle faser av tiltaket og at sikkerhetsnivå for drenerte analyser tilfredsstiller krav til absolutt sikkerhet. I tillegg kan det kreves en ikke tallfestet forbedring av områdestabiliteten for hvert nytt tiltak. Størrelsen på tiltakene må også være en faktor som påvirker krav til utredninger. Videre bør også kvalitet og omfang av grunnundersøkelser kunne påvirke kravene. På den måten vil videre utbygging gradvis bidra til økt sikkerhet mot skred.

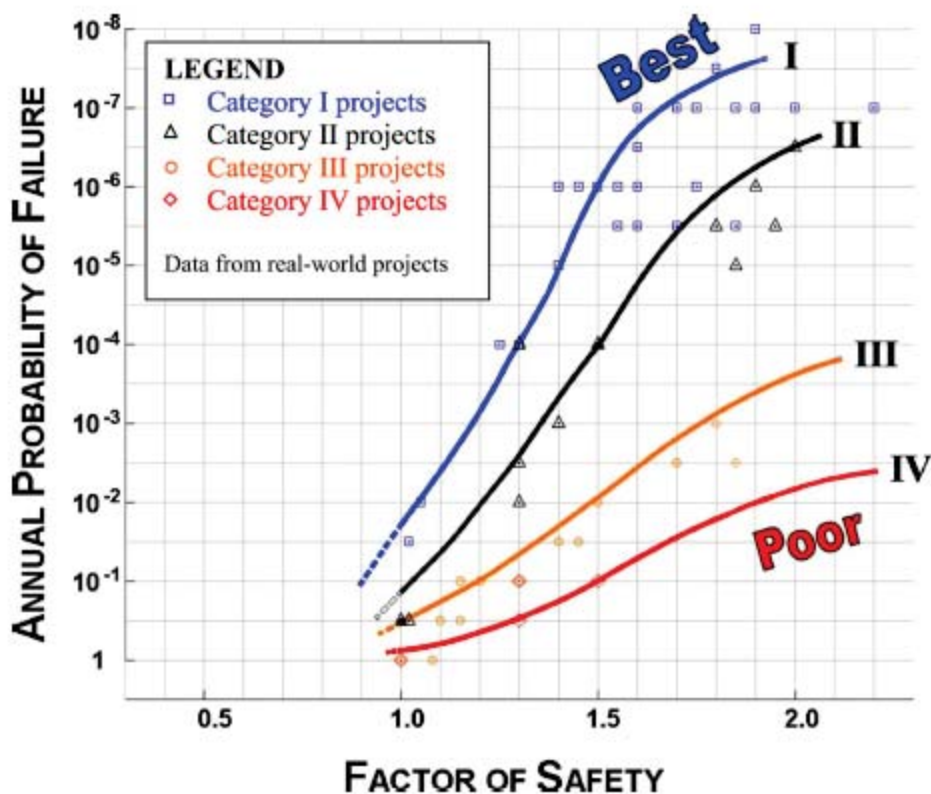
## 8 Pålitelighetsanalyser og mulige nye retningslinjer

### 8.1 Generelt

Som en ser av sammenstillingen i kap.3 er geoteknisk regelverk og retningslinjer lagt opp til å utføre deterministiske analyser. Materialfaktorene som benyttes er blant annet forankret i erfaringer med geoteknisk prosjektering i mange tiår, generell erfaring med usikkerhet i geotekniske parametere og i noen grad konsekvensen av et eventuelt brudd. Kravet til materialfaktor sier nødvendigvis ikke noe om sannsynligheten for at en uønsket hendelse skal inntreffe (påliteligheten), noe som f.eks. TEK10 og andre bransjer ofte krever.

