

Analyse av faren for
fjellskred/steinsprang langs Fv 715
Trolla-Flakk (Bynesveien)

Erlend Alvestad

Geologi

Innlevert: mai 2016

Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGB

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk



MASTEROPPGAVE

Prosjektbeskrivelse

Kandidatens navn: ERLEND ALVESTAD

Oppgavens tittel: ANALYSE AV FAREN FOR FJELLSKRED/STEINSPRANG LANGS Fv 715 TROLLA-FLAKK (BYNESVEIEN)

English title: Analysis of rock slide/rock fall risk at Fv 715 Trolla-Flakk (Bynesveien)

Utfyllende tekst:

1. Etter at Bynesvegen ble utvidet omkring 1980 har det gått flere steinsprang/skred, og forskjellige sikringstiltak er gjort i flere omganger (blant annet fanggjerde som har fanget opp to steinsprang i løpet av det siste året). I denne oppgaven skal det gjennomføres en systematisk ingeniørgeologisk kartlegging av de mest kritiske partiene langs strekningen Trolla-Flakk på Bynesveien. Basert på kartleggingen skal det så foretas vurdering og analyse av stabiliteten. Sentrale deler av arbeidet vil være:

- Gjennomgang av foreliggende rapporter og grunnlagsmateriale for den aktuelle vegstrekningen.
- Feltkartlegging for identifisering av områder med usikker stabilitet.
- Registrering av ingeniørgeologiske parametere, prøvetaking og laboratorietesting for fastlegging av inngangsparametere for stabilitetsanalyse.
- Vurdering og etterberegning av tidligere skred/steinsprang.
- Stabilitetsberegning av usikre partier på grunnlag av relevant programvare (RockFall, Phase² eller lignende). Probabilistisk analyse skal vurderes utført dersom tiden tillater det.

Det skal også foretas en vurdering av utførte sikringstiltak i form av bolter, fanggjerder med videre og behovet for tilleggssikring skal vurderes.

2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Statens vegvesen, Region Midt med ing.geolog Stig Lillevik som kontaktperson og ekstern medveileder. Oppgaven skal leveres som 2 trykte eksemplarer i tillegg til pdf-versjon.

Studieretning: Geologi
Hovedprofil: Miljø- og geoteknologi
Tidsrom: 15.06.2015-15.05.2016

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN
NTNU, 3.6.2015

Sammendrag

Bynesveien, Fylkesvei 715 mellom Trolla og Flakk, ble utvidet i 1978. Det har i tiden etter vært hyppige skredhendelser langs veien som har vært et faremoment for veitrafikken. I snitt er det registrert 0.8 skredhendelser per år siden 1978 som har ført til stengt veibane. Som hovedvei mellom Trondheim og Fosen har veistrekningen en trafikkmengde med ÅDT på 3000. Konsekvensen for rasmasser på veibanen er dermed høy, noe som gjør at veistrekningen er blant de mest prioriterte i Sør-Trøndelag fylke.

Målet med oppgaven er å gjennomføre en systematisk ingeniørgeologisk kartlegging av de mest kritiske partiene ovenfor og langs den mest utsatte delen av veistrekning. Kartleggingen har vært todelt; 59 lokaliteter for skråningen ovenfor og 25 lokaliteter langs veien er identifisert, beskrevet og vurdert. Geografisk beliggenhet for hver lokalitet er illustrert.

For vurdering av risiko er sannsynlighet og konsekvens vurdert for hver enkelt lokalitet. Vurdering av konsekvens for lokalitetene i skråningen er basert på probabilistisk analyse i RocFall. Vurdering av konsekvens for lokalitetene langs veien og sannsynlighet for lokalitetene er basert på geologisk vurdering i felt. Totalt er 18 lokaliteter vurdert til høy og 12 til middels risiko i skråningen, og 8 til høy og 11 til middels risiko langs veien.

Et større fjellparti med en underkuttende skjærsone er undersøkt nærmere med numerisk analyse i Phase2. Felttester og innhenting av prøver til laboratorietester gir grunnlag for bestemmelse av inngangsparametere i analysen. Da det er knyttet betydelige usikkerheter til sprekkestivhet og horisontalspenning, er det utført analyser med tre ulike tilfeller for begge. Resultater fra analysen gir deformasjon av betydning kun i overflaten ved høyere sprekkestivhet, og dermed innhold av mindre leirholdig fyllmateriale i skjærsonen. Ved lavere sprekkestivhet, og dermed innhold av betydelig leirholdig fyllmateriale i skjærsonen, vil det oppstå deformasjon dypere og rundt skjærsonen. Stabiliteten i et slikt tilfelle vil vurderes som mer «truende». Høyere horisontalspenning vil resultere i økt deformasjon.

For lokaliteter med vurdert høy eller middels risiko er det gitt forslag til sikringstiltak. Det foreslås spettrensk og bruk av bolter som tiltak for de fleste risikoobjekter, men også utvidelse og etablering av fangvoller og steinsprangnett vil ha god effekt for enkelte lokaliteter.

Bergmassens strukturelle forhold og sammensetning er de to viktigste faktorene som gjør veistrekningen utsatt. Særlig innhold av kloritt gjør at friksjon i bergmassen reduseres.

Abstract

Bynesveien, County road 715, between Trolla and Flakk, was expanded in 1978. Since then there have been frequent incidents that have been a hazard for the road traffic. In average, it is registered 0.8 incident each year closing the road. As a main road between Trondheim and Fosen the road has a traffic volume with ÅDT of 3000. The consequence of an incident is thus high, making the road one of the most prioritized road sections in Sør-Trøndelag County.

The goal for this thesis is to perform a systematic engineering geological survey of the most critical places above and along the most exposed part of the road section. The survey has been divided into two parts; 59 localities from the slope above and 25 localities along the road are identified, described and evaluated. Geographical location for each locality is illustrated.

As part of an evaluation of risk, both evaluation of probability and consequence has been performed. Evaluation of consequence for the localities in the slope is based upon probabilistic analysis in RocFall. Evaluation of consequence for the localities along the road and probability for each locality is based upon a geological field assessment. In total 18 localities are considered as high and 12 medium risk objects from the slope, and 8 as high and 11 as medium risk objects along the road.

A larger slope section with an undercutting shear zone has been investigated in detail with numerical analysis in Phase2. Field tests and retrieval of rock samples for laboratory tests give basis for determination of input parameters for the analysis. Because of considerable uncertainties with joint stiffness and horizontal stress, analysis has been performed with three different cases for both. Results from the analysis give considerable deformation only close to the surface with higher joint stiffness, and thus less gouge material in the shear zone. Considerable deeper deformation around the shear zone will occur with lower joint stiffness, and thus considerable gouge material in the shear zone. Stability in such case is considered more “threatening”. Higher horizontal stress will result in higher deformation.

For localities considered as high or medium risk objects suggestions of mitigation measures are given. Rock scaling and use of rock bolts are proposed measures for most of the risk objects, but extension and establishment of barriers and rock nets will also serve as good mitigation techniques for some localities.

Structural conditions and content of the rock mass are the two most important factors making the road section exposed. Particularly content of chlorite reduces friction in the rock mass.

Forord

Jeg vil med dette takke mine veiledere, Bjørn Nilsen fra NTNU og Stig Lillevik fra Statens vegvesen, for gode diskusjoner og samtaler i forbindelse med masteroppgaven. Det var særlig nyttig med fellesbefaring i august for stadfesting av problemstilling og avgrensning til oppgaven. Jeg vil takke Stig og Statens vegvesen for å gi meg mulighet til å få jobbe med en såpass interessant og praktisk problemstilling, og Bjørn for å koble meg opp til Statens vegvesen.

Statens vegvesen Region midt skal også ha takk for at jeg har fått låne pc til arbeid med oppgaven, egen arbeidsplass på vegkontoret og tilgang til arkiv fra tidligere arbeid fra veistrekningen.

Jeg vil takke min far, Mindor Alvestad, for korrekturlesing og konstruktiv tilbakemelding på oppgavens språk og innhold.

Gunnar Vistnes fra laboratoriet ved NTNU/SINTEF skal ha takk for god veiledning ved gjennomføring av laboratorietester i forbindelse med oppgaven.

Til slutt vil jeg takke mine medstudenter fra geologistudiet ved NTNU som har gjort studietiden innholdsrik. En spesiell takk rettes mot gjengen på lesesalen for et fint år med masterskriving.

Trondheim 09.05.2016

Erlend Alvestad

Innholdsliste

1. Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Avgrensninger	2
1.3 Beskrivelse av studieområdet	2
1.4 Geologi	4
1.5 Vær og klima	7
1.5.1 Temperatur	7
1.5.2 Nedbør	8
1.5.3 Framtidig klima	8
1.6 Historiske skredhendelser	10
1.6.1 Antall skredhendelser per år	10
1.6.2 Antall skredhendelser per måned	11
1.6.3 Type skred	11
1.6.4 Volumfordeling av skred	12
1.7 Utført sikring	12
1.7.1 Aktive sikringstiltak	12
1.7.2 Passive sikringstiltak	14
2 Teori.....	19
2.1 Definisjoner	19
2.1.1 Geologiske betingelser	19
2.1.2 Skråningens geomorfologi	21
2.1.3 Utløsende og medvirkende årsaker	22
2.1.4 Årstidsvariasjoner	22
2.1.5 Klimavariasjoner	23
2.2 Bergmasseklassifisering	24
2.2.1 Q-systemet	24
2.2.2 Geological Strength Index (GSI)	25
2.3 Stereografisk projeksjon	27
2.3.1 Fall og fallretning	27
2.3.2 Stereogram	27
2.3.3 Sprekkemønster	28
2.4 Probabilistisk analyse	29

2.4.1 RocFall	29
2.4.2 Inngangsparametere	29
2.4.3 Usikkerheter og feilkilder	30
2.4.4 Behandling av usikkerheter og feilkilder	31
2.5 Numerisk analyse	32
2.5.1 Kontinuerlige og diskontinuerlige modeller	32
2.5.2 Phase2	32
2.5.3 Inngangsparametere	32
2.5.4 Usikkerheter og feilkilder	37
2.6 Sikkerhetsfaktor	38
3 Metode	39
3.1 Gjennomgang av grunnlagsmateriale	39
3.1.1 Programvare	39
3.1.2 Datagrunnlag	39
3.1.3 Terrengmodell	39
3.1.4 Flybilder	40
3.1.5 Rapporter og notater	40
3.2 Feltarbeid	41
3.2.1 Måling av fall og fallretning	41
3.2.2 Måling med Schmidt-hammer	41
3.2.3 Måling av sprekkeruhet	43
3.2.4 Befaring av detaljstabilitet	43
3.2.5 Bergmasseklassifisering	44
3.2.6 Innhenting av prøver for laboratorietesting	44
3.3 Laboratoriearbeid	45
3.3.1 Klargjøring av prøver	45
3.3.2 Tilt-forsøk	48
3.3.3 Tyngdetetthet	49
3.3.4 Enaksial trykkfasthet (UCS)	50
3.4 Stereografisk projeksjon og kinematisk analyse	51
3.5 Probabilistisk analyse	51
3.5.1 RocFall	51
3.6 Numerisk analyse	54

3.6.1 Phase2	54
3.6 Vurdering av detaljstabilitet	56
3.6.1 Vurdering av risiko	56
3.6.2 Vurdering av sikring og sikringsbehov	58
4 Resultat.....	59
4.1 Feltmålinger	59
4.1.1 Stereografisk analyse	59
4.1.2 Sprekkeplan	61
4.1.3 Bergmasseklassifisering	63
4.1.4 Beskrivelse av lokaliteter	65
4.2 Laboratoriemålinger	75
4.2.1 Tilt-forsøk	75
4.2.2 UCS-forsøk og bestemmelse av tyngdetetthet	75
4.3 Kinematisk analyse	77
4.4 Probabilistisk analyse	81
4.4.1 Tilbakeberegning	81
4.4.2 Inngangsparametere og materialeegenskaper	86
4.4.3 Analyse	87
4.5 Numerisk analyse	90
4.5.1 Geometri	90
4.5.2 Materialeegenskaper	90
4.5.3 Sprekkeegenskaper	92
4.5.4 Spenning	93
4.5.5 Seismisk aktivitet	93
4.5.6 Grunnvann	94
4.5.7 Analyse	95
4.6 Vurdering av detaljstabilitet	100
4.6.1 Vurdering av risiko	100
4.6.2 Vurdering av sikring og sikringbehov	104
5 Diskusjon.....	107
5.1 Bergmasseklassifisering	107
5.2 Feltmålinger	108
5.3 Laboratorieforsøk	108

5.4 Probabilistisk analyse	111
5.5 Numerisk analyse	112
5.6 Total- og detaljstabilitet	114
5.7 Sikringsbehov	116
6 Konklusjon	119
6.1 Videre arbeid	120
7 Referanseliste	121
Vedlegg A Skredhendelser oppsummert	I
Vedlegg B Målinger med Schmidt-hammer	III
Vedlegg C Målinger av ruhet	V
Vedlegg D Tabeller Q-systemet	VII
Vedlegg E Bilder detaljstabilitet	XI
Vedlegg F Målinger tilt-forsøk	XLI
Vedlegg G Bilder av kjerneprøver	XLIII
Vedlegg H RocFall-profiler	XLVII

1. Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Bynesveien, Fylkesvei 715 mellom Trolla og Flakk, ble utvidet i 1978. Det har i tiden etter det vært registrert hyppig skredaktivitet. Veien, som er hovedvei mellom Trondheim og Fosen, er for mange benyttet til pendling, utfartsvei til fritidsboliger eller treningsvei for syklister. Som følge av mye trafikk kombinert med hyppig skredaktivitet er veien blant de mest prioriterte veistrekingene i Sør-Trøndelag (Statens vegvesen, 2012). Det har derfor vært et ønske om en systematisk kartlegging av kritiske partier for å identifisere risikoobjekter for trafikken.

Det er, av Noteby rådgivende ingeniører, utført omfattende kartlegging av området tilbake til 1984 på oppdrag fra Statens vegvesen (Nilsen, 1984). Videre er det også i 1998, av SCC Kummeneje Scandiaconsult, utført noe kartlegging av berghammere vest for St. Olavsspranget, St. Olavsspranget samt andre definerte områder (Heggestad & Johannessen, 1998). Utover dette har systematisk kartlegging ovenfor veien vært begrenset, og ofte begrenset til spesifikke hendelser. Mellom 1998 og 2007 er det av Statens vegvesen og Rambøll også foretatt målinger av fjellpartier på fem målesteder, ved profilnummer 5600 og 5700. Målingene viser fra null til tre millimeter bevegelse de ni årene. Den ene av de fem blokkene raste ut under måleperioden (Johannessen, 2007).

Hovedformålet med oppgaven er å gjennomføre en systematisk kartlegging og vurdering av kritiske partier i skråningen ovenfor veien, i tillegg til utsatte partier langs veien. Fokus er på å avdekke partier som kan være risikoobjekter for veitrafikken, hvor sannsynlighet vurderes ut fra feltbefaring og konsekvens ut fra simuleringer ved probabilistisk analyse i RocFall. Konsekvens for lokalitetene langs veien vurderes ut fra befaring. Det vil også bli gjort vurdering av de sikringstiltak som er utført og videre sikringsbehov, både i skråningen og langs veien. Numerisk analyse vil gjøres av et fjellparti med underkuttende skjærsone som er identifisert fra feltbefaring og tidligere av Heggestad og Johannessen (1998).

Oppgaven er utført i samarbeid med NTNU og Statens vegvesen. Bjørn Nilsen har stått som veileder fra NTNU og Stig Lillevik har stått som veileder fra Statens vegvesen.

1.2 Avgrensninger

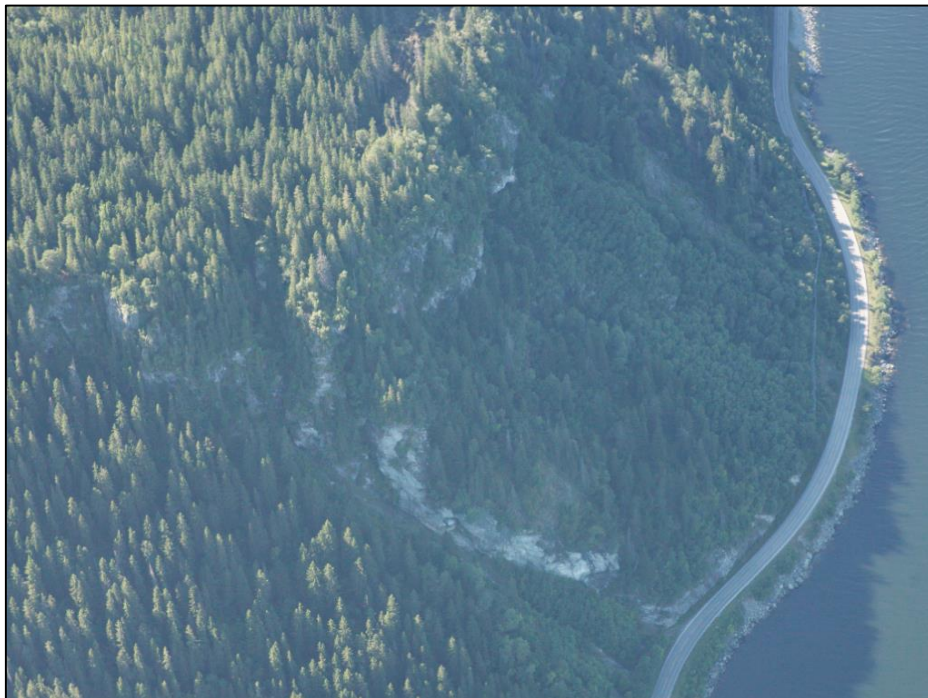
Underveis i arbeidet med masteroppgaven er følgende avgrensninger gjort:

- Oppgavens problemstilling er rettet mot stabilitet av fjell. Stabilitet av løsmasser, is og andre former har fått mindre fokus.
- Oppgavens problemstilling er rettet mot mindre hendelser, mot steinsprang og mindre steinskred. Det er likevel gjort vurdering og analyse av parti av stor størrelsesorden.

1.3 Beskrivelse av studieområdet

Studieområdet er lokalisert ovenfor og langs en veistrekning noen kilometer vest for Trondheim by, i Sør-Trøndelag fylke. Den omlag 2.5 kilometer lange veistrekningen er del av Fylkesvei 715 mellom Trolla og Flakk, som lokalt går under navnet Bynesveien.

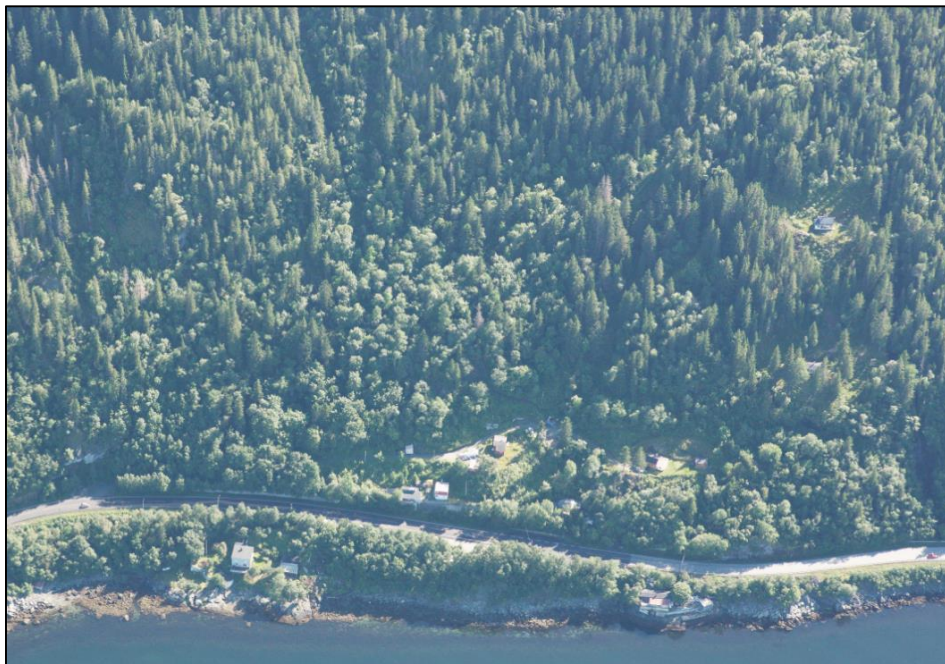
Topografisk kan studieområdet deles i tre deler. Den vestlige delen domineres av høye og bratte skråninger med høye klipper, men lavere skjæringer langs veien. Området regnes som mest kritisk med tanke på steinsprang fra skråningen, og strekker seg omlag 200 til 250 høydemeter over veien. Den østlige delen domineres av vesentlig lavere skråninger, men høyere skjæringer langs veien. Området regnes som mest kritisk med tanke på utfall fra veiskjæringer. Den midtre delen, ved Løften, finnes et område med få veiskjæringer og bratte skråninger med noen lavere klipper. Området inneholder også noe bebyggelse.



Figur 1.1 Flybilde av det vestlige og mest kritiske området med tanke steinsprang, St. Olavsspranget (Trondheim kommune, 2013).



Figur 1.2 Flybilde av det østlige området som domineres av lavere skråninger og høyere veiskjæringer (Trondheim kommune, 2013).



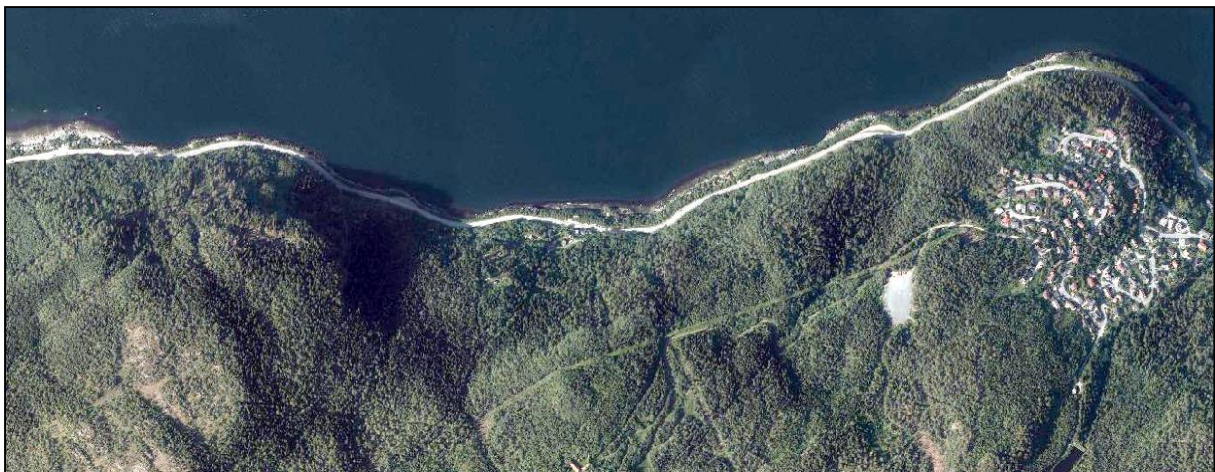
Figur 1.3 Flybilde av området i midten med bratt skråning, noe bebyggelse og få veiskjæringer (Trondheim kommune, 2013).

Skråningen ovenfor veien er nordvendt, noe som gjør at studieområdet er lite omgitt av sol. Ellers er området også tett vegetert, med mye skog og kratt. Det er generelt lite bebyggelse, men noe bebyggelse finnes likevel ved Løften og ved Storsteinan.

Den årlige gjennomsnittlige døgntrafikken på veien (ÅDT) er 3000. Det er altså snakk om en relativt trafikkert vei. Omkjøringen er satt til én time (Bjordal, 2013).



Figur 1.4 Studieområdet i forhold til Trondheim markert i blått (Statens kartverk, 2015b).



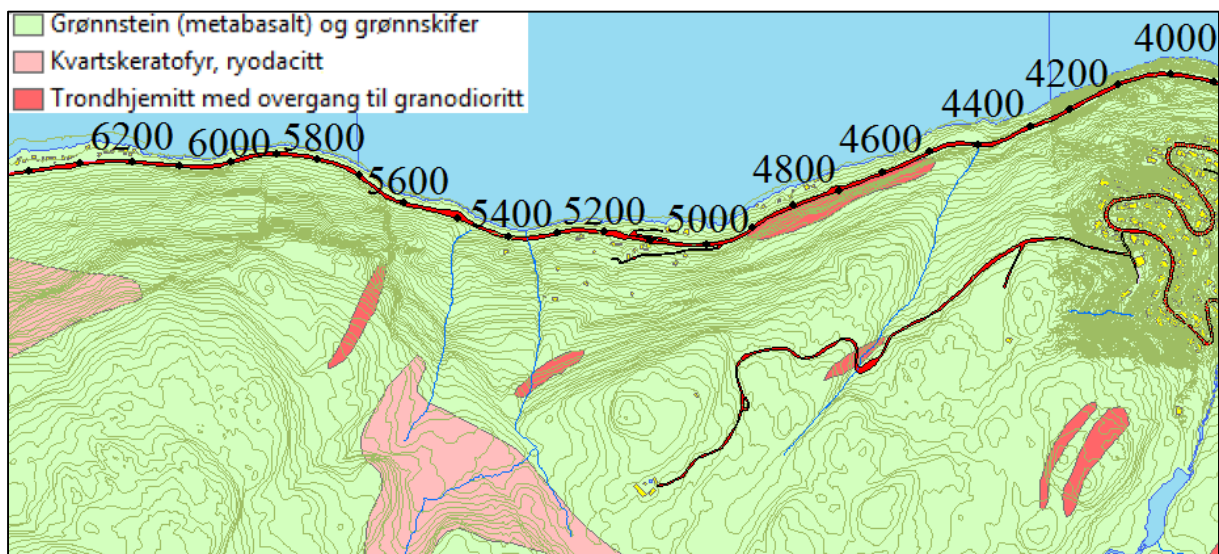
Figur 1.5 Ortofoto av studieområdet (Norge i bilder, 2015).

1.4 Geologi

Studieområdet er en bestanddel av Størendekket, som igjen er en bestanddel av Trondhjemsdekket. Trondhjemsdekket består av omdannede kambriske eller eldre sedimenter, grunnsteiner og gneisbergarter. Disse bergartene antas å være løsrevet fra kontinentalranden før kollisjonen som gav grunnlag for Den Kaledonske Fjellkjede. Størendekket tolkes som et stykke løsrevet havbunnskorpe, og består av flere kilometer med putelavastrukturer og gangbergarter med blant annet tynne kiselskifer- og fyllittlag, gabbro og gangkomplekser. Denne fasen av fjellkjededannelsen refereres ofte som «Den Trondheimske Fase» (Fossen et al., 2007).

Bergmassen i studieområdet, som er en del av Størendekket, består i hovedsak av varierende grad av grønnstein og grønnskifer, med oppbrudd av små partier med kvartskeraporfyr og trondhemitt som illustrert i berggrunnskartet i figur 1.6. Grønnskiferen i området er enkelte steder betydelig forskifret med markerte foliasjonslag, mens den andre steder er av mer massiv karakter. Den lokale grønnsteinen består av partier med putelavastrukturer. Putelavastrukturer har sitt opphav i havbunnsvulkanisme for 400-600 millioner år siden. Mineraler kloritt er i denne prosessen dannet på et senere tidspunkt som følge av metamorfe prosesser (Nilsen, 2008). Kloritt kjennetegnes av en karakteristisk grønnlig farge og glatt struktur. Den glatte strukturen kan utgjøre et reelt stabilitetsproblem da friksjon reduseres betydelig langs potensielle glideflater, og særlig ved tilførsel av vann. Det er gjort en rekke observasjoner av kloritt i området og i laboratoriet. Under boring og klargjøring av kjerneprøver for testing i laboratoriet ble det observert kloritt i avrenningen. Klorittavrenning i laboratoriet er vist i figur 1.8. Karakteristisk grønnstein/grønnskifer langs veien, med utviklet putelavastrukturer og foliasjon, er vist figur 1.7.

De bratte skråningene ovenfor veien består av store mengder forvittringsmateriale og blokker, noe som tyder på stor rasaktivitet og omfattende erosjonsprosesser. Her finnes rester fra tidligere steinsprang og nedfallsaktivitet. Det observeres flere steder treffmerker på trær og vegetasjon, steiner er kilt fast mellom trær og i terrengsøkk og avsatt i steinur nedover skråningen. De høye klippene i toppen karakteriseres av store hammere og overheng, noe som er tegn på høy rasaktivitet og trykkavlastning.



Figur 1.6 Berggrunnskart for studieområdet med veiens profilnummer (Norges Geologiske Undersøkelse, 2015).



Figur 1.7 Karakteristisk grønnstein/grønnskifer langs veien med utviklet putelavastrukturer og foliasjonslag (Foto: Erlend Alvestad).



Figur 1.8 Avrenning med kloritt fra boring av kjerneprøver (Foto: Erlend Alvestad).

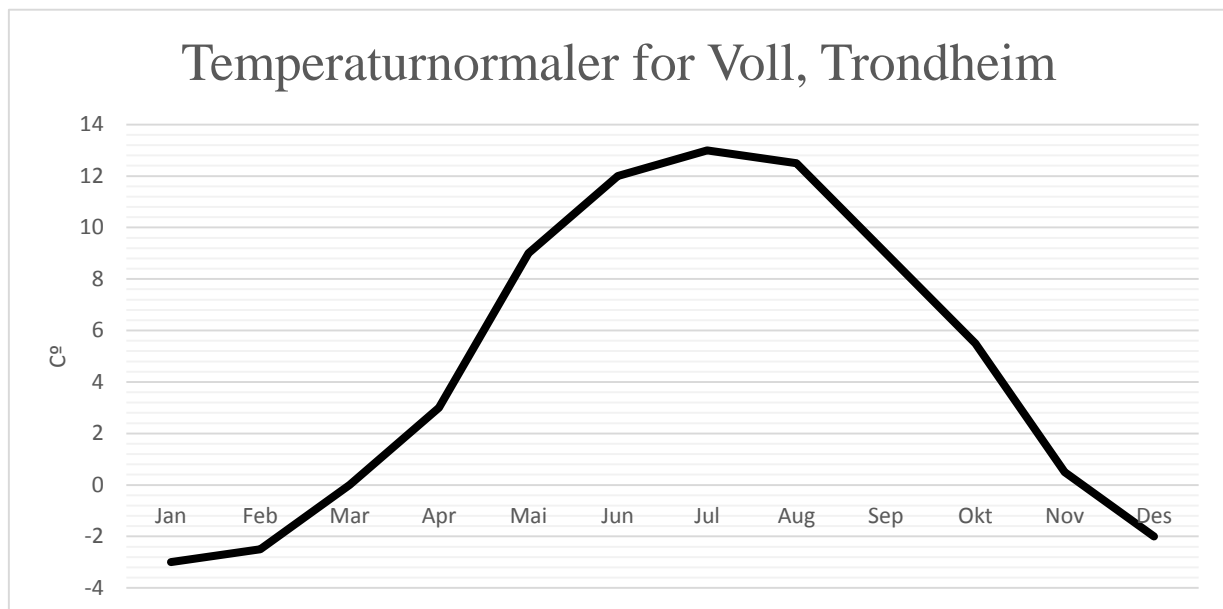
1.5 Vær og klima

1.5.1 Temperatur

Tabell 1.1 og figur 1.9 angir temperaturnormaler for hver måned i °C for Voll, Trondheim. Voll er nærmeste operasjonelle stasjon. Da studieområdet ligger nordvendt vil studieområdet ha mindre sol enn Voll. I tillegg ligger Voll omlag 150 meter høyere, mens studieområdet ligger helt nede ved Trondheimsfjorden.

Tabell 1.1 Temperaturnormaler (°C) for Voll, Trondheim (Meteorologiske Institutt, 2015).

Jan	Feb	Mar	Apr	Mai	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Nov	Des	År
-3	-2.5	0	3	9	12	13	12.5	9	5.5	0.5	-2	4.8



Figur 1.9 Temperaturnormaler (°C) for Voll, Trondheim (Meteorologiske Institutt, 2015).

1.5.2 Nedbør

Tabell 1.2 og figur 1.10 angir nedbørsnormaler i mm for hver måned for Voll, Trondheim. August til november/desember står fram som den perioden med mest nedbør.

Tabell 1.2 Nedbørsnormaler (mm) for Voll, Trondheim (Meteorologiske Institutt, 2015).

Jan	Feb	Mar	Apr	Mai	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Nov	Des	År
60	50	50	45	50	65	90	85	110	100	70	90	855

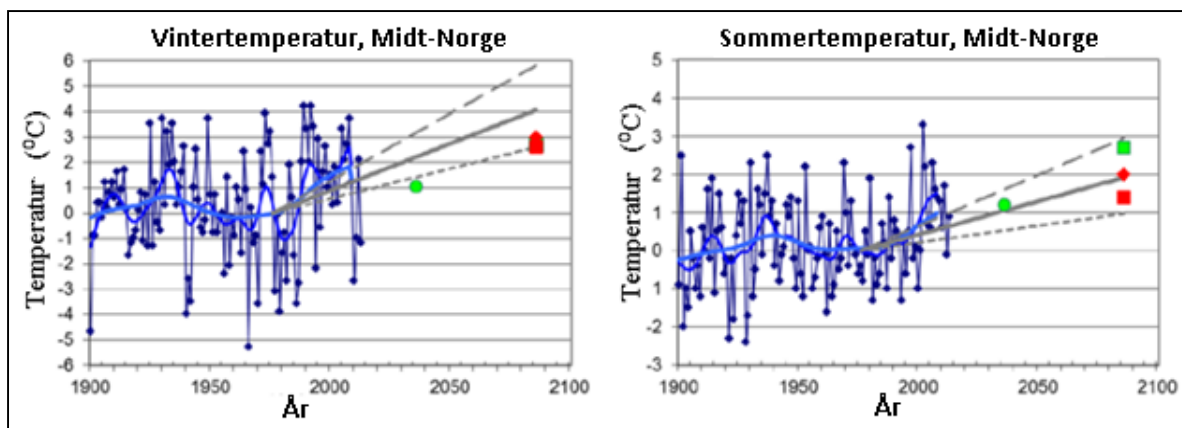


Figur 1.10 Nedbørsnormaler (mm) for Voll, Trondheim (Meteorologiske Institutt, 2015).

1.5.3 Framtidig klima

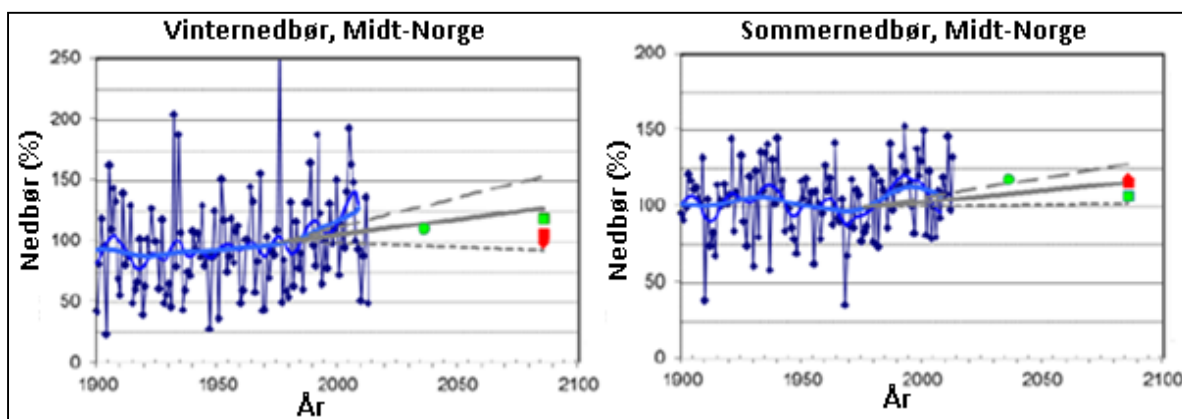
I Midt-Norge vil det ifølge prognoser fra meteorologisk institutt skje en betydelig økning i temperaturen vinterhalvåret og noe mer moderat økning sommerhalvåret. Sammenlignet perioden 1961-1990 med 2071-2100 tilsier prognosene at det vil forekomme en temperaturøkning på 2.5-5.5 °C vinterhalvåret og 1-3 °C sommerhalvåret (Tveito, 2014).

I figur 1.11 illustreres historiske temperaturer med påfølgende temperaturutvikling basert på tre utslippsscenarioer; et gjennomsnittlig (midten), et «verst tenkelig» (øverst) og et «best tenkelig» (nederst) scenario.



Figur 1.11 Temperaturutvikling (°C) i perioden 1900-2014 (punkter) med påfølgende prognose for temperaturutviklingen i Midt-Norge for vinter og sommer. Den heltrukne grå streken i midten representerer gjennomsnittsscenario, mens over og under representerer henholdsvis «verste» og «beste» utslippsscenario (Tveito, 2014).

I figur 1.12 illustreres historiske nedbørsmengder med påfølgende prognoser for nedbørsutvikling basert på tre utslippsscenarioer; et gjennomsnittlig (midten), et «verst tenkelig» (øverst) og et «best tenkelig» (nederst) scenario. Det er ventet at nedbørsøkningen på vinterhalvåret vil være 0-50 % og 0-30 % på sommerhalvåret (Tveito, 2014).



Figur 1.12 Nedbørsutvikling (%) i perioden 1900-2014 med påfølgende prognose for kommende nedbørsutvikling i Midt-Norge. Den heltrukne grå streken i midten representerer gjennomsnittsscenario, mens over og under representerer henholdsvis «verste» og «beste» utslippsscenario (Tveito, 2014).

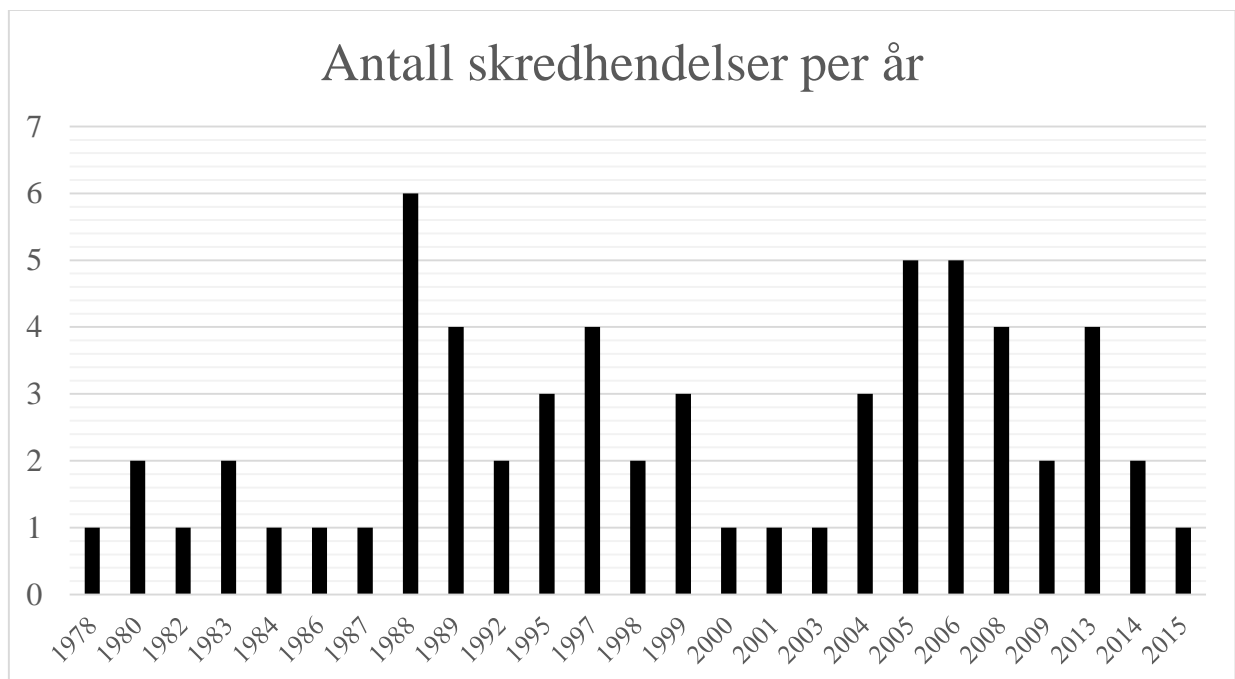
1.6 Historiske skredhendelser

Det er gjort en gjennomgang av dokumentasjon på skredhendelser fra Statens vegvesens Nasjonale Vegdatabase (Statens vegvesen, 2015), digital- og papirarkiver fra 2016 og tilbake til 1978 da veien ble utvidet. I alt er det funnet dokumentasjon av 62 skredhendelser. Skred som Statens vegvesen har dokumentert er i mange tilfeller hendelser som har vært til hinder for trafikk, enten det har vært skader på veibane eller skredmasser som har blokkert veien, men mindre hendelser er også tatt med i noen tilfeller.

Vedlegg A viser en oversikt over de dokumenterte skredhendelsene som er tatt med i den statistiske oversikten.

1.6.1 Antall skredhendelser per år

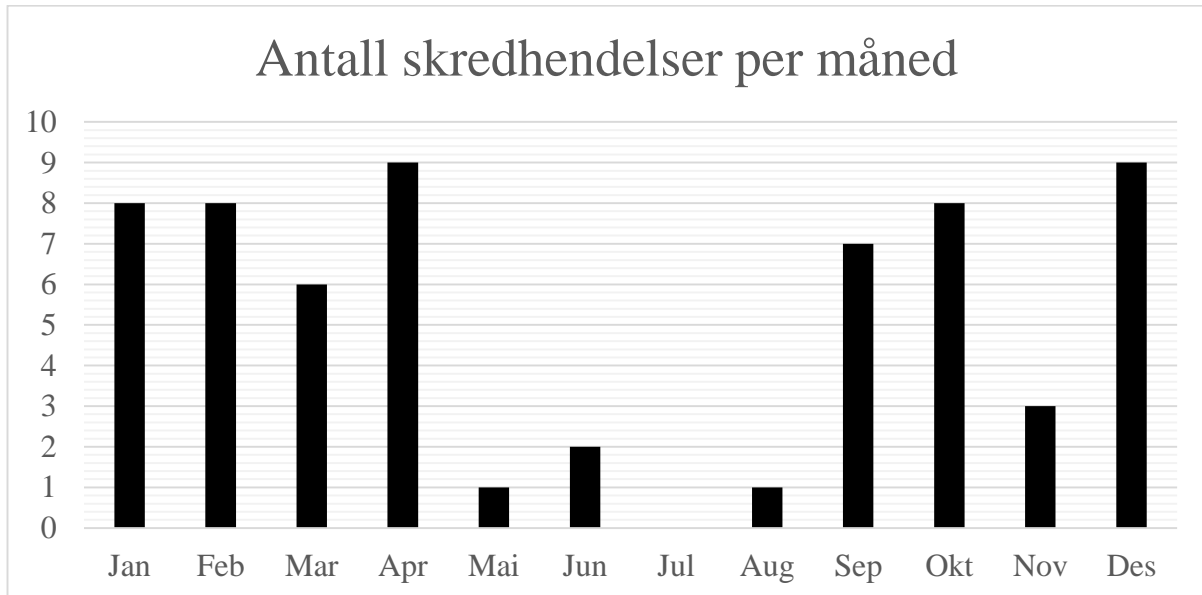
Antall skredhendelser per år og som er dokumentert er illustrert i figur 1.13. Fordelingen viser at det jevnlig har forekommet skredhendelser helt siden veien ble utvidet, i flere perioder årlig og flere ganger per år.



Figur 1.13 Antall skredhendelser per år.

1.6.2 Antall skredhendelser per måned

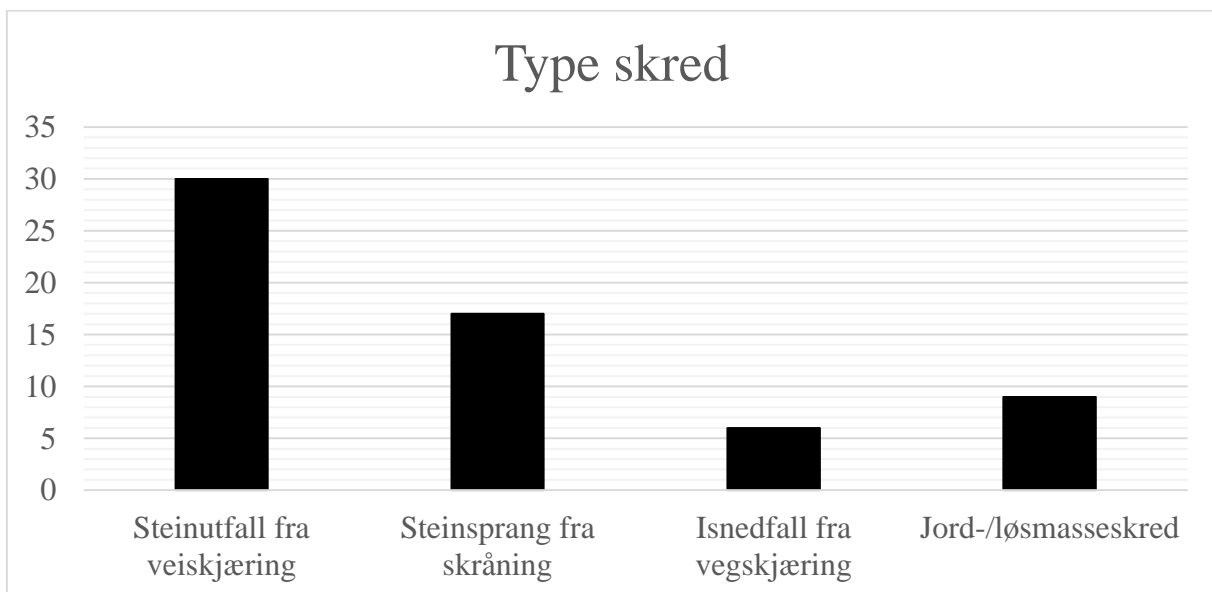
Antall skredhendelser per måned illustreres i figur 1.14. Det går tydelig fram at majoriteten av skredhendelsene har forekommet på våren og på høsten, men også på vinteren. Det er betydelig mindre skredhendelser sommerhalvåret, i perioden fra mai til august.



Figur 1.14 Antall skredhendelser per måned.

1.6.3 Type skred

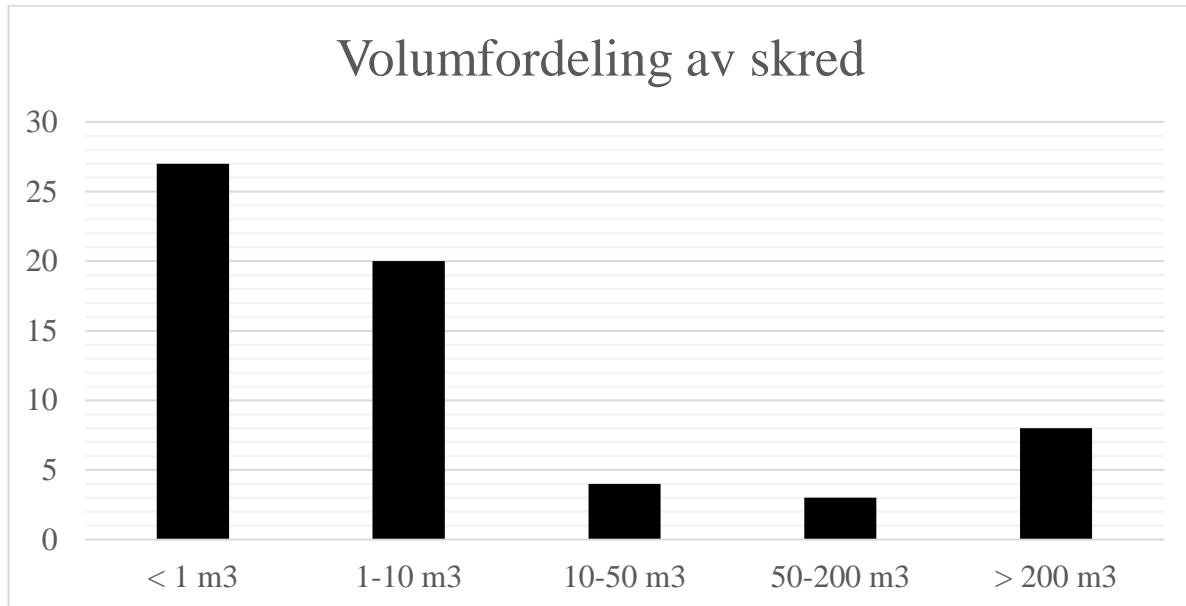
Fordelingen av type skred som har forekommet illustreres i figur 1.15. Det går fram at steinutfall fra veiskjæring og steinsprang fra skråningen er det som forekommer hyppigst.



Figur 1.15 Antall skredhendelser fordelt på type skred.

1.6.4 Volumfordeling av skred

Volumfordelingen av skredmassene illustreres i figur 1.16. Skredhendelser med volum under én m³, altså mindre steinblokker, skjer hyppigst. Også skred på 1-10 m³ har forekommet hyppig.



Figur 1.16 Antall skred fordelt på volum av skredmasser som har havnet på veien.

1.7 Utført sikring

Det er utført både aktive og passive sikringstiltak i skråningen og langs veien.

1.7.1 Aktive sikringstiltak

Aktive sikringstiltak anses som tiltak hvor enkeltpartier stabiliseres på stedet. Generelt er aktive sikringstiltak mer kostbare og tidkrevende, men fører ofte til mer permanent stabilitet og mindre vedlikehold (Maerz et al., 2014).

