

Probabilistiske analyser av kvikkleireskråninger i Moss sentrum

Jørgen Løkken Skaatan



Masteroppgave for graden

Master i geofag: Geofarer og geomekanikk

60 studiepoeng

Institutt for geofag

Det matematisk- naturvitenskapelige fakultet

UNIVERSITETET I OSLO

Mai 2022

Probabilistiske analyser av kvikkleireskråninger i Moss sentrum

Jørgen Løkken Skaatan

© 2022 Jørgen Løkken Skaatan

Probabilistiske analyser av kvikkleireskråninger i Moss sentrum

<http://www.duo.uio.no/>

Trykk: Reprosentralen, Universitetet i Oslo

IV

Sammendrag

For undersøkelse av stabilitet i grunnen er dagens praksis å beregne sikkerhetsfaktor (F), som representerer forholdet mellom motvirkende og drivende krefter. Det er av flere årsaker forbundet usikkerheter til inngangsparameterne, blant annet naturlig variasjon i grunnen, heterogene løsmasser og usikkerheter forbundet med geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser, tolkninger og beregninger. Usikkerheter håndteres ved å benytte forsiktige anslag av karakteristiske verdier, som kan gi et overestimert design og et påfølgende forhøyet kostnadsnivå. Følgelig kan en skråning med lavere sikkerhetsfaktor og lav grad av usikkerhet være mer stabil enn en skråning med høyere sikkerhetsfaktor og høy grad av usikkerhet.

Probabilistiske analyser kan være et supplement til deterministiske analyser. I denne studien benyttes First Order Reliability Method (FORM) og Monte Carlo Simulations (MCS) for totalspenningsanalyse i to profiler (26 Kransen og 32 Stasjonsområdet) i kvikkleiresonen *Moss Havn*. For statistisk parameteranalyse av leiren er data fra CPTU, laboratorietesting og poretrykksmålere benyttet. Jorddata er hentet ut maksimalt 60 meter fra beregningsprofilene. Resultatene inngår som parametere i de probabilistiske analysene med forventningsverdi, variasjon og sannsynlighetsfordeling. I stedet for sikkerhetsfaktor beregnes det bruddsannsynlighet (P_f) og pålitelighetsindeks (β) ut fra et forhåndsdefinert bruddkriterium. Det gjøres analyser for dagens- og permanent situasjon i begge profilene, og for midlertidig situasjon med motfylling i skråningsbunn i profil 26.

Resultatet sammenlignes med beregnet deterministisk sikkerhetsfaktor utført i GeoSuite Stability. Før tiltak har profil 26 svært lav udrenert sikkerhetsfaktor ($F = 0,99$). For tilsvarende situasjon i profil 32 er sikkerhetsfaktor 1,26. Etter stabilitetsforbedrende tiltak øker sikkerhetsfaktor for permanent situasjon til henholdsvis 1,40 og 1,31. Resultater fra FORM-analysene indikerer troverdighet ved avtagende bruddsannsynlighet etter stabilitetsforbedrende tiltak. Det er også en overensstemmelse med resultater fra MCS. Det er en reduksjon i bruddsannsynlighet i profil 26 fra $12,1 - 2,22 \cdot 10^{-6} \%$, og fra $4,66 \cdot 10^{-4} - 1,72 \cdot 10^{-4} \%$ i profil 32. Det antas relativt liten variasjon i materialparameterne, som medfører at usikkerhetene i grunnen i liten grad påvirker sikkerheten i skråningene i Moss.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet i samarbeid med Norges Geotekniske Institutt (NGI), og inngår i det toårige masterprogrammet Geofarer og geomekanikk ved Universitetet i Oslo. Oppgaven er vektet 60 studiepoeng, og har pågått fra våren 2021 frem til mai 2022.

I studien utføres det deterministiske og probabilistiske beregninger av kvikkleireskråninger i Moss sentrum. Her pågår det et omfattende jernbaneprosjekt i regi av Bane NOR (InterCity Sandbukta-Moss-Såstad), hvor NGI fungerer som underkonsulent. Det er i den forbindelse detektert omfattende forekomst av kvikkleire, og lav beregningsmessig sikkerhetsfaktor i noen av skråningene. Datagrunnlaget for studien er hentet ut som en del av dette prosjektet.

Det har vært svært begivenhetsrikt å få muligheten til å se fra nært hold hvordan et prosjekt av denne størrelsesordenen håndteres. Det å ta del i det har vært både spennende og lærerikt. Jeg ønsker å rette en stor takk til mine veiledere ved NGI, seniorspesialist Ørjan Nerland og seniorrådgiver Zhongqiang Liu. Dere sitter på masse kunnskap, har god formidlingsevne og stiller alltid opp på kort varsel. Dette har vært til stor hjelp. Jeg ønsker også å rette en takk til Nezam Bozorgzadeh ved Naturfareavdelingen på NGI, som har vært en god støttespiller i siste delen av studien.

Førstelektor Jose Mauricio Cepeda Rivera ved Universitetet i Oslo har fungert som hovedveileder. Takk for begivenhetsrike år fra oppstart på masterprogrammet og frem til i dag, og for at du har videreført din interesse for fagfeltet over på meg.

Oslo, 16. mai 2022

Jørgen Løkken Skaatan

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	V
Forord	VII
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Problemstilling og målsetninger	2
1.3 Studieområdet	4
1.3.1 Prosjektbeskrivelse InterCity Sandbukta-Moss-Såstad	6
1.3.2 Geologisk bakgrunn	7
1.3.3 Kvikkleire	9
1.4 Datagrunnlag	11
1.5 Oppbygging av oppgaven	13
2 Teori	14
2.1 Skråningsstabilitet	14
2.1.1 Regelverk	19
2.2 Geotekniske parametere	27
2.2.1 Felt- og laboratorieundersøkelser	36
2.2.2 Usikkerheter relatert til geotekniske parameter	40
2.3 Deterministisk stabilitetsanalyse	42
2.3.1 "Single free-body method"	43
2.3.2 Lamellemetoden	45
2.4 Probabilistiske stabilitetsanalyser	48
2.4.1 FORM	52
2.4.2 MCS	53
2.4.3 Statistikk og sannsynlighetsteori	54
3 Metode	62
3.1 Litteraturstudie	63

3.2	Innsamling av data.....	63
3.3	Statistisk parameteranalyse.....	63
3.4	Deterministisk analyse.....	69
3.5	Probabilistiske analyser	71
3.5.1	FORM.....	71
3.5.2	MCS	72
4	Resultater.....	74
4.1	Statistisk parameteranalyse.....	74
4.2	Deterministisk analyse.....	80
4.3	Probabilistiske analyser	81
5	Diskusjon.....	87
5.1	Usikkerheter i materialparametere.....	87
5.2	Stabilitetsanalyser.....	91
5.2.1	Dagens situasjon.....	91
5.2.2	Situasjon etter stabilitetsforbedrende tiltak	92
5.2.3	Sikkerhet i skråningene	93
5.2.4	Modellusikkerhet.....	97
6	Konklusjon	99
6.1	Forslag til videre arbeid.....	100
	Litteraturliste	101
	Appendiks.....	108
	A – Jernbanens planlagte trasé	109
	B – Oversikt over beregningssnitt.....	115
	C – Faregrad, skadekonsekvens og risikoklasse	117
	D – Beregninger fra GeoSuite Stability	119
	E – Input probabilistiske beregninger	125

Figurliste

Figur 1: Kvikkeleiresonene "Moss sentrum" (nord) og "Moss havn" (sør) med tilhørende utløpssoner for kvikkeleireskred. Stiplede linjer indikerer bergeningssnitt. Begge bergeningssnitt i denne studien befinner seg innenfor "Moss havn" (NGI, 2020). Større figur foreligger i appendiks B.	5
Figur 2: Kvikkeleiresonen "Moss havn" med tilhørende bergeningssnitt (NGI, 2020). I denne studien er snitt 26 og 32 undersøkt.....	6
Figur 3: Oversiktskart over planlagt trasé fra Sandbukta til Såstad, via Moss (NGI, 2021b)....	7
Figur 4: Løsmassekart Moss sentrum (NGI, 2021b).....	8
Figur 5: Avsetningsforhold og løsmasser tilknyttet Raet (Klemsdal, 2002).....	9
Figur 6: Hvordan marin grense (angitt i høyde over dagens havnivå) varierer over deler av Norden (Ramberg, et al., 2008).....	9
Figur 7: Prosesser som med tiden fører til utvasking av salt i leiren (Rankka, et al., 2005)....	10
Figur 8: Viser hvordan ulike hendelser kan bidra med å redusere stabilitet i skråning, og til slutt initiere skred (modifisert fra WG/WLI, 1994).	15
Figur 9: Hierarki for lover, forskrifter, standarder og veiledere (Hauser, 2022).	19
Figur 10: Krav til forbedring (Wiig, et al., 2019).	25
Figur 11: Mohr-diagram, der kritisk bruddkriteriet representeres av s (skjærstyrke) (Briaud, 2013).....	29
Figur 12: Reduksjon i skjærstyrke etter maksimal skjærstyrke er oppnådd (Wiig, et al., 2019).	30
Figur 13: Bruddsirkel for drenert- (a) og udrenert situasjon (modifisert fra Huang 2014).....	31
Figur 14: Aktiv, passiv og direkte spenningstilstand langs glideflate. Til høyre vises skjærstyrke for de ulike tilstandene (Thakur, et al., 2014).....	31

Figur 15: Orientering på største spenningsakse langs bruddplan for de ulike tilstandene (modifisert fra Duncan, et al., 2014).	32
Figur 16: Spiss for trykksondering (modifisert fra Knappett & Craig, 2020).	37
Figur 17: Typer av usikkerheter, og usikkerhetskilder relatert til disse (modifisert fra Jones, et al., 2002).	40
Figur 18: Utførelse av deterministisk analyse, der karakteristiske verdier er inngangsparametere i en modell. Sikkerhetsfaktor beregnes fra forholdet mellom motvirkende og drivende krefter.	42
Figur 19: Belastningsdiagram for "Infinite slope method (Duncan, et al., 2014).	44
Figur 20: Belastningsdiagram for "Swedish circle method" for en spesifikk bruddsirkel (modifisert fra Chowdhury, et al., 2010).	44
Figur 21: Inndeling av lameller langs et glideplan (Duncan, et al., 2014).	45
Figur 22: Krefter som virker på en lamell ved "Ordinary method of slices" (modifisert fra Duncan, et al., 2014).	46
Figur 23: Krefter som virker på en lamell ved "Morgenstern and Price method" (modifisert fra Rawat & Gupta, 2016).	47
Figur 24: Utførelse av probabilistisk analyse, der sannsynlighetsfordelinger av inngangsparametere inngår i en deterministisk modell. Bruddsannsynlighet og pålitelighetsindeks beregnes fra sannsynlighetsfordeling av sikkerhetsfaktorer.	49
Figur 25: Sannsynlighet for brudd for tilfeller med henholdsvis høy- og lav grad av usikkerhet (modifisert fra Lacasse & Nadim, 2013).	50
Figur 26: Forhold mellom pålitelighetsindeks og sannsynlighet for brudd (modifisert fra Christian, et al., 1994).	51
Figur 27: Retningslinjer for indikasjon på sikkerhet basert på bruddsannsynlighet og pålitelighetsindeks (modifisert fra USACE, 1997).	52

Figur 28: Grensetilstandsfunksjon med tilhørende lineær funksjon og designpunkt (modifisert fra Dudzik & Potrzezycz-Sut, 2021)	53
Figur 29: Venn-diagram der Ω illustrerer utfallsrom, A illustrerer sannsynlighet for at hendelse A inntreffer og AC illustrerer sannsynlighet for at hendelse A ikke inntreffer.	57
Figur 30: Venn-diagram for sannsynlighet for henholdsvis "A eller B" og "A og B"	58
Figur 31: Kurver for henholdsvis normal- og lognormalfordeling (Chin, et al., 2016).	61
Figur 32: NVEs anbefaling av ADP-faktorer (modifisert fra NVE, 2014).	66
Figur 33: Data hentet ut fra feltundersøkelser i punkt 07-126, Stasjonsområdet. A) viser bordiagram fra totalsondering, inkludert bortid og søyler på hver side som registrerer om økt rotasjon eller spyletrykk er benyttet. B) Diverse korrelasjoner (Karlsrud, et al., 2005; Paniagua, et al., 2019) benyttet på rådata fra trykksondering og laboratorieforsøk for bestemmelse av skjærstyrke i grunnen.	70
Figur 34: Prøver fra database med høykvalitets blokkprøver benyttet for bestemmelse av korrelasjoner for direkte- og passive anisotropiforhold. Til venstre er et utsnitt av all dataen som inngår i analyse.	76
Figur 35: Romvekt med hensyn på dybde i profil 26.	77
Figur 36: Romvekt med hensyn på dybde i profil 32.	77
Figur 37: Gjennomsnittlig poretrykksfordeling i profil 26, variasjon representert med ett standardavvik opp og ned. Svart linje illustrerer hydrostatisk poretrykk.	78
Figur 38: Gjennomsnittlig poretrykksfordeling i profil 32, variasjon representert med ett standardavvik opp og ned. Svart linje illustrerer hydrostatisk poretrykk.	79
Figur 39: OCR plottet med hensyn på dybde, for både profil 26 og 32.	80
Figur 40: MCS med 2000 simuleringer, profil 26. A) dagens situasjon, B) midlertidig situasjon, C) permanent situasjon.	84

Figur 41: MCS med 2000 simuleringer, profil 32. A) dagens situasjon, B) permanent situasjon.....	84
Figur 42: MCS med 2000 simuleringer for midlertidig situasjon i profil 26. Modellusikkerhet er inkludert.	85
Figur 43:Retningslinjer med beskrivelse av sikkerhet til design, inkludert resultater fra FORM-analyse fra profil 26 (modifisert fra USACE, 1997).	95
Figur 44: Retningslinjer med beskrivelse av sikkerhet til design, inkludert resultater fra FORM-analyse fra profil 32 (modifisert fra USACE, 1997).	96
Figur 45:Tetthetskurver for forventet sikkerhetsfaktor for profil 26 (midlertidig) og profil 32 (dagens + midlertidig m/modellusikkerhet.	97
Figur 46: Planlagt trasé gjennom kvikkleiresonen Moss havn (NGI, 2021b).....	109
Figur 47: Helningskart av Moss sentrum og nordover (NGI, 2020).....	110
Figur 48: Helningskart av Moss sentrum og sørover (NGI, 2020).	111
Figur 49: Oversiktskart nord i kvikkleiresonen Moss Havn, som viser forekomst av sprøbruddmateriale i borpunkter (NGI, 2020).	112
Figur 50: Oversiktskart sentralt i kvikkleiresonen Moss Havn, som viser forekomst av sprøbruddmateriale i borpunkter (NGI, 2020).	113
Figur 51: Oversiktskart sør i kvikkleiresonen Moss Havn, som viser forekomst av sprøbruddmateriale i borpunkter (NGI, 2020).	114
Figur 52: Beregningssnitt innenfor kvikkleiresonen Moss havn. For denne studien er beregningssnitt 26 og 32 relevante, se røde piler for beliggenhet (NGI, 2021).....	115
Figur 53: Korridorer rundt beregningssnitt 26 og 32.	116
Figur 54: Fargekoder for ulike lag i stabilitetsberegninger. A) gjelder for lag i profil 26 (figur 55-57) og B) gjelder for lag i profil 32 (figur 58 og 59).	119
Figur 55: Beregningsprofil 26, Kransen. Dagens situasjon.	120

Figur 56: Beregningsprofil 26, Kransen. Midlertidig situasjon.	121
Figur 57: Beregningsprofil 26, Kransen. Permanent situasjon.	122
Figur 58: Beregningsprofil 32, Stasjonsområdet. Dagens situasjon.	123
Figur 59: Beregningsprofil 32, Stasjonsområdet. Permanent situasjon.	124
Figur 60: Input-fil (txt) for probabilistiske analyser av profil 26, dagens situasjon.	125
Figur 61: Input-fil (txt) for probabilistiske analyser av profil 26, midlertidig situasjon.....	126
Figur 62: Input-fil (txt) for probabilistiske analyser av profil 26, permanent situasjon.....	126
Figur 63: Input-fil (txt) for probabilistiske analyser av profil 32, dagens situasjon.	127
Figur 64: Input-fil (txt) for probabilistiske analyser av profil 32, permanent situasjon.....	128

Tabelliste

Tabell 1: Borpunkter for innhenting av data, profil 26 Kransen.....	12
Tabell 2: Borpunkter for innhenting av data, profil 32 Stasjonsområdet.....	12
Tabell 3: Klassifisering av jordarter etter kornstørrelse (Statens vegvesen, 2016).....	18
Tabell 4: Klassifisering av skred (modifisert fra Carstens, 2014).....	18
Tabell 5: Krav til oppsett av byggverk i skredutsatt terreng (Kommunal- og distriktsdepartementet, 2017).....	21
Tabell 6: Partialfaktorer for lastvirkning, grunnens egenskaper og motstand (Standard Norge, 2020).....	22
Tabell 7: Krav til tiltak for udrenerte- og drenerte forhold (Wiig, et al., 2019).....	24
Tabell 8: Forbedring ved ulike tiltakskategori og faregrad (Wiig, et al., 2019).....	24
Tabell 9: Gjeldende partialfaktorer for drenerte- og udrenerte forhold (Bane NOR, 2022)....	26
Tabell 10: Krav til sikkerhetsfaktor før utbygging (Bane NOR, 2022).....	26
Tabell 11: Beregningssnitt og beregningssituasjoner som skal undersøkes.	62
Tabell 12: NVEs anbefaling av ADP-faktorer (Thakur, et al., 2014).....	66
Tabell 13: Romvekt (γ) og effektiv friksjonsvinkel (ϕ') med variasjon, benyttet for drenerte parametere som inngår i analysene.	68
Tabell 14: Kovarians for romvekt (γ) og effektiv friksjonsvinkel (ϕ').....	68
Tabell 15: Beste estimat, standardavvik og 95 % konfidensintervall (95 % KI) for regresjonskoeffisientene β_0 (poretrykksfaktor), β_{OCR} (OCR-faktor) og β_{Ip} (plastisitetsfaktor). [1] og [2] indikerer tilhørighet i korrelasjon beskrevet i henholdsvis formel 3-1 og 3-2. Beste estimat av σ_{Su} beskriver transformasjonsusikkerheten.....	74
Tabell 16: Statistiske verdier for aktiv udrenert skjærstyrkefaktor.....	75

Tabell 17: Gjennomsnittsverdier for plastisitetsindeks (%).	76
Tabell 18: Statistiske verdier for direkte- og passive anisotropiforhold, beregnet fra utvalg med tilnærmet lik plastisitetsindeks.	76
Tabell 19: Statistiske verdier for romvekt i profil 26 og 32. Gjennomsnitt og standardavvik er uttrykt i kN/m ³ .	77
Tabell 20: Statistiske verdier for poretrykksforhold i profil 26 og 32.	78
Tabell 21: Gjennomsnitt, standardavvik og kovarians for OCR i profil 26 og 32.	79
Tabell 22: Sikkerhetsfaktorer beregnet i deterministiske analyser ved bruk av GeoSuite Stability.	81
Tabell 23: Bruddsansynlighet og pålitelighetsindeks beregnet med FORM-analyse.	82
Tabell 24: Bruddsansynlighet og pålitelighetsindeks beregnet med MCS-analyse med 300 simuleringer.	82
Tabell 25: Bruddsansynlighet og pålitelighetsindeks beregnet med MCS-analyse med 2000 simuleringer.	83
Tabell 26: Oppsummering av forventningsverdi, standardavvik og kovarians for sikkerhetsfaktor beregnet med MCS, 2000 simuleringer.	84
Tabell 27: Bruddsansynlighet, pålitelighetsindeks, forventningsverdi til sikkerhetsfaktor, standardavvik og kovarians. Beregnet med MCS-analyse med 2000 simuleringer, inkludert modellusikkerhet.	85
Tabell 28: Oppsummering av resultater fra deterministisk analyse, FORM, MCS (300 og 2000 simuleringer) og MCS (2000) inkludert modellusikkerhet (^M). For deterministisk analyse presenteres sikkerhetsfaktor (FOS), for FORM og MCS presenteres sannsynlighet for brudd (p_f) og pålitelighetsindeks (β).	86
Tabell 29: Oversikt over kovarians benyttet i tidligere studier sammenlignet med hva som er beregnet i denne studien. (Baecher & Christian, 2003; Duncan, et al., 2014; Harr, 1987; Kulhawy, 1992; Lacasse & Nadim, 1997).	90

Tabell 30: Grenseverdier for bestemmelse av faregrad (Haugen & Moholdt, 2020).	117
Tabell 31: Grenseverdier for bestemmelse av konsekvensklasse (Haugen & Moholdt, 2020).	117
Tabell 32: Evaluering av faregrad, Moss havn (NGI, 2021b).....	118
Tabell 33: Evaluering av konsekvensklasse, Moss havn (NGI, 2021b).....	118
Tabell 34: Grenseverdier for bestemmelse av risikoklasse (Haugen & Moholdt, 2020).....	118

Akronymer og symboler

I. Latinske symboler

Symbol	Beskrivelse	Benevning
$E[X]$	Forventningsverdi for tilfeldig variabel	[-]
F	Sikkerhetsfaktor	[-]
F_{cu}	Sikkerhetsfaktor, udrenert	[-]
$F_{c\phi}$	Sikkerhetsfaktor, drenert	[-]
f_s	Sprøhetsfaktor	[-]
$F_X(x)$	Kumulativ tetthetsfunksjon	[-]
$G(X)$	Grenselikevektfunksjon	[-]
i	Nummer	[-]
I_P	Plastisitetsindeks	[-]
LN	Logaritmisk normalfordeling	[-]
m	Modellusikkerhet	[-]
n	Antall	[-]
N	Normalfordeling	[-]
P_f	Brudds sannsynlighet	[-]
S_t	Sensitivitet	[-]
S_u	Udrenert skjærstyrke	[kPa]
$S_{u,A}$	Aktiv, udrenert skjærstyrke	[kPa]
$S_{u,D}$	Direkte, udrenert skjærstyrke	[kPa]
$S_{u,P}$	Passiv, udrenert skjærstyrke	[kPa]
u	Poretrykk	[kPa]
u_0	Hydrostatisk vanntrykk	[kPa]
W_L	Flytegrense	[-]
W_P	Plastisitetsgrense	[-]
\bar{X}	Gjennomsnitt	[-]

II. Greske symboler

Symbol	Beskrivelse	Benevning
α	Attraksjon	[kPa]
β	Pålitelighetsindeks	[-]
β_{normal}	Pålitelighetsindeks ved normalfordeling	[-]
$\beta_{lognormal}$	Pålitelighetsindeks ved logaritmisk normalfordeling	[-]
c_u	Maksimal skjærstyrke	[kPa]
$c_{u,r}$	Omrørt skjærstyrke	[kPa]
c	Kohesjon	[kPa]
c'	Effektiv kohesjon	[kPa]
Δ	Delta	[-]
μ	Gjennomsnitt	[-]
μ_n	Gjennomsnitt for element x_n	[-]
γ	Romvekt	kN/m ³
γ_F	Partialfaktor last	[-]
γ_M	Partialfaktor materiale	[-]
γ_R	Partialfaktor motstand	[-]
φ	Friksjonsvinkel	[°]
φ'	Effektiv friksjonsvinkel	[°]
Φ	Kumulativ fordeling	[-]
σ	Totalspenning	[kPa]
σ'	Effektivspenning	[kPa]
σ_F	Standardavvik for sikkerhetsfaktor	[kPa]
τ_f	Maksimal skjærstyrke	[kPa]
τ_{eq}	Skjærspenning som kreves for likevekt	[kPa]
σ_{vo}	Total vertikal spenninger in-situ	[kPa]
σ'_{vo}	Effektiv vertikal spenninger in-situ	[kPa]
σ'_c	Overlagringsspenning	[kPa]
ρ'_c	Forkonsolideringsspenning	[kPa]

III. Akronymer

CEN – Den europeiske standardiseringsorganisasjon

COV – Kovarians

CPTU – Udrenert trykksonderingstest (Cone Penetration Test Undrained)

FORM – Første ordens pålitelighetsmetode (First Order Reliability method)

FEM – Endelig elementmetode (Finite element method)

IC SMS – InterCity Sandbukta-Moss-Såstad

LEM – Grenselikevektmetode (Limit equilibrium method)

NGI – Norges Geotekniske Institutt

NGU – Norges Geologiske Undersøkelse

NIFS – Naturfare-infrastruktur-flom-skred

NVE – Norges Vassdrag- og energidirektorat

MC – Monte Carlo

MCS – Monte Carlo simulering

OCR – Overkonsolideringsgrad

PBl – Plan- og bygningsloven

TEK17 – Byggeteknisk forskrift

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

I enkelte deler av Norge utgjør kvikkleireskred en trussel mot mennesker, eiendom og infrastruktur, og kan medføre store økonomiske tap for samfunnet (Olje- og energidepartementet, 2012). Dette skaper utfordringer relatert til stadig økende urbanisering på kvikkleiregrunn. Det utføres mer omfattende terrenginngrep enn tidligere, som er medvirkende årsak til at det fra 1971 og frem til i dag har vært en økning i menneskeskapte kvikkleireskred i forhold til naturlig utløste skred (NGI, 2014). Fremover kan også klimaendringer påvirke hyppigheten av skredhendelser. Det kan forventes flere dager med intens nedbør og oftere flom i elve- og bekkeløp. Dette kan medføre økt erosjon, som igjen kan påvirke grunnens stabilitet (Hanssen-Bauer, et al., 2015). En fremtid preget av klimaendringer og økt urbanisering stiller høye krav til et sikkert geoteknisk design, der formålet ikke er å konstruere så sikkert som mulig, men bærekraftig og "sikkert nok."

Kvikkleire er et fenomen som bare eksisterer i noen få deler av verden, deriblant Norge (Bjørnstad, 2021). Dette medfører geotekniske problemstillinger få andre land i verden må forholde seg til. Kvikkleire kan påtreffes i områder under marin grense (høyeste punkt med marine avsetninger), og kjennetegnes ved at det går over i en mer flytende form ved påført belastning større enn materialets styrke. Et skred kan derfor oppnå høy hastighet, ha stor utstrekning og oftest forekomme uten forvarsel (NGI, 2014). Selv en liten utglidning kan forårsake et stort skred, og kvikkleireskred omtales derfor som områdeskred (Wiig, et al., 2019).

Det er knyttet store utfordringer til evaluering av skråningsstabilitet (Duncan, et al., 2014). Utfordringene kan relateres til blant annet heterogene løsmasser, varierende laginndeling samt variasjon i materialegenskaper, romvekt og grunnvannsforhold (Nadim, 2017). I områder under marin grense kan også utfordringer knyttes til kvikkleire og dens egenskaper forekomme. Tradisjonelt benyttes deterministisk analyse til vurdering av stabilitet (Wiig, et al., 2019). Da beregnes forholdstallet mellom stabiliserende- og drivende krefter langs en glideflate. Forholdstallet refereres til som sikkerhetsfaktor, der sikkerhetsfaktor større enn 1 indikerer stabil skråning. Byggeprosjekter omfattes av lovverk som stiller ulike krav til sikkerhetsfaktor

med formål om et trygt design med tilstrekkelig sikkerhetsmargin mot uønskede hendelser (Bane NOR, 2022; NVE, 2019; Kommunal og distriktsdepartementet, 2017).

Jordarters materialeegenskaper, som benyttes som inngangsparametere i deterministiske analyser, innhentes ved geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser. Grunnet begrensninger i tids- og kostnadsrammer er det begrenset hvor omfattende undersøkelser det er hensiktsmessig å foreta. Derfor foretas det også tolkninger av data. Det er viktig å ta hensyn til usikkerhetene, som ved dagens praksis innebærer å benytte konservative parametere i beregninger (forsiktig estimat) (Nadim, 2017). Dette kan potensielt gi overestimerte designmodeller som kan føre til forhøyede kostnadsnivåer. Dersom grad av usikkerhet er høy, kan en skråning med høyere beregnet sikkerhetsfaktor være mindre stabil enn en skråning med lavere sikkerhetsfaktor, der grad av usikkerhet er lav (NGI, 2018).

Probabilistiske metoder er alternativer til konvensjonelle beregningsmetoder. Ingeniører har i lengre tid benyttet statistikk og sannsynlighetsberegninger som verktøy innenfor store bransjeområder som offshore, vannkraft og gruvedrift (Nadim, 2017). Det å inkludere statistikk og sannsynlighetsberegninger i analyse av skråningsstabilitet kan være en nyttig tilnærming for håndtering av usikkerheter i grunnen. I stedet for å regne ut sikkerhetsfaktor beskrives stabilitet gjennom pålitelighetsindeks (β) og sannsynlighet for brudd (Pf) (Doorn & Hansson, 2011). Det finnes flere ulike probabilistiske metoder, blant annet First Order Reliability Method (heretter omtalt som FORM) og Monte Carlo Simulations (heretter omtalt som MCS) (Lacasse, 1994). Metodene skiller seg fra konvensjonell beregningsmetode ved at inngangsparametere i analyse representeres av sannsynlighetsfordelinger med forventningsverdi og variasjon, i stedet for karakteristiske verdier. Sannsynlighet for uønsket hendelse er definert av et gitt bruddkriterium som representerer sannsynlighet for brudd (Lacasse, 1994).

1.2 Problemstilling og målsetninger

I Moss sentrum er arbeidet med ny jernbane og jernbanestasjon i gang. Bane NOR er ansvarlig for prosjektet, og NGI fungerer som geoteknisk rådgiver. Det har vært, og er fortsatt, store utfordringer knyttet til områdestabilitet i en del av skråningene/sideterrenget ned mot eksisterende jernbane. På grunn av store mengder kvikkleire samt lav beregningsmessig sikkerhet, vil utførelse av probabilistiske beregninger som et supplement til deterministiske beregninger kunne være nyttig.

Geologiske forhold i studieområdet kan forårsake variasjon i materialparameterne (NGI, 2021b). Metoder for statistisk representasjon av disse må derfor undersøkes. Følgelig skal gjennomsnittsverdier og variasjon benyttes som inngangsparametere i probabilistiske analyser. Hovedmålene for studien er å undersøke hvordan usikkerheter er med på å beskrive sikkerheten til skråninger i Moss sentrum, i tillegg til å se på sammenhengen mellom probabilistiske og deterministiske analysemetoder. For probabilistisk analyse vil FORM og MCS bli benyttet, og resultater sammenlignes med resultater hentet ut gjennom deterministisk beregning.

Oppgavens delmål:

- Undersøke metoder for statistisk representasjon av udrenerte styrkeparametere som skal benyttes i stabilitetsberegningene.
- Undersøke sammenheng mellom udrenert deterministisk- og probabilistisk analyse utført i skråninger i Moss sentrum.
- Få en bedre forståelse av hvordan usikkerheter i grunnen er med på å påvirke sikkerhet i skråninger.
- Vurdere om probabilistiske metoder er et egnet verktøy for å vurdere sikkerheten på skråninger i Moss sentrum.

Mål skal nås gjennom følgende arbeid:

- Gjennomføre litteraturstudie som tar for seg skråningsstabilitet, regelverk, geotekniske parametere og usikkerheter relatert til disse, deterministisk stabilitetsanalyse og probabilistiske stabilitetsanalyser ved bruk av FORM og MCS.
- Utføre statistisks parameteranalyse av datagrunnlag hentet fra felt- og laboratorieundersøkelser. Gjennomsnittsverdier, standardavvik og kovarians skal beregnes.
- Utføre udrenerte deterministiske beregninger i programmet GeoSuite Stability. Dette skal gjøres for to beregningssnitt; 26 (Kransen) og 32 (Stasjonsområdet). Dagens situasjon skal undersøkes for begge snittene. For snitt 26 skal det også beregnes for midlertidig sikkerhet med motfylling i skråningsbunn. I tillegg skal det regnes på permanent tilstand etter installasjon av støttemur i snitt 26, og etter jetinjisering i snitt 32.

- Probabilistiske analyser skal gjennomføres for samme beregningssnitt og situasjoner som i den deterministiske analysen. Metodene som skal benyttes er FORM og MCS. Koding i Python versjon 3.8.3 benyttes for å kjøre analysene.

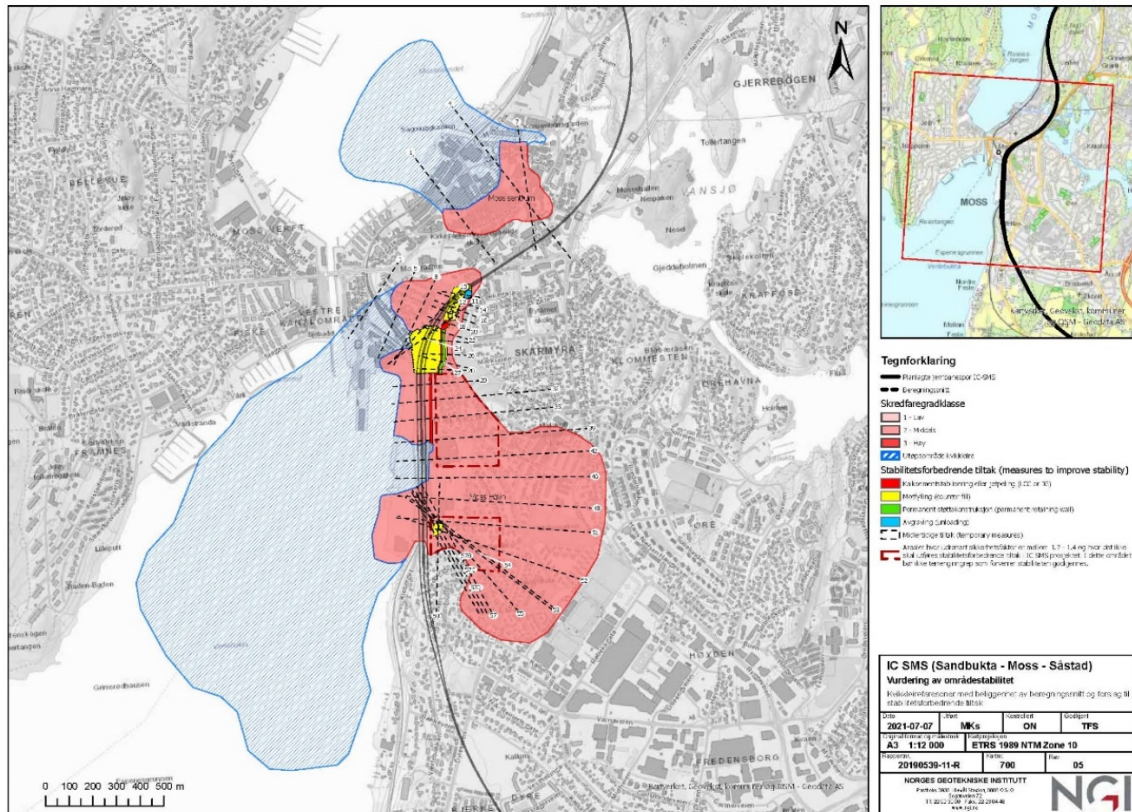
1.3 Studieområdet

Moss kommune tilhører Viken fylke (tidligere Østfold), og ligger langs østsiden av Oslofjorden. Området består blant annet av bratte skråninger ned mot fjorden og dagens jernbanetrasé. Terrenget er stedvis brattere enn 1:15 (appendiks A), som av NVE er beskrevet som helning der et områdeskred kan utløses (Wiig, et al., 2019). Deler av skråningen er også brattere enn 1:3 (NGI, 2021b). Havnivå ved kaiene er typisk 5-10 meter, og terrenget stiger til om lag kote +50. Kwartærgeologiske kart fra Norges Geologiske Undersøkelse (NGU) viser at løsmasser i dagen består av fyllmasser, morene og marine avsetninger. Geologien beskrives grundigere i kapittel 1.3.2 "Geologisk bakgrunn." Området som ligger til grunn for denne studien er skråningene rundt Moss sentrum, tilhørende kvikkleiresonen *Moss havn*. Det er foretatt analyser av data hentet ut fra to snitt, 26 og 32 (figur 1 og 2). Datagrunnlaget som benyttes er hentet fra felt- og laboratorieundersøkelser gjort inntil 60 meter ut fra hvert snitt, som gir korridorer på 120 meter (appendiks B). Grunnet lite datagrunnlag for beregninger av profil 32, er det supplert med data fra to nærliggende borpunkter på utsiden av korridoren.

I jernbaneprosjektet IC SMS er kvikkleiresonen *Moss Havn* evaluert av NGI, etter at tidligere evaluering har fastslått "lav" faregrad for skred (Rambøll & Sweco, 2016). Nye, supplerende undersøkelser foretatt av NGI har ført til en oppjustering av faregrad fra "lav" til "middels". Bakgrunnen for evalueringen er topografi, kvartærgeologi og tolking av feltundersøkelser (NGI, 2021b). Skadekonsekvens ble tidligere fastsatt til "meget alvorlig", som også er gjeldende i dag. For evalueringene benyttes NVEs rapport "Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred", som er utviklet i samarbeid med NGI (Haugen & Moholdt, 2020). For å bedømme risiko benyttes produktet av faregrad og skadekonsekvens (formel 1-1). *Moss Havn* er kategorisert som risikoklasse 4 (NGI, 2021b). En mer detaljert beskrivelse av evaluering av faregrad, skadekonsekvens og risikoklasse finnes i appendiks C.

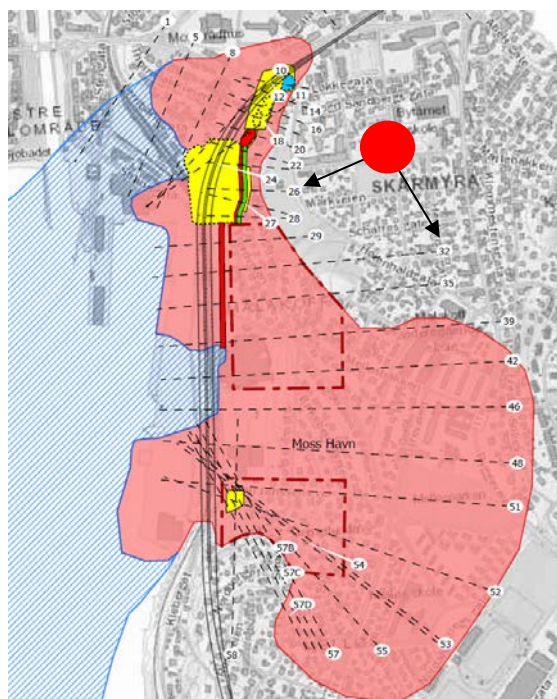
$$Risiko = Fare * Konsekvens$$

(1-1)



Figur 1: Kvikkeleiresonene "Moss sentrum" (nord) og "Moss havn" (sør) med tilhørende utløpssoner for kvikkeleireskred. Stiplede linjer indikerer bergeningssnitt. Begge bergeningssnitt i denne studien befinner seg innenfor "Moss havn" (NGI, 2020). Større figur foreligger i appendiks

B.



Figur 2: Kvikkleiresonen "Moss havn" med tilhørende beregningssnitt (NGI, 2020). I denne studien er snitt 26 og 32 undersøkt.

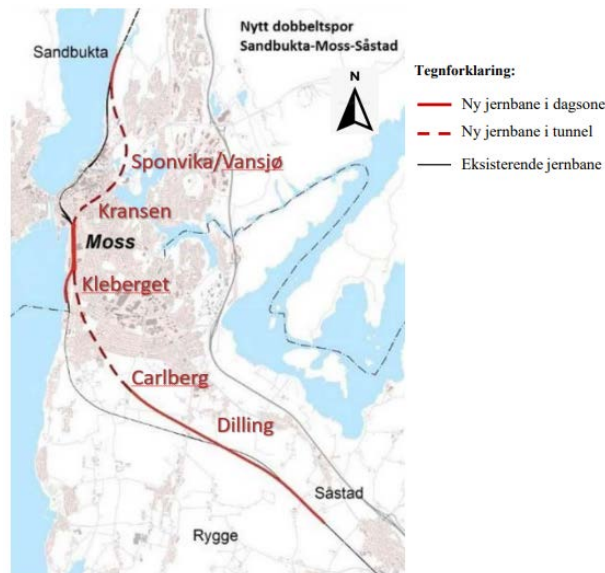
1.3.1 Prosjektbeskrivelse InterCity Sandbukta-Moss-Såstad

Jernbaneprosjektet InterCity Sandbukta-Moss-Såstad (IC SMS) ledes av Bane NOR, og er en del av InterCity-satsningen som skal redusere reisetiden mellom Oslo og Moss til 30 minutter. Det skal bygges 10 km dobbeltspor i ny trasé mellom Sandbukta i nord og Såstad i sør (figur 3). Prosjektet omfatter også bygging av ny jernbanestasjon i Moss sentrum samt to tunneller på henholdsvis 2,7 og 2,3 km. Byggestart for forberedende arbeider var i 2017, og hovedarbeider startet opp i 2019 (Bane NOR, 2021). Prosjektet skal etter planen ferdigstilles i 2026. Arbeidene utføres av Mossia ANS. NGI er engasjert som geoteknisk rådgiver og prosjekterende for Bane NOR.

Grunnforholdene er stedvis svært kompliserte. I dagsone Moss skaper kvikkleireskrånninger med tett bebyggelse problemer, noe som har ført til høye kostnader samt forsinkelser (Karlsen, 2021). Det skal i prosjektet gjennomføres stabilitetsforbedrende tiltak som det skal gjøres beregninger på i denne studien. I profil 26 skal det legges motfylling i skråningsbunn for å tilfredsstille krav om sikkerhetsfaktor før støttevegg skal installeres og sikre tilstrekkelig permanent sikkerhet. Kravet for dette er sikkerhetsfaktor 1,4 (jernbanetrasé går i influensområdet til skråningen). Det injiseres jetpeler i skråningen øst for jernbane, noe som

øker sikkerhetsfaktor i profil 32. Permanent situasjon oppnår da en påkrevd sikkerhetsfaktor på over 1,2 (jernbanetrasé utenfor influensområdet til skråningen), og det er derfor ikke nødvendig med ytterligere tiltak. Regelverk beskrives nærmere i kapittel 2.1.1.