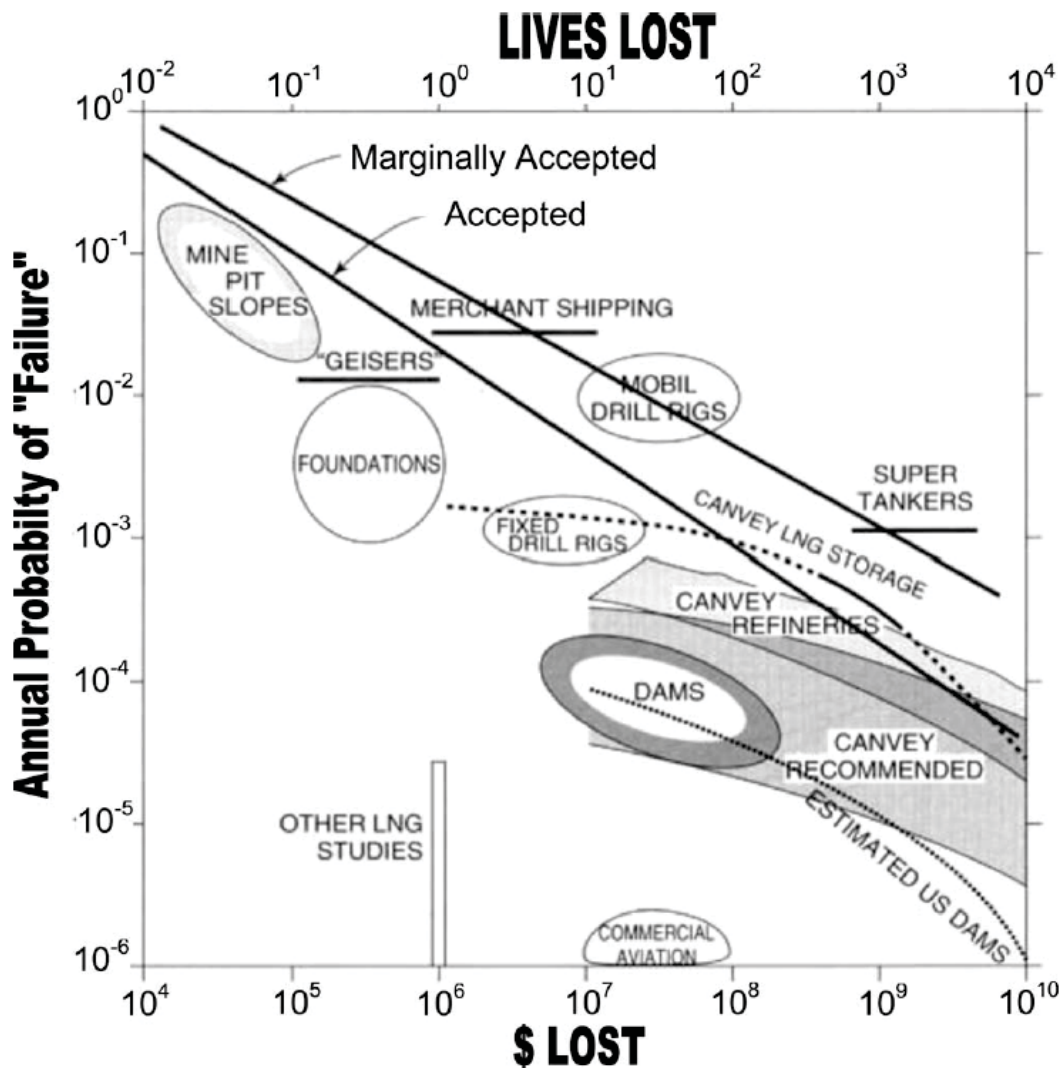
Prosjektgruppen ser for seg at nye retningslinjer av kvikkleireskråninger og bruk av både absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring bør være forankret i pålitelighetsanalyser i en generell kontekst. Det bemerkes at pålitelighetsanalyser kun er et supplement til de deterministiske analysene, men gir i mange tilfeller meget nyttig tilleggsinformasjon for et prosjekt.