1.7.1.1 Bolting og fjellbånd

Det er utført sporadisk og til dels systematisk bolting av potensielt ustabile blokker og partier langs veien. Bruk av forankringsbolter gir en kostnadseffektiv effekt som egner seg godt for middels store til store blokker som ikke er for oppknust. Effekten er størst for planære og kileformede utglidninger, men egner seg også for parti som kan velte ut (Maerz et al., 2014). Fjellbånd er også brukt mellom enkelte bolter. Slike bånd gir en samvirkeeffekt mellom to eller flere bolter, som egner seg godt ved sikring av større eller særlig usikre partier (Bjordal, 2011). Det er generelt utført lite bolting i skråningen ovenfor veien.



Figur 1.17 Bruk av forankringsbolter og fjellbånd langs Fylkesvei 715 for å forankre og stabilisere blokker med markerte baksprekker og glideplan (Foto: Erlend Alvestad).

1.7.1.2 Rensk og utsprengning

Det er utført rensk av løse og ustabile blokker ved etablering av veiskjæringen og i forbindelse med vedlikehold og steinutfall. Hensikten med rensk er å fjerne kilden til problemet. Likevel er ikke dette en fullt ut permanent løsning, da erosjonsprosesser vil kunne skape nye problemer over tid (Maerz et al., 2014).

Det skilles i hovedsak mellom spettrensk og sleggerensk. Spettrensk er den enkleste og rimeligste formen, hvor man ved manuelt arbeid «jekker» blokker ut. Sleggerensk går ut på å slå ut løse blokker og mindre fjellpartier med lodd hengende fra helikopter. Metoden brukes ofte i bratte og uframkommelige fjellsider hvor spettrensk er krevende (Bjordal, 2011). Det er hovedsakelig brukt spettrensk langs veistrekningen.

Videre er det utført sprengning i forbindelse med etablering av veiskjæringen og av noen større partier kort tid etter. Utsprengning vil på samme måte som ved rensk fjerne kilden til problemet. Sikringstiltaket kan være effektivt for å fjerne større problem eller for sterkt berg. Metoden kan påføre nærliggende områder vibrasjoner og rystelser, og bør derfor brukes med varsomhet (Maerz et al., 2014).

1.7.1.3 Wirenett

Det er benyttet wirenett på kritiske steder av skråningen for å holde på plass og stabilisere løsmasser og stein. Wirenett er en type netting bestående av tykkere vaiere som skal stå imot høye belastninger fra ustabile urmasser eller steinblokker (Bjordal, 2011).



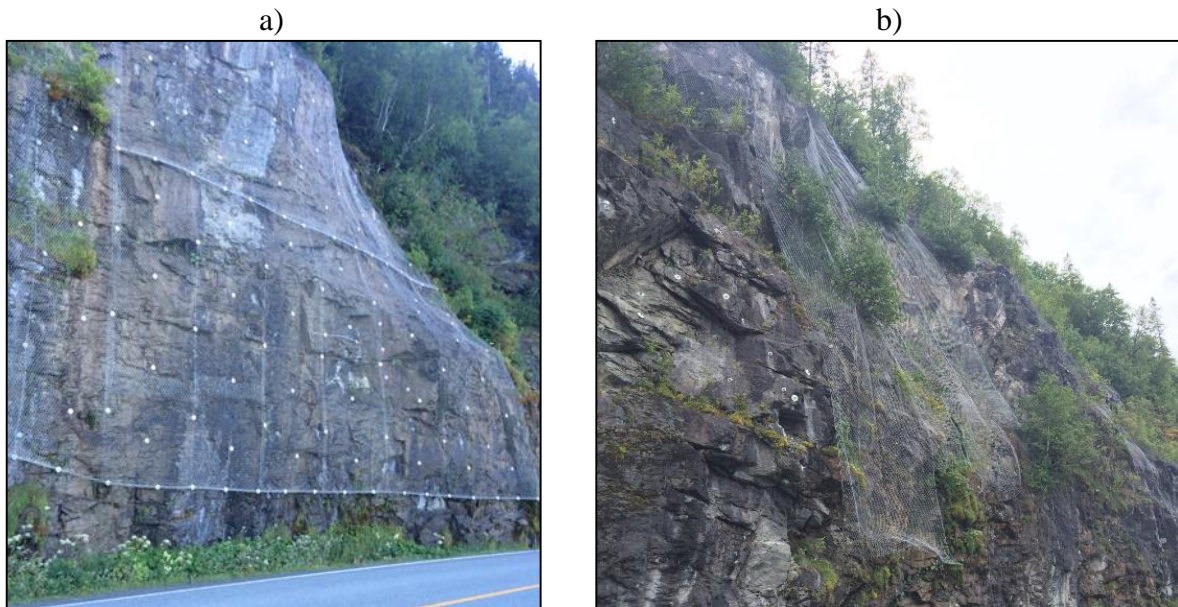
Figur 1.18 Bruk av wirenett langs Fylkesvei 715 for å stabilisere steinblokker i ur (Foto: Erlend Alvestad).

1.7.2 Passive sikringstiltak

Passive sikringstiltak kan anses som tiltak hvor det sikres mot utfall som allerede har forekommet, enten like ved løsnemrådet eller i foten av potensielle utløpsbaner. Generelt er passive sikringstiltak mindre kostbare og tidkrevende, og ofte eneste løsning ved begrenset budsjett (Maerz et al., 2014).

1.7.2.1 Steinsprangnett

Det er for flere partier langs veien montert steinsprangnett i kombinasjon med bolter og fjellbånd. Steinsprangnett er effektivt mot småfallent, oppsprukket berg i naturlige fjellskrenter. Nettene festes ofte i forankringsbolter og i fjellbånd. I enkelte tilfeller festes nettet kun i toppen og henger fritt helt ned til bunnen av skjæringen. Nettet vil da lede utraste steinblokker ned til veigrøften. I slike tilfeller er det viktig at det er anlagt tilstrekkelig bred grøft (Bjordal, 2011).



Figur 1.19 To typer forankring av nett langs Fylkesvei 715; a) Nett forankret i toppen, i midten og helt i bunn, b) Nett kun forankret i toppen (Foto: Erlend Alvestad).

1.7.2.2 Is-sikringsnett og kjettinger

Langs veien er det for flere partier montert nett som sikrer både mot småfallent berg og isnedfall. Kjettinger er også hengt opp vertikalt slik at is gradvis smelter av. I tilfeller hvor det brukes netting mot is monteres de tettere inntil fjelloverflaten slik at større ismasser hindres fra å løsne ut på veibanen. (Bjordal, 2011).



Figur 1.20 Kombinert steinsprang- og is-sikringsnett med vertikalhengende kjettinger som sikringstiltak mot nedfall av is langs Fylkesvei 715 (Foto: Erlend Alvestad).

1.7.2.3 Fanggjerd

Det er for kritiske partier med hyppig steinsprangaktivitet montert fanggjerd ved foten av skråningen. Fanggjerd har som hensikt å bremse eller fange opp steinblokker og småstein som løsner fra fjellsider eller skråninger. Tiltaket er egnet hvor potensialet for ustabile partier eksisterer i relativt stort omfang og hvor aktive sikringstiltak i skråningen blir for omfattende eller kostbart. Fanggjerd forankres med bremseelementer som er festet i wirer og wirenett, og monteres ofte langt nede i skredløpet. Gjerdestolpene til fanggjerdet består ofte av bevegelige ledd for god energiabsorpsjon (Bjordal, 2011; Wyllie, 2015).

Fordeler ved bruk av fanggjerd er at de enkelt kan plasseres i bratt terreng og at plassbehovet er relativt lite. En "buffersone" mellom fanggjerdet og veien må imidlertid forsikres for å gi rom for deformasjon av gjerdet (Bjordal, 2011). Fanggjerd skal være fleksible nok til å deformeres, men samtidig stive nok til at energien absorberes (Wyllie, 2015).



Figur 1.21 Steinsprangnett langs Fylkesvei 715 i foten av skråningen. Fanggjerdet er noe deformert fra tidligere steinspranghendelser (Foto: Erlend Alvestad).

1.7.2.4 Bred veigrøft

Det er etablert brede veigrøfter langs veistrekningen, særlig hvor det er høye skjæringer og tilstrekkelig plass. Det er observert en rekke steinblokker og småfallent berg i veigrøftene, noe som bekrefter god effekt.

Bred veigrøft er et effektivt og økonomisk tiltak for å hindre steinblokker, småstein og is fra å havne på veibanen. Ved hyppige nedfall er rensk av veigrøft viktig for å opprettholde grøftens kapasitet. Positive effekter ved bred veigrøft er bedre vannavrenning fra veien, noe som vil kunne motvirke isdannelse og vannplaning på veibanen, i tillegg til bedre lagringsplass for snø på vinteren. Bedre siktforhold i veikurver er også en positiv effekt (Bjordal, 2011; Wyllie, 2015).



Figur 1.22 Bred veigrøft langs Fylkesvei 715 som hindrer stein å havne på veibanen (Foto: Erlend Alvestad).

1.7.2.5 Fangvoll/gabionmur

Det er bygd opp fangvoller/gabionmurer hvor det tidligere har gått løsmasseskred og hvor det har vært hyppig nedfall av stein. Enkelte gabionmurer har også fanggjerde på toppen for å fange opp eller bremse blokker som kommer med stor hastighet.

Fangvoller/gabionmurer er et terrengtiltak som skal bremse, fange opp eller stabilisere stein- og løsmasser i et utløpsområdet. Rensk er viktig for å opprettholde fangvollens kapasitet og dreneringsløp (Bjordal, 2011).

Sikringstiltaket vil ofte være rimeligere enn fanggjerder, men vil kreve større areal og tilgjengelig løsmasser eller urmasser (Bjordal, 2011).



Figur 1.23 Kombinert fangvoll og gabionmur med fanggjerde på toppen langs Fylkesvei 715 (Foto: Erlend Alvestad).

2 Teori

2.1 Definisjoner

Statens vegvesen (2012) definerer en skredutsatt veistrekning som «en strekning hvor det i løpet av de siste 20 årene har vært minst tre stengninger som følge av skred eller minst tre hendelser/nedfall per kilometer på strekningen de siste 20 årene».

Nedfall av stein fra skråninger og fjellsider klassifiseres etter volum (Bjordal, 2011):

- Steinsprang Volum under 100 m³
- Steinskred Volum på 100 – 10 000 m³
- Fjellskred Volum over 10 000 m³

Steinsprang og steinskred er den skredtypen som forekommer hyppigst i Norge (Schanche, 2011). Langs Fylkesvei 715 vil begrepene steinsprang og steinskred være mest aktuelle, altså potensielle hendelser av lavere volum.

Massebevegelser av stein er alle plutselige, nedovergående bevegelser av steiner, fjellblokker eller fjellparti som løsriver seg fra bratte skråninger eller klipper. Masser som dette vil falle, sprette eller rulle nedover skråningen. Videre vil massene ofte knuses opp i flere fragmenter, og bremse eller stoppe når skråningen flater ut. Hastighetene er ofte store og vil variere etter skråningens helningsvinkel og massenes volum (Highland & Bobrowsky, 2008).

Områder hvor slike massebevegelser forekommer hyppig karakteriseres av blant annet (Devoli et al. 2011; Wyllie, 2015):

- Overhengende skrenter og bratte skråninger.
- Fjellparti og blokker med åpne tensjonssprekker.
- Ferske spor fra tidligere skredhendelser.
- Treffmerker på trær og i løsmasser langs skredbanen.
- Rester fra tidligere skredhendelser i den nedre delen av skråningen (oppbygging av ur).

2.1.1 Geologiske betingelser

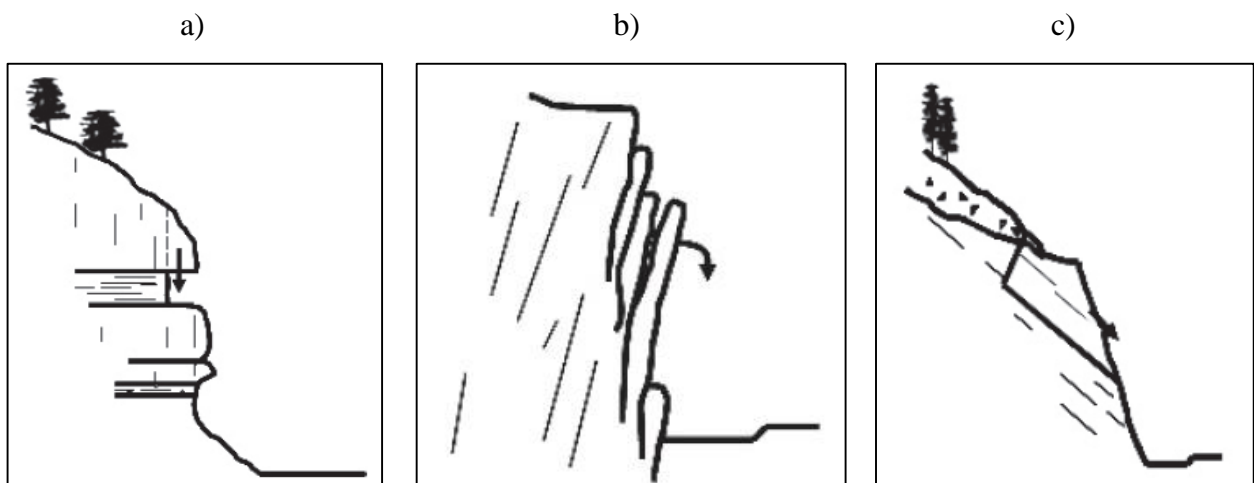
Geologiske betingelser for massebevegelser av stein er ofte underkuttende sprekker og/eller steile baksprekker i fjellpartier eller i enkeltblokker som følge av vannsig/elveløp, ulike typer forvitring, utgravninger, sprengningsrystelser, jordskjelv eller andre typer vibrasjoner i bergmassen (Highland & Bobrowsky, 2008).

Bergmassen i skråninger med potensielle hendelser, og som er av truende karakter, er ofte tilstrekkelig sterk og intakt til at det dannes blokker som vil overleve under nedfall. Svakere berg har en tendens til å forvitre eller knuse opp i mindre ufarlige fragmenter som aldri når ned til utløpssonen. Sprekkeavstand og utholdenhet er også faktorer som vil ha stor betydning for hyppighet av farlige steinsprang og steinskred. Tette sprekkesett vil for eksempel danne små og ufarlige blokker (Wyllie, 2015).

Geometrien til sprekker og sprekkesett vil ha stor betydning for potensielle stabilitetsproblemer. Utfall og utglidninger vil i de aller fleste tilfeller følge eksisterende diskontinuiteter i bergmassen (Nilsen, 1999). I den sammenheng vil orientering og ruhet av glideplan være geologiske betingelser som vil ha stor betydning for stabiliteten (Schanche, 2011).

Type stabilitetsproblem kan klassifiseres i tre ulike typer ut fra geometrien til sprekker og sprekkesett som illustrert i figur 2.1 (Wyllie, 2015):

- Ustabilt overheng
- Utvelting
- Ugunstig glideplan



**Figur 2.1 Prinsippskisse for ulike typer utfall av berg (Wyllie, 2015);
a) ustabilit overheng, b) utvelting, c) ugunstig glideplan.**

Ustabile overheng oppstår ofte når blokker under løsner og eksponerer større overheng eller hammere. Overhengene kan bli kritiske da tyngdepunktet er flyttet langt ut, partiet er utsatt

for trykkavlastning og ikke lenger har den understøtten som tidligere. Kraftige overheng og hammere er ofte tegn på tidligere skredaktivitet (Wyllie, 2015).

Utvelting av blokker eller fjellparti karakteriseres ofte av vertikale sprekkesett hvor blokker eller fjellpartier avløses fra fjellet i bakkant. Massene roteres framover med et aksepunkt under gravitasjonssenteret av fortrenget masse (Highland & Bobrowsky, 2008). Slike potensielle stabilitetsproblemer kan i noen tilfeller avdekkes ved sprekker som utvider seg oppover fjellpartiet, noe som kan indikere utveltende bevegelse.

Fjellparti som hviler på ugunstige sprekkplan med fall nedover skråningen kan være kritiske når partiet er sprekkavløst i bakkant. Slike potensielle stabilitetsproblemer kjennetegnes ofte av sprekker som underkutter fjellpartier. Ruhet av sprekkplan vil i denne sammenhengen ha stor betydning, hvor ujevne sprekkplan vil gi økt stabilitet. Ugunstige sprekkplan følger ofte planære eller kileformede sprekkflater. Ved store nedbørsmengder eller smelteepisoder kan sprekkplan bli vannførende, noe som fører til redusert friksjon og stabilitet (Wyllie, 2015).

2.1.2 Skråningens geomorfologi

Skråninger med hyppige steinsprang kjennetegnes ofte av ur i nedre del. Større steinblokker oppnår høyere hastighet, og vil dermed bli avsatt lengre ned i uren. På samme måte vil mindre steinblokker oppnå lavere hastighet, og dermed bli avsatt lengre opp (Devoli et al., 2011). Resultatet blir en gradering skråningen, med gradvis oppfining av blokkstørrelsen oppover (Domaas, 1985).

Større stein- og fjellskred vil i kontrast karakteriseres med mer kaotisk morfologi, uten særlig gradering av ura. Massene transporteres som en enhet, hvor blokker av alle størrelser havner langt ned i skråningen (Domaas, 1985).

En skråning med hyppige steinsprang kan deles inn i ulike soner (Wyllie, 2015):

- Fjellveggen
- Kolluviumskråningen
- Talusskråningen
- Utløpssonen

Fjellveggen befinner seg ofte i toppen av skråningen og karakteriseres av et bratt og irregulært område med potensielle kildeområder for nedfall av stein. Kolluviumskråningen befinner seg i området direkte under fjellveggen og består hovedsakelig av finere løsmasser. Dette området

er ofte så bratt at blokker ikke avsettes. Videre nedover skråningen finnes talusskråningen. Talusskråningen er hvor de fleste nedfallsblokkene og massene stopper og avsettes, og er som nevnt karakterisert av gradering av blokker og materiale. I foten av skråningen finnes utløpssonen. Utløpssonen er hvor skråningen gradvis flater ut. Enkelte av de største blokkene med høyest hastighet når ned hit (Wyllie, 2015). Antall steinblokker som forserer ura og som dermed når utløpssonen er som oftest under 10 % av totalt blokkutfall (Schanche, 2011).

2.1.3 Utløsende og medvirkende årsaker

Fjellparti og individuelle blokker utsettes for en rekke prosesser som kan være medvirkende og/eller utløsende for utfall av steinmasser i bratte skråninger (Bjordal, 2011; Wyllie, 2015):

- Nedbør
- Snø- og ismelting
- Temperatursvingninger
- Rotsprengning
- Jordskjelv

Erfaringsmessig inntreffer mange hendelser som følge av store mengder nedbør og av snø- og ismelting (Wyllie, 2015). I perioder som dette vil vanntrykk i sprekker og porer øke. Når vanntrykket øker vil skjærstyrken og friksjonskreftene langs glideflater og i bergmassen generelt reduseres, noe som fører til lavere stabilitet (Bjordal, 2011).

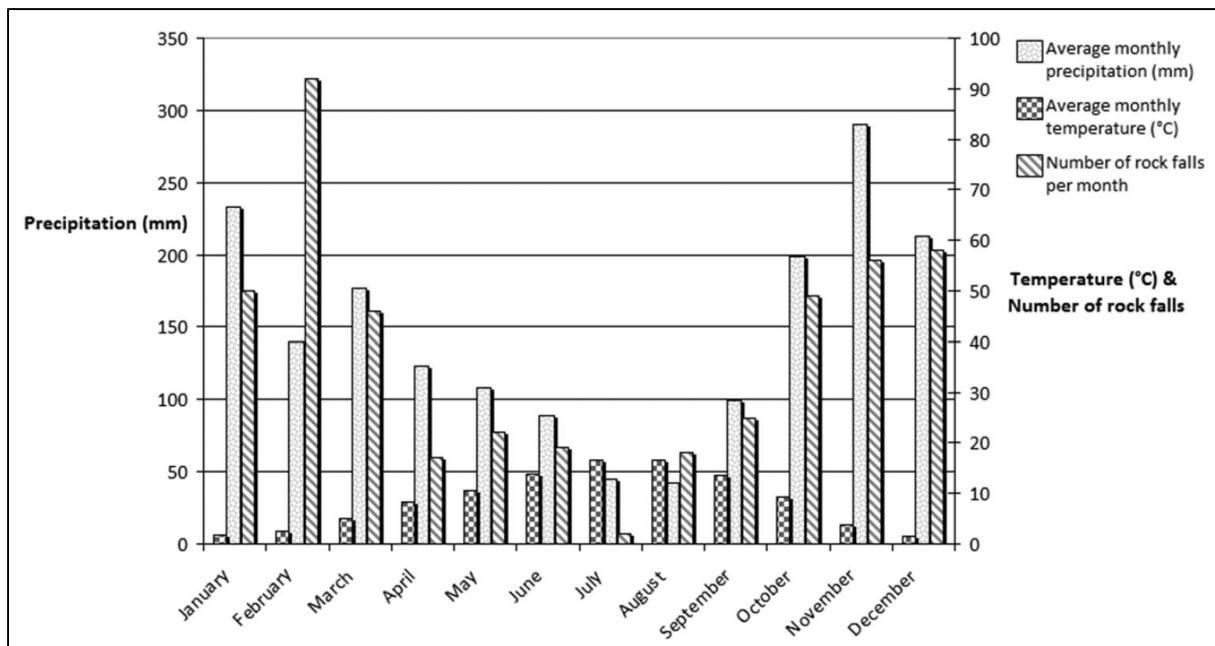
Temperatursvingninger som er konsentrert rundt frysepunktet vil kunne føre til at vann gjentatte ganger fryser og tiner. Frysing fører til volumetrisk utvidelse, mens opptining fører til økt vanntrykk, som begge i mange tilfeller er destabiliserende effekter (Bjordal, 2011).

Rotsprengning fra trær og vegetasjon er en faktor som kan være både medvirkende og utløsende. Røtter i bergsprekker bidrar til å skyve blokker ut enten ved utvidelse eller ved at trær velter. Hvor blokker har samlet seg bak trær i bratte skråninger som følge av tidligere steinsprang vil trevelt kunne utløse nye skredhendelser. Trevelt fås for eksempel ved episoder med sterk vind (Bjordal, 2011; Wyllie, 2015).

2.1.4 Årstidsvariasjoner

Den viktigste medvirkende årsaken til økt steinsprangaktivitet er økt vanntrykk i bergmassen og i sprekker. Som følge av dette vil våren, når snø og is smelter, og høsten, når det statistisk sett er størst nedbørsmengder, være de to mest utsatte periodene (Wyllie, 2015). I figur 2.2 er

det illustrert eksempel på hvordan årstidsvariasjoner påvirker steinsprangaktiviteten i en skråning. Figuren illustrerer at tidlig vår og sen høst ofte er de mest kritiske periodene.



Figur 2.2 Typiske årstidsvariasjoner i gjennomsnittlig månedlig temperatur (°C), gjennomsnittlig månedlig nedbør (mm) og antall steinsprang per måned (Wyllie, 2015).

2.1.5 Klimavariasjoner

Som følge av forventet forandring i klimaet i fremtiden vil effekter som har størst betydning for steinsprang- og steinskredaktivitet være (Bjordal, 2011; Tveito, 2014):

- Flere ekstreme nedbørsituasjoner.
- Økning i årsnedbøren.
- Mer snø i høyfjellet vinterstid.
- Større områder uten snø i lavlandet vinterstid.
- Snøsmelting under flere perioder i året på grunn av mildere vintre.

Flere ekstreme nedbørsituasjoner og økning i årsnedbøren er sannsynligvis de to endringene som vil ha størst innvirkning med tanke på skredhendelser langs norske veistrekninger i lavlandet. Flere snøsmeltingsperioder vil også føre til økt vanntilførsel i skråningen.

Da klimaet endres vil man ikke på samme måte som tidligere kunne ta høyde for historiske data når skred varsles. Det vil kunne forventes en økt stengningsfrekvens av norske veistrekninger, og sikringstiltak kan vise seg å være feildimensjonert for et framtidig klima (Bjordal, 2011).

2.2 Bergmasseklassifisering

Et bergmasseklassifiseringssystem brukes i forbindelse med kartlegging og ved ønske av en verdi på bergmassens karakter. Verdier som dette brukes som inngangsparametere i ulike analyser og ved bestemmelse av sikringsbehov. I Norge er Q-systemet det vanligste både ved klassifisering i dagen og i tunnel og bergrom (Barton et al., 2013). Også Geological Strength Index (GSI) benyttes i mange tilfeller for å kvantifisere bergmassen, særlig ved bruk som inngangsparameter i numerisk analyse (Hoek et al., 2013).

Det anbefales bruk av minst to bergmasseklassifiseringssystemer under planleggings- og kartleggingsprosedyrer (Stille & Palmstrøm, 2003).

2.2.1 Q-systemet

Q-systemet brukes for klassifisering av bergmassen rundt bergrom og tunneler så vel som feltkartlegging i dagen. Metoden er empirisk og er basert på nær 2000 eksempler fra tunneler og bergrom i Norge. Formelen for Q-verdi er gitt i formel 2.1 (Barton et al., 2013).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (2.1)$$

RQD = Oppsprekningsfaktor (Rock Quality Designation)

J_n = Tall for sprekkeseett

J_r = Sprekkeruhetstall

J_a = Tall for sprekkefylling

J_w = Sprekkevannstall

SRF = Spenningsfaktor (Stress Reduction Factor)

Leddene i formelen gis en verdi basert på beskrivelser i tabeller, og en Q-verdi kan bestemmes ut fra formelen. Q-verdiene relateres til bergmassekvalitet og påfølgende bergmasseklasse som gitt i tabell 2.1. Tabeller for bestemmelse av de ulike parameterne er gitt i vedlegg D.

Tabell 2.1 Q-verdier med bergmassekvalitet og bergmasseklasse (Barton et al., 2013).

Q-verdi	Bergmassekvalitet	Bergmasseklasse
>400	Ekstremt bra	A
100-400	Svært bra	A
40-100	Meget bra	A
10-40	Bra	B
4-10	God	C
1-4	Dårlig	D
0.1-1	Svært dårlig	E
0.01-0.1	Ekstremt dårlig	F
0.001-0.01	Usedvanlig dårlig	G

Q-systemet er fordelaktig som sjekklister under kartlegging av geologiske forhold i tunneler, veiskjæringer og blotninger ved at all relevant informasjon er tatt med i vurderingene. Metoden egner seg godt i tidlige faser og planleggingsfaser i et prosjekt når lite detaljert informasjon om bergmassen og spenninger eksisterer (Palmstrøm & Broch, 2005).


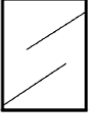



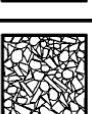

2.2.2 Geological Strength Index (GSI)

Geological Strength Index (GSI) estimeres ut fra visuelle observasjoner og beskrivelse av bergmasseforhold ved feltbefaring. Grad av oppsprekking og overflateforhold vurderes, og ut fra beskrivelser i tabell settes en GSI-verdi (Hoek et al., 2013).

Metoden muliggjør antagelse av bergmassen som et mekanisk kontinuum uten å se bort fra hvordan innflytelsen av geologi har på de mekaniske egenskapene. Dette gjør GSI godt egnet til bestemmelse av inngangsparameter i numerisk analyse (Marinos et al., 2005).

GSI-klassifisering skal ikke begrenses til visuell sammenligning mellom bergmassens oppsprekning og illustrasjonene i diagrammet. Det skal legges stor vekt på beskrivelsene til hver kategori nøye (Marinos et al., 2005).

Figur 2.3 er det generelle diagrammet for bestemmelse av GSI for en bergmasse.

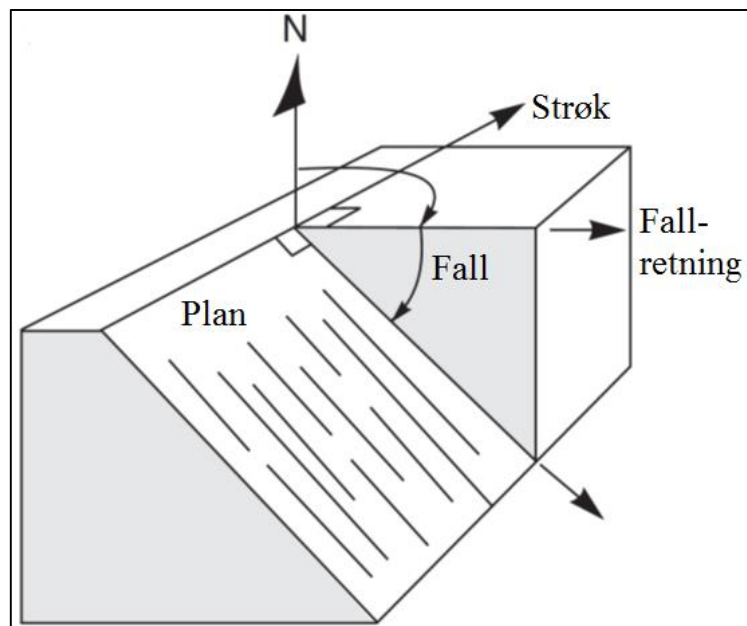
<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Stickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Stickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY 				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Figur 2.3 Det generelle diagrammet for bestemmelse av GSI-verdi (Marinos et al., 2005).

2.3 Stereografisk projeksjon

2.3.1 Fall og fallretning

Fall og fallretning er et mål for helning og helningsretning for strukturelle forhold i bergmassen. Strukturelle forhold man ofte er interessert i å måle er diskontinuiteter som foliasjonsplan og sprekkeplan. Fallet vil defineres som helningen til planet i forhold til horisontalplanet. Fallretningen vil være den horisontale retningen til planet, mens strøk vil være vinkelrett på fallretningen (Hoek & Bray, 1991; Wyllie et al., 2004). Figur 2.4 viser prinsippskisse for planets fall, fallretning og strøk.



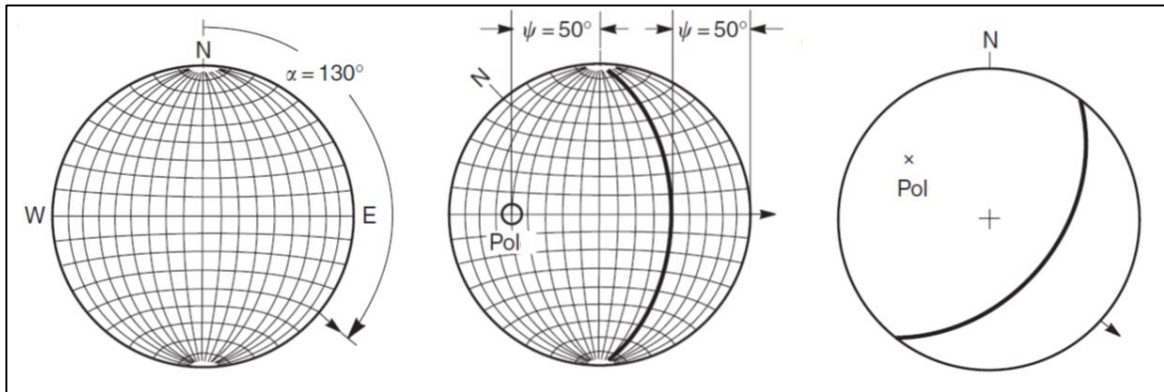
Figur 2.4 Illustrasjon av fall- og fallretning til ei sprekkeflate (Wyllie et al., 2004).

2.3.2 Stereogram

Ved hjelp av stereografisk projeksjon kan de strukturelle forholdene samles i en systematisk og oversiktlig grafisk presentasjon. Den grafiske presentasjonen gjør at geologisk data lettere lar seg evaluere og sammenstille inn i en stabilitetsanalyse (Hoek & Bray, 1991).

Ved hjelp av presentasjon i et stereogram, i henhold til «Lambert arealtro projeksjon», blir vinkler fremstilt i nedre halvkule. Vinklene som er angitt langs periferien av stereogrammet representerer kompassretningen på diskontinuiteten, mens vinklene langs den horisontale aksene i stereogrammet tilsvarer helningen. Resultatet blir planplottede storsirkler. Poler kan plottes istedenfor storsirkler for å få en mer oversiktlig sammenligning av mange diskontinuiteter. Planets pol defineres som en linje som står vinkelrett på planet i stereogrammet, hvor polen gis som et punkt. Hensikten er at mange poler kan plottes i samme

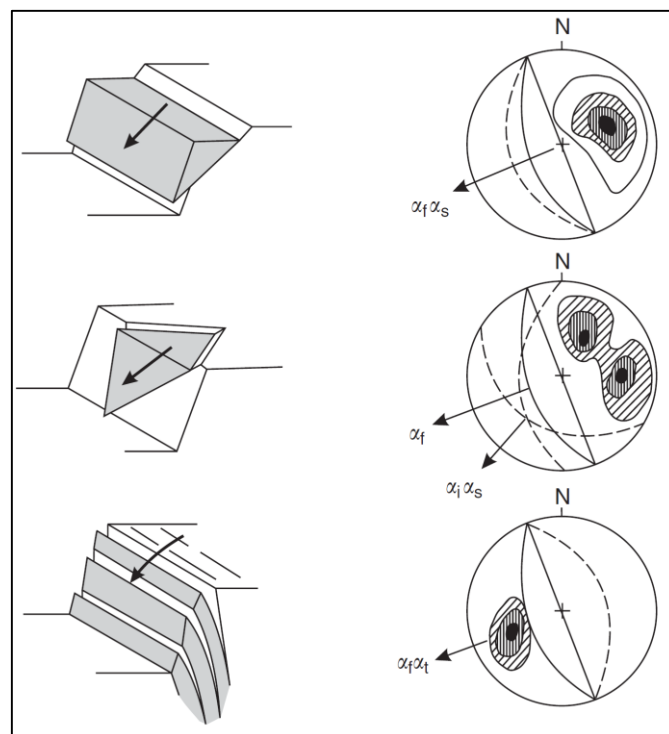
stereogram, slik at strukturelle trender kan identifiseres (Hoek & Bray, 1991; Wyllie et al., 2004). Figur 2.5 illustrerer prinsipp og framgangsmåte for stereografisk projeksjon av storsirkler og polplott med et plan med fall på 50° og fallretning på 130° (Wyllie et al., 2004).



Figur 2.5 Prinsipp og framgangsmåte for stereografisk projeksjon av storsirkler og polplott med et plan med fall på 50° og fallretning på 130° (Wyllie et al., 2004).

2.3.3 Sprekkemønster

Ved å plote en serie med sprekkplan i et område kan sprekkemønster og sprekkesett identifiseres. Karakteristiske stereografiske plott kan identifisere potensielle bruddtyper for et område (Wyllie et al., 2004). Figur 2.6 viser karakteristisk stereoplott som kan gi opphav i planære- og kileformede utglidninger og utvelting av steinblokker og fjellparti.



Figur 2.6 Bruddtyper og karakteristisk stereoplott for henholdsvis planært glideplan, kileformet glideplan og utvelting (Wyllie et al., 2004).

2.4 Probabilistisk analyse

Probabilistisk analyse går ut på å utarbeide en modell som uttrykker resultatet ved en sannsynlighetsfordeling. En slik sannsynlighetsfordeling gir det mest sannsynlige utfallet eller et område med mest sannsynlig utfall. Sannsynlighetsfordeling fås ofte ved å tilegne én eller flere inngangsparametere statistiske variasjoner (Wyllie et al., 2004).

2.4.1 RocFall

RocFall er et probabilistisk analyseverktøy for steinsprang i skråninger. Ved å bestemme inngangsparametere for individuelle blokker, skråningens geometri og skråningens materialegenskaper vil man kunne beregne energi, hastighet og «spretthøyde» på blokkenes utløp (Stevens, 1998). Det numeriske analyseverktøyet egner seg derfor godt til bruk ved risikovurdering og planlegging av sikringstiltak rundt veier, anlegg og bebyggelse hvor steinsprang utgjør et reelt problem.

2.4.2 Inngangsparametere

De tre viktigste inngangsparametere ved RocFall-analyse er blokkens masse, startpunkt og starthastighet (Stevens, 1998). Utover dette vil følgende inngangsparametere være av stor betydning og påvirke analysen (Rocscience, 2003):

- Vinkelhastighet
- Skalering av normalrestitusjonskoeffisient
- Skråningsruhet
- Friksjonsvinkel
- Restitusjonskoeffisient

2.4.2.1 Vinkelhastighet

Vinkelhastighet er rotasjonshastigheten til blokken ved startpunktet. Det anbefales å ha denne påslått, da det gir en mer realistisk simulering. Dersom det ikke er noe særlig grunn settes vinkelhastigheten lik 0, da de fleste blokkene starter uten særlig rotasjonsbevegelse (Rocscience, 2003).

2.4.2.2 Skalering av normalrestitusjonskoeffisient

Skalering av normalrestitusjonskoeffisienten justerer for reduksjonen i normalkoeffisienten når sammenstøtenergien økes. Faktoren representerer en forandring fra nært elastiske forhold ved lave hastigheter til uelastiske forhold forårsaket av oppsprekking av blokken og danning av krater på skråningsoverflaten ved høyere hastigheter (Rocscience, 2003).

For simulering ved høyere hastigheter er det anbefalt med skalering påslått, ved lavere hastigheter kan det eksperimenteres med både på og av i forhold til hva som gir det mest realistiske bildet (Rocscience, 2003).

2.4.2.3 Skråningsruhet

Skråningsruhet brukes for å modellere lokale variasjoner i skråningsgeometrien. Typiske verdier for skråningsruhet er null, to, tre eller fem grader (Rocscience, 2003).

Skråningsruhet representeres som normalfordeling, og dersom verdier er lik null vil segmentet på skråningen representere den originale linja. Når standardavviket økes vil ruheten øke, og blokker vil sprette mer i ulike retninger med mer uforutsigbar skredbane. Størrelse på blokken vil også påvirke skråningsruheten, hvor små blokker vil påvirkes i større grad enn store blokker (Rocscience, 2003).

2.4.2.4 Friksjonsvinkel

Friksjonsvinkelen baseres på og velges ut fra blokkform og bevegelsesmønster. Generelt vil lavere verdier være mer konservative, og blokker vil bevege seg lengre nedover skråningen (Rocscience, 2003). Friksjonsvinkelen kan bestemmes fra tangential restitusjonskoeffisient, R_T , og ut fra formel 2.2.

$$\text{Friksjonsvinkel} = \frac{(1 - R_T)}{R_T} \quad (2.2)$$

2.4.2.5 Restitusjonskoeffisient

Raten til utgående hastighet delt på innkommende hastighet idet blokken treffer terrenget definerer restitusjonskoeffisienten. Denne inngangsparameteren bestemmes ut fra tilbakeberegninger fra tidligere steinspranghendelser og blokkenes kjente stoppunkt. Koeffisienten justeres til simuleringen i programmet stemmer godt overens med det virkelige tilfellet. Generelt vil hardere materialer ha høyere restitusjonskoeffisient enn mykere materialer (Rocscience, 2003).

2.4.3 Usikkerheter og feilkilder

Det vil for analyser i RocFall knyttes en rekke usikkerheter til tilbakeberegninger og påfølgende analyse av potensielle hendelser. Små forandringer i inngangsparametere kan ha stor betydning for den endelige modellen.

2.4.3.1 Skråningsgeometri

Geometrien i analysen er ofte ikke eksakt. Steinspranganalyser med RocFall er svært sensitiv for små forandringer i skråningsgeometrien, noe som gjør at usikkerheter knyttet til

tverrprofilen kan være av stor betydning for analysen (Stevens, 1998). Ved bruk av oppløsning på én meter vil variasjoner innenfor dette ikke komme med i modellen. Skråningsgeometrien må derfor betraktes som et anslag fra virkeligheten.

2.4.3.2 Materialfaktorer

Materialfaktorer i en skråning kan variere mye, fra toppen til nedre del. Selv om materialet nedover skråningen er uniformt vil gode materialfaktorer som er relevant for steinspranganalyse være utfordrende å etablere. Materialfaktoren som har størst betydning for en slik analyse, og som vil gi størst utslag, er restitusjonskoeffisienten. Små forandringer i denne vil ha store utslag i hvordan blokkene faller, ruller og dempes av terrenget under et steinsprang (Stevens, 1998). Da restitusjonskoeffisienten er såpass usikker er det vanligst å bestemme en representativ verdi enten ved tilbakeberegning fra tidligere skredhendelser og/eller ved bruk av empiriske erfaringstabeller fra lignende hendelser (Stevens, 1998).

2.4.3.3 Initiale forhold

Små variasjoner i initiale forhold til et steinsprang vil ikke ha like stor påvirkning på analysen som materialfaktorer eller skråningsgeometri. Likevel vil slike variasjoner være betydningsfulle i den grad at det vil påvirke analysen. Eksempler på initiale forhold kan være eksakt startpunkt for steinspranget eller eksakt masse til de aktuelle blokkene (Stevens, 1998). Masse på blokker blir ofte estimert, da volum på irregulære blokker kan være vanskelig å bestemme i tillegg til at tyngdetettheten i bergmassen lokalt kan variere. Nøyaktig startpunkt kan være enkelt å bestemme dersom det er tydelige spor fra løsneområdet til en aktuell hendelse eller at analysen baseres på et allerede godt kartlagt område.

2.4.4 Behandling av usikkerheter og feilkilder

Det viktigste ved probabilistisk analyse er å være klar over hvilke usikkerheter en slik analyse medfører. Skjønnsmessige vurderinger bør derfor være vektlagt i stor grad, og en slik analyse vil aldri være skråsikker. Det kan tas høyde for en del av usikkerhetene ved bruk av statistiske avvik. Ved utførelse av et antall analyser med påfølgende avvik for inngangsparameterne fås en fordeling i utfall. Utfallsfordelingen sier noe om hva som er sannsynlige hendelser. Det vil i slike tilfeller være en god ide å være konservativ, i den forstand at det overdrives noe og at «worst case»-scenarioet er i bakhodet. Ved å modellere «worst case» vil man kunne være sikrere ved for eksempel plassering og dimensjonering av sikringstiltak (Stevens, 1998).

2.5 Numerisk analyse

Numeriske beregningsmetoder og analyseverktøy kan brukes til å modellere bergmassiver, bergskråninger og bergrom. Spenninger, deformasjoner og forskyvninger i bergmasser kan beregnes ved å legge inn representative inngangsparametere. Kvaliteten til analysen vil være helt avhengig av inngangsparametere. Dersom det knyttes usikkerhet til inngangsparametere vil usikkerheten til analysen være betydelig. En stor fordel med numerisk analyse er at man i stor grad kan teste ut forskjellige inngangsparametere underveis, da det vil være enkelt å endre inngangsparametere når den numeriske modellen først er etablert (Myrvang, 2001).

2.5.1 Kontinuerlige og diskontinuerlige modeller

Numeriske beregningsmetoder klassifiseres i prinsippet i to hovedgrupper; kontinuerlige og diskontinuerlige modeller. I kontinuerlige modeller betraktes bergmassen som et kontinuerlig medium. Diskontinuiteter som sprekker og foliasjoner betraktes dermed kun i begrenset forstand. I diskontinuerlige modeller deles bergmassen opp i individuelle blokker i mye større grad, og bergmassen betraktes i prinsipp som et mer komplett og diskontinuerlig medium. Kontinuerlige modeller er den enkleste modelltypen og er i dag vanligst (Myrvang, 2001).

2.5.2 Phase2

Phase2 er et kontinuerlig numerisk program. Programmet er todimensjonalt og benytter seg av endelig elementmetoden (Finite Element Method – FEM), hvor domenet deles inn i ulike elementer. Hvert element gis egne deformasjonsegenskaper (Myrvang, 2001). Hvor spenningsgradienten er høy (for eksempel nær tunnelåpningen eller overflaten) er elementtettheten normalt større. Den vanligste anvendelsen av Phase2 er ved beregning av spenninger og deformasjoner rundt tunnel og bergrom, men også beregning av skråningsstabilitet er mulig (Rocscience, 2016b).

2.5.3 Inngangsparametere

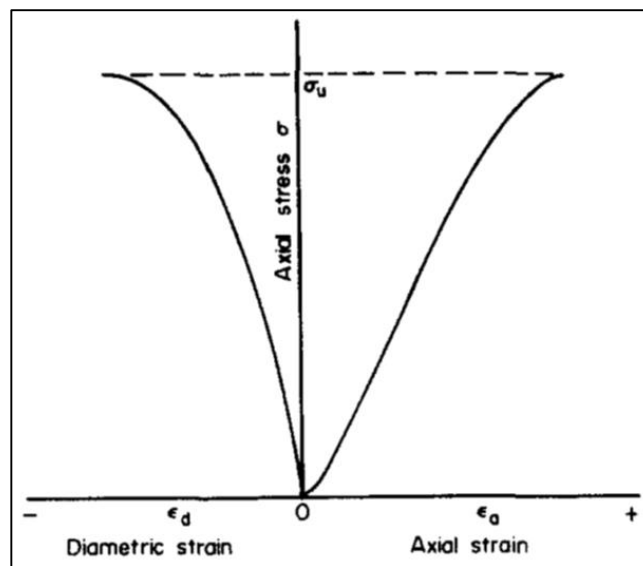
Viktige inngangsparametere ved analyse av stabilitet i en skråning ved bruk av Phase2 er:

- Enaksial trykkfasthet (σ_c), E-modul (E) og Poissons forholdstall (ν)
- Hoek-Brown konstanten (m_i) og sprengningsskedefaktoren (D)
- Sprekkekompresjonsstyrken (JCS) og sprekkeruhetskoeffisienten (JRC)
- Basis friksjonsvinkel (ϕ_b) og residual friksjonsvinkel (ϕ_r)
- Normalsprekkestivhet (k_n) og skjærsprekkestivhet (k_s)
- Geological Strength Index (GSI) og seismisk aktivitet

2.5.3.1 Enaksial trykkfasthet (σ_c)

Enaksial trykkfasthet (σ_c), som også refereres til som UCS («Uniaxial Compressive Strength»), blir bestemt ved UCS-forsøk i laboratoriet. Trykkfastheten defineres som den maksimale spenningen en sylindrisk kjerneprøve klarer å stå imot før den går i brudd. Spenningen som påføres skal være konstant (ISRM, 1979). Enaksial trykkfasthet defineres hvor grafene for aksial og diametral tøyning flater ut, og er illustrert ved stripet linje i figur 2.7. Formel 2.3 angir enaksial trykkfasthet (σ_c), hvor P er bruddlast og A er prøvetverrsnittet (Myrvang, 2001).

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (2.3)$$



Figur 2.7 Typisk plott fra et UCS-forsøk. Aksial spenning i y-aksen og tøyning i x-aksen (ISRM, 1979).

2.5.3.2 E-modul (E) og Poissons forholdstall (ν)

Ved UCS-forsøk kan også E-modul (E) og Poissons forholdstall (ν) bestemmes. E og ν uttrykker relativ deformasjon kjerneprøvene er utsatt for. E er den aksielle tøyningen som er forårsaket av spenningsforandring, og defineres som stigningen til grafen på den aksielle tøyningen (den positive siden av x-aksen) i figur 2.7. ν defineres som $-E$ delt på stigningen til grafen på den diametrale tøyningen, (den negative siden av x-aksen), og er forholdet mellom tverrtøyning og aksialtøyning (ISRM, 1979). E omtales også som elastisitetsmodul og ν som tverrutvidelsestallet (Myrvang, 2001). Generelt er bergmasse med høyere E-modul noe stivere enn bergmasse med lavere E-modul. Høyere ν gir mer tverrutvidelse enn lavere ν .

Formel 2.4 angir E-modul (E), hvor σ_z og ε_z er henholdsvis aksial eller vertikal spenning og tøyning (Myrvang, 2001).

$$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} \quad (2.4)$$

Formel 2.5 angir Poissons forholdstall (ν), hvor ε_x og ε_y er sideveis tøyning. Formel 2.6 angir sideveis tøyning, hvor Δl og l er henholdsvis forandring i lengde og opprinnelig lengde. Formel 2.7 angir aksial eller vertikal tøyning, hvor Δd og d er henholdsvis forandring i diameter og opprinnelig diameter (ISRM, 1979; Myrvang, 2001).

$$\nu = -\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \frac{\Delta l}{l} \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta d}{d} \quad (2.7)$$

2.5.3.3 Sprengningsskedefaktoren (D)

Sprengningsskedefaktoren (D) angir i hvor stor grad bergmassen er skadet som følge av sprengning. Null angir uforstyrret bergmasse og én veldig forstyrret bergmasse (Myrvang, 2001). D påvirkes av et stort antall faktorer, og det vil være nærmeste umulig å bestemme disse eksakt. Faktoren baseres fra tidligere erfaringer og tilbakeberegninger (Hoek et al., 2002).

2.5.3.4 Hoek-Brown konstanten (m_i)

Hoek-Brown konstanten (m_i) er en empirisk konstant som varierer med bergartsprøven. Konstanten har sitt opphav i Hoek-Browns bruddkriterium i formel 2.8 (Wyllie et al., 2004).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (2.8)$$

σ_1 og σ_3 er henholdsvis største og minste hovedspenning, σ_c er enaksial trykkfasthet og m_b og s er materialkonstanter. Hoek-brown konstanten kan uttrykkes ved det generaliserte Hoek-Brown kriteriet i formel 2.9, 2.10, 2.11 og 2.12 (Wyllie et al., 2004).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (2.9)$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2.10)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2.11)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (2.12)$$

Hoek-Brown konstanten foreslås mellom 7 (for karbonatbergarter) opp til 25 (for gneis, granitt og gabbro) (Myrvang, 2001).