Flere kart av planlagt trasé kan ses i appendiks A.



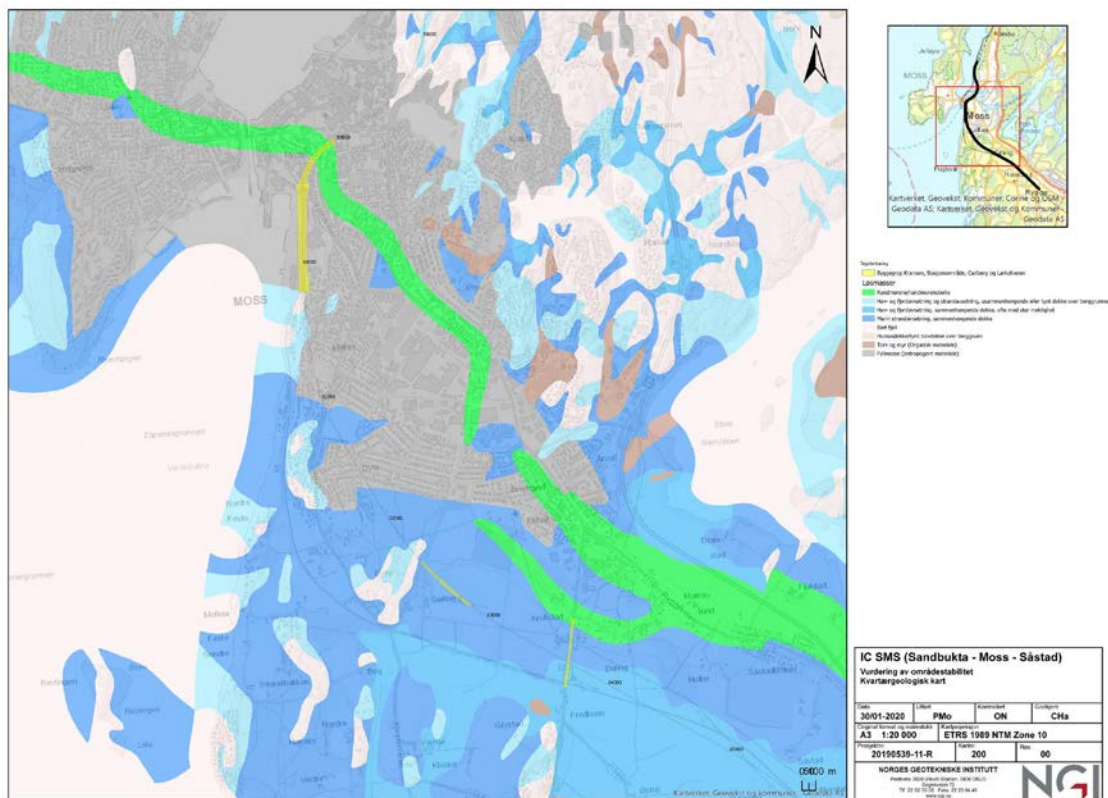
Figur 3: Oversiktskart over planlagt trasé fra Sandbukta til Såstad, via Moss (NGI, 2021b).

1.3.2 Geologisk bakgrunn

Moss befinner seg sentralt på østsiden av Oslofjorden, og er en del av det som i geologien omtales som Oslofeltet (Ramberg, et al., 2008). Dannelsen har skjedd gjennom flere trinn, fra prekambrium og frem til moderne tid (Andersen, et al., 1998). Grunnfjellet består av Østfoldgranitt som er rundt 950 millioner år gammelt (Klemsdal, 2002). Til dels mektige lag av sand, silt og leire over grunnfjellet kan dateres tilbake til siste istid, Weichsel-istiden (Andersen, et al., 1998). Løsmassekart av dagens Moss laget av Norges Geologiske Undersøkelse viser at mesteparten av synlige løsmasser i dagen består av fyllmasser. I tillegg finnes det glasiale avsetninger i form av morenemateriale fra siste istid, samt marine strand- og havavsetninger (NGI, 2021b).

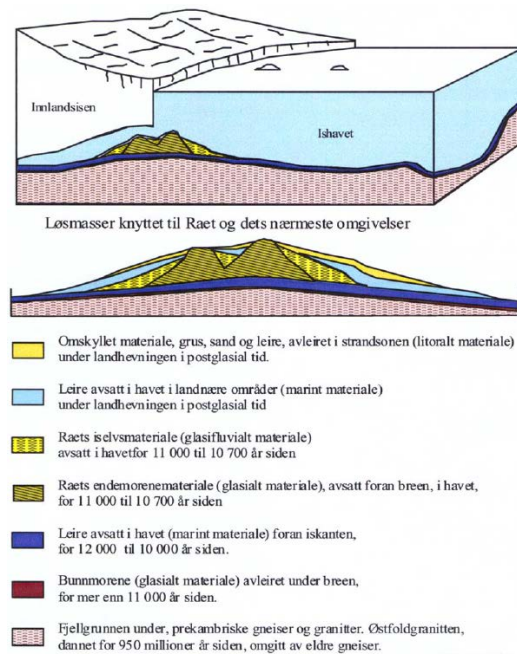
Da Weichsel-istiden var på maksimum var Nord-Europa dekket med opptil 3 km tykk is (Mangerud, 2021). For omtrent 20 000 år siden steg temperaturen og isen begynte å trekke seg tilbake. Dette foregikk frem til for omtrent 12 800 år siden, da det igjen ble kaldt og isen tiltok i omfang. Denne kalde perioden omtales som Yngre Dryas og varte i om lag 1200 år. Brefronten

gjorde fremstøt og mye morenemateriale ble avsatt. Dette var dannelsen av Raet, som er en markant endemorene (israndavsetning) med utstrekning på begge sidene av Oslofjorden (Andersen, et al., 1998). Raet går blant annet gjennom Moss sentrum (Figur 4), og er med på å forme skråningene ned mot dagens jernbanetrasé (NGI, 2021b).



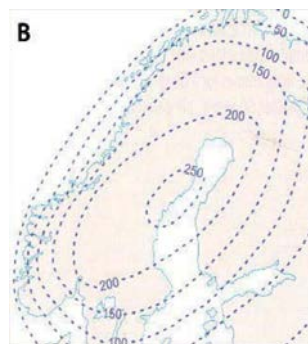
Figur 4: Løsmassekart Moss sentrum (NGI, 2021b).

Massene med is som dekket store deler av Nord-Europa førte til at landskapet ble presset ned. Mot slutten av Yngre Dyras steg igjen temperaturen og det antas at alle isbreer i Norge på et tidspunkt var borte (Universitetet i Bergen, 2007). Ettersom isen smeltet og trakk seg tilbake skylte havvann innover det som tidligere var landområder. Avsetningsmiljøet endret seg fra glasialt og glasifluvialt (morene- og iselvsmateriale) til marint. Fint materiale ble fraktet av smeltevannet fra isen og ble avsatt i havet. Dette er opphavet til de store forekomstene av silt og leire (NGU, 2015). Skråningene ned mot dagens jernbane er en del av Raet, og finkornede løsmasser på vestsiden består av glasifluviale avsetninger og leire avsatt marint i landnære områder (Figur 5) (Klemsdal, 2002).



Figur 5: Avsetningsforhold og løsmasser tilknyttet Raet (Klemsdal, 2002).

Fra slutten av siste istid og frem til i dag har landet steget i forhold til havnivået på grunn av det avtagende trykket som isen i sin tid forårsaket. I Moss har dette har ført til at løsmasser som for omtrent 10 000 år siden lå på havbunnen nå kan være mellom 190 og 200 meter over dagens havnivå (figur 6) (Klemsdal, 2002; Ramberg, et al., 2008). Dette kalles marin grense, en grense som er stedegen. Opp til marin grense kan det finnes løsmasser avsatt i havet.



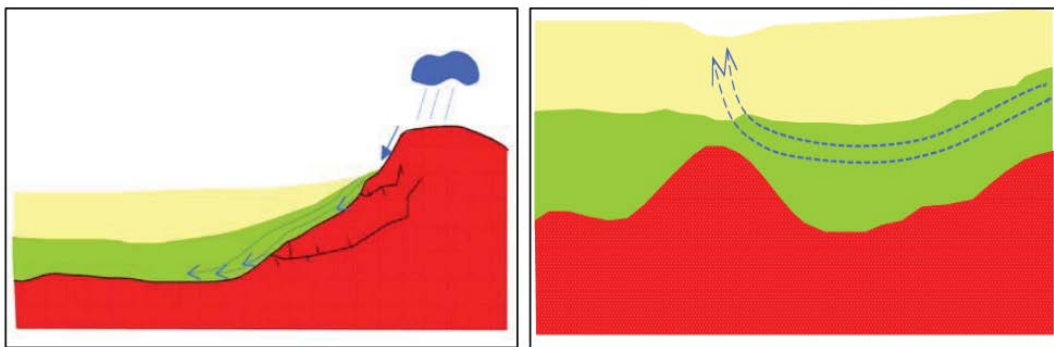
Figur 6: Hvordan marin grense (angitt i høyde over dagens havnivå) varierer over deler av Norden (Ramberg, et al., 2008).

1.3.3 Kvikkleire

Leirpartiklene som ble avsatt i havet mens isen trakk seg tilbake ble bundet sammen av elektrokjemiske forbindelser. Dette grunnet tilstedeværelse av salt i havvannet som skapte

elektriske ladninger. Den opprinnelige saltkonsentrasjonen var på omtrent 35 g/liter (Sandven, et al., 2012). Med tiden kan saltvannet bli erstattet av ferskvann og de sterke bindingene har forsvunnet. Prosesser som forårsaker dette er ifølge NVE (2012):

- Regnvann som over tid infiltrerer leiren (figur 7).
- Vann i grunnen som infiltrerer lag av leire. Dette kan forekomme ved overtrykk, slik at grunnvannet blir presset nedenfra og opp (figur 7).
- Diffusjonsprosesser der saltene beveger seg til mer ionefattige soner.



Figur 7: Prosesser som med tiden fører til utvasking av salt i leiren (Rankka, et al., 2005).

Med tilstedeværelse av salt vil leiren ha en stabil indre struktur, med tilhørende stort porevolum og mye vann bundet opp. Dette gjelder ikke for tilfeller der saltet er utvasket. Den indre strukturen vil bestå, men bindingskreftene forsvinner. Ved overbelastning vil strukturen kollapse og leiren gå over i en mer flytende form der leirpartikler flyter rundt i eget porevann. Dette fenomenet omtales som kvikkleire eller sensitiv leire. Det omtales også som sprøbruddmateriale, som karakteriseres ved at mye av skjærstyrken forsvinner ved overbelastning. Brudd kan oppstå plutselig og uten forvarsel. Ifølge NVEs rapport 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred, er definisjonen på et sprøbruddmateriale et materiale som har omrørt skjærstyrke på < 2 kPa og sensitivitet > 15 . Dette er definisjon som blir lagt til grunn i regelverk og forskrifter. Mer spesifikk definisjon på kvikkleire er et materiale med omrørt skjærstyrke på $< 0,5$ kPa (Sandven, et al., 2015).

Sensitivitet er forholdet mellom maksimal skjærstyrke og omrørt skjærstyrke (formel 1-2):

$$St = \frac{c_u}{c_{u,r}}$$

(1-2)

St	Sensitivitet
c_u	Maksimal skjærstyrke
$c_{u,r}$	Omrørt skjærstyrke

Kvikkleire finnes flere steder Norden, og Moss er en av lokalitetene det er påvist (NGI, 2021b). Kvikkleire har vært opphav til mange skred, og det forekommer ifølge Norges offentlige utredning – På trygg grunn, i gjennomsnitt to til tre ganger per år (Olje- og energidepartementet, 2022). Det er ikke registrert hyppig skredaktivitet i Moss, men i 1952 ble et skred utløst grunnet menneskelig aktivitet i bunnen av en skråning. Skredet besto av middels fast, sandig kvikkleire (NGI, 2021b).

1.4 Datagrunnlag

Datagrunnlaget benyttet i denne studien er hentet fra Moss sentrum i forbindelse med Bane NORs jernbaneprosjekt InterCity Sandbukta-Moss-Såstad. *Moss Havn* er evaluert som en av to kvikkleiresoner i byen, og de to beregningssnittene denne studien er basert på befinner seg innenfor denne sonen. Datagrunnlaget baseres på feltundersøkelser (CPTU), laboratorietester og nedsetting av poretrykksmålere (tabell 1 og 2). Data ble hentet ut og analysert mellom 2015 og 2020. Feltundersøkelser innenfor studieområdet er foretatt av Cowi, Multiconsult og NGI, mens laboratoriedata er testet av Multiconsult og NGI (NGI, 2021b).

Tabell 1: Borpunkter for innhenting av data, profil 26 Kransen.

Undersøkelsesmetode	Borpunkt	Kote (meter)
CPTU, poretrykksmåler	06-113	25,4
CPTU	06-127	33,1
CPTU	87	6,33
CPTU, prøveserie (Laboratorietester)	326	1,87
CPTU, prøveserie (Laboratorietester)	328	6,29
CPTU, prøveserie (Laboratorietester)	329	1,82
CPTU	352	3,78
CPTU	401	27,0
CPTU	403	13,5
CPTU, prøveserie (Laboratorietester)	404	14,7
CPTU, prøveserie (Laboratorietester)	429	6,45
CPTU, prøveserie (Laboratorietester)	430	7,43
Poretrykksmåler	Pz5	10,54

Tabell 2: Borpunkter for innhenting av data, profil 32 Stasjonsområdet.

Undersøkelsesmetode	Borpunkt	Kote (meter)
Poretrykksmåler	07-021	17,0
Poretrykksmåler	07-124	9,9
CPTU, poretrykksmåler	07-126	25,4
CPTU	07-128	33,8
CPTU	07-129	44,1
CPTU	252	17,0
CPTU	253	31,6
CPTU, prøveserie (Laboratorietester)	332	2,00
CPTU	433	7,00
CPTU	434	4,70
<i>Supplerende:</i>		
<i>Prøveserie (Laboratorietester)</i>	<i>330</i>	<i>2,74</i>
<i>Prøveserie (Laboratorietester)</i>	<i>435</i>	<i>4,65</i>

1.5 Oppbygging av oppgaven

Opgaven er bygget opp i seks deler: Kapittel 1 introduksjon, kapittel 2 teori, kapittel 3 metode, kapittel 4 resultater, kapittel 5 diskusjon og kapittel 6 konklusjon. Appendiks finnes bakerst.

Kapittel 2: Innføring i viktige temaer som omhandler skråningsstabilitet, regelverk, geologiske parametere, innhenting av data, deterministisk stabilitetsanalyse, probabilistiske stabilitetsanalyser (FORM og MCS) og introduksjon til statistikk.

Kapittel 3: Gjennomgang av fremgangsmåter som benyttes for å løse problemer, både i parameterstudiet og i de påfølgende beregningene av skråningsstabilitet.

Kapittel 4: Resultater fra parameterstudiet legges frem, i tillegg til sikkerhetsfaktor og bruddsannsynlighet/pålitelighetsindeks hentet ut fra henholdsvis deterministisk- og probabilistisk analyse.

Kapittel 5: Oppsummering av resultater, som blir drøftet og diskutert opp mot problemstilling og mål for studien.

Kapittel 6: Konklusjon legges frem sammen med forslag til videre studier.

2 Teori

2.1 Skråningsstabilitet

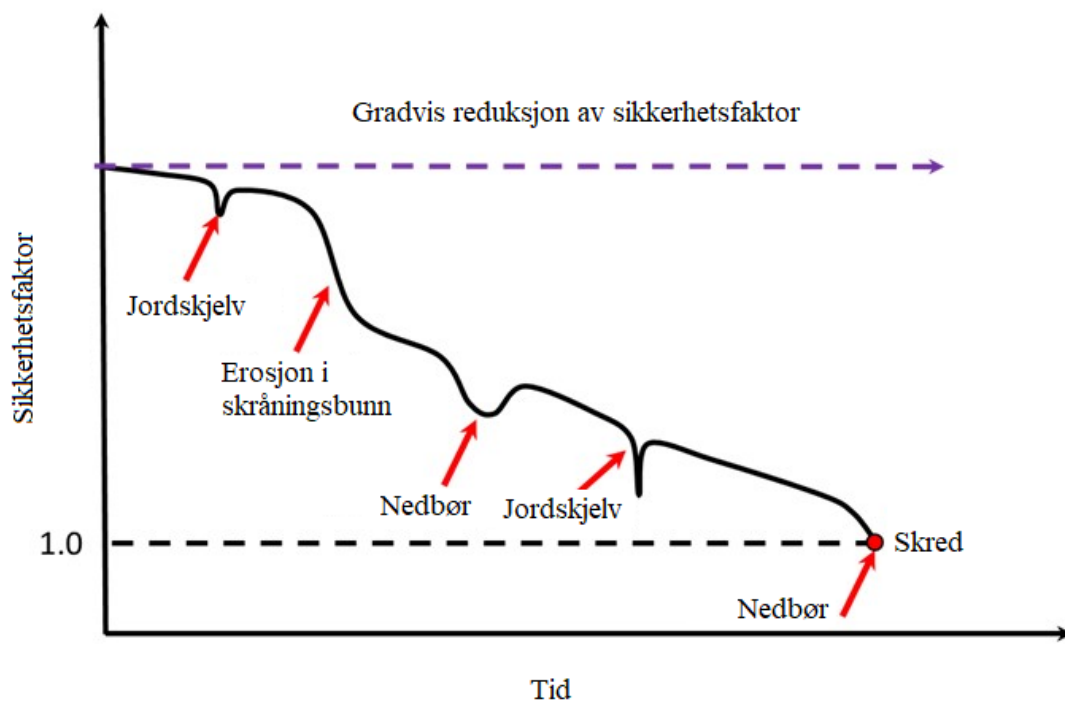
Skråningsstabilitet omfatter grunnens bæreevne for både naturlige- og kunstige skråninger. Naturlige skråninger er bygget opp av masseavsetning som resultat av fysiske prosesser som platetektonikk og erosjon/forvitring (Hungr, et al., 2013). Kunstige skråninger er menneskeskapt ofte konstruert i forbindelse med byggeprosjekter. Alle naturlige skråninger er stabile frem til punktet der drivende krefter langs et glideplan overgår motvirkende krefter. Drivende krefter representeres av fysiske og menneskeskapt påvirkninger, mens motvirkende krefter representeres av geologiske og morfologiske krefter, samt deformasjonsegenskaper (Turner & Schuster, 1996). Stabilitetsforbedrende tiltak som støttekonstruksjoner og injiseringer i grunnen kan styrke motvirkende krefter. Dersom et brudd oppstår vil massene, under påvirkning av tyngdekraften, settes i bevegelse og et skred oppstår (Nelson, 2013). Et brudd som fører til skredhendelse kan forkomme momentant eller utvikle seg over tid ved en gradvis forverring av stabiliteten (Hunt, 1986). Skadepotensiale er stort både når det gjelder menneskeliv, eiendom og andre strukturer. Gjennom geoteknisk prosjektering er det derfor svært viktig å identifisere potensielle skredfarer og påse at skråningsstabilitet er tilstrekkelig både under en eventuell byggeprosess og på lang sikt (Hunt, 1986).

For et sikkert geoteknisk design skal alle faktorer som påvirker skråningsstabiliteten vurderes nøye. Eksisterende regelverk har til formål at dette blir gjort på en tilfredsstillende måte, og vil bli forklart i kapittel 2.1.1. Ved stabilitetsanalyse av skråninger må følgende faktorer evalueres (Hunt, 2005):

- Lokale, historiske skredhendelser.
- Geologiske forhold som innebærer form på potensielt kritisk bruddplan, styrkeforhold i materialfaktorer samt grunnvannsforhold.
- Skråningsgeometri.
- Synlige spor som indikerer bevegelse i skråning (søkk, sprekkdannelse eller sivende vann).

- Grad av bevegelse i skråning.
- Forhold relatert til klima.

Skråningsstabilitet kan endres med tiden. Både naturlige prosesser og menneskeskapte inngrep kan være bakenforliggende årsaker til dette. Faktorer som reduserer motvirkende krefter, eller øker drivende krefter, vil bidra til reduksjon i sikkerhet. Dersom sikkerhet på et tidspunkt er veldig lav kan en enkelthendelse initiere skred (figur 8).



Figur 8: Viser hvordan ulike hendelser kan bidra med å redusere stabilitet i skråning, og til slutt initiere skred (modifisert fra WG/WLI, 1994).

Reduksjon i skjærstyrke

Poretrykk er en svært avgjørende faktor for stabilitetsforhold i en skråning. Ved økt poretrykk vil effektivspenning avta, og jordens styrke reduseres. Dette uttrykkes i formel 2-1 (Hunt, 2005):

$$\sigma' = \sigma - u$$

(2-1)

σ'	Effektivspenning
σ	Totalspenning
u	Poretrykk

Grunnvann- og dreneringsforhold er med på å bestemme grunnens styrkeparameter i tillegg til valg av analysemetode (forklares nærmere i kapittel 2.2).

Andre faktorer som bidrar til reduksjon i skjærstyrke (NGI, 2014):

- **Svelling**
Ved tilgang på vann kan noen materialer få en økning i volum. Kapillærkreftene vil avta og gir en påfølgende reduksjon i skjærstyrke. Dette kan blant annet skje ved endrede grunnvannsforhold.
- **Oppsprekking**
Oppsprekking i ekstensjonssone kan redusere skjærstyrke.
- **Kjemiske endringer**
Ved utvasking av salt i marin leire vil bindingskrefter avta og kan føre til kritiske stabilitetsforhold. Dette er dannelse av sprøbruddmateriale (kvikkleire).
- **Sig og krypdeformasjoner**
Sig og krypdeformasjoner er gjerne forbundet med fryse-tine- og væte-tørke-vekslinger, der materiale i perioder siger nedover skråning. Dette kan foregå over flere år, og gir skjærdeformasjoner som reduserer skjærstyrke.
- **Forvitring**
Kjemiske-, fysiske- og biologiske prosesser kan resultere i forandring i indre struktur og påfølgende reduksjon i skjærstyrke.

Økning i drivende krefter

Fra 1971 har dominerende faktor for utløsning av skred vært menneskelig påvirkning (NGI, 2014). Dette kan innebære inngrep i bunn av skråning eller tilførsel av masse på toppen av skråning (NVE, 2014). Slike inngrep vil endre skråningens geometri, og kan redusere stabiliteten. Fjerning av vegetasjon kan føre til endring i avrenningsforhold og jordas infiltrasjonsevne, som igjen kan påvirke erosjon fra overflatevann samt økning i poretrykk.

Vannavrenning forårsaket av store nedbørsmengder og snøsmelting kan føre til økende erosjon og forvitring, som igjen kan føre til endringer i skråningens geometri. Dette omtales som dominerende naturlig utløsende årsak til skred, ifølge NVEs veileder 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred. Stabiliserende tiltak som dreninger av overflatevann i tillegg til erosjonssikring kan vurderes for å bedre sikkerheten (Wiig, et al., 2019).

Andre faktorer som bidrar til økning i drivende krefter (NGI, 2014):

- Økt romvekt:
Tilførsel av vann vil øke romvekt som igjen vil kreve økning i skjærspenning nødvendig for likevekt.
- Senkning av ytre vannstands nivå:
Eksternt vanntrykk fungerer som en motvirkende kraft på bunn av skråning. Dersom vannet forsvinner avtar motvirkende kraft som igjen vil kreve økning i skjærspenning nødvendig for likevekt.
- Jordskjelvlaster:
Jordskjelvlaster kan forårsake økning i skjærspenninger langs et potensielt bruddplan. I tillegg kan poretrykket øke raskt, noe som kan medføre reduksjon i skjærstyrke (Al-Karni, 2001).

Klassifisering av jordarter og skredtyper

Løsmasser over fast fjell består av ulike jordarter. Jordarter er klassifisert etter kornstørrelse og sammensetning. Kornstørrelse måles i mm diameter, der blokk er grovest (større enn 200 mm i diameter) og leire er finest (mindre enn 0,002 mm i diameter) (tabell 3) (Almås, 2022). Med sammensetning menes dominerende kornstørrelse. Grunnet spesielle egenskaper i leire kreves det kun 5 - 15 % partikler mindre enn 0,002 mm i diameter for at en jordart skal klassifiseres som leirig. Ved en sammensetning med mer enn 30 % leirpartikler klassifiseres jordart som leire. For silt og sand/grus kreves det henholdsvis 45 % silt og 60 % sand/grus (Statens vegvesen, 2016).

Tabell 3: Klassifisering av jordarter etter kornstørrelse (Statens vegvesen, 2016).

Fraksjon		Partikkelstørrelse
Grovinnndeling	Fininnndeling	(mm)
Blokk og stein	63 – > 630	
	<i>Stor blokk</i>	> 630
	<i>Blokk</i>	200 – 630
	<i>Stein</i>	63 – 200
Grus	2,0 – 63	
	<i>Grov grus</i>	20 – 63
	<i>Middels grus</i>	6,3 – 20
	<i>Fin grus</i>	2,0 – 6,3
Sand	0,063 – 2,0	
	<i>Grov sand</i>	0,63 – 2,0
	<i>Middels sand</i>	0,2 – 0,63
	<i>Fin sand</i>	0,063 – 0,2
Silt	0,002 – 0,063	
	<i>Grov silt</i>	0,02 – 0,063
	<i>Middels silt</i>	0,0063 – 0,02
	<i>Fin silt</i>	0,002 – 0,0063
Leir	≤ 0,002	

Klassifikasjon av skred ble beskrevet av Varnes i 1978, der skred navnettes etter material- og bevegelsestype. Materialer inndeles i fjell (intakt før skredhendelse) og løsmasser, der løsmasser igjen inndeles i grove til fine. Grove løsmasser inneholder av 20 – 80 % materiale med kornstørrelse større enn 2 mm, og resterende materiale med kornstørrelse mindre enn 2 mm. Fine løsmasser har minst 80 % materiale med kornstørrelse mindre enn 2 mm (Varnes, 1978). Bevegelsestyper deles inn i fall, utveltning, utglidning, spredning, massestrøm og kombinasjon (fall, topple, slide, spred, flow, complex). Ved navnsetting av skredtype benyttes materialet først, deretter bevegelsestype (eksempelvis) (tabell 4).

Tabell 4: Klassifisering av skred (modifisert fra Carstens, 2014).

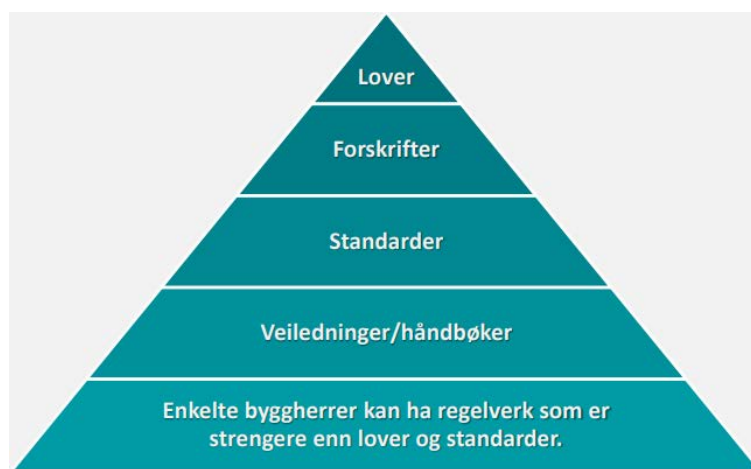
Type materiale		
Skred i fast fjell (Landslide in rocks) ↓	Løsmasseskred (Landslide in soils) ↓	
	Grove løsmasser (Debris)	Fine løsmasse (Earth)
Steinsprang Steinskred (Rock fall)		
Ustabile fjellparti (Rock slide)	Jordskred (Debris slides and debris avalanches)	Leirskred (Rotational clay slides)

2.1.1 Regelverk

Det foreligger ulike regelverk, forskrifter, standarder og veiledere for å tilfredsstillere nasjonale krav når det gjelder inngrep i skredutsatt terreng (figur 9) (Bane NOR, 2022; Kommunal- og distriktsdepartementet, 2008; Wiig, et al., 2019; Standard Norge, 2021; Statens vegvesen, 2021). Overordnede juridiske premisser for geoteknikk og geoteknisk prosjektering er fastsatt av norske myndigheter gjennom plan- og bygningsloven, samt vedlagt regelverk Byggteknisk forskrift (Heretter omtalt som TEK17). Her redegjøres foreliggende regelverk og ansvarsområde for forskjellig involverte aktører (Kommunal- og distriktsdepartementet, 2008). Det eksisterer også en europeisk standard, Eurokode 7, med veiledning for stabilitetsvurdering og sikkerhetskrav i EU. Flere land som ikke har EU-medlemskap benytter standarden (CEN, 2002). Gjennom Eurokode 7 er det også utarbeidet nasjonale tillegg for respektive nasjoner der det gjøres faglige og behovsmessige vurderinger (Standard Norge, 2021).

I enkelte prosjekter kan byggherre stille strengere krav til sikkerhet enn hva som kreves gjennom lover og forskrifter. Disse kravene er stadfestet gjennom egne regelverk. Bane NORs tekniske regelverk inneholder kravsamling for prosjektering, bygging og vedlikehold i forbindelse med utbygging av jernbane (Bane NOR, 2022). Tilsvarende for utbygging av vei finnes i Statens vegvesens håndbøker N200 og V220 (Statens vegvesen, 2021).

I tillegg eksisterer det faglige utdypende veiledere. I denne studien er NVEs veileder 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred relevant. Her har flere offentlige aktører gått sammen for å øke kompetansenivået vedrørende naturfarer i forbindelse med utbygging (Wiig, et al., 2019).



Figur 9: Hierarki for lover, forskrifter, standarder og veiledere (Hauser, 2022).

Plan- og bygningsloven

Plan- og bygningsloven er utarbeidet av Kommunal- og distriktsdepartementet og publisert i 2008. Loven inneholder en rekke bestemmelser angående bruk og regulering av arealer. Hensikten er at arealbruk skal være effektivt og rasjonelt (Kommunal- og distriktsdepartementet, 2008).

For denne studien er kapittel 28 og 29 spesielt relevante. Kapitlene omhandler henholdsvis "krav til byggetomta og ubebygde areal" og "Krav til tiltaket" (Kommunal- og distriktsdepartementet, 2008). Plan og bygningslovens forbyr inngrep dersom sikkerheten er for lav, gjennom § 28-1 første ledd "*Grunn kan bare bebygges, eller eiendom opprettes eller endres, dersom det er tilstrekkelig sikkerhet mot fare eller vesentlig ulempe som følge av natur- eller miljøforhold. Det samme gjelder for grunn som utsettes for fare eller vesentlig ulempe som følge av tiltak.*" Tekniske krav til tiltak omtales i § 29-5 første ledd "*Ethvert tiltak skal prosjekteres og utføres slik at det ferdige tiltaket oppfyller krav til sikkerhet, helse, miljø, energi og bærekraftighet, og slik at vern av liv og materielle verdier ivaretas.*"

Byggteknisk forskrift – TEK17

TEK17 har gjennom Plan og bygningsloven hjemmel til å stille ytterligere krav til byggverk (Kommunal- og distriktsdepartementet, 2017). For at et byggverk skal kunne installeres lovlig i Norge er det nødvendig at minimumskrav oppfylles. Kapittel 7 omhandler sikkerhet mot naturpåkjenninger (Kommunal- og distriktsdepartementet, 2017). Forskriften krever at plassering, prosjektering og utførelse tilfredsstillende sikkerhet mot skade forårsaket av naturpåkjenning. Tiltak skal prosjekteres og utføres på en slik måte at det ikke forårsaker skade på byggverk, byggegrunn eller terreng (§7-1 første- og andre ledd). Sikkerhet mot skred skal forsikres gjennom § 7-3 første ledd "*Byggverk hvor konsekvensen av et skred, herunder sekundærvirkninger av skred, er særlig stor, skal ikke plasseres i skredfarlig område.*" Skredfare beskrives vanligvis ved årlig sannsynlighet. Byggverk skal settes opp med tilfredsstillende krav når det gjelder plassering, dimensjonering og skredsikring for å unngå overskridelse av største nominelle årlige sannsynlighet (tabell 5) (§ 7-3 andre ledd).

Tabell 5: Krav til oppsett av byggverk i skredutsatt terreng (Kommunal- og distriktsdepartementet, 2017).

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

Største nominelle årlige sannsynlighet benyttes for byggverk utsatt for steinsprang og snøskred. For byggverk utsatt for jordskred og kvikkleireskred, omtalt som en engangshendelser, benyttes andre metoder. Det stilles i stedet krav til deterministisk sikkerhetsfaktor, gitt i NVEs veileder 1/2019 (forankret i TEK17), Eurokode 7, Statens vegvesens håndbøker og Bane NORs tekniske regelverk. Følgende blir beskrevet senere i kapittelet.

Grunnet potensielt størrelsesomfang av et områdeskred kreves det at alle skråninger som kan forplante seg til tiltaksområdet undersøkes. Det samme gjelder for skråninger med utløpssone i tiltaksområdet. Det skal for alle skråningene foreligge tilstrekkelig stabilitet slik at sikkerhetskrav tilfredsstilles (Kommunal- og distriktsdepartementet, 2017).

Eurokode 7

Eurokoder er en serie europeiske standarder utarbeidet av Den europeiske standardiseringsorganisasjon på oppdrag fra Europakommisjonen (CEN, 2002). En felles europeisk tilnærming til konstruksjonsteknikk har til hensikt å øke sikkerheten i bygg- og anleggsbransjen. Det er også utarbeidet nasjonale tillegg grunnet faktorer som kan variere fra land til land. Eurokoder overgår nasjonale regelverk, men dersom Eurokoder og nasjonale tillegg oppfyller krav kan regelverk forankret i Plan- og bygningsloven og TEK17 anses som oppfylt (Standard Norge, 2021).

Fagområdet geoteknikk omfattes av NS-EN 1997 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Navnet indikerer at standarden er fastsatt som Norsk Standard og utviklet av Den europeiske standardiseringsorganisasjon (Standard Norge, 2021). Eurokode 7 setter krav til blant annet prosjektering, feltundersøkelser, evaluering av geotekniske parametere, oppfølging og overvåkning, skråningsstabilitet og fundamentering (Standard Norge, 2020).

For bestemmelse av grunnens bæreevne skal benyttet data hentes ut fra felt- og laboratorieundersøkelser. For valg av karakteristiske verdier på geotekniske parametere skal det gjøres konservative anslag. I tillegg skal det tas hensyn til følgende (Standard Norge, 2020):

- Data som foreligger vedrørende geologisk- og annen bakgrunnsinformasjon.
- Variasjon i grunnen.
- Omfang av undersøkelser foretatt i felt og på laboratoriet.
- Prøvetype og antall prøver foretatt.
- Utstrekning på den delen av grunnen som påvirker skråningsstabiliteten.
- Hvordan geoteknisk konstruksjon evner å overføre laster fra svakere til sterkere soner.

Karakteristiske verdier av parameterne benyttes for utregning av dimensjonerende verdier. Det finnes tre forskjellige dimensjoneringsmetoder. Det fremkommer i nasjonalt tillegg at metode 3 skal benyttes ved geoteknisk prosjektering i Norge (med unntak av prosjektering av peler, da benyttes metode 2) (Standard Norge, 2020). For metoden er det gitt følgende partialfaktorer for lastvirkning (ugunstig og gunstig), grunnens egenskaper og motstand (tabell 6) (Standard Norge, 2020):

Tabell 6: Partialfaktorer for lastvirkning, grunnens egenskaper og motstand (Standard Norge, 2020).

Lastvirkning (γ_F) (ugunstig/gunstig)	Grunnens egenskaper (γ_M)	Motstand (γ_R)
Permanent (γ_G): 1,0/1,0	Effektiv friksjonsvinkel (γ_ϕ): 1,25	Motstand (γ_R): 1,0
Variabel (γ_Q): 1,3/0	Effektiv kohesjon (γ_c): 1,25	
	Udrenert skjærstyrke (γ_{cu}): 1,4	
	Enaksial fasthet (γ_{qu}): 1,4	
	Tyngdetetthet (γ_γ): 1,0	

For omgjøring til dimensjonerende verdier divideres eller multipliseres partialfaktorer med karakteristiske verdier. For lastvirkning (typisk terrenglast) og motstand (typisk krefter) skal det multipliseres, mens for grunnens egenskaper skal det divideres. For å opprettholde en stabil skråning må dimensjonerende motstand være større eller lik dimensjonerende lastvirkning.

I Eurokode 7 - NS-EN 1997-1:2004+A1+NA kapittel 2.4.5.2 "Karakteristiske verdier av geotekniske parameter" beskrives valg av karakteristiske verdier ved statistiske metoder (Standard Norge, 2020):

- Det bør skilles mellom prøvetakning foretatt lokalt og regionalt.
- Det bør tillates å benytte kjent kunnskap om sammenlignbare forhold.
- Karakteristisk verdi bør være slik at sannsynlighet for en mer ugunstig verdi som påvirker grensetilstand ikke overstiger 5%.
- Det skal foretas et konservativt anslag av middelverdi. Middelverdi velges ut fra 95 % konfidensnivå av et begrenset sett verdier.
- For lokalt brudd tilsvarer et konservativt anslag lav verdi av 5 % -fraktilen.

NVEs veileder 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred

Veilederen er utviklet gjennom samarbeid mellom Bane NOR, Statens vegvesen og NVE, med innspill fra fagmiljøet. Hovedformålet er å oppnå tilstrekkelig sikkerhet samt oppfylle krav i Plan og bygningsloven og TEK17, gjennom retningslinjer for geoteknisk prosjektering og dokumentering (Wiig, et al., 2019).

Tiltakskategori, faregrad og tiltakets grad av påvirkning på skråningsstabilitet er med på å fastsette krav til sikkerhet. Tiltakskategori bestemmes av konsekvens ved eventuell skredhendelse. Kategoriene er delt opp i fem, fra K0 til K4. K0 omfatter de minste tiltakene med begrenset terrenginngrep, mens K4 innebærer de største tiltakene. TEK17 fremlegger krav til sikkerhet for de forskjellige konsekvenskategoriene. Studieområdet for denne studien er fastsatt til tiltakskategori K4 (NGI, 2021b). Det stilles krav til sikkerhet for tiltak, både de som forverrer og de som ikke forverrer stabilitet (tabell 7). Det er også krav til skråninger innenfor faresonen, men utenfor influensområdet til tiltaket. Influensområdet defineres som et område der tiltak kan initiere skred. Dette defineres som $2 \cdot h$ (h = høydeforskjell på topp og bunn av skråning) fra skråningstopp. Ved bunn av skråning vil tiltak som forverrer stabiliteten være definert som innenfor influensområdet (Wiig, et al., 2019).

Tabell 7: Krav til tiltak for udrenerte- og drenerte forhold (Wiig, et al., 2019).

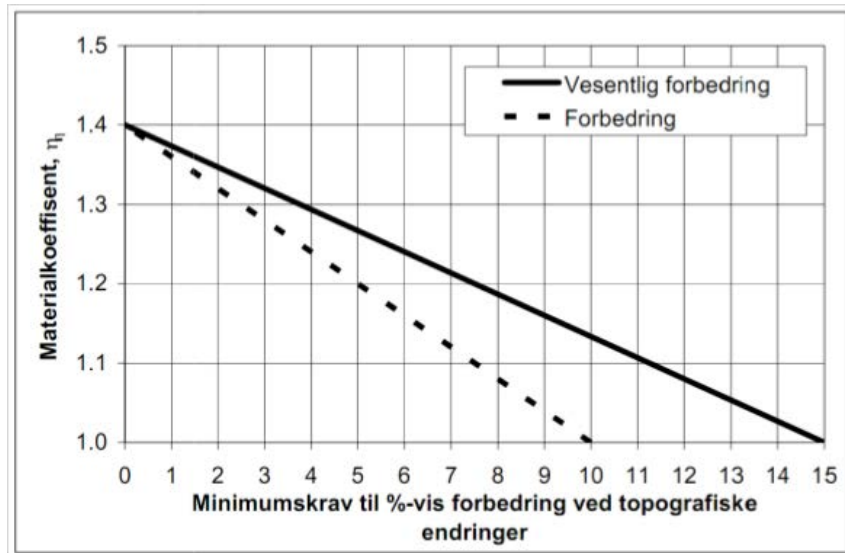
Tiltak	Krav udrenerte forhold	Krav drenerte forhold
Tiltak som forverrer stabilitet	Krav om absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,40 * f_s^{(*)}$	Krav om absolutt sikkerhetsfaktor $F_{c\phi} \geq 1,25$
Tiltak som ikke forverrer stabilitet	$F_{cu} \geq 1,40$ Ved lavere sikkerhetsfaktor kreves prosentvis forbedring i henhold til tabell 8 og figur 10	$F_{c\phi} \geq 1,25$ Ved lavere sikkerhetsfaktor kreves prosentvis forbedring i henhold til tabell 8 og figur 10
Tiltak innenfor faresonen, men utenfor influenssonen	$F_{cu} \geq 1,20$ Ved lavere sikkerhetsfaktor kreves prosentvis forbedring i henhold til tabell 8 og figur 10	$F_{c\phi} \geq 1,25$ Ved lavere sikkerhetsfaktor kreves prosentvis forbedring i henhold til tabell 8 og figur 10

(*) Sprøhetsforhold = 1,15 (Wiig, et al., 2019)

Krav til forbedring bestemmes av tiltakskategori og faregrad (tabell 8). Dersom det kreves forbedring eller vesentlig forbedring stilles det minimumskrav til prosentvis forbedring (figur 10) (Wiig, et al., 2019).

Tabell 8: Forbedring ved ulik tiltakskategori og faregrad (Wiig, et al., 2019).