F.eks. kan man tenke seg at det differensieres på krav til sikkerhetsfaktor som følge av kvalitet til- og mengde av grunnundersøkelser. Dette er illustrert i figuren under fra Silva et al. (2008) / 27/ der kategori I til IV gjenspeiler usikkerhetene som inngår i prosjekteringen av diverse geotekniske prosjekter (jordfyllingsdammer, naturlige- og menneskeskapte skråninger og noen støttekonstruksjoner). Kategori I innbefatter beste praksis i grunnundersøkelser, laboratorietesting, analyser, oppfølging under bygging og instrumentering. Den andre ytterligheten (Kategori IV) viser trenden for prosjekter uten grunnundersøkelser, laboratorietesting, og oppfølging under bygging, men med antatte parametere for analyser. Arbeidet fra Silva et al. viser at denne sammenstillingen fra faktiske prosjekter stemmer relativt godt overens med teoretiske sannsynlighetsfordelinger, selvfølgelig med noen generelle tilpasninger.



Figur 26 Sikkerhetsfaktor mot sviktsannsynlighet for geotekniske prosjekter (Silva et al., 2008 / 27/).

Risiko er som kjent sannsynlighet multiplisert med konsekvens. Konsekvensen av en hendelse vil sånn sett styre kravet til pålitelighetsnivå. Figur 27 viser et eksempel på dette fra Silva et al. (2008) / 27/ som kvantifiserer risiko i form av tap av menneskeliv og penger. En lignende tankegang er mulig å se for seg for kvikkleireskråninger. Kanskje bør dette kobles mot dagens konsekvensklasser iht. NVEs retningslinjer eller pålitelighets-/ konsekvensklasse og geoteknisk kategori i Eurokode ved utredninger av kvikkleiresoner? De samfunnsøkonomiske konsekvensene blir ikke belyst av SINTEF og Multiconsult i dette oppdraget. Det bør imidlertid tenkes på i forbindelse med oppretting av nye felles retningslinjer for etatene.



Figur 27 Sviktssannsynlighet og akseptabel risiko (Silva et al., 2008 / 27/).

Gjennom NIFS-prosjektet er det sterkt ønskelig å vurdere de ulike sikkerhetsprinsippene i en pålitelighetstankegang. Flere steder i litteraturen er det rapportert usikkerheten i ulike geotekniske parametere i form av variasjonskoeffisienten (COV), f.eks. i Duncan (2000) / 4/ og Lacasse & Nadim (1997) / 12/. Først gjennom godt definerte prosjekteksempler kan man kvantifisere usikkerhetene som spiller inn også for en kvikkleireskråning spesielt. Da kan evt. kurvene i Figur 26 verifiseres gjennom relevante problemstillinger eller justeres som følge av resultatene. En ser for seg at dette bør analyseres gjennom et eller flere case-studier. Dette er selvfølgelig ikke rett fram og bør i teorien ta for seg forhold som; usikkerhet i alle input-parametere i lys av de undersøkelser som er utført, naturlig spredning av data ut fra kvartærgeologi, mulige utløsende mekanismer (eksempelvis, hvor mye vinner vi på å kun erosjonssikre et vassdrag?), analysetype, metoder som benyttes for stabilisering av skråninger etc.

## 8.2 Pålitelighet i form av effektivspenningsanalyse/ udrenert analyse

Dette kapitelet er også hentet fra den tidligere utgitte SINTEF-rapporten / 29/ og er tatt med for å sette pålitelighetsanalyser i kontekst.

En skråning som over lang tid har ”falt til ro” og jordvolumet kan forventes å ha en rimelig god drenert sikkerhet mot brudd og effektivspenningsanalyse vil være normalt å bruke.

Dersom en går inn i en slik skråning med kontraktant materiale kan dette utløs bare under marginalt høyere skjærspenningsnivå enn initielt. Dette er det klassiske utløsningsscenario for skred i kontraktante materialer med tilstrekkelig softening til at skjærsonen utvikles progressivt.

På totalspenningsbasis vil dette vise en lav beregningsmessig materialfaktor. Et udrenert effektivspenningskriterium kan brukes, men setter store krav til at jordmodellen klarer å etterape den virkelige udrenerte oppførselen slik at spenningsstien blir korrekt og man i praksis treffer  $s_u$ .