2.5.3.5 Sprekkekompresjonsstyrken (*JCS*)

Sprekkekompresjonsstyrken eller «Joint Compressive Strength» (*JCS*) angir kompresjonsstyrken til sprekkeflater og kan bestemmes ved bruk av Schmidt-hammer på eksponerte sprekkeflater. Dersom forvitningsgraden er lav vil *JCS* være tilnærmet lik enaksial trykkfasthet (σ_c) av intakt berg, og dersom forvitningsgraden er betydelig vil *JCS* være lavere. Forvitningsgraden vil indikeres som differansen mellom *JCS* for intakt berg og for sprekkeflater (Grøneng & Nilsen, 2009).

2.5.3.6 Sprekkeruhetskoeffisienten (*JRC*)

Sprekkeruhetskoeffisienten eller «Joint Roughness Coefficient» (*JRC*) angir ruhetsgraden til en sprekke hvor det kan oppstå en potensiell utglidning. *JRC* bestemmes ved bruk av a/L-metoden, hvor amplituden *a* måles fra en rett måleenhet med lengden *L* (Grøneng & Nilsen, 2009). *JRC* varierer fra null for svært jevne og planære sprekkeflater til 20 for svært ujevne sprekkeflater (Wyllie et al., 2004).

Formel 2.13 angir forholdet mellom *JRC* og *JCS*, hvor σ_n er normalspenning og *i* er vinkelen på sprekkeplanet i forhold til horisontalen (Wyllie et al., 2004).

$$i = JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \quad (2.13)$$

Videre er forholdet mellom *JRC* og *JCS* uttrykt med formel 2.14, hvor τ er skjærstyrke og φ_r er residual friksjonsvinkel (Grøneng & Nilsen, 2009).

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] \quad (2.14)$$

2.5.3.7 Basis friksjonsvinkel (φ_b) og residual friksjonsvinkel (φ_r)

Mens basis friksjonsvinkel (φ_b), som bestemmes fra tilt-forsøk med kjerneprøver i laboratoriet, gir friksjonsvinkel ved null ruhet refererer residual friksjonsvinkel (φ_r) til naturlige sprekkeflater etter skjærdeformasjon (Grøneng & Nilsen, 2009). Friksjonsvinkelen gis for den vinkelen hvor de drivende kreftene overgår de stabiliserende kreftene, altså noe forenklet hvor gravitasjonskreftene overgår friksjonskreftene.

Formel 2.15 uttrykker residual friksjonsvinkel (φ_r) som funksjon av basis friksjonsvinkel (φ_b), hvor r og R er Schmidt-hammerverdien (JCS) for henholdsvis sprekkeflate og intakt berg (Grøneng & Nilsen, 2009).

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20 \frac{r}{R} \quad (2.15)$$

2.5.3.8 Normalsprekkestivhet (k_n) og skjærsprekkestivhet (k_s)

Normalsprekkestivhet (k_n) og skjærsprekkestivhet (k_s) er ofte de variablene i en numerisk analyse det knyttes størst usikkerhet rundt. Verdiene fungerer i mange tilfeller kun som veldig omtrentlige estimat, og kan variere stort fra bergmasse til bergmasse og lokalt i en bergmasse.

Normalsprekkestivhet (k_n) defineres som raten mellom normalspenning (σ_n) og normaldeformasjon (δ_n), og angir tilveksten av normalspenningen som skal til for å stenge eller lukke en sprekk. Skjærsprekkestivhet defineres som raten mellom skjærspenning (σ_s) og skjærdeformasjon (δ_s), og angir stivhet i skjæret til sprekken. k_n uttrykker stivheten (og stabiliteten) for intakt berg, mens k_s uttrykker bruddretningen (Barton, 2007; Barton & Choubey, 1977).

Normalsprekkestivhet og skjærsprekkestivhet kan uttrykkes i formel 2.16 og 2.17 (Barton, 2007).

$$k_n = \frac{\sigma_n}{\delta_n} \quad (2.16)$$

$$k_s = \frac{\tau}{\delta_s} \quad (2.17)$$

Formel 2.18 og 2.19 gir formler for beregning av k_n og k_s , hvor E_i og E_m angir E-modul for henholdsvis intakt berg og bergmasse og L gjennomsnittlig sprekkavstand. Videre angir G_i og G_m skjærmodul for henholdsvis intakt berg og bergmasse (Rocscience, 2016b).

$$k_n = \frac{E_i E_m}{L (E_i - E_m)} \quad (2.18)$$

$$k_s = \frac{G_i G_m}{L (G_i - G_m)} \quad (2.19)$$

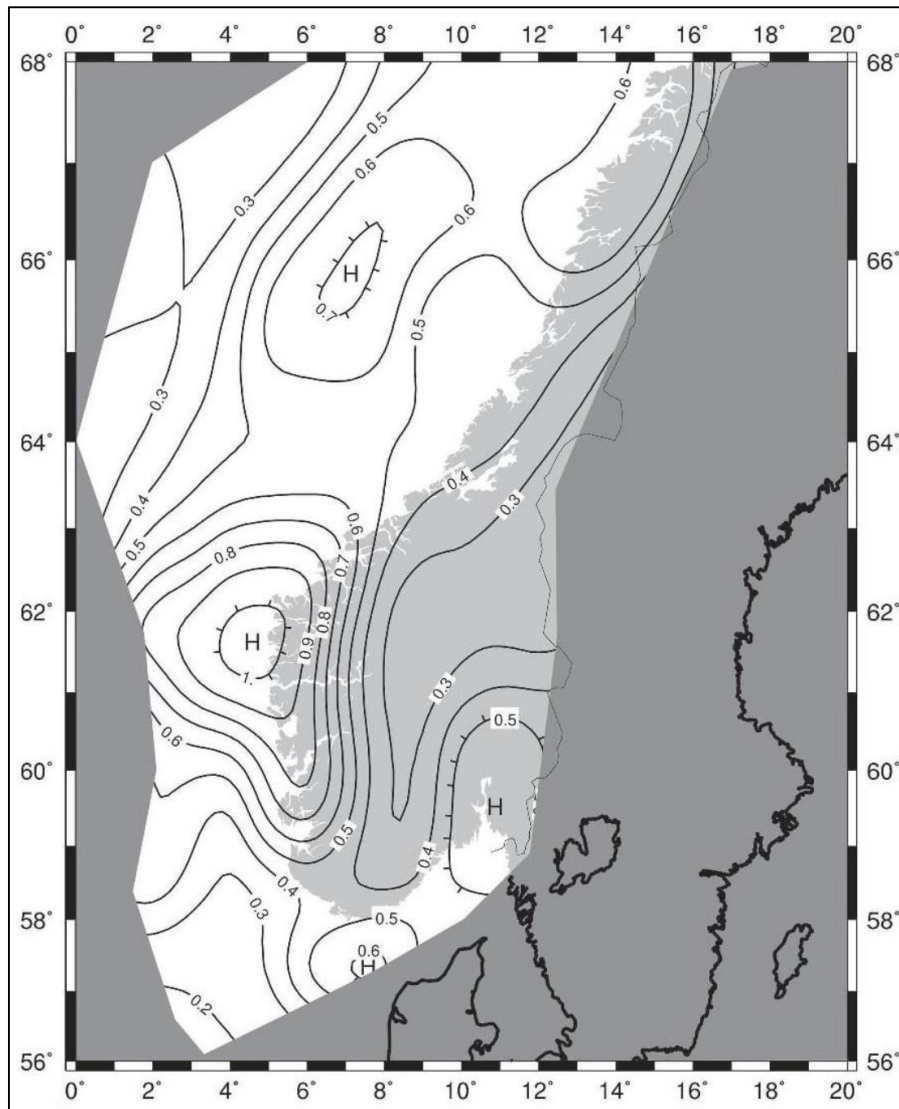
Skjærmodulene G_i og G_m kan uttrykkes med formel 2.20 og 2.21 (Myrvang 2001).

$$G_i = \frac{E_i}{2(1 + \nu)} \quad (2.20)$$

$$G_m = \frac{E_m}{2(1 + \nu)} \quad (2.21)$$

2.5.3.9 Seismisk aktivitet

Tallfesting av seismisk aktivitet er knyttet til store usikkerheter, og vil derfor i en analyse fungere som et estimat. Ved bruk av sonekartet i figur 2.8 for seismisk koeffisient kan aktiviteten estimeres til bruk i numerisk analyse av stabiliteten i en skråning (Standard Norge, 2014). Koeffisienten angis i m/s^2 og er den seismiske akselerasjonen som påføres berget.



Figur 2.8 Sonekart for jordskjelvintensitet (m/s^2) (Standard Norge, 2014).

2.5.4 Usikkerheter og feilkilder

De største usikkerhetene knyttet til numerisk analyse i Phase2 er, som for analyse i RocFall, kvalitetene av inngangsparameterne (Wyllie et al., 2004). Videre vil skråningens geometri i modellen være en forenklet representasjon av virkeligheten. Det er derfor viktig å ta analysen som en generell betraktning, og bruke faglig skjønn og vurdering som endelig grunnlag.

Når modellen etableres i Phase2 eksisterer det en rekke elementer det knyttes usikkerheter og feilkilder til (Nilsen & Broch, 2011; Wyllie et al., 2004):

- Modellen som etableres er idealisert, og materialeegenskaper er derfor forenklet.
- Bergmassen i skråningen antas å være et kontinuitivt medium, uten særlig variasjoner. De aller fleste bergmasser har lokale variasjoner.
- Modellen er to-dimensjonal, og simuleres i uendelig lengde innover. Skjærsonen simuleres derfor som plan innover, ikke som konkav eller konveks. Konkavitet eller konveksitet vil i virkeligheten ha gunstig effekt på stabiliteten.
- Bergmassen i skråningen antas å være gravitasjonsdrevet i analysen, og det knyttes usikkerheter til eventuelle in-situ og horisontale spenninger.
- Faste grensebetingelser av analyseområdet er satt som plutselige, noe som kan føre til at spenninger og tøyninger underestimeres.
- Vanstrykket bestemmes ofte ved å plassere grunnvannsspeilet ved skråningens overflate, slik at porevannstrykket representeres ved den vertikale dybden under grunnvannsspeilet. Dette kan føre til noe undervurdering av porevannstrykket ved skråningens fot og noe overvurdering lenger bak foten, ved ikke å ta høyde for helningen til skråningen. Videre vurderes hydraulisk konduktivitet til å være homogen og isotrop, da strømming i mange tilfeller vil følge diskontinuiteter og foliasjoner.

2.6 Sikkerhetsfaktor

Sikkerhetsfaktoren (SF) defineres som raten mellom stabiliserende og drivende krefter, og er et mål for stabiliteten til en skråning (Wyllie et al., 2004). Formel 2.22 uttrykker faktoren.

$$SF = \frac{\textit{Stabiliserende krefter}}{\textit{Drivende krefter}} \quad (2.22)$$

Teoretisk sett vil brudd eller svikt av skråningen oppstå når sikkerhetsfaktoren er lavere enn én ($SF < 1$), når de drivende kreftene er større enn de stabiliserende kreftene. I praksis vil en sikkerhetsfaktor på 1.5 eller større ($SF \geq 1.5$) gi et tilfredsstillende sikkerhetsnivå i de fleste tilfeller (Wyllie et al., 2004).

Drivende krefter for en skråning kan være gravitasjon eller vanstrykk. Stabiliserende krefter kan være bergmassens eller sprekkers skjærstyrke eller bergsikringenes effekt på bergmassen (Wyllie et al., 2004).

3 Metode

3.1 Gjennomgang av grunnlagsmateriale

Gjennomgang av datagrunnlag, ulike kart og flybilder ble gjort i forkant av feltundersøkelser og brukt til videre analyse og illustrasjon i masteroppgaven. I tillegg ble det gjort en gjennomgang av tidligere rapporter, notater og bilder.

3.1.1 Programvare

Følgende programmer er brukt for analyse og behandling av data:

- ArcGis 10.3.1 (Esri Inc.)
- Dips 6.0 (Rocscience Inc.)
- RocFall 5.0 (Rocscience Inc.)
- Phase2 9.0 (Rocscience Inc.)
- Roclab 1.0 (Rocscience Inc.)

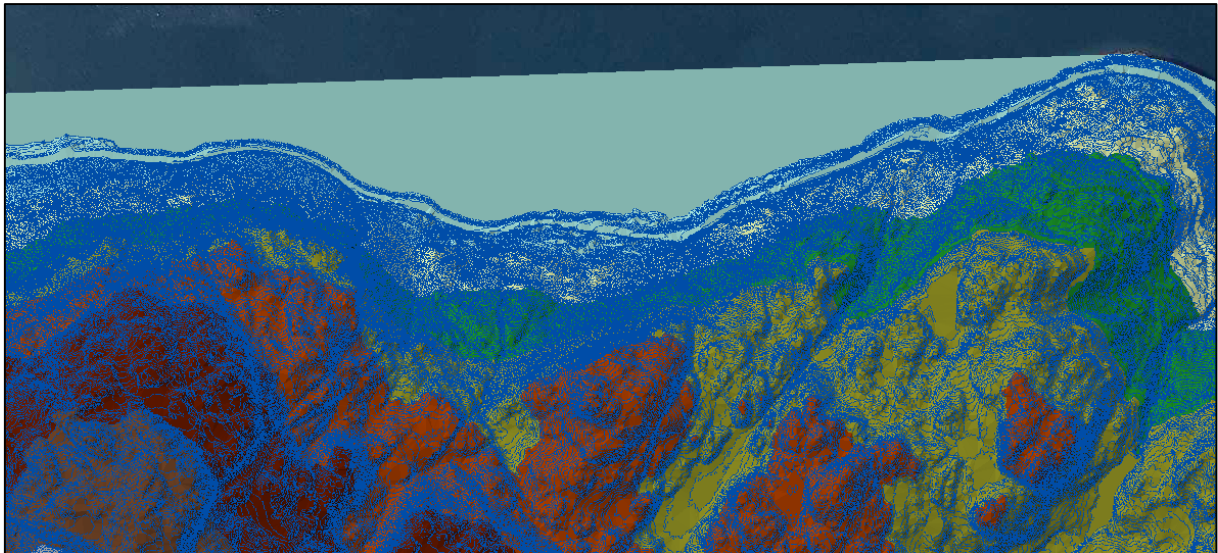
3.1.2 Datagrunnlag

Følgende data er hentet inn for analyse og behandling:

- Felles kartdatabase (FKB) data fra Statens kartverket (2015a).
- N50 kartdata fra Statens kartverk (2015b).
- Ortofoto fra Norge i bilder (2015).
- Skredhendelser i Nasjonal Vegdatabase (NVDB) fra Statens vegvesen (2015).
- Digital- og papirarkiv fra Statens vegvesen.
- Berggrunnskart fra Norges Geologiske Undersøkelse (2015).

3.1.3 Terrengmodell

Digital terrengmodell er grunnlaget for terrengprofilene som er utarbeidet for analysen i RocFall og i Phase2. Ved hjelp av analyseverktøyet «3D Analyst» i ArcGis og Felles kartdatabase (FKB) data med én meter oppløsning som grunnlag ble realistiske modeller utarbeidet for hver lokalitet.



Figur 3.1 Felles kartdatabase (FKB) som grunnlag for digital terrengmodell (Statens kartverk, 2015a).

3.1.4 Flybilder

Flybilder ble bestilt og sendt over av Bård Andresen fra Trondheim kommune (2013). Bildene ble tatt sommeren 2013 over hele studieområdet, og ble brukt til å skaffe overblikk. Særlig nyttige var bildene til planlegging i forkant av detaljkartleggingen. Flere kritiske partier kunne observeres og det ble bestemt områder for mer detaljert kartlegging. I tillegg var flybildene nyttige til bestemmelse av materialfaktorer til analysen i RocFall, da flere områder viste seg å være uframkommelige.

Ortofoto er også brukt som bakgrunn i illustrasjoner i ArcGis og ble bestilt fra Norge i bilder (2015).

3.1.5 Rapporter og notater

I samarbeid med Statens vegvesen ble ulike rapporter, notater og bilder gjennomgått for å innhente en oversikt over tidligere arbeider og undersøkelser fra studieområdet. Særlig nyttig var dette med tanke på å hente inn informasjon om tidligere skredhendelser for tilbakeberegning i RocFall og for å skaffe et statistisk datagrunnlag.

3.2 Feltarbeid

I forbindelse med oppgaven ble det gjennomført totalt ni dager i felt i perioden fra midten av august til midten av oktober:

- Én dag med egen innledende befarings.
- Én dag med fellesbefaring med veiledere.
- Tre dager med måling av fall- og fallretninger.
- Én dag med måling med Schmidt-hammer og ruhetsmålinger av sprekkeflater.
- Tre dager med detaljkartlegging av stabilitetsproblemer og innhenting av prøver for laboratorietesting.

Bilder som er tatt i forbindelse med oppgaven er tatt med Canon EOS 650D med 18-135 mm kameralinse og Iphone 5s. Det ble, hvor det var mulig, brukt en tomstokk på én meter lengde som skala i bildene.

3.2.1 Måling av fall og fallretning

Totalt ble det gjort 741 fall- og fallretningsmålinger. Langs veiskjæringer ble det tatt 20 målinger hver 100 meter, mens det ble tatt mer vilkårlige målinger i skråningen. Målingene ble plottet i stereogram i programmet Dips, hvor hver av målingene ble delt inn i tre kategorier; foliasjonen til berget, sprekkesett og skjærsone. Programmet Dips ble brukt til å visualisere strukturmålingene og til videre kinematisk analyse.

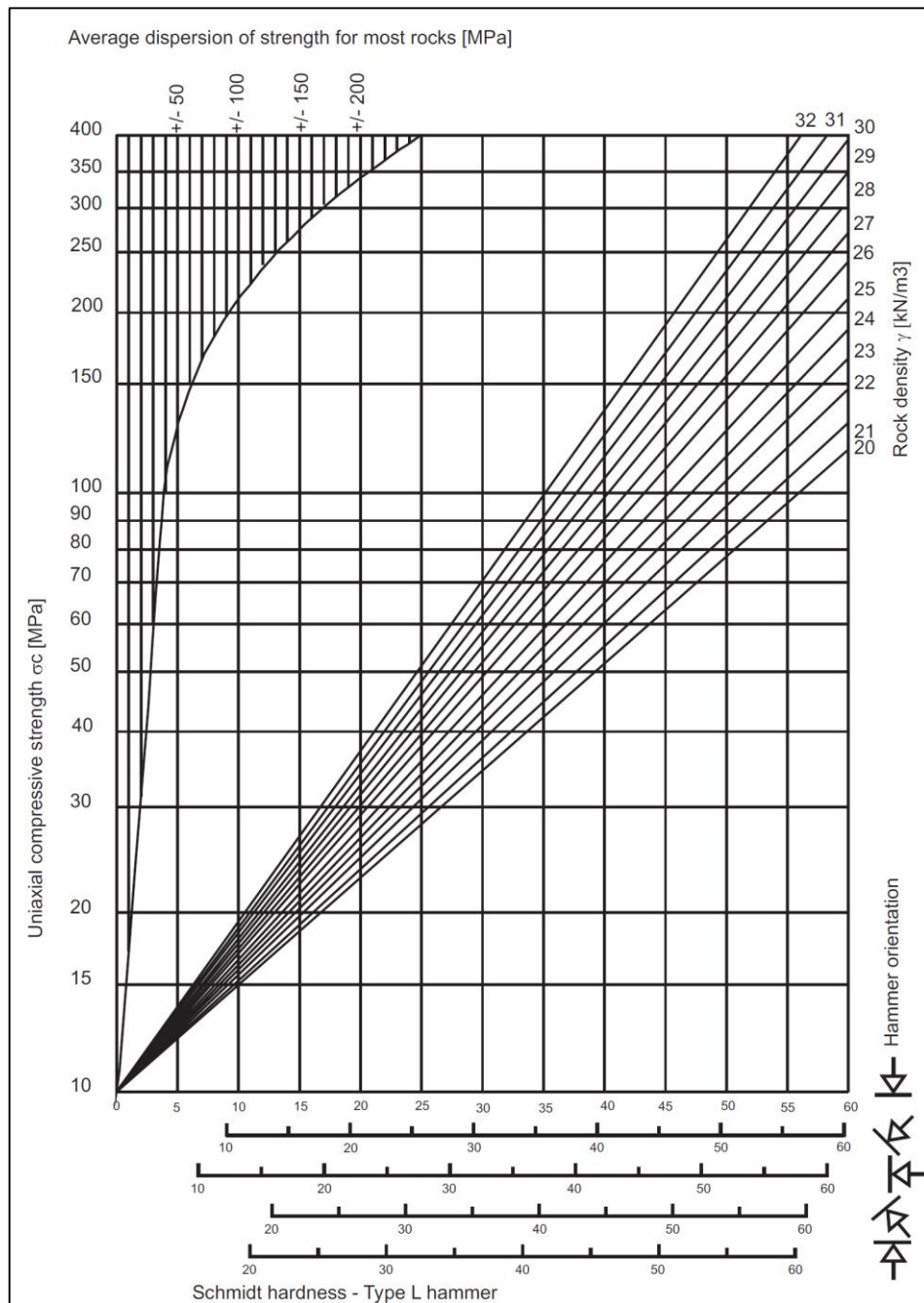
3.2.2 Måling med Schmidt-hammer

Det ble gjort målinger med Schmidt-hammer på 11 lokaliteter fordelt over studieområdet. For hver lokalitet ble 20 målinger gjort på sprekkeflaten og 20 målinger på intakt berg.

Schmidt-hammer benyttes for å bestemme «Joint Compressive Strength» (*JCS*), altså sprekkekompresjonstyrken, i felt. Det er en mobil og robust enhet som sender en trykkimpuls inn i berget, og hvor stempelets tilbakeslag registreres på en skala i MPa (Grøneng & Nilsen, 2009). Høyden på stempelets tilbakeslag gjengir hardheten til berget når impulsen slås tilbake til instrumentet (ISRM, 1978a).

Det ble under feltmålingene benyttet hammer av L-typen. For hver enkelt måling ble orienteringen i forhold til vertikalplanet notert, for å ta høyde for gravitasjonskreftenes innvirkning på målingene. Videre ble det gjort målinger med minst én diameter avstand til andre målinger. Et gjennomsnitt av de 10 høyeste verdiene er brukt videre til bestemmelse av

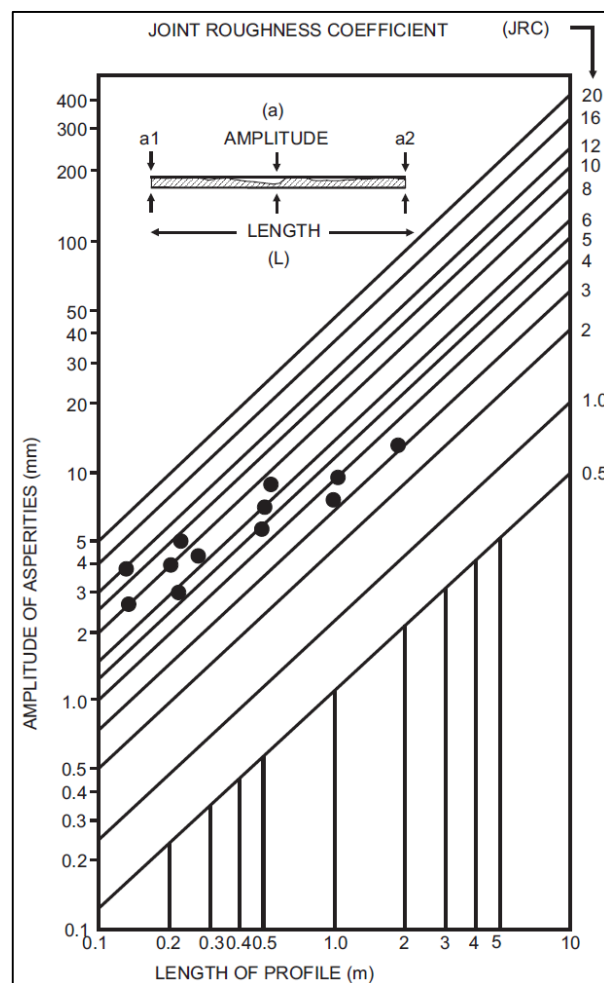
sprekkekompresjonsstyrken (*JCS*), i henhold til figur 3.2 (Grøneng & Nilsen, 2009; ISRM, 1978a).



Figur 3.2 Forhold mellom målinger av hardhet med Schmidt-hammer og *JCS* (Grøneng & Nilsen, 2009).

3.2.3 Måling av sprekkeruhet

Det ble på de samme lokalitetene som for måling med Schmidt-hammer gjort ruhetsmålinger av sprekkeflaten i henhold til a/L -metoden. Det ble gjort fem målinger for hver lokalitet av amplituden a med den største avstanden mellom tomstokken med lengde L og sprekkeflaten. Gjennomsnittet av de fem er så brukt som grunnlag for estimering av sprekkeruhetskoeffisienten eller «Joint Roughness Coefficient» (JRC), i henhold til figur 3.3 (Grøneng & Nilsen, 2009).



Figur 3.3 Forhold mellom sprekkeruhetskoeffisienten, JRC , og amplituden til overflateruheten (Grøneng & Nilsen, 2009).

3.2.4 Befaring av detaljstabilitet

For å karakterisere detaljstabiliteten i området ble det gjennomført tre dager med visuell befaring i området med bildetaking av de ulike lokalitetene. Befaring ble utført i skråningen ovenfor og langs veien. Totalt er det registrert 84 lokaliteter, 59 lokaliteter i skråningen ovenfor veien og 25 lokaliteter langs veien. Alle lokalitetene er plottet i kart, og dermed

plottet inn i ArcGis for illustrasjon av geografisk beliggenhet. Hver lokalitet ble forsøkt beskrevet med tanke på:

- Identifisering av sprekker og glideplan
- Antatt tykkelse på sprekker
- Tegn på bevegelse
- Vannsig/vanntilførsel
- Type potensielt stabilitetsproblem
- Estimert volum og masse

3.2.5 Bergmasseklassifisering

For bergmassen i området er det estimert verdier basert på følgende klassifiseringssystem:

- Q-systemet
- Geological Strength Index (GSI)

Det ble gjort bestemmelse av bergmasseklassifisering langs veiskjøringene i studieområdet og delt opp i områder som hver er på 500 meter langs veien. En gjennomsnittsverdi gir grunnlag for bestemmelse av endelig verdi for bergmasseklassifisering av studieområdet.

3.2.6 Innhenting av prøver for laboratorietesting

Det ble hentet inn to representative blokkprøver til videre laboratorietesting. Blokken til venstre i figur 3.4 er hentet fra den vestlige og blokken til høyre er hentet fra den østlige delen av studieområdet.



Figur 3.4 De to representative blokkprøvene som ble hentet til videre laboratorietesting (Foto: Erlend Alvestad).

3.3 Laboratoriearbeid

Laboratoriearbeidet er utført ved det ingeniørgeologiske og bergmekaniske laboratoriet til NTNU/SINTEF. De to representative blokkprøvene ga grunnlag for følgende tester:

- Tilt-forsøk for bestemmelse av basis friksjonsvinkel (φ_b).
- UCS-forsøk for bestemmelse av den enaksiale trykkfastheten (σ_c), E-modul (E) og Poissons forholdstall (ν).

Tilt-forsøkene ble utført i henhold til NTNU's egne standarder (Grøneng & Nilsen, 2009) og UCS-forsøkene ble utført i henhold til standardene til ISRM (1979).

Totalt er det gjennomført seks dager med laboratoriearbeid, inklusiv klargjøring og testing.

3.3.1 Klargjøring av prøver

Det er til sammen gjort klar 16 kjerneprøver til videre testing hvor:

- 10 prøver er brukt til UCS-forsøk; fem fra det østlige og fem fra det vestlige området.
- Seks prøver er brukt til tilt-forsøk; tre fra det østlige og tre fra det vestlige området.

Kjerner ble først boret ut fra blokkprøvene. Deretter ble kjernene saget til riktige lengder i forhold til diameteren på omlag 36 mm og lengde-/diameterforhold 2.5 (rundt 90 mm). Kjernene til UCS-forsøk ble slipt i begge ender med planslipemaskin i laboratoriet, mens kjernene til tilt-forsøk ble saget i to langs lengdeaksen.

Under både boring, saging og plansliping av kjerner ble vann brukt som kjøling og støvreduksjon.

Figur 3.5, 3.6 og 3.7 viser klargjøringsprosessen med henholdsvis boring, saging og plansliping av kjerneprøver.



Figur 3.5 Boring av kjerner fra blokkprøvene i laboratoriet (Foto: Erlend Alvestad).



Figur 3.6 Saging av kjerneprøver i riktige lengder (Foto: Erlend Alvestad).



Figur 3.7 Maskin for plansliping av kjerneprøver (Foto: Erlend Alvestad).

Figur 3.8, 3.9 og 3.10 viser endelig klargjorte kjerneprøver for tilt-forsøk og test av enaksial trykkfasthet.



Figur 3.8 Kjerneprøver klargjort for tilt-forsøk, tre fra øst (Ø1-Ø3) og tre fra vest (V1-V3) (Foto: Erlend Alvestad).



Figur 3.9 Fem kjerneprøver for testing av enaksial trykkfasthet fra det østlige området (Ø1-Ø5) (Foto: Erlend Alvestad).



Figur 3.10 Fem kjerneprøver for testing av enaksial trykkfasthet fra det vestlige området (V1-V5) (Foto: Erlend Alvestad).

3.3.2 Tilt-forsøk

Tilt-forsøket er en metode for bestemmelse av basis friksjonsvinkel (φ_b). Metodens fremgangsmetode er beskrevet av Grøneng og Nilsen (2009) fra NTNU og er basert på tegninger fra Barton-Bandis empiriske metode (Barton & Choubey, 1977).

Kjerneprøvene som bores kuttes i to identiske deler langs lengdeaksen. De to identiske delene av prøven ligger på hverandre og tiltes helt til prøven over sklir ned over den andre ved dens egenvekt. Tilting av apparatet stoppes manuelt og friksjonsvinkelen registreres. Det gjennomføres tilt-forsøk i fire ulike konfigurasjoner for hver prøve, i begge retninger med den ene prøven liggende øverst og i begge retninger med den andre prøven liggende øverst. Tilt-forsøket gjentas tre ganger for hver prøve, med totalt 12 målinger for hver prøve (Grøneng & Nilsen, 2009).

Det ble utført tilt-forsøk på seks kjerneprøver. Med 12 målinger per prøve ble det utført totalt 72 tilt-forsøk. Figur 3.11 viser tilt-apparatet som er brukt i laboratoriet ved NTNU/SINTEF. Figur 3.12 viser tilfelle hvor den ene halvdel av kjerneprøven har sklidd over den andre og friksjonsvinkel er nådd.



Figur 3.11 Tilt-apparatet ved NTNU/Sintef (Foto: Erlend Alvestad).



Figur 3.12 Den ene halvdel av kjernen sklir over den andre når friksjonsvinkelen nås (Foto: Erlend Alvestad).

3.3.3 Tyngdetetthet

Tyngdetetthet ble bestemt ut fra bestemmelse av volum og masse til hver enkelt kjerneprøve. Formel 3.1 ble brukt for beregningen, hvor γ er tyngdetetthet, m er masse, g er tyngdeakselerasjon og V er volum.

$$\gamma = \frac{m \times g}{V} \quad (3.1)$$

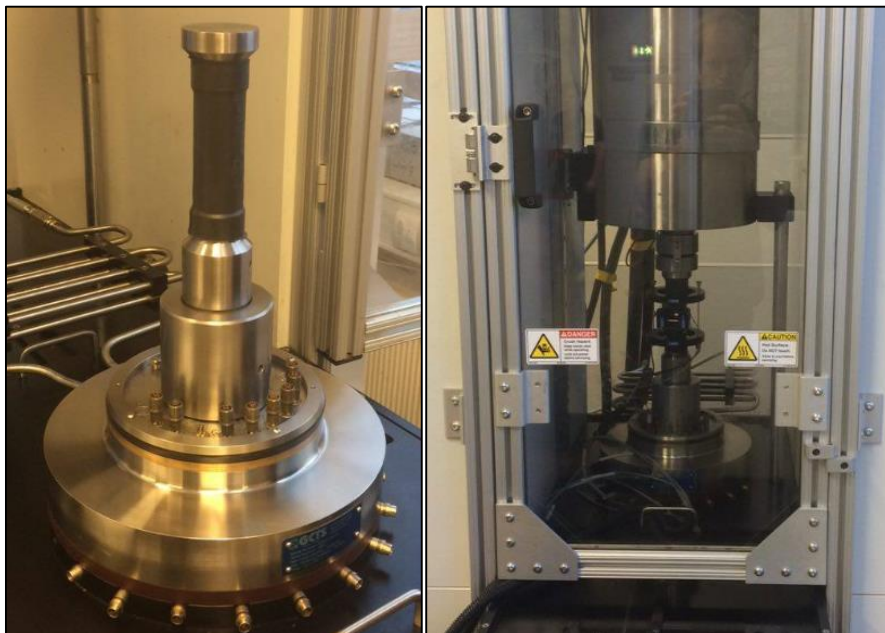


Figur 3.13 Oppmåling til bestemmelse av volum og tyngdetetthet (Foto: Erlend Alvestad).

3.3.4 Enaksial trykkfasthet (UCS)

Enaksial trykkfasthet er i hovedsak beregnet for styrkeklassifisering og karakterisering av intakt berg. Enaksial trykkfasthet gjøres på tørre prøver, med lengde-/diameterforhold på omlag 2.5 – 3.0. Det anbefales videre kjerneprøver med diameter på 54 mm. Kjerneprøvene skal ha få ujevnheter. Særlig viktig er det at endene er godt planslipte, hvor avvik bør være mindre enn 0.005 mm (ISRM, 1979). I forsøkene som ble utført ble det boret kjerner med diameter på omlag 36 mm med lengde/diameter-forhold rundt 2.5, da det viste seg vanskelig å innhente særlig større steinblokker fra studieområdet. Testene ble utført med tørre kjerneprøver.

Prøvene ble under hver test omsluttet med en gummistrømpe, for å unngå unødig bevegelse og separering av prøvene når de går i brudd. Varmepistol ble brukt før hvert forsøk for å kryspe strømpen slik at den legger seg tett inntil prøven. Det ble videre festet tøyingsmålere for måling både av den aksielle og radielle tøyningen på prøven under testing. Tøyning gir et mål på relativ deformasjon (ISRM, 1979).



Figur 3.14 Testing av trykkfasthet ved enaksial trykkcelle (Foto: Erlend Alvestad).

Videre anbefales det testing på minimum fem prøver med noenlunde konstant trykkøkning og brudd innen 5-10 minutter (ISRM, 1979). Fem kjerneprøver ble testet fra det vestlige og fem fra det østlige området. Figur 3.14 viser én av prøvene som er plassert i gummistrømpe i trykkcellen på laboratoriet ved NTNU/SINTEF.

3.4 Stereografisk projeksjon og kinematisk analyse

Målinger av fall og fallretning som er tatt i felt ble lagt inn i programmet Dips 6.0 fra Rocscience Inc. Dips er et program for enkel visualisering og illustrasjon av strukturelle data, da for eksempel orientering av foliasjoner og sprekkesett i bergmassen. Hensikten er å gjøre det enklere å få oversikt over strukturelle trender (Rocscience, 2016a).

Ved hjelp av analyseverktøyet kinematisk analyse i programmet ble det utført analyser av potensielle utfallstyper; planutglidning, kileutglidning og utveltning av blokker og fjellpartier. Inngangsparameterne til den kinematiske analysen er skråningens fallvinkel og fallretning i tillegg til friksjonsvinkelen for bergmassen. Skråningens fallvinkel og fallretning ble målt fra digital terrengmodell for området, mens friksjonsvinkelen ble bestemt ved tilt-forsøk i laboratoriet. Kinematisk analyse sier noe om muligheter og omfang for slike utfall basert på strukturelle forhold i bergmassen (Rocscience, 2016a).

3.5 Probabilistisk analyse

Probabilistisk analyse av steinsprang muliggjør en variasjonsbetraktning av blant annet geometri, blokkform, blokkstørrelse, restitusjonskoeffisient og skråningsruhet. Ved å tilegne realistiske standardavvik får man en analyse som gir et variasjonsområde av mulige utfall (Wyllie, 2015).

3.5.1 RocFall

Det ble i denne oppgaven utført probabilistisk analyse i programmet RocFall 5.0 fra Rocscience Inc. Ved å simulere et antall steinsprang med standardavvik gis et variasjonsområde av mulige utfall.

Nøyaktige analyser i RocFall er praktisk talt umulig. Årsaker til dette er blant annet (Stevens, 1998):

- Variasjon i skråningsgeometri.
- Usikkerheter knyttet til inngangsparameterne.
- Usikre materialeegenskaper, og da særlig restitusjonskoeffisienten.
- Svært sensitiv til små forandringer.

Likevel er RocFall et analyseverktøy som er nyttig i bruk, forutsatt at man tar høyde for usikkerhetene.

3.5.1.1 Bestemmelse av tverrprofil

Utarbeidelse av tverrprofiler for analysen i RocFall ble utført i ArcGis. Ved å benytte analyseverktøyet «3D Analyst» i ArcGis med FKB-data som terrengmodell ble tverrprofiler eksportert direkte over i RocFall. De endelige tverrprofilene i RocFall har en oppløsning på én meter. Detaljer mindre enn dette er altså ikke tatt med i analysen.

Det ble utarbeidet totalt 72 tverrprofiler, hvor fire er fra tidligere og kjente skredhendelsene og 68 er fra de 59 lokalitetene i skråningen ovenfor veien.

3.5.1.2 Bestemmelse av inngangsparametere

Bestemmelse av inngangsparametere til analysen ble gjort gjennom feltbefaring, informasjon fra tidligere skredhendelser og flyfoto. Den viktigste informasjonen man har i forbindelse med tilbakeanalyse fra et kjent steinsprang er steinblokkens stoppunkt (Stevens, 1998).

3.5.1.3 Simulering av kjente steinsprang

For bestemmelse av ulike inngangsparametere ble det gjort en gjennomgang av dokumentasjon fra fire tidligere skredhendelser:

- Steinsprang 19. desember 1998
- Steinsprang 17. desember 2003
- Steinsprang 29. september 2005
- Steinsprang 31. desember 2008

For de fire hendelsene var følgende kjent:

- Omtrentlig løsneområde
- Omtrentlig skredbane
- Ganske nøyaktig stoppunkt
- Omtrentlig karakteristikk til skredbanen
- Omtrentlig volum av steinblokk/rasmasser

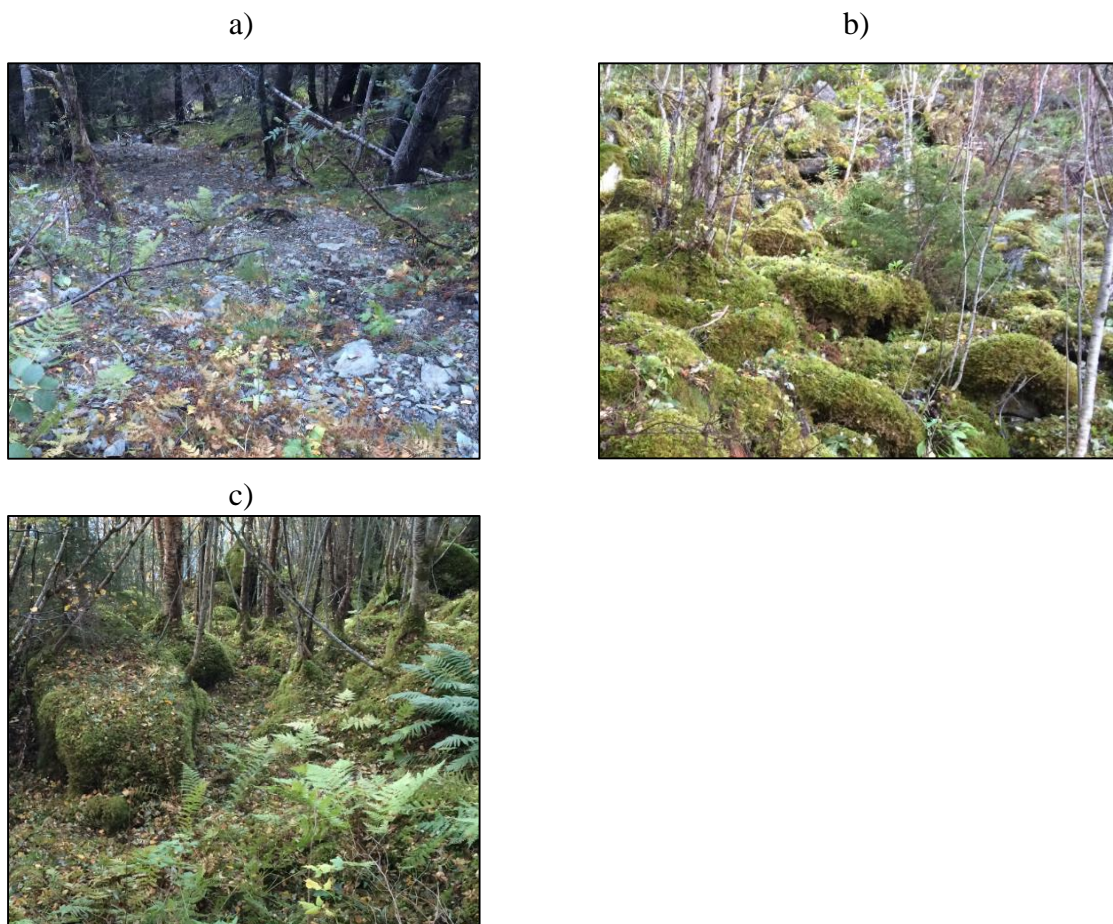
Ved simulering av gjennomsnittlig skredløp for hver av de fire hendelsene ble materialfaktorer og fordelingen justert slik at alle de fire simuleringene stemte godt overens med de virkelige hendelsene. Materialfaktorer og fordelingen ble i tillegg bestemt basert på bilder tatt av Statens vegvesen i forbindelse med skredhendelsene, egen befarings av området, flyfoto og erfaringstabeller fra Rocscience (2016c).

De fire skredbanene ble delt inn i følgende materialer med tilhørende farge som hver ble tilordnet representative materialfaktorer:

- Grønnstein (fjell) – *Grå farge*
- Fin talus (øvre område) – *Brun farge*
- Middels talus (midtre område) – *Lysegrønn farge*
- Grov talus (nedre område) – *Mørkegrønn farge*
- Asfalt (veibanen) – *Lysegrå farge*

Fin talus finnes som regel i den øvre delen av skråningen, middels talus i midtpartiet og grov talus i nedre del av skråningen. Generelt har fin talus materiale i størrelsesorden 0-10 cm, middels talus opp mot 0.5 m, grov talus 0.5–2 m. Fin, middels og grov talus representerer graderingen som skråningen karakteriseres av, og som ofte er karakteristisk for skråninger med hyppig steinsprangaktivitet (Domaas, 1985).

Figur 3.15 viser bilder av hver av de ulike talusene i skråningen, fra fin (a) til grov (c) talus.



Figur 3.15 Bilder av henholdsvis fin (a), middels (b) og grov (c) talus fra studieområdet
(Foto: Erlend Alvestad).

3.5.1.4 Simulering av potensielle steinsprang

Ved simulering av potensielle hendelser var følgende kjent:

- Ganske nøyaktig løsneområde
- Omtrentlig skredbane
- Omtrentlig karakteristikk til skredbanen
- Omtrentlig volum av steinblokk/rasmasser

Stoppunkt vil være ukjent.

De samme materialfaktorene og prosjektinnstillingene som ble bestemt fra tilbakeberegningen ble brukt videre i simulering av potensielle hendelser. Ved hjelp av bilder, befaring og flyfoto ble materialene fordelt for hvert skråningsprofil på samme måte.

For potensielle hendelser ble det simulert 200 steinsprang.

3.6 Numerisk analyse

Numerisk analyse benyttes når man ønsker å modellere bergmassiver og bergrom. Beregningsmodellene analyserer ofte bergspenninger, deformasjoner, styrke og oppsprekning, men kan også beregne stabilitet og sikkerhetsfaktor for skråninger (Myrvang, 2001).

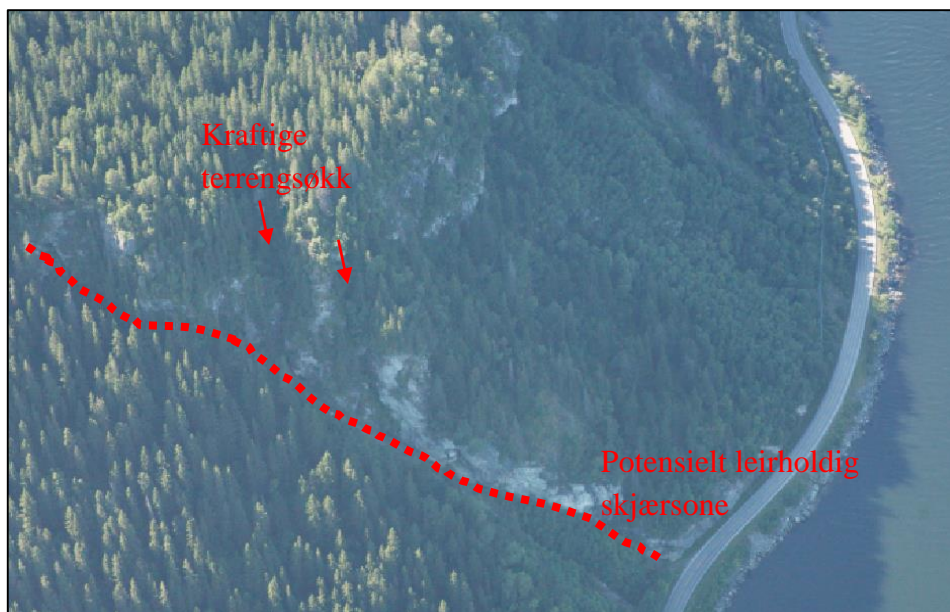
3.6.1 Phase2

Det ble utført numerisk analyse i programmet Phase2 9.0 fra Rocscience Inc. Phase2 er et elastisk-plastisk endelig elementprogram (FEM). Programmet beregner spenninger og deformasjoner i bergmasse, og kan brukes så vel i tunneler/bergrom som i fjellskråninger.

Fjellpartiet som ble modellert i Phase2 er lokalitet 44, og er tidligere beskrevet av Heggstad og Johannessen (1998). Det er snakk om et storskala fjellparti som ser ut til å hvile på en skråttliggende skjærsoner med fall rett ned mot veien og fjorden. Skjærsonen ser ut til inneholde leirholdig fyllmateriale med forvittringsmateriale og kloritt. Figur 3.16 viser skjærsonen illustrert med røde piler og rød prikket linje, og figur 3.17 viser flyfoto av fjellpartiet med rød prikket linje som illustrerer orienteringen til skjærsonen. Figuren indikerer store terrengøkk eller eventuelle baksprekker i øvre del.



Figur 3.16 Den potensielle skjærsonen som underkutter fjellpartiet med fall ned mot veien (Foto: Erlend Alvestad).



Figur 3.17 Flyfoto av fjellpartiet (Trondheim kommune, 2013).

3.6.1.1 Bestemmelse av geometri




Utarbeidelse av geometri til fjellpartiet for analysen i Phase2 ble utført i ArcGis, ved bruk av analyseverktøyet «3D Analyst» med FKB-data (høydekurver) som terrengmodell. Tverrprofilen ble så konvertert direkte over i Phase2, og har oppløsning på én meter.

3.6 Vurdering av detaljstabilitet

3.6.1 Vurdering av risiko

Vurdering av detaljstabilitet for hver enkelt lokalitet ble utført ved vurdering av risiko for at steinmasser havner på veibanen, og hvor:

- Sannsynlighet ble vurdert ut fra befarings i felt og vurdering av sannsynlighet for utfall.
- Konsekvens for lokalitetene i skråningen ble vurdert ut fra simulering i RocFall, og hvor mange steinblokker som vil havne på veibanen i analysen.
- Konsekvens for lokalitetene langs veien ble vurdert ut fra befarings.

Årlig nominell skredsannsynlighet pr. enhetsstrekning	I $1/2 \geq F > 1/5$						
	II $1/5 \geq F > 1/10$						
	III $1/10 \geq F > 1/20$						
	IV $1/20 \geq F > 1/50$						
	V $1/50 \geq F > 1/100$						
	VI $1/100 \geq F > 1/1000$						
	VII $1/1000 \geq F$						
Trafikkmengde (ÅDT)	A <200	B 200 - <500	C 500 - <1500	D 1500 - <4000	E 4000 - <8000	F ≥8000	
 Akseptabel strekningsrisiko		 Tolererbar strekningsrisiko. Aksept avhenger av skredintensitet og kost-nytte-analyse. Akseptnivå besluttes av regionledelsen (vegeier hos fylkesk.).		 Uakseptabel strekningsrisiko			

Figur 3.18 Matrise for bestemmelse av risiko på en veistrekning (Hauer & Harnes, 2014).

Da årstdøgnetrafikken (ÅDT) for veistrekingen er satt til 3000 (Bjordal, 2013), er konsekvensklassen satt til D for veistrekingen i henhold til Statens vegvesens risikoakseptkriterier i figur 3.18 (Hauer & Harnes, 2014).

Grenseverdiene for årlig nominell skredsannsynlighet i figur 3.18 ble brukt som konsekvens for utfall, og hvor mange av de 200 steinsprangene som havner på veibanen i analysen.

Tabell 3.1 viser generell matrise for vurdering av risiko. Som illustrert i tabell 3.2 representerer grønn lav, gul middels og rød høy risiko.

Tabell 3.1 Generell matrise for vurdering av risiko (Hauer & Harnes, 2014).