Tiltakskategori	Lav faregrad	Middels faregrad	Høy faregrad
K3	Ikke forverring	Forbedring	
K4	Forbedring	Vesentlig forbedring	



Figur 10: Krav til forbedring (Wiig, et al., 2019).

Bane NORs tekniske regelverk

Bane NOR stiller krav til prosjektering, bygging og vedlikehold gjennom sitt egne tekniske regelverk. Relevant for denne studien er kapittel 520 (Underbygning), del 8: Stabilitet, som blant annet omfatter jordskjæring og fyllinger (Bane NOR, 2022). Dette skal sikre mot setningsskader og deformasjoner, samt forhindre brudd i grunnen og utgliding.

Ut ifra konsekvensklasse og bruddmekanisme stilles det krav til sikkerhet som er gjeldende for fyllinger, skjæringer, skråninger samt konstruksjoner og landkar (Bane NOR, 2022). Det er angitt tre konsekvensklasser, fra mindre alvorlig til meget alvorlig. Konsekvensklassene defineres ut ifra en rekke situasjoner som kan oppstå ved en feilsituasjon. Tiltak i kvikkleire er et unntak, og konsekvensklasse settes til CC3, meget alvorlig (Bane NOR, 2022). For drenerte- og udrenerte forhold, der bruddflate berører sporet, benyttes krav gitt i tabell 9 (krav for CC3 er markert). NVEs veileder 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred benyttes i tilfeller der bruddflate ikke berører sporet.

Tabell 9: Gjeldende partialfaktorer for drenerte- og udrenerte forhold (Bane NOR, 2022).

Analysetype	Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
		Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Drenert analyse	CC1 – mindre alvorlig	1,25	1,30	1,40
	CC2 – alvorlig	1,30	1,40	1,50
	CC3 – meget alvorlig	1,40	1,50	1,60
Udrenert analyse	CC1 – mindre alvorlig	1,40	1,40	1,40
	CC2 – alvorlig	1,40	1,40	1,50
	CC3 – meget alvorlig	1,40	1,50	1,60

Prosjektet som inngår i denne studien innebærer jernbanetrasé i skredutsatt område. Det pålegges strenge restriksjoner for å opprettholde stabilitet på sideterrenget. I dette tilfellet er også krav for å opprettholde sikkerhet for eksisterende jernbanetrasé relevant. Det stilles derfor minimumskrav til sikkerhetsfaktor før utbygging starter (tabell 10). Ut ifra faregrad stilles det krav til sikkerhetsfaktor, eller prosentvis forbedring dersom denne ikke oppfylles (Bane NOR, 2022). Krav vedrørende prosentvis forbedring fremkommer i NVEs veileder 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred (figur 10).

Tabell 10: Krav til sikkerhetsfaktor før utbygging (Bane NOR, 2022).

Tiltakskategori	Faregradsklasse for utbygging		
	Lav	Middels	Høy
K3. Tiltak som innebærer tilflytting av mennesker og tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner: Boliger, institusjoner, skoler, næringsbygg, VAR-anlegg, sentralt kraftnett o.l.	Faregradevaluering Stabilitetsanalyse: a: $\gamma_M \geq 1,4$ eller b: forbedring Skjerpet kontroll (Prosjektklasse 3, NS 3480)	Faregradevaluering Stabilitetsanalyse: a: $\gamma_M \geq 1,4$ eller b: vesentlig forbedring Skjerpet kontroll (Prosjektklasse 3, NS 3480)	Faregradevaluering Stabilitetsanalyse: a: $\gamma_M \geq 1,4$ eller b: vesentlig forbedring Skjerpet kontroll (Prosjektklasse 3, NS 3480)

For å sikre anlegget foreligger det ulike tiltak som kan benyttes. Tiltakene innebærer sikring mot skred, sikring mot at et skred når eksisterende jernbanetrasé og tiltak for varsling av togførere for å unngå at tog i trafikk kjører inn i et skredområde (Bane NOR, 2022).

Statens vegvesens håndbøker N200 og V220

Statens vegvesen har utgitt en rekke håndbøker som inneholder vegnormaler, retningslinjer og veiledninger. Vegnormaler har hjemmel i lovverk og er gjeldende for all offentlig vei, mens retningslinjer gjelder for riksvei, samt for Statens Vegvesen. Veiledningene fungerer som

hjelpedokumenter (Statens vegvesen, 2021). Håndbok N200 (vegnormal) inneholder blant annet kravsamling for design langs offentlig vei samt sideterreng, mens håndbok V220 (veileder) fungerer som hjelpedokument som understøtter vegnormal (Statens vegvesen, 2021).

Kapittel 0.1.4 i Statens vegvesen håndbok V220 beskriver metode for å håndtere usikkerheter i materialparameterne. Karakteristiske verdier som benyttes for å fastsette sikkerhetsfaktor omgjøres til dimensjonerende verdier, på samme måte som i Eurokode 7. Krav til sikkerhetsfaktor for ulike konsekvensklasser er forankret i Eurokode 0, mens tiltakskategori er fastsatt gjennom TEK17 og NVEs veileder 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred (Statens vegvesen, 2018). Det benyttes tilsvarende partialfaktorer for drenerte- og udrenerte forhold som blir brukt i Bane NORs tekniske regelverk (tabell 9).

2.2 Geotekniske parametere

Geotekniske undersøkelser skal gi grunnlag for bestemmelse av geotekniske parametere. Disse benyttes videre for beregning av skråningsstabilitet, og omfatter følgende (Briaud, 2013):

- Drenerte- og udrenerte styrkeparametere
- Deformasjonsegenskaper
- Grunnvannsforhold
- Permeabilitet

Styrkeparametere

Det refereres til tre former for styrke i et materiale; kompresjon- ekstensjon- og skjærstyrke (Briaud, 2013). Kompresjonsstyrke og ekstensjonsstyrke er materialets egenskap til å motstå henholdsvis kompresjon og ekstensjon. Ved laboratorieundersøkelse måles disse styrkene ved kraft som virker på det tidspunktet prøven går i brudd. I geotekniske undersøkelser vektlegges materialets skjærstyrke høyest (Briaud, 2013). Dette er materialets egenskap til å motstå brudd langs et plan.

Det skilles mellom drenerte- og udrenerte styrkeparametere. Drenerte parametere gjelder for friksjonsmateriale og til dels sand og silt (Wiig, et al., 2019). Dette inkluderer effektiv- kohesjon og friksjonsvinkel, som utgjør skjærstyrken. For utførelse av drenert analyse,

effektivspenningsanalyse, må disse samt grunnvannsforhold være fastslått. Dette er gjeldende for en stasjonær tilstand der poretrykket er utjevnet (Wiig, et al., 2019). For udrenert analyse, totalspenningsanalyse, benyttes udrenert skjærstyrke. Kohesjon og friksjon inngår i analysene med verdi lik null. Metoden forutsetter at materiale har lav permeabilitet og porevanntrykket forblir uendret på kort sikt selv om lasten endres. Dette benyttes for utregning av kortsiktig stabilitet (Wiig, et al., 2019).

Skjærstyrke er resultat av to komponenter. Den ene komponenten er produktet av effektivspenninger som virker på et bruddplan, og friksjonskoeffisienten ($\tan\phi$, der ϕ er friksjonsvinkel). Den andre komponenten er kohesjon, der indre krefter binder partiklene sammen. Begge komponentene er tilknyttet effektivspenningene (Briaud, 2013).

Hvordan krefter beveger seg i et materiale, fra partikkel til partikkel, ble beskrevet av Terzaghi i 1943. Han beskrev dette gjennom prinsippet for effektivspenning (formel 2-2) (Knappett & Craig, 2020):

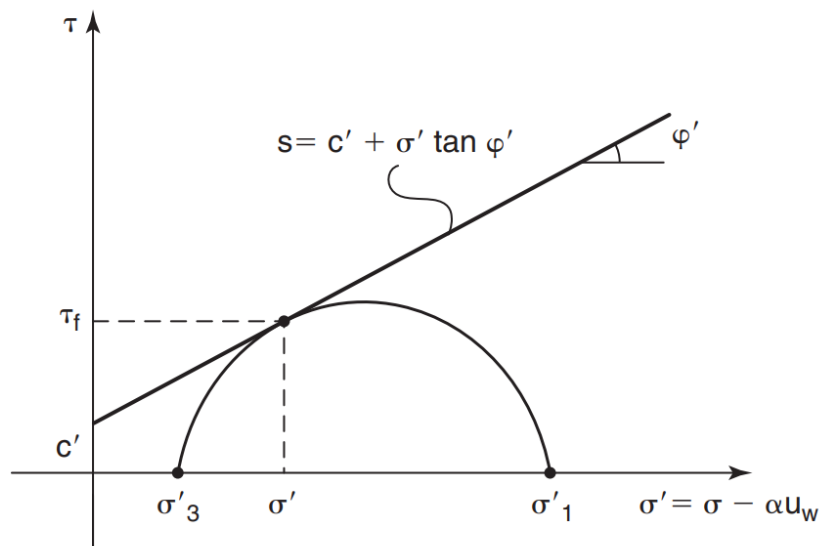
$$\sigma' = \sigma - u \tag{2-2}$$

σ'	Effektiv normalspenning. Spenning transporteres kun gjennom skjelettet på materialet.
σ	Total normalspenning. Kraft per arealenhet som virker gjennom et legeme, normalt på et plan.
u	Poretrykk. Trykk forårsaket av vann i tomrom mellom partiklene.

Skjærstyrken til et materiale kan uttrykkes gjennom Mohr-Coulomb bruddkriteriet (figur 11), som representerer kritisk tilstand. Skjærstyrken beskrives av normale effektivspenninger uttrykt som en lineær funksjon (formel 2-3) (Fossen, 2016):

$$\tau = c' + \sigma' * \tan\phi' \tag{2-3}$$

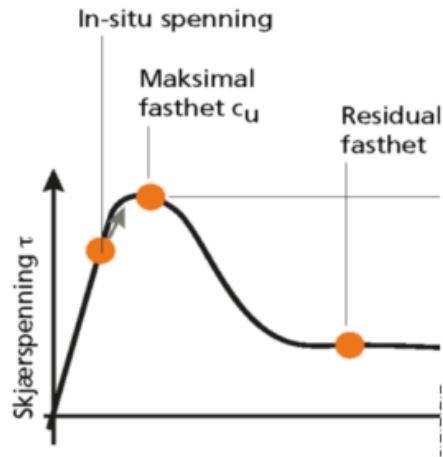
τ	Skjærstyrke
c'	Effektiv kohesjon
σ'	Effektiv normalspenning
φ'	Effektiv friksjonsvinkel



Figur 11: Mohr-diagram, der kritisk bruddkriteriet representeres av s (skjærstyrke) (Briaud, 2013).

I Mohr-diagram (figur 11) representerer x- og y-aksen henholdsvis normal effektivspenning og skjærspenning. σ'_3 og σ'_1 representerer henholdsvis minste og største effektive normalspenningsakse. Bruddlinjen gjenspeiler vinkel på effektiv friksjonsvinkel, og skjæringspunkt mellom bruddlinje og y-akse viser materialets kohesjon. Dersom bruddsirkelen ligger under bruddlinjen er materialet stabilt, mens brudd oppstår når et punkt på bruddsirkel treffer bruddlinje. Dette punktet indikerer maksimal skjærstyrke (Briaud, 2013).

Dersom påført spenning fortsetter etter maksimal skjærstyrke er nådd, vil materialet gradvis gå mot residual styrke. For sprøbruddmaterialer vil det bli en betydelig reduksjon i skjærfasthet etter maksimal skjærstyrke er nådd (Wiig, et al., 2019) (figur 12). Dette omtales som omrørt skjærstyrke, og kan benyttes for å fastslå sensitiviteten på leire.

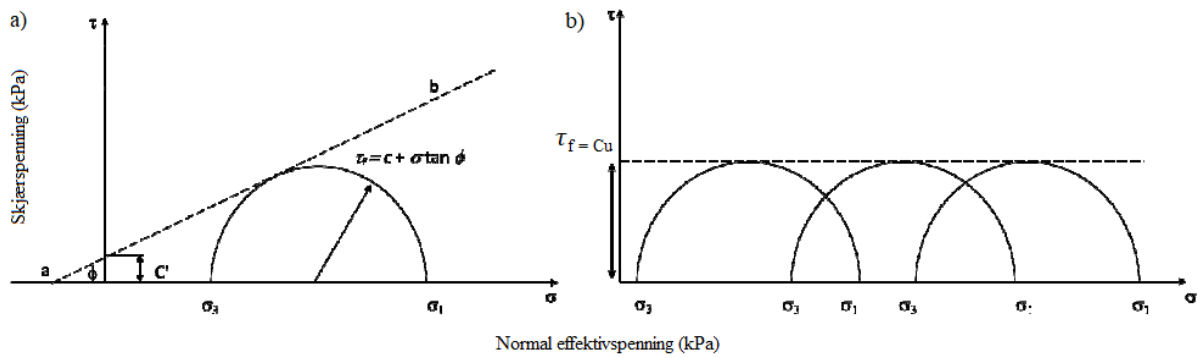


Figur 12: Reduksjon i skjærstyrke etter maksimal skjærstyrke er oppnådd (Wiig, et al., 2019).

I en drenert situasjon skjærer bruddlinje origo i tilfeller med kohesjonsløse materialer (figur 13a). For et kohesivt materiale representeres kohesjon langs y-aksen og indikerer punktet på aksene bruddlinjen skjærer gjennom. Stigningstall på bruddlinjen indikerer friksjonsvinkel. Følgende gir økende skjærstyrke ved økt effektivspenning. For udrenert tilfelle vil friksjonsvinkel være lik null (figur 13b), og skjærstyrken representeres av en konstant, horisontal linje. Skjæringspunkt langs y-aksen indikerer skjærstyrke, c_u . c_u uttrykkes i formel 2-4 (Ekawita, et al., 2015):

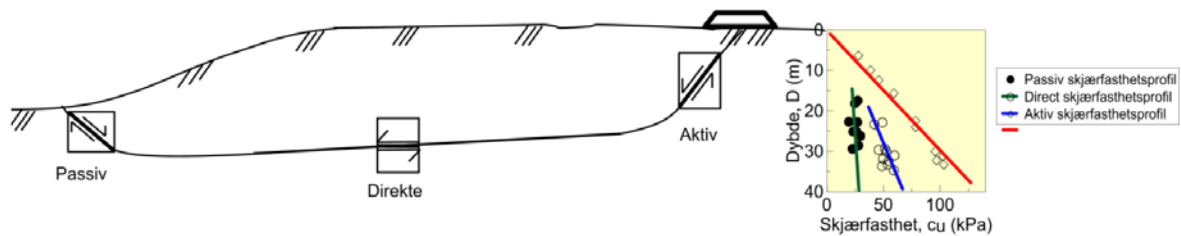
$$\tau_f = c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \tag{2-4}$$

τ_f	Maksimal skjærstyrke
σ_1	Største normale spenningsakse
σ_3	Minste normale spenningsakse

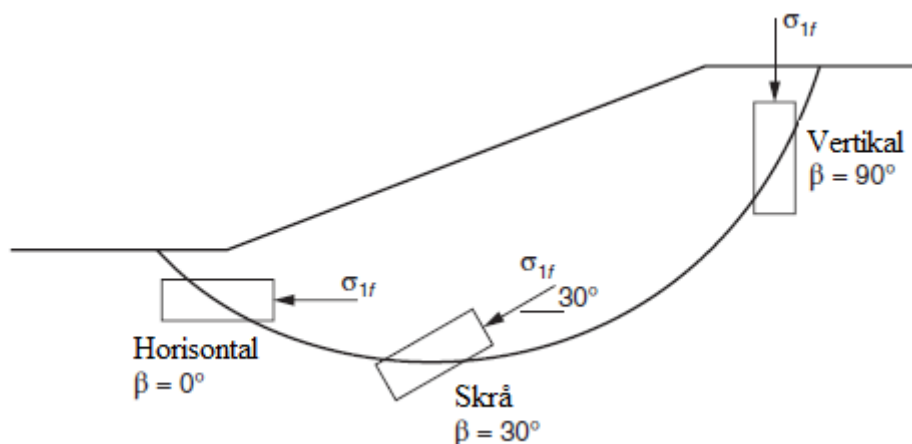


Figur 13: Bruddsirkele for drenert- (a) og udrenert situasjon (modifisert fra Huang 2014).

Anisotropi referer til de fysiske egenskapene til et materiale i forskjellige retninger (Thakur, et al., 2014). Udrenert skjærstyrke for leire omtales som anisotrop, som vil si at skjærstyrke kan relateres til spenningstilstand in-situ, spenningshistorie og mineralogi og avsetningshistorie (Duncan, et al., 2014). Mineralogi og avsetningshistorie avgjør lagringsstruktur på leirmineralene, og omtales som orienteringseffekt (Thakur, et al., 2014). Udrenert skjærstyrke langs en kritisk glideflate bestemmes av orientering på tøyning i forhold til orientering på spenninger in-situ og tidligere spenninger, samt i forhold til orienteringseffekten (Thakur, et al., 2014).



Figur 14: Aktiv, passiv og direkte spenningstilstand langs glideflate. Til høyre vises skjærstyrke for de ulike tilstandene (Thakur, et al., 2014).



Figur 15: Orientering på største spenningsakse langs bruddplan for de ulike tilstandene (modifisert fra Duncan, et al., 2014).

De ulike spenningstilstandene langs en skjærflate (figur 14 og 15) deles inn i aktiv, direkte og passiv. I aktiv sone er største spenningsakse vertikal, og leire har alltid høyest skjærstyrke under slik tilstand. Tilsvarende lavest skjærstyrke i passiv sone, der største spenningsakse er horisontal (Duncan, et al., 2014; Thakur, et al., 2014). For beregning av gjennomsnittlig skjærstyrke langs et skjærplan er det viktig å ta hensyn til orientering på tøyning samt spenningstilstand. Anisotropifaktorene forkortes ADP-faktorer og formel 2-5 kan benyttes for beregning av gjennomsnittlig skjærstyrke med hensyn på anisotropi (Thakur, et al., 2014):

$$\bar{S}u = Su_A * \left(a \frac{Su_A}{Su_A} + d \frac{Su_D}{Su_A} + p \frac{Su_P}{Su_A} \right) \quad (2-5)$$

a, d, p	Andel av skjærflaten (aktiv, direkte og passiv), der $a+b+c=1$
Su_A	Aktiv skjærstyrke
Su_D	Direkte skjærstyrke
Su_P	Passiv skjærstyrke

Det er gjennom "Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire" gjort undersøkelser på hvilke egenskaper som påvirker anisotropifaktorene (Thakur, et al., 2014). Undersøkte korrelasjonsparametere er plastisitetsindeks, naturlig vanninnhold, tidligere spenningsforhold

(overkonsolideringsgraden), leirinnhold og sensitivitet. Ifølge rapporten viser plastisitet nær tilknytning til leirens anisotropiforhold. Høyere plastisitet indikerer høyere anisotropifaktorer. Plastisitetsindeks er differanse mellom flyte- og utrullingsgrense (formel 2-6) (Thakur, et al., 2014):

$$I_p = w_l - w_p \quad (2-6)$$

I_p	Plastisitetsindeks
w_l	Flytegrense
w_p	Utrullingsgrense

Deformasjon

Deformasjon er en forandring som har skjedd i et materiale fra opprinnelig- til endelig tilstand grunnet ytre påvirkninger, og innebærer form- og volumforandringer (Fossen, 2016). Et materiale er under påvirkning av tre primærspenninger i x-, y- og z-retning. Dersom primærspenningene ikke er ekvivalente vil skjærtøyning oppstå. Dette kan forekomme både med og uten volumforandring. Volumforandring forekommer ved positiv- og negativ deformasjon, der positiv deformasjon forårsaker svelling (økt volum) og negativ deformasjon forårsaker setning (forminsket volum) (Fossen, 2016).

Et materiale kan ha elastisk eller plastisk oppførsel. Et elastisk materiale kan deformere ved påført spenning, men gå tilbake til opprinnelig tilstand når spenningen avtar. Grunnen til dette er at atombindinger kun strekkes, og ikke brytes (Fossen, 2016). Et plastisk materiale vil etter påført spenning oppleve irreversibel forandring i form og/eller volum. Økning i spenning kan pågå helt til materialet går i brudd, og fasthet avtar (flytegrense) (Fossen, 2016). Ved undersøkelse av stabilitet er det viktig å vite hvor mye deformasjon jorda tåler (Turner & Schuster, 1996). Deformasjon påvirker også andre geotekniske aspekter enn kun stabilitet, da det kan forårsake skader på byggverk og infrastruktur. Dette er særlig forbundet med volumforandringer, som innebærer svelling og setning.

I geoteknikk omtales konsolidering som en gradvis volumreduksjon i et vannmettet materiale av lav permeabilitet. Dette er grunnet forandring i effektivspenninger (Knappett & Craig, 2020). Konsolidering er nært tilknyttet prehistoriske spenningsforhold, som kan benyttes for å

innhente kunnskap om jordas styrkeparametere in-situ. Det skilles mellom normal- og overkonsoliderte jordarter (Briaud, 2013). Normalkonsoliderte jordarter har aldri før vært utsatt for større vertikale effektivspenninger enn for dagens spenningstilstand. For overkonsoliderte jordarter har vertikale effektivspenninger i forhistorisk tid vært større enn dagens spenningstilstand, men overliggende masser kan over tid ha blitt erodert bort og vertikaltrykk har avtatt (Briaud, 2013).

Grad av overkonsolidering uttrykkes som følger i formel 2-7 (Karlsruud, et al., 2005). $OCR = 1$ indikerer normalkonsolidering og $OCR = 5$ indikerer sterkt overkonsolidert.

$$OCR = \frac{p_c'}{\sigma_{v0}'} \quad (2-7)$$

p_c'		Effektiv forkonsolideringsspenning
σ_{v0}'		Effektiv vertikalspenning in-situ

OCR er en av parameterne benyttes i ulike korrelasjoner for bestemmelse av skjærstyrke i udrenert leire (Karlsruud, et al., 2005; Paniagua, et al., 2019).

Grunnvann- og dreneringsforhold

Tilstedeværelse av vann i grunnen påvirker poretrykket, som anses som et av nøkkelparameterne for å fastslå grunnens styrke (Knappett & Craig, 2020). Det er viktig å ha kunnskap om både vannets statiske tilstand, og når det er i bevegelse. Poretrykk måles relativt til atmosfærisk trykk, og det nivået i grunnen der trykket er atmosfærisk omtales som vannspeilet. Under vannspeilet antas jordartene å være vannmettet (Knappett & Craig, 2020). Vannspeilet kan variere grunnet klimatiske forhold og ved inngrep, noe som gjør det særlig viktig å overvåke under byggeprosjekter. Ved en situasjon der poretrykket øker vil effektivspenning avta, som igjen medfører lavere stabilitet.

Poretrykket er en funksjon av energien og tettheten til vannet (Knappett & Craig, 2020). I en statisk situasjon uttrykkes hydrostatisk poretrykk som produktet av vannets tetthet ($9,81 \text{ kN/m}^3$) og dybde under vannspeilet. Dersom poretrykket øker mer eller mindre enn hydrostatisk situasjon omtales dette som henholdsvis pore- overtrykk og undertrykk.

Infiltrasjon er med på å påvirke stabilitet i skråninger (Jørgensen, et al., 2013). Dersom tilførsel av vann i grunnen er større enn avrenning av grunnvann (høy infiltrasjonsevne), vil grunnvannet stige og forårsake et forhøyet poretrykk. Økt poretrykk assosieres med redusert effektivspenning som gir lavere stabilitet (Jørgensen, et al., 2013). I et lukket dreneringssystem, der infiltrasjonsevnen er lav, vil tilskudd av vann legge seg på overflaten. Overflateavrenning medfører erosjon, som kan endre geometrien på skråningen (Duncan, et al., 2014).

Permeabilitet omtales som gjennomstrømmelighet, og for en jordart er dette evnen til å transportere væske (Duncan, et al., 2014). Dersom vann bruker lang tid på å trenge gjennom et materiale kan dette skyldes lav permeabilitet. Slike jordarter består ofte av små partikler og små porerom mellom partiklene (Knappett & Craig, 2020). I en slik jordart kan endringer i poretrykk forekomme med lokale lastendringer. Grunnet lav permeabilitet vil ikke poretrykket utjevne seg umiddelbart. Uønskede situasjoner kan oppstå dersom økt last fører til økt poretrykk og redusert effektivspenning. Udrenert analyse, totalspenningsanalyse, blir derfor benyttet for å anslå kortsiktig stabilitet, ofte relatert til byggeprosesser (Briaud, 2013). For friksjonsjordarter med høy permeabilitet vil en tilsvarende poretrykksforandring ved lastendring kunne utjevnes raskere. Drenert analyse, effektivitetsanalyse, benyttes derfor for å anslå langsiktig stabilitet.

Stabilitetsanalyser

Stabilitetsanalyser benyttes for dokumentasjon av tilfredsstillende sikkerhet mot brudd. Valg av analysemetode bestemmes ut ifra grunnforhold og hensikt med undersøkelse. Dersom langtidstabilitet skal beregnes foretas det effektivspenningsanalyse, der drenerte styrkeparametere inngår. For beregning av robusthet benyttes udrenerte parametere i en totalspenningsanalyse. Denne sier noe om sikkerheten på kort sikt, og blir benyttet blant annet i byggeprosjekter der lastendringer kan være kritiske for stabiliteten (Wiig, et al., 2019).

Effektivspenningsanalyse

Effektivspenningsanalyse kan benyttes for analyse av friksjonsmasser (høy permeabilitet), eksempelvis sand, grus og sprengstein (Statens vegvesen, 2018). Lastendringer vil ikke påvirke poretrykk nevneverdig grunnet god drenering i materialet. Det kan også foretas effektivspenningsanalyse der jordarter med lavere permeabilitet, som leire, inngår. Dette gjelder for situasjon der det er antatt at lastendringer ikke vil forekomme, og det er en stabil spenningstilstand (Wiig, et al., 2019). Dette kan eksempelvis gjelde for naturlige skråninger der det ikke skal foretas tiltak. Styrkeparametere som inngår i analysen er romvekt, friksjonsvinkel

og kohesjon (Wiig, et al., 2019). Det er gjennom NIFS-rapport 15/2016 (Lyche, et al., 2016) gitt følgende forutsetninger for bruk av effektivspenningsanalyse.

- Tilnærmet stasjonær spenningstilstand, der poretrykkets naturlige variasjon grunnet klimatiske forhold er medregnet.
- Grundig undersøkelser av poretrykksfordeling er foretatt.
- Det skal ikke være erosjon som forverrer sikkerheten, da plutselige lastendringer kan endre spenningstilstand.
- Bestemmelse av tyngdetetthet og styrkeparametere i henhold til NVE-rapport 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred.
- Tilstrekkelig sikkerhet mot udrenert brudd grunnet uforutsette hendelser ($F_{cu} \geq 1,20$).

Totalspenningsanalyse

For ikke-permanente situasjoner er det relevant å undersøke robusthet (Statens vegvesen, 2018). Dette er situasjoner der lastendringer, ved tilførsel eller utgravning av materiale, fører til en endring i poretrykk. Grunnet lav permeabilitet vil det ta tid før poretrykket stabiliseres. Dette kan føre til kritisk situasjon da et poreovertrykk reduserer stabiliteten. Det er spesielt viktig å ha kontroll på korttidssikkerhet i byggeprosesser, da det typisk utføres terrenginngrep. Udrenert brudd kan også oppstå i en naturlig skråning ved at erosjon fjerner materiale og dermed også stabiliserende vekt.

Parametere som inngår i en totalspenningsanalyse er romvekt, udrenert skjærstyrke og anisotropifaktorer. Dersom det eksisterer lag bestående av friksjonsjordarter, som tørrskorpe, sandlag og fyllmasse, skal drenerte parametere benyttes for disse lagene.

2.2.1 Felt- og laboratorieundersøkelser

Hensikten med gjennomføring av felt- og laboratorieundersøkelser er å få informasjon som kan bidra til trygge og kostnadseffektive geotekniske design (Knappett & Craig, 2020). De ulike undersøkelsene kan bidra med informasjon om blant annet lagdeling, tykkelse på lag, lateral utstrekking i ulike lag, dybde til berg, jordartenes fysiske egenskaper og grunnvannsforhold. I tillegg er det mulig å foreta prøvetakning i fast fjell (Knappett & Craig, 2020). Rådata som hentes ut korreleres og tolkes, og kan benyttes som inngangsparametere i ulike analyser. Undersøkelsesmetodene beskrevet nedenfor er metoder som er vanlig å benytte i Norge.

Feltundersøkelser

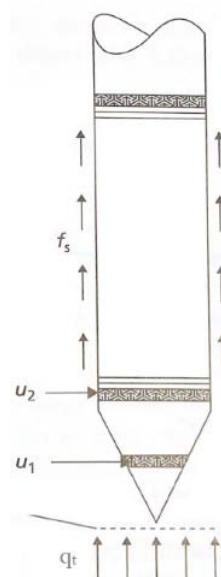
Geotekniske feltundersøkelser kan gjennomføres med bruk av en borrhogg, og det finnes ulike metoder for ulike formål. Relevante undersøkelser for denne studien er total- og trykksonderinger, nedsetting av poretrykksmålere og prøvetakning.

Totalsondering

Totalsondering benyttes for bestemmelse av lagdeling i løsmasser og dybde til berg. En borkrone med stålstenger presses ned med hastighet på 20 ± 4 sekunder per meter, med rotasjon på 25 ± 5 omdreininger per minutt (Statens vegvesen, 2014). Ved forhøyet motstand som reduserer nedpressingshastigheten må økt rotasjon benyttes. Dersom nedpressingshastighet ikke kan opprettholdes ved økt rotasjon, eksempelvis ved påtreff av grovere masser og berg, benyttes spyletrykk og eventuelt borhammer. Ved tre meters innboring i fast fjell kan bergnivå bekrefte. Boreparametere registreres og kan leses av i bordiagram (Statens vegvesen, 2014).

Trykksondering

Trykksondering med måling av poretrykk omtales ofte som CPTU (Cone Penetration Test Undrained), og kan foretas med elektroniske- eller akustiske målinger (Statens vegvesen, 2014). En spiss presses ned med en hastighet på 20 mm/s. Spissmotstand (q_t), sidefriksjon (f_s) og poretrykk på- og på baksiden av spissen (henholdsvis u_1 og u_2) avleses (figur 16) (Knappett & Craig, 2020). Måledataen kan benyttes i en evaluering av lagdeling, jordarter, jordarters mekaniske egenskaper og poretrykk (Statens vegvesen, 2014).



Figur 16: Spiss for trykksondering (modifisert fra Knappett & Craig, 2020).

Poretrykksmålere

Poretrykksmålere settes ned for å måle og logge in-situ poretrykk over tid. En spiss med tilhørende kabel presses ned til ønsket dybde. Kabelen går opp til overflaten gjennom forlengelsesrør, og benyttes for avlesning. På spissen er det montert en elektronisk trykkgiver (Statens vegvesen, 2014). Det installeres ofte flere poretrykksmålere i samme punkt med ulike dybde. På den måten kan poretrykksforholdene i hele profilet overvåkes.

Prøvetakning

Hensikten med prøvetakning i løsmasser er å hente ut materiale for laboratorietesting. Metoden kan inndeles i tre kategorigrupper; uforstyrret, forstyrret og omrørt (Standard Norge, 2020). Forstyrret og omrørt prøvetakningsmetode kan utføres der det kun er interessant å klassifisere jordarter. Dersom styrke- og deformasjonsparametere skal bestemmes er det nødvendig å foreta uforstyrrede prøver (Statens vegvesen, 2014). Prøvene hentes opp ved å presse ned en sylinder med stempel i enden, vanligvis med diameter mellom 54 mm og 76 mm, til ønsket dyp. Deretter kan blant annet spyletrykk benyttes for å presse sylindren ned og avskjære prøve. Prøven er avskåret når stempelet er i toppen av sylindren, og den kan trekkes forsiktig opp til overflaten. I situasjoner hvor det er spesielt viktig med høy prøve kvalitet kan blokkprøves benyttes. En slik prøve har typisk diameter på 250 mm og høyde på 350 mm. Det eksisterer også en miniblokkprøvetaker, med diameter på 150 mm. Metoden er omfattende, og brukes kun i spesielle tilfeller (Statens vegvesen, 2014).

Laboratorieundersøkelser

Laboratorieundersøkelser gjennomføres på prøver hentet ut i felt. Jordarter kan identifiseres og klassifiseres, og nøyaktige in-situ egenskaper til jordparametere bestemmes. Undersøkelser med prøvetakning og påfølgende laboratorietesting er tidkrevende, og det er ofte begrenset hvor stort omfang som er gjennomførbart. Et utvalg relevante tester for denne studien forklares.

Treaksialforsøk

Treaksialforsøk kan utføres for bestemmelse av jordas skjærstyrkeparametere. Forsøket gjennomføres ved å plassere uforstyrret prøvemateriale inn i en gummimembran. Deretter påføres prøven trykk tilsvarende in-situ spenninger (konsolidering) (Statens vegvesen, 2016). Når dette er oppnådd skal prøven påføres belastning til brudd. Dette kan gjøres på to måter (Fauskerud, et al., 2012):

- Aktivt, anisotropt konsolidert, udrenert treaksialforsøk (CAUA)

- Passivt anisotropisk konsolidert, udrenert treaksialforsøk (CAUP)

For et CAUA-forsøk holdes de horisontale spenningene konstante mens det påføres vertikal belastning med tøyningshastighet på 2 % per time (Statens vegvesen, 2016). Testen pågår helt til prøven går i brudd. Ved et CAUP-forsøk skal spenning vertikalt avlastes med tøyningshastighet på 1,5 % per time, mens de horisontale spenningene holdes konstante. Måledata for begge metodene fremstilles i diagram som viser maksimal skjærspenning mot aksialtøyning og utvikling i poretrykk mot aksialtøyning (Statens vegvesen, 2016).

Ødometerforsøk

Ødometerforsøk gjennomføres for å bestemme jordas deformasjonsegenskaper. En prøve plasseres på innsiden av en stålring og utsettes for belastning i vertikal retning. Det tillates kun deformasjon i vertikal retning, og stålringen forhindrer utvidelse radially. Belastning og deformasjon registreres. CRS og CRP er to styringer som vanligvis benyttes (Statens vegvesen, 2016). CRS går ut på å påføre trykk med en konstant, lav hastighet. For CRP styres hastigheten automatisk etter kriteriet om et konstant forhold mellom poretrykk i bunn av prøven, og vertikal totalspenning. Resultatet av undersøkelsen er inngangsparametere i beregninger av prekonsolideringspenning (p_c'), permeabilitetskoeffisient (k), spenningsmodul (M) og konsolideringskoeffisienten (c_v) (Statens vegvesen, 2016).

Andre tester

Mindre omfattende tester benyttes for bestemmelse av plastisitetsindeks (I_p) og sensitivitet (S_t). For bestemmelse av plastisitetsindeks må flytegrense (W_L) og plastisitetsgrense (W_P) være gitt (formel 2-6) (Wiig, et al., 2019). Flytegrense bestemmes ved å røre om en prøve til en tilstand der en konus på 60 gram trenger 10 mm inn i materialet når den slippes fra overflaten på prøven. Prøven skal deretter veies før den plasseres i varmeskap for uttørking. Deretter skal den tørre prøven veies på nytt. Flytegrensen er forholdet mellom massen til vannet som ble tørket ut, og tørr prøve (Statens vegvesen, 2016).

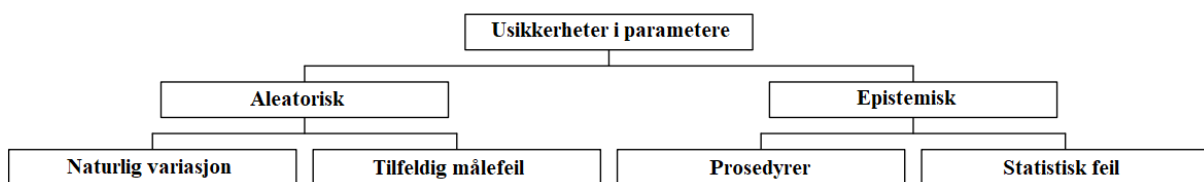
Plastisitetsgrense utføres ved å forme prøvematerialet til en ball. Deretter skal to fingre benyttes for å rulle prøven ut til en jevn tråd. Når tråden oppnår en diameter på 3,2 mm deles den opp i biter, formes til en ball og prosedyren gjentas. Forsøket skal gjentas helt til tråden smuldrer opp. Ved oppsmuldring skal samme prosedyre utføres som ved bestemmelse av flytegrense (Statens vegvesen, 2016).

For å bestemme sensitivitet benyttes konusforsøk. En konus av forhåndsbestemt masse slippes fra overflaten på prøven, og distansen den trenger inn i prøven avleses. Dette gjennomføres tre ganger, der middelvei benyttes. Deretter brukes en kalibreringstabell for å anslå uforstyrret skjærfasthet (c_u). Prøven omrøres og prosedyren gjentas for bestemmelse av omrørt skjærfasthet ($c_{u,r}$) (Statens vegvesen, 2016). Sensitivitet uttrykkes i formel 1-2 (Wiig, et al., 2019).

2.2.2 Usikkerheter relatert til geotekniske parameter

For geotekniske problemstillinger finnes det flere kilder til usikkerheter. Ved ulike analyser må inngangsparametere hentes ut fra felt- og laboratorieundersøkelser, i tillegg til utførelse av erfaringsbaserte tolkninger. Det er også usikkerheter relatert til modeller som benyttes. For å kunne kvantifisere usikkerhetene må de først identifiseres (Baecher & Christian, 2003).

Det finnes to hovedtyper av usikkerhet; aleatorisk og epistemisk (figur 17) (Garzón, et al., 2015). Naturlig usikkerhet, blant annet iboende variasjon i jordparameterne, refereres til som aleatorisk. En slik type usikkerhet kan ikke reduseres eller elimineres (Nadim, 2007). Epistemisk usikkerhet er tilknyttet mangel på kunnskap og informasjon. Dette innebærer blant annet usikkerhet relatert til innhenting av data, kalkuleringer, modellusikkerhet og statistisk usikkerhet (Nadim, 2007). Med bedre kunnskap kan epistemisk usikkerhet reduseres. Forbedring av metoder og modeller kan også ha effekt.



Figur 17: Typer av usikkerheter, og usikkerhetskilder relatert til disse (modifisert fra Jones, et al., 2002)

Naturlig variasjon

Jordarter innehar naturlig iboende variasjon, og for samme type jordart kan egenskaper variere fra lokalitet til lokalitet, selv på små områder. Denne heterogeniteten er tilknyttet komplekse geologiske prosesser som har pågått over tid (Jaksa, 2006). Faktorer som påvirker materialegenskaper er sedimentering, forvitring og erosjon, klima, organismer, strukturelle

prosesser, lagdeling, stresshistorie og tid. I tillegg kan opprinnelig materiale (før forvitring/erosjon) som jordartene stammer fra, ha innvirkning (Jaksa, 2006).

Tilfeldig målefeil

Denne kilden til usikkerhet er relatert til en ukjent hendelse i for eksempel en grunnundersøkelse. Dette er altså ikke forårsaket av feil på måleutstyr, men heller noe uforutsigbart som har innvirkning på grad av usikkerhet (Jones, et al., 2002). Dette kan eksempelvis forekomme ved en irregularitet i grunnen, som ikke kan sidestilles med naturlig variasjon.

Prosedyrer

De to foregående kildene til usikkerhet (naturlig variasjon og tilfeldig målefeil) er ikke mulig å redusere eller eliminere. For ulike prosedyrer kan det derimot gjøres tiltak for å få ned usikkerheten. Denne kilden til usikkerhet inkluderer innhenting av data i felt og på laboratorium, transformasjon av data og beregninger.

Ved felt og laboratorieundersøkelser finnes det flere kilder til usikkerheter. Disse kan relateres til utstyr, menneskelige faktorer og prosedyrer for undersøkelser (Prästings, 2019). Dersom det er feil med utstyr, eller at utstyr ikke er kalibrert, vil dette være kilder til usikkerhet. I tillegg kan utstyr fra forskjellige leverandører avvike noe i forhold til hverandre. Menneskelige faktorer kan inkludere ugunstig valg av plassering av en grunnundersøkelse, eller ugunstig valg av testmetode. Dersom prosedyrer for undersøkelser ikke er standardisert, kan testresultat avvike ut ifra hvem som foretar testen, noe som vil gi feilkilder. Ved prøvetakning er det viktig at prøvene behandles med forsiktighet. Dersom disse under noen omstendighet opplever å bli forstyrret kan dette påvirke resultater fra laboratorieundersøkelser (Prästings, 2019).

Usikkerhet relatert til transformasjon av data har opphav i hvordan data behandles fra det hentes ut til det inkluderes som inngangsparametere i beregning (Prästings, 2019). Data hentes ut med forskjellige undersøkelser foretatt i felt eller på laboratorium ved hjelp av forskjellige tester og utstyr. Videre benyttes forskjellige metoder for å omgjøre avlest verdi til en parameter. Til dette kan blant annet ulike korrelasjoner benyttes, og denne transformasjonen kan være opphav til feilkilder (Prästings, 2019).