**Det er derfor viktig å sette fokus på de mekanismer som kan sette en slik udrenert prosess i gang, vurdere sannsynligheten for dem og, hvis mulig, sørge for at de ikke kan oppstå. Dette vil være et stort bidrag til økt sikkerhet. Som en hovedoppsummering: unngå lokalt udrenert brudd.**

I et løp med pålitelighetsanalyser ønsker prosjektgruppen også å se på dette i form av hvor mye man øker påliteligheten ved å rette innsatsen i form av forbedring inn på ulike deler av en skråning.

## 8.3 Tankeeksperiment på matrise med krav til grunnundersøkelser/ oppfølging

I tillegg til denne delaktiviteten har prosjektgruppen SINTEF-Multiconsult en oppgave som går på probabilistiske analyser av grunnundersøkelser i sensitive leirområder. Disse to aktivitetene er sett i sammenheng Og det er utarbeidet et første utkast til mulig retning på hvordan sikkerhetsnivået av skråninger skal behandles i Tabell 9. Det presiseres at dette er høyst foreløpig.

Hovedmålsetningen er å øke pålitelighetsnivået for en kvikkleireskråning. Det tenkes at dette kan gjøres ved å benytte omfang av- og kvalitet på undersøkelser, nøyaktigheten ved analysemetoder samt god byggeplassoppfølging som insentiv. Krav til omfang av undersøkelser bør også presiseres i de nye retningslinjene, noe som vil være avhengig blant annet av størrelse på problemstillingen og tiltak. Dette må det arbeides videre med for å finne fornuftige nivåer som er med på å øke påliteligheten av de aktuelle skråningene.



**Tabell 9** 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).

Kvalitets-klasse	Minste krav til grunnundersøkelser	Minste krav til oppfølging ved tiltak <sup>3)</sup>	Krav $\gamma_M$	Krav til analyser	Evt. prosentvis forbedring <sup>1)</sup>
1	<p><b>Datagrunnlag felt (ønsket praksis):</b> 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><b>Datagrunnlag lab (ønsket praksis):</b> Som for klasse 2 + Aktive- og passive treaksialforsøk fra høykvalitets prøver. + Evt. direkte skjærforsøk fra høykvalitets prøver. + Ødometerforsøk fra høykvalitets prøver.</p>	<p><b>Ved topografiske endringer (avlastning/ oppfylлинг):</b> + Oppfølging av kvalifisert personell på fulltid (geotekniker) + Poretrykkskontroll under utførelse + Krav til kompetanse for utførende i kvikkleireområder?</p> <p><b>Andre konstruktive tiltak:</b> 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 <sup>2)</sup>
2	<p><b>Datagrunnlag felt (dagens praksis):</b> 54 mm prøver Poretrykksmålinger Enkle sonderinger CPTU med blokkprøve-korrelasjoner</p> <p><b>Datagrunnlag lab (dagens praksis):</b> Rutineundersøkelser inkl. flyte- og utrullingsgrenser Aktive treaksialforsøk Ødometerforsøk</p>	<p><b>Ved topografiske endringer (avlastning/ oppfylлинг):</b> Deltids oppfølging av kvalifisert personell (geotekniker)</p> <p><b>Andre konstruktive tiltak:</b> Som ved topografiske endringer + Ved KS-stabilisering iht. egen liste, ref. NGF-veiledning? + Andre konstruktive tiltak iht. egen liste?</p>	Mid-dels	Grense-likevekt, både ADP og effektivspenning	Nivå 2 <sup>2)</sup>
3	<p><b>Datagrunnlag felt (gammel praksis):</b> 54 mm prøver Vingebor Enkle sonderinger</p> <p><b>Datagrunnlag lab (gammel praksis):</b> Rutineundersøkelser inkl. flyte- og utrullingsgrenser Aktive treaksialforsøk Ødometerforsøk</p>	Konstruktive tiltak tillates ikke på bakgrunn av lite grunnlag av gr.u.	Høy	Grense-likevekt, både ADP og effektivspenning	Prinsippet er ikke tillatt på bakgrunn av lite grunnlag av gr.u