		KONSEKVENS				
		Svært lav	Lav	Middels	Høy	Svært høy
SANNSYNLIGHET	Svært høy					
	Høy					
	Middels					
	Lav					
	Svært lav					

Tabell 3.2 Fargeforklaring for ulike risikonivåer (Hauer & Harnes, 2014).

Risiko	Akseptnivå	Tiltak
Lav	Akseptabelt	
Middels	Tolererbart	Sikringstiltak som gir akseptabel risiko
Høy	Uakseptabelt	Sikringstiltak som gir tolererbar risiko

Lav risiko vil innebære at faren for veitrafikken ble vurdert som akseptabel, og at risiko for steinmasser på veibanen er lav. Høy risiko vil innebære at risiko for steinmasser på veibanen ble vurdert som høy, og at risikoen dermed er uakseptabel. Middels risiko vil innebære tolererbart akseptnivå.

Sikringstiltak eller forbedring av sikringstiltak vil normalt ikke behøves hvor det er vurdert lav risiko. Sikringstiltak eller forbedring av sikringstiltak er fordelaktig for middels risiko avhengig av hva som defineres som akseptabelt sikkerhetsnivå, mens tiltak ofte er helt nødvendig ved høyt risikonivå.

Den endelige risikomatriksen som er brukt i vurderingene er vist i tabell 3.3, hvor konsekvens vil angi hvor mange blokker av de 200 som i analysen havner på veibanen.

Tabell 3.3 Endelig tabell for bestemmelse av risiko.

		KONSEKVENS (antall steinblokker på veien)				
		Ingen	1-4	4-10	10-40	> 40
SANNSYNLIGHET	Svært høy					
	Høy					
	Middels					
	Lav					
	Svært lav					

3.6.2 Vurdering av sikring og sikringsbehov

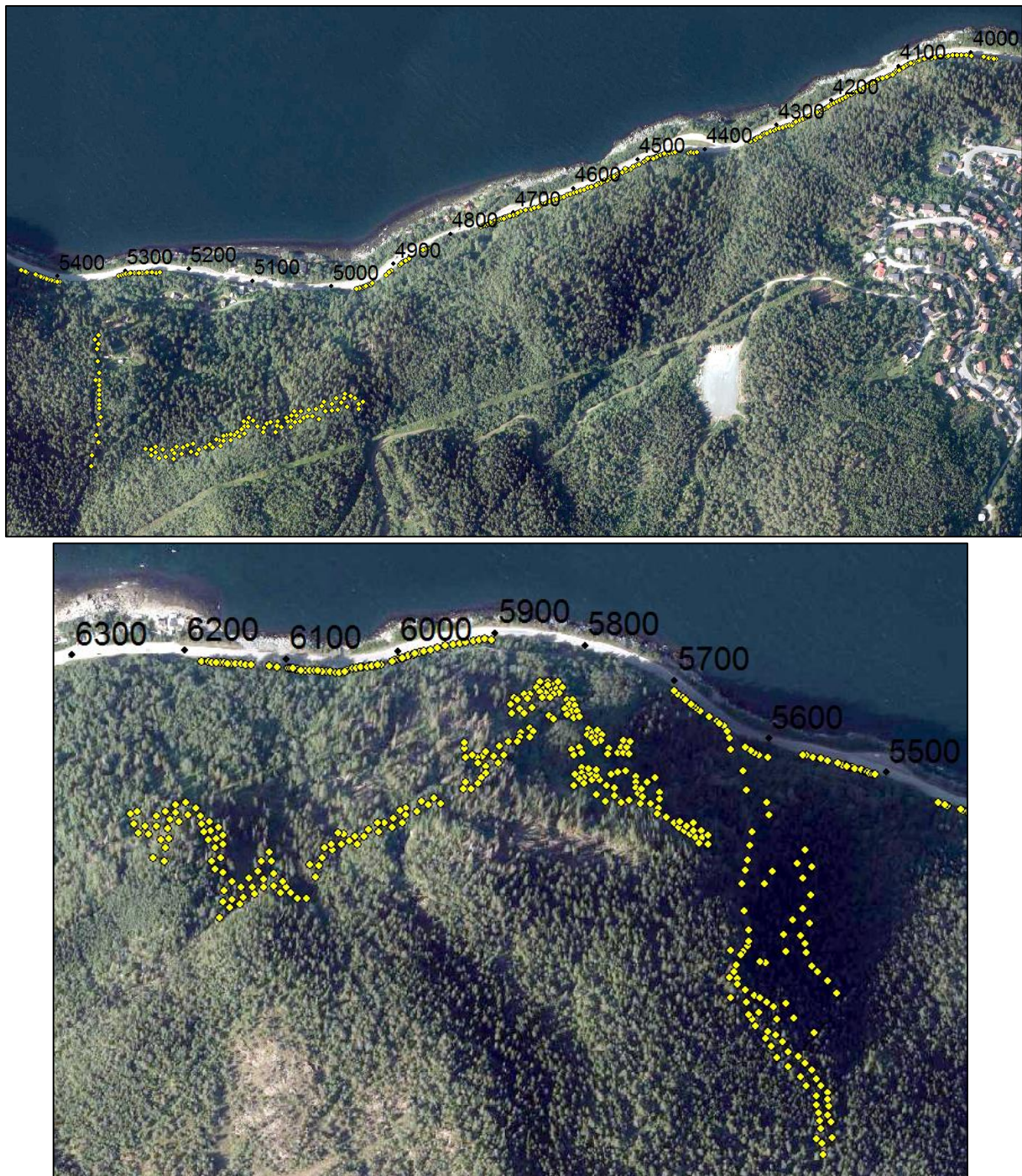
For lokaliteter med vurdert middels og høy risiko ble det foreslått sikringstiltak for å redusere risikonivået til et lavere og mer akseptabelt nivå. I skråningen ovenfor veien er det fra før utført begrenset med sikringstiltak. Da det langs veien er utført betydelig sikringsarbeid er det foreslått utbedring av allerede eksisterende tiltak for flere av risikoobjektene.

4 Resultat

4.1 Feltmålinger

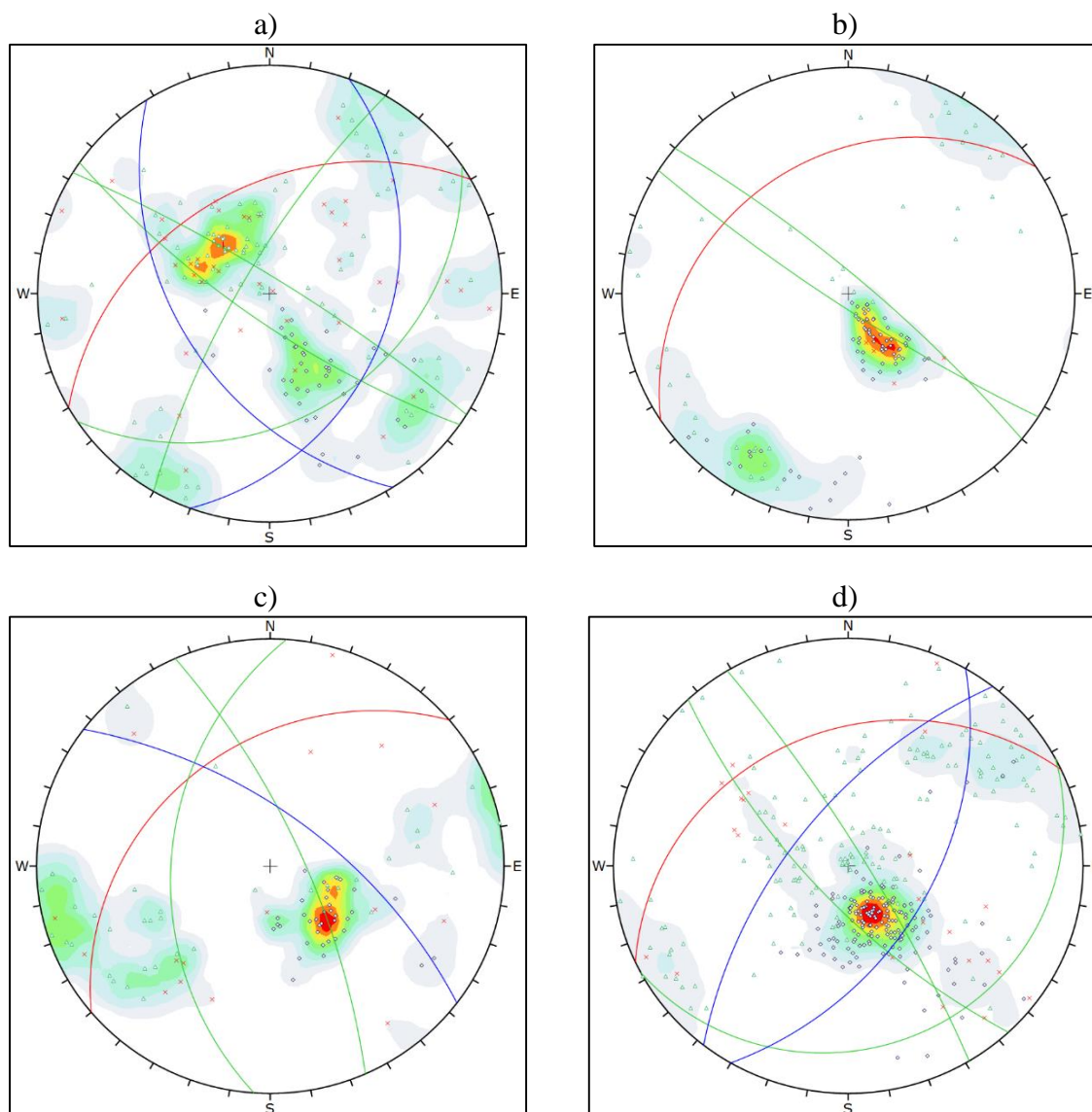
4.1.1 Stereografisk analyse

Figur 4.1 illustrerer fordelingen av målinger av fall og fallretning over studieområdet, med tilhørende profilnummer for veistrekningen.



Figur 4.1 Fordeling av målinger av fall og fallretning er vist i gult.
Profilnummer for veien er vist i svart.

Figur 4.2 viser målingene av fall- og fallretning plottet i stereogram i Dips. Antall målinger per område oppsummeres i tabell 4.1.



Figur 4.2 Fall og fallretning plottet i stereogram med konsentrasjonsplott og gjennomsnittlig plot for de ulike områdene; a) Profilnummer 4000-5000, b) 5000-5400, c) 5500-5650, d) 5650-6300. Rød plott illustrer foliasjon til bergmassen, grønn sprekksett og blå gjennomsettende skjærsoner.

Tabell 4.1 Antall målinger per område.

Profilnummer	Antall målinger
4000-5000	174
5000-5400	120
5500-5650	91
5650-6300	356
Totalt	741

Resultatene fra målingene viser at foliasjonen til bergmassen, representert med rød storsirkel i figur 4.2, er gjennomgående for hele området med fall mot nordøst. Gjennomsnittlig fall til foliasjonslaget er 40° med fallretning på 300° for de fire områdene. Det går fram av det stereografiske plottet at det eksisterer en rekke steile sprekkeseitt og skjærsoner med fall på 60-90°, representert med henholdsvis grønne og blå storsirkler.

4.1.2 Sprekkeplan

Tabell 4.2 oppsummerer fall, fallretning og tilstand for lokalitetene det er utført målinger med Schmidt-hammer og ruhet på. Geografisk beliggenhet til de 11 lokalitetene er illustrert i figur 4.3. Resultatene for hver lokalitet oppsummeres i tabell 4.3. *JCS* og *JRC* er henholdsvis sprekkekompresjonsstyrken og sprekkeruhetskoeffisienten, mens *R* og *r* er målinger for henholdsvis intakt berg og for sprekkeflater.

Tabell 4.2 Fall og fallretning for de 11 lokalitetene til sprekkeflatene hvor det er gjort målinger med Schmidt-hammer og ruhetsmålinger.

Lokalitet	Fall	Fallretning	Fallretning	Forhold
1	36	16	N	Våt
2	26	44	NØ	Våt
3	41	8	N	Våt
4	42	327	NV	Våt
5	44	327	NV	Tørr
6	19	317	NV	Våt
7	43	33	NØ	Tørr
8	40	312	NV	Tørr
9	39	352	N	Tørr
10	23	272	V	Tørr
11	28	10	N	Tørr



Figur 4.3 Geografisk beliggenhet på lokalitetene til målinger med Schmidt-hammer og ruhetsmålinger.

Tabell 4.3 *JCS* og *JRC* for hver lokalitet.

Lokalitet	r	<i>JCS</i> (r)	R	<i>JCS</i> (R)	<i>JRC</i>
1	45	145	46	140	11.5
2	42	120	55	245	6
3	46	150	54	230	5.5
4	41	110	46	130	5.5
5	30	56	48	150	8.5
6	36	78	48	150	9.5
7	33	68	47	145	9.5
8	47	152	55	230	10.5
9	29	54	43	120	6.5
10	32	62	42	105	9.5
11	25	42	46	130	0.5

Samtlige målinger av sprekkeplan med Schmidt-hammer er gitt i vedlegg B og samtlige målinger av sprekkeruhet er gitt i vedlegg C.

4.1.3 Bergmasseklassifisering

4.1.3.1 Q-verdi

Estimerte Q-verdier langs veistrekningen er gitt i tabell 4.4.

Tabell 4.4 Estimerte Q-verdier langs veistrekningen.

Profilnummer	4000-4500	4500-5000	5000-5500	5500-6000	6000-6500
RQD	20-30	30-40	40-50	25-35	20-30
J_n	6	6	4	6	6
J_r	2	2	1.5	1	2
J_a	3	4	3	3	3
J_w	1	1	1	1	1
SRF	1	1	1	1	1
Q-verdi	2.2-3.3	2.5-3.3	5.0-6.8	1.4-1.9	2.2-3.3
Bergklasse	D (dårlig)	D (dårlig)	C (god)	D (dårlig)	D (dårlig)

Både sprekkevannstallet (J_w) og spenningsfaktoren (SRF) for studieområdet er satt lik én for hele området, for «tørre bergrom eller mindre innsig» og «gunstige spenningsforhold».

Den endelige Q-verdien for studieområdet settes til 2.5-3.5. Bergmassen vurderes altså som «dårlig», med bergklasse D, og defineres som «oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse».

Samtlige tabeller med beskrivelse for bestemmelse av Q-verdi er gitt i vedlegg D.

4.1.3.2 GSI







Estimerte GSI-verdier langs veistrekningen er gitt i tabell 4.5.

Tabell 4.5 Estimerte GSI-verdier langs veistrekningen.

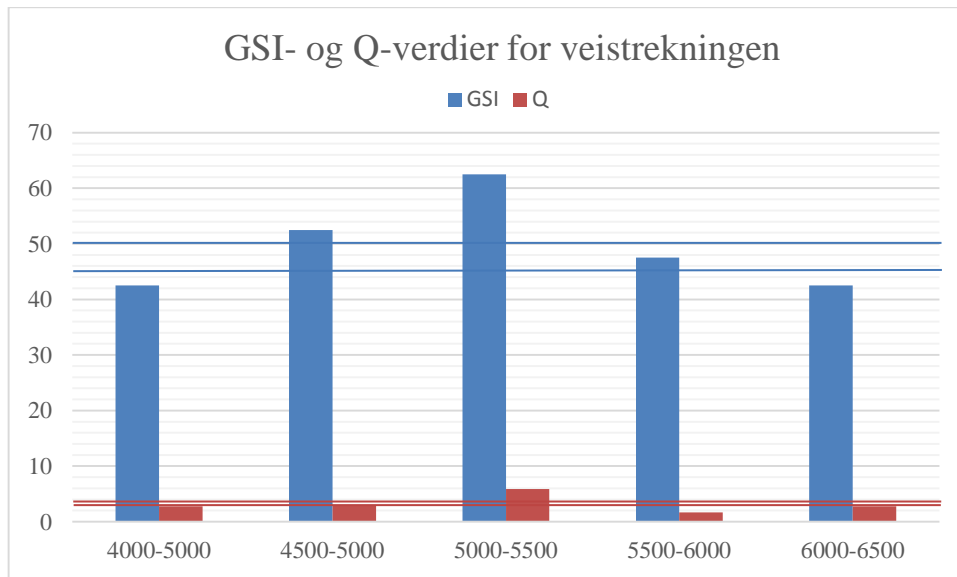
Profilnummer	4000-4500	4500-5000	5000-5500	5500-6000	6000-6500
GSI-verdi	40-45	50-55	60-65	45-50	40-45

GSI estimeres til 45-50 for området, og settes som 50 som inngangsparameter i Phase2. GSI i en slik størrelsesordenen karakteriseres som «middels sterkt» til «sterkt» berg i henhold til Marinos og Hoek (2000).

Figur 4.4 markerer intervall for estimert GSI-verdi i tabellen for bestemmelse av GSI. Figur 4.5 illustrerer estimerte verdier for både GSI og Q langs veistrekningen.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
<p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slack-sided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slack-sided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80				
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70				
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60		50		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	40		30		
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	20		
				10		

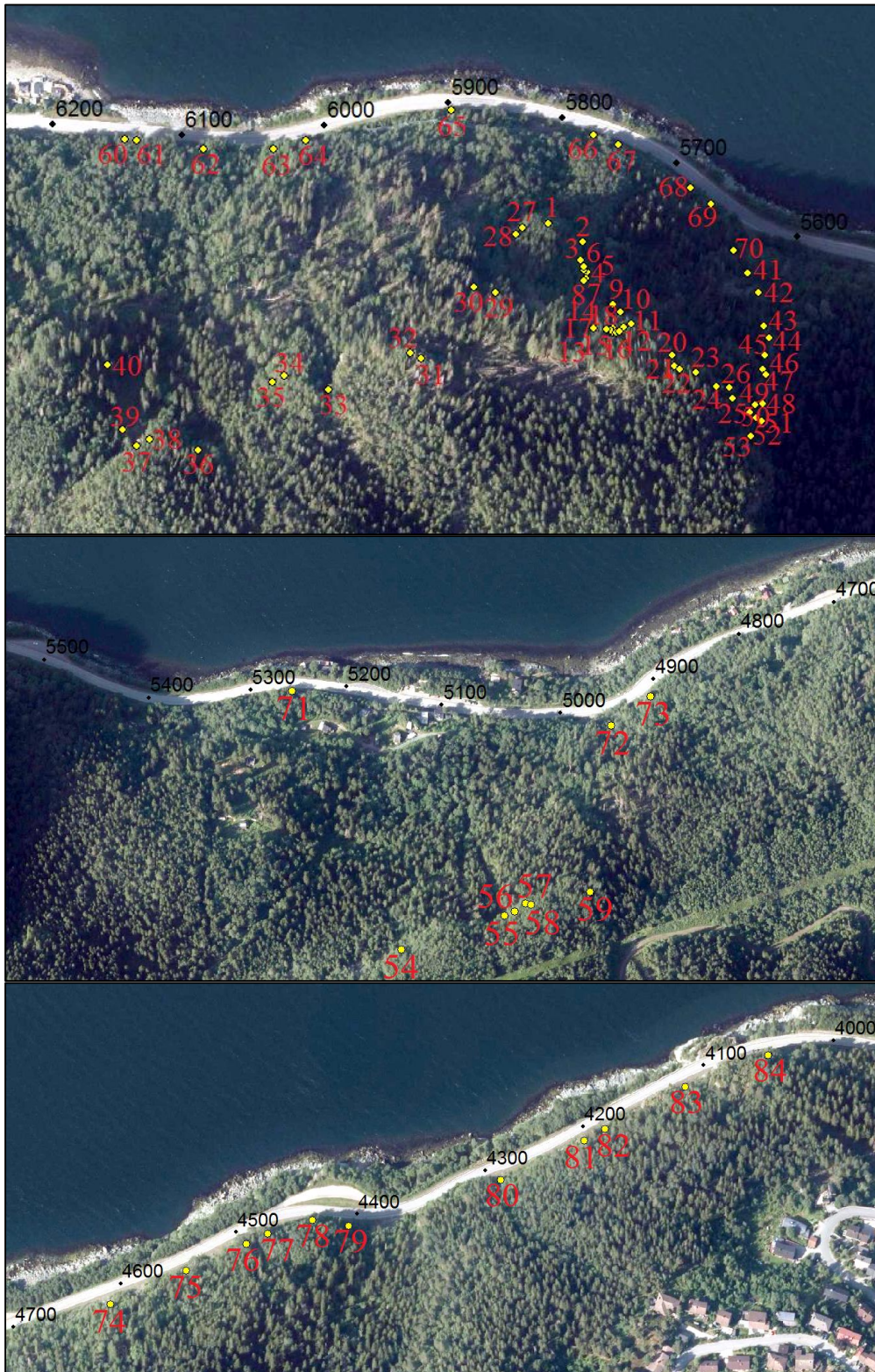
Figur 4.4 Estimert intervall for GSI-verdi.



Figur 4.5 GSI- og Q-verdier langs veistrekningen.

4.1.4 Beskrivelse av lokaliteter

Figur 4.6 viser geografisk beliggenhet for de beskrevne lokalitetene for detaljkartlegging i felt med tilhørende profilnummer for veistrekningen.



Figur 4.6 Geografisk beliggenhet for lokalitetene i studieområdet.

Tabell 4.6 og 4.7 beskriver hver enkelt lokalitet, hvor tabell 4.6 er lokalitetene i skråningen og tabell 4.7 er lokalitetene langs veien. Vedlegg E viser bilder fra hver enkelt lokalitet.

Lokaliteter med vannsig tilstede vil kunne få redusert friksjon og økte fryse- og tineprosesser.

Tabell 4.6 Beskrivelse av hver lokalitet i skråningen, lokalitet 1-59.

1	Helt avløst blokk som hviler på en annen blokk på skrått sva.
2	Fjellparti med tydelig baksprekk, som varierer fra 1-3 cm i nedre del og til 10 cm i øvre del. Utvidende baksprekk kan tyde på utveltende bevegelse.
3	Flere løse blokker under vegetasjon observeres på fjellhulle med tydelige sprekker.
4	Blokk med tydelig underkuttet sprekk og observert baksprekk i område med vannsig. Deler av blokken er skjult under vegetasjon.
5	Blokk som er avløst under, på siden og bak med mye vannsig tilstede.
6	Blokk med underkuttende sprekk og spor fra tidligere utfallsaktivitet, og som ses på hengende vegetasjon.
7	Større blokk underkuttet med fall ned mot veien i bratt terreng. Partiet har flere avløsende sprekkesett lengre fram som kan resultere i mindre utfall. Blokken har ingen særlig fot å hvile på, men den underkuttende sprekkeflaten har relativt ujevn ruhet som gir noe stabiliserende effekt.
8	a) Tydelig forvitret og oppknust foliasjonslag som underkutter større parti med fall ned mot veien. Baksprekken, som er 4-6 cm tykk, ser ut til å være gjennomsettende. b) I front hviler avløst blokk på sva med tydelig baksprekk uten særlig fot å hvile på.
9	To store fjellparti presser på hverandre og ser ut til å ha hatt utveltende bevegelse. Partiet bak er noe større med baksprekk på 1-2 cm i nedre del og 10 cm i øvre del. Partiet i front er noe mindre med baksprekk opp mot 20 cm i øvre del. Lokaliteten er også beskrevet i rapport av Heggstand og Johannessen (1998).
10	Stein og løsmasser har bygd seg opp bak flere trær i bratt løsmasseskråning/ur. Perioder med kraftig vind og nedbør kan føre til fjernet støtte ved trevelt eller utvasking av løsmasser.
11	Tilsvarende lokalitet 10.
12	To løse blokker hviler på hverandre, begge helt avløst og uten særlig fotstøtte.
13	Større blokk ser ut til å ha gjennomsettende baksprekk som kan ses fra begge sider. Blokken hviler på en noe forvitret fot, og vil potensielt kunne velte ut.
14	Løse blokker hviler på relativt flat fjellhulle med svakt fall ned mot veien.

-
- 15 Sterkt forvitret blokk ser ut til å avløses fra overhengen.
-
- 16 Blokk med baksprekk som er synlig fra begge sider på 5 cm i nedre del og 10 cm i øvre del, og tegn til utveltende bevegelse. Blokken hviler på fjellhylle/sva, og har dermed lite fotstøtte.
-
- 17 Blokk ser ut til å være avløst med baksprekk som varierer mellom 5 og 10 cm. Løsmasser på toppen skjuler deler av sprekken, men mye tyder på at baksprekken er gjennomsettende.
-
- 18 En mulig sprekkeavløst hammer eller overheng høyt i fjellveggen. Blokkens tyngdepunkt ligger langt ut noe som bidrar til økt belastning mellom blokken og fjellet.
-
- 19 Tegn til tidligere rasaktivitet, med rasmasser liggende under. Berget over og ved siden er trykkavlastet og dermed oppsprukket med baksprekk som varierer fra to til tre cm.
-
- 20 Tidligere skredhendelse fører til trykkavlastning. I tillegg observeres enkelte parti i fjellveggen med tydelige baksprekker.
-
- 21 Steinblokk med tydelig markert baksprekk sett fra siden. Markert baksprekk observeres også på oversiden, og fra motsatt side.
-
- 22 Helt avløst blokk som hviler på fjellhylle med fall skrått ned mot veien. Jord og vegetasjon under blokken fører til redusert friksjon mellom blokken og fjellhyllen, og det er tegn til bevegelse utover.
-
- 23 a) Stort sva/glideplan som underkutter fjellparti av stor størrelsesorden. Det potensielle glideplanet er orientert i retning N/NØ. Sprekken er fylt med kvarts, forvitrede masser og noe leirholdig fyllmateriale.
b) Det observeres sprekkeavløst blokk i fjellveggen.
c) Løse blokker observeres fra avstand på fjellhylle som skråner ned mot veien.
-
- 24 Store gjennomsettende sprekker observeres helt øverst i St. Olavsspranget. Tydelig og markert sprekk underkutter fjellet langs bakken og kutter oppunder bak fjellet. Baksprekken i øvre del har tykkelse opp mot 0.5 m.
-
- 25 Helt øverst i St. Olavsspranget observeres noen potensielle skredproblemer fra avstand som har direkte rasutløp i rasrenne ned mot veien:
a) Fjellparti ser ut til å ha ei markert baksprekk fra den ene siden.
b) Overheng ser ut til å underkattes med gjennomgående baksprekk og sprekker fra siden.
c) Kraftig overheng har tyngdepunkt langt ut og kan velte ut.
-
- 26 Flere steinblokker oppsamlet bak et tre.
-

-
- 27 To partier observeres:
- a) Blokk som er trykkavløst som følge av tapt understøtte fra tidligere utfall. Det observeres tydelige avløsende sprekker fra begge sider.
 - b) Blokk med gjennomsettende sprekker fra begge sider.
-
- 28 Større blokk underkuttet og har markert baksprekk. Området preges av vannsig.
-
- 29 Område med flere potensielle risikoobjekter:
- a) Kraftig overheng med markert baksprekk.
 - b) Helt avløste blokker som hviler på hverandre med jevne glideflater.
 - c) Større fjellparti underkuttet med fall og potensielt glideplan ned mot veien.
 - d) Spor fra tidligere blokknedfall i området.
-
- 30 Blokker/flak med fall ned mot veien og med jevne sprekkeflater. Partiet ser ut til å være avløst i bakkant. Området preges av vannsig.
-
- 31 Stort fjellparti med kraftig baksprekk opp mot 10-15 cm som ser ut til å være gjennomsettende fra begge sider. Partiet hviler på ei fjellhulle.
-
- 32 Blokk som har synlige baksprekker på 2-3 cm som ses fra begge sider og over. Blokken har lite fotstøtte og vil trolig potensielt kunne velte eller gli ut.
-
- 33 Parti i vannførende terrengøkk:
- a) Løse blokker hvilende på sva.
 - b) Hammer helt øverst som ser ut til å ha tydelige sprekker fra flere sider.
-
- 34 Parti hvor understøtte er borte fra tidligere hendelse og tyngdepunktet flyttet langt ut. Noen mulig avløste blokker ses nederst til høyre og til venstre i bildet.
-
- 35 Blokk som ser ut å være avløst og som hviler på sva på toppen av høy klippe.
-
- 36 Noen potensielle risikobjekter i et område med mye vannsig.
- a) Løse blokker som hviler på sva.
 - b) Nedenfor klippene ligger det blokker samlet i bratt ur.
-
- 37 Flere hammere observeres i fjellveggen. Særlig én hammer ser ut til å være noe avløst.
-
- 38 Blokk som ser ut til å være noe avløst med baksprekker inn fra begge sider.
-
- 39 Stor steinblokk som hviler i bratt terreng (a), i tillegg til mindre blokker i bratt ur (b).
-
- 40 Stor blokk som underkuttet og som har markerte sprekker fra begge sider.
-
- 41 Stort fjellparti som har utviklet markert baksprekk på omlag én cm i nedre del og opptil fem cm i øvre del. Økende bevegelse oppover kan tyde på utveltende bevegelse.
-
- 42 Parti med baksprekk på 2-3 cm i nedre og 10-15 cm i øvre del, og betydelig forvitret fotstøtte. Lokaliteten er beskrevet i rapport av Heggstad og Johannessen (1998).
-

-
- 43 Skråliggende fjellhulle med forvitrede løsmasser og avløste blokker liggende i front.
-
- 44 Det observeres en vedvarende skjærsone under hele fjellpartiet oppover langs hele rasrenna. Sonen underkutter fjellpartiet med et fall på 40° mot N/NØ. Det er observert leirholdig fyllmateriale med kloritt med friksjonsreduserende og mulig svellende egenskaper. I toppen av rasrenna observeres også store potensielt gjennomsettende terrengøkk opptil flere meter brede. Lokaliteten er også beskrevet i rapport av Heggestad og Johannessen (1998). **Fjellpartiet inngår i den numeriske analysen.**
-
- 45 Løse blokker som hviler fritt i skråningen/uren.
-
- 46 Blokk som har tydelige og markerte baksprekker inn fra begge sider.
-
- 47 To større steinblokker hviler fritt i skråningen/uren.
-
- 48 Stor blokk hviler på netting, og støttes opp av småsteiner og fjellbånd.
-
- 49 Løse blokker hviler på fjellhulle med slak helning.
-
- 50 Stort fjellparti med gjennomsettende baksprekk som observeres hele veien opp. Baksprekk varierer fra fem cm i nedre del til opptil én meter i øvre del, noe som sannsynligvis tyder på utveltende bevegelse. Lokaliteten er også beskrevet i rapport av Heggestad og Johannessen (1998), som ikke betraktet partiet som særlig ustabil.
-
- 51 Blokk som hviler og støttes opp av andre blokker.
-
- 52 Helt avløst blokk ses fra avstand, som hviler på fjellhulle i fjellveggen.
-
- 53 Flere potensielle risikoobjekter øverst i rasrenna:
- a) Blokker hviler på hverandre i bratt terreng.
 - b) Blokk som har tydelige og markerte sprekker inn fra begge sider.
 - c) Løse blokker som hviler på løsmasser.
 - d) Løs blokk som ligger delvis under vegetasjon med spor fra tidligere utfall.
 - e) Underkuttet blokk/flak med fall ned mot veien.
 - f) Forvitret fjellparti som har markert baksprekk med 1-2 cm tykkelse i tillegg til godt synlig sprekk fra siden.
-
- 54 Helt eller delvis avløst steinblokk med tydelig bevegelse, i område med vannsig.
-
- 55 Stort overheng som har markert baksprekk sett fra vest og forvitret parti sett fra øst.
-
- 56 Hammer som ser ut til å være noe avløst under og fra sidene.
-
- 57 Blokk som er underkuttet og mulig avløst i bakkant. Det potensielle glideplanet har fall skrått ned mot veien, med relativt jevn ruhet.
-
- 58 Større fjellparti som er underkuttet med noe sprekkeavløsning i bakkant.
-
- 59 Løs blokk som hviler på fjellhulle med fall skrått ned mot veien.
-

Tabell 4.7 Beskrivelse av hver lokalitet langs veien, lokalitet 60-84.

60	Blokk med markert baksprekk som er forankret med to bolter i område med vannsig.
61	Avlang blokk fra område med en del vannsig og som er forankret med én bolt og underkuttet med markert baksprekk.
62	Stor blokk som er forankret med tre bolter. Blokken er underkuttet med potensielt glideplan med fall ned mot veien, og vil potensielt havne på veibanen.
63	Stort fjellparti med tre bolter underkuttet med fall ned mot veien. Partiet er noe overhengende, med tyngdepunkt flyttet utover. Det observeres markert baksprekk.
64	Markert og relativt jevnt sprekkplan underkutter større fjellparti med fall ned mot veien. Det observeres også markerte vertikalgående sprekker som kan avløse partier av mindre volum, i tillegg til baksprekk som kan tyde på noe avløsning i bakkant.
65	Flere blokker som har avløsende baksprekk. Da grøfta er såpass bred vil mindre utfall potensielt havne i grøfta, mens større utfall kan havne på veibanen.
66	Blokk som ser ut til å ha underkuttende sprekk. Det observeres baksprekker fra øst, hvor resten av partiet er skjult under vegetasjon. Blokka vil potensielt havne på veien.
67	Parti med markert underkutting og som er forankret med sju bolter.
68	Parti med spor fra tidligere utglidning av enkeltblokk. Partiet har markerte og jevne underkuttende sprekker som vil kunne være potensielle glideplan. Blokkene vil potensielt havne på veien ved utfall.
69	Område i veiskjæring med mye forvitring, hvor småfallent berg vil kunne forekomme.
70	To større blokker (a og b) i toppen av fjellvegg som underkuttet av potensielle glideplan med fall mot veien. Potensielle utfall vil kunne treffe veien i stor hastighet. Lokaliteten er også beskrevet i rapport av Heggstad og Johannessen (1998).
71	Parti av ulike størrelser (a, b og c) med underkuttende potensielle glideplan. På grunn av vegetasjon over er det vanskelig å få øye på utvikling av baksprekker, men tydelige baksprekker ses enkelte plasser hvor det ikke er vegetasjon.
72	To store overheng med markerte vertikale sprekkese. Partiene er sannsynligvis trykkavlastet etter tidligere hendelser, og har tyngdepunktet flyttet langt ut. Det er også observert tidligere avskalling av steinmasser over partiet.
73	Parti med løsmasser og mindre steinblokker som hviler på sva direkte over veibanen. Utvasking av løsmasser vil kunne føre til utfall av mindre blokker ut på veibanen. Området preges av vannsig.
74	Stor blokk som ser ut til å ha markert baksprekk. Området preges av vannsig.

-
- 75 Forvitret parti som er forankret med 10 bolter, hvor risiko vil kunne være småfallent berg og utfall av mindre blokker. Veigrøften er bred, og mindre utfall vil trolig ikke havne på veibanen.
-
- 76 Større fjellparti som ser ut til å være underkuttet av sprekkeseett med fall ned mot veien. Det er utført systematisk bolting som forankring av partiet tidligere. Forvitret parti like ved har potensiale for småfallent berg.
-
- 77 Høytliggende storblokk som ser ut til å være underkuttet med fall mot veien. Underkutting er trolig gjennomsettende, da sprekk ses fra begge sider.
-
- 78 Større fjellparti i toppen av veiskjæring som ser ut til å være underkuttet med fall ned mot veien. Blokken er boltet på flere plasser.
-
- 79 Tilsvarende lokalitet 78.
-
- 80 Store flak med tydelig og markert forskifring underkutter fjellparti. Glideplanene er jevne og har fall mot veien. Det er utført systematisk bolting av partiet.
-
- 81 Boltet blokk med tydelig og markert baksprekk.
-
- 82 Overheng med fjernet understøtte i toppen av veiskjæring.
-
- 83 Stor blokk som har markerte baksprekker inn fra begge sider. Det er utført systematisk bolting av partiet.
-
- 84 Blokk som hviler på sva med fall ned mot veien, og med markert baksprekk.
-

Potensielt stabilitetsproblem, estimert volum (m³) og masse (kg) er oppsummert i tabell 4.8 og 4.9. Tabell 4.8 oppsummerer lokalitetene i skråningen og tabell 4.9 langs veien.

Tabell 4.8 Oppsummering av lokalitetene i skråningen med potensielt stabilitetsproblem, estimert volum og beregnet masse til RocFall-analyse.

Lokalitet	Potensielt stabilitetsproblem	Estimert volum (m³)	Masse (kg)
1	Avløst blokk	0.5	1 475
2	Utvelting	150-300	737 500
3	Avløste blokker	1-2	5 900
4	Planutglidning	0.3-0.4	1 180
5	Avløst blokk	0.3-0.4	1 180
6	Plan-/kileutglidning	Opptil 0.6	1 770
7	Planutglidning	3	7 500
8a	Avløst blokk	1	2 500
8b	Planutglidning	7-8	23 600
9	Utvelting	400-600	1 475 000
10	Løse blokker bak trær	Opp mot 1	2 950
11	Løse blokker bak trær	Opp mot 1	2 950
12	Avløste blokker	0.3	885
13	Utvelting	3	8 850
14	Løse blokker	0.5-1	2 950
15	Avskalling/trykkavlastning	0.3-0.4	1 180
16	Utvelting/kileutglidning	3	8 850
17	Utvelting	Opptil 30	88 500
18	Hammer/blokk	5-6	17 700
19	Trykkavlastning	0.2	590
20	Trykkavlastning	1-2	5 900
21	Utvelting	2-2.5	7 375
22	Avløst blokk	0.5-0.6	1 770
23a	Planutglidning av fjell	Hundretalls	885 000
23b	Avløst blokk	0.2-0.3	885
23c	Avløste blokker	0.2-0.3	885
24	Planutglidning av fjell	Tusentalls	2 950 000
25a	Utvelting	3-4	11 800
25b	Avløst blokk	6-7	20 650
25c	Trykkavlastning	10-15	44 250
26	Løse blokker bak tre	0.1-0.5	1 475
27a	Trykkavlastning	0.7-0.8	2 360
27b	Kileutglidning	3	8 850
28	Utvelting eller kileutglidning	10-12	3 5400
29a	Trykkavlastning	1.3-1.4	4 130
29b	Avløste blokker	0.1-0.6	1 770
29c	Planutglidning	20-30	88 500
30	Planutglidning	5-6	17 700
31	Utvelting	30	88 500

32	Utvelting	2	5 900
33a	Løse blokker	2	5 900
33b	Trykkavlastning	1-2	5 900
34	Trykkavlastning	Opptil 1	2 950
35	Avløst blokk	1	2 950
36a	Løs blokk	4-5	14 750
36b	Løs blokk	0.8-1	2 950
37	Avløst blokk/hammer	2-3	8 850
38	Utvelting	4	11 800
39a	Løse blokker	Opptil 1	2 950
39b	Løs blokk	2-3	8 850
40	Kileutglidning	8-10	29 500
41	Utvelting	100	295 000
42	Utvelting	300-400	1 180 000
43	Løse blokker/masser	2-3	8 850
44	Planutglidning av fjellet	Flere tusener	5 900 000
45	Løse blokker	Opptil 0.1	295
46	Utvelting	6	17 700
47	Løse blokker	0.3-0.7	2 065
48	Løs blokk	1.8-2	5 900
49	Løse blokker	0.2	590
50	Utvelting	500-1000	2 950 000
51	Løse blokker	0.2-0.3	885
52	Utvelting av blokk	0.2-0.3	885
53a	Løse blokker	3-4	11 800
53b	Utvelting	6-7	20 650
53c	Løse blokker	0.2-0.3	885
53d	Avløst blokk	0.2-0.3	885
53e	Planutglidning	1	2 950
53f	Utvelting	3	8 850
54	Avløst blokk	2.2-2.3	6 785
55	Trykkavlastning	7-8	23 600
56	Utvelting	5-6	17 700
57	Planutglidning	1	2 950
58	Planutglidning	15-16	47 200
59	Løse blokker	0.3-0.4	1 180

Tabell 4.9 Oppsummering av lokalitetene langs veien med potensielt stabilitetsproblem, estimert volum og beregnet masse.

Lokalitet	Potensielt stabilitetsproblem	Estimert volum (m³)	Masse (kg)
60	Utvelting	1.8-2	5 500
61	Planutglidning	2.4	7 080
62	Planutglidning	6-7	20 000
63	Utvelting	7-8	22 000
64	Planutglidning	20-25	70 000
65	Utvelting	4-5	14 000
66	Plan- eller kileutglidning	9-10	29 000
67	Planutglidning	18-20	59 000
68	Planutglidning	4-12	30 000
69	Kileutglidning	18-20	59 000
70	Planutglidning	20-30	85 000
71a	Planutglidning	5-6	17 000
71b	Planutglidning	50-60	170 000
71c	Planutglidning	150-200	550 000
72	Trykkavlastning	45-90	250 000
73	Planutglidning	2-3	8 000
74	Utvelting	5-6	17 000
75	Trykkavlastning	0,1-0,5	1 000
76	Planutglidning	60-70	200 000
77	Plan- eller kileutglidning	20-25	70 000
78	Planutglidning	40-50	140 000
79	Plan- eller kileutglidning	20	59 000
80	Planutglidning	50-60	177 000
81	Utveltning	3	8 850
82	Trykkavlastning	1	2 950
83	Planutglidning	3-4	11 000
84	Avløst blokk	2-3	8 000

4.2 Laboratoriemålinger

4.2.1 Tilt-forsøk

Gjennomsnittsverdiene fra tilt-forsøk for kjerneprøvene fra det østlige og det vestlige området er gitt i tabell 4.10, hvor φ_b og φ_r er henholdsvis basis friksjonsvinkel og residual friksjonsvinkel. Verdiene for samtlige av de 72 målingene i tilt-forsøket er gitt i vedlegg F.

Tabell 4.10 Basis og residual friksjonsvinkel.

	φ_b	φ_r
Østlig område	27	24
Vestlig område	26	20.6
Gjennomsnitt	26.5	22.3

Residual friksjonsvinkel er gitt ved formel 2.15. Fra tilt-forsøket gis residual friksjonsvinkel for det østlige og vestlige området på henholdsvis 24° og 20.6° , med et gjennomsnitt på 22.3° for hele studieområdet.

4.2.2 UCS-forsøk og bestemmelse av tyngdetetthet

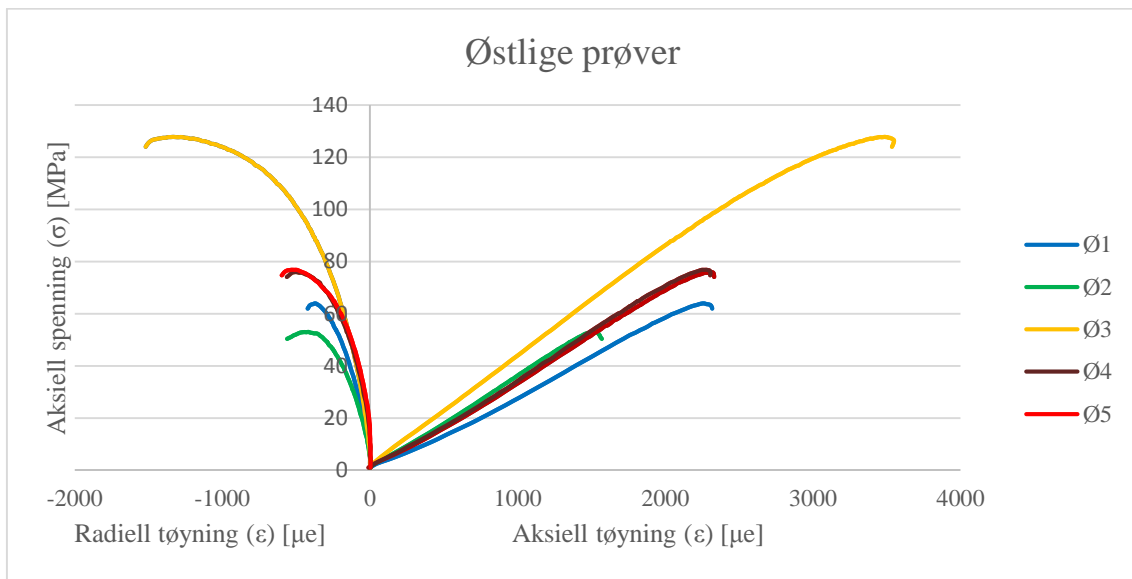
Resultater fra UCS-forsøk og bestemmelse av tyngdetetthet er gitt i tabell 4.11 for kjerneprøvene fra det østlige og 4.12 fra det vestlige området. Tabellene gir verdier for tyngdetetthet (γ), trykkfasthet (UCS), E-modul (E) og Poissons forholdstall (ν). Figur 4.7 viser tøyingsgrafene for prøvene fra det østlige og figur 4.8 fra det vestlige området.

Tabell 4.11 Resultater fra UCS-forsøk på de østlige prøvene.

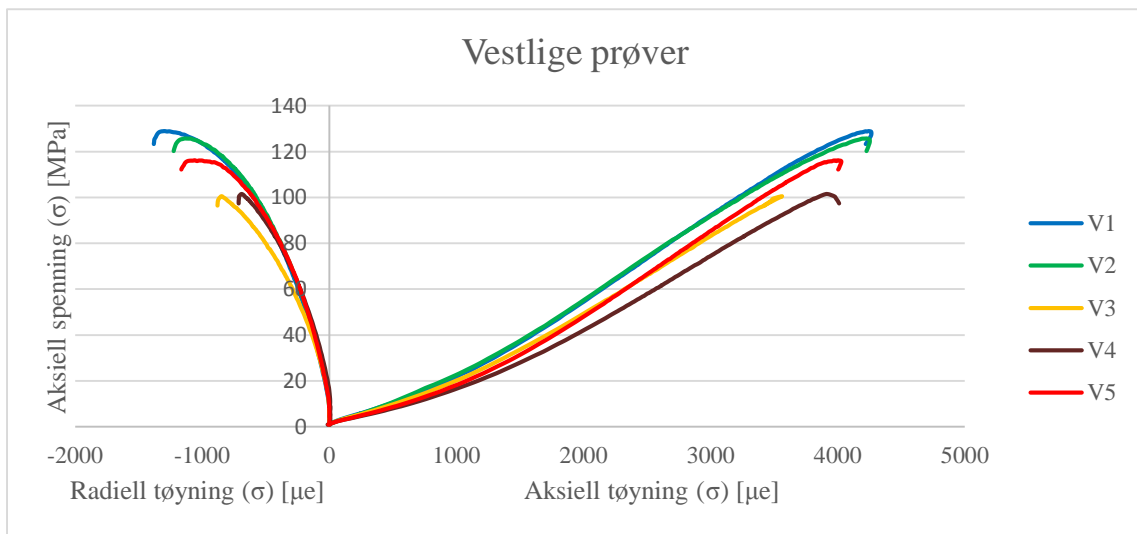
Prøve	Diameter (mm)	Lengde (mm)	L/D	Bruddvinkel ($^\circ$)	γ (kN/m ³)	UCS (MPa)	E (GPa)	ν
Ø1	36.13	92.56	2.56	50	29.68	63.9	31.69	0.14
Ø2	36.11	92.59	2.56	55	29.58	53	37.99	0.21
Ø3	36.12	92.62	2.56	65	29.72	127.8	42.62	0.24
Ø4	36.10	92.54	2.56	45	29.26	76	37.72	0.18
Ø5	36.11	92.53	2.56	60	29.29	76.8	36.96	0.16
			Gj.snitt	55	29.51	79.5	37.40	0.19

Tabell 4.12 Resultater fra UCS-forsøk på de vestlige prøvene.

Prøve	Diameter (mm)	Lengde (mm)	L/D	Bruddvinkel (°)	γ (kN/m ³)	UCS (MPa)	E (GPa)	ν
V1	36.28	91.71	2.53	70	28.91	128.9	37.52	0.27
V2	36.29	91.61	2.52	60	29.01	125.7	38.07	0.26
V3	36.26	91.03	2.51	60	28.81	100.5	32.81	0.26
V4	36.28	91.94	2.53	50	28.85	101.5	33.23	0.25
V5	36.25	91.92	2.54	70	28.96	116.1	37.65	0.24
Gj.snitt				62	28.91	114.5	35.86	0.26



Figur 4.7 Tøyningsgrafene til de østlige prøvene, Ø1-Ø5.

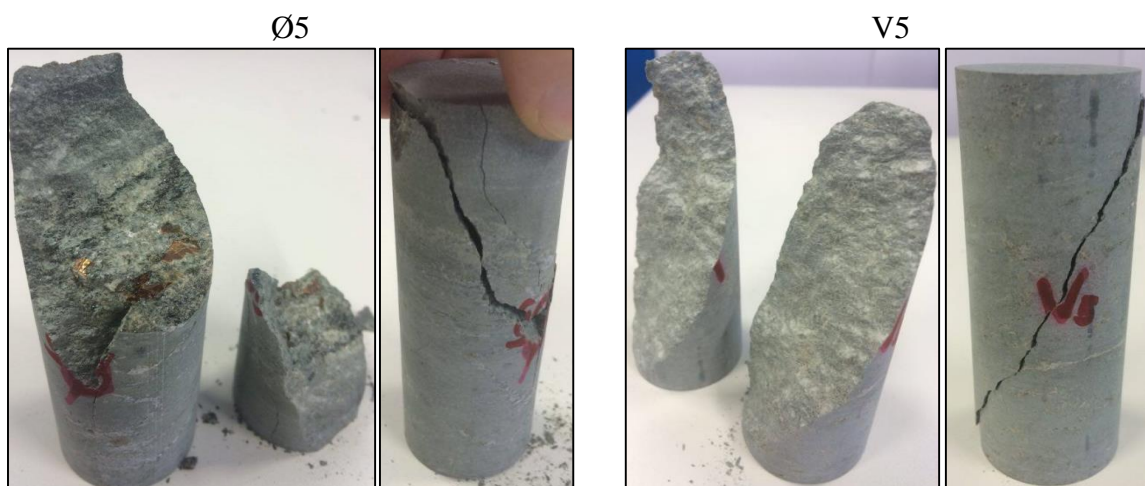


Figur 4.8 Tøyningsgrafene til de vestlige prøvene, V1-V5.