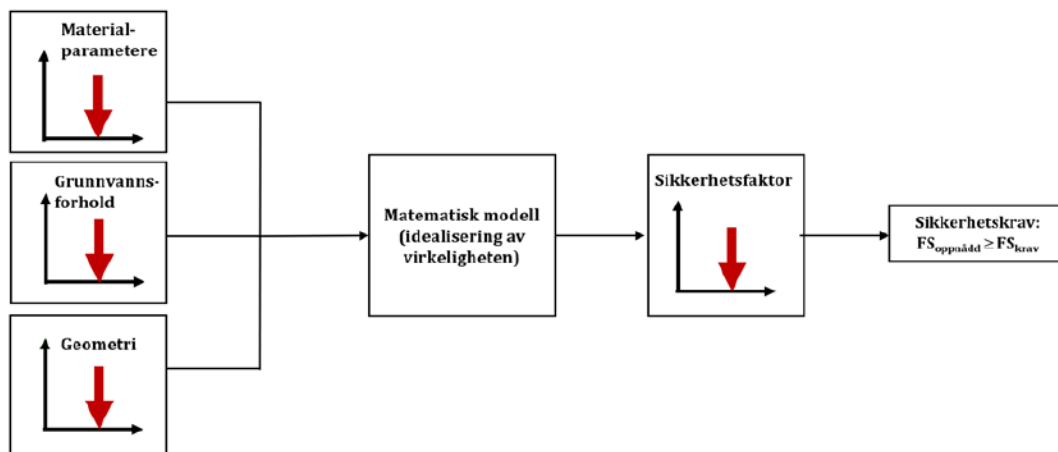
Etter bestemmelse av inngangsparametere benyttes tradisjonelt konvensjonelle beregningsmodeller for antagelse av sikkerhet. Disse er forenklet fra virkeligheten og kan derfor være oppgav til feilkilder.

Statistisk feil

Statistisk metode har som hensikt å bruke et utvalg data til å representere de faktiske forhold. For å få et representativt utvalg er det derfor nødvendig med tilstrekkelig med målinger (Prästings, 2019). For tilfeller med få målinger vil det kunne være stor usikkerhet relatert til datasettet. Grunnundersøkelser er kostbart, og dersom det foreligger tidligere undersøkelser fra samme område kan denne dataen inkluderes. En økning av data i statistisk analyse vil igjen redusere usikkerheten.

2.3 Deterministisk stabilitetsanalyse

En deterministisk tilnærming til problemstillinger relatert til stabilitet i grunnen baserer seg på å beregne laveste sikkerhetsfaktor, forholdstallet mellom stabiliserende og drivende krefter (Hunt, 1986). Dette er den mest anvendte metoden for stabilitetsberegninger (Griffiths & Lane, 1999). Karakteristiske verdier av stokastiske (tilfeldige) variabler blir betraktet, og det benyttes vanligvis konservative verdier for å ta høyde for usikkerheter i materialeegenskapene (Pereira & Caldeira, 2013). Geotekniske parametere, grunnvannsforhold og geometri av skråning inngår i en matematisk modell for beregning av sikkerhetsfaktor (figur 18).



Figur 18: Utførelse av deterministisk analyse, der karakteristiske verdier er inngangsparametere i en modell. Sikkerhetsfaktor beregnes fra forholdet mellom motvirkende og drivende krefter.

Det eksisterer ulike metoder for utførelse av deterministiske analyser, blant annet endelig elementmetode (FEM – Finite Element Method) og grenselikevektmetoden (LEM – Limit Equilibrium Method), der grenselikevektmetoden er mest foretrukne for de fleste

problemstillinger innen tradisjonell geoteknikk (Li, et al., 2019; Hunt, 1986). Metoden er også mest relevant for denne studien.

Formålet med grenselikevektmetoden er å identifisere glideflate med antatt lavest sikkerhetsfaktor. Det er antatt at en eventuell utglidning mest sannsynlig forekommer langs denne flaten (Duncan & Wright, 2005). Glideflaten med lavest sikkerhetsfaktor gitt gjennom grenselikevektmetoden trenger ikke nødvendigvis å være ustabil. Drivende og motvirkende krefter evalueres, og skråningen er stabil frem til mobiliserte skjærspenninger langs et glideplan overgår tilgjengelig skjærstyrke. Skjærkreftene er et resultat av tyngdekraftene, som er en funksjon av materialvekt, skråningshelling, dybde til kritisk bruddplan og i noen tilfeller skråningshøyde. Forholdstallet mellom drivende og motvirkende krefter representeres av sikkerhetsfaktoren. En verdi større enn 1 indikerer at skråning er stabil, mens 1 indikerer likevekt (Hunt, 1986). Sikkerhetsfaktor uttrykkes i formel 2-8:

$$f_s = \frac{\tau_f}{\tau_{eq}} \quad (2-8)$$

τ_f	Tilgjengelig skjærstyrke langs bruddplan
τ_{eq}	Skjærspenning som kreves for å holde system i likevekt

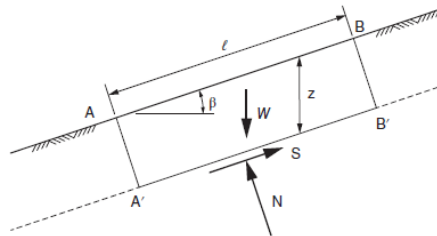
Ved utførelse av grenselikevektmetoden for stabilitetsberegning kan det benyttes to ulike tilnærminger for å tilfredsstille statisk likevekt (Duncan, et al., 2014).

- "Single free-body method"
- Lamellemetoden

2.3.1 "Single free-body method"

I denne metoden betraktes en homogen masse over glideflate, som én enhet. Krefter som virker på et legeme kan her presenteres i et belastningsdiagram. Det eksisterer ulike metoder for å beregne likevekt på et legeme, blant annet "Infinite slope method" (tilnærming for uendelig glideflate) og "Swedish Circle" (Duncan, et al., 2014).

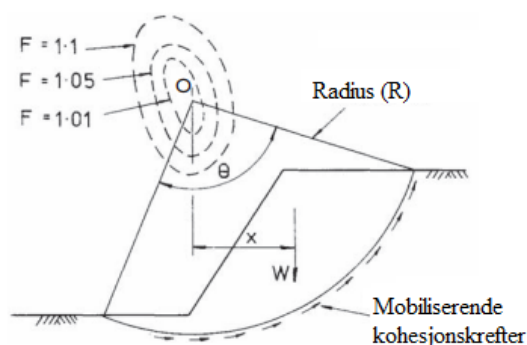
For "Infinite slope method" er det antatt at skråning og glideflate er uendelig, og at glideflaten er parallell med helning på skråningen (figur 19) (Taylor, 1948). Spenninger vil derfor være lik på alle plan som er perpendikulær til helning på skråning (angitt som A og A', B og B' i figur 19).



Figur 19: Belastningsdiagram for "Infinite slope method" (Duncan, et al., 2014).

Ved anvendelse av "Swedish circle method" er det antatt en sirkulær glideflate med statisk moment i senter av sirkelen (figur 20). Friksjonskraft er antatt å være lik 0, og skjærkrefter består av kohesjon i materialet (Duncan, et al., 2014). Elementer som inkluderes i beregning av sikkerhetsfaktor er gjennomsnittlig skjærstyrke langs bruddplan (s), radius fra senter av sirkel og til bruddsirkel (R), vinkel relatert til lengde på glideflate (θ), vekt på masse over glideplatt (W) og horisontal distanse fra senter av sirkel til senter av glideflate (x) (formel 2-9) (Chowdhury, et al., 2010):

$$F = \frac{s * R^2 * \theta}{W * x} \quad (2-9)$$

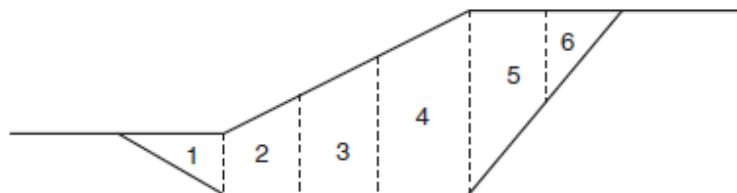


Figur 20: Belastningsdiagram for "Swedish circle method" for en spesifikk bruddsirkel (modifisert fra Chowdhury, et al., 2010).

2.3.2 Lamellemetoden

For beregning av stabilitet i inhomogene masser med irregulære helningsvinkler benyttes mer avanserte analysemetoder, sammenlignet med metodene benyttet for "single free body method" (Chowdhury, et al., 2010). Lamellemetoden går ut på å dele inn skråningen i skiver og gjøre beregninger for hver av skivene i stedet for hele glideflaten. Flere metoder eksisterer, blant annet "Ordinary method of slices", "Bishop simplified method", "Janbu's generalised method" og "Morgenstern and Price method" (Chowdhury, et al., 2010). Metodene varierer grunnet ulik bruk av antall tilfredsstilte likevektlikninger (vertikal kraftlikevekt, horisontal kraftlikevekt og momentlikevekt), samt ulik tilnærming til interne krefter mellom skivene (Duncan, et al., 2014). Uavhengig av metode som benyttes utføres fem trinn for identifisering av kritisk bruddflate og tilhørende sikkerhetsfaktor (Li, et al., 2019):

1. Anta form på potensiell kritisk bruddflate (sirkulær eller ikke-sirkulær).
2. Del opp skråningen i et begrenset antall vertikale lameller (skiver) (figur 21). Bunnen av skivene skal være tilsvarende bunnen av bruddsirkelen, mens toppen av skivene begrenses til jordoverflaten. Hver av skivene behandles som et stivt legeme under påvirkning av blant annet tyngdekraft, krefter mellom skivene og krefter fra underliggende materiale. Også ytre krefter, som terrenglast, må tas hensyn til.
3. Regn ut sikkerhetsfaktor for gjeldende potensielle bruddflate.
4. Gjenta steg 1-3. Flere forsøk vil gi et høyere antall potensielle bruddflater.
5. Glideflaten med lavest sikkerhetsfaktor antas å være kritisk bruddflate.

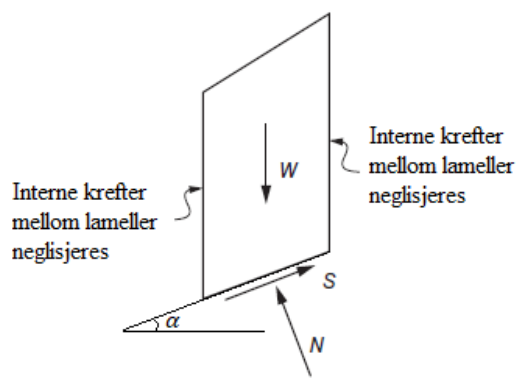


Figur 21: Inndeling av lameller langs et glideplan (Duncan, et al., 2014).

Metoden kan ikke benyttes for å identifisere potensielle retrogressive skred, skred som beveger seg bakover i terrenget etter initialskred er utløst (Hunt, 1986). Dette er typisk forplantningsmekanisme for kvikkleireskred, derav betegnelsen områdeskred (Wiig, et al., 2019). Metoden kan derimot identifisere kritiske bruddflater slik at tiltak kan gjøres for å hindre initialskred.

Ordinary method of slices

For metoden er det antatt en sirkulær glideflate der momentlikevekt til sentrum av bruddsirkelen er tilfredsstilt. Interne krefter som virker mellom lamellene er neglisjert (figur 22).



Figur 22: Krefter som virker på en lamell ved "Ordinary method of slices" (modifisert fra Duncan, et al., 2014).

Uttrykk for sikkerhetsfaktor for henholdsvis total- og effektivspenningsanalyse (formel 2-10 og 2-11) er utledet fra total momentlikevekt (Duncan, et al., 2014):

$$F = \frac{\sum(c * \Delta l + W * \cos\alpha * \tan\varphi)}{\sum W * \sin\alpha} \quad (2-10)$$

$$F = \frac{\sum[c' * \Delta l + (W * \cos\alpha - \mu * \Delta l * \cos^2\alpha) * \tan\varphi']}{\sum W * \sin\alpha} \quad (2-11)$$

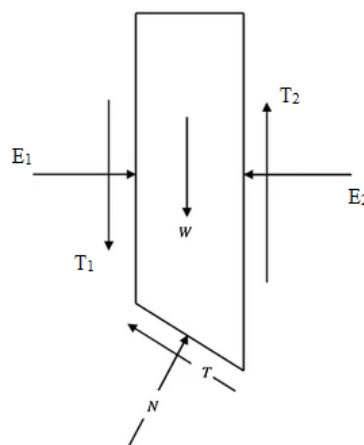
F	Sikkerhetsfaktor
c, c'	Kohesjon og effektiv kohesjon
Δl	Lengde langs glideplan for hver enkelt lamell
W	Vekt
μ	Poretrykk
α	Helningsvinkel
φ, φ'	Friksjonsvinkel og effektiv friksjonsvinkel

Morgenstern and Price method

"Morgenstern and Price method" skiller seg fra "Ordinary method of slices" ved at metoden tilfredsstiller vertikal kraftlikevekt, horisontal kraftlikevekt og momentlikevekt, der interne skjærkrefter mellom lameller er relatert til interne normalkrefter mellom lameller (formel 2-12 og figur 23) (Duncan, et al., 2014):

$$X = \lambda * f(x) * E \tag{2-12}$$

E	Interne normalkrefter mellom lameller
X	Interne skjærkrefter mellom lameller
$f(x)$	Vilkårlig funksjon for interne krefter mellom lameller
λ	Skaleringsfaktor for $f(x)$



Figur 23: Krefter som virker på en lamell ved "Morgenstern and Price method" (modifisert fra Rawat & Gupta, 2016).

Beast-2003

For stabilitetsberegninger i denne studien anvendes Beast-2003. Dette er en modifisert utgave av Morgenstern and Price, hvor det gjøres to antagelser (Clausen, 2003):

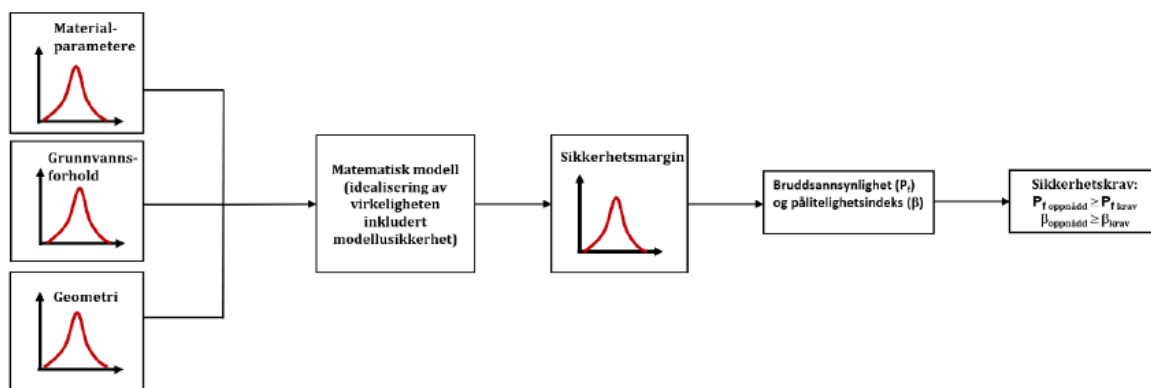
- Materialer som inngår i analysen følger Mohr-Coulomb bruddkriteriet.
- Mobilisert skjærstyrke langs et glideplan er konstant.

2.4 Probabilistiske stabilitetsanalyser

Probabilistiske metoder benytter statistikk og sannsynlighetsteorier for kvantifisering av usikkerheter relatert til stabilitetsanalyse (Lacasse & Nadim, 2013). Usikkerheter blir i konvensjonelle metoder tatt hensyn til ved å benytte konservative verdier, som kan medføre større omfang av stabilitetsforbedrende tiltak enn nødvendig. Ved tilfeller der usikkerheter i parametere påvirker resultatet til stabilitetsberegninger utført deterministisk, kan probabilistiske analyser benyttes for håndtering av usikkerhetene (Lacasse & Nadim, 2013).

Baecher & Christian (2003) beskriver følgende fremgangsmåte for en probabilistisk analyse (figur 24):

- Beregne sikkerhetsfaktor med deterministisk tilnærming.
- Statistisk analyse av inngangsparametere.
- Definere grensetilstandsfunksjonen.
- Beregne sannsynlighet for brudd og pålitelighetsindeks.



Figur 24: Utførelse av probabilistisk analyse, der sannsynlighetsfordelinger av inngangsparametere inngår i en deterministisk modell. Bruddsansynlighet og pålitelighetsindeks beregnes fra sannsynlighetsfordeling av sikkerhetsfaktorer.

Probabilistisk analyse kan anvendes for problemstillinger der en deterministisk modell foreligger (Bæverfjord, et al., 2012). Parametere i en probabilistisk analyse inngår som sannsynlighetsfordelinger med tilhørende forventningsverdi og standardavvik (Chowdhury, et al., 2010). Det er derfor nødvendig å foreta statistisk analyse av parametere som skal inngå i beregninger ved bruk av metoder forklart i kapittel 2.4.3. I stedet for å beregne en sikkerhetsfaktor, er hensikten å estimere sannsynlighet for over- eller underskridelse av en forhåndsdefinert verdi.

Grensetilstandsfunksjon for stabilitetsanalyser er definert ut ifra akseptabel eller uakseptabel tilstand. $G(X) > 0$ indikerer stabil situasjon, og $G(X) \leq 0$ indikerer brudd (Gundersen, et al., 2020). $G(X)$ er en funksjon av alle stokastiske variabler, og definerer bruddkriteriet. Grenselikevektfunksjonen kan uttrykkes på flere måter, og for stabilitetsanalyser kan $G(X) = F - 1$ benyttes (Bæverfjord, et al., 2012).

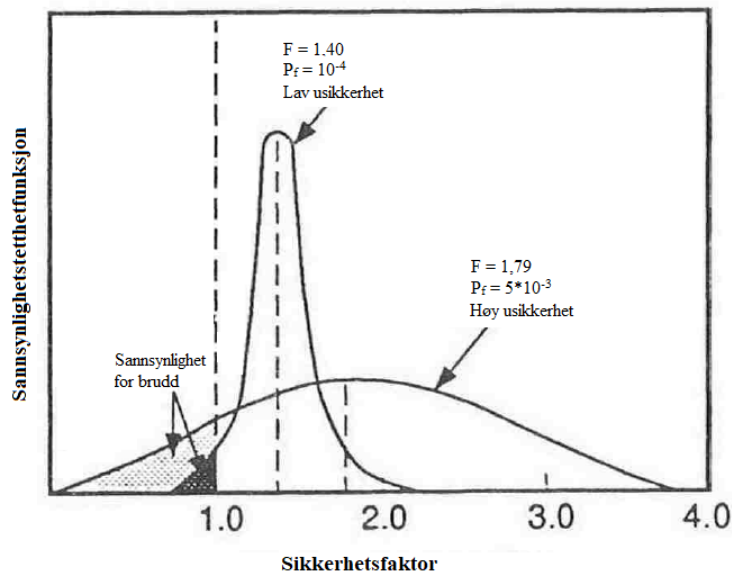
I denne studien skal analysene benyttes for å beregne sannsynlighet for brudd (p_f) og pålitelighetsindeks (β). Det er også mulig å hente ut informasjon om hvilke parameterkombinasjoner som mest sannsynlig fører til brudd, i tillegg til influensfaktorer. Influensfaktorer indikerer hvor mye usikkerheten i hver enkel variabel utgjør av den totale usikkerheten (Bæverfjord, et al., 2012).

For beregning av sannsynlighet for brudd må en sannsynlighetsfordeling av sikkerhetsfaktor med forventningsverdi og variasjon foreligge. Sikkerhetsfaktor lik 1 benyttes som forhåndsdefinert verdi. Sannsynlighet for brudd tilsvarer arealet avgrenset av kurven til tetthetsfunksjonen der $F \leq 1$ (formel 2-13):

$$P(a < X < b) \int_a^b f(x)dx$$

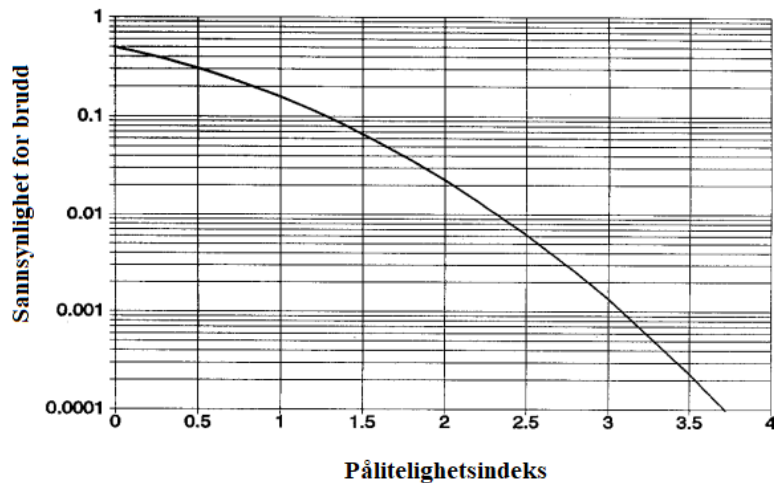
(2-13)

Dersom det foreligger lav grad av usikkerhet kan et tilfelle med lavere forventningsverdi til sikkerhetsfaktor ha lavere sannsynlighet for brudd, enn et tilfelle med høyere grad av usikkerhet og høyere forventningsverdi til sikkerhetsfaktor (figur 25) (Nadim, 2007).



Figur 25: Sannsynlighet for brudd for tilfeller med henholdsvis høy- og lav grad av usikkerhet (modifisert fra Lacasse & Nadim, 2013).

Pålitelighetsindeks beskriver avstand gitt i standardavvik mellom mest sannsynlig sikkerhetsfaktor og kombinasjonen av inngangsparametere som resulterer i brudd. En lavere pålitelighetsindeks korresponderer til en høyere sannsynlighet for brudd (figur 26) (Christian, et al., 1994).



Figur 26: Forhold mellom pålidelighetsindeks og sannsynlighet for brudd (modifisert fra Christian, et al., 1994)

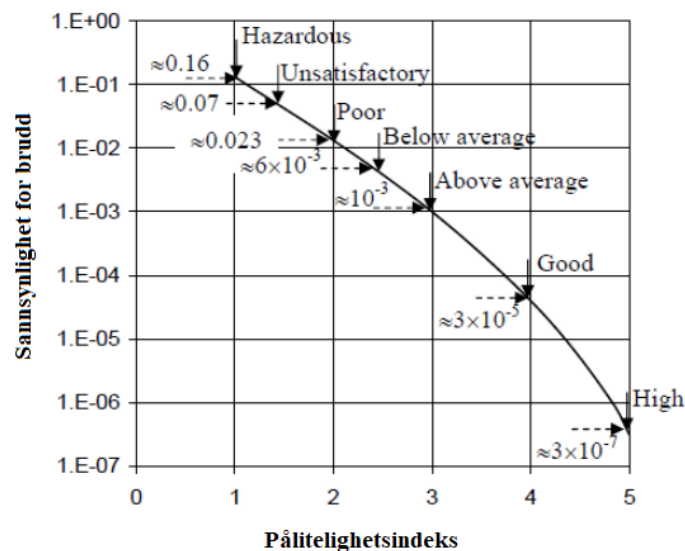
Sannsynlighet for brudd (p_f , formel 2-14) og pålidelighetsindeks (β , formel 2-15) uttrykkes som følger (Chowdhury, et al., 2010):

$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{2-14}$$

$$\beta = \frac{E[F] - 1}{\sigma_F} \tag{2-15}$$

$E[F]$	Forventningsverdi for sannsynlighetsfordeling av sikkerhetsfaktor
σ_F	Standardavvik for sannsynlighetsfordeling av sikkerhetsfaktor
Φ	Standard normalfordelingsfunksjon

Det eksisterer per i dag ikke regelverk eller forskrifter for krav til bruddsannsynlighet og pålidelighetsindeks for geotekniske problemstilling (se kapittel 2.1.1 - regelverk), men det er utarbeidet retningslinjer for anbefalte verdier for beskrivelse av sikkerhet. "U.S. Army Corps of Engineers" utga i 1997 retningslinjer for prosjekter innen geoteknikk og infrastruktur (Srivastava, 2011; USACE, 1997). Et design omtales med "over gjennomsnittet" og "bra" sikkerhet med pålidelighetsindeks på henholdsvis 3 og 4. Tilhørende bruddsannsynlighet ligger på henholdsvis $1 \cdot 10^{-3} \%$ og $3 \cdot 10^{-5} \%$ (figur 27).



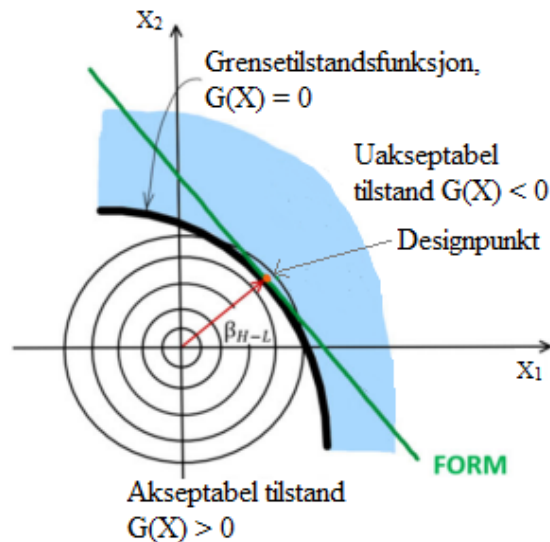
Figur 27: Retningslinjer for indikasjon på sikkerhet basert på bruddsannsynlighet og pålitelighetsindeks (modifisert fra USACE, 1997).

Flere probabilistiske metoder for estimering av pålitelighetsindeks er beskrevet i litteraturen, blant annet FORM og MCS som benyttes i denne studien (Baecher & Christian, 2003). Disse metodene er ifølge Madsen & Egeland (1988) karakterisert som nivå III-metoder. Nivå I-metoder benytter karakteristiske verdier, nivå II-metoder beskriver variabler med middelværdi og standardavvik og nivå III-metoder er fullt probabilistiske. Det vil si uten forenkling forutsetninger (Bæverfjord, et al., 2012).

2.4.1 FORM

FORM-analyse (First Order Reliability Method) har til hensikt å beregne lengde på en vektor mellom origo og et designpunkt, der vektorlengden representerer pålitelighetsindeks (β) (figur 28) (Gundersen, et al., 2020). For å identifisere designpunkt må grensetilstand $G(X) = 0$, ofte representert av en ikke-lineær funksjon, være kjent (Dudzik & Potrzyszcz-Sut, 2021). Det foretas en transformering av fysiske stokastiske variabler til variabler representert i en standard normalfordeling med $\mu = 0$ og $\sigma = 1$, representert i x- og y-aksen i koordinatsystemet (Gundersen, et al., 2020). Deretter utføres en linearisering ved å benytte Taylorpolynom av første orden. Den rette linjen vil tangere grensetilstandsfunksjonen, og korteste avstand mellom designpunkt og origo representeres av en vektor normalt på linjen (Dudzik & Potrzyszcz-Sut, 2021). Når pålitelighetsindeks er kjent kan sannsynlighet for brudd beregnes (formel 2-14). Det er kjent at metoden gir veldig nøyaktig estimat for bruddsannsynlighet i situasjoner der

sannsynlighet for brudd er lav (figur 27, $p_f < 10^{-5} \%$) (Gundersen, et al., 2020; USACE, 1997). I situasjoner der grensetilstandsfunksjon er sterkt ikke-lineær kan nøyaktighet av estimert bruddsannsynlighet reduseres (Morio & Balesdent, 2015). Det kreves lav beregningskraft for utførelse av FORM (Gundersen, et al., 2020).



Figur 28: Grensetilstandsfunksjon med tilhørende lineær funksjon og designpunkt (modifisert fra Dudzik & Potrzezycz-Sut, 2021)

2.4.2 MCS

MCS-analyse (Monte Carlo Simulations) går ut på å kjøre en rekke numeriske simuleringer der tilfeldig genererte verdier av inngangsparametere anvendes for hver simulering. Inngangsparametere som benyttes er forventningsverdi, variasjon og statistisk fordeling for ulike stokastiske variabler (Baecher & Christian, 2003). Resultatet av hver enkel simulering vil gi indikasjon om tilstand er akseptabel eller uakseptabel i forhold til et definert kriterium. For stabilitetsanalyse er kriterium for akseptabel tilstand definert som $F > 1$.

Når et gitt antall simuleringer er gjennomført kan resultatet fremvises i en sannsynlighetsfordeling. Sannsynlighet for brudd (formel 2-16) beregnes ved å dividere antall simuleringer som resulterer i brudd (N_H) med totalt antall simuleringer (N) (Baecher & Christian, 2003):

$$P_f = \frac{N_H}{N}$$

(2-16)

Metoden er enkel å anvende, men krever betydelig beregningskraft. Særlig ved komplekse beregningsmodeller, eller i tilfeller der bruddsannsynlighet er veldig lav (figur 27, $p_f < 10^{-5}$ %) (Gundersen, et al., 2020). Både nøyaktigheten av estimert bruddsannsynlighet og tidsforbruk vil øke med økt antall simuleringer (Phoon & Ching, 2018). Det er hensiktsmessig å benytte et fornuftig antall simuleringer slik at analysen ikke blir for tidkrevende, men gir et representativt resultat. Nowak & Collins (2000) har utredet en formel (formel 2-17) for estimert antall simuleringer (N) krevd for å nå en antatt bruddsannsynlighet ($P_f(\text{antatt})$):

$$N = \frac{1 - P_f(\text{antatt})}{COV_f^2 * P_f(\text{antatt})} \quad (2-17)$$

COV_f | Forventet kovarians for antatt P_f

2.4.3 Statistikk og sannsynlighetsteori

Statistikk og sannsynlighetsteori er nyttige verktøy brukt innenfor flere fagfelt, blant annet forskning, teknologi og økonomi. Statistikk er teknikker og prosedyrer for beskrivelse av datasett, mens sannsynlighetsteori går ut på å gi en matematisk beskrivelse av usikkerhet relatert til datasettet. Dette innebærer innsamling og organisering av data, analyser og tolkninger (Taraldsen, 2022). Evaluering av risiko og pålitelighet er nært tilknyttet statistikk og sannsynlighet. En introduksjon av temaene gir bakgrunnsinformasjon for bruk av probabilistiske metoder, som denne studien omhandler.

Uavhengige variabler

Uavhengige variabler påvirkes ikke av hverandre, og bevarer sannsynlighet for forekomst uavhengig av andre variabler. Statistiske operasjoner for beregning av gjennomsnitt, standardavvik, varians og variasjonskoeffisient (forkortet kovarians) utføres for kvantifisering av datasettet (Fenton & Griffiths, 2008).

Gjennomsnitt måler sentralitet og forespeiler mest forventet verdi (Fenton & Griffiths, 2008). Ved et tilfelle av n antall observasjoner i et datasett, der hver observasjon er lik vektet, uttrykkes gjennomsnittet av utvalget \bar{X} som følger (formel 2-18):

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

(2-18)

Standardavvik (S) og varians (S²) benyttes for å beregne spredning av data. Høye verdier av S og S² indikerer større grad av spredning enn verdier nærmere 0 (Devore, et al., 2007). Standardavvik uttrykker gjennomsnittlig avstand mellom verdiene i datasettet, og gjennomsnittet (formel 2-19). Varians er uttrykt som kvadratet av standardavviket (formel 2-20) (Baecher & Christian, 2003):

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}$$

(2-19)

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2$$

(2-20)

Kovarians benyttes for å uttrykke variasjon, som sier noe om usikkerheten til et tilfeldig utvalg data. Uttrykket gir et dimensjonsløst forholdstall mellom standardavvik og gjennomsnitt (formel 2-21) (Fenton & Griffiths, 2008):

$$COV = \frac{S}{\bar{X}}$$

(2-21)

Avhengige variabler

Under påvirkning av en eller flere uavhengige variabler, vil en variabel kunne omtales som avhengig (DNV, 2012). For en gjennomsnittlig lineær fremstilling av avhengig variabel Y som avhenger av variabel z, benyttes formel 2-22 for n observasjoner av par (z_i, y_i), i=1, ..., n (DNV, 2012):

$$Y = a_0 + a_1 * z + \varepsilon$$

(2-22)

z	Uavhengig variabel
ε	Naturlig variasjon av Y
a_0, a_1	Koeffisienter for lineært uttrykk

$$\hat{a}_1 = \frac{\sum_{i=1}^n (z_i - \bar{z}) * (y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^n (z_i - \bar{z})^2} \quad (2-23)$$

$$\hat{a}_0 = \bar{y} - \hat{a}_1 * \bar{z} \quad (2-24)$$

\hat{a}_1, \hat{a}_0 | Beste estimater for henholdsvis a_1 og a_0

Der \bar{y} og \bar{z} uttrykkes på følgende måte (henholdsvis formel 2-25 og 2-26):

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad (2-25)$$

$$\bar{z} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i \quad (2-26)$$

Standardavvik for avhengig variabel Y for et utvalg data er uttrykt i formel 2-27:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-2} * \sum_{i=1}^n (y_i - (\hat{a}_0 + \hat{a}_1 z_i))^2} \quad (2-27)$$

Sannsynlighet

Med sannsynlighet menes sjans for en hendelse å inntreffe. Matematiske uttrykk benyttes for å beskrive og kvantifisere sannsynlighet for hendelser innenfor et utfallsrom (Ω). Utfallsrom beskriver alle mulige utfall, som med 100 % sannsynlighet vil inntreffe (formel 2-28):

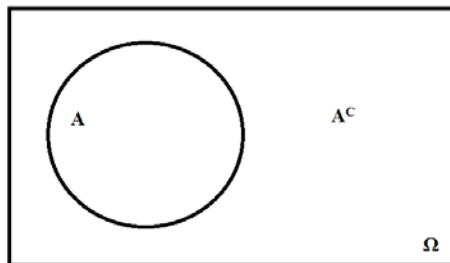
$$P[\Omega] = 1 \quad (2-28)$$

Sannsynligheten for at en hendelse inntreffer er mellom null og en, som tilsvarer mellom 0-100 %. Dette uttrykkes gjennom formel 2-29, sannsynlighet for at hendelse A inntreffer:

$$0 \leq P[A] \leq 1 \quad (2-29)$$

Følgelig uttrykkes sannsynligheten for at hendelse A ikke inntreffer (formel 2-30):

$$P[A^c] = 1 - P[A] \quad (2-30)$$



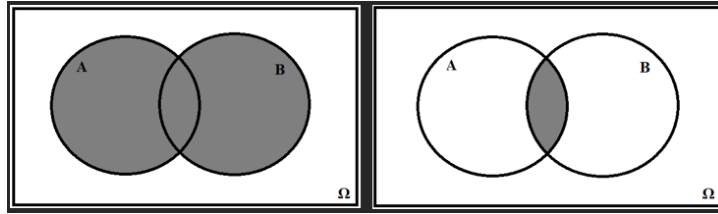
Figur 29: Venn-diagram der Ω illustrerer utfallsrom, A illustrerer sannsynlighet for at hendelse A inntreffer og A^c illustrerer sannsynlighet for at hendelse A ikke inntreffer.

Venn-diagram benyttes for illustrasjon av forhold mellom mengder (figur 29 og 30). Det greske symbolet Ω beskriver utfallsrom, som vil si alle mulige utfall. For en situasjon med to sett, A og B, beskrives mengden av elementer som er i A, B eller i begge for unionen av A og B:

$$A \cup B$$

Følgelig beskrives snittet av A og B som mengden av elementer både er i A og B:

$$A \cap B$$



Figur 30: Venn-diagram for sannsynlighet for henholdsvis "A eller B" og "A og B".

For beregning av sannsynlighet for $A \cup B$ for hendelser som ikke er parvis disjunkte, må addisjonsregelen anvendes (formel 2-31 og 2-32):

$$A \cup B = P[A] + P[B] - P[A \cap B] \quad (2-31)$$

$$P[A \cap B] = P[A]P[B] \quad (2-32)$$

Parvis disjunkte hendelser er noe som ikke kan opptre samtidig. I et slikt tilfelle er uttrykkes tilsvarende utfall som (formel 2-33 og 2-34):

$$A \cup B = P[A] + P[B] \quad (2-33)$$

$$P[A \cap B] = 0 \quad (2-34)$$

Betinget sannsynlighet

Betinget sannsynlighet er et viktig begrep innen sannsynlighetsteori, og innebærer at hvis hendelse A inntreffer, påvirker dette sannsynligheten for at hendelse B inntreffer (Baecher & Christian, 2003). Betinget sannsynlighet uttrykkes gjennom Bayes' teorem (formel 2-35), som uttrykker sannsynligheten for at hendelse A inntreffer når det er gitt at hendelse B inntreffer:

$$P[A|B] = \frac{P[A \cap B]}{P[B]} = \frac{P[A] * P[B|A]}{P[A] * P[B|A] + P[A^c] * P[B|A^c]} \quad (2-35)$$

Gitt at $P[B] \neq 0$.

Det skilles mellom avhengige- og uavhengige hendelser. Dersom sannsynligheten for hendelse A ikke endres gitt at hendelse B inntreffer, er disse uavhengige av hverandre og uttrykkes som følger (formel 2-36 og 2-37) (Baecher & Christian, 2003):

$$P[A|B] = P[A] \quad (2-36)$$

$$P[B|A] = P[B] \quad (2-37)$$

Stokastisk (tilfeldig) variabel

Stokastiske variabler benyttes for numerisk beskrivelse av variasjon og usikkerhet i et datasett. I tilfeller der verdi ikke kan sies med sikkerhet, representeres verdien av en sannsynlighet for en gitt verdi (Fenton, 1997). Det deles inn i diskret- og kontinuerlig stokastisk variabel (Baecher & Christian, 2003).

Med diskret stokastisk variabel menes det at et tilfeldig utvalg i et datasett er avgrenset og dermed kan telles (Aarnes, 2014). Forsøk med myntkast, der utfall kan være kron eller mynt, brukes gjerne som eksempel. Antall forsøk og utfall er numerbart. Diskrete stokastiske variabler representeres av en sannsynlighetsmassefunksjon, som angir sannsynlighet for at tilfeldig variabel X har en gitt verdi. Sannsynlighetsfordelingen for en diskret stokastisk variabel uttrykkes i formel 2-38 (Baecher & Christian, 2003):

$$P(X = x) = f(x) \quad (2-38)$$

Gitt følgende kriterier:

$$f(x) \geq 0$$

$$\sum_x f(x) = 1$$

For en kontinuerlig stokastisk variabel foretas det måling i stedet for telling, da det innebærer utfall innenfor et intervall (Aarnes, 2014). Fra et geoteknisk perspektiv kan dette innebære udrenert skjærstyrke gjennom et leirlag i grunnen. Sannsynlighetsfordelingen til en kontinuerlig stokastisk variabel gir sannsynlighet for tilfeldig variabel X å ligge innenfor et intervall. Dette presenteres gjennom sannsynlighetstetthetsfunksjon (formel 2-39) (Baecher & Christian, 2003):

$$P(a < X < b) = \int_a^b f(x) dx \tag{2-39}$$

Momenter

Statistiske momenter blir benyttet for å beskrive sannsynlighetsfordelingen (Baecher & Christian, 2003).

- Gjennomsnitt (μ) – første moment av stokastisk variabel (første potens)
- Varians (σ^2) – andre moment av gjennomsnitt (andre potens)
- Skjevhet – Tredje moment av gjennomsnitt

N -te moment fra gjennomsnitt kan uttrykkes på følgende måte (formel 2-40) (Baecher & Christian, 2003):

$$E[x - E(X)]^n = \int_{-\infty}^{+\infty} [x - E(X)]^n f_X(x) dx \tag{2-40}$$

Gjennomsnitt, første moment, uttrykkes som $E[X] = \mu$.

Fordelinger

Sannsynlighetsfordeling benyttes for å beskrive stokastiske variabler. Best mulig beskrivelse oppnås dersom fordelingen spesifiseres (Fenton & Griffiths, 2008). Dette gjøres ved bruk av

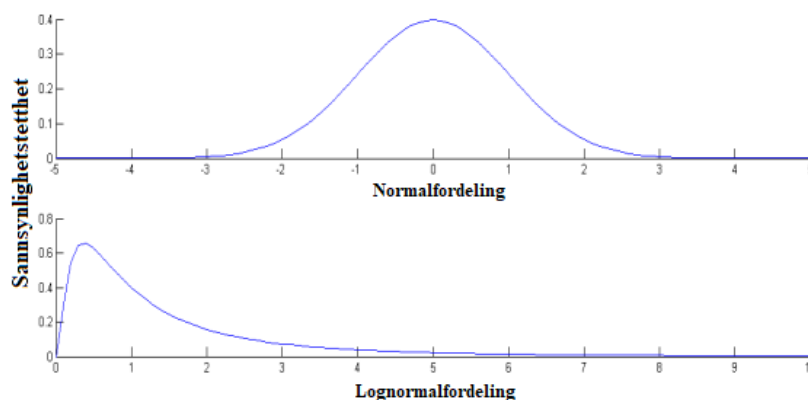
matematiske funksjoner som beskriver forhold mellom observasjon i et datasett (Urdan, 2010). Normal- og lognormalfordeling er relevant for denne studien (figur 31).

For normalfordeling følger observerte variabler en symmetrisk kurve omkring gjennomsnittet (μ), som er toppunkt på kurven. Kurven beveger seg mot $-\infty$, $+\infty$. Variansen (σ^2) i datasettet representerer spredning, der standardavviket (σ) er lik kvadratroten til variansen (Aarnes, 2014). Ved høy varians vil kurven ha et lavere toppunkt i motsetning til tilfelle med lav varians. Stokastiske variabler representeres av forventet verdi $E[X] = \mu$ og varians $VAR[X] = \sigma^2$. For tilfeller der X følger normalfordeling, uttrykkes dette som $X \sim N(\mu, \sigma^2)$. Sannsynlighetstetthetsfunksjon for normalfordeling uttrykkes i formel 2-41:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} * e^{(-\frac{1}{2} * (\frac{x-\mu}{\sigma})^2)}$$

(2-41)

Ved lognormalfordeling er logaritmen til en stokastisk variabel X normalfordelt. I likhet med normalfordeling er forventet verdi lik verdi $E[X] = \mu$, mens varians uttrykkes som $VAR[\ln X] = \sigma^2$. For tilfeller der X følger lognormalfordeling, uttrykkes dette som $X \sim \ln N(\mu, \sigma^2)$. Lognormalfordeling har kun positive verdier, ulikt fra normalfordeling (Aarnes, 2014).



Figur 31: Kurver for henholdsvis normal- og lognormalfordeling (Chin, et al., 2016).