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

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

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



## 9 Oppsummering

### 9.1 Dagens praktisering av regelverk og anbefaling

Som diskutert i denne rapporten så er regelverk og praktiseringen av regelverk i forhold til bruk av prinsippet med prosentvis forbedring noe forskjellig for de ulike etatene. NVE sidestiller bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring av sikkerheten, mens SVV bruker prosentvis forbedring som et unntakstilfelle. Det foreligger ingen klare kriterier i bruken av prosentvis forbedring i SVVs retningslinjer. I praksis vil mange prosjekter også i regi av SVV prosjekteres etter prinsipp med prosentvis forbedring av skråningsstabiliteten.

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.
- ✓ 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.

Det er imidlertid fortsatt uløste overordnede oppgaver innenfor dette emnet som har grensesjikt mot andre NIFS-aktiviteter som omtalt i neste kapittel.

## 9.2 Veggen videre mot framtidige felles retningslinjer

### 9.2.1 Hva mangler av FoU

For å kunne etablere omforente retningslinjer blant etatene er det en del forhold rundt sikkerhetsprinsipper det etter prosjektgruppens syn må utføres FoU-oppgaver på. Det er generelt to hovedkategorier som det etter vårt syn bør fokuseres på i denne sammenhengen:

- 1) Bedre grunnforståelse av materialene
  - a. Usikkerhet og spredning i parametere
  - b. Viktigheten av omfang og kvalitet av undersøkelser
  - c. Effekt av progressiv bruddutvikling
  - d. Innflytelse av potensielle utløsende lastvirkninger på langstrakte skjærflater
- 2) Bedre forståelse av påliteligheten av kvikkleireskråninger
  - a. Nødvendig omfang av prosentvis forbedring
  - b. Krav til sikkerhetsnivå koblet mot omfang og kvalitet på grunnundersøkelser
  - c. Utløsende årsaker og sikringstiltak

### 9.2.2 Prosjektgruppens anbefalte videre arbeider

Prosjektgruppen SINTEF/ Multiconsult ønsker i denne sammenheng å utføre aktiviteter innenfor følgende tema for å 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.
- ✓ 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.

### 9.2.3 Andre NIFS-aktiviteter

Her er noen andre temaer som griper inn i argumentasjonen rundt sikkerhetsprinsipper som bør belyses/avklares før man ferdigstiller aktiviteten på sikkerhetsprinsipper i NIFS-prosjektet:

- ✓ Effekt av sprøbruddoppførsel/ progressiv bruddutvikling på en kvikkleireskråning – ref. prosjekt til NGI i NIFS. Her bør det gjerne kunne ut med anbefalinger i NIFS-prosjektet, da det er urealistisk å anta at softening-analyser blir standard å utføre (i nær framtid).
- ✓ Lokal udrenert/ global drenert (LUGD) – ref. oppgaver ved NTNU i NIFS

## 10 Konklusjon

SINTEF/Multiconsult har utarbeidet en rapport i etatsprogrammet Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS). Rapporten har gitt en evaluering av 2 sikkerhetsprinsipper ved utredning av skråningsstabilitet i kvikkleire:

- 1) Krav til absolutt materialfaktor
- 2) Prosentvis forbedring av sikkerhet

Rapporten har tatt utgangspunkt i tidligere utgitt SINTEF rapport SBF IN F10412 / 29/ som er laget på oppdrag fra Statens vegvesen med tittelen "Geotekniske sikkerhetsprinsipper i vegbygging med fokus på områdestabilitet i leirområder".

Hovedkonklusjonen er at for å kunne etablere omforente retningslinjer for prosjektering i skråninger med kvikkleire må mye arbeid i NIFS-prosjektet utføres. Prosjektgruppens oppfatning er at dette arbeidet må fokuseres spesielt på sikkerhetsprinsipper og krav til absolutt materialfaktor eller prosentvis forbedring.

Det tilrås at det utarbeides en videreføring av denne aktiviteten senere i NIFS-prosjektet der elementer fra de ulike delprosjektene fra NIFS tas inn. Dette kan gjerne være i form av en bred sammensatt prosjektgruppe fra ulike etater/ firmaer for utarbeidelse av omforente retningslinjer.