De østlige prøvene viser gjennomsnittlig enaksial trykkfasthet på 79.5 MPa, hvor prøve Ø3 avviker betydelig fra de andre. De vestlige prøvene viser gjennomsnittlig enaksial trykkfasthet på 114.5 MPa, uten særlig variasjoner.

Prøvene fra det østlige området klassifiseres i henhold til ISRM (1978b) som «sterkt» berg og prøvene fra det vestlige området som «veldig sterkt» berg.

Figur 4.9 viser bilder av prøvene Ø5 og V5 etter testing, fra henholdsvis det østlige og vestlige området. Vedlegg G viser bildeoversikt for alle kjerneprøvene, Ø1-Ø5 og V1-V5. Bruddvinkelen for alle prøvene ligger mellom 45 og 70° i forhold til horisontalplanet.



Figur 4.9 Bilde av kjerneprøve Ø5 og V5 fra henholdsvis det østlige og vestlige området (Foto: Erlend Alvestad).

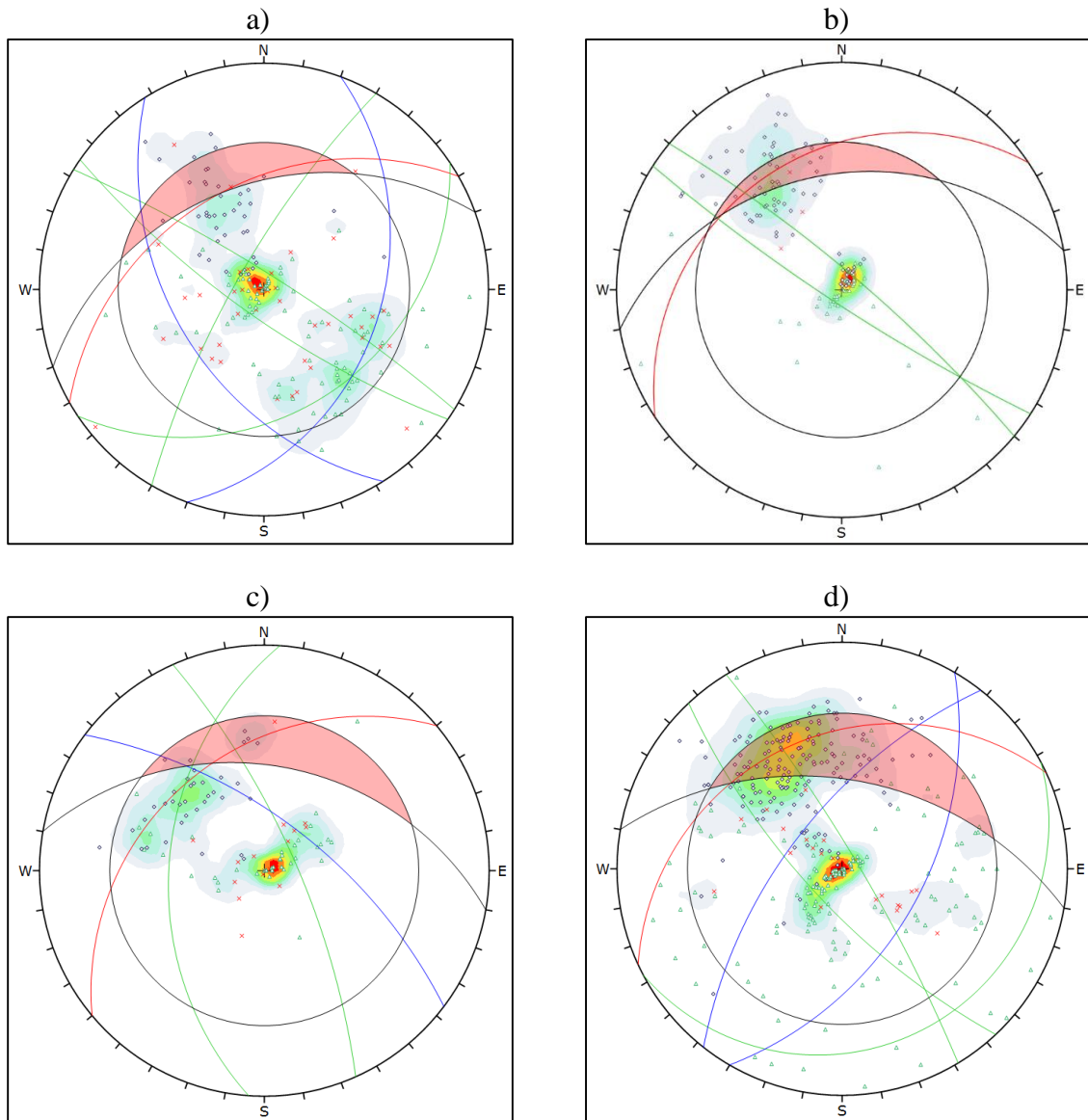
4.3 Kinematisk analyse

Inngangsparameterne til analysen er oppsummert i tabell 4.13 med skråningens fallvinkel, skråningens fallretning og friksjonsvinkelen til bergmassen.

Tabell 4.13 Inngangsparameterne til kinematisk analyse i Dips.

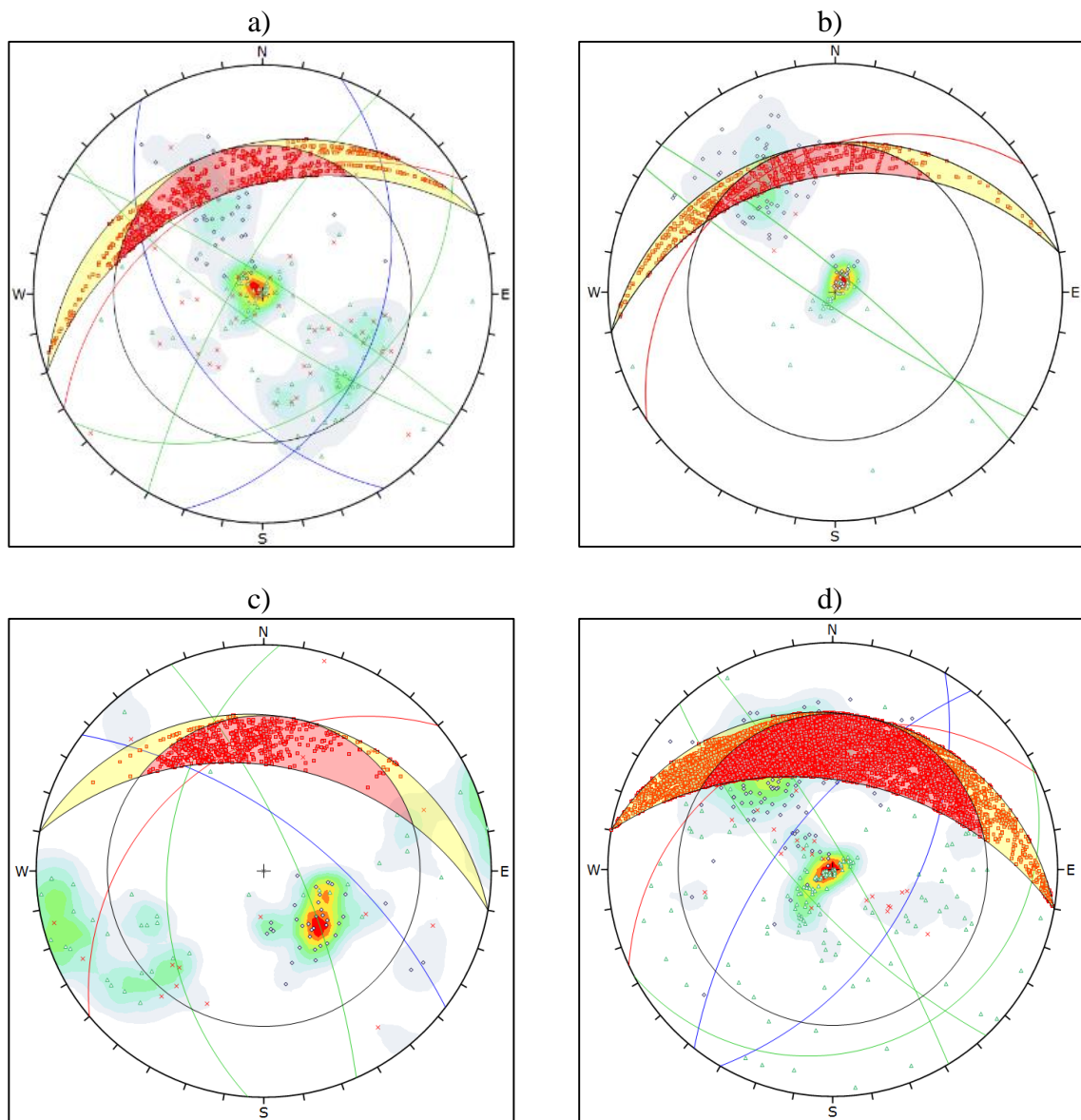
Profilnummer	Skråningens fallvinkel	Skråningens fallretning	Friksjonsvinkel
4000-5000	40	340	24.0
5000-5400	36	350	24.0
5400-5650	40	10	20.6
5650-6300	47	10	20.6

Resultat fra kinematisk analyse for planutglidning er gitt i figur 4.10, for kileutglidning i figur 4.11 og for utvelting i figur 4.12. Det røde skraverte feltet i stereogrammene viser hvor det kan skje utglidning eller utvelting som følge av de strukturelle forholdene i bergmassen.



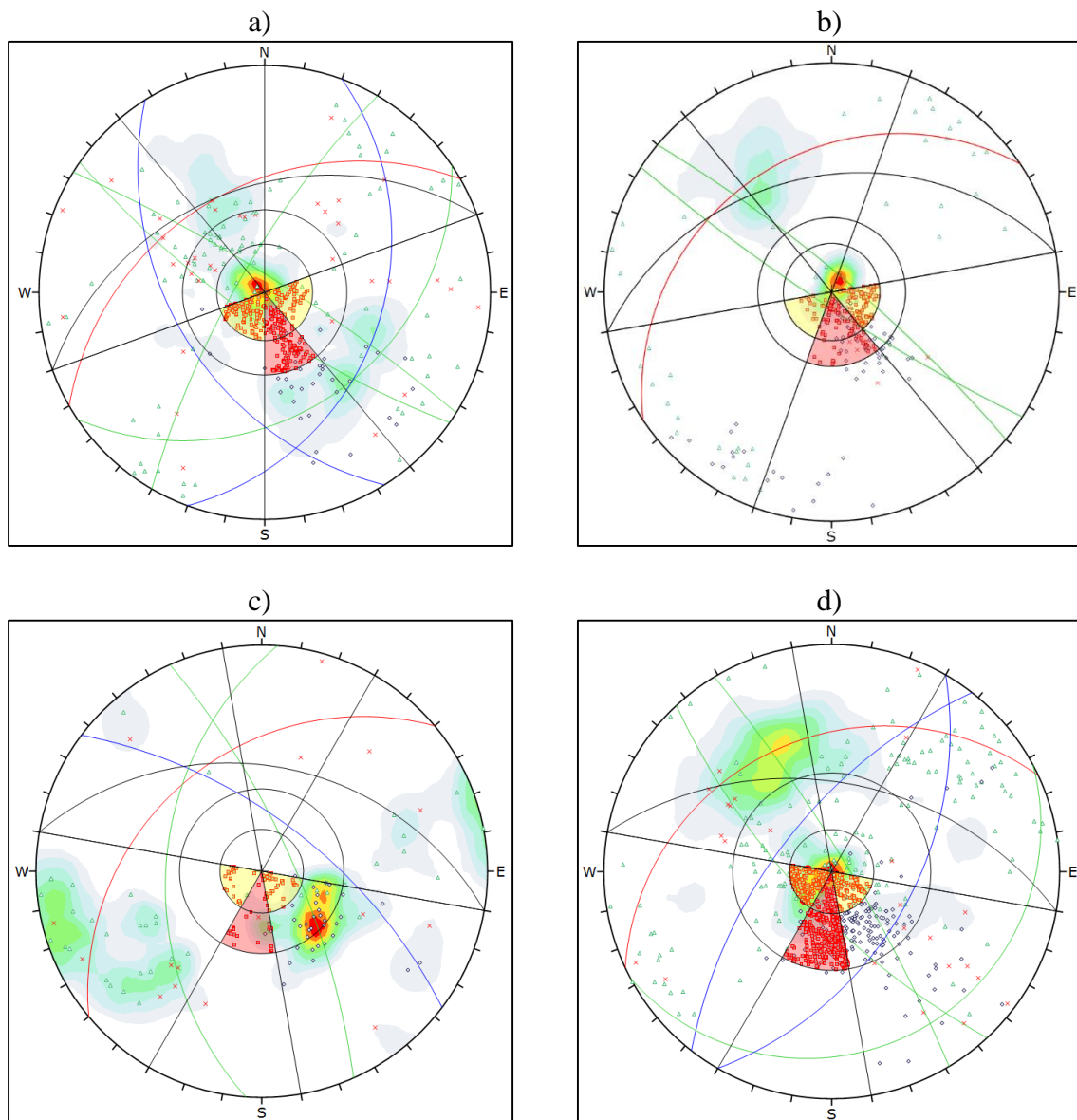
**Figur 4.10 Kinematisk analyse for planutglidning i Dips for de ulike områdene;
a) Profilnummer 4000-5000, b) 5000-5400, c) 5500-5650, d) 5650-6300.**

Den kinematiske analysen for planær utglidning viser at utglidningsformen kan forekomme i relativt stort omfang langs hele studieområdet. Fallet til de potensielle planære utglidningene er direkte ned mot veien, mot nord/nordøst.



**Figur 4.11 Kinematisk analyse for kileutglidning i Dips for de ulike områdene;
a) Profilnummer 4000-5000, b) 5000-5400, c) 5500-5650, d) 5650-6300.**

Analysen for kileutglidning viser den samme tendensen som for planær utglidning, altså at kileutglidning kan forekomme i relativt stort omfang langs hele studieområdet. Fallet til de potensielle kileformede utglidningene er direkte ned mot veien, mot nord/nordøst.



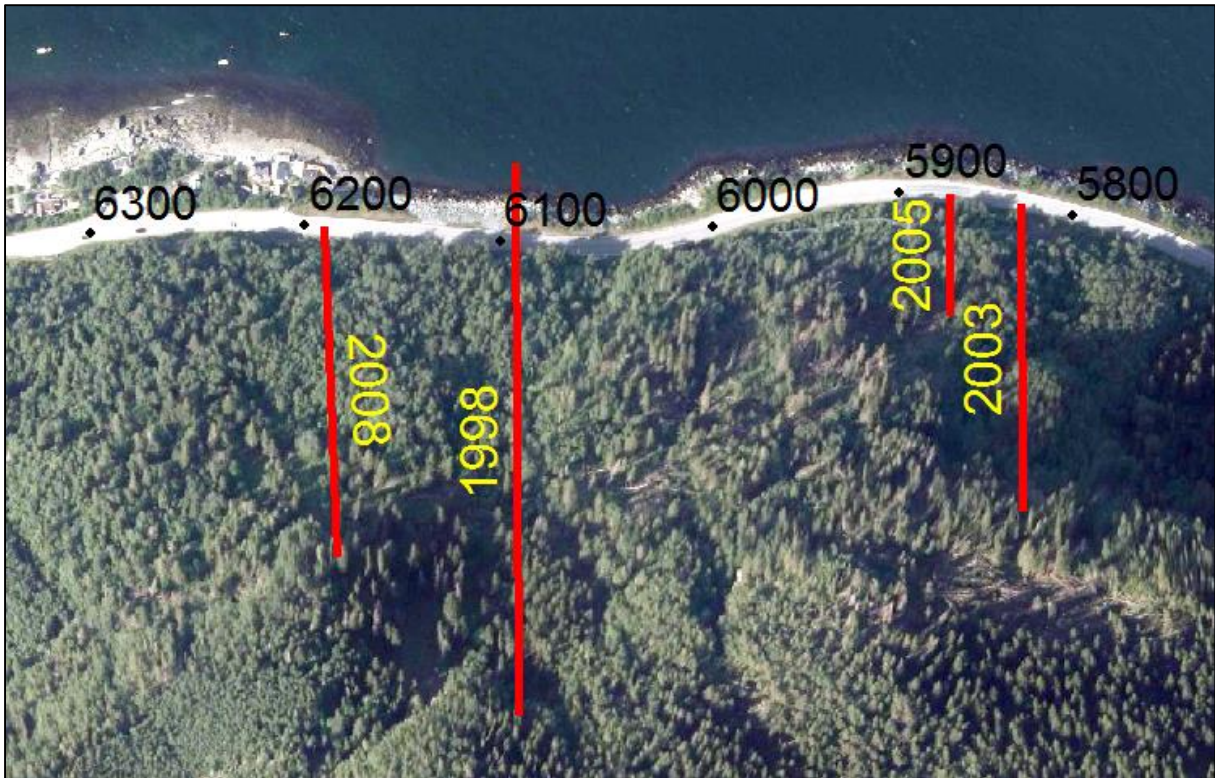
**Figur 4.12 Kinematisk analyse for utvelting i Dips for de ulike områdene;
a) Profilnummer 4000-5000, b) 5000-5400, c) 5500-5650, d) 5650-6300.**

Den kinematiske analysen for utvelting viser at det er relativt stort omfang av steile baksprekker som kan avløse steinblokker og fjellpartier langs hele studieområdet. Sprekkegeometrien viser at mange blokker kan velte ut og rulle ned mot veien.

4.4 Probabilistisk analyse

4.4.1 Tilbakeberegning

Tilbakeberegninger som er utført i RocFall er basert på dokumentasjon fra fire skredhendelser fra 1998, 2003, 2005 og 2008. De antatte skredbanene for de fire hendelsene er illustrert i figur 4.13. Simulering av de fire skredhendelsene er utført uten fanggjerdjer i modellen.



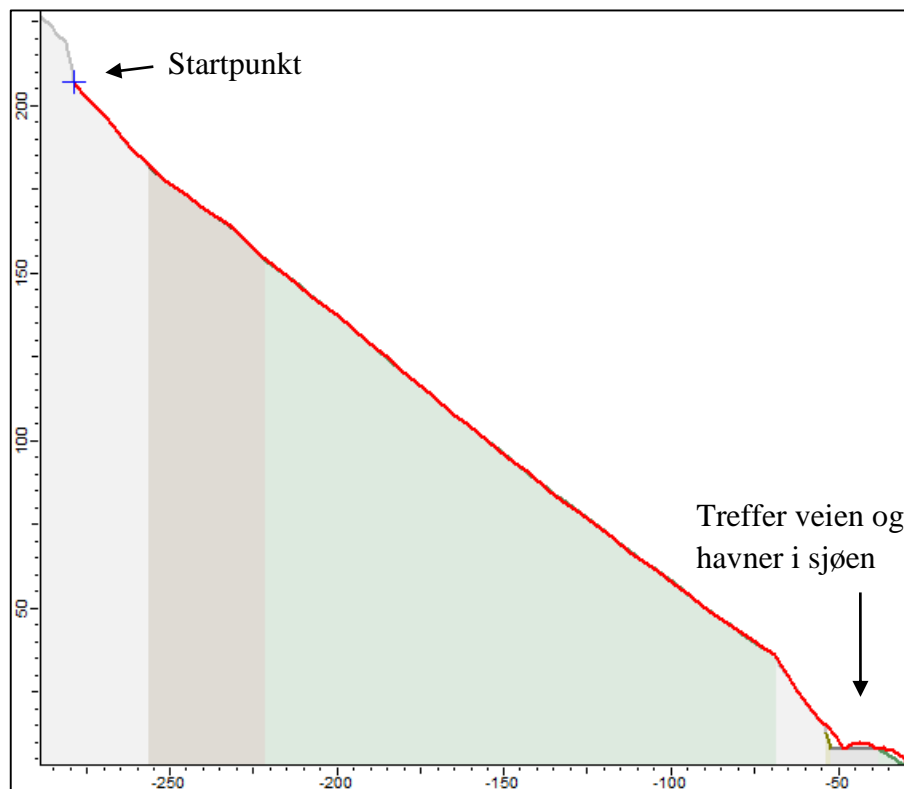
Figur 4.13 De fire skredhendelsenes utløp illustrert i rødt i ArcGis.

4.4.1.1 Steinsprang 19. desember 1998

Ved denne hendelsen løsnet totalt 50 m³, hvor 10 m³ nådde utløpssonen. Steinspranget hadde sitt utspring i en høy vertikal fjellvegg rundt 200 meter over veien, hvor mesteparten av steinmassene stoppet opp i skogen ovenfor veien. Steinen som traff veien klippet ned fanggjerdet, skadet rekkverket og rullet ned i sjøen (Heggstad, 1999). Figur 4.14 viser bilde fra løsneområdet til blokkene og figur 4.15 viser simulert skredbane i RocFall. Den simulerte skredbanen stemmer godt overens med den reelle hendelsen.



Figur 4.14 Det antatte løsneområdet og utløpsbanen fra hendelsen i 1998 (Foto: Erlend Alvestad).



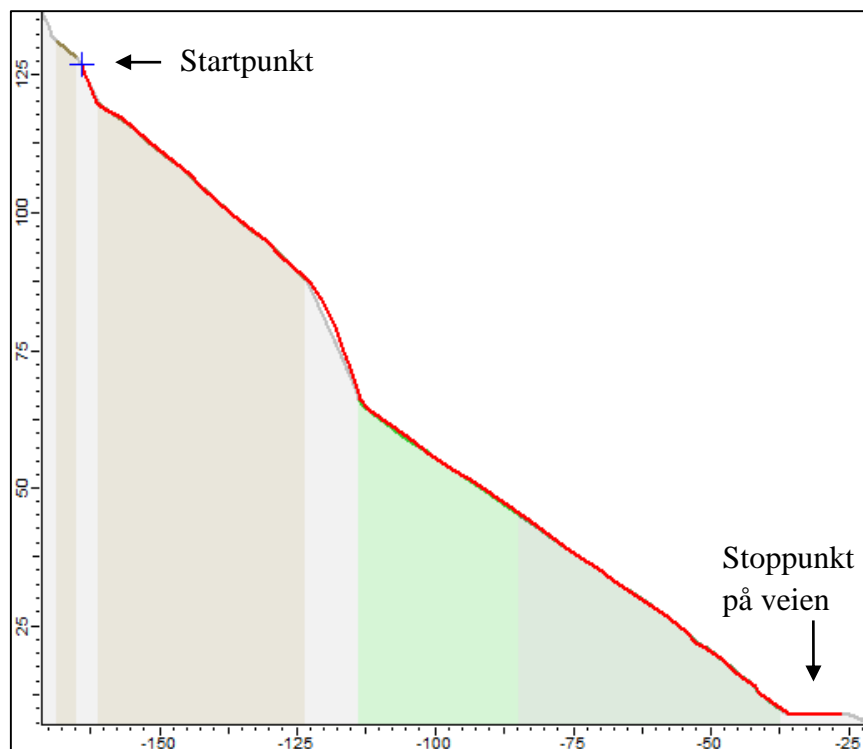
Figur 4.15 Skredløpet til hendelsen fra 1998 i RocFall og løsneområde i blått kryss.

4.4.1.2 Steinsprang 17. desember 2003

I 2003 ble en mindre stein med volum rundt 0.3 m^3 liggende på veiens midtlinje etter et steinsprang (Lillevik, 2009). Utløpsbanen var omtrent som illustrert i figur 4.16. Figur 4.17 viser simulert skredbane i RocFall, som stemmer godt overens med den reelle hendelsen.



Figur 4.16 Utløpsbanen til steinspranget fra 2003 (Lillevik, 2009).



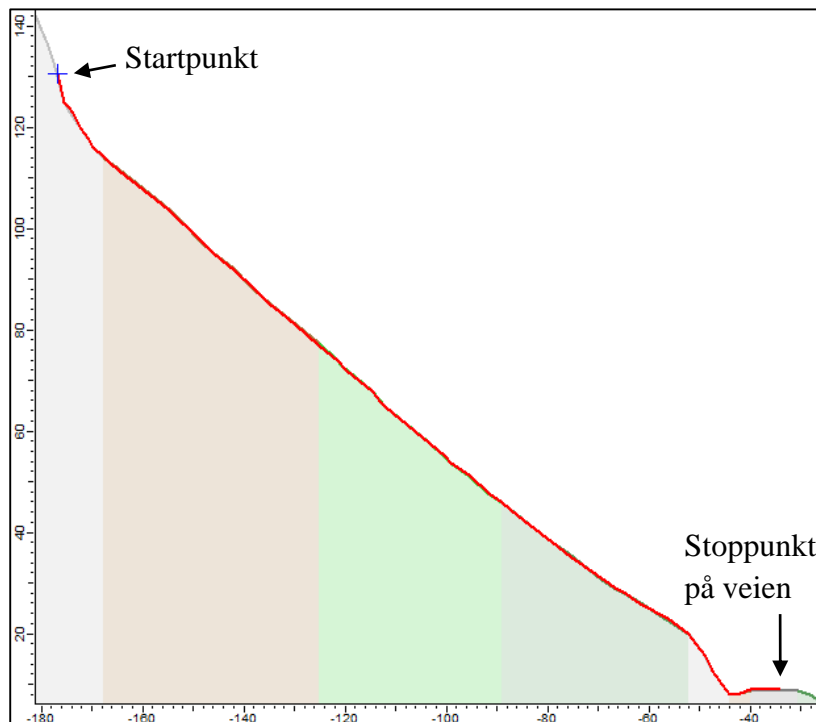
Figur 4.17 Skredløpet til hendelsen fra 2003 i Rocfall med løснеområde i blått kryss.

4.4.1.3 Steinsprang 29. september 2005

Totalvolumet på dette steinspranget var opp mot 100 m^3 , hvor en stor steinblokk på omlag 75 m^3 ble liggende midt på veibanen. Selve løsneområdet var omlag 100 høydemeter over veien. I forkant av steinspranget var det ikke observert noe særlig med nedbør, men en del vind som kan antyde «jekking» som utløsende årsak. Veien var stengt i ei uke som følge av hendelsen (Lillevik, 2009). Figur 4.18 viser storblokka som havnet på veibanen. Figur 4.19 viser den simulerte skredbanen i RocFall, som stemmer godt overens med den reelle hendelsen.



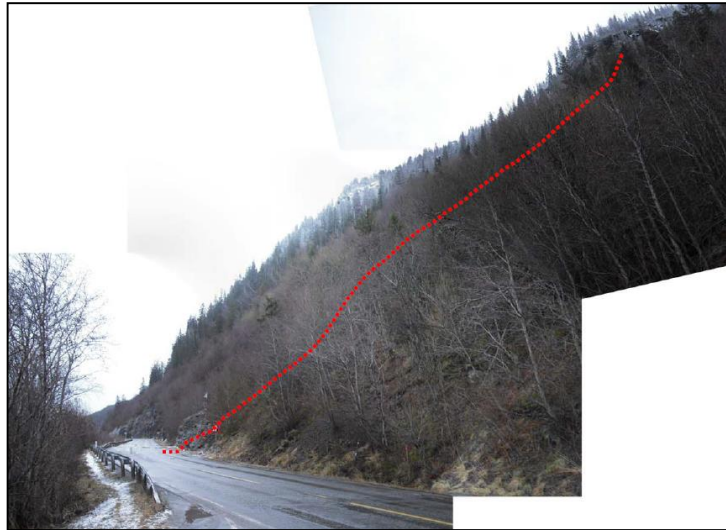
Figur 4.18 Storblokka fra 2005 som havnet på veibanen (Lillevik, 2009).



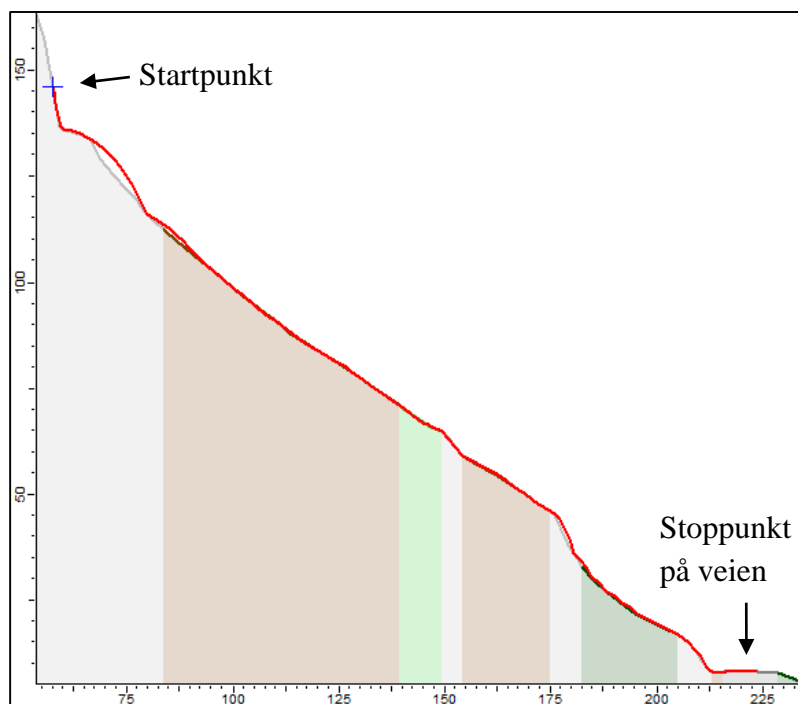
Figur 4.19 Skredløpet av hendelsen i 2005 i RocFall med løsneområde i blått kryss.

4.4.1.4 Steinsprang 31. desember 2008

Steinspranget løsnet omlag 150 høydemeter over veien. Totalt i steinspranget løsnet rundt 20 m³ hvor kun én blokk på rundt 0.2 m³ havnet på veibanen. Kildeområdet var vanskelig å identifisere på grunn av mye trær og vegetasjon (Lillevik, 2009). Figur 4.20 illustrerer omtrentlig skredbane. Figur 4.21 viser simulert skredbane, som stemmer godt overens med den reelle skredhendelsen.



Figur 4.20 Utløpsbane for steinspranget fra 2008 (Lillevik, 2009).



Figur 4.21 Skredløpet for hendelsen i 2008 i RocFall med løснеområde i blått kryss.

4.4.2 Inngangsparametere og materialegenskaper

Ved justering av materialfaktorer og bruk av erfaringstabeller fra Rocscience (2016c) stemmer skredløpene i RocFall til hver av de fire enkelthendelsene godt overens med de reelle hendelsene.

Tabell 4.14 oppsummerer de endelige materialfaktorene som er valgt fra tilbakeberegningen og som er brukt for videre analyser av potensielle hendelser.

Tabell 4.14 Oppsummering av materialfaktorer brukt for analysen i RocFall.

Type	Materialparameter	Verdi	Fordeling	Std.avvik
Grov talus	Normalrestitusjon	0.5	Normal	0.06
	Tangentialrestitusjon	0.65	Normal	0.06
	Friksjonsvinkel	28		
	Skråningsruhet		Normal	3
Middels talus	Normalrestitusjon	0.5	Normal	0.06
	Tangentialrestitusjon	0.5	Normal	0.06
	Friksjonsvinkel	21		
	Skråningsruhet		Normal	1
Fin talus	Normalrestitusjon	0.3	Normal	0.06
	Tangentialrestitusjon	0.8	Normal	0.06
	Friksjonsvinkel	14		
	Skråningsruhet			
Grønnstein	Normalrestitusjon	0.487		
	Tangentialrestitusjon	0.91		
	Friksjonsvinkel	6		
	Skråningsruhet			
Asfalt	Normalrestitusjon	0.4		
	Tangentialrestitusjon	0.9		
	Friksjonsvinkel	6		
	Skråningsruhet			

I analysen av potensielle hendelser er det for hver enkelt lokalitet kjørt 200 simuleringer. Hvert koordinat langs skråningsprofilen (både x- og y-koordinater) er gitt standardavvik på 0.1 m. Massetetthet gis videre et standardavvik på 50 kg/m³ for å ta høyde for lokale variasjoner i bergmassen, i tillegg til at det er satt opp standardavvik på fem prosent for massen til hver enkelt blokk.

For videre analyser av potensielle hendelser er barrierer satt opp for hvert profil hvor det er fanggjerder. Fanggjerdene er satt til fire meter høyde med kapasitet på 3000 kJ, tilsvarende de fanggjerdene som er montert. Fanggjerdet på toppen av gabionmuren ved profilnummer 5600 er satt til tre meter høyde.

Følgende prosjektinnstillinger og parametere er brukt i analysen:

- Analysemetoden «lump mass», som simulerer steinsprangene som et punkt, og som dermed kun tar i betraktning blokkens masse.
- Standard utvalgsmetode «Monte-Carlo».
- Skalering av normalrestitusjonskoeffisienten er avslått, da dette ga det mest realistiske bildet i forhold til de reelle hendelsene og anbefalinger ved simulering av hendelser ved lavere hastigheter (Rocscience, 2003).
- Alle hendelsene ble satt med starthastighet på 0 m/s, både ved horisontal-, vertikal- og rotasjons hastighet.
- Friksjonsvinkelen er bestemt ut fra formel 2.2, hvor R_T er tangentialrestitusjonen.

4.4.3 Analyse

Fra laboratoriemålinger og formel 3.1 ble gjennomsnittlig tyngdetetthet bestemt til 28.91 kN/m³ for kjerneprøvene i det vestlige området, noe som gir densitet på 2950 kg/m³ ved tyngdeakselerasjon på 9.81 m/s². Ved kjent densitet kan masse bestemmes ut fra estimert volum i felt.

Tabell 4.15 oppsummerer resultatene fra RocFall-analysen for hver enkelt lokalitet. Resultatene gis i:

- Antall steinblokker som havner i fanggjerdet.
- Maksimal energi blokkene har i fanggjerdet.
- Antall brudd på fanggjerdet.
- Antall steinblokker som havner på veibanen av de totalt 200 simuleringene.

Vedlegg H viser alle skredbanene i RocFall-analysen.

Tabell 4.15 Resultat fra RocFall-analysen for hver lokalitet med antall steinblokker i fanggerdet, maksimal energi i fanggerdet, antall brudd på fanggerdet og totalt antall steinblokker som havner på veibanen av de 200 simuleringene.

Lokalitet	Antall i fanggerdet	Maks energi (kJ)	Brudd på fanggerde	Antall på veibane
1	6	103		Ingen
2				Ingen
3	27	1 022		Ingen
4	12	154		Ingen
5	12	143		Ingen
6	5	119		Ingen
7	27	1 802		1/200
8a	30	867		1/200
8b	33	6 939	6	5/200
9	15	299 131	15	18/200
10	4	211		Ingen
11	20	738		Ingen
12	34	243		8/200
13	46	1 660		2/200
14	42	934		4/200
15	53	378		2/200
16	59	2 686		6/200
17	88	37 149	61	68/200
18	73	6 174	8	8/200
19	54	149		3/200
20	67	2 166		19/200
21	44	4 597	6	70/200
22	82	757		15/200
23a				-
23b				150/200
23c				165/200
24				-
25a	41	5 566	1	27/200
25b	52	13 368	9	37/200
25c				-
26	35	847		23/200
27a	4	237		Ingen
27b	8	764		Ingen
28	22	3 809	3	3/200
29a	22	883		2/200
29b	53	513		5/200
29c	46	26 307	34	26/200
30	17	3 336		1/200

31	35	44 518	30	46/200
32	49	2 217		4/200
33a	43	2 228		7/200
33b	47	1 874		18/200
34	38	1 220		12/200
35	39	637		5/200
36a	1	1 328		Ingen
36b	27	848		1/200
37	32	3 899		12/200
38	18	4 743	1	4/200
39a	6	522		Ingen
39b	14	1 289		3/200
40	27	8 552	15	15/200
41				-
42				-
43	4	292		Ingen
44				-
45	4	32		Ingen
46	16	4 394	1	10/200
47	11	224		2/200
48	8	980		3/200
49	31	126		3/200
50				-
51	11	193		4/200
52	28	277		10/200
53a	8	1 072		1/200
53b	25	11 555	4	12/200
53c	2	67		1/200
53d	20	180		7/200
53e	16	450		4/200
53f	18	2 241	1	6/200
54				Ingen
55				2/200
56				6/200
57				9/200
58				2/200
59				43/200

Lokalitet 23a, 24, 25c, 41, 42, 44 og 50 er ikke simulert i RocFall. Det er i disse tilfellene snakk om store masser, og konsekvensen ved utfall er vurdert som svært høy.

4.5 Numerisk analyse

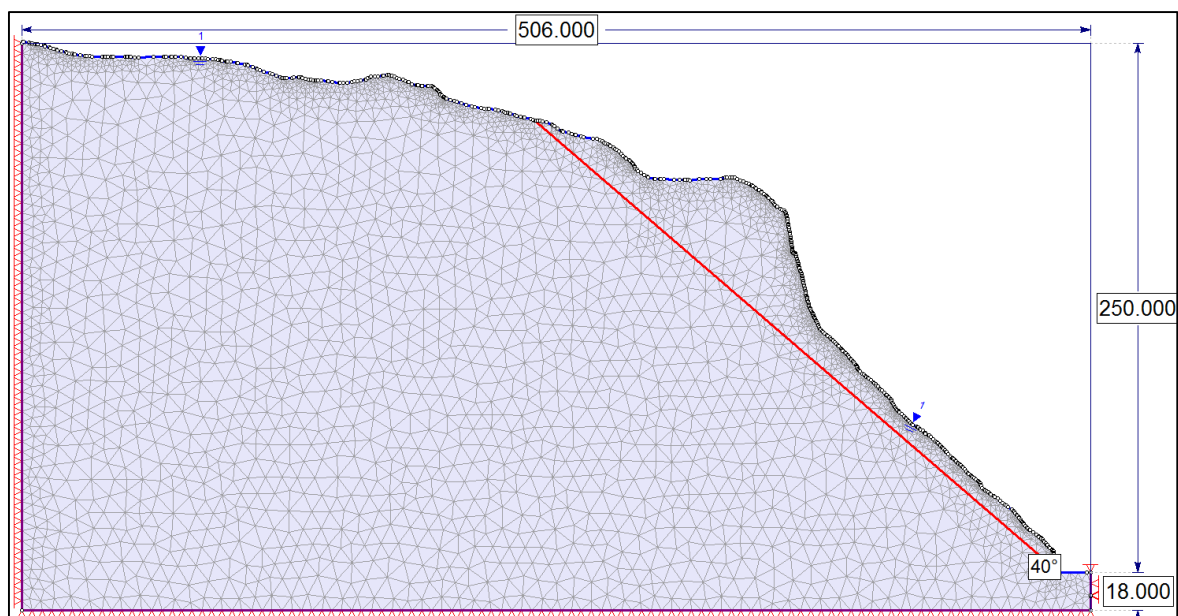
Tabell 4.16 oppsummerer de generelle prosjektinnstillingene som er valgt i analysen i Phase2.

Tabell 4.16 Generelle prosjektinnstillinger i Phase2.

Generelt	
Analysis type	Plain strain
Solver type	Gaussian Elimination
Spenning	
Maximum number of iterations	500
Tolerance	0.002
Convergence type	Absolute Energy
Mesh	
Mesh type	Graded
Element type	3 Noded Triangles
Mesh elements	300

4.5.1 Geometri

Endelig geometri til fjellpartiet i Phase2 er gitt i figur 4.22 med tilhørende vinkler og mål. Den røde streken representerer den antatt gjennomskjærende diskontinuiteten eller skjærsonen som er observert under fjellpartiet. Skjærsonen er målt til å ha en helning på rundt 40°.



Figur 4.22 Endelig geometri av modellen i Phase2 med vinkler (°) og mål (m).

4.5.2 Materialelegenskaper

Da fjellpartiet ligger i det vestlige området er de bergmekaniske parameterne (fra UCS-forsøk og tilt-forsøk) for prøven fra det vestlige området brukt i analysen. Det er for analysen valgt elastisk-plastisk modell. I et slikt tilfelle settes residualverdiene for styrkeparametere

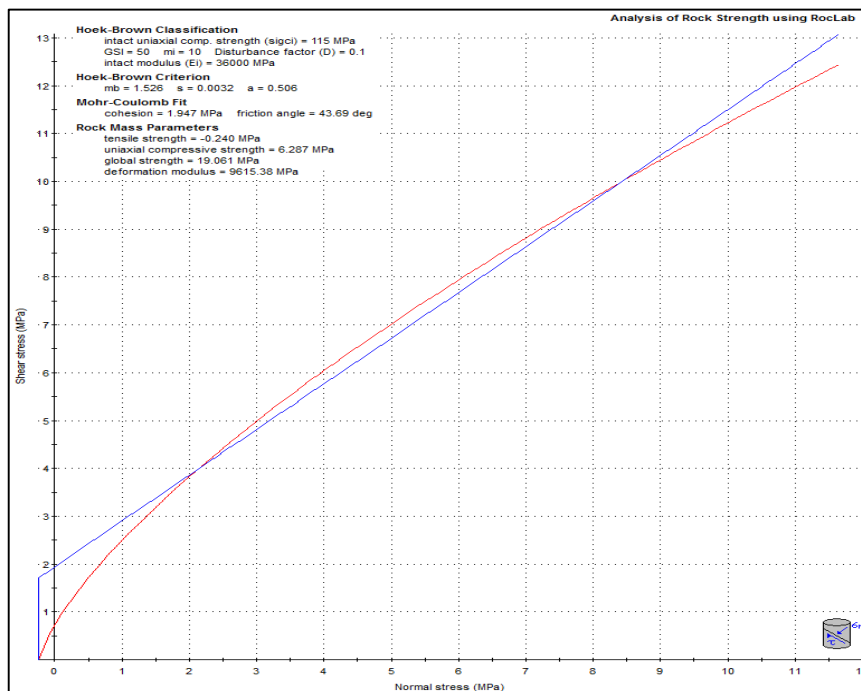
(kohesjon, friksjonsvinkel og tensjonsstyrke) i berget lik toppverdiene (Rocscience, 2016b). «Dilation value» settes lik 0. For videre å få nødvendige materialegenskaper utføres konvertering fra Hoek-Brown til Mohr-Coloumb bruddkriterer med programmet RocLab 1.0. Inngangsparameterne til konverteringen i RocLab er enaksial trykkfasthet (UCS), GSI-verdi, Hoek-Brown-konstanten (m_i), sprengningsskadekonstanten (D) og E-modul (E). Inngangsparameterne til konverteringen er gitt i tabell 4.17.

Tabell 4.17 Inngangsparameterne til konverteringen i RocLab (Hoek-Brown).

Enaksial trykkfasthet (UCS)	115 MPa
GSI	50
Hoek-Brown-konstanten (m_i)	10
Sprengningsskedefaktoren (D)	0.1
E-modul (E)	36000 MPa

Hoek-Brown-konstanten er satt til 10, tilsvarende skifer som ut fra erfaringstabeller i RocLab er 10 ± 3 . Videre er sprengningsskedefaktoren satt til 0.1, som tilsvarer tilnærmet uskadet berg.

Figur 4.23 viser resultat fra konverteringen hvor rød kurve viser kurven til Hoek-Brown kriteriet og blå kurve viser den ekvivalente Mohr-Coloumb kurven. Tabell 4.18 gir utgangsparemeterne fra konverteringene som brukes for bergmassen i Phase2-analysen.



Figur 4.23 Resultat fra konverteringen i RocLab.

Tabell 4.18 Utgangsparemetere fra konverteringen i RocLab (Mohr-Coloumb).

Kohesjon (c)	2.033 MPa
Friksjonsvinkel (φ)	43.08°
Tensjonsstyrke (τ)	-0.240 MPa

4.5.3 Sprekkeegenskaper

Det er i modellen satt opp en gjennomsettende diskontinuitet/skjærsone med fall på 40° ut fra målinger i felt. Diskontinuiteten er gitt grenseeenskapene «both ends open». Begge sprekkeender er altså åpne, da diskontinuiteten i begge ender grenser til en fri overflate (Rocscience, 2016b).

Tabell 4.19 viser inngangsparametere for sprekkeegenskaper, med Barton-Bandis bruddkriterie.

Tabell 4.19 Inngangsparametere for sprekkeegenskaper.

Barton-Bandis	
JRC	7.5
JCS	78 MPa
Residual friksjonsvinkel (φ_r)	20.6°

Sprekkeparameterne normalsprekkestivhet (k_n) og skjærsprekkestivhet (k_s) er de parameterne i modellen det knyttes størst usikkerhet til. Parameterne er ofte diffuse, og kan variere i stor grad fra ett tilfelle til ett annet. Tabell 4.20 er en sammenligningstabell for valg av k_n og k_s fra tidligere master- og doktoroppgaver fra NTNU. Tabellen bekrefter stor variasjon i valg av parametere.

Tabell 4.20 Sammenligningstabell fra tidligere oppgaver ved NTNU (k_n og k_s).

	Alvestad (2016)	Hole (2015)	Langeland (2014)	Sandøy (2012)	Loftesnes (2010)	Böhme (2014)
k_n (Mpa/m)		6	300	7234/2170	6000	7000
k_s (Mpa/m)		3	115	2989/897	2600	1000
Densitet (kN/m ³)	28.91	27.45	27.18	27	26	29
UCS (Mpa)	115	152	156	161	181	47
E (Mpa)	36000	53000	40000	63000	15000	15000
ν	0.26	0.25	0.11	0,21	0.17	0.1
GSI	50	35	65	50	65	50
JRC	7.5	6.8	9	5.9/8.9	3.2	7-16
JCS	78	146.7	60	155/150	181	
φ_r (°)	20.6	25.3	25.9	25/21	42	26
Sprekkeavstand (m)	1	0.2	5	1.5/5	5	0.5-2
Bergart	Grønnstein	Glimmer-skifer	Gneis	Granittisk gneis	Metaryolitt	Diverse

Wines og Lilly (2003) poengterer at dersom sprekker eller skjærsoner inneholder betydelig leirholdig fyllmateriale vil skjærstivheten reduseres betraktelig. Erfaringsmessig vil slike soner ha skjærstivhet som grovt sett varierer mellom 10 og 100 MPa/m, avhengig av mengde fyllmateriale.

Det er valgt å utføre analyse for tre ulike tilfeller med ulike sprekkestivheter, dette for å se i hvilken grad innhold av leirholdig fyllmateriale vil påvirke analysen. De tre ulike tilfellene er:

- Tilfelle 1 vil indikere betydelig leirholdig fyllmateriale.
- Tilfelle 2 vil indikere noe mindre leirholdig fyllmateriale.
- Tilfelle 3 vil indikere lite eller ingen leirholdig fyllmateriale.

Tabell 4.21 angir valg av normal- og skjærsprekkestivhet som brukes i analysen for de tre tilfellene.

Tabell 4.21 Endelig valg av normal- og skjærsprekkestivhet til analysen (MPa/m).

	k_n	k_s
Tilfelle 1	30	10
Tilfelle 2	300	100
Tilfelle 3	3000	1000

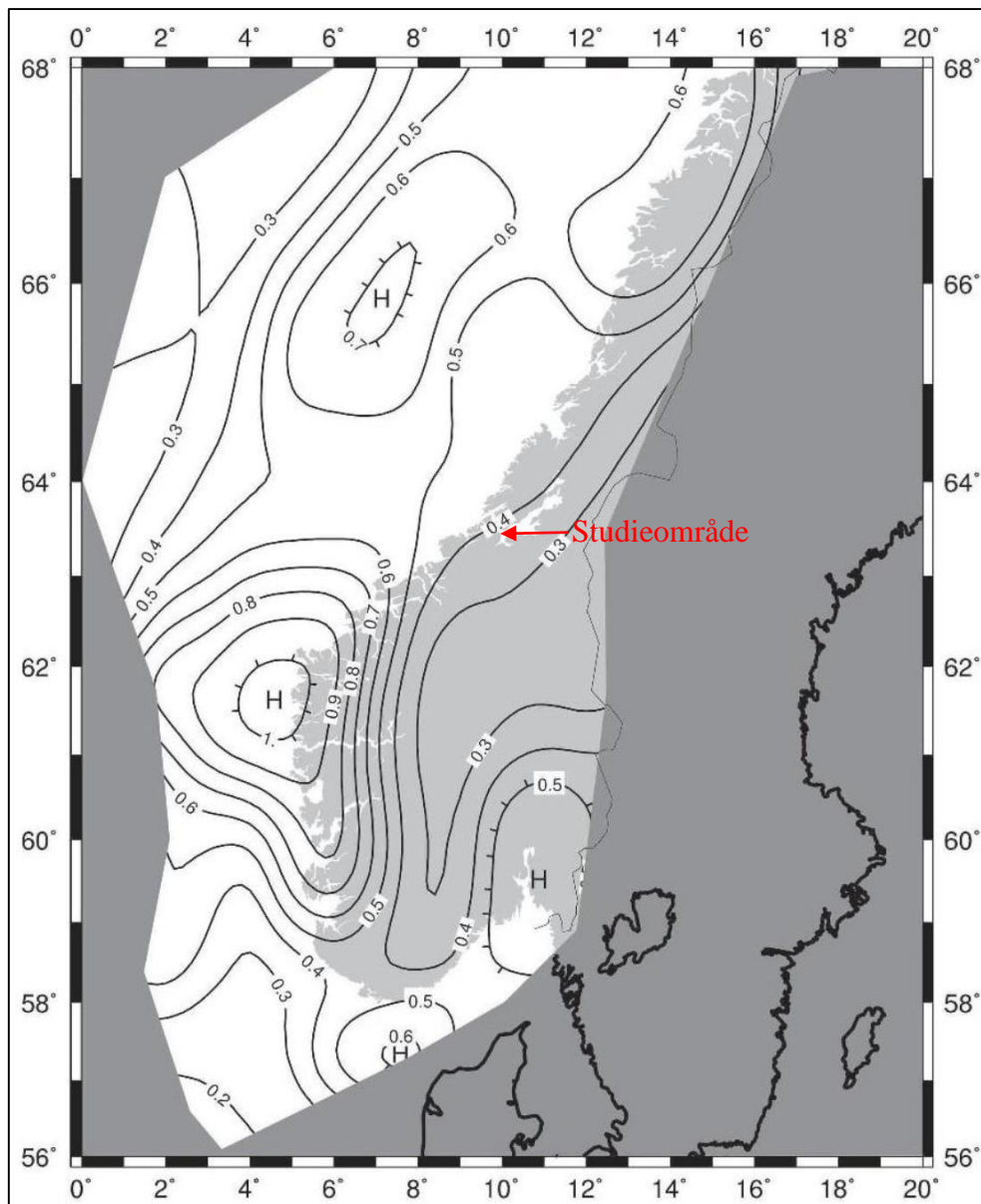
4.5.4 Spenning

«Gravity» er valgt som spenningstype med «Use actual ground surface» som underkategori. På grunn av manglende data på horisontalspenninger er det utført analyser med tre ulike horisontalspenninger, for å se hvordan stabilitetene påvirkes av dette. De tre ulike tilfellene er:

- Horisontalspenningene er lik vertikalspenningene ($\sigma_h/\sigma_v = 1$).
- Horisontalspenningene er halvparten av vertikalspenningene ($\sigma_h/\sigma_v = 0.5$).
- Horisontalspenningene er dobbelt så store som vertikalspenningene ($\sigma_h/\sigma_v = 2$).