3 Metode

Hovedmål for denne studien er å undersøke sammenhenger mellom deterministiske- og probabilistiske beregningsmetoder for skråninger i Moss sentrum. Det skal også undersøkes hva grad av usikkerhet betyr for beskrivelse av sikkerhet i skråningene. Inngangsparametere for analysene behandles statistisk og beskrives med gjennomsnitt, variasjon og sannsynlighetsfordeling. Det skal utføres deterministiske- og probabilistiske analyser for dagens situasjon i begge profilene. Det skal også beregnes for sikkerhet (deterministisk og probabilistisk) etter at motfylling er tilført skråningsbunnen i profil 26. Tiltaket er en del av forbedringen som kreves i henhold til NVEs veileder 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred, for skråninger med lav sikkerhetsfaktor (Wiig, et al., 2019). Stabilitetsforbedrende tiltak med støttevegg foran kritisk bruddplan i profil 26 gjennomføres for å tilfredsstille krav til permanent sikkerhet. Permanent situasjon for profil 32 innebærer tilstand etter jetinjisering. Det skal utføres deterministisk og probabilistisk analyse for permanent situasjon i begge beregningssnittene, slik at det totalt gjennomføres fem deterministiske og ti probabilistiske analyser (fem FORM og fem MCS) (tabell 11).

Tabell 11: Beregningssnitt og beregningssituasjoner som skal undersøkes.

Profil 26	Udrenert analyse, dagens situasjon
Profil 26	Udrenert analyse, motfylling i skråningsbunn
Profil 26	Udrenert analyse, permanent tilstand med støttevegg
Profil 32	Udrenert analyse, dagens situasjon
Profil 32	Udrenert analyse, permanent tilstand etter jetinjisering

Studien gjennomføres systematisk gjennom fem steg:

1. Litteraturstudie
2. Innsamling av data
3. Statistisk parameteranalyse
4. Deterministiske analyser
5. Probabilistiske analyser

3.1 Litteraturstudie

Litteraturstudie gjennomføres for å oppnå en overordnet forståelse for temaer denne studien omhandler. Ulike lærebøker, artikler, rapporter og samlinger med regelverk benyttes for å gi beskrivelse av alle aspekter ved studien. Hovedtemaer beskrevet i litteraturstudiet er skråningsstabilitet, geotekniske parametere, deterministisk analyse og probabilistiske analyser.

3.2 Innsamling av data

Beregning av sikkerhet gjøres for to profiler. Det skal benyttes data fra alle borpunkter som ligger maksimalt 60 meter fra beregningsnittet, som gir hvert profil en korridor på 120 meter. Data tilhørende borpunkter innenfor de to korridorene som er valgt ut for denne studien ligger i databasen til NGI. Dette inkluderer data fra total- og trykksonderinger, poretrykksmålere og laboratorieundersøkelser. Denne dataen danner grunnlag for beregningsmodeller og inngangsparametere i de ulike analysene. Det eksisterer modeller for bruk til deterministisk beregninger, dwg-filer, som kan hentes ut fra samme database. Modellene brukes i GeoSuite Stability og danner grunnlaget for skråningenes geometri og lagdeling. Lagdelinger er definert ved å benytte data fra total- og trykksonderinger, i tillegg til laboratorietester. Mellom borpunktene er det foretatt geotekniske tolkninger.

3.3 Statistisk parameteranalyse

Inngangsparametere benyttet i probabilistiske analyser består av stokastiske variabler med tilhørende gjennomsnitt, standardavvik og kovarians, samt sannsynlighetsfordeling. Det skilles mellom avhengige kontinuerlige variabler og uavhengig diskrete variabler. Udrenert skjærstyrke og poretrykk avhenger av dybden, og må derfor behandles som avhengige kontinuerlige variabler. Anisotropifaktorer og overkonsolideringsgrad, samt friksjonsparametere som benyttes for drenerende lag, behandles som diskrete uavhengige variabler. For drenerte styrkeparametere gjøres det antagelser basert på erfaring og korrelasjoner. Statistisk bearbeiding og beregninger for ADP-faktorer, romvekt, poretrykk og grad av overkonsolidering er gjennomført i Microsoft Excel. Udrenert skjærstyrke baserer seg på regresjonsanalyser som er gjennomført i programvaren R i forbindelse med pågående prosjekt ved NGI.

Udrenert aktiv skjærstyrke

Udrenert aktiv skjærstyrke måles i kPa og representeres av et profil som avhenger av dybde. For bestemmelse av skjærstyrkeprofil benyttes data fra trykksonderinger (CPTU) hentet ut i felt, samt ulike tester foretatt på laboratoriet. Tradisjonelt inngår rådata i ulike korrelasjoner som vil gi representasjon av ulike skjærstyrkeprofiler (Karlsruud, et al., 2005; Paniagua, et al., 2019). Korrelasjonene er bestemt ved å benytte data hentet ut fra 61 høykvalitets blokkprøver, primært fra Norge (16 norske og én britisk lokalitet). Rådata fra CPTU representeres av spissmotstand, sidefriksjon og poretrykk på- og bak spissen. I tillegg inngår parametere hentet ut på laboratoriet, som innebærer romvekt, plastisitetsindeks, OCR og sensitivitet. Etter at dataen er kjørt gjennom korrelasjonene vil en rekke skjærstyrkeprofiler presenteres som plot mot dybden i hvert borpunkt (figur 33). Aktiv skjærstyrke hentet ut fra aktive treaksialtester kan benyttes som supplement for bestemmelse av hvilken korrelasjon som passer best.

I denne studien blir korrelasjonen $N_{\Delta u}$, beskrevet av Karlsruud, et al. (2005) benyttet for bestemmelse av variasjon i skjærstyrke (formel 3-1 og 3-2). Hvilken av $N_{\Delta u}$ -korrelasjonene som benyttes avgjøres av sensitiviteten på leiren (S_t over eller under 15). Korrelasjonens variasjon skal inngå i de probabilistiske analysene som en multiplikator til skjærstyrke benyttet i deterministiske beregninger.

$$N_{\Delta u} = 6,9 - 4,0 * \log OCR + 0,07 * I_p \quad S_t < 15 \quad (3-1)$$

$$N_{\Delta u} = 9,8 - 4,5 * \log OCR \quad S_t > 15 \quad (3-2)$$

OCR	Overkonsolideringsgrad
I_p	Plastisitetsindeks
S_t	Sensitivitet

I korrelasjoner beskrevet i Karlsruud et al. (2005) er usikkerheter relatert til transformasjonsusikkerhet eller transformasjonsfeil. Transformasjonsusikkerhet er en estimert variasjon i antagelsen av skjærstyrke bestemt ut ifra en regresjonsmodell. I denne studien

benyttes resultatet av en ny tilpasset regresjonsmodell. Denne er utviklet i et pågående prosjekt ved NGI som undersøker metoder for kvantifisering av usikkerheter relatert til empiriske likninger beskrevet av Karlsrud et al. (2005) og Paniagua et al. (2019).

Residual er et restledd i en regresjonsanalyse, og er forskjellen mellom observert- og tilpasset verdi. Residualene vil i denne metoden omformuleres til kvotienten mellom observerte verdier og tilpasningsverdier. Dette omtales som modellfaktor (Phoon & Tang, 2019) eller bias i metoden (Bathurst & Javankhoshdel, 2017). Bias er en form for skjevhet som kan medføre avvik mellom resultat og virkelighet (Staff, 2015). Denne faktoren kan benyttes for å transformere deterministisk verdi av skjærstyrke, til sannsynlighetsfordeling med gjennomsnitt og standardavvik.

Standardavvik representerer variasjonen i korrelasjonen som benyttes. Det er også naturlig variasjon i aktiv skjærstyrke i leiren. Denne usikkerhets legges til i utførelse av probabilistiske analyser gjennom følgende uttrykk (formel 3-3):

$$\sigma_{tot} = \sqrt{\sigma_{tr}^2 + \sigma_{sp}^2} \tag{3-3}$$

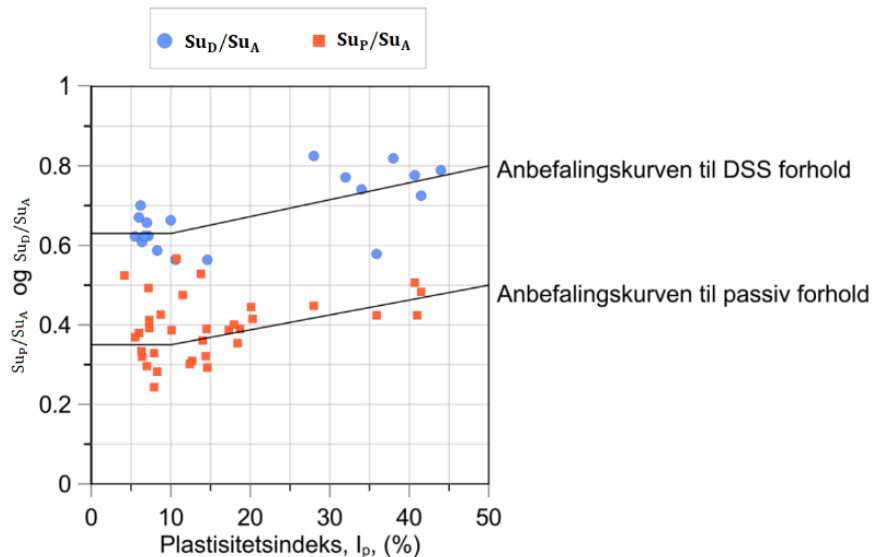
σ_{tot}	Total variasjon i aktiv skjærstyrke
σ_{tr}	Transformasjonsusikkerhet
σ_{sp}	Naturlig variasjon i aktiv skjærstyrke

Anisotropifaktorer

Direkte- og passive anisotropifaktorer uttrykkes som forholdet mellom henholdsvis direkte og aktiv skjærstyrke, og passiv og aktiv skjærstyrke. Det er ikke utført tester for bestemmelse av disse i dette prosjektet (NGI, 2021b). I forbindelse med NVEs prosjekt "Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire" fra 2014 ble det utarbeidet korrelasjoner for bestemmelse av direkte- og passive anisotropiforhold (figur 32) (Thakur, et al., 2014). Hvilken korrelasjon som skal anvendes avhenger av om plastisitetsindeks er større eller lik, eller mindre enn 10 % (tabell 12). Anbefalingene skal benyttes dersom høykvalitetsprøver ikke foreligger.

I denne studien skal det gjøres undersøkelser av databasen av høykvalitetsprøver benyttet i "Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire". Dette gjøres for å anslå statistiske verdier for direkte-

og passive anisotropiforhold som skal benyttes i probabilistiske analyser. På bakgrunn av plastisitetsindeks testet for jorddataen rundt beregningssnittene i Moss, vil et utvalg av databasen med samme plastisitet bli benyttet for å beregne statistiske verdier.



Figur 32: NVEs anbefaling av ADP-faktorer (modifisert fra NVE, 2014).

Tabell 12: NVEs anbefaling av ADP-faktorer (Thakur, et al., 2014).

I_p	Su_D/Su_A	Su_P/Su_A
$I_p \leq 10 \%$	0,63	0,35
$I_p > 10 \%$	$0,63 + 0,00425 * (I_p - 10)$	$0,35 + 0,00375 * (I_p - 10)$

Romvekt

I udrenert analyse inngår romvekt (kN/m^3) av leire som en uavhengig diskret variabel, med tilhørende gjennomsnittsverdi og standardavvik. Romvekt kan inngå i probabilistiske analyser som en konstant eller en variabel med variasjon og sannsynlighetsfordeling.

Ved treaks- og ødometerforsøk foretas det indekstester som blant annet innebærer bestemmelse av romvekt. I laboratorietestene som er utført i dette prosjektet er romvekt bestemt i en til tre ulike dybder per borpunkt det er utført prøvetakning. Variasjon uttrykkes ett standardavvik opp og ned. Datasett presenteres grafisk med romvekt plottet med hensyn på dybde i grunnen.

Poretrykk

Poretrykk uttrykkes i kPa og avhenger av dybde. Benyttet data for statistisk representasjon av poretrykksfordeling er hentet ut fra poretrykksmålere i ulike dybde. Målerne registrerer poretrykk to ganger i døgnet, og verdier som inngår i parameteranalysen er et gjennomsnitt etter at forholdene har stabilisert seg etter nedsettingen. Det er utplassert en til to målere i hvert av punktene.

For grafisk fremstilling plottes målt poretrykk med hensyn på dybde, med tilhørende trendlinje. Trendlinjens stigningstall og skjæringspunkt i y-aksen benyttes for å beregne gjennomsnittsverdien til poretrykksprofilen. Standardavviket representeres av gjennomsnittlig avstand mellom målt poretrykk på respektive dyp, og poretrykk langs gjennomsnittlig poretrykksprofil. Gjennomsnitt og standardavvik benyttes for å beregne kovarians, som igjen benyttes for bestemmelse av avstand mellom poretrykk i hver enkelt innmåling, og poretrykksprofilen ved tilsvarende dybde. Dette gjøres ved å multiplisere kovarians med poretrykk for hver dybde det foreligger data. Deretter plottes trendlinjer for gjennomsnitt \pm 1 standardavvik for å illustrere variasjon i datasettet mot dybden. I tillegg plottes trendlinje for hydrostatisk poretrykk for påvisning av over- eller undertrykk i området.

I de probabilistiske analysene (udrenert) inngår poretrykk som en konstant multiplikator lik 1, og vil derfor ikke påvirke resultatet. Statistisk analyse kan likevel si noe om variasjonen i området.

Overkonsolideringsgrad

Grad av overkonsolidering uttrykkes som forholdet mellom effektiv forkonsolideringsspenning og effektiv vertikalspenning in-situ. Det er vanlig å utføre ødometertester for bestemmelse av OCR, men i dette tilfellet foreligger det lite tolkede OCR-verdier (tre for profil 26 og to for profil 32). Det er mulig å tolke OCR fra aktive treaksialtester, men det er mer usikkerhet relatert til metoden. Svelleparametere (m og α) må antas for beregning av effektiv forkonsolideringsspenning. I parameteranalysen i denne studien blir OCR-verdier hentet fra både ødometer- og treaksialtester og behandles som uavhengige diskrete variabler, med tilhørende gjennomsnittsverdi, standardavvik og kovarians. Det er også mulig å anslå overkonsolideringsgrad ved trykksøndering, men data for dette er ikke benyttet i denne studien. Parameteren skal ikke benyttes direkte i probabilistiske analyser, men beregnes for å gi indikasjon på variasjon i området.

Drenerte styrkeparametere

Drenerte parametere som inngår i analysene er basert på erfaringsverdier gjengitt i Statens vegvesen håndbok V220, i tillegg til geotekniske tolkninger gjort i forbindelse med prosjektet IC SMS (NGI, 2022; Statens vegvesen, 2018). Dette gjelder lag med sand og sprengstein for profil 26 og lag med fyllmasser, sand/grus (heretter omtalt som morene) og sprengstein for profil 32. Romvekt og effektiv friksjonsvinkel for drenerte parametere antas å være normalfordelt, med gjennomsnittsverdi og standardavvik på henholdsvis 1 kN/m³ og 2 grader (°) (tabell 13). Det antas at kohesjon er null for alle materialene. Også jetpeler er oppgitt i tabell 13, selv om dette ikke er en drenert parameter. Jetpeler inngår kun med variasjon i romvekt. Antatt kovarians i drenerte parametere vises i tabell 14.

Tabell 13: Romvekt (γ) og effektiv friksjonsvinkel (ϕ') med variasjon, benyttet for drenerte parametere som inngår i analysene.

Jordart	γ (kN/m ³)	St. avvik γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	St. avvik ϕ' (°)
Sand (profil 26)	19	1	35	2
Sprengstein (profil 26 og 32)	19	1	42	2
Fyllmasser (profil 32)	20	1	32	2
Morene (profil 32)	20	1	36	2
Jetpeler (profil 32) *	20	1	-	-

* Jetpeler inngår ikke som en drenert parameter, men inngår i analysen for permanent situasjon i snitt 32. Kritisk bruddsirkel går ikke gjennom jetpelene.

Tabell 14: Kovarians for romvekt (γ) og effektiv friksjonsvinkel (ϕ').

Jordart	COV (γ)	COV (ϕ')
Sand (profil 26)	0,053	0,057
Sprengstein (profil 26 og 32)	0,053	0,048
Fyllmasser (profil 32)	0,05	0,063
Morene (profil 32)	0,05	0,056
Jetpeler (profil 32) *	0,05	-

Modellusikkerhet

Modellusikkerhet benyttes i probabilistiske analyser for å kvantifisere usikkerheten som finnes i selve beregningsprogrammet. Modellusikkerhet med forventningsverdi lik 1,04 er benyttet i denne studien for å teste hvilken effekt den har på sikkerheten til skråning i profil 26, midlertidig situasjon. Verdien baserer seg på tidligere studier (Lacasse & Nadim, 2013; Phoon & Tang, 2019), og kan uttrykkes som følger (formel 6-1) (Bai & Jin, 2016):

$$M = \frac{X_{sann}}{X_{antagelse}} \quad (6-1)$$

Usikkerheter er blant annet relatert til beregningsmetode, bruddmekanisme og valg av kritisk bruddflate. Det gjøres på bakgrunn av dette en antagelse av standardavvik 0,075

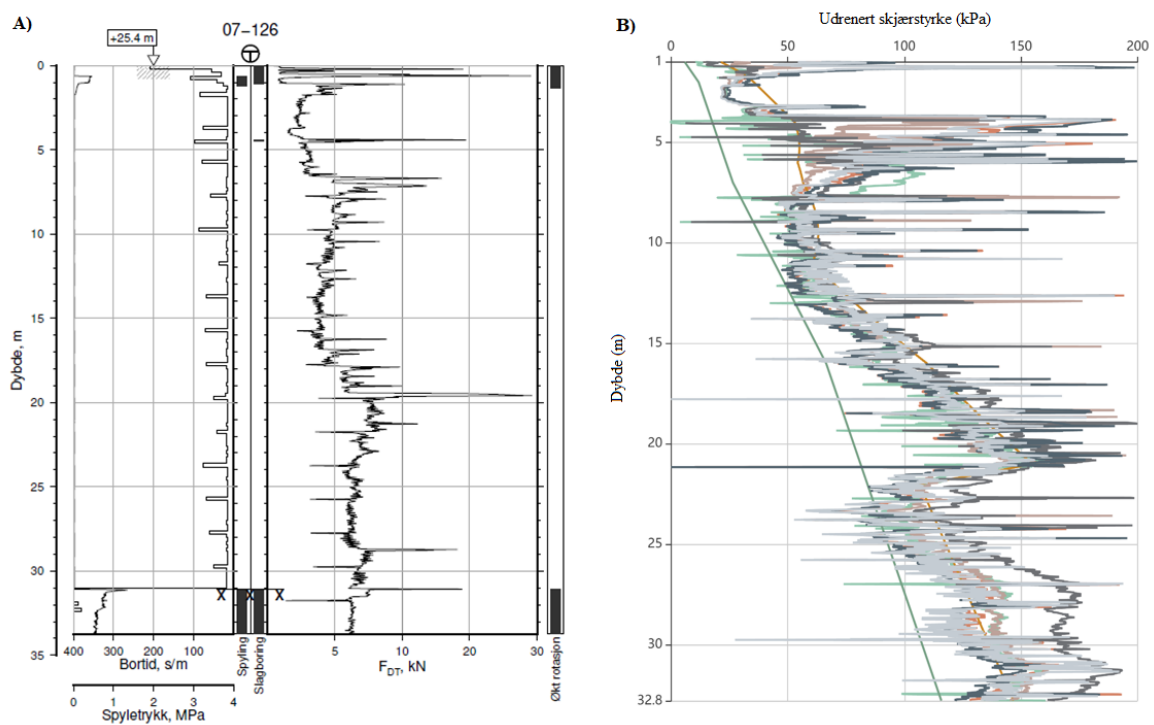
3.4 Deterministisk analyse

For deterministisk beregning av skråningsstabilitet benyttes GeoSuite Stability versjon 22.0.2.0 med programmet BEAST 2003. BEAST 2003 er et program som anvender grenselikevektmetoden med bruk av lameller, og regner ut sikkerhetsfaktor som kreves for likevekt (Clausen, 2003). Analysen gjøres i to dimensjoner, og blir i dette tilfelle utført med antatt sirkulær bruddflate. BEAST 2003 er en variant av metoden Morgenstern & Price, og gjør beregninger på hver lamell i henhold til beskrivelse i kapittel 2.3.2. Det gjøres to antagelser (Clausen, 2003):

- Materialer som inngår i analysen følger Mohr-Coulomb bruddkriteriet.
- Mobilisert skjærstyrke langs et glideplan er konstant.

Programmet kan kjøre både total- og effektivspenningsanalyser. I dette tilfelle benyttes kun totalspenningsanalyse for beregning av robusthet. Inngangsdata i analysen er skråningsgeometri, dybde til berg, laginndeling, eventuelle eksterne laster (eksempelvis bebyggelse og vei) og materialegenskaper. Skråningsgeometri er et resultat av terrengkote gjennom hele profilet. Dybde til berg og laginndeling er blant annet tolket ved hjelp av data uthentet i felt, som inkluderer total- og trykksonderinger (figur 33). Ut ifra grafene er det mulig

å tolke jordarter og identifisere laggrenser. Med tilstrekkelig data langs et beregningsprofil kan grunnen tolkes for deretter å inngå som beregningsmodell i analyser.



Figur 33: Data hentet ut fra feltundersøkelser i punkt 07-126, Stasjonsområdet. A) viser bordiagram fra totalsondering, inkludert bortid og søyler på hver side som registrerer om økt rotasjon eller spyletrykk er benyttet. B) Diverse korrelasjoner (Karlsruud, et al., 2005; Paniagua, et al., 2019) benyttet på rådata fra trykksondering og laboratorieforsøk for bestemmelse av skjærstyrke i grunnen.

Modellene som benyttes i GeoSuite Stability for beregning av dagens-, midlertidig- og permanent situasjon i profil 26, og dagens- og permanent situasjon i profil 32, foreligger. Det skal derfor ikke utarbeides nye. Disse er utarbeidet av geoteknikere ved NGI og benyttes i det pågående prosjektet IC SMS.

Inngangsparametere som inngår i totalspenningsanalyse er karakteristiske verdier av romvekt og anisotropifaktorer. I tillegg plottes skjærstyrkeprofiler bestemt ut ifra tolkninger av data fra trykksonderinger og laboratorieundersøkelser som er foretatt i borpunkter på eller nær beregningsprofilen. Det er utarbeidet designprofiler for skjærstyrke som et supplement der det ikke eksisterer data i nærhet av beregningsprofilen. Disse er utarbeidet av geoteknikere ved NGI. Disse varierer etter lokalitet og kote (NGI, 2021a).

For identifisering av mest kritiske glideflate må søkefelt defineres. Dette er et rektangel med definert areal, samt tilhørende tangent som definerer søkegrense ned i profilet. Det velges hvor mange steg hver sirkelsenter kan bevege seg. For alle deterministiske beregningene i denne studien benyttes 10 steg i x-retning og 10-steg i y-retning. Dette gir 100 potensielle senter for kritisk bruddsirkel. Det må i tillegg defineres øvre- og nedre grenseområdet for bruddplan. På grunnlag av dette vil et gitt antall sirkler med forskjellig senter og radius genereres, og sikkerhetsfaktor for alle sirkler beregnes. Sirkel med lavest sikkerhetsfaktor defineres som kritisk bruddflate. I én beregningsmodell kan det være flere kritiske glideflater. I denne studien skal mest kritiske glideflate, det vil si glideflate med lavest sikkerhetsfaktor, benyttes som utgangspunkt for probabilistiske analyser.

3.5 Probabilistiske analyser

Probabilistiske analyser utføres ved bruk av koding i Python 3.9.7. Det skal utføres FORM og MCS. Analysemetodene er nærmere forklart i kapittel 2.4.1. Datagrunnlaget for utførelse av analysene er statistisk representasjon av inngangsparametere og modeller generert i deterministiske analyser. Inngangsparameterne fra parameteranalysen inngår enten som konstanter eller variabler med gjennomsnitt og standardavvik, samt sannsynlighetsfordeling. Etter utført deterministisk beregning vil det genereres en output-fil som skal inngå i både FORM og MCS (DAT-fil). Filen inneholder data på skråningens geometri, lagdeling, egenskaper i ulike lag, skjærstyrkeprofiler, poretrykksprofiler og eksterne laster tilsvarende for aktuell deterministisk beregning.

3.5.1 FORM

For utførelse av FORM må en txt-fil opprettes (appendiks E), i tillegg til at DAT-fil generert for aktuell situasjon foreligger. DAT-fil stammer fra en GeoSuite Stability-beregning, og er unik for hver beregning. I txt-filen velges analysemetode, antall beregninger (simuleringer), total- eller effektivspenningsanalyse, antall lag og søkefelt. For FORM-analysene velges analysemetode "form", antall beregninger settes til "1" og type analyse settes til "Undrained". Antall lag bestemmes ut ifra antallet definert i aktuell deterministisk beregning. De ulike lagene inngår med romvekt, kohesjon, friksjonsvinkel, $SuA/Su0$, $SuD/Su0$ og $SuP/Su0$, der sannsynlighetsfordeling, gjennomsnitt og standardavvik er definert. $SuD/Su0$ og $SuP/Su0$ representerer henholdsvis direkte- og passive anisotropifaktorer. Aktiv udrenert skjærstyrke

representeres av SuA/Su0. Su0 er definert gjennom skjærstyrkeprofiler med dybden lagt inn i GeoSuite Stability-beregninger. Det er viktig å påse at søkefeltet er identisk med søkefelt benyttet i deterministisk beregning for aktuell situasjon. Dersom dette ikke stemmer overens vil programmet generere en feilkode. Det legges inn verdier for "x-centre", "z-centre", "search_area", "x_step", "y_step", "z_touch_min", "z_touch_max" og "z_levels". Modellusikkerhet og poretrykkmultiplikator inngår på samme måte som materialene. "One_su" må bestemmes, og i analyser foretatt i denne studien er "One_su = false". Dette innebærer at alle ADP-faktorer inngår med hver sin unike gjennomsnittverdi, variasjon og sannsynlighetsfordeling.

Når analysen kjøres importerer Python et bibliotek, Pystra (tidligere PyRe, "Python Reliability"), som foretar FORM-beregninger gjennom et program kalt "Probslope". Det beregnes taylorpolynom av første orden for å generere en lineær funksjon som representerer bruddkriterium, $G(X) = 0$. Designpunktet er den delen av linjen som er nærmest origo. Avstanden mellom disse to punktene refereres til som pålitelighetsindeks, som kan benyttes for beregning av bruddsannsynlighet.

Output fra analysen er en txt-fil med oversikt over parametere som bidrar til variasjon i analysen, i tillegg til pålitelighetsindeks og sannsynlighet for brudd.

3.5.2 MCS

MCS benytter samme fremgangsmåte som FORM-analyser. DAT- og txt-fil må foreligge (appendiks E). Txt-filen defineres på samme måte som for FORM, der analysemetode som velges er "mc". Ulikt fra FORM er at det skal gjennomføres flere beregninger enn 1. Formel 2-17 indikerer at en lavere bruddsannsynlighet krever høyere antall beregninger. Grunnet tidsbegrensninger i studien begrenses analysen til 2000 simuleringer. Det vil i tillegg bli gjennomført analyser med 300 simuleringer for samtlige situasjoner. Beregningstid varierer, og MCS kan potensielt ta lang tid. Ved bruk av en standard bærbar PC kan 2000 simuleringer ta opp mot 24 timer for beregningsmodellene benyttet i denne studien.

Ved fullført analyse genereres det en rekke output-filer med sannsynlighetsfordelinger av variabler som inngikk i analysen. I tillegg genereres det sannsynlighetsfordelinger av benyttet senter for kritisk sirkel i x- og z-retning, samt radius. Det må her kontrolleres at senter for kritisk bruddsirkel samt radius er innenfor søkefeltet i majoriteten av simuleringene. Dersom mange

av simuleringene har benyttet verdier langt ut på ytterkantene i sannsynlighetsfordelingene må analyse vurderes gjennomført på nytt.

Det genereres tilsvarende sannsynlighetsfordelinger for sikkerhetsfaktor. Det kan her leses av gjennomsnittlig sikkerhetsfaktor og standardavvik. I tillegg skriver programmet ut sannsynlighet for brudd.

Dersom det ikke blir simulert en bruddhendelse på 2000 simuleringer, indikerer dette at bruddsannsynlighet mest sannsynlig er lavere enn $5,0 \cdot 10^{-4} \%$. I slike tilfeller kan en resultatfil som oppsummerer sikkerhetsfaktorer for hver beregning undersøkes. Ved å sortere resultatene i stigende rekkefølge, fra lavest- til høyest sikkerhetsfaktor, er det mulig å sjekke om laveste simulerte sikkerhetsfaktor er i nærheten av bruddkriteriet. Dette kan ikke benyttes for å anta bruddsannsynlighet, men kan gi en indikasjon.

4 Resultater

Resultater fra parameteranalyse legges frem med gjennomsnittverdier, standardavvik og kovarians, og presenteres i tabeller samt plot konstruert i Microsoft Excel. Deterministiske analyser er utført i GeoSuite Stability, og sikkerhetsfaktorer fremlegges i tabell. I tillegg er beregninger vedlagt i appendiks D. Resultater fra probabilistiske analyser inkluderer bruddsannsynligheter og pålitelighetsindekser. Disse legges frem i tabeller. I tillegg legges det frem figurer med sannsynlighetsfordelinger generert i MCS.

4.1 Statistisk parameteranalyse

Aktiv udrenert skjærstyrke

Tabell 15 viser oppsummering av statistikk i tilpasset regresjonsmodell, med beste estimat, standardavvik og 95 % konfidensintervall for regresjonskoeffisientene som inngår i modellen. Koeffisientene $\beta_{0[1]}$, $\beta_{OCR[1]}$ og $\beta_{Ip[1]}$ tilhører korrelasjon $N_{\Delta u}$ for $S_t < 15$ fra (formel 3-1), og $\beta_{0[2]}$, $\beta_{OCR[2]}$ tilhører tilsvarende korrelasjon for $S_t > 15$ (formel 3-2) (Karlsruh, et al., 2005). Variasjon i skjærstyrke representeres av beste estimat av standardavvik til skjærstyrke, om er 0,12. Gitt en gjennomsnittsverdi på 1 gir dette en kovarians på 0,12. Sannsynlighetsfordelingen er lognormal.

Tabell 15: Beste estimat, standardavvik og 95 % konfidensintervall (95 % KI) for regresjonskoeffisientene β_0 (poretrykksfaktor), β_{OCR} (OCR-faktor) og β_{Ip} (plastisitetsfaktor). [1] og [2] indikerer tilhørighet i korrelasjon beskrevet i henholdsvis formel 3-1 og 3-2. Beste estimat av σ_{Su} beskriver transformasjonsusikkerheten.

Parameter	Beste estimat _(standardavvik)	95 % KI
$\beta_{0[1]}$	8.00(0.61)	(6.83, 9.21)
$\beta_{0[2]}$	9.43(0.75)	(8.03, 10.97)
$\beta_{OCR[1]}$	-3.68(0.80)	(-5.25, -2.08)
$\beta_{OCR[2]}$	-3.50(1.31)	(-6.13, -0.96)
$\beta_{Ip[1]}$	0.02(0.02)	(-0.01, 0.06)
σ_{Su}	0.12(0.01)	(0.10, 0.16)

Formel 3-3 uttrykker variasjon i aktiv skjærstyrke med naturlig variasjon tatt i betraktning. Ved å inkludere naturlig variasjon tilsvarende $\frac{1}{2}$ ganger transformasjonsusikkerheten, vil standardavviket for aktiv skjærstyrke være 0,147. Dette gir en kovarians på 14,7 % (tabell 16). I de probabilistiske analysene vil gjennomsnitt lik 1 og standardavvik lik 0,147 fra en lognormal sannsynlighetsfordeling inngå som multiplikator.

Tabell 16: Statistiske verdier for aktiv udrenert skjærstyrkefaktor.

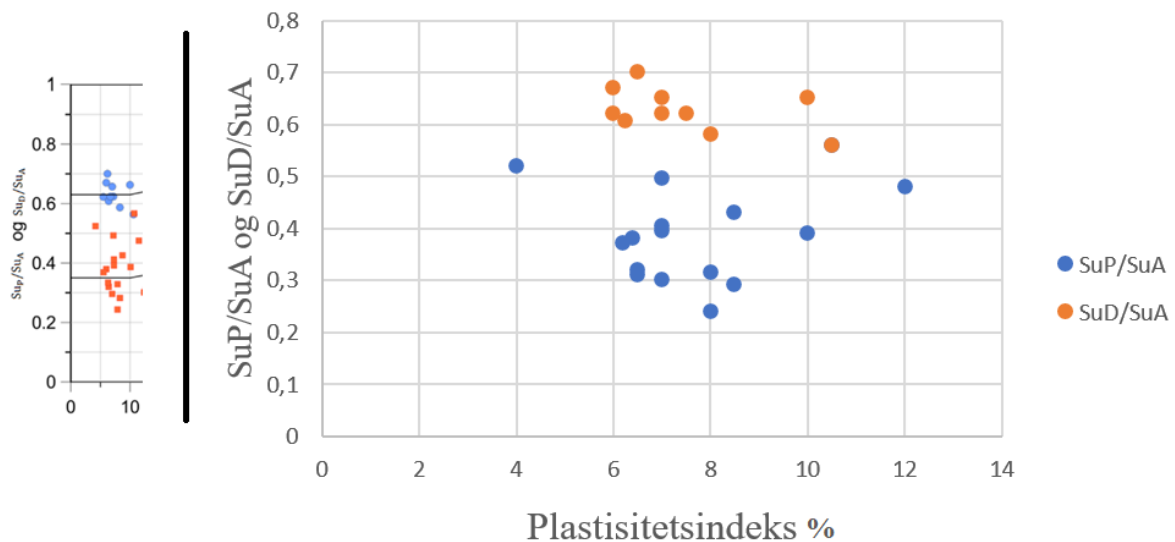
Gjennomsnitt	Standardavvik u/naturlig variasjon	Standardavvik m/naturlig variasjon	COV	Fordeling
1	0,12	0,147	0,147	Lognormal

Anisotropifaktorer

Utvalg fra database med høykvalitets blokkprøver benyttet i NVEs prosjekt "Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire" fra 2014 som skal benyttes for beregning av direkte- og passive anisotropiforhold, bestemmes av plastisitetsindeks på jorddata hentet ut fra profil 26 og 32. Plastisitetsindeks for leire rundt beregningssnittene i Moss varierer fra 2-17 %, men det er kun identifisert plastisitetsindeks over 10 % i tre av totalt 21 undersøkte prøver. Ut ifra dette bestemmes omfanget av høykvalitetsprøver som skal inngå i analyse i denne studien (figur 34). Det inngår 10 og 16 prøver for statistisk beregning av henholdsvis SuD/SuA og SuP/SuA.

Gjennomsnittlig plastisitetsindeks totalt for profil 26 og 32 er på 7,47 % (tabell 17). For utvalg av prøver i database med høykvalitets blokkprøver er gjennomsnittlig plastisitetsindeks beregnet til 7,59 %. Noen av prøvene inngår både i bestemmelse av SuP/SuA og SuD/SuA, og det er påsett at plastisitetsindeks for disse kun inngår en gang i statistisk bearbeiding.

Resultatet av statistisk beregning gir gjennomsnittsverdi for direkte- og passive anisotropiforhold på henholdsvis 0,386 og 0,628, med tilhørende standardavvik 0,091 og 0,042. (tabell 18). Disse verdiene inngår i probabilistiske analyser, med antatt normalfordeling.



Figur 34: Prøver fra database med høykvalitets blokkprøver benyttet for bestemmelse av korrelasjoner for direkte- og passive anisotropiforhold. Til venstre er et utsnitt av all dataen som inngår i analyse.

Tabell 17: Gjennomsnittsverdier for plastisitetsindeks (%).

Prøver	Gjennomsnittlig plastisitetsindeks (%)
Profil 26 og 32 i Moss	7,47
Database med høykvalitetsprøver	7,59

Tabell 18: Statistiske verdier for direkte- og passive anisotropiforhold, beregnet fra utvalg med tilnærmet lik plastisitetsindeks.

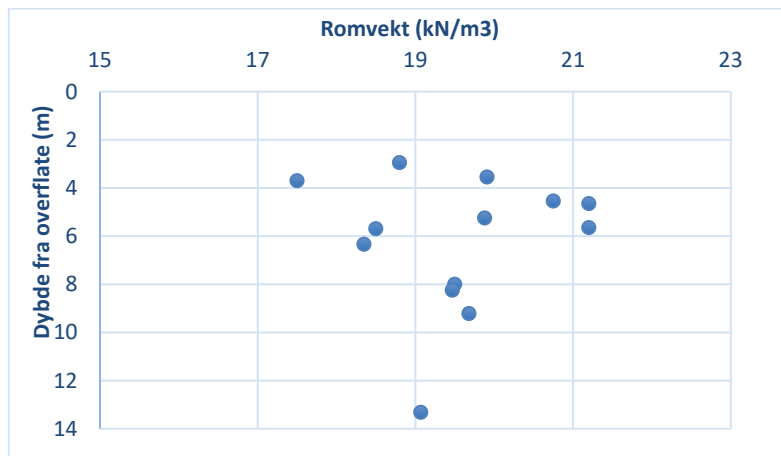
ADP-faktor	Gj. snitt	St. avvik	+ 1 St. avvik	- 1 St. avvik	COV
SuD/SuA	0,628	0,042	0,670	0,586	0,066
SuP/SuA	0,388	0,091	0,479	0,297	0,235

Romvekt

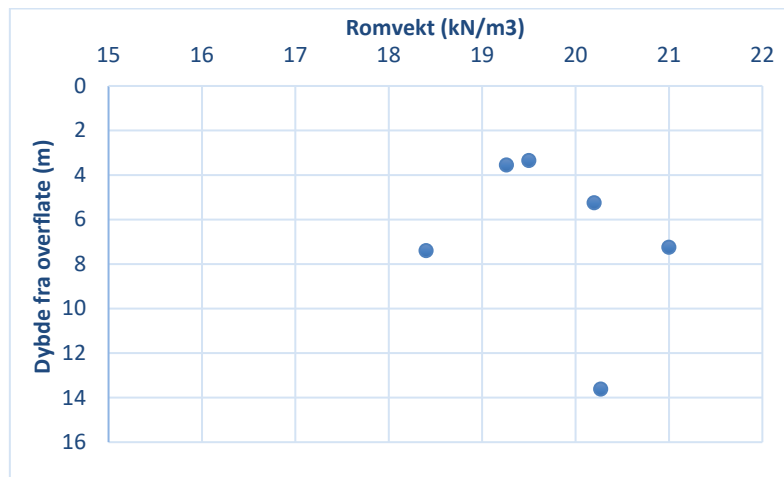
Statistiske verdier for leirens romvekt er beregnet for data hentet ut ved laboratorietesting av sylindrerprøver (figur 35 og 36). Gjennomsnittlig romvekt for prøver fra profil 26 og 32 er henholdsvis 19,52 kN/m³ og 19,77 kN/m³ (Tabell 19). Variasjonen i datasettet er på 4,6 % i profil 32 til 5,7 % i profil 26. Romvekt inngår som variabel i probabilistiske analyser med antatt normalfordeling.

Tabell 19: Statistiske verdier for romvekt i profil 26 og 32. Gjennomsnitt og standardavvik er uttrykt i kN/m^3 .

Beregningsprofil	Gj. snitt	St. avvik	+ 1 St. avvik	- 1 St. avvik	COV
Profil 26	19,52	1,10	20,63	18,42	0,057
Profil 32	19,77	0,91	20,68	18,86	0,046



Figur 35: Romvekt med hensyn på dybde i profil 26.



Figur 36: Romvekt med hensyn på dybde i profil 32.

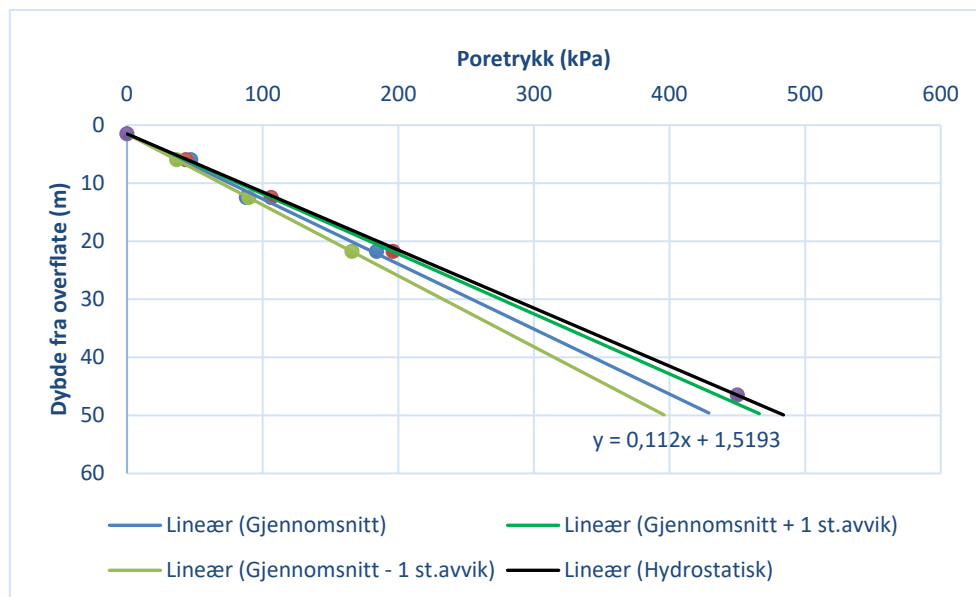
Poretrykk

Profil 26 baserer resultat for poretrykksfordeling i grunnen på to borpunkter med totalt tre poretrykksmålere, mens profil 32 baserer resultatet på tre borpunkter med totalt fem poretrykksmålere (tabell 20). I figur 37 (profil 26) og 38 (profil 32) er gjennomsnittlig

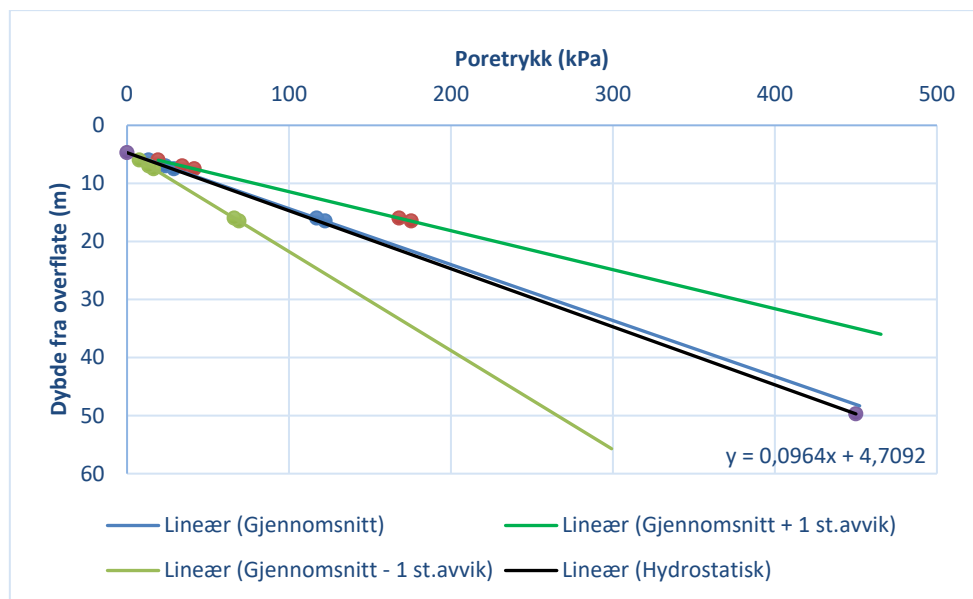
poretrykksfordeling med hensyn på dybde plottet. Grafer som illustrerer ± 1 standardavvik i tillegg til hydrostatisk poretrykk er også plottet. Dette viser et mulig poreundertrykk i profil 26 og tilnærmet hydrostatisk poretrykk i profil 32.