## 11 Referanser

- / 1/ Aas G. (1983). "A method of stability analysis applicable to natural slopes in sensitive and quick clay", Int. Sym. on Landslides, Lindköping.
- / 2/ Alén C (2012). "Säkerheten för befintliga slänter", Teknologidagene 2012, Trondheim.
- / 3/ Direktoratet for byggkvalitet publikasjonsnummer HO-2/2011. "Veiledning om tekniske krav til byggverk". <http://byggeregler.dibk.no/dxp/content/tekniskekrav/>, lastet ned 2012-06-26.
- / 4/ Duncan J.M. (2000). "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, April 2000, p. 307-316.
- / 5/ FOR 2010-03-26 nr 489. "Forskrift om tekniske krav til byggverk (Byggteknisk forskrift)". Ikrafttredelse 2010-07-01.
- / 6/ Janbu (1979). "Failure mechanism in quick clay". NGM-1979.
- / 7/ Jernbaneverket (2012). "Teknisk regelverk". <https://trv.jbv.no/wiki/Hovedside>. Hentet 2012-09-27.
- / 8/ Jostad H.P. "Effekt av progressiv bruddutvikling ved utbygging I områder med kvikkleire", Teknologidagene 2012, Trondheim.
- / 9/ Karlsrud K.(1989). "Skredrisiko I kvikkleireavsetninger". Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk/ Geoteknikk 1989.
- / 10/ Karlsrud K.(2012). "Stabilitetsvurderinger for naturlige skråninger i kvikkleire - noen innspill til krav til materialfaktor og hensyntagen til sprøbrudd". Teknologidagene SVV 2012.
- / 11/ Karlsrud K., Aas. G. & Gregersen O. (1985). "Can We Predict Landslide Hazards in Soft Sensitive Clays? Summary of Norwegian Practice and Experiences". NGI publikasjon nr. 158.
- / 12/ Lacasse S. & Nadim F. (1997). "Uncertainties in characterising soil properties". NGI publikasjon nr. 201.
- / 13/ LOV-1994-03-25-7. "Lov om sikring mot erstatning for naturskader (naturskadeloven)". Ikrafttredelse 1995-01-01.
- / 14/ LOV-2008-06-27-71. "Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven)". Ikrafttredelse 2010-07-01.
- / 15/ Miljødepartementet, landbruks- og matdepartementet. "Veileder. Plan- og bygningsloven og Landbruk Pluss". Datert juni 2005.
- / 16/ Multiconsult rapport nr. 415559-RIG-RAP-001 rev. 00 (2012). "Detektering av kvikkleire fra ulike sonderingsmetoder". Datert 2012-11-30.
- / 17/ Multiconsult rapport nr. 415559-RIG-RAP-002 rev. 00 (2012). "Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer". Datert 2012-11-30.
- / 18/ NGF-melding nr. 5 rev. 3. (2010). "Veiledning for utførelse av trykksondering". Norsk Geoteknisk Forening. Datert 2010.
- / 19/ NGF-veiledning. "Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler". Norsk Geoteknisk Forening, under utarbeidelse.
- / 20/ NIFS rapport (2012). *Etatsprogrammet "NATURFARE – Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS). Delprosjekt 6: Kvikkleire*". Datert 2012-01-20.
- / 21/ NS-EN-1990:2002+NA:2008. Eurokode: "Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner".
- / 22/ NS-EN-1997-1:2004+NA:2008. Eurokode 7: "Geoteknisk prosjektering. Del 1: Almene regler".
- / 23/ NS-EN-1997-2:2007+NA:2008. Eurokode 7: "Geoteknisk prosjektering. Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver".
- / 24/ NVE Retningslinjer nr. 2/2011. "Flaum- og skredfare i arealplanar". Datert 2011-04-15.
- / 25/ PLAXIS. "FEM code for geotechnical engineering", PLAXIS bv, The Netherlands.