4.5.5 Seismisk aktivitet

For bestemmelse av inngangsparameter til seismisk aktivitet for analysen i Phase2 er sonefordelinger fra figur 2.8 brukt, hvor studieområdet er markert i figur 4.24. Jordskjelvintensiteten for studieområdet er satt til 0.4 m/s² med et gjentaksintervall på 475 år (Standard Norge, 2014). Gitt en tyngdeakselerasjon på 9.81 m/s² fås en seismisk koeffisient på 0.04, som blir inngangsparameteren i Phase2.



Figur 4.24 Markering av studieområde i sonekart for jordskjelvintensitet (m/s^2).

4.5.6 Grunnvann

Grunnvannsnivået vil variere som følge av mange faktorer. De viktigste bidragsyterne for variasjon i nivået er som oftest nedbør og snøsmelting. Erfaring viser også at store nedbørsmengder og perioder med mye snøsmelting ofte er utløsende årsak til skredhendelser. Slike hendelser gir økt porevanntrykk og redusert friksjon i sprekker og porer (Bjordal, 2011).

Som følge av dette er vanntrykket i modellen satt slik at grunnvannspeilet står ved overflaten av skråningen. En slik situasjon gir et «verst tenkelig scenario», hvor vi har hatt store nedbørsmengder eller mye snøsmelting i en periode. Sprekker og porer vil i denne situasjonen være vannmettet. Det er nettopp i en slik situasjon man kan forvente størst risiko for et fjellskred av en slik størrelsesorden. Vannstrømning simuleres isotropt og homogent.

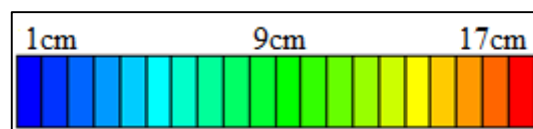
4.5.7 Analyse

Det er utført totalt ni analyser i Phase2; analyser med tre ulike sprekketivheter og med tre ulike horisontalspenninger.

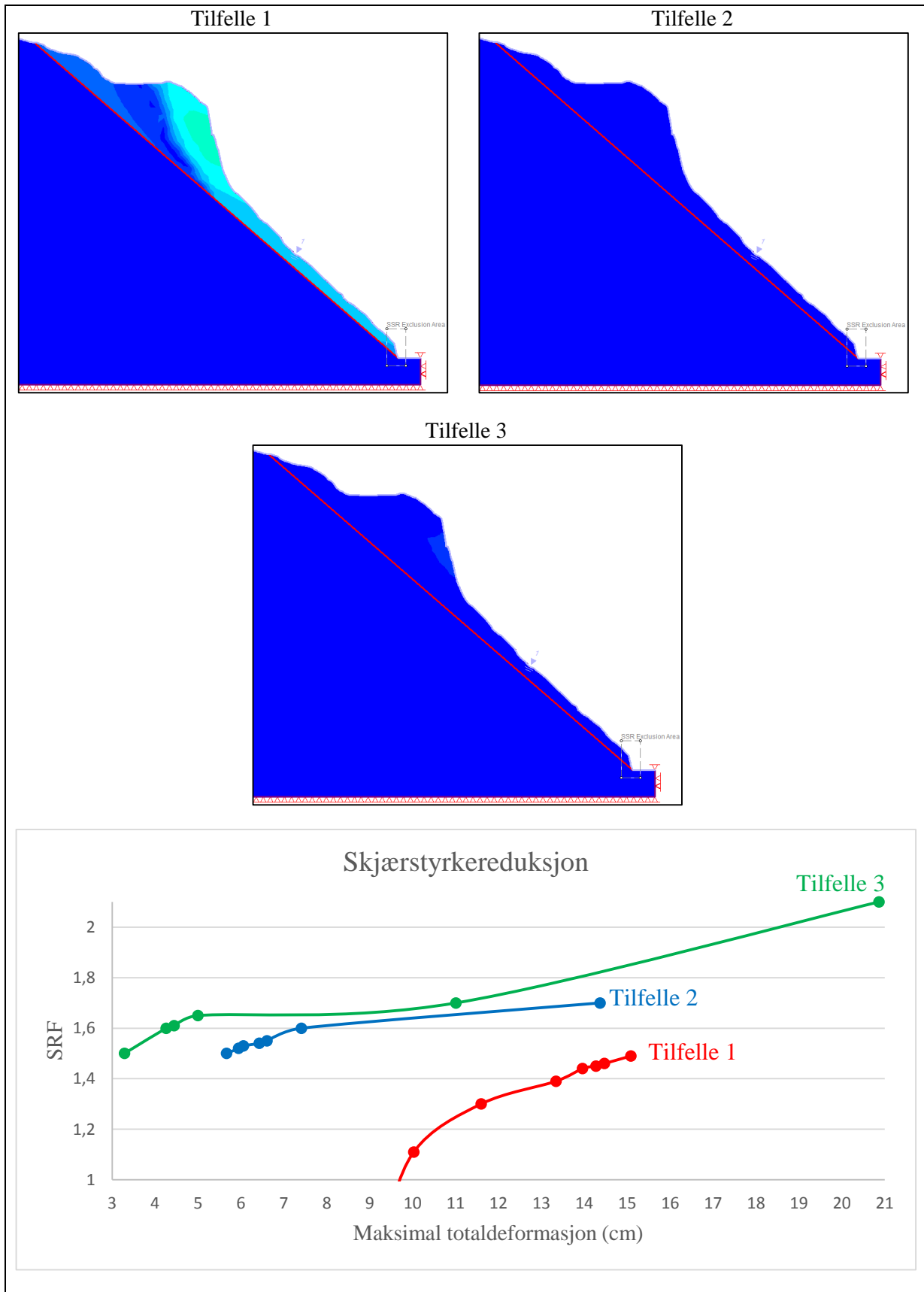
Funksjonen «SSR Exclusion Area» er benyttet for å definere et område som utelukkes fra selve analysen. Det er bestemt å ikke ta med veiskjæringen i analysen, da denne vil ha betydelig lavere sikkerhetsfaktor enn selve skråningen og bidra til å forstyrre resultatet. Vi er i dette tilfellet ut etter å analysere sikkerhetsfaktoren av fjellpartiet som helhet, og skjærsonens påvirkning på stabiliteten.

Figur 4.26, 4.27 og 4.28 viser resultat fra analysene. Phase2 beregner for hver analyse en «Critical Safety Reduction Factor» (kritisk SRF) som tilsvarer Sikkerhetsfaktoren (SF) for skråningen. Kritisk SRF nås når det skjer et plutselig «hopp» eller økning i deformasjon i bergmassen (Rocscience, 2016b).

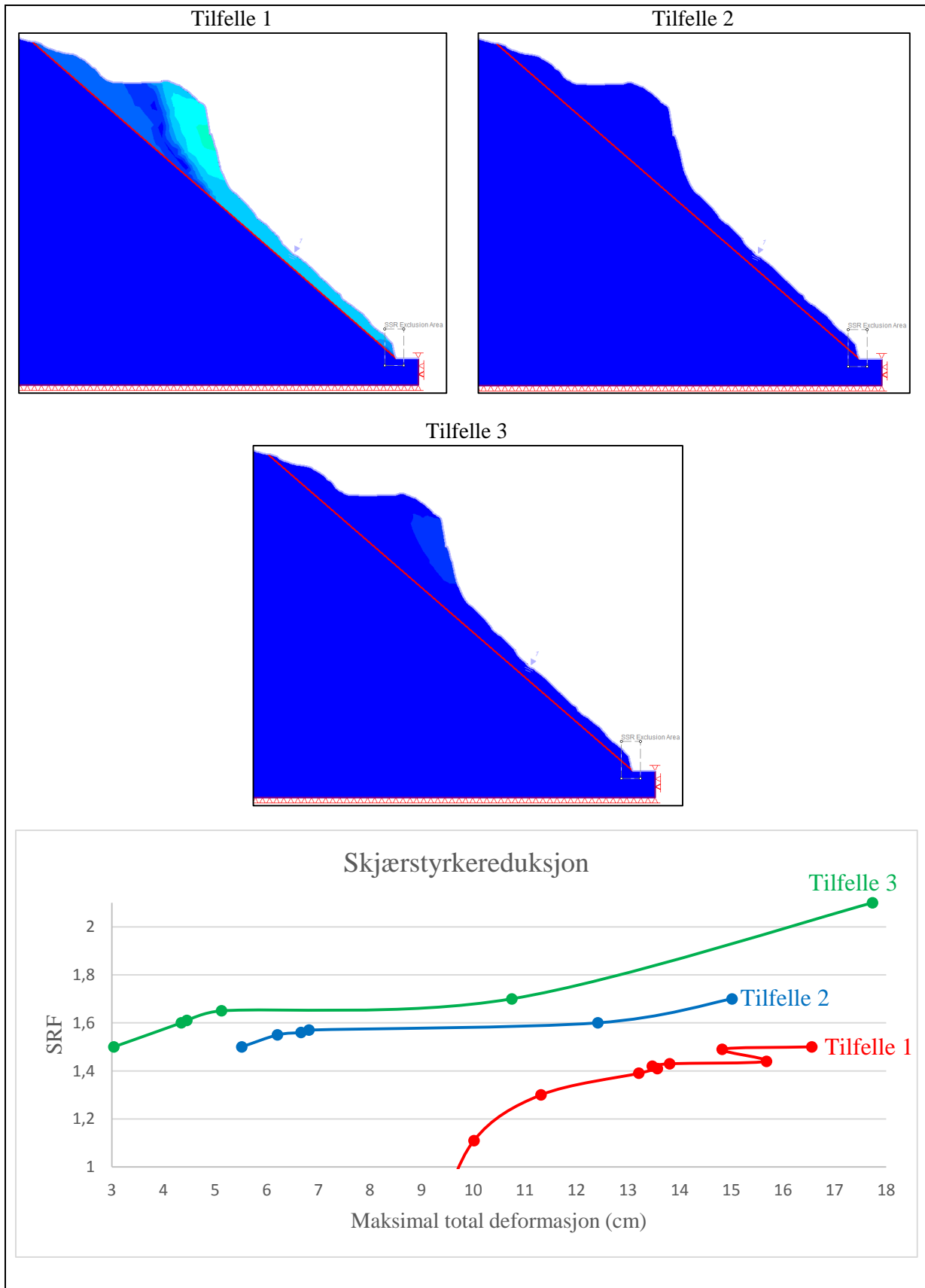
Fargeindikator til mengde deformasjon for analyseresultatene illustreres i figur 4.25, og er det samme for alle modellene. Rød indikerer høy relativ deformasjon, mens blå lav relativ deformasjon. Maksimal forflytning (rød) indikerer deformasjon på 17 cm.



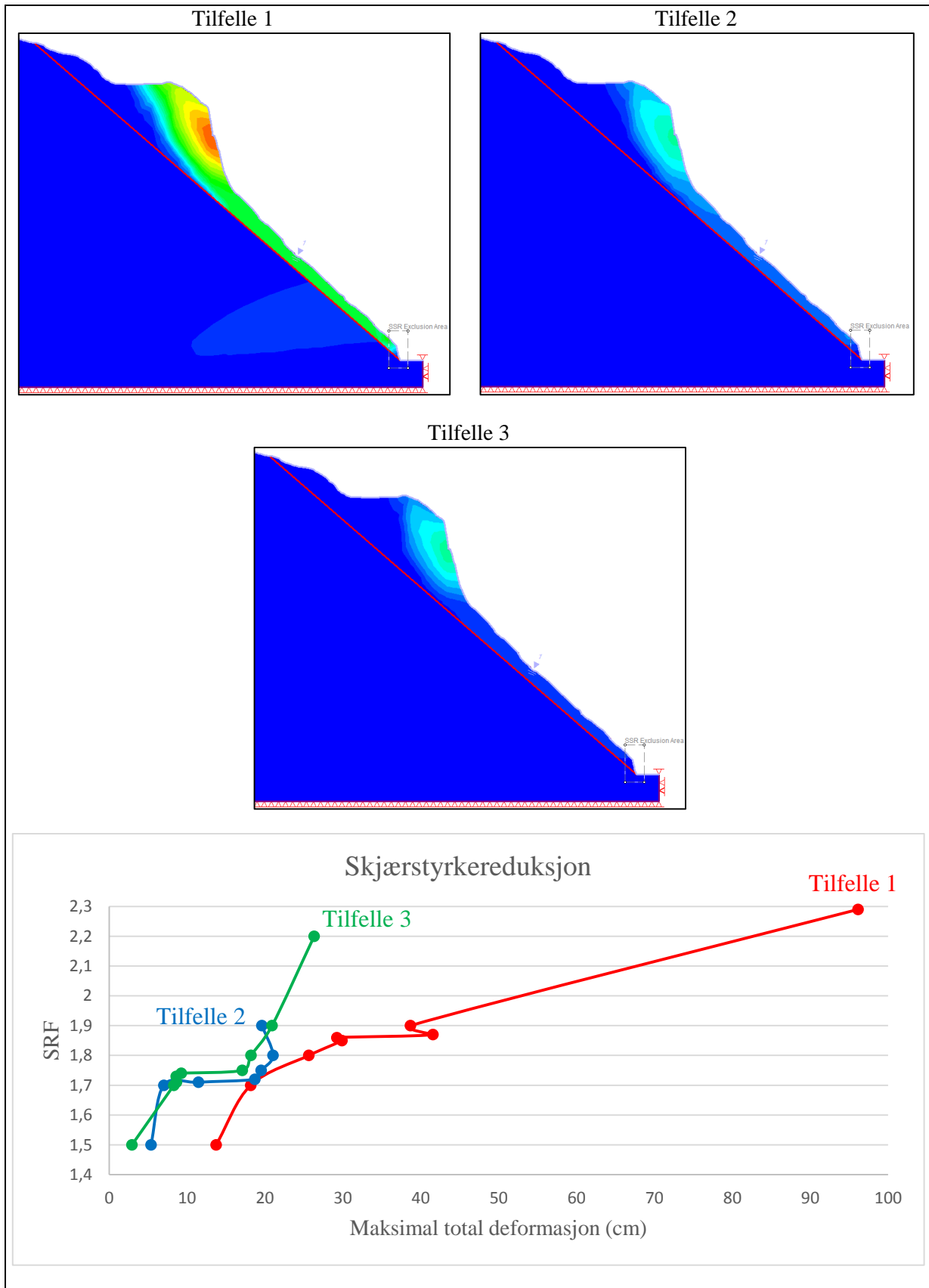
Figur 4.25 Tegnforklaring for analyseresultatene i antall cm total forflytning.



Figur 4.26 Resultater fra analysen for tilfelle 1, 2 og 3 ved $\sigma_h / \sigma_v = 1$.

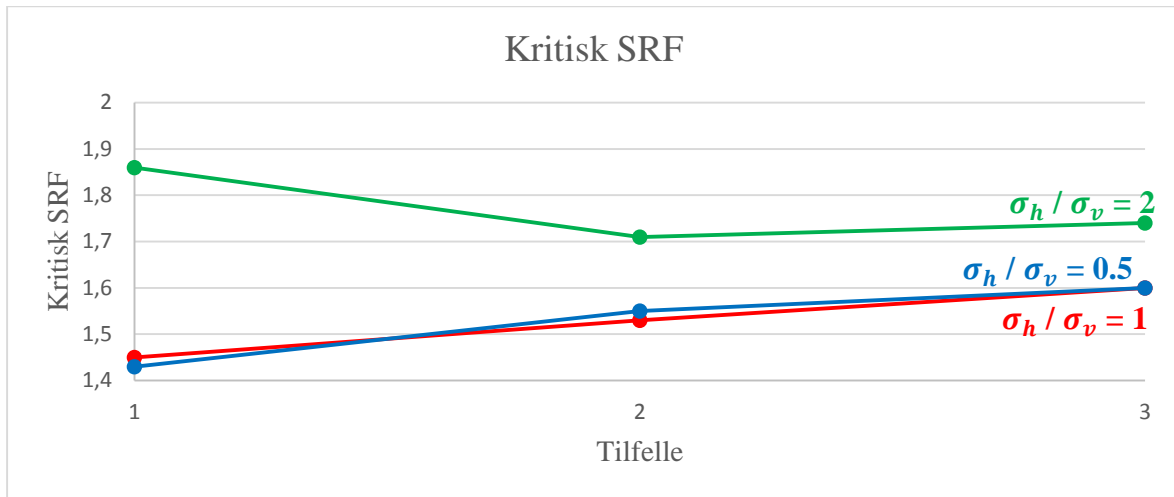


Figur 4.27 Resultater fra analysen for tilfelle 1, 2 og 3 ved $\sigma_h / \sigma_v = 0.5$.

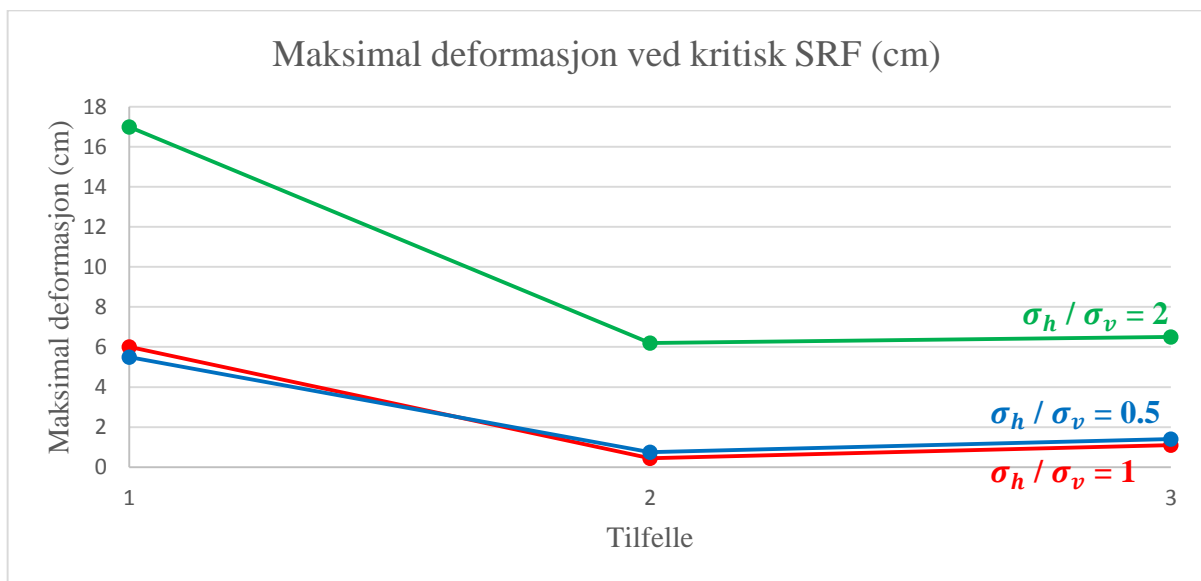


Figur 4.28 Resultater fra analysen for tilfelle 1, 2 og 3 ved $\sigma_h / \sigma_v = 2$.

Figur 4.29 illustrerer variasjon i sikkerhetsfaktor (kritisk SRF) for tilfelle 1, 2 og 3, og for tre ulike horisontalspenninger. Figur 4.30 illustrerer variasjon i maksimal deformasjon i bergmassen for tilfelle 1, 2 og 3, og for tre ulike horisontalspenninger.



Figur 4.29 Kritisk SRF ved tilfelle 1, 2 og 3.



Figur 4.30 Maksimal deformasjon ved tilfelle 1, 2 og 3.

Grafene illustrerer at det oppstår større deformasjon i skråningen ved høyere horisontalspenning ($\sigma_h / \sigma_v = 2$), men med en noe høyere sikkerhetsfaktor (kritisk SRF). Det går også fram at deformasjon i bergmassen reduseres betraktelig når sprekkestivheten, både normal- og skjærsprekkestivhet, økes. Dersom sprekkestivheten reduseres vil deformasjon dypere i bergmassen og rundt skjærsonen økes betraktelig.

4.6 Vurdering av detaljstabilitet

4.6.1 Vurdering av risiko

Tabell 4.22 og 4.23 oppsummerer vurdering av sannsynlighet, konsekvens og risiko for hver enkelt lokalitet med hensyn til veitrafikken. Tabell 4.22 tar for seg lokalitetene i skråningen ovenfor veien, lokalitet 1-59. Tabell 4.23 tar for seg lokalitetene langs veien, lokalitet 60-84. Av de 59 lokalitetene i skråningen er 18 vurdert til høy risiko og 12 til middels risiko. Av de 25 lokalitetene langs veien er 8 vurdert til høy risiko og 11 til middels risiko.

Tabell 4.22 Vurdering av sannsynlighet, konsekvens og risiko for skråningen, lokalitet 1-59.

Lokalitet	Sannsynlighet	Konsekvens	Risiko
1	Høy	Svært lav	Lav
2	Middels	Svært lav	Lav
3	Middels	Svært lav	Lav
4	Lav	Svært lav	Svært lav
5	Middels	Svært lav	Lav
6	Middels	Svært lav	Lav
7	Middels	Svært lav	Lav
8a	Middels	Lav	Lav
8b	Høy	Middels	Høy
9	Middels	Høy	Høy
10	Høy	Svært lav	Lav
11	Høy	Svært lav	Lav
12	Høy	Middels	Høy
13	Middels	Lav	Lav
14	Middels	Middels	Middels
15	Høy	Lav	Middels
16	Høy	Middels	Høy
17	Middels	Høy	Høy
18	Lav	Middels	Lav
19	Middels	Lav	Lav
20	Lav	Høy	Middels
21	Lav	Svært høy	Høy
22	Høy	Høy	Høy
23a	Svært Lav	Svært høy	Middels
23b	Middels	Svært høy	Høy
23c	Middels	Svært høy	Høy
24	Svært lav	Svært høy	Middels
25a	Middels	Høy	Høy

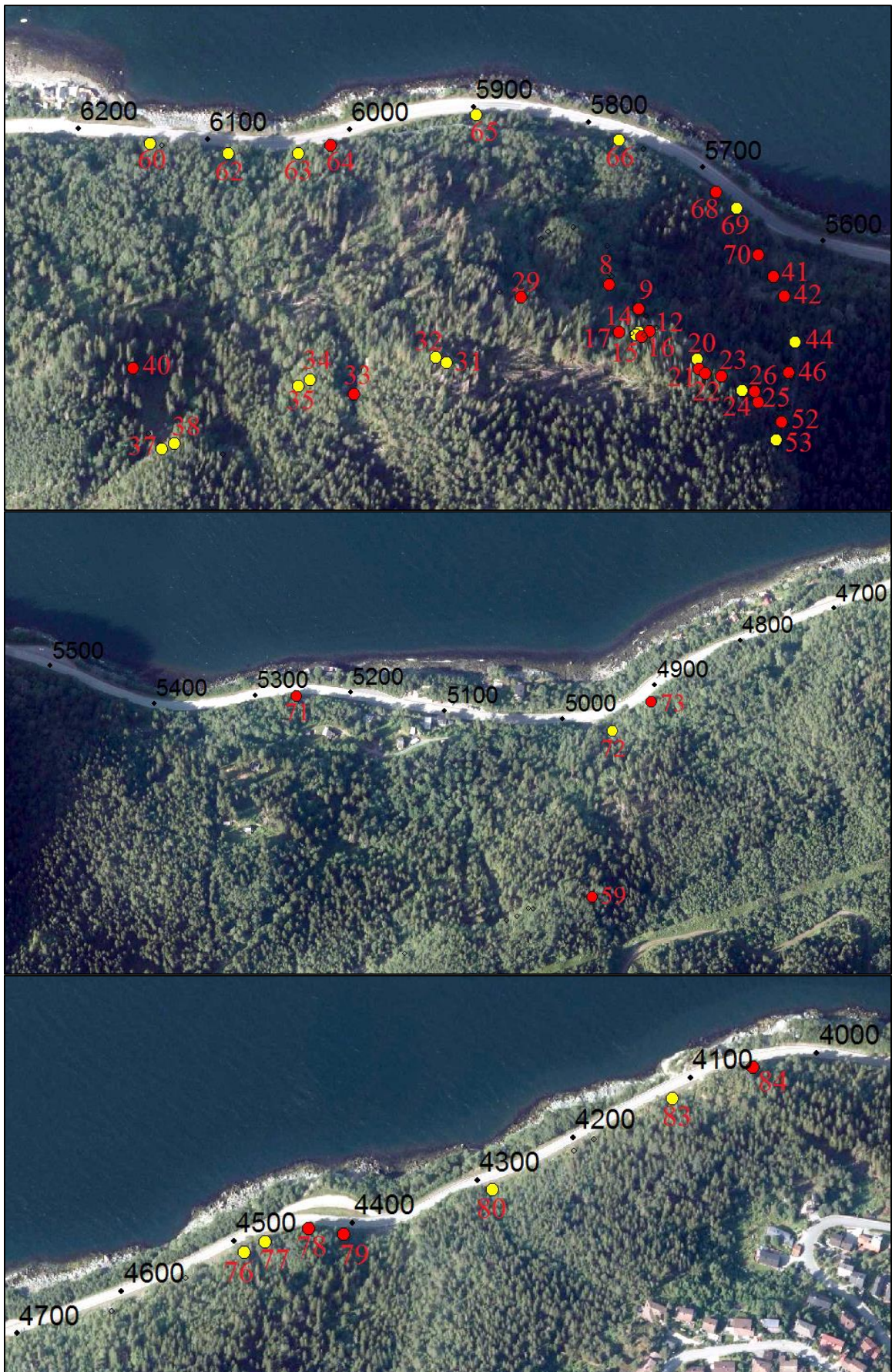
25b	Middels	Høy	Høy
25c	Middels	Svært høy	Høy
26	Middels	Høy	Høy
27a	Middels	Svært lav	Lav
27b	Lav	Svært lav	Svært lav
28	Middels	Lav	Lav
29a	Høy	Lav	Middels
29b	Høy	Middels	Høy
29c	Svært lav	Høy	Lav
30	Middels	Lav	Lav
31	Svært lav	Svært høy	Middels
32	Middels	Middels	Middels
33a	Middels	Middels	Middels
33b	Middels	Høy	Høy
34	Lav	Høy	Middels
35	Middels	Middels	Middels
36a	Middels	Svært lav	Lav
36b	Middels	Lav	Lav
37	Lav	Høy	Middels
38	Middels	Middels	Middels
39a	Middels	Svært lav	Lav
39b	Middels	Lav	Lav
40	Middels	Høy	Høy
41	Lav	Svært høy	Høy
42	Lav	Svært høy	Høy
43	Middels	Svært lav	Lav
44	Svært lav	Svært høy	Middels
45	Middels	Svært lav	Lav
46	Middels	Høy	Høy
47	Middels	Lav	Lav
48	Lav	Lav	Lav
49	Lav	Lav	Lav
50	Svært lav	Svært lav	Svært lav
51	Lav	Middels	Lav
52	Middels	Høy	Høy
53a	Lav	Lav	Lav
53b	Lav	Høy	Middels
53c	Høy	Lav	Middels
53d	Høy	Middels	Høy
53e	Middels	Middels	Middels
53f	Middels	Middels	Middels

54	Middels	Lav	Lav
55	Lav	Lav	Lav
56	Lav	Middels	Lav
57	Lav	Middels	Lav
58	Lav	Lav	Lav
59	Middels	Svært høy	Høy

Tabell 4.23 Vurdering av sannsynlighet, konsekvens og risiko for lokalitetene langs veien, lokalitet 60-84.

Lokalitet	Sannsynlighet	Konsekvens	Risiko
60	Middels	Middels	Middels
61	Svært lav	Middels	Lav
62	Lav	Høy	Middels
63	Lav	Høy	Middels
64	Lav	Svært høy	Høy
65	Middels	Middels	Middels
66	Lav	Høy	Middels
67	Svært lav	Høy	Lav
68	Middels	Høy	Høy
69	Middels	Middels	Middels
70	Lav	Svært høy	Høy
71a	Lav	Høy	Middels
71b	Lav	Svært høy	Høy
71c	Lav	Svært høy	Høy
72	Svært lav	Svært høy	Middels
73	Høy	Middels	Høy
74	Svært lav	Middels	Lav
75	Middels	Lav	Lav
76	Svært lav	Svært høy	Middels
77	Lav	Høy	Middels
78	Lav	Svært høy	Høy
79	Lav	Svært høy	Høy
80	Lav	Høy	Middels
81	Svært lav	Høy	Lav
82	Lav	Middels	Lav
83	Svært lav	Svært høy	Middels
84	Middels	Høy	Høy

Figur 4.31 illustrerer den geografiske beliggenheten til lokalitetene som vurderes som risikoobjekter for veitrafikken. Det er snakk om lokaliteter hvor risiko er vurdert som middels (gul farge) og høy (rød farge).



Figur 4.31 Lokalisering av risikoobjekter for studieområdet.

4.6.2 Vurdering av sikring og sikringbehov

Tabell 4.24 og 4.25 gir forslag til sikringstiltak for henholdsvis lokalitetene i skråningen og langs veien. Tiltakene foreslås for å redusere risikonivået for hver enkelt lokalitet.

Tabell 4.24 Forslag til sikringstiltak for lokalitetene i skråningen, for lokalitet 1-59.

Beskrivelse	
8	b) Spettrensk av blokken.
9	Bolting kan være fordelaktig, eventuelt spettrensk eller kontrollert utspregning.
12	Spettrensk av blokkene.
14	Spettrensk av blokkene.
15	Spettrensk av blokken.
16	Spettrensk eller bolting av blokken. Bruk av fjellbånd kan gi økt forankring.
17	Spettrensk eller bolting av blokken. Bruk av fjellbånd kan gi økt forankring.
20	Bolting kan være fordelaktig.
21	Noen forankringsbolter kan være fordelaktig, men uframkommelig område.
22	Spettrensk av blokken, eventuelt forankring med bolter og fjellbånd.
23	a) Lite som kan gjøres. b) Spettrensk av blokken eller forankring med bolter og fjellbånd. c) Spettrensk av blokkene.
24	Lite som kan gjøres.
25	Sikringsarbeid her er svært utfordrende da terrenget er bratt og uframkommelig.
26	Spettrensk av de mest risikofylte blokkene, eventuelt bruk av fjellbånd.
29	Spettrensk av både blokk i bilde a og b, eventuelt forankring med bolter og fjellbånd.
31	Bolting kan være fordelaktig, men vanskelige arbeidsforhold.
32	Spettrensk av blokken eller bolting med fjellbånd. Vanskelige arbeidsforhold.
33	Rensk av terrengsøkket for risikoobjekter vil være fordelaktig.
34	Spettrensk eller bolting vil være fordelaktig, men terrenget er bratt og uframkommelig.
35	Spettrensk eller bolting vil være fordelaktig, men terrenget er bratt og uframkommelig.
37	Spettrensk eller bolting vil være fordelaktig, men terrenget er bratt og uframkommelig.
38	Spettrensk eller bolting vil være fordelaktig, men terrenget er bratt og uframkommelig.
40	Spettrensk eller bolting vil være fordelaktig. Eventuelt kan kontrollert utspregning utføres, men da med stor varsomhet.
41	Bolting av baksprekk vil redusere risikoen. Utspregning er trolig for risikofylt.

42	Bolting av baksprekk vil redusere risikoen. Utsprengning er trolig for risikofyllt.
44	Overvåkning av bevegelse kan være fordelaktig, ellers lite som kan gjøres.
46	Spettrensk eller bolting av blokken. Fjellbånd kan gi økt effekt.
52	Spettrensk av blokken.
53	b) Bolting av blokken. Bruk av fjellbånd gir økt effekt. c) Rensk av løse blokker. d) Spettrensk av blokken. e) Bolting vinkelrett på glideplanet. f) Spettrensk eller bolting av partiet. Bruk av fjellbånd gir økt effekt.
59	Spettrensk av blokken.

Tabell 4.25 Forslag til sikringstiltak for lokalitetene langs veien, lokalitet 60-84.

Beskrivelse	
60	Blokken/flaket er forankret med to bolter i nedre del. Et par bolter i øvre del vil kunne være fordelaktig for å motvirke utvelting på veibanen.
62	Partiet er boltet med tre til fire bolter. Flere bolter vinkelrett på glideplanet vil kunne være fordelaktig for å motvirke utglidning.
63	Blokken er festet med tre bolter vinkelrett på. Noen flere bolter vil redusere risikoen.
64	Ingen bolter er forankret i partiet. Da konsekvensen for utglidning av partiet er vurdert som svært høy vil bolter forankret vinkelrett på glideplanet være fordelaktig. Bolter bør også monteres slik at partiet er forankret i bakkant. Fjellbånd kan øke effekten av boltene.
65	Flere blokker kan havne på veibanen ved utfall. Boltforankring av blokkene med fjellbånd inn mot veggen i bakkant vil redusere risikoen. Spettrensk av partiet vil trolig være rimeligere.
66	Partiet er ikke boltet. Bolter vinkelrett på det potensielle glideplanet vil øke stabiliteten.
68	Ingen bolter er montert. Da det tidligere har forekommet utglidning langs det markerte planet vil det være fordelaktig med systematisk bolting, eventuelt i kombinasjon av fjellbånd, vinkelrett på glideplanene for å forhindre flere planutglidninger mot veien.
69	Da berget er forvitret vil montering av steinsprangnett kunne hindre utfall av småfallent berg på veibanen.

-
- 70 Ingen bolting er utført på blokkene. Da blokkene ligger høyt og uframkommelig i fjellveggen vil boltearbeid være utfordrende.
-
- 71 Ingen sikringstiltak er utført på partiene. Det er snakk om utfall av store masser, og systematisk boltforankring av glideplanene vil redusere risikoen. Bruk av fjellbånd vil gi økt effekt.
-
- 72 Det er allerede anlagt en mindre fangvoll under partiet. Da det fortsatt er god plass mellom veien og fjellveggen vil oppbygging av større fangvoll kunne hindre potensielle masser fra å havne på veibanen ved eventuelt utfall.
-
- 73 Rensk av løsmasser vil redusere risikoen for småutfall på veibanen betraktelig.
-
- 76 Systematisk bolting er utført på stedet. Bred veigrøft er trolig tilstrekkelig for å hindre småfallent fjell på veibanen.
-
- 77 Ingen bolting er utført. Bolting vinkelrett på glideplanet vil være fordelaktig da konsekvensen ved utfall er vurdert som høy. Bruk av fjellbånd vil øke effekten.
-
- 78 Noe bolting er utført, i tillegg til montert steinsprang-/isnett. Mer systematisk bolting vinkelrett på glideplanet vil være fordelaktig da konsekvensen er vurdert som svært høy.
-
- 79 Tilsvarende lokalitet 78.
-
- 80 Det er utført systematisk bolting med tilstrekkelig tett bolteavstand. Videreføring av bolting og steinsprangnett mot venstre i bildet (mot øst) vil være fordelaktig.
-
- 83 Systematisk bolting med tilstrekkelig bolteavstand er utført.
-
- 84 Spettrensk av blokken er trolig det rimeligste alternativet. Eventuelt vil bolting i kombinasjon med fjellbånd kunne forankre bolten i større grad.
-

5 Diskusjon

5.1 Bergmasseklassifisering

Resultat fra estimering av Q-verdi ga «dårlig» bergmasse av bergklasse D. Den endelig verdien er satt til intervallet 2.5-3.5, med variasjoner innenfor 1.4-6.8 (tabell 4.4). Bestemmelse av Q-verdi er utført i dagen, noe det er knyttet større usikkerheter til enn i tunnel eller i bergrom. Sprekkevannstallet (J_w) og spenningsfaktoren (SRF) vil være særlig vanskelig å bestemme. Vannivå varierer i stor grad som følge av nedbørsmengder og snøsmelting, og sprekketrykninger langs veiskjæringer er ofte vasket bort av ulike prosesser. Spenninger er ofte frigjort eller avløst nær overflaten, noe som gjør det vanskelig å bestemme spenninger dypere i bergmassen. I tillegg vil blotninger og veiskjæringer ikke ta like stor høyde for skader fra sprengningsarbeider som er påført berget (Aarset, 2013; Barton et al., 2013). Som følge av dette er både sprekkvannstallet og spenningsfaktoren for hele studieområdet satt lik 1, noe som gjør bestemmelse av endelig Q-verdi noe usikker.

Til sammenligning er Q-verdi for grønnsteinen/grønnskiferen i området estimert til 0.75-3 fra en tidligere feltbefaring, i forbindelse med forundersøkelser til valg av tunneltrasé utført av Rambøll (Wiik, 2009). Q-verdien tilsvarer svært dårlig til dårlig berg, bergklasse D til E.

Resultat fra estimering av GSI ga endelig verdi for studieområdet innenfor intervallet 45-50 (tabell 4.5). Som inngangsparameter i den numeriske analysen er GSI satt til 50. Estimering av GSI egner seg best for upåvirkede bergmasser heller enn sprengningsskadede veiskjæringer og tunnelrom (Marinos et al., 2005). Noen estimeringer ble utført fra sprengningsskadede bergmasse, mens andre fra relativt upåvirket bergmasse. Videre vil det knyttes større usikkerheter til bergmasser med betydelig fyllmateriale (Marinos et al., 2005). Det ble identifisert partier i bergmassen med innhold av fyllmateriale, særlig av leir og kloritt. Bergmassen for studieområdet har også betydelig variasjon i forvitningsgrad, noe som bidrar til økt usikkerhet ved estimering av GSI. Marinos et al. (2005) poengterer at forvitrede bergmasser generelt vil ha noe lavere GSI-verdi enn mer uforvitrede bergmasser.

Generelt vil bergmasseklassifisering av heterogene bergmasser være knyttet til betydelige usikkerheter. Da de fleste bergmasser sjeldent er homogene vil en slik klassifisering aldri være «skråsikker». Bergmassen for studieområdet har betydelige variasjoner, og verdier som er satt må dermed betraktes som omtrentlige og veiledende.

5.2 Feltmålinger

Resultat fra måling av sprekkekompresjonsstyrke (JCS) med Schmidt-hammer og ruhet (JCS) med a/L-metoden viste store lokale variasjoner (tabell 4.3). Det østlige området ga gjennomsnittlig JCS på 138 MPa for sprekkeflater og 205 MPa for intakt berg. Det vestlige området ga gjennomsnittlig JCS på 78 MPa for sprekkeflater og 145 MPa for intakt berg. Differansen mellom JCS for intakt berg og for sprekkeflater for både det østlige og vestlige området var på 67 MPa, noe som indikerer betydelig forvitring av sprekkeflatene. Ruhet for det østlige området ble målt til 5.5-11.5 med et gjennomsnitt på 7.6, og til 0.5-10.5 med et gjennomsnitt på 7.5. Verdiene indikerer store variasjoner i ruhet av sprekkeflater, med variasjon fra fine og jevne til grove og kantede sprekkeflater.

Sprekkeflater med høyere forvitningsgrad og lavere ruhetsgrad vil være ugunstige med tanke på stabilitet av blokker og fjellparti. Høy forvitningsgrad gjør at skjærstyrken i bergmassen er lavere og jevne sprekkeflater gir lavere friksjon. Bergmasse og sprekkeflater med høy forvitningsgrad og jevne sprekkeflater krever lavere tilleggsbelastning for å gå i brudd.

Stereografisk plott av strukturelle forhold i bergmassen indikerte foliasjon- og sprekkeorientering som potensielt vil kunne føre til planutglidning, kileutglidning og utvelting for hele studieområdet (figur 4.2). Foliasjonen i bergmassen har i gjennomsnitt fallretning mot 300° (nord-/nordvestlig retning) med fall rundt 40° , altså med fall direkte ned mot veien. I tillegg går det fram at bergmassen har relativt stort omfang av vertikale og steilgående sprekkesett som potensielt kan avløse store blokker eller fjellparti i skråningen, og som kan gli eller velte ut. Den kinematiske analysen bekrefter at plan- og kileutglidning vil forekomme i relativt stort omfang mot nordlig, nordvestlig og nordøstlig retning (figur 4.10 og 4.11). Analysen bekrefter også at vertikale sprekkesett potensielt vil kunne føre til utvelting, da blokker og fjellparti potensielt vil kunne avløses (figur 4.12).

5.3 Laboratorieforsøk

Resultat fra UCS-forsøk ga enaksial trykkfasthet (UCS) i området 63.9-127.8 MPa med et gjennomsnitt på 79.5 MPa fra det østlige området (tabell 4.11), og 100.5-128.9 MPa med et gjennomsnitt på 114.5 MPa fra det vestlige området (tabell 4.12). De østlige prøvene ga større sprik, og særlig med én prøve som hadde betydelig høyere verdi enn de andre. Verdiene fra det vestlige området ga et mer entydig resultat, med mindre variasjon. Resultat fra det østlige området ga Poissons forholdstall (ν) i området 0.14-0.24 med et gjennomsnitt på 0.19, og i området 0.24-0.27 med et gjennomsnitt på 0.26 fra det vestlige området. Resultat ga E-modul

(E) i området 31.69-37.72 GPa med et gjennomsnitt på 37.40 GPa fra det østlige området, og 32.81-37.65 GPa med et gjennomsnitt på 35.86 GPa fra det vestlige området. Tyngdetettheten (ρ) fra det østlige og vestlige området ble målt til henholdsvis 29.51 kN/m³ og 28.91 kN/m³ i gjennomsnitt.

Resultat fra tilt-forsøk ga gjennomsnittlig basis friksjonsvinkel (φ_b) og residual friksjonsvinkel (φ_r) på henholdsvis 27° og 24° for det østlige området, og 26° og 20.6° for det vestlige området (tabell 4.10). Residual friksjonsvinkel innenfor 20-27° klassifiseres i henhold til Wyllie et al. (2004) som «lav friksjon» langs sprekkeplan og glideflater, og er vanlig blant skifrige bergarter. Innhold av klorittmineraler, som grønnsteinen/grønnskiferen i området inneholder, karakteriseres av glatte flater med lav friksjon. Den glatte strukturen er sannsynligvis årsaken til den lave friksjonsvinkelen. Nilsen (2008) poengterte at den lave friksjonen kloritten gir utgjør et reelt stabilitetsproblem for veistrekning. Variasjon i friksjonsvinkel mellom det østlige og vestlige området skyldes sannsynligvis ulik sammensetning av friksjonsreducerende materiale, slik som kloritt.

Tabell 5.1 oppsummerer forskjeller mellom kjerneprøvene fra det østlige og vestlige området.

Tabell 5.1 Noen av forskjellene mellom de østlige og vestlige kjerneprøvene.

Østlige prøver	Vestlige prøver
Mer grønnskifer	Mer massiv grønnstein
Lavere UCS-verdier, svakere berg	Høyere UCS-verdier, sterkere berg
Tregere brudd (krypeffekt), seigere berg	Mer plutselig brudd, sprøere berg
Noe høyere E-modul, stivere berg	Noe lavere E-modul, mykere berg
Lavere v-forhold, noe mindre tverrutvidelse	Høyere v-forhold, noe mer tverrutvidelse
Høyere tyngdetetthet	Lavere tyngdetetthet
Sterkt berg (ISRM 1978b)	Veldig sterkt berg (ISRM 1978b)
Noe høyere friksjonsvinkel, noe mindre klorittinnhold	Noe lavere friksjonsvinkel, noe mer klorittinnhold

Testing bør foregå vinkelrett på foliasjonsretninger, slik at foliasjonene ikke påvirker styrkeparameterne (ISRM, 1979). Prøvene som ble testet hadde alle bruddvinkel i området 45-70°, noe som indikerer brudd langs foliasjonsretning i bergmassen. Da styrkeparameterne er påvirket av foliasjon, vil det knyttes usikkerhet til testresultatene. Trykkfastheten vil sannsynligvis være noe lavere enn uten foliasjonens påvirkning. Under klargjøring av kjerneprøver ble det forsøkt å bore vinkelrett på foliasjonsretning. Det skulle imidlertid vise seg å være krevende å avdekke alle foliasjonsretninger i bergmassen fra blokkprøvene.

I følge standard som er brukt (ISRM, 1979) anbefales testing av kjerneprøver med 54 mm radius med et lengde-/diameterforhold på 2.5-3. I forbindelse med oppgaven ble det klargjort kjerneprøver med diameter rundt 36 mm, med et lengde-/diameterforhold rundt 2.5. Årsaken til dette er vanskeligheter med å hente inn store nok blokker, og kjerneprøvene måtte derfor sages til deretter. Kortere kjerneprøver fører til kortere område å måle trykkfasthet og tøyning på. Resultat ved testing av mindre kjerneprøver gir generelt noe høyere trykkfasthet enn for større kjerneprøver, da potensialet for brudd langs diskontinuiteter er lavere. Mindre kjerneprøver vil også generelt gi noe høyere E-modul (Myrvang, 2001).

Laboratorieforsøk ble utført ifølge standarder (Grøneng & Nilsen, 2009; ISRM, 1979) på tørre kjerneprøver. Bergmekanisk testing på tørre kjerneprøver vil gjenspeile bergmekaniske forhold uten vann tilstede. Tilsetning av vann i bergmasse vil erfaringsmessig føre til lavere trykkfasthet, lavere friksjonsvinkel og høyere tyngdetetthet. Vannmettede prøver kan i mange tilfeller ha opptil 50 % lavere trykkfasthet enn tørre prøver. E-modul vil generelt ha liten påvirkning ved vannmetting, men Poissons forholdstall vil påvirkes betydelig (Myrvang, 2001). Det er dermed grunn til å anta usikkerhet knyttet til de bergmekaniske parameterne i forbindelse med denne oppgaven, da påvirkning av vann ikke er tatt med i betraktning. Vanns påvirkning av bergmekaniske parametere er av stor betydning for analyser knyttet til fjellstabilitet, da økt vanntrykk i porer og sprekker vil redusere stabiliteten. Wyllie et al. (2004) poengterer at økt vanntrykk i bergmassen er den faktoren som har størst påvirkningsgrad på stabiliteten i en fjellskråning.

For at testresultatene fra UCS-forsøk skal være representative for bergmassen er det viktig at prøvene representerer bergmassen i området i størst mulig grad. Den østlige prøven ble hentet i veigrøften, rundt profilnummer 4500-4600, og er sannsynligvis en utfallsblokk fra veiskjæringen langs veien. Den vestlige prøven ble hentet i foten av den bratte skråningen ved profilnummer 5600, og er sannsynligvis en rasblokk som stammer fra den høye fjellveggen lengre opp i skråningen. Prøveresultatene fra det østlige og vestlige området viser noe variasjon i trykkfasthet, elastisitet, tverrutvidelse og friksjonsvinkel, men også tyngdetetthet. Dette gjenspeiler at bergmassen, også innenfor én og samme bergartsprøve, i stor grad varierer i sammensetning. I analysene er det for skråningen valgt å benytte parametere fra det vestlige området. Det er likevel viktig å presisere at det vil eksistere lokale variasjoner, og at parametere fra laboratorietester ikke nødvendigvis gjenspeiler dette.

5.4 Probabilistisk analyse

Resultat fra tilbakeberegning av fire kjente skredhendelser i RocFall viste at alle simuleringene stemte godt overens med de reelle hendelsene (figur 4.15, 4.17, 4.19 og 4.21). Steinsprangene fra 2003, 2005 og 2008 stoppet alle på veibanen, mens hendelsen fra 1998 rullet over veien og ned i sjøen. Resultat for hver enkelt simulering av potensielle hendelser (tabell 4.15 og vedlegg H) viste at mange steinblokker bremses kraftig opp og stopper enten før eller i fanggjerdet. Dette er særlig blokker med lavt volum og lav masse som får relativt lav energi når de begynner å rulle i skråningen. For lokaliteter hvor steinblokkene bremses og ikke havner på veibanen vil et potensielt utfall ha lav konsekvens. Potensielle blokker av større volum og høyere masse vil bygge opp høyere energi når de begynner å rulle i skråningen. Blokker som dette vil i større grad opparbeide seg hastighet nok til å sprette over eller klippe ned fanggjerdet og dermed havne på veibanen. For lokaliteter som dette vil potensielle utfall ha høyere konsekvens.