Tabell 20: Statistiske verdier for poretrykksforhold i profil 26 og 32.

Beregningsprofil	Standardavvik	COV
Profil 26	8,90 kPa	0,084
Profil 32	26,6 kPa	0,435



Figur 37: Gjennomsnittlig poretrykksfordeling i profil 26, variasjon representert med ett standardavvik opp og ned. Svart linje illustrerer hydrostatisk poretrykk.



Figur 38: Gjennomsnittlig poretrykksfordeling i profil 32, variasjon representert med ett standardavvik opp og ned. Svart linje illustrerer hydrostatisk poretrykk.

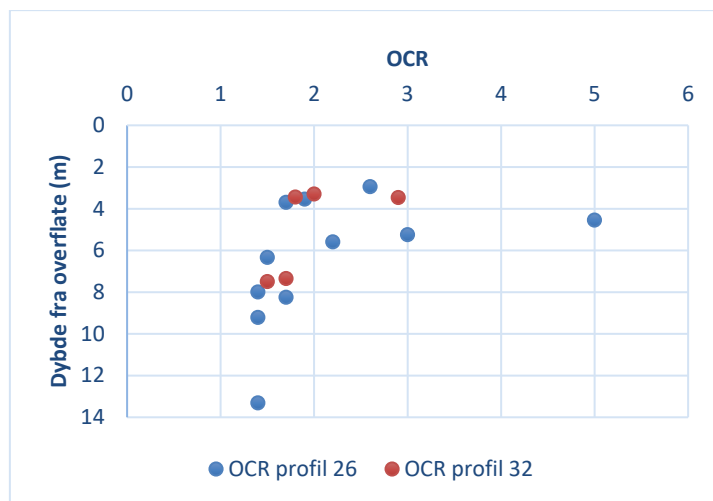
Overkonsolideringsgrad

Det er benyttet data fra både treaksial- og ødometerforsøk for beregninger av OCR-verdier. Det foreligger flere målinger for profil 26 enn profil 32 (figur 39). OCR er i begge profilene høyest i øverste del av lagene, og avtakende med dybden. Beregninger viser at det gjennomsnittlig er høyere OCR og større variasjon i dataen i profil 26 sammenlignet med profil 32. Dersom ekstremverdi av OCR omtrent lik 5 fjernes fra beregningene for profil 26, reduseres også forskjellene (tabell 21).

Tabell 21: Gjennomsnitt, standardavvik og kovarians for OCR i profil 26 og 32.

Beregningsprofil	Gjennomsnitt	Standardavvik	COV
Profil 26	2,16	1,08	0,50
Profil 26*	1,88	0,56	0,30
Profil 32	1,98	0,54	0,28

* Statistiske verdier ved å utelukke måling av ORC ≈ 5 (4,6 m).



Figur 39: OCR plottet med hensyn på dybde, for både profil 26 og 32.

4.2 Deterministisk analyse

GeoSuite Stability-beregningene ligger vedlagt i appendiks D. Deterministiske sikkerhetsfaktorer er beregnet med bruk av udrenerte parametere leire- og kvikkleirelag, og drenerte parametere i øvrige lag (tabell 22). Profil 26 er en trelagsmodell med sand, leire og kvikkleire. Resultater fra deterministisk analyse viser at sikkerhetsfaktor for dagens situasjon er 0,99. Som stabilitetsforbedrende tiltak plasseres motfylling av sprengstein i bunn av skråningen. Kritisk bruddsirkel for midlertidig situasjon endres fra tilfellet i dagens situasjon, og har sikkerhetsfaktor på 1,22. Etter støttevegg er installert vil mest kritiske bruddsirkel være lokalisert bak støtteveggen. Sikkerhetsfaktor øker til 1,40 for å tilfredsstille lovpålagt krav.

Profil 32 er en femlagsmodell bestående av sprengstein, fyllmasser, leire, kvikkleire og morene. For dagens situasjon er sikkerhetsfaktor 1,26. Etter skråningsstabiliserende tiltak med injisering av jetpeler øker sikkerhetsfaktor til 1,31. Ny kritisk bruddsirkelen er lokalisert bak jetpelene. Bakgrunn for lav forbedring i dette tilfellet er relatert til at jetpeler injiseres for å eliminere kritiske glideflater som berører jernbaneanlegget. Det påvirker ikke glideflater som slår opp bak jetpelene. Det vil si at sikkerheten for glideflatene som slår opp på baksiden av jetpelene kun er litt høyere enn opprinnelige glideflater som berører jernbaneanlegg.

Tabell 22: Sikkerhetsfaktorer beregnet i deterministiske analyser ved bruk av GeoSuite Stability.

Beregningsprofil	Sikkerhetsfaktor
Profil 26, dagens tilstand	0,99
Profil 26, midlertidig tilstand	1,22
Profil 26, permanent tilstand	1,40
Profil 32, dagens tilstand	1,26
Profil 32, permanent tilstand	1,31

4.3 Probabilistiske analyser

Output-filer fra fem deterministiske beregninger (tabell 22) skal inngå i probabilistiske analyser (appendiks D). I leirelag varieres aktiv udrenert skjærstyrke, direkte- og passive anisotropifaktorer og romvekt. Det antas normalfordeling for alle variabler utenom aktiv udrenert skjærstyrke, som er antatt lognormal. For drenerte parametere inngår erfaringsverdier for romvekt og effektiv friksjonsvinkel som variabler med variasjon og antatt normalfordeling (tabell 13). Det beregnes sannsynlighet for brudd og pålitelighetsindeks i probabilistiske analyser. Kun bruddsannsynlighet blir omtalt videre i teksten, men tilhørende pålitelighetsindeks er lagt ved i tabeller. Resultater for deterministiske beregninger, FORM-analyse og MCS med 300- og 2000 beregninger oppsummeres i tabell 28 på slutten av kapittel 4.3.

FORM

Sannsynlighet for brudd og pålitelighetsindeks for hver FORM-beregning oppsummeres i tabell 23. For dagens situasjon i profil 26 er beregnet bruddsannsynlighet 12,1 %. Etter motfylling er plassert i skåningsbunn reduseres denne til $4,83 \cdot 10^{-4}$ %. For permanent situasjon, med en deterministisk sikkerhetsfaktor som tilfredsstillende NVEs rapport 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred, beregnes bruddsannsynlighet til $2,22 \cdot 10^{-6}$ %. Dagens situasjon i profil 32 har en beregnet bruddsannsynlighet på $4,66 \cdot 10^{-4}$ %, og for permanent situasjon resulterer beregningene i sannsynlighet for brudd på $1,72 \cdot 10^{-4}$ % (bakgrunn for lav forbedring, se kapittel 4.2). Tidsforbruk for analysene varierer med mellom 6 og 34 minutter.

Tabell 23: Bruddsansynlighet og pålitelighetsindeks beregnet med FORM-analyse.

Beregningsprofil	Sannsynlighet for brudd (%)	Pålitelighetsindeks
Profil 26, dagens tilstand	$1,21 \cdot 10^{-1}$	1,17
Profil 26, midlertidig tilstand	$4,83 \cdot 10^{-4}$	3,30
Profil 26, permanent tilstand	$2,22 \cdot 10^{-6}$	4,59
Profil 32, dagens tilstand	$4,66 \cdot 10^{-4}$	3,31
Profil 32, permanent tilstand	$1,72 \cdot 10^{-4}$	3,58

MCS

MCS-beregninger gjennomføres med 300 og 2000 simuleringer for samtlige situasjoner i begge profilene. Beregningene er tidkrevende og varer fra fire til 24 timer for analyser med 2000 simuleringer.

Sannsynlighet for brudd og pålitelighetsindeks beregnet i MCS med 300 simuleringer er oppsummert i tabell 24. For dagens situasjon i profil 26 resulterer beregning i en bruddsannsynlighet på 65,8 %. For midlertidig- og permanent situasjon resulterer ingen av de 300 simuleringene i bruddsituasjon. Dette resulterer i bruddsannsynlighet på mindre enn $3,33 \cdot 10^{-3}$ %. Beregninger for dagens situasjon i profil 32 resulterer i en bruddsannsynlighet på $4,0 \cdot 10^{-4}$ %^[*]. For permanent situasjon i samme profil er det ikke identifisert bruddhendelse med 300 simuleringer, og bruddsannsynlighet antas derfor å være mindre enn $3,33 \cdot 10^{-3}$ %.

Tabell 24: Bruddsansynlighet og pålitelighetsindeks beregnet med MCS-analyse med 300 simuleringer.

Beregningsprofil	Sannsynlighet for brudd (%)	Pålitelighetsindeks
Profil 26, dagens tilstand	$6,58 \cdot 10^{-1}$	-0,41
Profil 26, midlertidig tilstand	$< 3,33 \cdot 10^{-3}$	$> 2,71$
Profil 26, permanent tilstand	$< 3,33 \cdot 10^{-3}$	$> 2,71$
Profil 32, dagens tilstand ^[*]	$4,00 \cdot 10^{-4}$	3,35
Profil 32, permanent tilstand	$< 3,33 \cdot 10^{-3}$	$> 2,71$

[*]: Ikke mulig da dette tilsvarer < 1 brudd på 300 simuleringen.

Sannsynlighet for brudd og pålitelighetsindeks beregnet i MCS med 2000 simuleringer er oppsummert i tabell 25. Beregninger for dagens situasjon i profil 26 og 32 gir bruddsannsynligheter på henholdsvis på 64,3 % og $5,00 \cdot 10^{-4}$ %. I de resterende beregningene, som inkluderer midlertidig- og permanent situasjon i profil 26, i tillegg til permanent situasjon i profil 32, resulterer ingen av de 2000 simuleringene i brudd. Dette gir en antatt bruddsannsynlighet på mindre enn $5,0 \cdot 10^{-4}$ %.

Tabell 25: Bruddsannsynlighet og pålitelighetsindeks beregnet med MCS-analyse med 2000 simuleringer.

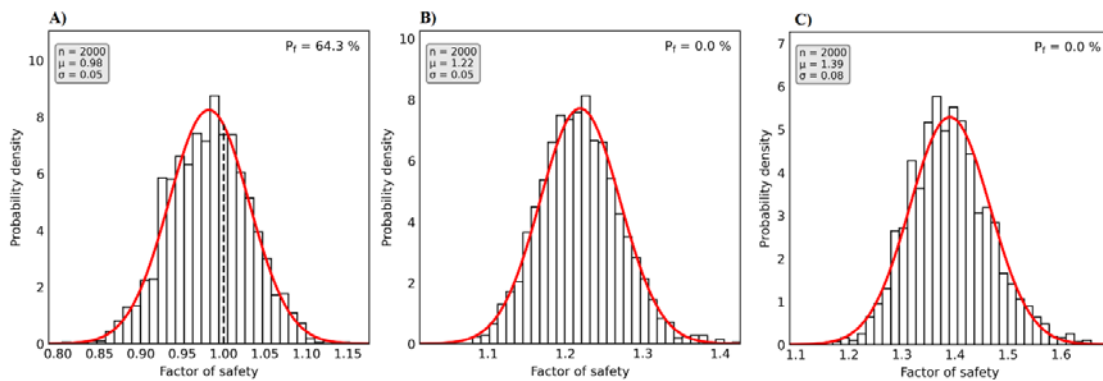
Beregningsprofil	Sannsynlighet for brudd (%)	Pålitelighetsindeks
Profil 26, dagens tilstand	$6,43 \cdot 10^{-1}$	-0,37
Profil 26, midlertidig tilstand	$< 5,0 \cdot 10^{-4}$	$> 3,29$
Profil 26, permanent tilstand	$< 5,0 \cdot 10^{-4}$	$> 3,29$
Profil 32, dagens tilstand	$5,00 \cdot 10^{-4}$	3,29
Profil 32, permanent tilstand	$< 5,0 \cdot 10^{-4}$	$> 3,29$

Analysene genererer sannsynlighetsfordelinger med forventet sikkerhetsfaktor og tilhørende standardavvik. Sannsynlighetsfordelingene relatert til sikkerhetsfaktor beregnet med MCS (2000 simuleringer) for profil 26 (dagens-, midlertidig- og permanent situasjon) vises i figur 40. Tilsvarende for profil 32 (dagens- og permanent situasjon) vises i figur 41. Resultatene kan benyttes til å si noe om hvordan usikkerhet i grunnen påvirker sikkerhet.

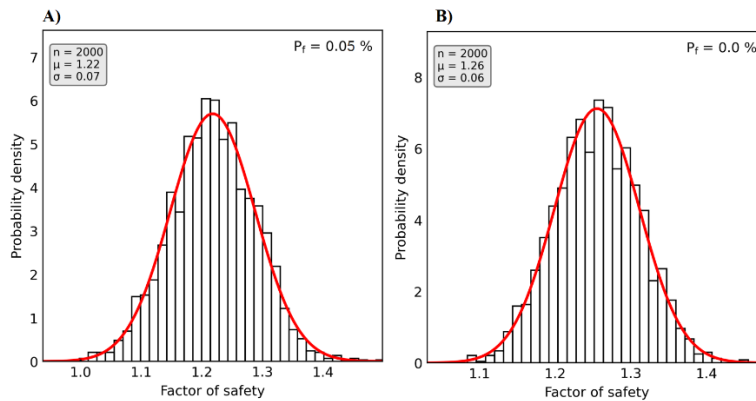
Ved 2000 simuleringer beregnes forventet sikkerhetsfaktor og standardavvik for dagens situasjon i profil 26 til henholdsvis 0,98 og 0,05. For midlertidig situasjon er forventet sikkerhetsfaktor 1,22 med standardavvik på 0,05. For permanent situasjon er resultatet en forventet sikkerhetsfaktor på 1,39 med standardavvik på 0,08 (figur 40). For profil 32 er forventningsverdi og standardavvik for dagens situasjon henholdsvis 1,22 og 0,07, og for permanent situasjon henholdsvis 1,26 og 0,06 (figur 41). Resultatene oppsummeres i tabell 26.

Tabell 26: Oppsummering av forventningsverdi, standardavvik og kovarians for sikkerhetsfaktor beregnet med MCS, 2000 simuleringer.

Beregningsprofil	Forventet sikkerhetsfaktor	Standardavvik	COV (%)
Profil 26, dagens tilstand	0,98	0,05	5,10
Profil 26, midlertidig tilstand	1,22	0,05	4,10
Profil 26, permanent tilstand	1,39	0,08	5,76
Profil 32, dagens tilstand	1,22	0,07	5,74
Profil 32, permanent tilstand	1,26	0,06	4,76



Figur 40: MCS med 2000 simuleringer, profil 26. A) dagens situasjon, B) midlertidig situasjon, C) permanent situasjon.



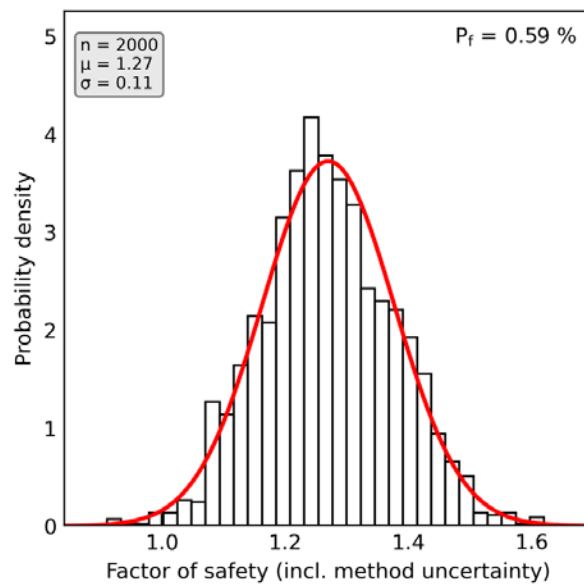
Figur 41: MCS med 2000 simuleringer, profil 32. A) dagens situasjon, B) permanent situasjon.

Beregning inkludert modellusikkerhet er gjort for midlertidig situasjon i profil 26 med 2000 simuleringer i MCS. Resultatet er oppsummert i tabell 27. Bruddsansynlighet er beregnet til $5,90 \cdot 10^{-3}$ %, med en forventet sikkerhetsfaktor på 1,27 og standardavvik 0,11. Dette gir en

kovarians på 8,66 % (figur 42). Både sikkerhetsfaktor og bruddsannsynlighet øker, noe som blir forklart senere i oppgaven (kapittel 5.2.3).

Tabell 27: Bruddsannsynlighet, pålitelighetsindeks, forventningsverdi til sikkerhetsfaktor, standardavvik og kovarians. Beregnet med MCS-analyse med 2000 simuleringer for midlertidig situasjon i profil 26, inkludert modellusikkerhet.

Sannsynlighet for brudd (%)	Pålitelighetsindeks	Forventet sikkerhetsfaktor	Standardavvik	COV (%)
$5,90 \cdot 10^{-3}$	2,52	1,27	0,11	8,66



Figur 42: MCS med 2000 simuleringer for midlertidig situasjon i profil 26. Modellusikkerhet er inkludert.

Tabell 28: Oppsummering av resultater fra deterministisk analyse, FORM, MCS (300 og 2000 simuleringer) og MCS (2000) inkludert modellusikkerhet (^M). For deterministisk analyse presenteres sikkerhetsfaktor (FOS), for FORM og MCS presenteres sannsynlighet for brudd (p_f) og pålitelighetsindeks (β).

Profil	26 dagers	26 midlertidig	26 permanent	32 dagers	32 permanent
FOS	0,99	1,22	1,40	1,26	1,31
FORM	$p_f=12,1\%$ & $\beta = 1,17$	$p_f=4,83 \cdot 10^{-4}\%$ & $\beta = 3,30$	$p_f=2,22 \cdot 10^{-6}\%$ & $\beta = 4,59$	$p_f=4,66 \cdot 10^{-4}\%$ & $\beta = 3,31$	$p_f=1,72 \cdot 10^{-4}\%$ & $\beta = 3,58$
MCS (300)	$p_f=65,8\%$ & $\beta = -0,41$	$p_f < 3,33 \cdot 10^{-3}\%$ & $\beta > 2,71$	$p_f < 3,33 \cdot 10^{-3}\%$ & $\beta > 2,71$	$*p_f=4,00 \cdot 10^{-4}\%$ & $*\beta = 3,35$	$p_f < 3,33 \cdot 10^{-3}\%$ & $\beta > 2,71$
MCS (2000)	$p_f=64,3\%$ & $\beta = -0,37$	$p_f < 5,00 \cdot 10^{-4}\%$ & $\beta > 3,29$	$p_f < 5,00 \cdot 10^{-4}\%$ & $\beta > 3,29$	$p_f=5,00 \cdot 10^{-4}\%$ & $\beta = 3,29$	$p_f < 5,00 \cdot 10^{-4}\%$ & $\beta > 3,29$
MCS (2000) ^M		$p_f=5,90 \cdot 10^{-3}\%$ & $\beta = 2,52$			

* Ikke teknisk mulig da bruddsannsynlighet tilsvarende < 1 brudd for hele beregningen.

5 Diskusjon

5.1 Usikkerheter i materialparametere

Iboende variasjon i jordarter refereres til som aleatorisk usikkerhet, og kan verken elimineres eller reduseres (Nadim, 2007). Usikkerhetene kan derimot identifiseres og kvantifiseres, noe som vil være hensiktsmessig for et trygt og kostnadseffektivt geoteknisk design (Baecher & Christian, 2003). Det er kompleksitet assosiert med statistisk behandling av fysiske parametere, og dette må gjøres med forsiktighet. Det er viktig å benytte konsekvent måledata for å oppnå et resultat med minst mulig grad av usikkerhet (Nadim, 2007). Det vil ofte være nødvendig å foreta antagelser, som medfører krav til geoteknisk kompetanse og erfaring. Det vil også være hensiktsmessig med bakgrunnskunnskap på særlig kvartærgeologi, da prosesser fra siste istid og frem til i dag kan medvirke til komplekse grunnforhold. Variasjon i jordparameterne i skråningene i Moss sentrum er relatert til dette. Mektigheten av leire i beregningssnitt undersøkt i denne studien varierer fra omtrent 10 m i profil 26 til omtrent 35 m i profil 32 (appendiks D). Vekslende avsetningsmiljø (glasialt og marint) har dermed bidratt til varierende materialeegenskaper i relativt mektige leirlag ved at leirens sammensetning stedvis har innslag av silt, sand og grus (NGI, 2021b). Materialeegenskapene kan inneha stor iboende variasjon, selv på begrenset utstrekning både lateralt og vertikalt (Jaksa, 2006). Det er av nødvendighet å utvikle metoder for bestemmelse av jordparametere og variasjon tilknyttet disse.

Det er i litteraturen beskrevet flere ulike korrelasjoner for transformering av trykksonderingsdata for estimering aktiv skjærstyrke (Karlsruud, et al., 2005; Paniagua, et al., 2019). Databasen benyttet i disse studiene består av høykvalitets blokkprøver som viser likhetstrekk i egenskaper sammenlignet med leirene som er beskrevet i Moss (bløt- til medium fast) (Karlsruud, et al., 2005; NGI, 2021b). For aktiv udrenert skjærstyrke er det i denne studien gjort statistiske beregninger av korrelasjonen $N_{\Delta u}$ basert på regresjonsmodeller (formel 3-1, 3-2 og tabell 15). Valg av korrelasjon $N_{\Delta u}$ er gjort på bakgrunn av pålitelighet. Karlsruud, et al. beskriver i sin studie at denne korrelasjonen gir minst variasjon. Pågående prosjekt ved NGI for kvantifisering av usikkerheter forbundet med empiriske korrelasjoner tilsier det samme. Det foreligger foreløpig ingen dokumentasjon på dette utsagnet. Valg av korrelasjon med større variasjon ville i dette tilfellet vært et konservativt anslag. Det er antatt at korrelasjon undersøkt i denne studien vil gi mest realistisk variasjon.

Statistisk oppsummering av alle regresjonsmodellene (tabell 15) tilsier at både poretrykk- og OCR-faktor i begge korrelasjonene ($N_{\Delta u}$ med sensitivitet over eller under 15) er innenfor 95 % konfidensintervall. Poretrykksfaktor er henholdsvis 6,9 og 9,8 for formel 3-1 og 3-2. OCR-faktor for tilsvarende formler er -4,0 og -4,5. Negative verdier betyr ikke at OCR er negativ, da OCR utelukkende har positive verdier. Dette er kun faktorer som inngår i korrelasjon for bestemmelse av skjærstyrke. Plastisitetsfaktor er kun benyttet i formel 3-1, og denne er ligger utenfor (over) 95 % konfidensintervall. Det at 95 % konfidensintervall viser at plastisitetsindeks også kan være negativ, medfører at det er høyere grad av usikkerhet relatert til denne regresjonsparameteren.

I studiene til Karlsrud et al. og Paniagua et al. er det ikke gjort undersøkelser på usikkerheter relatert til estimering av parametere eller av residual standardavvik i regresjonsmodeller. Denne usikkerheten blir heller referert til som transformasjonsusikkerhet. Dermed vil bruk av kun denne variasjonen neglisjere naturlig variasjon. Grunnet tilstedeværelse av silt, sand og grus i noe av leiren i Moss, vil dette være dristig. Det er derfor valgt å tillegge transformasjonsusikkerheten av antatt verdi på naturlig variasjon tilsvarende $\frac{1}{2}$ ganger transformasjonsusikkerheten (formel 3-3), noe som resulterer i en total kovarians på 14,7 %. Dette innebærer at aktiv skjærstyrke er forbundet med stor usikkerhet. Økningen i kovarians fra 12 – 14,7 % begrunnes med stedvis høyt innhold av silt, sand og grus, som medfører avvik i variasjon sammenlignet med en mer homogen leire. Ved sammenligning av kovarians fra tidligere studier (tabell 29), ligger beregnet variasjon fra jorddata fra Moss i nedre sjiktet i dette intervallet (Baecher & Christian, 2003; Duncan, et al., 2014; Harr, 1987; Kulhawy, 1992; Lacasse & Nadim, 1997). Dette sammenfaller med antagelsen om at metode for bestemmelse av aktiv udrenert skjærstyrke benyttet i denne studien kan være medvirkende til lavere grad av usikkerhet.

Direkte- og passive anisotropifaktorer er assosiert med store usikkerheter, særlig for lavplastisk leire tilsvarende den som finnes i Moss (tabell17) (Thakur, et al., 2014). I prosjektet IC SMS er det ikke foretatt testing for bestemmelse av disse, og det benyttes i stedet korrelasjoner utviklet i NVEs prosjekt "Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire" (figur 32). Her er det foretatt tester på en database av høykvalitets blokkprøver (Thakur, et al., 2014). Jorddata i databasen klassifisert som lavplastisk (plastisitetsindeks < 10 %) viser stor variasjon, særlig for SuP/SuA som har beregnet kovarians på 23,5 %. Det er forbundet mindre usikkerhet til SuD/SuA, med kovarians 6,6 % (tabell 18). Bestemmelse av passive anisotropiforhold på 0,35 er dermed meget usikkert

estimat. Det foreligger derfor forutsetninger om forsiktig anslag av aktiv skjærstyrke. Det er viktig å påpeke at feilestimering av direkte- og passive anisotropifaktorer har begrenset påvirkning på sikkerhetsfaktor i deterministisk analyse. Tidligere studier viser at store variasjoner kun påvirker sikkerhetsfaktor med 3-6 % (Thakur, et al., 2014). Det kan derfor antas at denne parameteren, til tross for høy variasjon, ikke bidrar til store usikkerheter. Det må likevel nevnes at et avvik på 6 % fra reell sikkerhetsfaktor kan ha store konsekvenser. Særlig relatert til regelverk, som opererer med grenseverdier og krav til tiltak der disse ikke overgås (Bane NOR, 2022; Standard Norge, 2020; Wiig, et al., 2019). Ved testing av passive anisotropiforhold kan denne usikkerheten reduseres, og dette kan være hensiktsmessig. Usikkerhet relatert til direkte anisotropifaktor anses som for lav til å påvirke sikkerhet nevneverdig, og verdier kan baseres på plastisitetsskorrelasjon.

Romvekt behandles som en uavhengig, diskret variabel, og det beregnes lav kovarians i datasettet (tabell 19). Dette sammenfaller med verdier benyttet i tidligere studier (tabell 29). Overkonsolideringsgrad viser høy kovarians (tabell 21), som sammenfaller med tidligere studier (Baecher & Christian, 2003; Duncan, et al., 2014; Harr, 1987; Kulhawy, 1992; Lacasse & Nadim, 1997). Verdien er helt i øvre del av sjiktet, og muligheter for å redusere variasjonen bør undersøkes. Det er i denne studien ikke tatt hensyn til at overkonsolideringsgrad avhenger av dybde (figur 39), og det kan være fordelaktig å begrense dataområdet da prøver hentet ut fra større dyp vil påvirke statistisk beregning nevneverdig. Gjennomsnittsverdier sammenfaller med hva som er beskrevet for område i helhet, som innebærer en svak overkonsolidert leire (NGI, 2021b).

Bestemmelse av kovarians for drenerte parametere baserer seg på erfaringsverdier gjengitt i tabell 29. Standardavvik som skal inngå i probabilistiske analyser beregnes med hensyn på kovarians innenfor intervallet benyttet i tidligere studier (tabell 13 og 14). Det er gjort et forenklet estimat i denne studien, og standardavvik relatert til effektiv friksjonsvinkel kunne blitt vurdert til noe høyere. Det er tidligere beregnet kovarians opp til 15 %.

Tabell 29: Oversikt over kovarians benyttet i tidligere studier sammenlignet med hva som er beregnet i denne studien. (Baecher & Christian, 2003; Duncan, et al., 2014; Harr, 1987; Kulhawy, 1992; Lacasse & Nadim, 1997).

Materiale	Materialparameter	COV beregnet i tidligere studier (%)	COV beregnet i denne studien (%)
Leire	Romvekt	3-7	4,6 – 5,7
	Udrenert skjærstyrkefaktor	10-30	14,7
	Overkonsolideringsgrad	10-35	28 – 30 (50*)
	SuD/SuA	-	6,6
	SuP/SuA	-	23,5
Sand	Romvekt	3-7	5,3**
	Effektiv friksjonsvinkel	2-15	5,7**

* Dersom ekstremverdi av ORC ≈ 5 inngår (en måling).

** Antagelser ved bruk av erfaringsverdier.

Poretrykk inngår ikke i videre analyser, med det er gjort statistiske beregninger for å se på variasjonen i snittene. Det er et begrenset datautvalg, og poretrykksforhold i profil 26 og 32 baseres på henholdsvis tre og fem poretrykksmålere. Av disse beregnes kovarians til henholdsvis 43,5 % og 8,4 % (tabell 20). Ifølge NGIs datarapport "vurdering av områdestabilitet" skal det være et lite poreundertrykk rundt profil 26 og tilnærmet hydrostatisk rundt profil 32 (NGI, 2021b). Dette kan samsvare med beregningene gjort i parameteranalysen. Det må likevel utøves forsiktighet ved bestemmelse av statistiske verdier av poretrykksforhold med så få datapunkter. I profil 26 er det tre målinger på tre forskjellige dybder, som kan forklare lav kovarians. Tilfellet i profil 32 er at all dataen er samlet inn fra to dybder. Flere datapunkter på hver dybde vil derfor medføre høyere spredning, som fører til store usikkerheter relatert til antakelse av poretrykksforhold. Dette viser viktigheten av konsekvente måledata, påpekt av Nadim (2007) innledningsvis.

Grunnet omfanget av prosjektet IC SMS og grunnforholdene i Moss foreligger det et stort datagrunnlag sammenlignet med de fleste andre prosjekter. Det er utført store mengder undersøkelser, både i felt og på laboratoriet. Det må likevel påpekes at for en representativ statistisk analyse er datagrunnlaget noe begrenset. Dette gjelder særlig for bestemmelse av parametere som overkonsolideringsgrad, plastisitet, sensitivitet og romvekt. På en annen side virker resultatene fra parameteranalysen i denne studien å ha troverdighet da de har

overenstemmelse med tidligere studier samt erfaringsbaserte parameterverdier brukt i eksempelvis Statens vegvesen håndbok v220 (2018).

For bestemmelse av aktiv udrenert skjærstyrke benyttes blant annet CPTU-data. Undersøkelsesmetoden (kapittel 2.2.1.) kan innhente store mengder data på relativt kort tid, gjennom leirlag av tilnærmet ubegrenset dybde. CPTU-data benyttes til bestemmelse av aktiv udrenert skjærstyrke, som er den parameteren tilknyttet størst grad av usikkerhet. Datagrunnlag av CPTU-data er ofte tilfredsstillende for en representativ statistisk analyse, og det kan derfor være svært nyttig å undersøke dette videre i den hensikt å redusere usikkerhet i aktiv udrenert skjærstyrke.

Av parameterne tilknyttet størst grad av usikkerhet er aktiv udrenert skjærstyrke og passiv anisotropifaktor. Det er grunn til å tro at passiv anisotropifaktor har mindre å si for sikkerhet i skråningene, og at udrenert aktiv skjærstyrke er parameteren som påvirker sikkerheten mest. Dette er bare en antagelse, og det ville vært nyttig å foreta en sensitivitetsanalyse for å undersøke hvilke parametere som har mest og minst påvirkning på sikkerheten i skråningene.

5.2 Stabilitetsanalyser

Både deterministisk- og probabilistisk analyse viser troverdighet ved henholdsvis økende sikkerhetsfaktor og avtagende bruddsannsynlighet fra dagens- til permanent situasjon (tabell 28). GeoSuite Stability er et anerkjent beregningsprogram med høy grad av nøyaktighet, hvor denne trenden var forventet (Duncan & Wright, 2005). For probabilistiske analyser, med beregningene gjennomført i kodeprogrammet Python, krever det ofte større grad av undersøkelse for å validere resultat. Det kreves ofte mye bearbeiding, testing og "prøving og feiling" før endelig resultat kan produseres.

5.2.1 Dagens situasjon

Deterministisk analyse for dagens situasjon i profil 26 resulterer i sikkerhetsfaktor 0,99, som er et godt eksempel på at konservative antagelser er benyttet i beregningen (tabell 22). Det er ikke mulig for en naturlig skråning å ha en deterministisk sikkerhetsfaktor lavere enn 1, da 1 indikerer brudd. At *Moss havn* er evaluert til "risikoklasse 4" (appendiks C) begrunnet med faregrad og skadekonsekvens medfører viktighet av å bruke forsiktige antagelser. Utført FORM-analyse for dagens situasjon i profil 26 resulterer i svært høy bruddsannsynlighet (12,1

%). Dette kan ha troverdighet sammenlignet med resultat fra deterministisk beregning, som indikerer brudd.

For tilsvarende situasjon vil det kreves få simuleringer i MCS for å få et troverdig resultat (i henhold til formel 2-16). Med en bruddsannsynlighet på 12,1 % vil det statistisk sett kreves omtrent åtte simuleringer for å simulere en bruddhendelse. Det ble kjørt beregninger med henholdsvis 300 og 2000 simuleringer. Høyest bruddsannsynlighet på 65,8 % ble beregnet med 300 simuleringer. Denne ble redusert til 64,3 % med 2000 simuleringer. Bruddsannsynlighet beregnet med MCS vil ved økende antall simuleringer gå mot en konstant verdi, og det kan antas at resultat med 2000 simuleringer er troverdig. Sammenlignet med FORM-analysen stemmer ikke disse resultatene overens. FORM er en sofistikert metode for beregning sannsynlighet for brudd (Gundersen, et al., 2020), men det kan ikke utelukkes at den eksempelvis har feilberegnet designpunkt gitt at høy bruddsannsynlighet ligger nærme origo i koordinatsystemet.

For dagens situasjon i profil 32 er beregnet deterministisk sikkerhetsfaktor 1,26. Denne beregningen resulterer i bruddsannsynlighet $4,66 \cdot 10^{-4}$ % med FORM-analyse. Det gir en indikasjon om at simuleringer nødvendig for å oppfatte et brudd er et sted mellom 1000 og 10000. Det at MCS med 300 simuleringer resulterte i en bruddsannsynlighet på $4,0 \cdot 10^{-4}$ % er derfor bemerkelsesverdig. Ifølge definisjon på bruddsannsynlighet ved MCS (formel 2-16) indikerer dette at 0,12 simuleringer har resultert i brudd, noe som ikke er mulig. Feilen er antatt å ligge i beregningsprogrammet i Python, og reelt resultat fra beregningen er bruddsannsynlighet mindre enn $3,33 \cdot 10^{-3}$ %.

Beregning med 2000 simuleringer resulterer i en bruddsannsynlighet på $5,00 \cdot 10^{-4}$ %. Dette indikerer at 1 av 2000 simuleringer har resultert i bruddhendelse. Resultatet gir derfor kun en indikasjon, og det er nødvendig med et større omfang simuleringer for å få en representativ bruddsannsynlighet. Det må påpekes at begge metodene beregner omtrentlig samme sannsynlighet for brudd, og grunnet pålitelighet relatert til FORM kan det antas at resultatet stemmer.

5.2.2 Situasjon etter stabilitetsforbedrende tiltak

Etter motfylling er plassert i skråningsbunn i profil 26 økes sikkerhetsfaktor med 23,2 %. Dette medfører også en stor reduksjon i bruddsannsynlighet beregnet med FORM ($4,83 \cdot 10^{-4}$ %). Gitt

at denne bruddsannsynligheten er troverdig, antas det at det er tilstrekkelig med mellom 1000 og 10000 simuleringer MCS for å simulere en bruddhendelse. Det er derfor naturlig at det ikke blir simulert brudd verken med 300 eller 2000 simuleringer. MCS gir derfor kun en indikasjon om at bruddsannsynlighet er mindre enn $5,0 \cdot 10^{-4}$ %. FORM-beregningen denne situasjonen resulterer i en bruddsannsynlighet helt i nærheten av dette. Undersøkelse av genert resultatfil viser at for 2000 simuleringer har det blitt beregnet sikkerhetsfaktorer fra 1,046 til 1,498. Dette styrker troverdigheten til FORM, da MCS var i nærheten av å identifisere et brudd.

Etter ytterligere forbedring for permanent situasjon i profil 26 og forbedring i profil 32, oppnår beregningssnittene en økning i sikkerhetsfaktor på henholdsvis 14,8 % og 4,0 %. For permanent situasjon i profil 26 beregnes bruddsannsynlighet i FORM til $2,22 \cdot 10^{-6}$ %. Tilsvarende for profil 32 gir $1,72 \cdot 10^{-4}$ %, Dette innebærer at det statistisk sett må kjøres simuleringer i størrelsesorden 500000 til 1 million for identifisering av bruddhendelse i permanent situasjon i profil 26. For tilsvarende situasjon i profil 32 er det tilstrekkelig med 1000 - 10000 simuleringer. Beregningene simulerte ikke i bruddendelser, noe som indikerer at bruddsannsynlighet er lavere enn $5,0 \cdot 10^{-4}$ %. Basert på FORM kan dette stemme for permanent situasjon i profil 32, mens den er antatt mye lavere i tilsvarende situasjon i profil 26.

5.2.3 Sikkerhet i skråningene

MCS genererer sannsynlighetsfordelinger med forventningsverdi og tilhørende standardavvik for sikkerhetsfaktor i beregnede situasjoner (figur 40 og 41). Disse kan benyttes for å anslå hvordan usikkerheter i grunnen er med på påvirke sikkerhet i skråningene. For dagens situasjon i profil 26 er det beregnet en forventningsverdi til sikkerhetsfaktor på 0,98 med standardavvik 0,05. Dette gir en kovarians på 5,10 %. Forventningsverdi til sikkerhetsfaktor i dagens situasjon i profil 32 er på 1,22, noe som er mindre enn beregnet deterministisk sikkerhetsfaktor (1,26). Standardavvik og kovarians er på henholdsvis 0,07 og 5,73 %. Grunnet et noe høyere standardavvik blir forventet sikkerhetsfaktor beregnet til å være noe lavere enn reell, og usikkerhetene i skråningen påvirker sikkerheten i større grad enn hva som er tilfellet for tilsvarende situasjon i profil 26.

Sannsynlighetsfordelinger generert fra MCS etter stabilitetsforbedrende tiltak (figur 40-41) viser at midlertidig situasjon i profil 26 har en beregnet forventet sikkerhetsfaktor på 1,22, med standardavvik 0,05. Dette gir en kovarians på 4,10 %, som indikerer relativt lav grad av variasjon. Tilsvarende for permanent situasjon i samme profil gir en forventningsverdi til

sikkerhetsfaktor på 1,39 med standardavvik 0,08 og kovarians på 5,76 %. Større variasjon medfører at forventet sikkerhetsfaktor blir lavere enn krav på 1,4 for permanent situasjon. Det er benyttet identiske inngangsparametere i de to analysene, der to ulike glideflater analyseres. Det antas derfor at det er usikkerheter relatert til glideflate eller søkefelt som utgjør ulikheten. Usikkerheter i grunnen påvirker derfor sikkerheten i skråningen for permanent situasjon i profil 26 mer enn for dagens- og midlertidig situasjon i samme profil.