- / 26/ Rabstad K. (2011). "*Slope Stability in Natural Slopes with Vertical or Principal Stress Induced Undrained Shear Strength Anisotropy*". Master thesis at NTNU 2011.
- / 27/ Silva F., Lambe W.T. & Marr A.W. (2008). "*Probability and Risk of Slope Failure*". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, December 2008, p. 1691-1699.
- / 28/ SINTEF notat nr. 3C0970-2 Rev. 2 (2012). "*SVV notat "Prosentvis forbedring av materialfaktor i sprøbruddmaterialer"*". Datert 2012-11-30.
- / 29/ SINTEF rapport nr. SBF IN F10412 (2010). "*Sikkerhetsprinsipper i vegbygging med fokus på områdestabilitet i leirområder*". Datert 2010-12-22.
- / 30/ SINTEF rapport nr. SBF2012A0310 (2012). "*Probabilistiske analyser av grunnundersøkelser i sensitive leirområder*". Datert 2012-11-30.
- / 31/ Statens vegvesen håndbok 016 (2010). "*Geoteknikk i vegbygging*". Datert juni 2010.
- / 32/ Statens vegvesen notat 2012056523 (2012). "*Prosentvis forbedring av materialfaktor i sprøbruddmaterialer*". Datert 2012-05-24.

---

## Vedlegg A - Notasjoner

---

### *Greske symboler*

Symbol		Enhet
$\alpha$	Helningsvinkel	°
$\alpha_p$	Normaliseringsforhold udrenert skjærfasthet	-
$\varepsilon$	Tøyning	%
$\phi$	Friksjonsvinkel	°
$\gamma$	Tyngdetetthet	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'$	Effektiv tyngdetetthet	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_d$	Tørr tyngdetetthet	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_M$	Materialfaktor	-
$\gamma_{M0}$	Initiell materialfaktor	-
$\Delta\gamma_M$	Endring i materialfaktor	-
$\sigma'_{h0}$	In situ horisontal effektiv spenning	kPa
$\sigma'_{v0}$	In situ vertikal effektiv spenning	kPa
$\sigma_{v0}$	In situ vertikal totalspenning	kPa
$\sigma_{h0}$	In situ horisontal totalspenning	kPa
$\sigma_1$	Største hovedspenning	kPa
$\sigma_3$	Minste hovedspenning	kPa
$\sigma'_c$	Prekonsolideringsspenning	kPa
$\tau$	Skjærspenning	kPa
$\tau_f$	Skjærspenning ved brudd	kPa

### *Latinske symboler*

Symbol		Enhet
$a$	Attraksjon	kPa
$B_q$	Poretrykksparemeter $\Delta u / (qt - \sigma_{v0})$	-
$c$	Kohesjon	kPa
$g$	Tyngdeaksellerasjon	m/s <sup>2</sup>
$I_L$	Flyteindeks	%
$I_P$	Plastisitet(indeks)	%
$m$	Modultall	-
$M$	Ødometermodul	MPa
$p_f$	Sannsynlighetsfaktor	%
$S_r$	Omrørt skjærfasthet	kPa
$S_t$	Sensitivitet	-



$S_{uA}$ , $S_{uD}$ , $S_{uP}$	Udrenert skjærfasthet (A=aktiv, D=direkte, P=passiv)	kPa
$S_{ur}$	Omrørt skjærfasthet	kPa
$S_{uv}$	Udrenert skjærfasthet, vingebor	kPa
$u$	Poretrykk	kPa
$\Delta u$	Endring i poretrykk	kPa
$w$	Vanninnhold	%
$w_L$	Atterbergs flytegrense	%
$w_p$	Atterbergs plastisitetsgrense	%

### ***Forkortelser***

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



Teknologi for et bedre samfunn

[www.sintef.no](http://www.sintef.no)



Norges  
vassdrags- og  
energidirektorat

Norges vassdrags- og energidirektorat

Middelthunsgate 29  
Postboks 5091 Majorstuen  
0301 Oslo

Telefon: 09575  
Internett: [www.nve.no](http://www.nve.no)