Materialfaktorer og plassering av disse (tabell 4.14) ble bestemt fra tilbakeberegning og fra erfaringstall fra Rocscience (2016c). Da det for analysen er utarbeidet 68 tverrprofiler er det vanskelig å si om fordelingen av materialfaktorene for hvert tverrprofil stemmer godt overens med det reelle terrenget. Det er forsøkt å danne et bilde av terrengekarakteristikken basert på feltbefaring og flyfoto, men på grunn av til tider svært krevende terreng å ferdes i og begrenset innsyn som følge av tett vegetasjon og skog har det vært krevende å hente inn detaljert informasjon om terrenget. Tildelingen av materialfaktorer er i flere tilfeller gjort omtrentlig og basert på at terrenget er noenlunde likt over skråningen. Jobben med å kartlegge alle tverrprofilene i detalj har vært for omfattende.

Det er valgt bruk av «lumped-mass» som prosjektinnstilling, noe som innebærer simulering av steinblokker som et punkt eller en partikkel. Form og størrelse er altså ikke tatt med i betraktningen, og hver blokk anses kun å ha en bestemt masse. En slik analyse tar heller ikke høyde for luftmotstand (Rocscience, 2016c). Steinblokkers form og størrelse vil ha påvirkning på rulleegenskapene til en steinblokk. En flat steinblokk med store flater vil for eksempel raskere bremse opp og behøve mer energi for å rotere. En sirkulær blokk vil til sammenligning rulle lettere i skråningen, og behøve mindre energi for å rotere. Å ikke ta med blokkenes form og størrelse vil dermed bidra til økt usikkerhet i analysene, da det ikke tas hensyn til om blokken har vanskelig for å rulle eller ikke. Fordeler er likevel at en partikkeltilnærming som dette gjør at materialfaktorene i skråningen i større grad blir gyldige og at oppsettet og analysen blir mindre komplisert. Det vil bli en tidkrevende affære å

bestemme parametere for de potensielle blokkenes form ved simulering av såpass mange lokaliteter.

Den største usikkerheten i en probabilistisk analyse i RocFall er interaksjonen mellom steinblokken og tverrprofilets overflate (Volkwien et al., 2011). Interaksjonen er avhengig av blokkens og overflatens karakter. Materialfaktoren som påvirker denne interaksjonen i størst grad, og som det dermed knyttes størst usikkerhet til, vil være restitusjonskoeffisienten (Stevens, 1998). Komplekse fenomen, som for eksempel blokkfragmentering og effekten vegetasjonen har på blokken, er parametere det er vanskelig å tallfeste i en probabilistisk analyse (Volkwien et al., 2011). Flere hendelser har hatt blokker som har fragmentert, delt seg opp til mindre blokker og dermed bremsset opp raskere. Videre bekrefter treffmerker på trær og vegetasjon bremsende effekt på blokker. Parametere som dette blir satt ut fra tilbakeberegninger, men må anses som tilnærminger som følge av lokale variasjoner i skråningen.

Da det knyttes usikkerhet til hvert enkelt tverrprofil, materialfaktorer og masse til hver enkelt blokk er det satt inn standardavvik for verdiene i analysen. Standardavvikene gjør at hver av de 200 simuleringene har ulik skredbane. Ulike skredbaner gir et mulig variasjonsområde for potensielle utfall, og tar dermed høyde for mange av usikkerhetene i analysen.

5.5 Numerisk analyse

Det er kun når det oppstår betydelig deformasjon rundt skjærsonen at stabiliteten til fjellpartiet som helhet påvirkes. Resultat fra analysen indikerte at det for flere tilfeller kun er snakk om deformasjon av betydning rundt overflaten. Dette gjaldt tilfelle 2 og 3, hvor sprekkestivheten (k_n og k_s) var høyere og det var mindre innhold av leirholdig fyllmateriale. For tilfelle 2 og 3 er det snakk om deformasjon i størrelsesorden 1-6 cm i overflaten, med en sikkerhetsfaktor på 1.52-1.74. I tilfelle 1, med lavere sprekkestivhet og betydelig innhold av leirholdig fyllmateriale, vil deformasjon forplante seg ned i bergmassen rundt skjærsonen. For tilfelle 1 er det snakk om deformasjon rundt skjærsonen i størrelsesorden 3-10 cm med en sikkerhetsfaktor på 1.42-1.86 (figur 4.26, 4.27, 4.28).

Analysen med ulike horisontalspenninger viste variasjoner i deformasjon. Deformasjonen rundt skjærsonen var størst når horisontalspenningen var dobbelt så stor som vertikalspenningen, opp mot 10 cm med en sikkerhetsfaktor på 1.86. Når horisontalspenningen var halvparten eller lik vertikalspenningen var deformasjonen lavere, opp mot 3-4 cm med en sikkerhetsfaktor på 1.42-1.45.

Resultat fra den numeriske analysen indikerer at det er grunnlag for å betrakte fjellpartiet som stabilt ved sprekkestivhet i tilfelle 2 og 3. Dersom det skal forekomme deformasjon av betydning rundt skjærsonen i disse tilfellene må sikkerhetsfaktoren betydelig opp fra 1.5. Resultat for tilfelle 1 gir deformasjon rundt skjærsonen som er betydelig nærmere det som kan betraktes som «truende» for stabiliteten, med en sikkerhetsfaktor som er i nærheten av 1.5. Det kan dermed konkluderes med at innhold av leirholdig fyllmateriale vil påvirke stabiliteten i stor grad, og at stabiliteten vil «trues» dersom det eksisterer betydelig leirholdig fyllmateriale i skjærsonen som underkutter fjellpartiet. Dersom det eksisterer lite eller ingen leirholdig fyllmateriale i skjærsonen vil fjellpartiet vurderes som stabilt. Økte horisontalspenninger i bergmassen vil gi økt deformasjon i skråningen.

Modellen er satt opp med maksimalt vannivå som går helt opp til overflaten. Et slikt vannivå representerer det verst tenkelige scenarioet hvor bergmassen er fullstendig vannmettet. Vannivå som dette inntreffer sjeldent, og er ofte begrenset til perioder med mye nedbør og/eller snøsmelting. Det er likevel interessant å se hvordan stabiliteten påvirkes av vannmettet tilstand, da det er nettopp i slike tilfeller stabiliteten erfaringsmessig er på det laveste (Bjordal, 2011; Wyllie et al., 2004). Wyllie et al. (2004) bemerker at plassering av vannivå ved skråningens overflate generelt vil gi noe undervurdert porevannstrykk ved skråningens fot og noe overvurdert lenger bak foten. Vannstrømningen i bergmassen er simulert isotropt og homogent i analysen. I realiteten vil strømning sjeldent være slik. Vannstrømning vil ofte følge diskontinuiteter og foliasjoner i bergmassen (Wyllie et al., 2004). Da bergmassen domineres av diskontinuiteter og foliasjoner er det sannsynlig å anta at vannstrømning i større grad vil følge disse heller enn fritt i alle retninger. Det kan forventes at skjærsoner og sprekkesystemer blir vannførende i perioder med mye vanntilstrømning.

Analysen som er utført er todimensjonal. En todimensjonal modell innebærer at modellen simuleres i uendelig utstrekning innover. En modell som dette vil ikke ta hensyn til avbøyning (konkavitet eller konveksitet) av verken terrenget eller skjærsonen som er modellert, noe som vil kunne gi stabiliserende effekt. Skjærsonen er antatt å være gjennomgående i uendelig utstrekning, noe som er svært usikkert. Fordelene med en todimensjonal modell er at den er relativt enkel, ukomplisert og lite tidkrevende å etablere. Selv om modellen vil betraktes som en forenklet representasjon av virkeligheten, vil todimensjonale modeller likevel kunne gi anvendbare resultater. En numerisk analyse, enten den er to- eller tredimensjonal, må likevel alltid anvendes med stor varsomhet. Faglig vurdering og skjønn vil alltid veie tyngst når vurderinger skal tas (Myrvang, 2001).

Numeriske modeller vil alltid være avhengig av gode og representative inngangsparametere. Små avvik vil kunne gi store avvik i analysen, og problemer rundt tallfesting av pålitelige og representative inngangsparametere vil nesten alltid være den største begrensningen i en analyse som dette. Horisontalspenninger i bergmassen og stivhetsparametere til skjærsonen er inngangsparametere i analysen det knyttes størst usikkerhet til, som følge av manglende data. Horisontalspenninger vil være avhengig av en rekke faktorer som blant annet foldninger i bergmassen, magma, erosjonsprosesser, plateteknonikk eller «innlåste» residualspenninger (Myrvang, 2011). Wines og Lilly (2003) påpeker at innhold av fyllmateriale med friksjonsreduserende og svellende egenskaper gjør at sprekkeparametere betraktes som diffuse. Bergmassens elastisitetsegenskaper vil også i mange tilfeller være krevende å stadfeste (Nilsen & Broch, 2011). Wyllie et al. (2004) poengterer at faste og plutselige grensebetingelser som modellen består av kan føre til underestimering av spenninger og tøyninger i analysen.

5.6 Total- og detaljstabilitet

Av totalt 59 lokaliteter i skråningen er 18 lokaliteter vurdert til høy og 12 til middels risiko (tabell 4.22). Av totalt 25 lokaliteter langs veien er 8 vurdert til høy og 11 til middels risiko (tabell 4.23). For skråningen vil den største tettheten av risikoobjekter være lokalisert ovenfor veien ved profilnummer 5600-5800, men noen risikoobjekter finnes også lengre mot vest. Lengre øst, ovenfor veiens profilnummer 5000, er det identifisert ett risikoobjekt. Langs veien vil den størst tettheten av risikoobjekter være lokalisert ved profilnummer 4400-4500 og rundt 5700, men risikoobjekter er identifisert med jevne mellomrom langs hele veistrekningen (figur 4.31).

Statens vegvesen (2012) definerer en skredutsatt veistrekning som «en strekning hvor det i løpet av de siste 20 årene har vært minst tre stengninger som følge av skred eller minst tre hendelser/nedfall per kilometer på strekningen de siste 20 årene». Statistikk viser at det har vært registrert skredhendelser langs veistrekningen jevnlig, og enkelte år flere ganger (figur 1.13). Siden 1978 og fram til i dag har det vært registrert 62 skredhendelser for veistrekningen (vedlegg A). Av disse har 29 ført til stengning av veibanen, og kunne dermed potensielt medført alvorlige ulykker. Med disse tallene har det i gjennomsnitt forekommet 1.6 skredhendelser per år siden 1978, hvor i gjennomsnitt 0.8 hendelser per år har ført til stengning av veien.

Av de 29 skredhendelsene som har stengt veien har 14 forekommet mellom profilnummer 4000-5200, for «østlige enhetsstrekning», og 15 mellom profilnummer 5200-6500 av veien, for «vestlig enhetsstrekning». Årlig nominell skredsannsynlighet blir da:

- $14/37 \approx 2/5$ for østlig enhetsstrekning.
- $15/38 \approx 2/5$ for vestlig enhetsstrekning.

Den østlige og vestlige enhetsstrekningen er henholdsvis 1.2 og 1.3 km. Årlig nominell skredsannsynlighet for både østlig og vestlig enhetsstrekning blir $2/5$ som tilsvarer omtrent $1/3$ (sannsynlighetsklasse I). Som vist i risikomatrixen i figur 5.1 vil strekningsrisikoen med ÅDT på 3000 ha uakseptabel risiko for hele veistrekningen.

Årlig nominell skredsannsynlighet pr. enhetsstrekning	I	II	III	IV	V	VI	VII
	$1/2 \geq F > 1/5$	Uakseptabel	Uakseptabel	Uakseptabel	Uakseptabel	Uakseptabel	Uakseptabel
$1/5 \geq F > 1/10$	Tolererbar	Tolererbar	Uakseptabel	Uakseptabel	Uakseptabel	Uakseptabel	Uakseptabel
$1/10 \geq F > 1/20$	Akseptabel	Tolererbar	Tolererbar	Uakseptabel	Uakseptabel	Uakseptabel	Uakseptabel
$1/20 \geq F > 1/50$	Akseptabel	Akseptabel	Tolererbar	Tolererbar	Uakseptabel	Uakseptabel	Uakseptabel
$1/50 \geq F > 1/100$	Akseptabel	Akseptabel	Akseptabel	Akseptabel	Tolererbar	Uakseptabel	Uakseptabel
$1/100 \geq F > 1/1000$	Akseptabel	Akseptabel	Akseptabel	Akseptabel	Akseptabel	Tolererbar	Uakseptabel
$1/1000 \geq F$	Akseptabel	Akseptabel	Akseptabel	Akseptabel	Akseptabel	Akseptabel	Akseptabel
Trafikkmengde (ÅDT)	A <200	B 200 - <500	C 500 - <1500	D 1500 - <4000	E 4000 - <8000	F ≥8000	

■ Akseptabel strekningsrisiko
 ■ Tolererbar strekningsrisiko. Aksept avhenger av skredintensitet og kost-nytte-analyse. Akseptnivå besluttes av regionledelsen (vegeier hos fylkesk.).
 ■ Uakseptabel strekningsrisiko

Figur 5.1 Matrise for bestemmelse av strekningsrisiko på en veistrekning (Hauer & Harnes, 2014).

Den største risikoen for veistrekningen knyttes til grønnsteinen/grønnskiferen i området, og innhold av kloritt (Nilsen, 2008). Klorittmineralet kjennetegnes av glatt struktur som gir lavere friksjon mellom sprekke- og kontaktflater, og særlig ved tilførsel av vann. Vann gjør at klorittholdig berg nærmest får en «såpeaktig» karakter. Klorittinnhold bekreftes ved måling av såpass lav friksjonsvinkel fra tilt-forsøk i laboratoriet og betydelig klorittholdig avrenning fra boring og klargjøring av kjerneprøvene, som vist i figur 1.8. I kombinasjon med bergmassens klorittinnhold gjør strukturelle forhold at totalstabiliteten for området vurderes

som lav, med ideelle forhold for planutglidning, kileutglidning og utvelting av enkeltblokker og fjellparti. Simulering av potensielle hendelser indikerer at flere blokker vurderes til å ha høy konsekvens ved utfall. Skråningen ovenfor veien er tilstrekkelig bratt til at blokker med tilstrekkelig høy masse vil opparbeide seg hastigheter store nok til å nå utløpssonen av skråningen, og dermed treffe veibanen.

Figur 1.14 illustrerer at det har forekommet flest skredhendelser langs veistrekningen høsten, vinteren og våren. Sommeren har vært den roligste perioden. Figur 1.10 illustrerer at høsten er det tidsrommet med mest nedbør. Statistikken for veistrekningen stemmer godt med eksempelet i figur 2.2, som viser typisk sammenheng mellom nedbør og antall steinsprang per måned. Vinterstid og vår vil være de periodene med mest snøsmelting, noe som sannsynligvis er årsak til det høye antall hendelser i disse periodene. Området er nært fjorden, noe som gjør at snø sjeldent blir liggende. Sommeren er preget av mindre nedbør og ingen snøsmelting, noe som gjør at bidraget til vann i skråningen er på sitt laveste. Klimaprognoiser viser at det i fremtiden er grunn til å vente økt årsnedbør og flere ekstreme nedbørsperioder i Norge, i tillegg til flere perioder med snøsmelting (Bjordal, 2011; Tveito, 2014). Flere ekstreme nedbørsperioder og økt årsnedbør vil sannsynligvis gi flere perioder med økt skredfare, og særlig på høsten. Samtidig vil flere perioder med snøsmelting øke skredfaren på vinterstid og våren.

5.7 Sikringsbehov

Resultat fra estimering av Q-verdi gir bergmasseklasse D med sikringsklasse III. Sikringsklassen foreslår systematisk endeforankret bolting, endeforankret bolting som gyses i ettertid eller gyste bolter. Videre anbefales 1.5 meter bolteavstand ved systematisk bolting (Aarset, 2013).

For skråningen er det for lokaliteter med vurdert høy eller middels risiko foreslått bruk av aktive sikringstiltak som spettrensk eller bolting (tabell 4.24). Spettrensk foreslås for kontrollert utfall av enkeltblokker, for å fjerne kilden til problemet. Det vil ved slike tiltak være avgjørende å stanse all trafikk langs veien, da blokker kan havne på veibanen. Ulempen med metoden er potensielle skader på veibanen, og at utfall kan ta med seg andre enkeltblokker eller masser. Bolting vil løse dette problemet, da man prøver å stabilisere kilden til problemet på stedet. Ulempen med bolting er at metoden er mer ressurskrevende. Mye av arbeidet vil også foregå i bratt og til dels uframkommelig terreng. Spettrensk vil generelt være en mer ukomplisert operasjon. Sprengning av enkeltpartier kan vurderes dersom spettrensk og bolting ikke er effektivt nok, og særlig for større partier. Sprengning må i så fall utføres med

stor varsomhet, da det vil kunne påføre sprengningsrystelser i bergmassen og påvirke andre risikoobjekter.

Langs veien er det allerede utført betydelig sikringsarbeid, både systematisk og av enkeltblokker. Det er for flere partier med vurdert høy eller middels risiko anbefalt økt sikringsomfang i form av bolter med eller uten fjellbånd, steinsprangnett, spettrensk eller fangvoller (tabell 4.25). Bolter anbefales for å stabilisere potensielle glideplan, baksprekker eller enkeltblokker. Fjellbånd foreslås for å øke effekten av boltene for større blokker. Steinsprangnett anbefales hvor det er fare for småfallent berg, og hvor veigrøften ikke er tilstrekkelig bred for å fange opp enkeltblokker. Spettrensk er effektivt for partier med stor eller overhengende fare, og hvor bolting er ressurskrevende. Det er for flere områder etablert gabionmurer som fungerer som fangvoller. Dersom det er tilstrekkelig plass er fangvoller effektivt for å fange opp fjellpartier og mindre enkeltblokker. Økt kapasitet til allerede eksisterende fangvoller kan gi økt sikringseffekt. For lokalitet 72 vil utvidelse av eksisterende fangvoll kunne gi økt sikkerhet for veien. Ved profilnummer 5600 har allerede eksisterende fangvoll fungert som effektiv sikring mot nedfall av småblokker fra skråningen ovenfor, noe som bekreftes av mye rasmateriale i vollen. Fanggjerdet på toppen har hindret blokker i å sprette over og på veibanen.

Mellom profilnummer 5600 og 6300 er det montert fanggjerdet i foten av skråningen som passive sikringstiltak for å fange opp steinmasser fra øvre del av skråningen. Sikringsmetoden har vist seg å være effektiv for å fange opp eller bremse nedfallsblokker, men har ved enkelte tilfeller blitt klippet ned av blokker med høy energi. Fanggjerdenes utstrekning vurderes likevel som tilfredsstillende, da det kun er lokalitet 59 av risikoobjekter som befinner seg utenfor området. Det anbefales godt vedlikehold av allerede eksisterende fanggjerdet, særlig etter skredhendelser som har skadet fanggjerdene.

Området preges av tett skog og vegetasjon, som mange steder er svært gjengrodd. Den tette skogen og vegetasjonen vil ha gunstig effekt på stabiliteten i skråningen, og fungere som effektivt sikringstiltak. Blokker som løsner vil i mange tilfeller bremse når de treffer trestammer og annen vegetasjon, i tillegg til at vegetasjonen har gunstig effekt på stabilitet av jord- og løsmasser. Det er derfor fordelaktig om det ikke drives med omfattende fjerning og rydding av skog og vegetasjon i området. Konsekvensen for et potensielt utfall vil da bli høyere, da bremseeffekten fjernes. Jord- og løsmasser vil også få fjernet stabiliserende krefter fra røtter og trestammer.

6 Konklusjon

Bergmasseklassifisering gir estimert Q-verdi på 2.5-3.5 og GSI på 45-50, noe som klassifiseres som henholdsvis «dårlig» bergmasse og «middels sterkt» til «sterkt» berg.

Stereografisk projeksjon og kinematisk analyse fra målinger av fall og fallretninger viser at det eksisterer strukturelle forhold i bergmassen som potensielt gir relativt stort omfang av planutglidning, kileutglidning og utvelting av steinblokker og fjellparti. Dette er tilfelle som følge av foliasjon og sprekkeseff med fall ned mot veien som potensielle glideplan, og steile og vertikale sprekkeseff som potensielle avløsende baksprekker.

Vurdering av detaljstabilitet viser at det er identifisert 18 lokaliteter vurdert til høy og 12 til middels risiko for skråningen og 8 vurdert til høy og 11 til middels risiko langs veien.

Numerisk analyse indikerer stabilt fjellparti ved høyere sprekkestivhet i skjæersonen, med innhold av mindre leirholdig fyllmateriale. Ved lavere sprekkestivhet, med innhold av betydelig leirholdig fyllmateriale, vil deformasjon forplantes ned mot skjæersonen med deformasjon på 3-10 cm og en sikkerhetsfaktor på 1.42-1.86. Høyere horisontalspenning gir økt deformasjon i bergmassen. Resultat fra analysen antyder at leirholdig fyllmateriale i skjæersonen vil ha betydelig påvirkning på stabiliteten av skråningen.

For de fleste lokaliteter foreslås enten spettrensk eller forankringsbolting av enkeltblokker eller partier som sikringstiltak eller sikringsutbedring. Utvidelse og etablering av fangvoller og steinsprangnett vil i enkelte tilfeller fungere som effektive tiltak.

Årlig nominell skredsannsynlighet for både østlig og vestlig enhetsstrekning settes til $2/5 \approx 1/3$, noe som gir uakseptabel strekningsrisiko med ÅDT på 3000.

Bergmassens strukturelle forhold og sammensetning er de to viktigste faktorene som gjør at veistrekningen er utsatt. Det er særlig innhold av kloritt i bergmassen som gjør veiskjæringer og parti i skråningen ustabile. Innhold av kloritt gir redusert friksjon mellom sprekkeseff og i bergmassen, noe som bekreftes av måling av lav friksjonsvinkel i laboratoriet.

6.1 Videre arbeid

- Da analysen er avhengig av gode inngangsparametere vil innhenting av mer data rundt sprekkeparametere og horisontalspenninger for bergmassen gjøre analysen bedre.
- UCS-forsøk og tilt-forsøk med vannmettede kjerneprøver vil kunne avdekke hvordan vann påvirker de bergmekaniske egenskapene til bergmassen, og vil gi bedre inngangsparametere for bergmassen i vannmettet tilstand.
- Tredimensjonal numerisk analyse av fjellpartiet vil ta høyde for fjellpartiets og skjærsonens geometriske form i flere dimensjoner.
- Den numeriske analysen er gjort ved bruk av kontinuerlig modell, som kun betrakter sprekker og diskontinuiteter i bergmassen i begrenset forstand. Simulering ved bruk av diskontinuerlig modell betrakter bergmassen som et mer komplett og diskontinuerlig medium, men vil være mer komplisert og tidkrevende å etablere.
- RocFall-simulering med «rigid body» vil ta høyde for de potensielle blokkenes form og rulleevne, men vil kreve mer detaljert kartlegging av hver enkelt lokalitet.

7 Referanseliste

- AARSET, A. 2013. *Ny håndbok i bruk av Q-systemet*, Oslo, Norges Geotekniske Institutt.
- BARTON, N. 2007. Joint stiffness and compliance and the joint shearing mechanism. *Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy*, 16, 483-558.
- BARTON, N. & CHOUBEY, V. 1977. The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. *Rock Mechanics*, 10, 1-54.
- BARTON, N., GRIMSTAD, E. & LØSET, F. 2013. *Bruk av Q-systemet - Bergmasseklassifisering og bergforsterkning*, Oslo, Norges Geotekniske Institutt.
- BJORDAL, H. 2011. *Sikring av veger mot steinskred*, Oslo, Vegdirektoratet.
- BJORDAL, H. 2013. *Videreutvikling av skredrisikomodel for vegnettet i Norge*, Oslo, Vegdirektoratet.
- BÖHME, M. 2014. *Spatial and temporal variability of rock slope instability in western Norway: Implications for susceptibility and hazard assessment*, Trondheim, Norwegian University of Science and Technology.
- DEVOLI, G., EIKENÆS, O., TAURISANO, A., HERMANNNS, R., FISCHER, L., OPPIKOFER, T. & BUNKHOLT, H. 2011. *Plan for skredfarekartlegging - Delrapport steinsprang, steinskred og fjellskred*, Oslo, Norges vassdrags- og energidirektorat.
- DOMAAS, U. 1985. *Rekkevidden av steinsprang*, Oslo, Norges Geotekniske Institutt.
- FOSSEN, H., PEDERSEN, R.-B., BERGH, S. & ANDRESEN, A. 2007. En fjellkjede blir til. Oppbygging av Kaledonidene; ca. 500-405 millioner år. *Landet blir til*, Trondheim, Norges Geologiske Forening (NGF), 6, 178-229.
- GRØNENG, G. & NILSEN, B. 2009. *Procedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation*, Trondheim, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- HAUER, L. E. & HARNES, R. 2014. *Retningslinjer for risikoakseptkriterier for skred på veg*, Oslo, Statens vegvesen.
- HEGGSTAD, S. 1999. *Rv 715 Trollberga. Kommentarer etter befaring 11.05.99*, Trondheim, SCC Kummeneje Scandiaconsult.
- HEGGSTAD, S. & JOHANNESSEN, F. 1998. *Rv. 715 Trollberga. Ingeniørgeologisk kartlegging*, Trondheim, SCC Kummeneje Scandiaconsult.
- HIGHLAND, L. M. & BOBROWSKY, P. 2008. *The Landslide Handbook - A Guide to Understanding Landslides*, Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 1325.

- HOEK, E. & BRAY, J. 1991. Graphical presentation of geological data. *Rock Slope Engineering*, London, The institution of Mining & Metallurgy, 3, 37-63.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C. T. & CORKUM, B. 2002. *Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition*, Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002.
- HOEK, E., CARTER, T. G. & DIEDERICHS, M. S. 2013. *Quantification of the Geological Strength Index chart*, Vancouver, American Rock Mechanics Association.
- HOLE, L. J. 2015. *Analyse av ustabil vegskjering ved Svølgja, Fv 30*, Trondheim, Noregs teknisk-naturvitskaplege universitet.
- ISRM 1978a. Suggested Methods for Determining Hardness and Abrasivness of Rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 15, 89-97.
- ISRM 1978b. Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 15, 319-368.
- ISRM 1979. Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 16, 135-140.
- JOHANNESSEN, F. 2007. *Målinger Trolla/ Olavsspranget*, Trondheim, Rambøll Norge AS.
- LANGELAND, H. A. 2014. *Utvikling av revidert geologisk modell og stabilitetsanalyser for øvre deler av ustabil fjellside på Åknes*, Trondheim, Norges tekniske-naturvitenskaplege univesitet.
- LILLEVIK, S. 2009. *Rv. 715 Steinsprang ved St. Olavsspranget/Storsteinan, Hp 02, km 6,850*, Trondheim, Statens vegvesen
- LOFTESNES, K. 2010. *Svaddenipun, Rjukan - Stability analysis of potentially unstable mountainside*, Trondheim, Norwegian University of Science and Technology.
- MAERZ, N. H., YOUSSEF, A. M., PRADHAN, B. & BULKHI, A. 2014. Remediation and mitigation strategies for rock fall hazards along the highways of Fayfa Mountain, Jazan Region, Kingdom of Saudi. *Arabian Journal of Geosciences 2014*, Saudi Society for Geosciences, 8(5), 2633-2651.
- MARINOS, P. & HOEK, E. 2000. *A geologically friendly tool for rock mass strength estimation*, Melbourne, Proc. GeoEng2000 Conference.
- MARINOS, V., MARINOS, P. & HOEK, E. 2005. *The geological strength index: applications and limitations*, Vancouver, Springer-Verlag.
- METEOROLOGISK INSTITUTT. 2015. *Historisk værdata* [Internett]. Tilgjengelig fra: <http://eklima.met.no/> [Hentet 28.09.2015].

- MYRVANG, A. 2001. *Bergmekanikk*, Trondheim, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- NILSEN, B. 1984. *Rv 715 Digermulen - Klemetsaunet. Vurdering av rasfare og sikringstiltak*, Trondheim, Noteby Norsk Teknisk Byggekontroll A/S.
- NILSEN, B. 1999. Alternative metoder for stabilitetsanalyse. *Fjellsprenningsteknikk Bergmekanikk/Geoteknikk 1999*, 33.1 - 33.15.
- NILSEN, B. 2008. *Notat angående putelava og bergspenninger i Løsberga*, Trondheim, Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet.
- NILSEN, B. & BROCH, E. 2011. *Ingeniørgeologi-berg grunnkurskompendium*, Trondheim, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- NORGE I BILDER. 2015. *Ortofoto* [Internett]. Tilgjengelig fra: <http://norgebilder.no> [Hentet 07.09.2015].
- NORGES GEOLOGISKE UNDERSØKELSE. 2015. *Berggrunn N250* [Internett]. Tilgjengelig fra: <http://download.ngu.no/download/> [Hentet 01.11.2015].
- PALMSTRØM, A. & BROCH, E. 2005. Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21, 575-593.
- ROCSCIENCE. 2003. *Advanced Tutorial. Determining Input Parameters for a RocFall Analysis*, Rocscience.
- ROCSCIENCE. 2016a. *Dips Online Help* [Internett]. Rocscience Inc. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/help/dips/webhelp/Dips.htm> [Hentet 01.02.2016].
- ROCSCIENCE. 2016b. *Phase2 Online Help* [Internett]. Rocscience Inc. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp/phase2.htm> [Hentet 01.02.2016].
- ROCSCIENCE. 2016c. *RocFall online help* [Internett]. Rocscience Inc. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/help/rocfall/webhelp/RocFall.htm> [Hentet 01.02.2016].
- SANDØY, G. 2012. *Back-analysis of the 1756 Tjellefonna rockslide, Langfjorden*, Trondheim, Norwegian University of Science and Technology.
- SCHANKE, S. 2011. *Kartlegging og vurdering av skredfare i arealplaner*, Oslo, Norges vassdrags- og energidirektorat.
- STANDARD NORGE. 2014. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. *Eurokode 8: Prosjektering av Konstruksjoner for Seismisk Påvirkning, Del 1: Allmenne Regler, Seismiske Laster og Regler for Bygninger*, Lysaker, Standard Norge.
- STATENS KARTVERK. 2015a. *Felles Kartdatabase* [Internett]. Tilgjengelig fra: <http://data.kartverket.no/download/> [Hentet 01.09.2015].

- STATENS KARTVERK. 2015b. *N50 kartdata* [Internett]. Tilgjengelig fra:
<http://data.kartverket.no/download/> [Hentet 01.09.2015].
- STATENS VEGVESEN. 2012. *Skredsikringsplan Region midt*, Molde, Statens vegvesen.
- STATENS VEGVESEN. 2015. *Nasjonal Vegdatabase* [Internett]. Tilgjengelig fra:
<https://www.vegvesen.no/vegkart/vegkart/> [Hentet 05.09.2015].
- STEVENS, W. D. 1998. *RocFall, a Tool for Probabilistic Analysis, Design of Remedial Measures and Prediction of Rockfalls*, Toronto, Graduate Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- STILLE, H. & PALMSTRØM, A. 2003. Classification as a tool in rock engineering. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18, 331 - 345.
- TRONDHEIM KOMMUNE. 2013. *Skråfoto over Trondheimsområdet*, Trondheim, Trondheim kommune.
- TVEITO, O. E. 2014. *Klimaendringer og betydning for skogbruket*, Meteorologisk institutt.
- VOLKWIEN, A., SCHELLENBERG, K., LABIOUSE, V., AGLIARDI, F., BERGER, F., BOURRIER, F., DORREN, L. K. A., GERBER, W. & JABOYEDOFF, M. 2011. Rockfall characterisation and structural protection - a review. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11, 2617-2651.
- WIIK, S. 2009. *Rv 715 - St. Olavsspranget. Ingeniørgeologisk vurdering for valg av tunneltrasè*, Trondheim, Rambøll
- WINES, D. R. & LILLY, P. A. 2003. Estimates of rock joint shear strength in part of the Fimiston open pit operation in Western Australia. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40, 929-937.
- WYLLIE, D. C. 2015. *Rock Fall Engineering*, Boca Raton, CRC Press Taylor & Francis Group
- WYLLIE, D. C., MAH, C. W. & HOEK, E. 2004. *Rock Slope Engineering: Civil and Mining (4th ed.)*, London, SPON Press Taylor & Francis Group.

Vedlegg A Skredhendelser oppsummert

Dag	Mnd	År	Type skred	Volum (m ³)	Stengning	Nedbør	Område
30	Jun	1978	Jord-/løsmasseskred				
16	Jan	1980	Steinutfall fra veiskjæring				
24	Sep	1980	Steinutfall fra veiskjæring				
7	Juni	1982	Steinsprang fra skråning	2	All trafikk		Vest
9	Mar	1983	Jord-/løsmasseskred	Mye	All trafikk		Vest
1	Nov	1983	Jord-/løsmasseskred	Mye			Vest
28	Okt	1984	Steinutfall fra veiskjæring	2	All trafikk		Øst
24	Apr	1986	Isnedfall fra veiskjæring				Øst
15	Des	1987	Jord-/løsmasseskred	1500	All trafikk i 3 uker	Kraftig nedbør med snøsmelting	Øst
-	Jan	1988	Steinutfall fra veiskjæring	0,5	Ingen		
19	Feb	1988	Steinutfall fra veiskjæring	200	All trafikk i 1 døgn		Øst
7	Apr	1988	Jord-/løsmasseskred		All trafikk over natten	Kraftig nedbør med snøsmelting	Vest
12	Sept	1988	Steinutfall fra veiskjæring	5-6			Øst
19	Sep	1988	Steinsprang fra skråning				Vest
10	Okt	1988	Steinutfall fra veiskjæring	40	Deler av veibane		Øst
7	Feb	1989	Steinutfall fra veiskjæring	50-60	Ene kjørebane		Øst
9	Feb	1989	Steinutfall fra veiskjæring	1			
9	Feb	1989	Jord-/løsmasseskred	200-300	Ene kjørebane		Vest
-	Okt	1989	Steinutfall fra veiskjæring				
29	Jan	1992	Jord-/løsmasseskred	150			Øst
26	Nov	1992	Steinutfall fra veiskjæring	0,5			
14	Mar	1995	Isnedfall fra veiskjæring				Øst
20	Apr	1995	Isnedfall fra veiskjæring				Øst
12	Des	1995	Steinutfall fra veiskjæring	20			Øst
21	Jan	1997	Steinsprang fra skråning	5			Vest
28	Mar	1997	Steinutfall fra veiskjæring	20		Snøsmelting og sterk nedbør	Øst
4	Apr	1997	Steinsprang fra skråning	1		Regn	
16	Apr	1997	Jord-/løsmasseskred	2000		Regn	Vest
-	Des	1998	Steinutfall fra veiskjæring	< 1			
19	Des	1998	Steinsprang fra skråning	10-30	All trafikk i noen timer		Vest
4	Feb	1999	Steinsprang fra skråning	Store	All trafikk		Vest
24	Okt	1999	Steinsprang fra skråning	Store	All trafikk		Vest
24	Nov	1999	Steinsprang fra skråning		All trafikk ca. 1 time	Litt regn	Vest
17	Des	2000	Steinutfall fra veiskjæring	< 10		Ingen nedbør	Øst
19	Okt	2001	Steinsprang fra skråning	< 10	Del av veibane i 1,5 time	Ingen regn	Vest
17	Des	2003	Steinsprang fra skråning	0.3	All trafikk		Vest
1	Mar	2004	Steinutfall fra veiskjæring	< 1	Ingen	Regn	Øst
27	Okt	2004	Steinutfall fra veiskjæring	10	Ingen	Regn	Øst

6	Des	2004	Steinsprang fra skråning	1	Ingen	Regn	Vest
12	Jan	2005	Steinutfall fra veiskjæring	1	Ingen	Middels regn	Øst
15	Jan	2005	Steinutfall fra veiskjæring	1	Ingen	Regn	Øst
29	Sep	2005	Steinsprang fra skråning	100	All trafikk	Lite regn, men mye vind	Vest
31	Okt	2005	Steinutfall fra veiskjæring	< 1	Ingen	Ingen nedbør	Vest
11	Des	2005	Steinsprang fra skråning	< 1	Ingen	Mye regn	Vest
23	Feb	2006	Steinutfall fra veiskjæring	< 10	All trafikk	Lite regn	Øst
5	Apr	2006	Steinsprang fra skråning	< 1	Ingen		Vest
21	Apr	2006	Is fra veiskjæring	< 10	Ingen	Middels regn	Øst
21	Sep	2006	Stein fra veiskjæring	< 1	Ingen	Mye regn	Vest
14	Okt	2006	Stein fra veiskjæring	< 1	Ingen	Ingen nedbør	Vest
18	Jan	2008	Stein fra veiskjæring	2-3	Ingen		
19	Feb	2008	Is fra veiskjæring	< 1	Ingen	Lite regn	Øst
6	Aug	2008	Stein fra veiskjæring	0.3	Ingen		
31	Des	2008	Steinsprang fra skråning	0.2	All trafikk	Noe nedbør	Vest
1	Jan	2009	Steinutfall fra veiskjæring	< 1	All trafikk i 5 timer		Vest
3	Mar	2009	Steinutfall fra veiskjæring	< 1	Del av veibane samme dag	Ingen nedbør	Øst
5	Apr	2013	Jord/løsmasseskred	< 1	Ingen		Vest
26	Apr	2013	Is fra veiskjæring	10	Ene kjørebane		Øst
-	Aug	2013	Steinutfall fra veiskjæring	< 1	Ingen		
27	Sep	2013	Steinutfall fra veiskjæring	< 10			
10	Mar	2014	Steinsprang fra skråning	1	Ingen		Øst
14	Mai	2014	Steinutfall fra veiskjæring	5			Øst
9	Feb	2015	Steinsprang fra skråning	1	Ingen	Nedbør og snøsmelting	Vest

Vedlegg B Målinger med Schmidt-hammer

Sprekkeflater

Lokalitet	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Orientering	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Måling 1	29	28	30	30	17	20	19	23	15	16	12
Måling 2	31	35	32	31	18	25	21	28	15	16	13
Måling 3	32	35	34	31	18	26	23	31	16	21	14
Måling 4	32	36	35	31	18	28	24	31	18	22	16
Måling 5	32	36	39	32	20	29	24	35	19	23	16
Måling 6	32	37	39	34	21	29	24	35	20	23	16
Måling 7	32	37	39	35	21	29	25	38	21	24	17
Måling 8	38	37	40	35	22	29	26	40	22	26	17
Måling 9	38	38	41	37	23	30	26	42	23	26	17
Måling 10	40	38	43	38	23	30	26	43	24	27	18
Måling 11	40	39	43	38	24	30	26	43	24	27	18
Måling 12	41	39	44	39	25	31	26	44	25	28	18
Måling 13	41	39	44	39	28	31	27	45	27	30	20
Måling 14	43	40	46	39	28	32	28	45	27	31	22
Måling 15	44	41	46	39	29	33	28	46	27	32	22
Måling 16	45	43	47	40	30	34	32	47	30	32	23
Måling 17	46	43	47	41	31	38	33	48	32	32	24
Måling 18	46	45	48	41	34	39	37	49	33	33	31
Måling 19	47	46	48	42	35	44	43	49	33	37	34
Måling 20	52	49	51	49	37	46	46	53	33	42	34
Gjennomsnitt	45	42	46	41	30	36	33	47	29	32	25
JCS [MPa]	145	120	150	110	56	78	68	152	54	62	42

Intakt berg

Lokalitet	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Orientering	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←
Måling 1	29	36	37	33	32	32	26	41	24	28	22
Måling 2	36	37	38	34	39	39	32	41	27	30	28
Måling 3	37	42	40	36	39	39	34	44	30	31	28
Måling 4	37	42	43	37	40	40	36	45	33	34	30
Måling 5	38	45	45	37	40	41	36	46	33	35	33
Måling 6	38	47	47	39	41	43	40	46	33	37	33
Måling 7	38	47	48	41	41	43	41	48	34	38	35
Måling 8	38	49	48	41	41	44	41	49	34	38	36
Måling 9	39	50	49	41	43	45	41	50	35	39	36
Måling 10	39	51	49	42	44	45	41	50	35	39	40
Måling 11	39	53	49	42	45	45	44	51	35	40	40
Måling 12	40	54	50	42	45	46	44	51	37	40	42
Måling 13	44	54	51	43	46	46	46	53	39	41	44
Måling 14	46	54	52	44	46	46	46	54	40	41	44
Måling 15	46	55	52	45	47	47	48	56	41	42	44
Måling 16	46	55	54	46	47	48	48	56	43	42	46
Måling 17	48	55	54	47	49	48	48	57	47	43	46
Måling 18	50	56	56	48	50	49	49	57	48	43	47
Måling 19	52	58	62	49	51	50	49	58	48	43	51
Måling 20	53	59	63	49	52	54	50	58	51	44	55
Gjennomsnitt	46	55	54	46	48	48	47	55	43	42	46
JCS [MPa]	140	245	230	130	150	150	145	230	120	105	130

Vedlegg C Målinger av ruhet

Lokalitet	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
L (m)	1.0	1.0	0.8	1.0	1.0	0.6	1.0	1.0	0.8	1.0	1.0
1 (mm)	30	19	12	12	23	8	32	26	14	33	3
2 (mm)	20	13	8	17	31	13	18	31	13	17	6
3 (mm)	45	11	10	11	13	14	24	18	12	23	4
4 (mm)	25	18	11	14	14	18	20	26	6	22	5
5 (mm)	15	15	6	9	17	12	14	25	13	16	4
Gjennomsnitt (mm)	27	15	9	13	20	13	22	25	12	22	4
JRC	11.5	6.0	5.5	5.5	8.5	9.5	9.5	10.5	6.5	9.5	0.5

Vedlegg D Tabeller Q-systemet

1 RQD = Oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation)			RQD
A	Svært dårlig	(> 27 sprekker per m ³)	0-25
B	Dårlig	(20-27 sprekker per m ³)	25-50
C	Middels	(13-19 sprekker per m ³)	50-75
D	God	(8-12 sprekker per m ³)	75-90
E	Utmerket	(0-7 sprekker per m ³)	90-100

Merk: i) Der RQD er rapportert eller målt til ≤ 10 (inklusive 0), brukes verdien 10 for å bestemme Q-verdien
 ii) RQD-intervaller på 5, dvs. 100, 95, 90, osv., er tilstrekkelig nøyaktige

2 J _n = Tall for sprekkesett		J _n
A	Massivt, ingen eller få sprekker	0,5-1,0
B	Ett sprekkesett	2
C	Ett sprekkesett pluss tilfeldige sprekker	3
D	To sprekkesett	4
E	To sprekkesett pluss tilfeldige sprekker	6
F	Tre sprekkesett	9
G	Tre sprekkesett pluss tilfeldige sprekker	12
H	Fire eller flere sprekkesett, tilfeldig og sterkt oppsprukket "sukkerbitberg", osv.	15
J	Knust berg, jordaktig	20

Merk: i) For tunnelkryss, bruk $3 \times J_n$
 ii) For påhug, bruk $2 \times J_n$

3 $J_r =$ Sprekkeruhetstall		J_r
a) Bergveggkontakt, og		
b) Bergveggkontakt før skjærbevegelsen har gått 10 cm		
A	Diskontinuerlige sprekker	4
B	Ru eller ujevn, bølgete	3
C	Glatt, bølgete	2
D	Glidespeil, bølgete	1,5
E	Ru, ujevn, plan	1,5
F	Glatt, plan	1
G	Glidespeil, plan	0,5
Merk: i) Beskrivelse henviser til småskalaegenskaper og mellomskalaegenskaper, i den rekkefølgen		
c) Ingen bergkontakt ved skjærbevegelse		
H	Sone som inneholder leirfylling tykk nok til å forhindre bergkontakt ved skjærdeformasjon	1
Merk: ii) Legg til 1 hvis gjennomsnittlig avstand i det relevante sprekkesettet er mer enn 3 m (avhenger av størrelsen på tunnelåpningen)		
iii) $J_r = 0,5$ kan brukes for plane glidespeil med lineasjon, forutsatt at lineasjonen er orientert i sannsynlig bevegelsesretning		

4 $J_a =$ Tall for sprekkefylling		Φ_r	J_a
a) Bergkontakt (ingen mineralfylling, bare belegg)			
A	Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts eller epidot.		0,75
B	Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon.	25-35°	1
C	Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg uten leir.	25-30°	2
D	Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svellende).	20-25°	3
E	Oppbløtelig leirbelegg med lav friksjon, f.eks. kaolinit eller glimmer. Også kloritt, talk gips, grafitt osv. og små mengder svelleleire.	8-16°	4
b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling)			
F	Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir.	25-30°	4
G	Sterkt overkonsolidert, uoppbløtelig fylling av leirmineraler, (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse).	16-24°	6
H	Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtelig leirmateriale (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse).	12-16°	8
J	Fylling av svelleleire, dvs. montmorillonitt (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse). J_a -verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineralfylling)			
K	Soner og bånd av desintegrert eller knust berg. Sterkt overkonsolidert, uoppbløtelig fylling.	16-24°	6
L	Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtelig fylling.	12-16°	8
M	Soner og bånd av leir eller knust eller desintegrert berg. J_a -verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
N	Tykke kontinuerlige soner eller bånd med leir. Sterkt overkonsolidert.	12-16°	10
O	Tykke kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels-til-lav overkonsolidering	12-16°	13
P	Tykke kontinuerlige soner eller bånd med leir. Svelleleire. J_a avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	13-20

5 $J_w = \text{Sprekkevannstall}$		J_w
A	Tørre bergrom eller mindre innsig (fuktig eller noen få drypp)	1,0
B	Middels innsig, av og til utvasking av sprekkefyllinger (mange drypp/"regn")	0,66
C	Vannstråler eller høyt trykk i kompetent berg med ufylte sprekker	0,5
D	Stort tilsig eller høyt trykk, betydelig utvasking av sprekkefyllinger	0,33
E	Usedvanlig høy innstrømming eller vanntrykket avtar med tid. Forårsaker utvasking av materialer og kanskje utrasinger	0,2-0,1
F	Usedvanlig høy innstrømming eller vanntrykket fortsetter uten merkbar reduksjon. Forårsaker utvasking av materialer og kanskje utrasinger	0,1-0,05

Merk: i) Faktorene C til F er grove estimater. Øk J_w hvis berget dreneres eller det utføres injeksjon
ii) Spesielle problemer forårsaket av isdannelse er ikke tatt med i betraktning

6 SRF = Spenningsfaktor (Stress Reduction Factor)			SRF	
a) Svakhetssoner som krysser tunnelen eller bergrommet, som kan føre til at bergmasse løsner				
A	Hypig oppreden av svakhetssoner som inneholder leire eller kjemisk forvitret berg, avspent berg (uansett dybde), eller lange seksjoner med inkompetent (svakt) berg (uansett dybde). For skvising, se 6L og 6M		10	
B	Flere skjærsoner innenfor en kort seksjon i kompetent avspent sideberg (uansett dybde)		7,5	
C	Enkeltstående svakhetssoner med eller uten leire eller kjemisk forvitret berg (dybde ≤ 50 m)		5	
D	Ukonsoliderte, åpne sprekker, mange sprekker eller "sukkerbit", osv. (uansett dybde)		5	
E	Enkeltstående svakhetssoner med eller uten leire eller kjemisk forvitret berg (dybde > 50 m)		2,5	
Merk: i) Reduser disse SRF-verdiene med 25-50 % hvis svakhetssonene bare påvirker men ikke krysser den underjordiske åpningen				
b) Kompetent, hovedsakelig massivt berg, spenningsproblemer		σ_c / σ_1	σ_3 / σ_c	SRF
F	Lave spenninger, nær overflaten, åpne sprekker	>200	$<0,01$	2,5
G	Middels spenninger, gunstige spenningsforhold	200-10	0,01-0,3	1
H	Høye spenninger, svært tett struktur. Vanligvis gunstig for stabiliteten. Kan også være ugunstig for stabiliteten, avhengig av retningen på spenningene sammenliknet med sprekke dannelse/svakhetsplan*	10-5	0,3-0,4	0,5-2 2-5*
J	Moderat avskalling etter > 1 time i massivt berg	5-3	0,5-0,65	5-50
K	Avskalling og bergslag etter noen minutter i massivt berg	3-2	0,65-1	50-200
L	Intens bergslag og umiddelbar dynamisk deformasjon i massivt berg	<2	>1	200-400
Merk: ii) For sterkt anisotropiske urørte spenningsfelt (om målt): når $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, reduser σ_c til $0,75 \sigma_c$. Når $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, reduser σ_c til $0,5 \sigma_c$, der σ_c = fri trykkfasthet, σ_1 og σ_3 er de primære og sekundære spenningene, og σ_3 = maksimum tangential spenning (estimert fra elastisk teori) iii) Når dybden av henge under overflaten er mindre enn spennet; foreslås det at SRF økes fra 2,5 til 5 for slike tilfeller (se F)				
c) Skviserberg: plastisk deformasjon i ikke kompetent berg under påvirkning av høyt trykk		σ_3 / σ_c	SRF	
M	Moderat skvisende bergtrykk	1-5	5-10	
N	Intens skvisende bergtrykk	>5	10-20	
Merk: iv) For bestemmelse av skvisende bergforhold henvises til relevant litteratur (dvs. Singh et al., 1992 og Bhasin og Grimstad, 1996)				
d) Svellende berg: kjemisk svelleaktivitet ved tilgang på vann			SRF	
O	Moderat svelling		5-10	
P	Intens svelling		10-15	