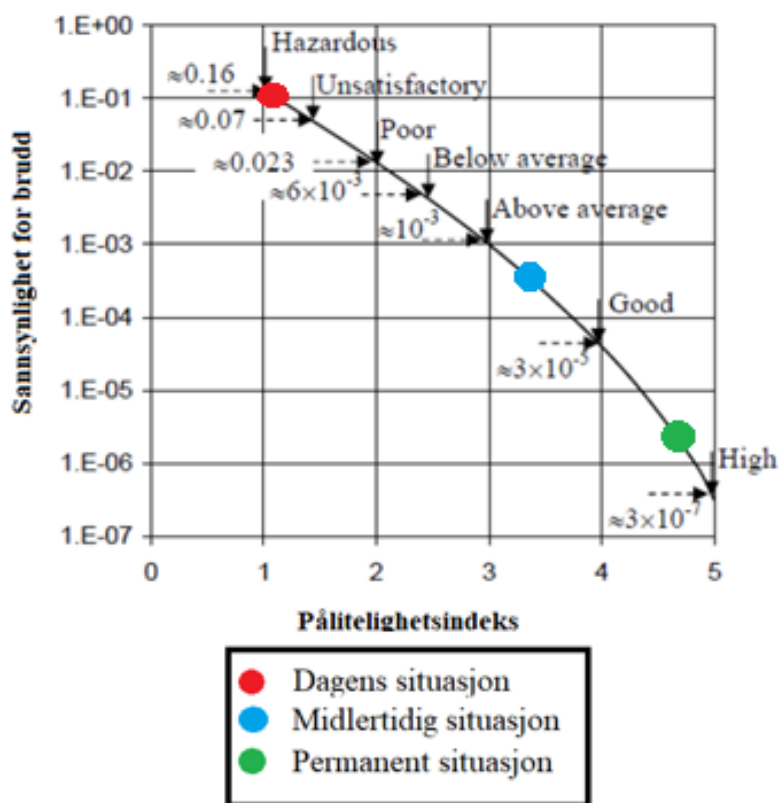
Forventningsverdi til sikkerhetsfaktor i permanent situasjon i profil 32 er på 1,26. Dette er lavere enn beregnet deterministisk sikkerhetsfaktor (1,31). Standardavvik og kovarians er på henholdsvis 0,06 og 4,76 %. Det er nedgang i forventet sikkerhetsfaktor for begge situasjonene i profil 32, noe som indikerer at sikkerhet i dette profilet blir mer påvirket av usikkerhet i grunnen, enn hva tilfellet er for dagens- og midlertidig situasjon i profil 26.

For indikasjon av sikkerheten i skråningene benyttes retningslinjer utviklet av "U.S. Army Corps of Engineers" i 1997, for prosjekter innen geoteknikk og infrastruktur. Denne baseres på sannsynlighet for brudd og pålitelighetsindeks (figur 27). Figur 43 og 44 illustrere antatt sikkerhet i henholdsvis profil 26 og 32 beregnet med FORM. Dette viser at dagens situasjon i profil 26 refereres til som "farlig", noe som kan ha overenstemmelse med deterministisk sikkerhetsfaktor for tilsvarende situasjon. Ved stabilitetsforbedrende tiltak ender profilet opp med "høy" sikkerhet. Dette kan samsvare med deterministisk beregning, der sikkerhetsfaktor som er tilstrekkelig for å tilfredsstille krav til prosjektet, er oppnådd. For midlertidig situasjon klassifiseres sikkerhet som mellom "over gjennomsnittlig" og "godt". Det er nødvendig at profilet i denne situasjonen er robust nok til etablering av støttevegg. Installasjon av støttevegg kan ha noe mindre negativ effekt på sikkerheten, og det er viktig at designet tar hensyn til dette. Midlertidig situasjon i profil 26 har gitt lavest beregnet kovarians av samtlige profiler og situasjoner. Det er ingen avvik mellom deterministisk sikkerhetsfaktor eller forventet sikkerhetsfaktor, og det anses derfor som relativt trygt å installere støttevegg. For situasjonene i profil 32 er begge antatt å ha en sikkerhet mellom "over gjennomsnittlig" og "godt". Lave bruddsannsynligheter og relativt lav spredning i forventet sikkerhetsfaktor i alle profilene med unntak av dagens situasjon i profil 26 indikerer høy sikkerhet i skråningene.

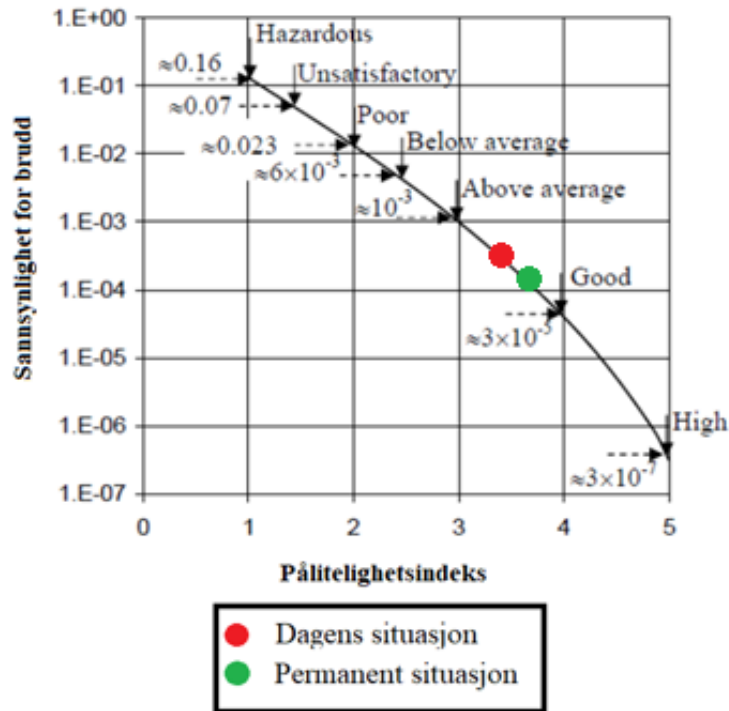
Dagens regelverk tar ikke høyde for bruddsannsynlighet når det gjelder jord- og kvikkleireskred. I denne studien er det kun benyttet retningslinjer utgitt av USACE (1997) som indikator på sikkerheten til skråninger basert på bruddsannsynlighet. Dersom bruddsannsynligheter skal veies opp mot krav forankret i lover og forskrifter, er det helt

vesentlig at usikkerheter er kvantifisert. Et design med ingen eller svært lav grad usikkerhet vil oppnå en bruddsannsynlighet nærmest lik 0 dersom krav til sikkerhetsfaktor på eksempelvis 1,4 skal oppfylles. Dette ville i så måte vært et altfor konservativt krav. Kravet for permanent situasjon i profil 26 oppnår en svært lav bruddsannsynlighet ved deterministisk sikkerhetsfaktor på 1,4, og det kan diskuteres om dette er for konservativt. Dersom glideflate hadde berørt jernbaneanlegget ville kravet til sikkerhetsfaktor vært på 1,6 (kapittel 2.1.1 – Bane NORs tekniske regelverk). Det kan da antas at bruddsannsynlighet ville vært tilnærmet 0.

Selv om usikkerheter i grunnen i Moss virker å være noe begrenset, påvirker de likevel (i liten grad) sikkerheten i skråningene. Det kan derfor antas at reglement for kravsetting av sikkerhetsfaktor i dette prosjektet er fornuftig, gitt at kvikkleiresonen grunnet faregrad og konsekvensklasse tilhører "risikoklasse 4".

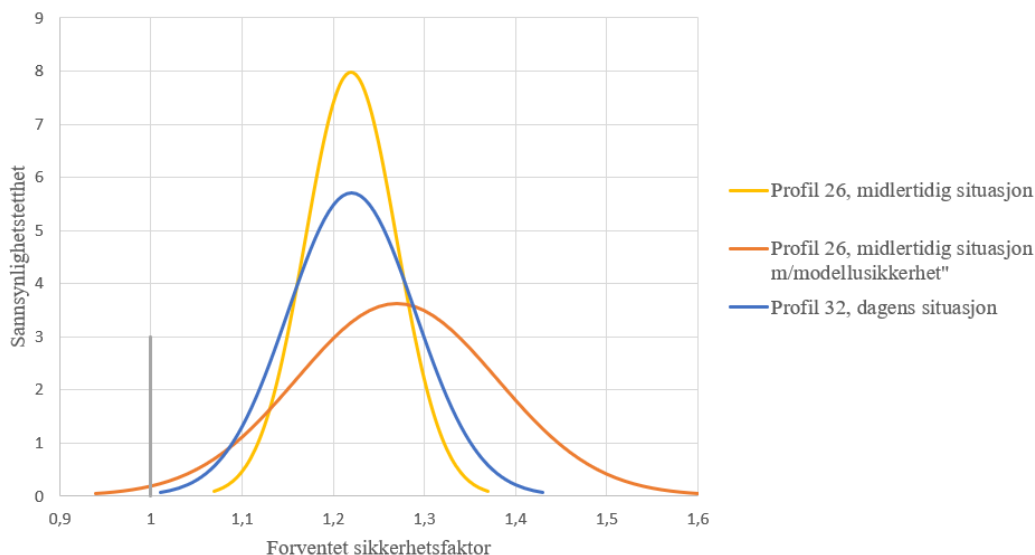


Figur 43:Retningslinjer med beskrivelse av sikkerhet til design, inkludert resultater fra FORM-analyse fra profil 26 (modifisert fra USACE, 1997).



Figur 44: Retningslinjer med beskrivelse av sikkerhet til design, inkludert resultater fra FORM-analyse fra profil 32 (modifisert fra USACE, 1997).

For å illustrere hvordan grad av usikkerhet påvirker sikkerhet i skråningene i Moss sammenlignes resultater fra midlertidig situasjon i profil 26 og resultater fra dagens situasjon i profil 32, da begge tilfellene har identisk beregnet forventningsverdi av sikkerhetsfaktor. Dette gjøres ved fremstilling i tetthetsfunksjoner (figur 45). Det er noe mer usikkerheter relatert til beregning av dagens situasjon i profil 32 sammenlignet med midlertidig situasjon i profil 26. Dette medfører større spredning i datasettet, og resulterte også i en simulert bruddhendelse i MCS (2000 simuleringer). Midlertidig situasjon i profil 26, der modellusikkerhet inkluderes, er illustrert på tilsvarende måte. Her er både forventet sikkerhetsfaktor og standardavvik høyere (1,27 og 0,11). Dette medfører en mer langstrakt sannsynlighetsfordeling, der arealet under kurven som representerer forventet sikkerhetsfaktor lavere enn 1 tilsvarer 0,59 % av totalt areal under hele kurven. Til tross for økt forventet sikkerhetsfaktor øker også bruddsannsynlighet.



Figur 45: Tetthetskurver for forventet sikkerhetsfaktor for profil 26 (midlertidig) og profil 32 (dagens + midlertidig m/modellusikkerhet).

5.2.4 Modellusikkerhet

Bruk av modellusikkerhet med forventningsverdi lik 1 er en urealistisk antagelse om at modell benyttet i beregninger er identisk med faktisk modell. Den representerer avviket mellom resultat og virkelighet (bias). Dersom forventningsverdi er større enn 1 er det gjort konservative anslag, noe som ofte er tilfellet (Bai & Jin, 2016). Et eksempel på dette er deterministisk beregning av dagens situasjon i profil 26, med sikkerhetsfaktor 0,99. I denne studien benyttes forventningsverdi på modellusikkerhet på 1,04, som baserer seg på tidligere studier (Lacasse & Nadim, 2013; Phoon & Tang, 2019). Valg av standardavvik 0,075 er basert på usikkerheter tilknyttet beregningsmodell, bruddmekanisme og kritisk bruddflate. Ifølge Duncan & Wright vil likevektmetoder som tilfredsstill alle likevektlikningene (eksempelvis Morgenstern & Price og BEAST-2003) beregne samme sikkerhetsfaktor med en nøyaktighet på $\pm 5\%$ (Duncan & Wright, 1980). Det kan i tillegg relateres usikkerheter til bruddmekanismer. I denne studien er det antatt sirkulær glideflate, med dersom reelt tilfelle er en sammensatt glideflate (sirkulær og rettlinjert) kan beregnet sikkerhetsfaktor avvike. Det er også usikkerheter relatert til identifisering av glideflate med lavest sikkerhetsfaktor. Det må tas med i betraktningen at beregningsprogrammet kan feile i identifisering av denne. I tillegg er jordarters iboende variasjon og usikkerheter i undersøkelsesmetoder faktorer som må tas hensyn til. Derfor er anslaget på 1,075 benyttet i denne studien muligens noe lavt. I tidligere studier er det benyttet

standardavvik 1,101 (Lacasse & Nadim, 2013; Phoon & Tang, 2019). Dette fremstår som et mer korrekt anslag.

Det er undersøkt modellusikkerhet for én situasjon i denne studien, midlertidig situasjon i profil 26 (figur 42 og tabell 27). Ved inkludering av modellusikkerhet reduseres bruddsannsynlighet fra omtrent $5,00 \cdot 10^{-4}$ % (basert på både MCS med ett bruddtilfelle på 2000 simuleringer, og FORM) til $5,90 \cdot 10^{-3}$ %. Det blir som forventet en økning i forventet sikkerhetsfaktor, begrunnet med at hver sikkerhetsfaktor beregnet gjennom 2000 simuleringer multipliseres med en tilfeldig verdi fra sannsynlighetsfordeling med forventningsverdi 1,04 og standardavvik 0,075. Standardavviket for beregnet sikkerhetsfaktorer øker, og dette resulterer i kovarians på 8,66 %. Dette er et godt eksempel på hva større grad av usikkerhet kan medføre (figur 45). Sikkerhetsfaktor øker med 4 %, og bruddsannsynlighet reduseres fra $5,00 \cdot 10^{-4}$ % til $5,90 \cdot 10^{-3}$ %. Modellusikkerhet kan potensielt gi store utslag, og det er derfor viktig å undersøke dette mer grundig.

6 Konklusjon

Det er både aleatoriske og epistemiske usikkerheter relatert til skråningsstabilitet, og dagens metode for håndtering av disse er bruk av konservative anslag. Det er derfor hensiktsmessig å undersøke metoder for kvantifisering av usikkerheter slik at designmodeller kan gjenspeile et så reelt bilde av virkeligheten som mulig. Rundt beregningssnittene i Moss er det tilknyttet stor variasjon til særlig udrenert aktiv skjærstyrke, med kovarians på 14,7 %. Det antas at udrenert aktiv skjærstyrke er parameteren som har mest å si for sikkerheten i skråningene, men det er av interesse å utføre sensitivitetsanalyse for et mer håndfast resultat.

Resultatene fra probabilistiske beregninger viser relativt lav variasjon i forventet sikkerhetsfaktor, noe som medfører likhet i resultatene beregnet i deterministiske analyser. Det er likevel noe større grad av usikkerhet i beregningene i profil 32 sammenlignet med profil 26 (med unntak av permanent situasjon). Dette medfører et lite avvik mellom forventet sikkerhetsfaktor og beregnet deterministisk sikkerhetsfaktor. Inkludering av modellusikkerhet ble utført for én situasjon, noe som resulterte i større utslag for beregnet sikkerhet. Metoden medfører økende grad av variasjon for forventet sikkerhetsfaktor, noe som igjen fører til høyere bruddsannsynlighet til tross for at forventet sikkerhetsfaktor øker. Dette er en god indikasjon på hva økt variasjon i grunnen kan bety for sikkerheten til skråninger.

Probabilistiske analysemetoder fremstår som gode alternativer for å beskrive sikkerhet i skråningene i Moss. For alle beregninger utenom dagens situasjon i profil 26 virker FORM å være pålitelig, da det er indikasjoner på overensstemmelse med beregninger gjort i MCS. MCS krever ofte et høyt antall simuleringer for et representativt resultat, særlig for beregning av lave bruddsannsynligheter. Dette medfører behov for stor maskinkraft i tillegg til at metoden kan være tidkrevende. Det kan derfor diskuteres om MCS er egnet for beregning av alle situasjonene i Moss.

Probabilistiske analyser har til hensikt å beregne bruddsannsynligheter. Det som i realiteten gjøres, er å benytte variasjon til å beskrive usikkerhet i grunnen. Resultater fra denne studien viser at variasjon i materialparametere er noe begrenset. Dette vil si at usikkerheten i grunnen ikke påvirker sikkerheten til skråningene i Moss i særlig stor grad. Dette indikerer tilstrekkelig sikkerhet i alle situasjoner med unntak av dagens situasjon i profil 26, komplekse grunnforhold og stor skadekonsekvens tatt i betraktning. Det er viktig å påpeke at antagelser gjort i prosessen kan bidra til at beregnet variasjon avviker noe fra realiteten.

6.1 Forslag til videre arbeid

Det er ønskelig å identifisere flere sammenhenger mellom konvensjonelle- og probabilistiske analysemetoder sin evne til å beskrive sikkerhet relatert til geotekniske problemstillinger. Det eksisterer i dag flere metoder, eksempelvis "Upper/lower bound plasticity". Det vil også være nyttig å utføre sensitivitetsanalyser, da dette gir en indikasjon på hva usikkerheter i ulike parametere har å si for stabilitet. I denne studien er det antatt størst variasjon i aktiv udrenert skjærstyrke. Det er både tilstrekkelig datagrunnlag (CPTU-data) og behov for ytterligere undersøkelse av metoder for bestemmelse av variasjon i denne parameteren. Modellusikkerhet bør også undersøkes nærmere. Inkludering av modellusikkerhet i analyse i denne studien viste stor påvirkning på sikkerhet i skråningen.

For prosjektet IC SMS kunne det vært hensiktsmessig å ta opp blokkprøver for å redusere usikkerhet i udrenert aktiv skjærstyrke. Det kunne også blitt utført direkte skjær- og passive treaksialforsøk for reduksjon i usikkerhet relatert til anisotropi.

Litteraturliste

Al-Karni, A., 2001. *Shear strength reduction due to excess pore water pressure*, Missouri: International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.

Almås, Å., 2022. *Store norske leksikon*. [Internett]

Available at: <https://snl.no/jord>

[Funnet 18 April 2022].

Andersen, S. et al., 1998. *Israndlinjer i Norden*. København: Nordis Ministerråd.

Baecher, G. & Christian, J., 2003. *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. s.l.:Wiley.

Bai, Y. & Jin, W.-L., 2016. *Marine structural design*. 2. red. s.l.:Elsevier Ltd.

Bane NOR, 2021. *Bane NOR*. [Internett]

Available at: <https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/sandbukta-moss-sastad/om-prosjektet/>

[Funnet 14 Mars 2022].

Bane NOR, 2022. *Teknisk regelverk*, s.l.: Bane NOR.

Bathurst, R. & Javankhoshdel, S., 2017. *Influence of Model Type, Bias and Input Parameter Variability on Reliability Analysis for Simple Limit State in Soil-Structure Interaction Problems*, s.l.: Georisk 11.

Bjørnstad, L., 2021. *forskning.no*. [Internett]

Available at: <https://forskning.no/geologi/derfor-har-bare-norge-og-noen-fa-andre-land-i-verden-kvikkleire/1793741>

[Funnet 3 Februar 2022].

Briaud, J.-L., 2013. *Geotechnical Engineering: Unsaturated and saturated soils*. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.

Bæverfjord, M., Tørum, E., Sandven, R. & Vik, A., 2012. *Naturfareprosjektet: Probabilistiske analyser av grunnundersøkelser i sensitive leireområder*, s.l.: Norges vassdrags- og energidirektorat, Jernbaneverket og Statens vegvesen.

Carstens, H., 2014. *Geo365*. [Internett]

Available at: <https://geo365.no/aktuelt/jord-og-flomskred-rammer-hardt-2/>

[Funnet 18 April 2022].

CEN, 2002. *Eurocode - Basis of structural design*, s.l.: Den europeiske standardiseringsorganisasjon.

- Chin, W. et al., 2016. *Developing an Excel spread sheet tool for local governments to compare and prioritise investment in climate adaptation*, s.l.: s.n.
- Chowdhury, R., Flentje, P. & Bhattacharya, 2010. *Geotechnical Slope Analysis*. s.l.:CRC Press.
- Christian, J., Ladd, C. & Baecher, G., 1994. *Reliability Applied to Slope Stability Analysis*, s.l.: Journal of Geotechnical Engineering.
- Clausen, C., 2003. *BEAST - A Computer Program for Limit Equilibrium Analysis by the Method of Slices*, s.l.: s.n.
- Devore, J., Olsen, C. & Peck, R., 2007. *Introduction to Statistics and Data Analysis*. Third red. s.l.:s.n.
- DNV, 2012. *Statistical Representation of Soil Data*, s.l.: Det Norske Veritas AS.
- Doorn, N. & Hansson, S., 2011. *Should probabilistic design replace safety factors*, s.l.: s.n.
- Dudzik, A. & Potrzezycz-Sut, B., 2021. *Hybrid Approach to the First Order Reliability Method in the Reliability Analysis of a Spatial Structure*, s.l.: Applied Science.
- Duncan, J. M., Wright, S. G. & Brandon, T. L., 2014. *Soil strength and slope stability*. second red. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.
- Duncan, J. & Wright, S., 1980. *The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis*, s.l.: Engineering Geology.
- Duncan, J. & Wright, S., 2005. *Soil strength and slope stability*. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.
- Ekawita, R., Nawir, H., Suprijadi & Khairurrijal, 2015. *A simple Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test Emulator*, s.l.: Trans Tech Publications.
- Fauskerud, O. et al., 2012. *NIFS - Naturfareprosjektet: Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer*, s.l.: Norges vassdrags- og energidirektorat, Statens vegvesen og Jernbaneverket.
- Fenton, G., 1997. *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*, Logan, UT: s.n.
- Fenton, G. & Griffiths, D., 2008. *Risk Assessment in Geotechnical Engineering*. Hoboken, NJ: Wiley.
- Fossen, H., 2016. *Structural Geology, second edition*. Cambridge: Cambridge University Press.
- Garzón, L., Caicedo, B., Sánchez-Silva, M. & Phoon, K., 2015. *Physical modelling of soil uncertainty*, s.l.: Journal of physics.
- Griffiths, D. & Lane, P., 1999. *Slope stability analysis by finite elements*, s.l.: s.n.

- Gundersen, A. et al., 2020. *Probabilistic slope stability analysis using novel response surface*, s.l.: s.n.
- Hanssen-Bauer, I. F. E. et al., 2015. *Klima i Norge 20100. Kunnskapsgrunnlag for klimatilpasning oppdatert 2015*, Oslo: Miljødirektoratet.
- Harr, M., 1987. *Reliability-Based Design in Civil Engineering*, New York: McGraw-Hill.
- Haugen, E. & Moholdt, R., 2020. *Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred: Metodebeskrivelse*, Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat.
- Hauser, C., 2022. *NGF-seminar - Stabilitetsanalyse av skråninger, skjæringer og fyllinger*. Jessheim: s.n.
- Huang, Y., 2014. *Slope Stability Analysis by the Limit Equilibrium Method: Fundamentals and Methods*. s.l.: American Society of Civil Engineers.
- Hungr, O., Leroueil, S. & Picarelli, L., 2013. *The Varnes classification of landslide types, an update*, Berlin: Springer-Verlag.
- Hunt, R., 1986. *Geotechnical Engineering Techniques and Practices - McGraw-Hill series in geotechnical engineering*. New York: McGraw-Hill.
- Hunt, R., 2005. *Geotechnical engineering investigation handbook, second edition*. Boca Raton, FL: Taylor & Francis Group.
- Jaksa, M., 2006. *Modeling the Natural Variability of Over-consolidated Clay in Adelaide, South Australia*, s.l.: University of Adelaide.
- Jones, A., Kramer, S. & Arduino, P., 2002. *Estimation of Uncertainty in Geotechnical Properties for Performance-Based Earthquake Engineering*, s.l.: University of Washington.
- Jørgensen, P., Sørensen, R. & Prestvik, O., 2013. *Norske jordarter*. s.l.: s.n.
- Karlsen, T., 2021. *Teknisk Ukeblad*. [Internett]
Available at: <https://www.tu.no/artikler/milliardsprekk-for-intercity-derfor-blir-moss-strekningen-7-milliarder-dyrere-br/510085?key=dEHp4XdL>
[Funnet 17 Mars 2022].
- Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D. & S., S., 2005. *CPTU correlations for clays*, s.l.: Proc. 16th ICSMGE.
- Klemsdal, T., 2002. *Landformene i Østfold*, s.l.: Natur i Østfold 21 (1/2).
- Knappett, J. & Craig, R., 2020. *Craig's soil mechanics - ninth edition*. Boca Raton, FL: Taylor & Francis Group.

Kommunal- og distriktsdepartementet, 2008. *Lov om planlegging og byggesaksbehandlinger (Plan- og bygningsloven)*, s.l.: Kommunal- og distriktsdepartementet.

Kommunal- og distriktsdepartementet, 2017. *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*, s.l.: Kommunal- og distriktsdepartementet.

Kulhawy, F., 1992. *On the evaluation of Soil Properties*, s.l.: Geotechnical Special Publication 31.

Lacasse, S., 1994. *Reliability and probabilistic methods*, New Dehli: Proc. 13th ICSMGE.

Lacasse, S. & Nadim, F., 1997. *Uncertainties in characterising soil properties*, s.l.: s.n.

Lacasse, S. & Nadim, F., 2013. *Probabilistic geotechnical analyses for offshore facilities*, s.l.: s.n.

Li, L. et al., 2019. *Evaluation of Critical Slip Surface in Limit Equilibrium Analysis of Slope Stability by Smoothed Particle Hydrodynamics*, s.l.: International Journal of Geomechanics.

Lyche, E. et al., 2016. *NIFS-rapport 15/2016 Sikkerhetsfilosofi for vurdering av områdestabilitet i naturlige skråninger*, s.l.: Norges vassdrags- og energidirektorat.

Madsen, H. & Egeland, T., 1998. *Structural reliability: models and applications*, Oslo: s.n.

Mangerud, J., 2021. *forskning.no*. [Internett]

Available at: <https://forskersonen.no/geofag-geokjemi-istiden/en-uventet-klimakatastrofe-under-siste-istid/1882907>

[Funnet 13 Februar 2022].

Morio, J. & Balesdent, M., 2015. *Estimation of Rare Event Probabilities in Complex Aerospace and Other Systems - A Practical Approach*. s.l.:Elsevier Ltd.

Nadim, F., 2007. *Tools and strategies for dealing with uncertainty in geotechnics*, New York: Springer Wien.

Nadim, F., 2017. *Reliability-based approach for robust geotechnical design*, Seoul: Proc. 19th ICSMGE.

Nelson, S., 2013. *Tulane University*. [Internett]

Available at: https://www.tulane.edu/~sanelson/Natural_Disasters/slopestability.htm

[Funnet Mars 8 2022].

NGI, 2014. *Skred - skredfare og sikringstiltak*. Oslo: Universitetsforlaget.

NGI, 2018. *Prinsipper for pålitelighetsanalyser*, Oslo: Norges Geotekniske Institutt.

NGI, 2020. *IC SMS - Vurdering av områdestabilitet*, Oslo: Norges Geotekniske Institutt.

NGI, 2021a. *Design styrkeprofil benyttet til stabilitetsberegninger for stasjonsområdet, rockwool og kleberget*, Oslo: Norges Geotekniske Institutt.

- NGI, 2021b. *IC Sandbukta-Moss-Såstad - Vurdering av områdestabilitet og forslag til anbefalte tiltak*, Oslo: Stiftelsen Norges Geotekniske Institutt.
- NGI, 2022. *Geoteknisk vurdering av stabilitet Moss Havn*, Oslo: Norges Geotekniske Institutt.
- NGU, 2015. *Norges Geologiske Undersøkelse*. [Internett]
Available at: <https://www.ngu.no/emne/kvikkleire-og-kvikkleireskred>
[Funnet 3 Februar 2022].
- Nowak, A. & Collins, K., 2000. *Reliability of structures*. s.l.:McGraw Hill.
- Olje- og energidepartementet, 2022. *På trygg grunn - Bedre håndtering av kvikkleirerisiko*, Oslo: Olje- og energidepartementet.
- Olje- og energidepartementet, 2012. *Meld. St. 15 (2011-2012): Hvordan leve med farene - om flom og skred*, Oslo: Olje- og energidepartementet.
- Paniagua, P. et al., 2019. *CPTU correlations for Norwegian clays; an update*, Oslo: AIMS Geosciences.
- Pereira, C. & Caldeira, L., 2013. *Shallow Foundation Design Application of EC7 Probabilistic and Deterministic Methods. I: Modern Geotechnical Design Codes of Practice*. s.l.:IOS Press.
- Phoon, K.-K. & Ching, J., 2018. *Risk and reliability in geotechnical engineering*. s.l.:CRC Press.
- Phoon, K.-K. & Tang, C., 2019. *Characterisation of Geotechnical Model Uncertainty*, s.l.: Georisk 3.
- Prästings, A., 2019. *Managing uncertainties in geotechnical parameters: From the perspective of Eurocode 7*, Stockholm: KTH Royal Institute of Technology.
- Ramberg, I., Bryhni, I., Nøttvedt, A. & Rangnes, K., 2008. *The Making of a Land - Geology of Norway*. Trondheim: Norsk Geologisk Forening.
- Rambøll & Sweco, 2016. *Østfoldbanen VL (Ski-Moss), Sandbukta-Moss-Såstad. Geoteknisk rapport. Vurdering av områdestabilitet*, s.l.: s.n.
- Rankka, K. et al., 2005. *Quick clay in Sweden*, Linköping: SGI Statens Geotekniska Institut.
- Rawat, S. & Gupta, A., 2016. *Analysis of a Nailed Soil Slope Using Limit Equilibrium and Finite Element Methods*, s.l.: s.n.
- Sandven, R. et al., 2015. *NIFS - delprosjekt 6 kvikkleire: Detektering av sprøbruddmateriale. Sluttrapport med anbefalte prosedyrer*, s.l.: Statens vegvesen, Jernbaneverket og Norges vassdrags- og energidirektorat.

- Sandven, R. et al., 2012. *NIFS - Naturfareprosjektet: Detektering av kvikkleire fra ulike sonderingsmetoder*, s.l.: Norges vassdrags- og energidirektorat, Statens vegvesen og Jernbaneverket.
- Srivastava, A., 2011. *Handling uncertainty in the stability assessment of a deep excavation problem*, s.l.: s.n.
- Staff, A., 2015. *De nasjonale forskningsetiske komiteene*. [Internett]
Available at: <https://www.forskningsetikk.no/ressurser/fbib/uavhengighet/bias/>
[Funnet 10 Mai 2022].
- Standard Norge, 2020. *Eurokode 7 — Geoteknisk prosjektering — Del 1: Allmenne regler*. NS-EN 1997-1:2004+A1+NA red. s.l.:Standard Norge.
- Standard Norge, 2021. *Standard Norge*. [Internett]
Available at: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/nasjonale-tillegg/>
[Funnet 11 Mars 2022].
- Statens vegvesen, 2014. *Håndbok V222 Geoteknisk felthåndbok - råd og metodebeskrivelser*, Oslo: Statens vegvesen.
- Statens vegvesen, 2016. *Statens vegvesen Håndbok R210 - Laboratorieundersøkelser*, Oslo: Statens vegvesen.
- Statens vegvesen, 2018. *Håndbok v220 - Geoteknikk i vegbygging*. s.l.:Statens vegvesen.
- Statens vegvesen, 2021. *Statens vegvesen*. [Internett]
Available at: <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene/>
[Funnet 11 Mars 2022].
- Taraldsen, G., 2022. *Statistikk og sannsynlighet - Introduksjon til sannsynlighetsregning og matematisk statistikk*. Trondheim: s.n.
- Taylor, D., 1948. *Fundamentals of Soil Mechanics*, New York: Wiley.
- Thakur, V. et al., 2014. *NIFS - Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire: En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer*, s.l.: Norges vassdrags- og energidirektorat, Statens vegvesen og Jernbaneverket.
- Turner, A. & Schuster, R., 1996. *Landslides - Investigation and mitigation*. s.l.:National Academy of Science.
- Universitetet i Bergen, 2007. *forskning.no*. [Internett]
Available at: <https://forskning.no/partner-klima-universitetet-i-bergen/breene-har-vaert-borte-for/1000260>
[Funnet 13 Februar 2022].
- Urduan, T., 2010. *Statistics in Plain English*. Third red. New York: Routledge.

USACE, 1997. *Risk-based analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies, Engineering and Design*, Washington DC: US Army Corps of Engineers.

Varnes, D., 1978. *Slope movement types and processes*, Washington D.C.: National Academy of Science.

WG/WLI, 1994. *A suggested method for reporting landslide causes*, s.l.: Bull. Int. Assoc. Eng. Geol..

Wiig, T., Strand, S.-A. & Haugen, E., 2019. *Sikkerhet mot kvikkleireskred - Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper*, Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat.

Aarnes, H., 2014. *Sannsynlighetsfordelinger*, Oslo: Universitet i Oslo.

Appendiks

Innehold:

A – Jernbanens planlagte trasé

B – Oversikt over beregningsnitt

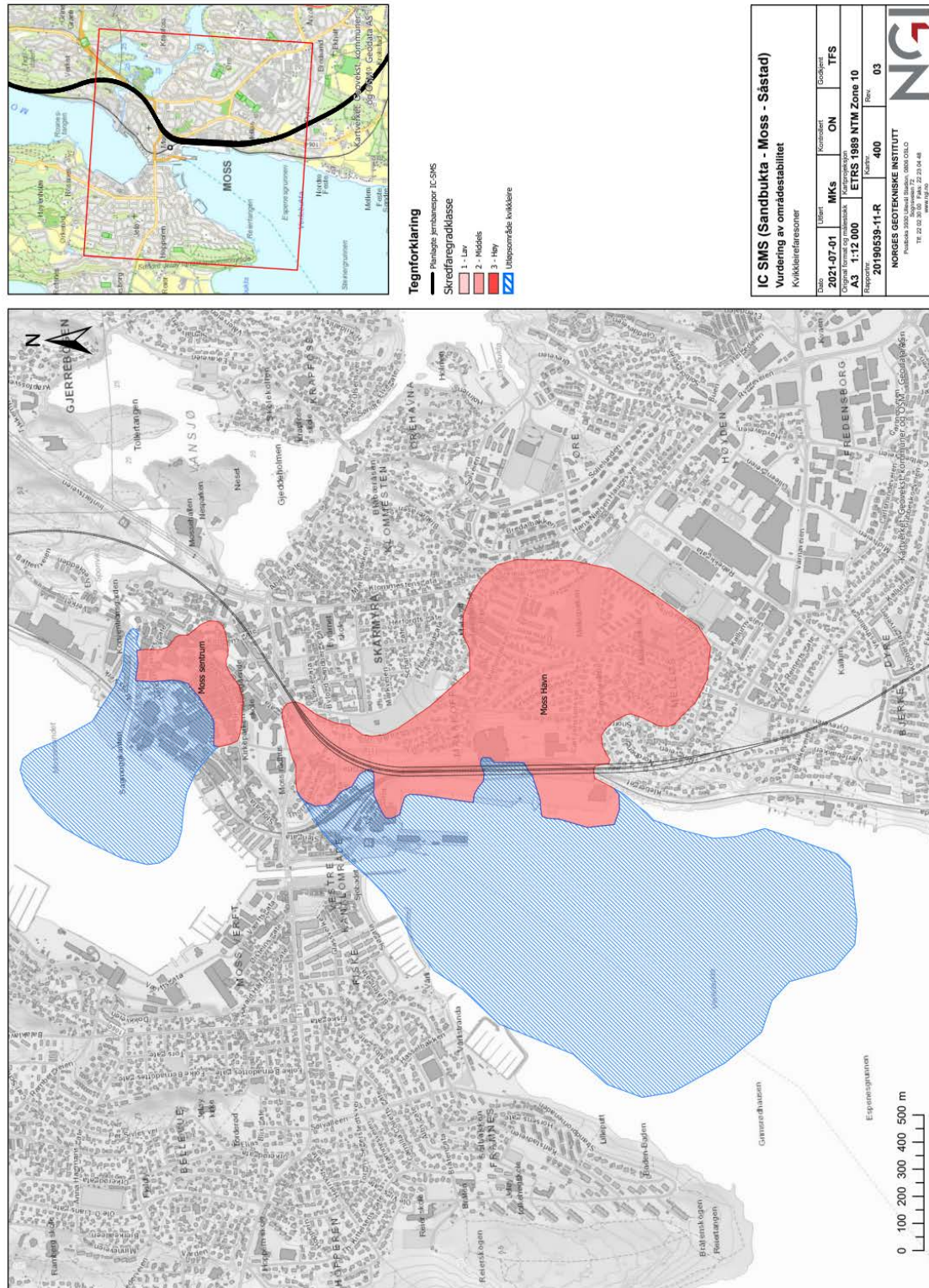
C – Faregrad, skadekonsekvens og risikoklasse

D – Beregninger fra GeoSuite Stability

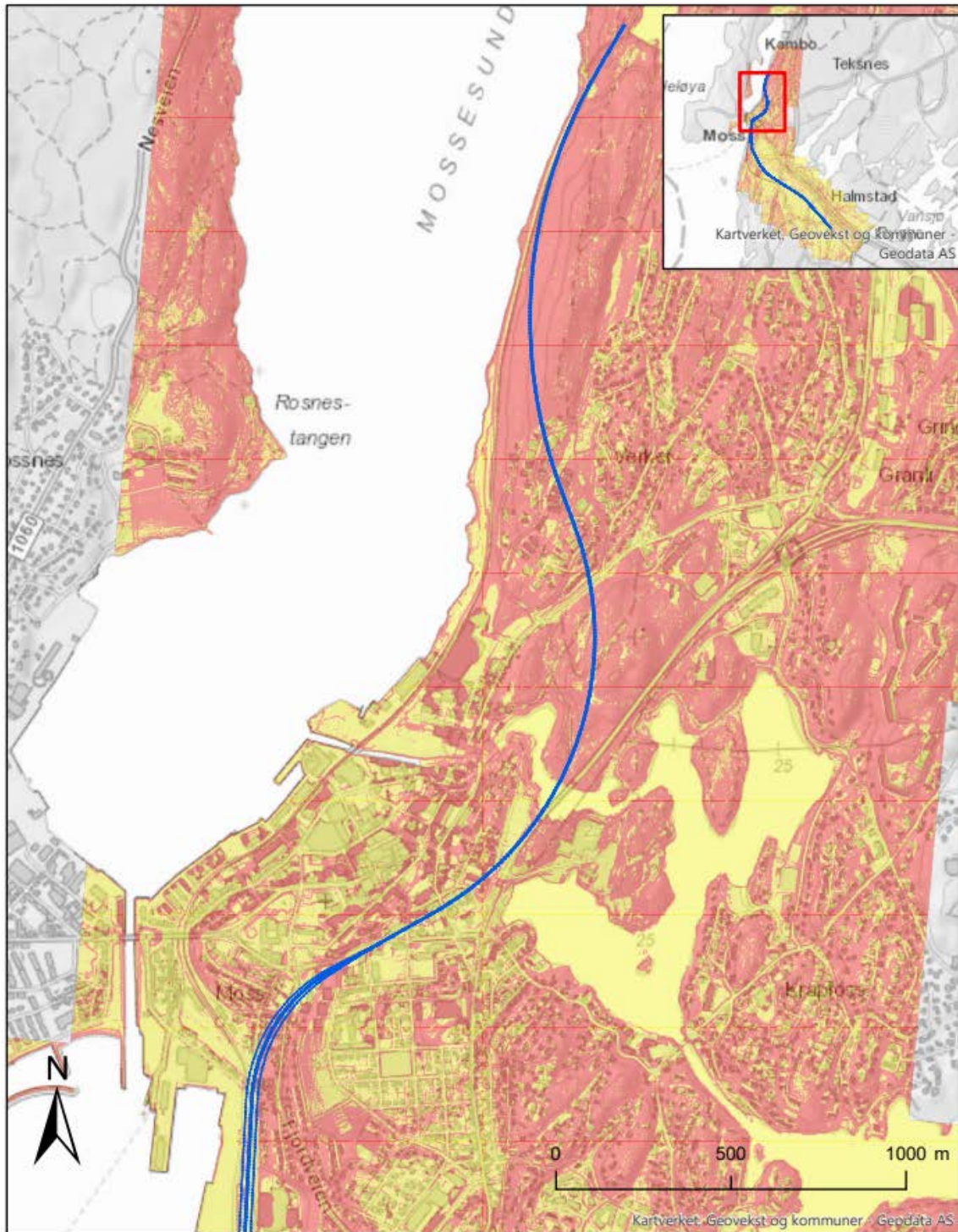
E – Input probabilistiske beregninger

A – Jernbanens planlagte trasé

Figurer av jernbanens planlagte trasé (figur 46), helningskart (figur 47 og 48) og oversiktskart av bebyggelse inkludert oversikt over borpunkter der kvikkleire er detektert (figur 49-51).



Figur 46: Planlagt trasé gjennom kvikkleiresonen Moss havn (NGI, 2021b).



InterCity trase

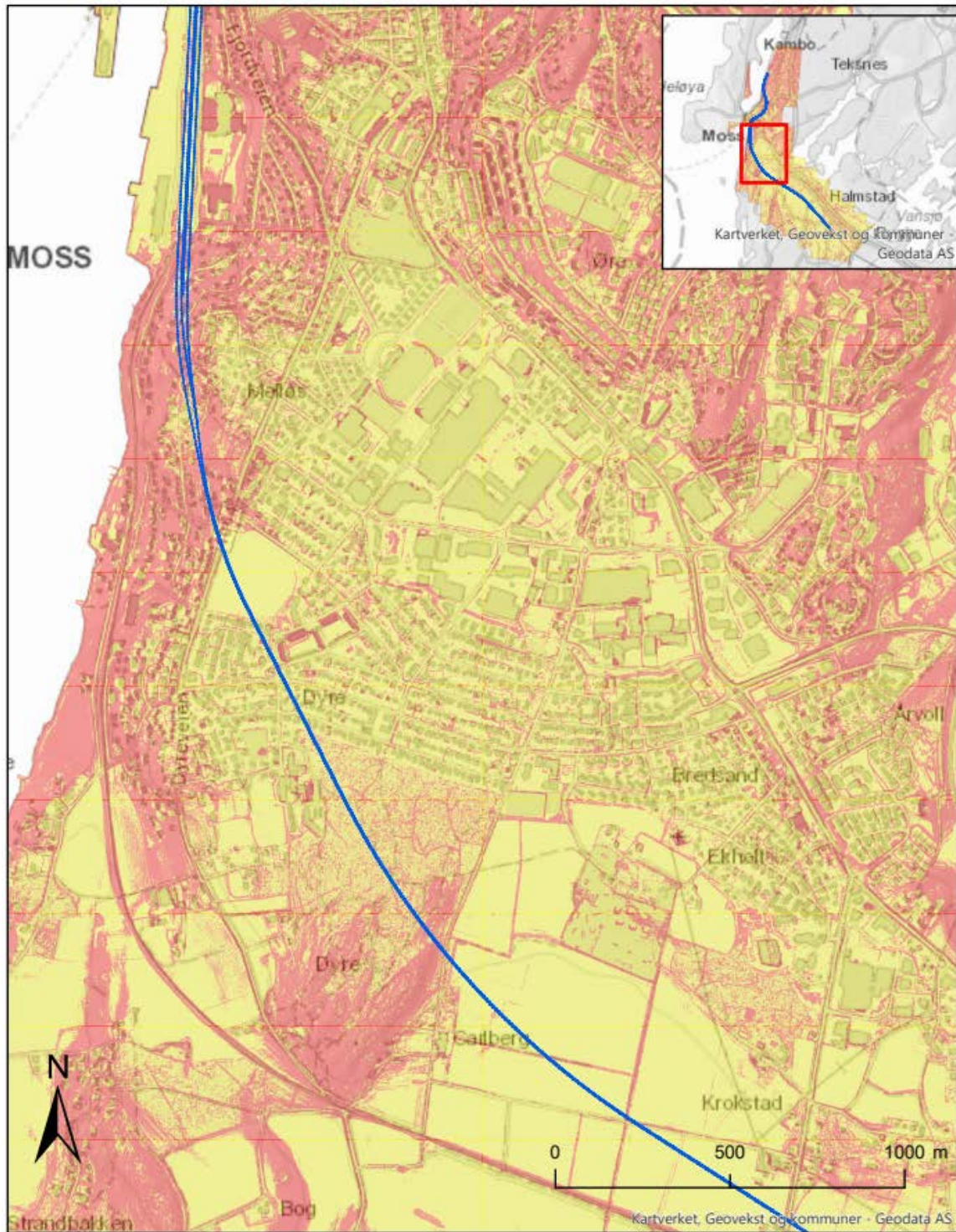


Helning

- $\leq 1:15$
- $> 1:15$

Helningskart			
InterCity Sandbukta-Moss-Såstad			
Dato	Utført	Kontrollert	Godkjent
2020-01-07	HCS	ØN	ØN
Original format og målestokk	Kartprojeksjon		
A4 1:15,000	ETRS 1989 UTM Zone 33N		
Prosjektnr.	Tegningsnr.	Rev.	
20190539-11-R	101	02	
NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT Postboks 3930 Ullenvål Stadion, 0806 OSLO Bogstveien 72 Tlf: 22 02 30 00 Fax: 22 23 04 48 www.ngi.no			

Figur 47: Helningskart av Moss sentrum og nordover (NGI, 2020).



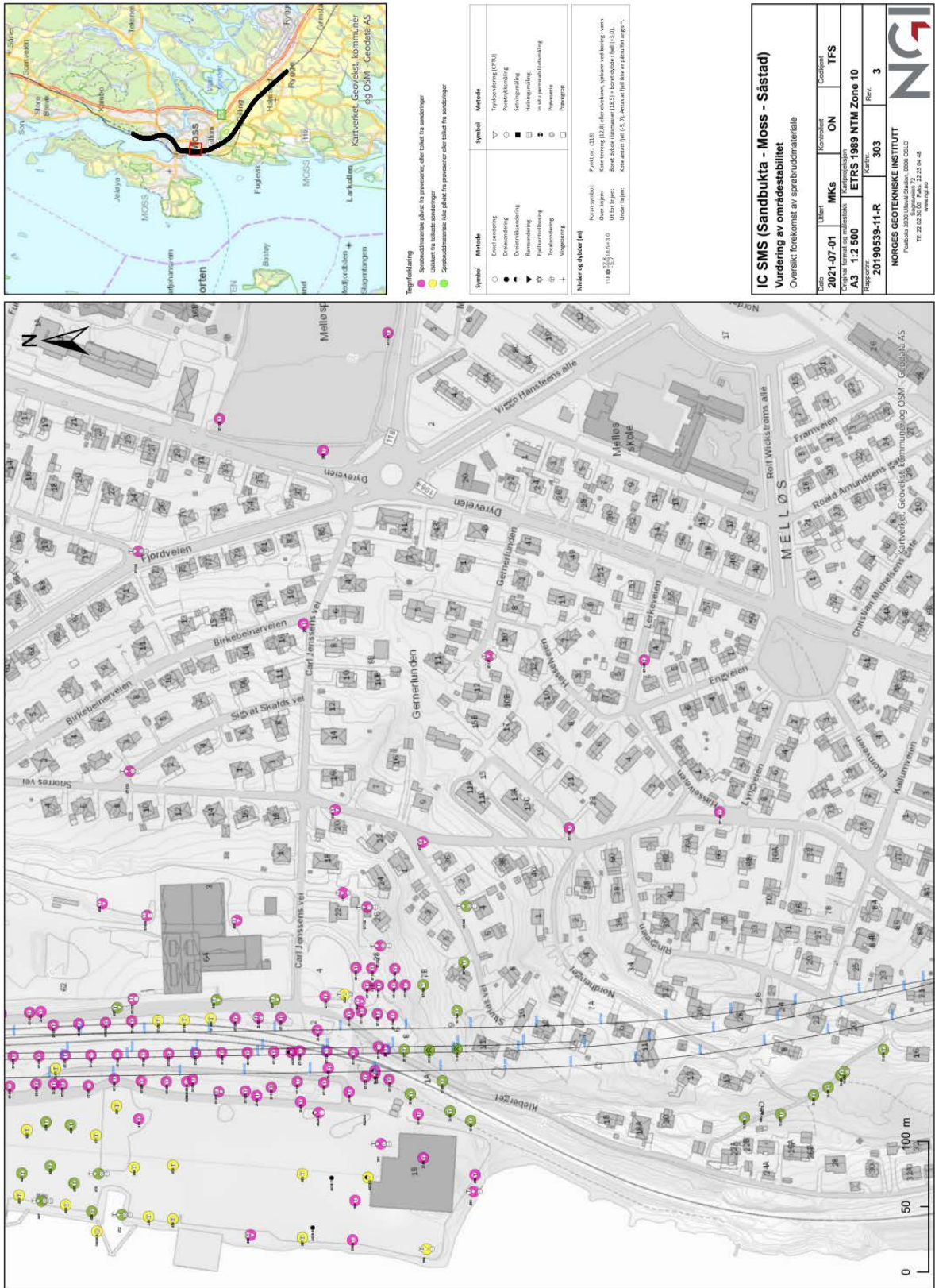
InterCity trase

Helning

- $\leq 1:15$
- $> 1:15$

Helningskart			
InterCity Sandbukta-Moss-Såstad			
Dato	Utført	Kontrollert	Godkjent
2020-01-07	HCS	ØN	ØN
Original format og målestokk		Kartprojeksjon	
A4 1:15,000		ETRS 1989 UTM Zone 33N	
Prosjektnr.	Tegningsnr.	Rev.	
20190539-11-R	102	02	
NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT Postboks 3930 Lillevål Stadion, 0808 OSLO Sognsvien 72 Tlf: 22 02 30 00 Faks: 22 23 04 48 www.ngi.no			

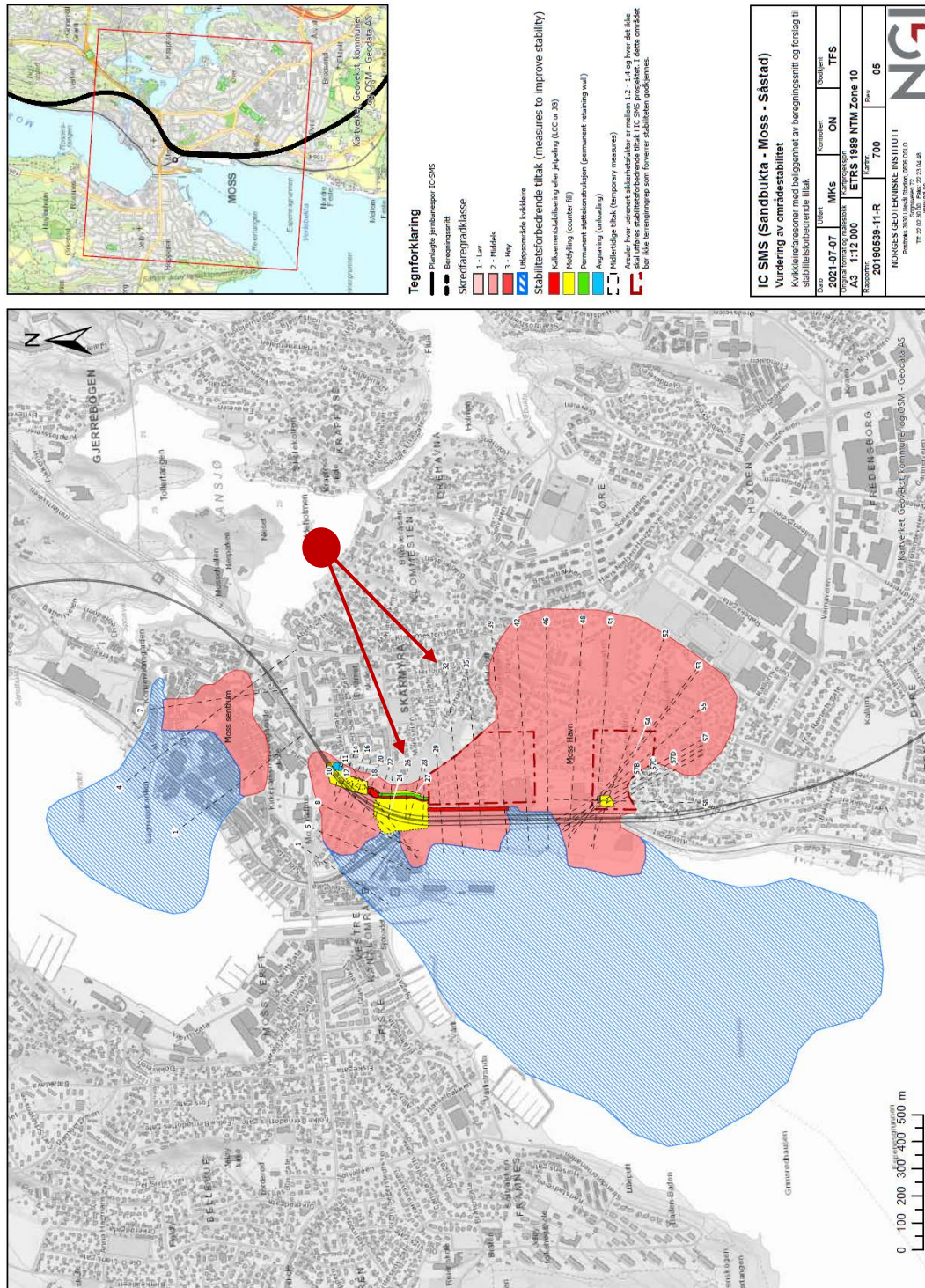
Figur 48: Helningskart av Moss sentrum og sørover (NGI, 2020).



Figur 51: Oversiktskart sør i kvikkleiresonen Moss Havn, som viser forekomst av sprøbruddmateriale i borpunkter (NGI, 2020).

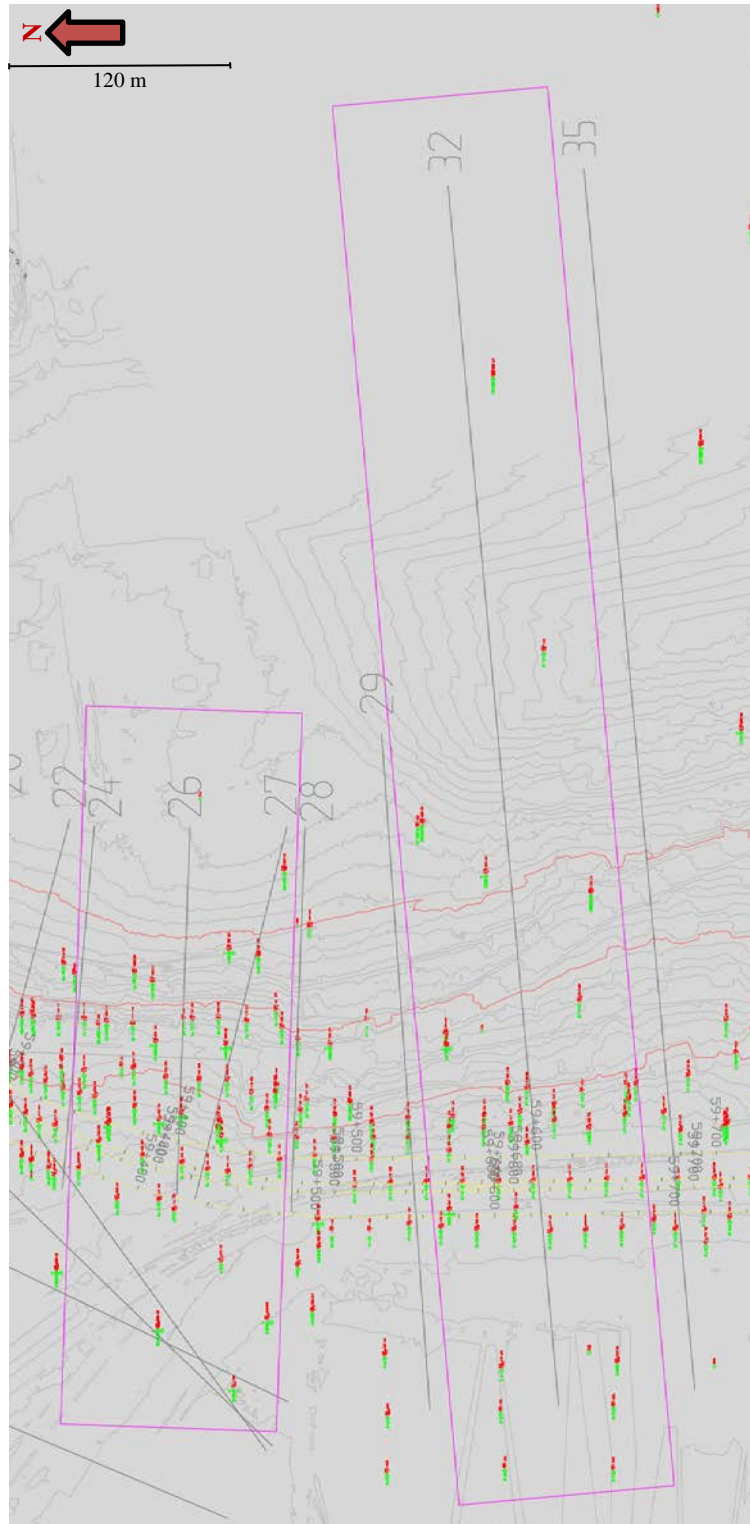
B – Oversikt over beregningsnett

Beregningsnett i kvikkleiresonen *Moss havn*. Snittene som er analysert i denne studien er 26 og 32 relevante, se røde piler for beliggenhet (NGI, 2021).



Figur 52: Beregningsnett innenfor kvikkleiresonen Moss havn. For denne studien er beregningsnett 26 og 32 relevante, se røde piler for beliggenhet (NGI, 2021).

Korridorer rundt profil 26 og 32 (figur 53). Disse korridorene strekker seg 60 m ut på hver side av beregningssnittene, og jorddata benyttet i beregninger er hentet ut herfra. Det er i tillegg benyttet ett borpunkt nord og ett borpunkt sør for profil 32, grunnet lite laboratoriedata innenfor denne korridoren.



Figur 53: Korridorer rundt beregningssnitt 26 og 32.

C – Faregrad, skadekonsekvens og risikoklasse

I forbindelse med Bane NORs prosjekt IC SMS er to kvikkleiresoner identifisert, *Moss havn* og *Moss sentrum*. *Moss sentrum* er registrert for første gang, mens *Moss havn* ble registrert tilbake i 2016 av Sweco/Rambøll (NGI, 2021b).

Beregningsnitt som inngår i denne studien befinner seg innenfor kvikkleiresonen *Moss havn*. Sonen ble evaluert til "lav faregrad" med "meget alvorlig skadekonsekvens" i 2016. Etter at NGI kom inn i prosjektet ble faregraden oppjustert til "middels faregrad", dette på bakgrunn av nye, supplerende grunnundersøkelser (tabell 30 og 31). Kvikkleiresonen *Moss sentrum* er evaluert til samme faregrad og skadekonsekvens, og begge sonene tilhører "risikoklasse 4".

For evalueringen av faregrad og skadekonsekvens benyttes metoder fra NVEs rapport "Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred." Denne er utviklet i samarbeid med NGI (Haugen & Moholdt, 2020). Faregrad og skadekonsekvens evalueres ved at ulike faktorer vurderes og gis en poengsum fra 0-3. Denne poengsummen multipliseres så med faktorens tilhørende vektall. Når alle faktorene er vurdert og multiplisert med vektall, summeres poengsummene. Poengsummen definerer hvilke klasse en sone skal evalueres til (tabell 32 og 33).

Tabell 30: Grenseverdier for bestemmelse av faregrad (Haugen & Moholdt, 2020).

Faregradsklasse	Poengsum
Lav faregrad	0 – 17
Middels faregrad	18 – 25
Høy faregrad	26 – 51

Tabell 31: Grenseverdier for bestemmelse av konsekvensklasse (Haugen & Moholdt, 2020).

Konsekvensklasse	Poengsum
Mindre alvorlig	0 – 6
Alvorlig	7 – 22
Meget alvorlig	23 – 45

Tabell 32: Evaluering av faregrad, Moss havn (NGI, 2021b).

Faktorer	Vekt tall	Faregrad, score				Grunnlag/kommentar
		3	2	1	0	
Tidligere skredaktivitet	1			X		Ingen registrerte skredgroper på kvartærgeologisk kart, men NGI har kjennskap til at det gikk et skred ved Rockwool i 1952.
Skråningshøyde (m)	2	X				Sjøbunnskotene i havna er på ca. -10, mens terrenget stiger opp til ca. kote +50 ved Melløs stadion.
OCR	2		X			Svakt overkonsolidert
Poretrykk overtrykk	3				X	I all hovedsak hydrostatisk poretrykksfordeling med dybden.
Poretrykk undertrykk	-3				X	
Kvikkleiremektighet	2		X			Sterkt varierende kvikkleiremektighet, men over 20 m flere steder.
Sensitivitet	1	X				Sterkt varierende, men $S_t > 100$ flere steder
Erosjon	3			X		Moss Havn har trolig relativt god kontroll på erosjon langs kaiene i Verlebukta.
Terrenginngrep: Forverring	3				X	Ettersom sonen ligger sentralt i Moss er det gjort en del terrenginngrep i forbindelse med byggevirksomheter opp i gjennom årene. Det er vanskelig å få full oversikt over i hvor stor grad dette har ført til en forverring eller forbedring av stabiliteten.
Terrenginngrep: Forbedring	-3			X		Det er gjort stabilitetsforbedrende tiltak ved Rockwool i begynnelsen av 70-årene. I tillegg er det nå nylig gjort stabilitetsforbedrende tiltak i Steinullbakken.
Sum poeng			18			

Tabell 33: Evaluering av konsekvensklasse, Moss havn (NGI, 2021b).

Faktorer	Vekt tall	Konsekvens, score				Grunnlag/kommentar
		3	2	1	0	
Boligheter, antall	4	X				
Næringsbygg, personer	3	X				
Annen bebyggelse, verdi	1		X			
Vei, ADT	2	X				
Toglinje, baneprioritet	2	X				
Kraftnett	1			X		
Oppdemning/floam	2		X			Fare for flodbølger i Verlebukta
Sum poeng			40			

For bestemmelse av risikoklasse multipliseres prosenttallet (poengsum/høyest mulige poengsum) fra evaluering av faregrad med prosenttallet fra evaluering av konsekvensklasse (NGI, 2021b), og produktet avgjør hvilken risikoklasse sonen tilhører. Beregnet produkt for kvikkleiresonen *Moss havn* er 3137 (formel C-1), som derfor vurderes til "risikoklasse 4" (tabell 34).

$$\left(\frac{18}{51} * 100\right) * \left(\frac{40}{45} * 100\right) = 3137$$

(C-1)

Tabell 34: Grenseverdier for bestemmelse av risikoklasse (Haugen & Moholdt, 2020).

Risikoklasse	1	2	3	4	5
Poeng	0 – 170	171 – 630	631 – 1900	1901 – 3200	3201 – 10000

D – Beregninger fra GeoSuite Stability

Resultater fra GeoSuite Stability-beregninger foreligger i figur 55-59. Tilhørende bruddsirkel som gir lavest sikkerhetsfaktor, samt søkefelt er benyttet i de probabilistiske beregningene. Det er fokusert på udrenerte analyser, da kortsiktig stabilitet er mest kritisk.

Snitt 26 (figur 55): Stabilitetsberegninger for dagens situasjon.

Snitt 26 (figur 56): Stabilitetsberegninger for midlertidig situasjon. Motfylling plasseres i bunn av skråning.

Snitt 26 (figur 57): Stabilitetsberegninger for permanent situasjon. Her etableres det en støttekonstruksjon i Fjordveien. Grunnet begrensninger i GeoSuite Stability er det ikke mulig å legge inn egenskaper i støttekonstruksjonen, og dette kan medføre at kritisk glideflate går tvers gjennom veggen. Ved å bruke funksjonen "restrict shear surface" kan kritisk glideflate tvinges gjennom en spesifikt punkt. Dette førte i imidlertid til en feilmelding i koden som benyttes for de probabilistiske analysene. Da det ikke var mulig å benytte "restrict shear surface" ble løsningen å heve fylling foran støttekonstruksjon. Resultatet av beregningene med hevet fylling foran støttekonstruksjon, og bruk av "restrict shear surface" ble de samme, så dette har ikke noe å si for resultatene i beregningene.

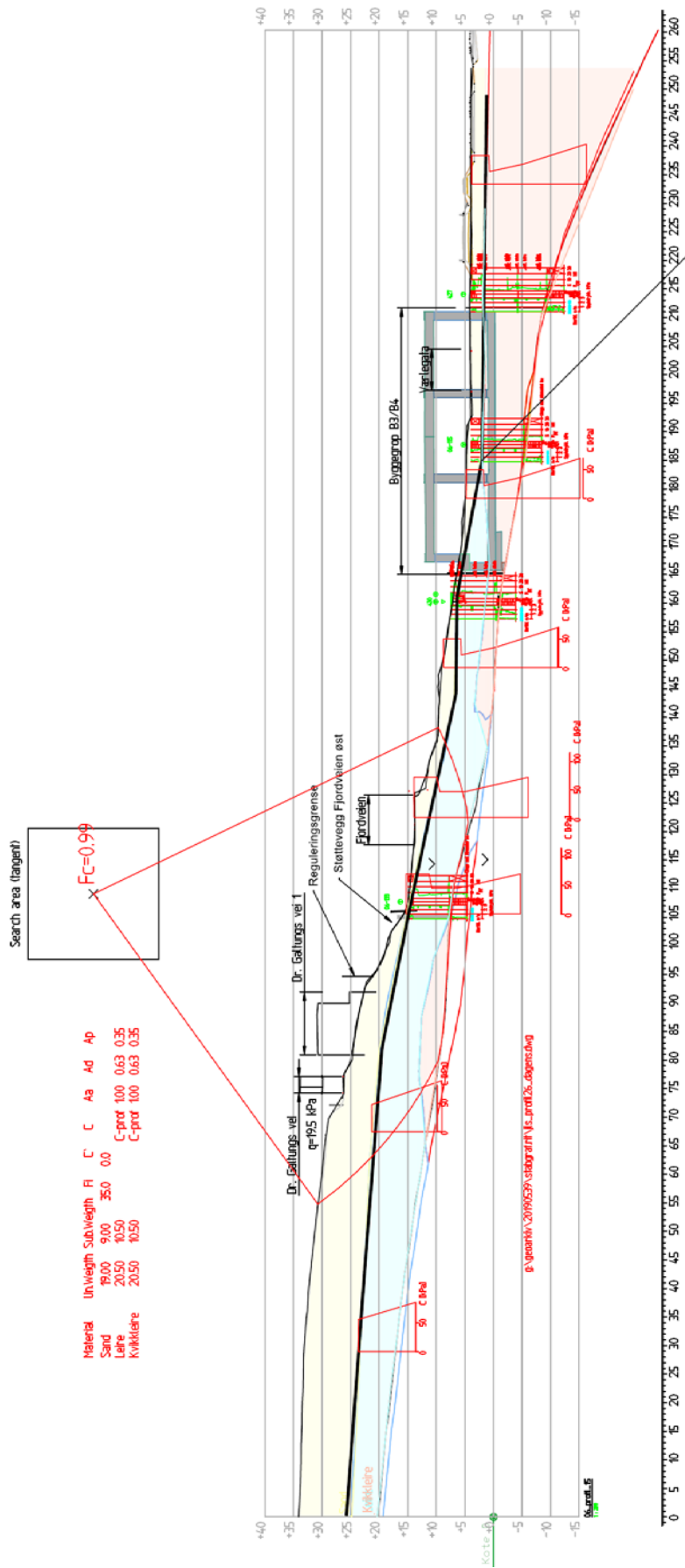
Snitt 32 (figur 58): Stabilitetsberegninger for dagens situasjon.

Snitt 32 (figur 59): Stabilitetsberegninger for permanent situasjon. Dette innebærer jetpeling, og kritisk glideflate er lokalisert bak jetpelene.

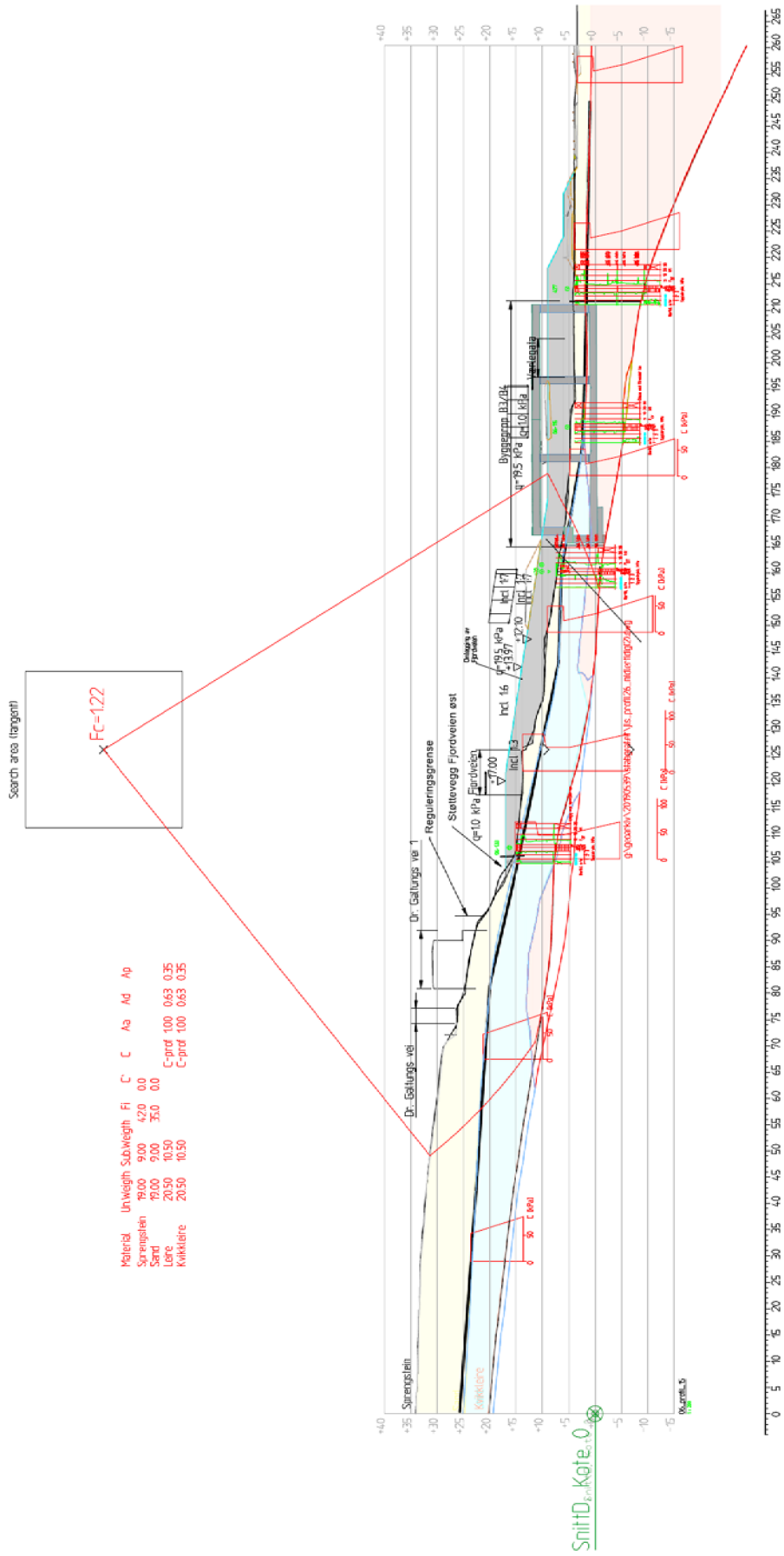
Fargekoder for ulike materialer i profil 26 og 32 (figur 54).

A)	B)
Sprengstein	Sprengstein
Sand	Fyllmasser
Leire	Kvikkleire
Kvikkleire	Leire
	Sand og grus
	Jetpeler

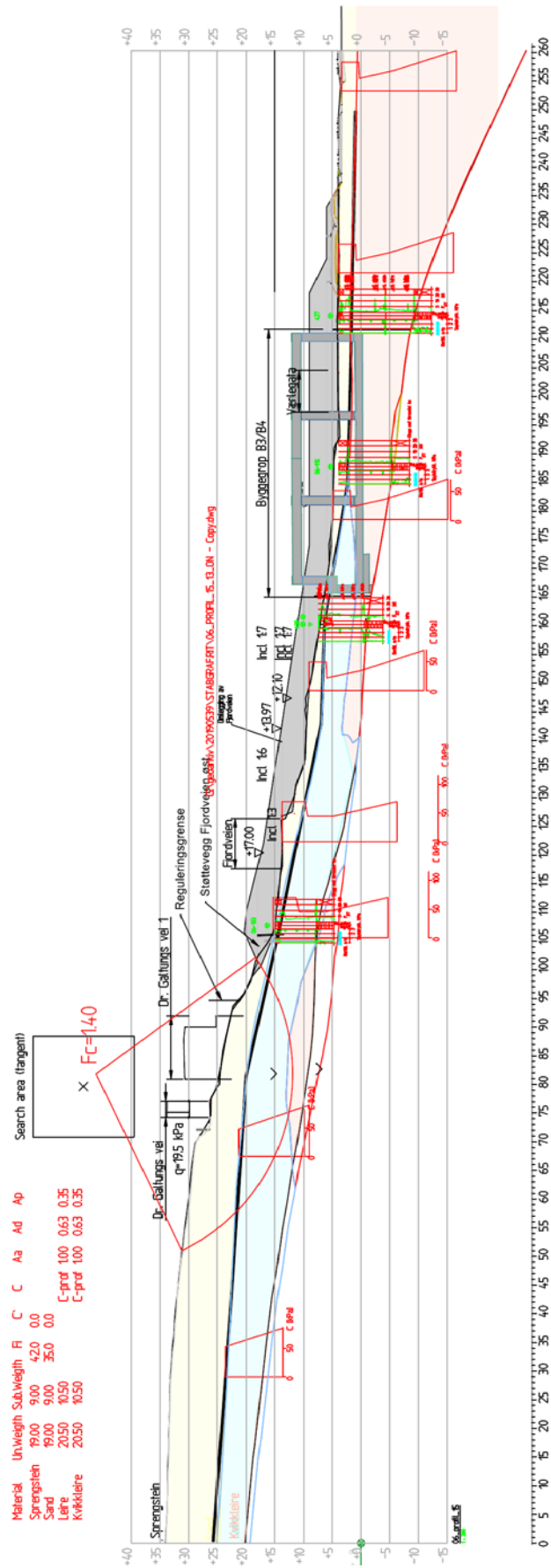
Figur 54: Fargekoder for ulike lag i stabilitetsberegninger. A) gjelder for lag i profil 26 (figur 55-57) og B) gjelder for lag i profil 32 (figur 58 og 59).



Figur 55: Beregningsprofil 26, Kransen. Dagens situasjon.



Figur 56: Beregningsprofil 26, Kransen. Midlertidig situasjon.



Figur 57: Beregningsprofil 26, Kransen. Permanent situasjon.

E – Input probabilistiske beregninger

I de probabilistiske beregningene inngår det både filer generert i GeoSuite Stability, og filer definert av bruker for bestemmelse av inngangsdata. Filene generert i GeoSuite Stability er i formatet .DAT, og er unike for hver enkelt deterministisk beregning. Disse filene inneholder data på blant annet skråningens geometri, lagdeling, aktive skjærstyrkeprofiler, poretrykksprofiler og eksterne laster.

I txt-filene (figur 60-64) bestemmes det hvilken analysemetode som skal foretas og antall beregninger. Dersom analysemetode FORM velges, skal antall beregninger settes til 1. Dersom MCS velges, definerer antall beregninger antall simuleringer som skal kjøres. I denne studien er det valg 300 og 2000 simuleringer. Videre bestemmes One_su, ("True/false", der "false" benyttes i denne studien. Dette for å benytte ulike verdier på ADP-faktorene. "False" brukes gjerne for effektivspenningsanalyse), antall materialer, hvilken retning skråning er orientert og søkefelt. Materialer legges inn som variabler eller konstanter. Variabler inngår med gjennomsnittsverdi, standardavvik og sannsynlighetsfordeling. Konstanter er deterministiske verdier som ikke har innvirkning på usikkerhetene.

```
analysis_method: form / mc
number_of_calculations: 1 / 300 / 2000
analysis_type: Undrained
one_su: False
num_mat: 3
slope_direction: Right
x_centre: 109.09
z_centre: 70.00
search_area: 11.50
x_step: 25
z_step: 25
z_touch_min: 0.98
z_touch_max: 10.30
z_levels: 25
Parameter, distribution, mean value, standard deviation
method_m, normal, 1.04, 0.075
pwp_mult, constant, 1.00, 0.084
1_GAMTOT, normal, 19.0, 1.00
1_COHSN, constant, 0.00, 0.00
1_PHIANG, normal, 35.0, 2.00
1_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.00
1_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.00
1_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.00
2_GAMTOT, normal, 19.52, 1.11
2_COHSN, constant, 0.00, 0.00
2_PHIANG, constant, 0.00, 0.00
2_SUA/SU0, lognormal, 1.00, 0.147
2_SUD/SU0, normal, 0.628, 0.042
2_SUP/SU0, normal, 0.388, 0.091
3_GAMTOT, normal, 19.52, 1.11
3_COHSN, constant, 0.00, 0.00
3_PHIANG, constant, 0.00, 0.00
3_SUA/SU0, lognormal, 1.00, 0.147
3_SUD/SU0, normal, 0.628, 0.042
3_SUP/SU0, normal, 0.388, 0.091
```

Figur 60: Input-fil (txt) for probabilistiske analyser av profil 26, dagens situasjon.

```

analysis_method: form / mc
number_of_calculations: 1 / 300 / 2000
analysis_type: Undrained
one_su: False
num_mat: 4
slope_direction: Right
x_centre: 128.04
z_centre: 86.05
search_area: 7.41
x_step: 25
z_step: 25
z_touch_min: -11.95
z_touch_max: 3.11
z_levels: 25
Parameter, distribution, mean value, standard deviation
method_m, normal, 1.04, 0.075
pwp_mult, constant, 1.00, 0.084
1_GAMTOT, normal, 19.0, 1.00
1_COHSN, constant, 0.00, 0.00
1_PHIANG, normal, 35.0, 2.00
1_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.00
1_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.00
1_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.00
2_GAMTOT, normal, 19.52, 1.11
2_COHSN, constant, 0.00, 0.00
2_PHIANG, constant, 0.00, 0.00
2_SUA/SU0, lognormal, 1.00, 0.147
2_SUD/SU0, normal, 0.628, 0.042
2_SUP/SU0, normal, 0.388, 0.091
3_GAMTOT, normal, 19.52, 1.11
3_COHSN, constant, 0.00, 0.00
3_PHIANG, constant, 0.00, 0.00
3_SUA/SU0, lognormal, 1.00, 0.147
3_SUD/SU0, normal, 0.628, 0.042
3_SUP/SU0, normal, 0.388, 0.091
4_GAMTOT, normal, 19.0, 1.00
4_COHSN, constant, 0.00, 0.00
4_PHIANG, normal, 42.0, 2.00
4_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.00
4_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.00
4_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.00

```

Figur 61: Input-fil (txt) for probabilistiske analyser av profil 26, midlertidig situasjon.

```

analysis_method: form / mc
number_of_calculations: 1 / 300 / 2000
analysis_type: Undrained
one_su: False
num_mat: 4
slope_direction: Right
x_centre: 79.63
z_centre: 48.35
search_area: 8.80
x_step: 25
z_step: 25
z_touch_min: 6.82
z_touch_max: 14.68
z_levels: 25
Parameter, distribution, mean value, standard deviation
method_m, normal, 1.04, 0.075
pwp_mult, constant, 1.00, 0.084
1_GAMTOT, normal, 19.0, 1.00
1_COHSN, constant, 0.00, 0.00
1_PHIANG, normal, 35.0, 2.00
1_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.00
1_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.00
1_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.00
2_GAMTOT, normal, 19.52, 1.11
2_COHSN, constant, 0.00, 0.00
2_PHIANG, constant, 0.00, 0.00
2_SUA/SU0, lognormal, 1.00, 0.147
2_SUD/SU0, normal, 0.628, 0.042
2_SUP/SU0, normal, 0.388, 0.091
3_GAMTOT, normal, 19.52, 1.11
3_COHSN, constant, 0.00, 0.00
3_PHIANG, constant, 0.00, 0.00
3_SUA/SU0, lognormal, 1.00, 0.147
3_SUD/SU0, normal, 0.628, 0.042
3_SUP/SU0, normal, 0.388, 0.091
4_GAMTOT, normal, 19.0, 1.00
4_COHSN, constant, 0.00, 0.00
4_PHIANG, normal, 42.0, 2.00
4_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.00
4_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.00
4_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.00

```

Figur 62: Input-fil (txt) for probabilistiske analyser av profil 26, permanent situasjon.

```

analysis_method: form / mc
number_of_calculations: 1 / 300 / 2000
analysis_type: Undrained
one_su: False
num_mat: 5
slope_direction: Right
x_centre: 555.65
z_centre: 228.99
search_area: 21.97
x_step: 40
z_step: 40
z_touch_min: -3.22
z_touch_max: 3.04
z_levels: 10
Parameter, distribution, mean value, standard deviation
method_m, normal, 1.04, 0.075
pwp_mult, constant, 1.00, 0.435
1_GAMTOT, normal, 20.0, 1.00
1_COHSN, constant, 0.00, 0.00
1_PHIANG, normal, 32.0, 2.00
1_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.00
1_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.00
1_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.00
2_GAMTOT, normal, 20.0, 1.00
2_COHSN, constant, 0.00, 0.00
2_PHIANG, normal, 36.0, 2.00
2_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.00
2_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.00
2_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.00
3_GAMTOT, normal, 19.77, 0.91
3_COHSN, constant, 0.00, 0.00
3_PHIANG, constant, 0.00, 0.00
3_SUA/SU0, lognormal, 1.00, 0.147
3_SUD/SU0, normal, 0.628, 0.042
3_SUP/SU0, normal, 0.388, 0.091
4_GAMTOT, normal, 19.77, 0.91
4_COHSN, constant, 0.00, 0.00
4_PHIANG, constant, 0.00, 0.00
4_SUA/SU0, lognormal, 1.00, 0.147
4_SUD/SU0, normal, 0.628, 0.042
4_SUP/SU0, normal, 0.388, 0.091
5_GAMTOT, normal, 19.0, 1.00
5_COHSN, constant, 0.00, 0.00
5_PHIANG, normal, 42.0, 2.00
5_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.00
5_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.00
5_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.00

```

Figur 63: Input-fil (txt) for probabilistiske analyser av profil 32, dagens situasjon.

```

analysis_method: form / mc
number_of_calculations: 1 / 300 / 2000
analysis_type: Undrained
one_su: False
num_mat: 6
slope_direction: Right
x_centre: 523.56
z_centre: 163.26
search_area: 26.69
x_step: 40
z_step: 40
z_touch_min: -0.91
z_touch_max: 5.61
z_levels: 10
Parameter, distribution, mean value, standard deviation
method_m, normal, 1.04, 0.075
pwp_mult, constant, 1.00, 0.435
1_GAMTOT, normal, 20.0, 1.00
1_COHSN, constant, 0.00, 0.00
1_PHIANG, normal, 32.0, 2.00
1_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.00
1_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.00
1_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.00
2_GAMTOT, normal, 20.0, 1.00
2_COHSN, constant, 0.00, 0.00
2_PHIANG, normal, 36.0, 2.00
2_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.00
2_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.00
2_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.00
3_GAMTOT, normal, 19.77, 0.91
3_COHSN, constant, 0.00, 0.00
3_PHIANG, constant, 0.00, 0.00
3_SUA/SU0, lognormal, 1.00, 0.147
3_SUD/SU0, normal, 0.628, 0.042
3_SUP/SU0, normal, 0.388, 0.091
4_GAMTOT, normal, 19.77, 0.91
4_COHSN, constant, 0.00, 0.00
4_PHIANG, constant, 0.00, 0.00
4_SUA/SU0, lognormal, 1.00, 0.147
4_SUD/SU0, normal, 0.628, 0.042
4_SUP/SU0, normal, 0.388, 0.091
5_GAMTOT, normal, 19.0, 1.00
5_COHSN, constant, 0.00, 0.00
5_PHIANG, normal, 42.0, 2.00
5_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.00
5_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.00
5_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.00
6_GAMTOT, normal, 20.0, 1.00
6_COHSN, constant, 330.00, 0.00
6_PHIANG, constant, 0.00, 0.00
6_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.00
6_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.00
6_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.00

```

Figur 64: Input-fil (txt) for probabilistiske analyser av profil 32, permanent situasjon.