Vedlegg E Bilder detaljstabilitet

Lokalitetene i skråningen

Lokalitet 1



Fra vest

Fra øst

Lokalitet 2

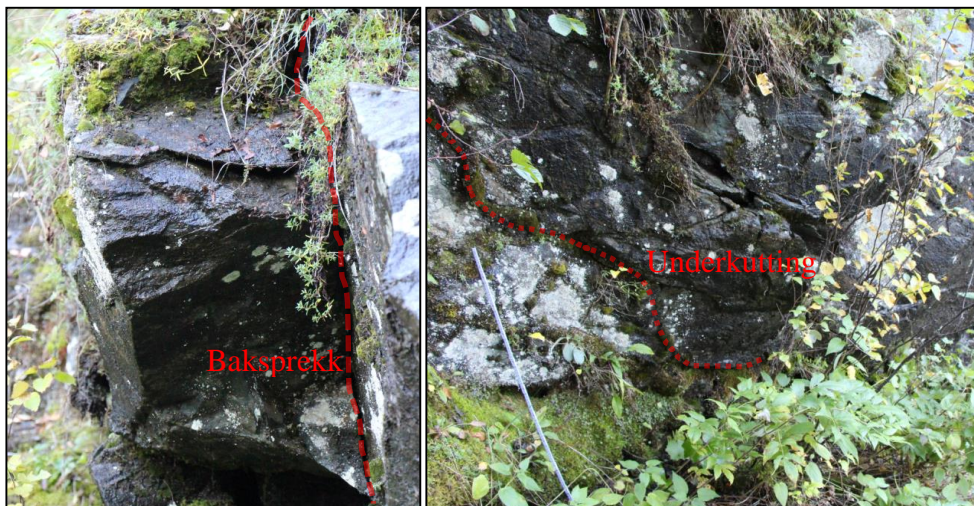


Baksprekk

Lokalitet 3



Lokalitet 4



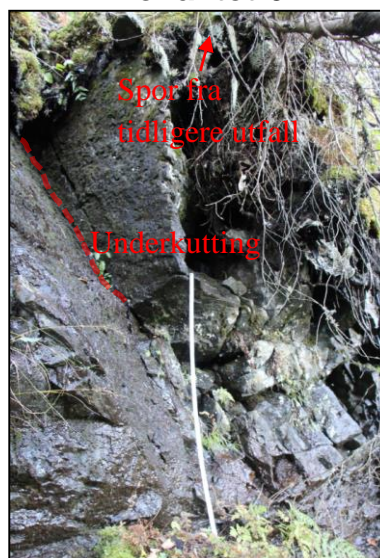
Fra siden (fra vest)

Forfra (fra nord)

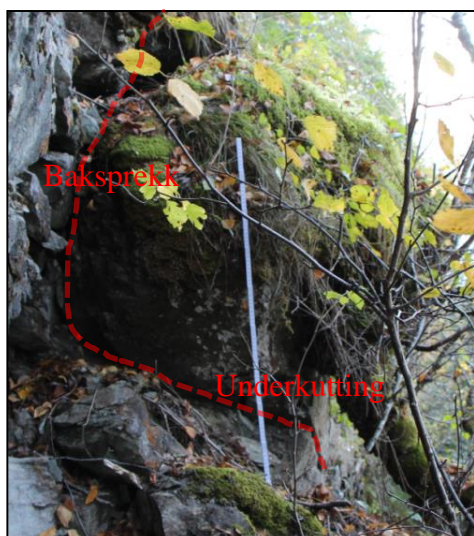
Lokalitet 5



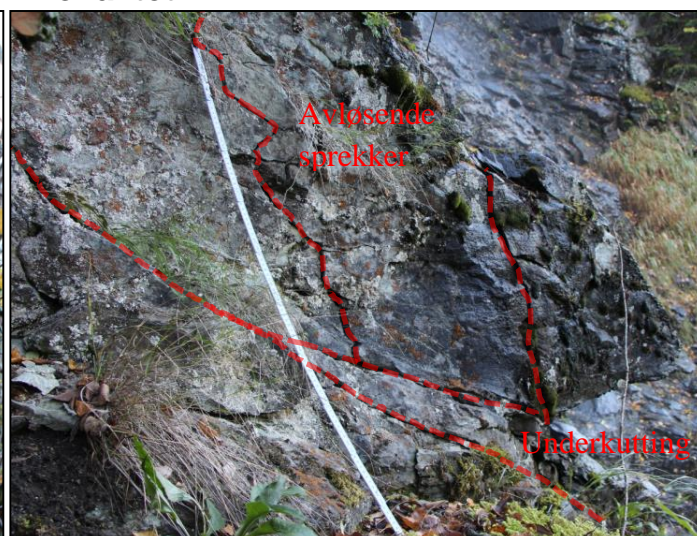
Lokalitet 6



Lokalitet 7

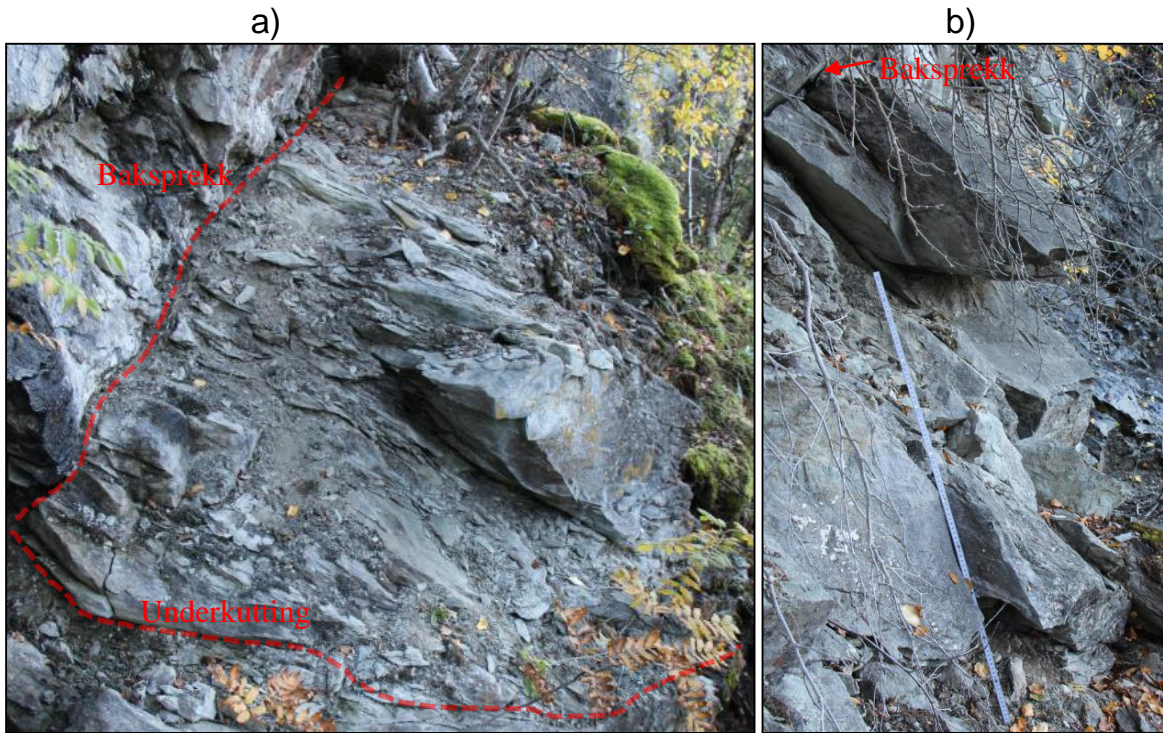


Blokkens bakside (fra øst)



Fra siden (fra nord)

Lokalitet 8



Lokalitet 9



Lokalitet 10



Fra siden (fra vest)

Ovenfra (fra sør)

Lokalitet 12



Lokalitet 13



Fra øst

Fra vest

Lokalitet 14



Lokalitet 15



Lokalitet 16



Fra nordøst

Fra vest

Lokalitet 17



Fra siden (fra vest)

Blokken ovenfra

Lokalitet 18



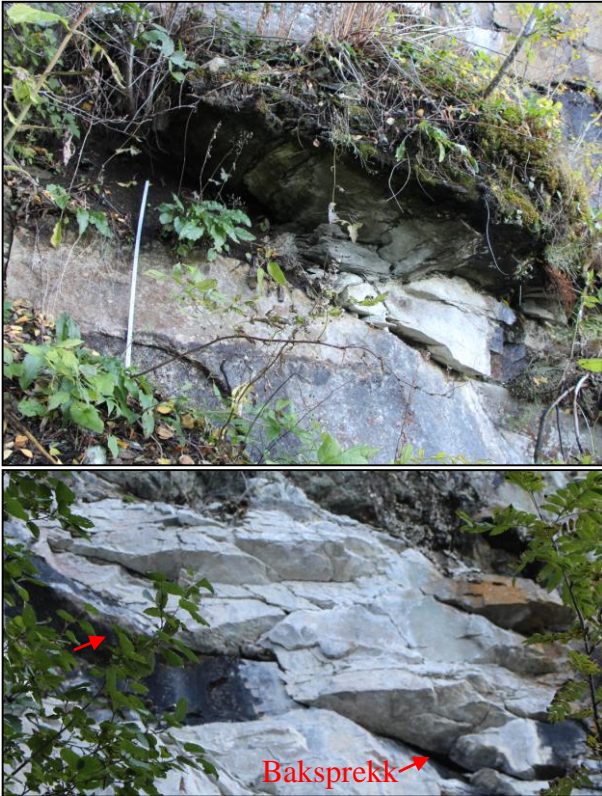
Lokalitet 19



Fra nordøst

Fra nordvest

Lokalitet 20



Lokalitet 21



Lokalitet 22



Fra siden (fra øst)

Ovenfra

Lokalitet 23

a)



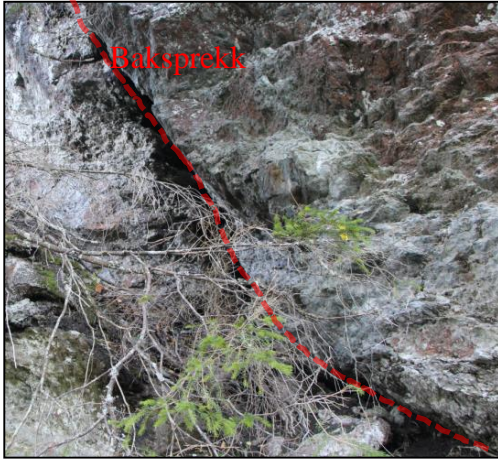
b)



c)



Lokalitet 24



Bakre parti



Partiet i front

Lokalitet 25

a)



b)



c)

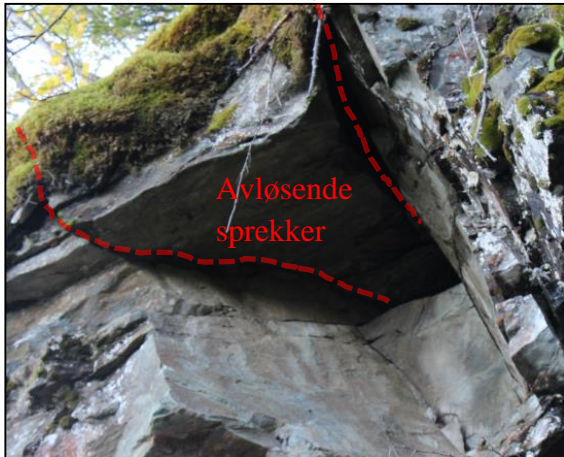


Lokalitet 26

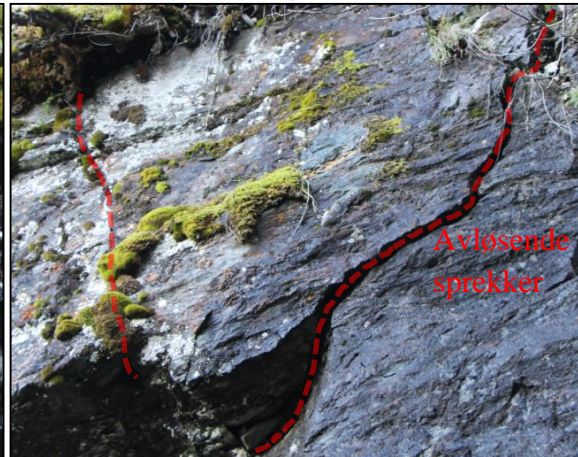


Lokalitet 27

a)



b)



Lokalitet 28



Forfra (fra nord)



Fra siden (fra vest)

Lokalitet 29

a)



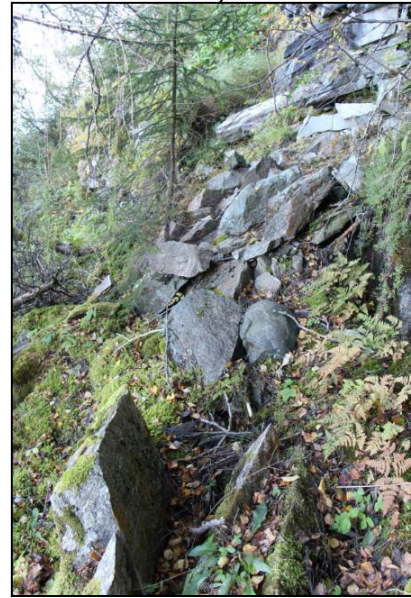
b)



c)



d)



Lokalitet 30



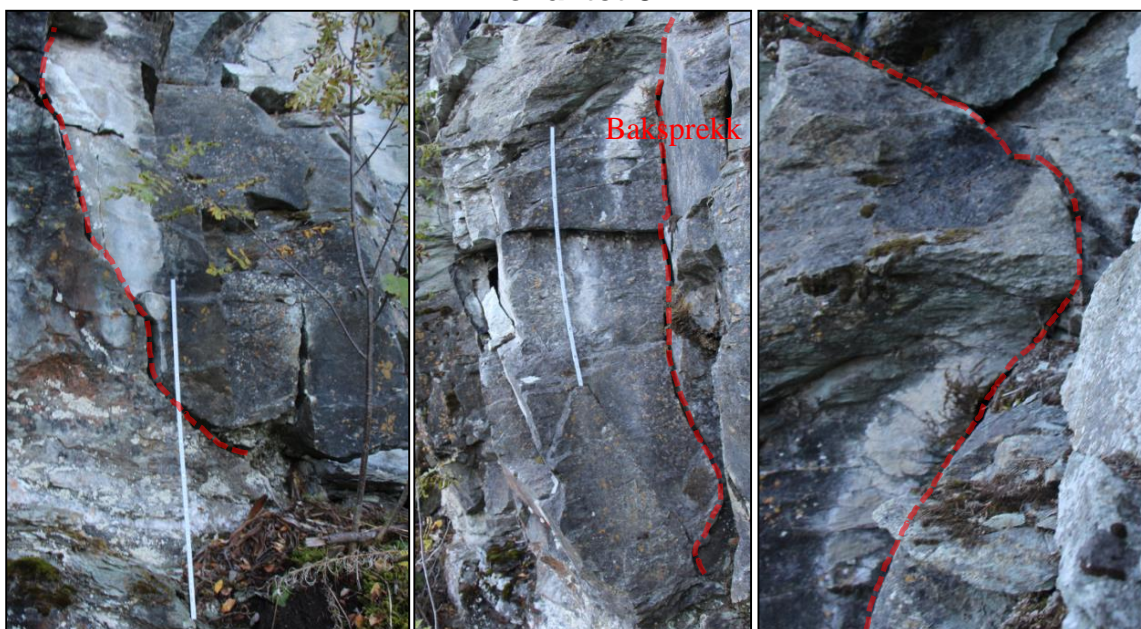
Lokalitet 31



Forfra (fra nord)

Fra siden (fra øst)

Lokalitet 32



Forfra (fra nord)

Fra siden (fra øst)

Ovenfra

Lokalitet 33

a)

b)



Lokalitet 34



Lokalitet 35



Lokalitet 36

a)



b)



Lokalitet 37



Lokalitet 38



Fra nord

Fra øst

Lokalitet 39

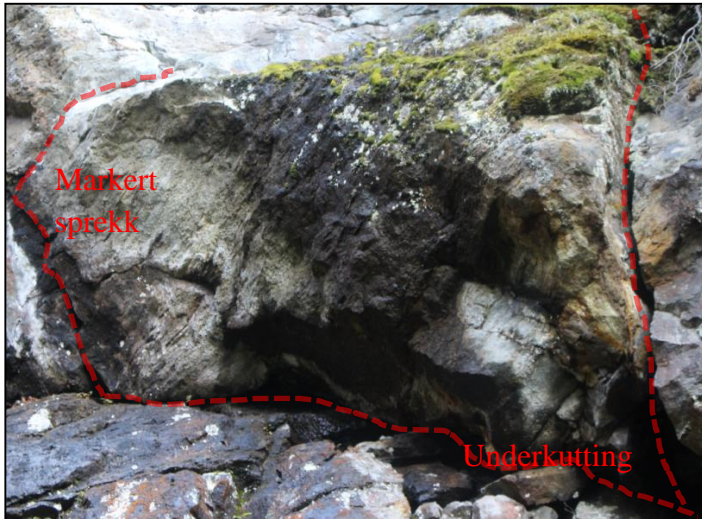
a)



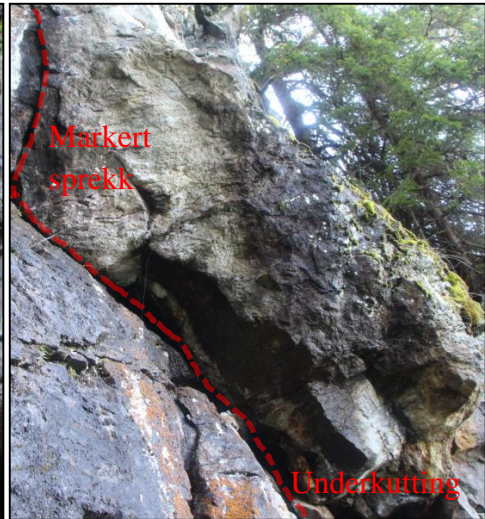
b)



Lokalitet 40



Forfra (fra nord)



Fra siden (fra vest)

Lokalitet 41



Lokalitet 42



Lokalitet 43



Lokalitet 44



(Heggestad & Johannessen, 1998).



(Trondheim kommune, 2013)

Lokalitet 45



Lokalitet 46



Rett på (fra øst)

Lokalitet 47

Fra siden (fra nord)

Lokalitet 48



Lokalitet 49



Lokalitet 50



Øvre del

Lokalitet 51

Øverste del

Nedre del

Lokalitet 52



Lokalitet 53

a)



b)



c)



d)



e)



f)



Lokalitet 54



Lokalitet 55



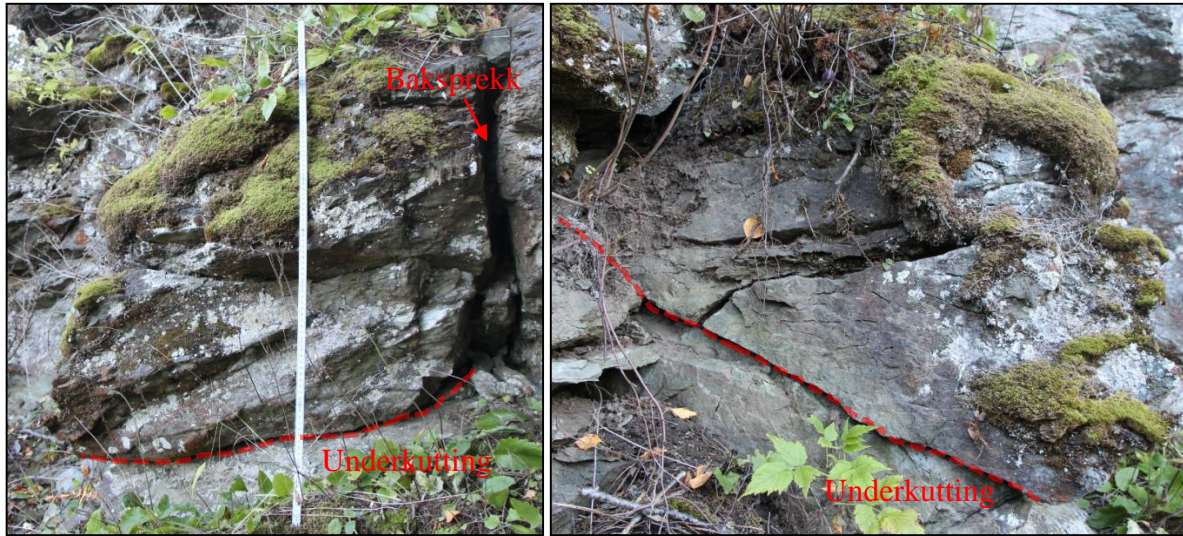
Fra vest

Fra øst

Lokalitet 56



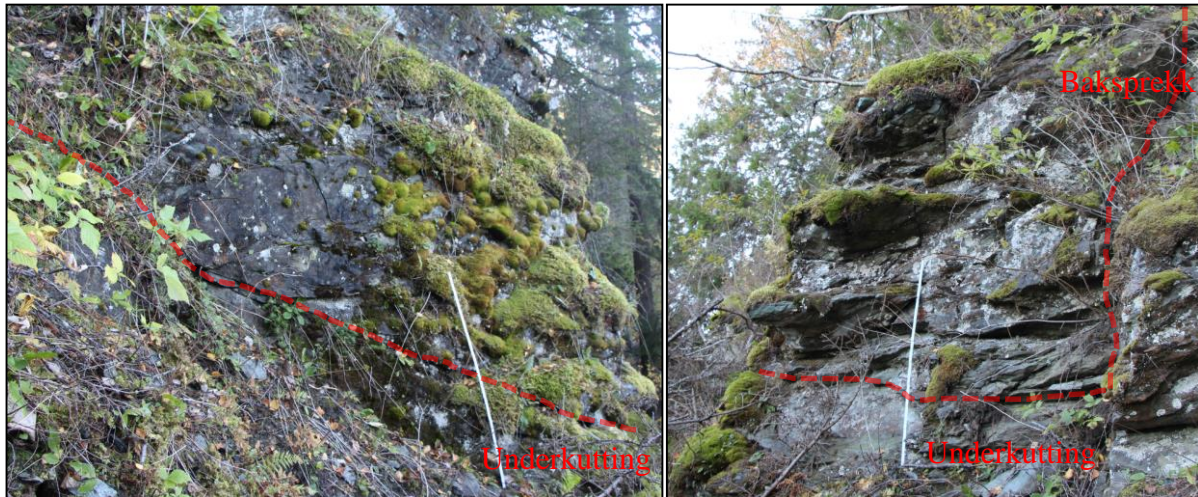
Lokalitet 57



Forfra (fra nord)

Fra siden (fra øst)

Lokalitet 58



Fra siden (fra øst)

Forfra (fra nord)

Lokalitet 59



Lokalitetene langs veien

Lokalitet 60



Lokalitet 61



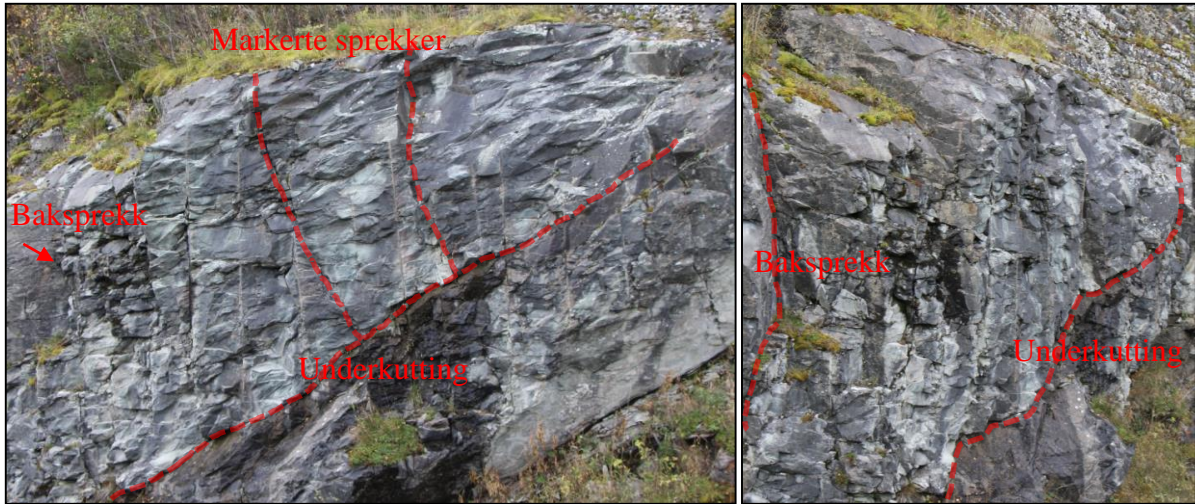
Lokalitet 62



Lokalitet 63



Lokalitet 64



Forfra (fra nordvest)

Fra siden (fra nordøst)

Lokalitet 65



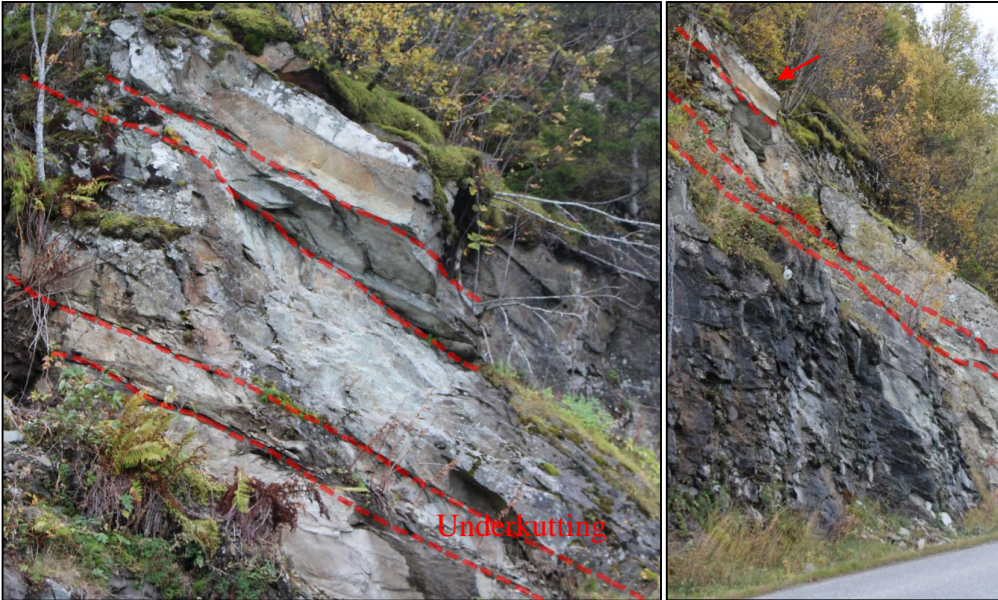
Lokalitet 66



Lokalitet 67



Lokalitet 68



Lokalitet 69



Lokalitet 70



a)

b)



Lokalitet 71

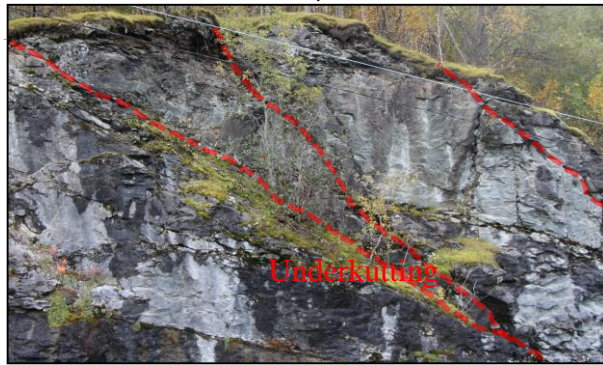
a)



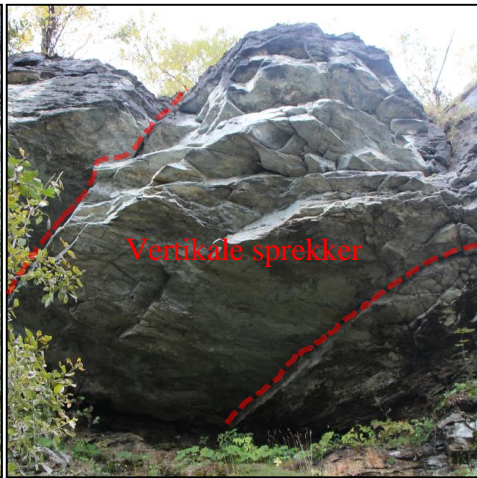
b)



c)



Lokalitet 72



Lokalitet 73



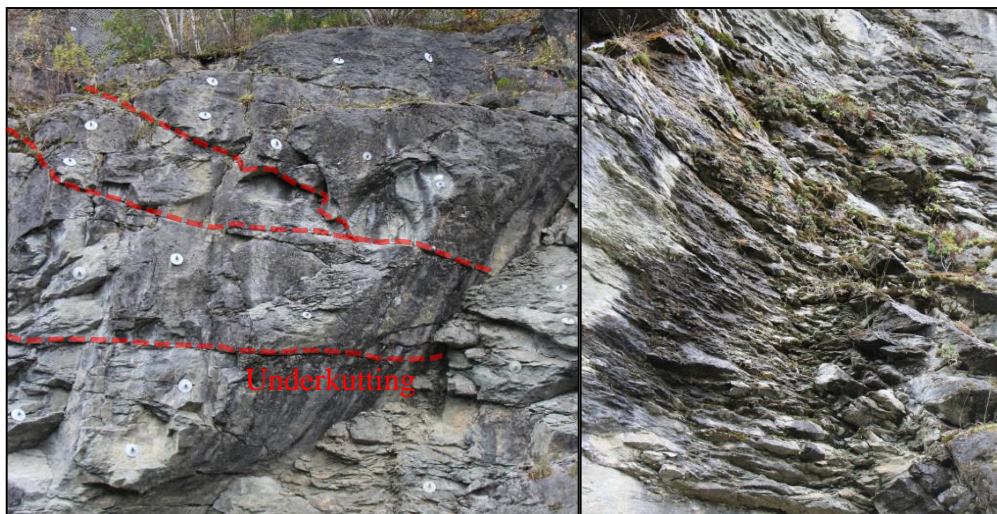
Lokalitet 74



Lokalitet 75



Lokalitet 76



Større fjellparti

Småfallent berg

Lokalitet 77



Fra vest

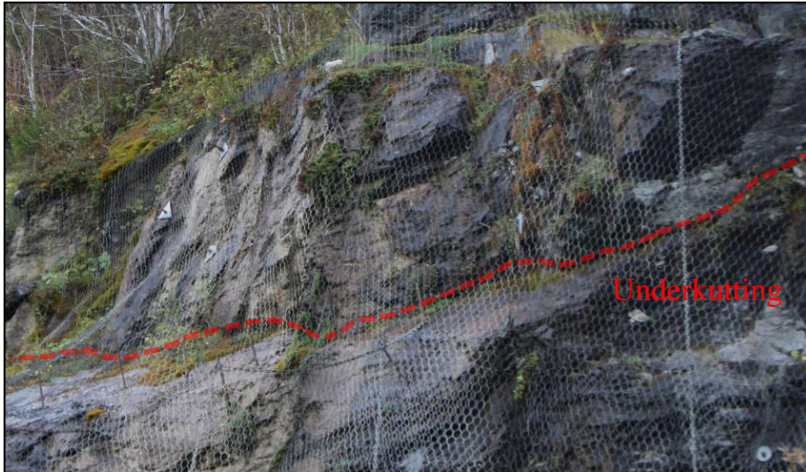


Fra vest

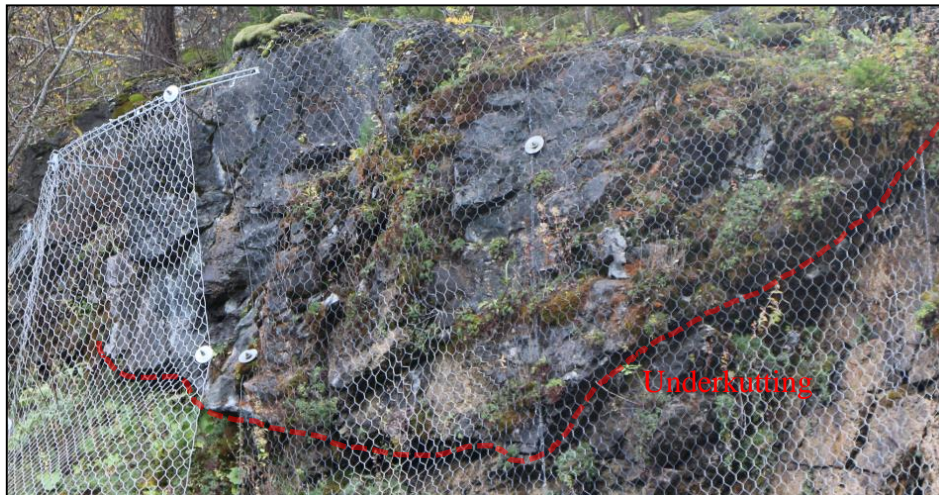


Fra øst

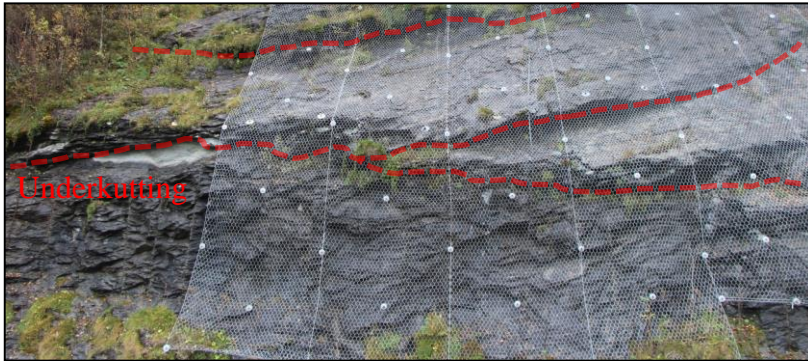
Lokalitet 78



Lokalitet 79



Lokalitet 80



Lokalitet 81



Lokalitet 82



Lokalitet 83



Lokalitet 84



Vedlegg F Målinger tilt-forsøk

Ø1			
A1B1	26.9	27.3	30
	25.4	26.3	28.2
A2B2	25.6	27.2	29.1
	27.9	25.8	30
Ø2			
A1B1	26.6	27	26.6
	24.7	25.3	23.6
A2B2	31.3	23.6	25.2
	25.4	25.5	25.4
Ø3			
A1B1	24.2	24.5	24.6
	24	23.3	24.1
A2B2	25.8	26.9	22.4
	24.8	25.2	24.8

V1			
A1B1	27	29.3	23.8
	30.2	28	26.7
A2B2	24.2	27.4	24.9
	26.4	28.3	25.3
V2			
A1B1	27.9	27.8	27.4
	26.3	26.8	26.7
A2B2	25.7	25.4	29.2
	26.6	24.2	26.3
V3			
A1B1	29	28.2	29.6
	25.2	25.5	26.5
A2B2	27.9	27.7	26.8
	28.8	27.7	26.8

Gjennomsnitt

Ø1	27.5	V1	26.8
Ø2	25.9	V2	26.7
Ø3	24.6	V3	27.5

Øst	26
Vest	27

Vedlegg G Bilder av kjerneprøver

Ø1



Ø2



Ø3



Ø4



Ø5



V1



V2



V3



V4

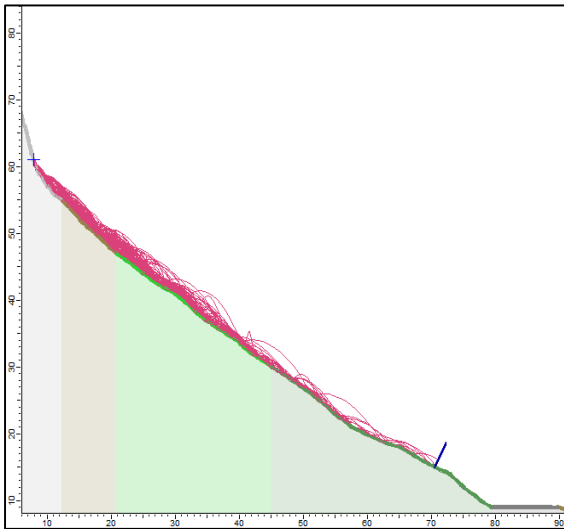


V5

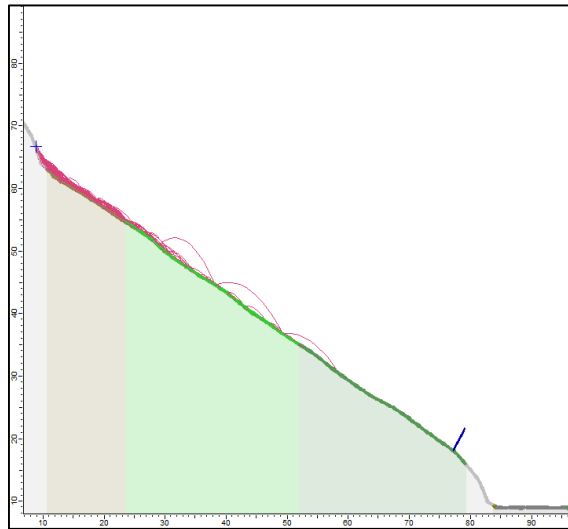


Vedlegg H RocFall-profiler

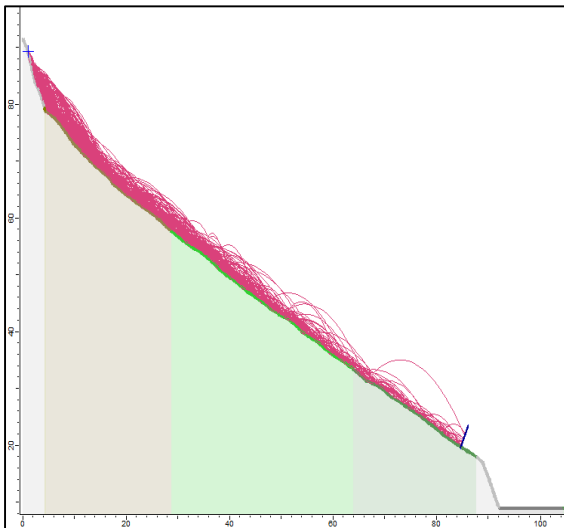
Lokalitet 1



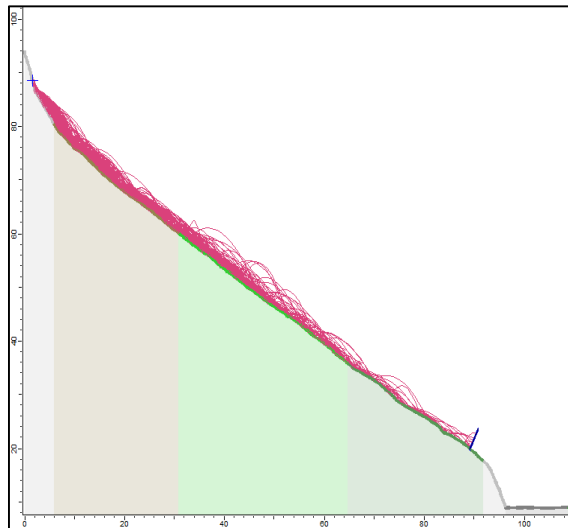
Lokalitet 2



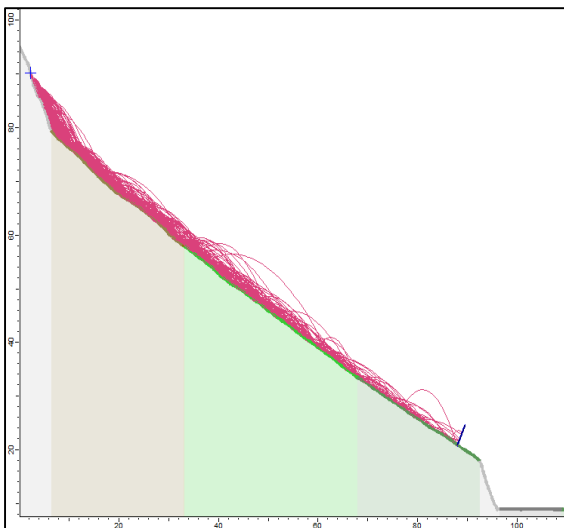
Lokalitet 3



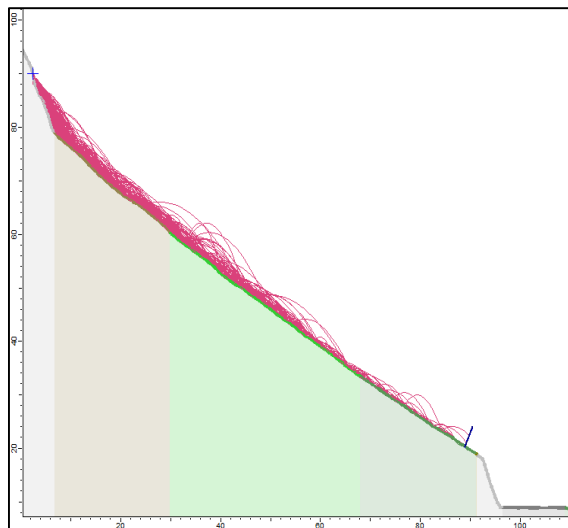
Lokalitet 4



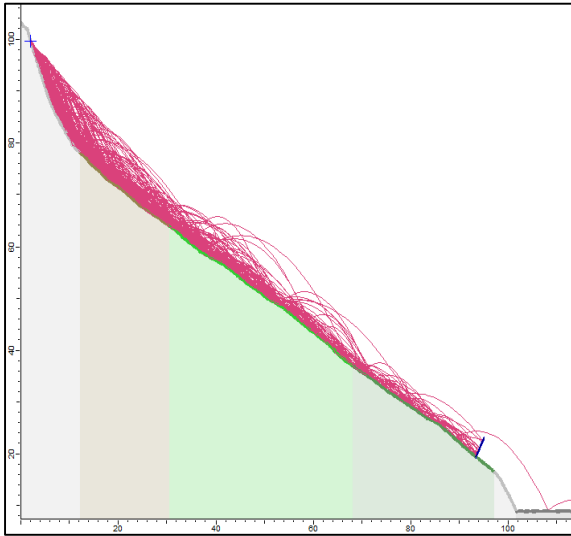
Lokalitet 5



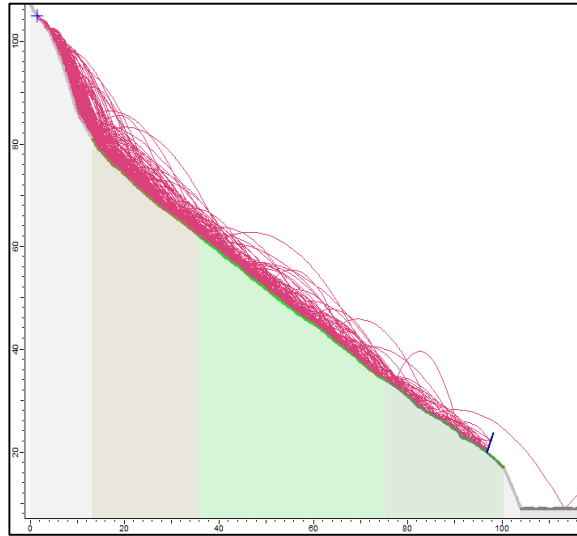
Lokalitet 6



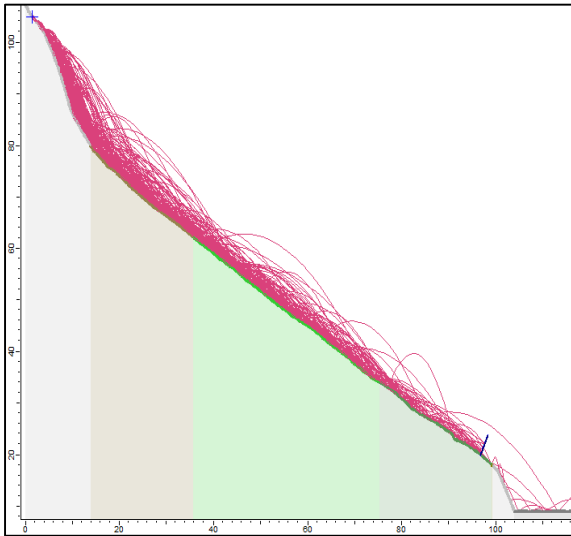
Lokalitet 7



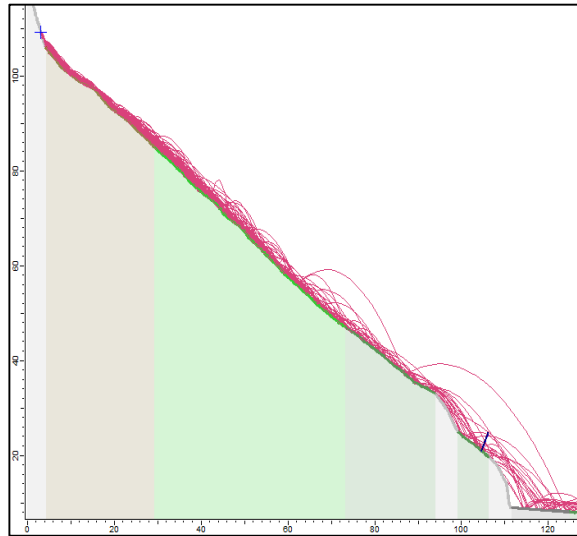
Lokalitet 8a



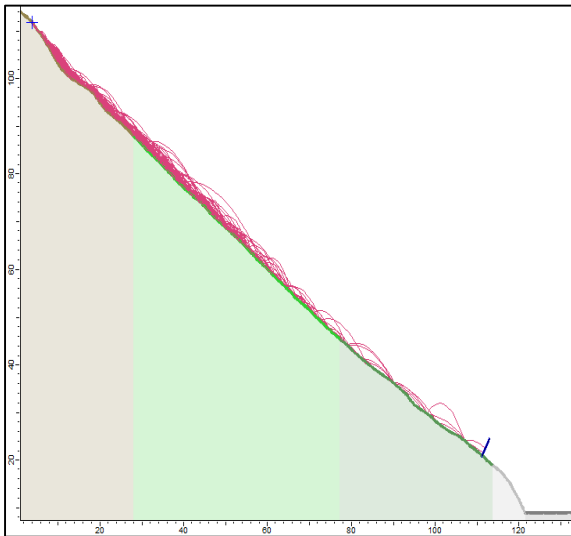
Lokalitet 8b



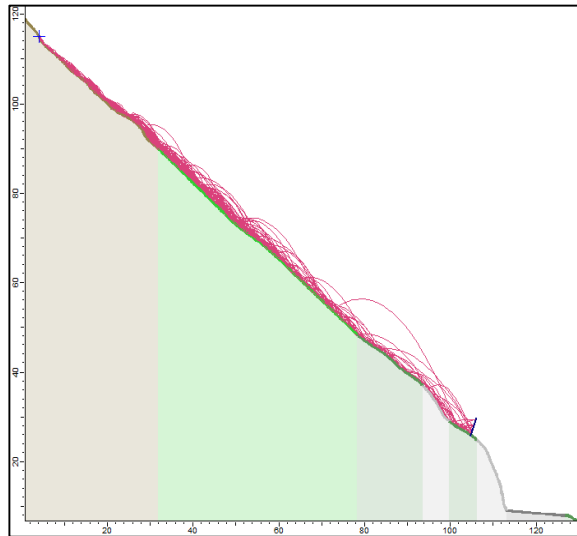
Lokalitet 9



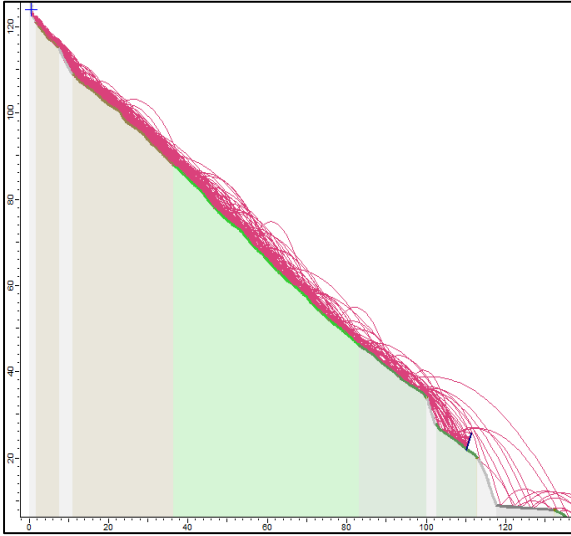
Lokalitet 10



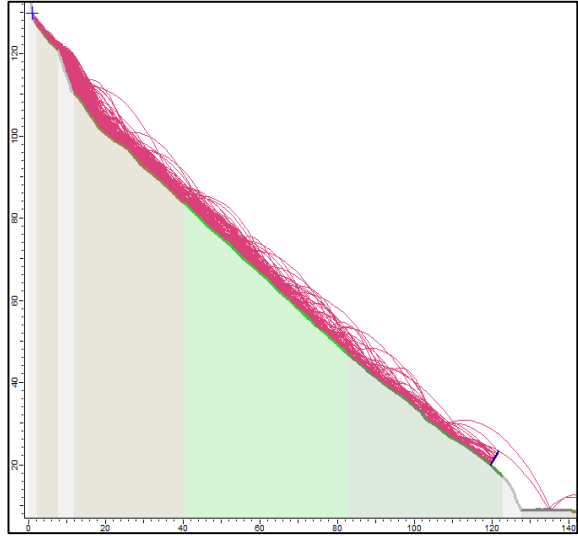
Lokalitet 11



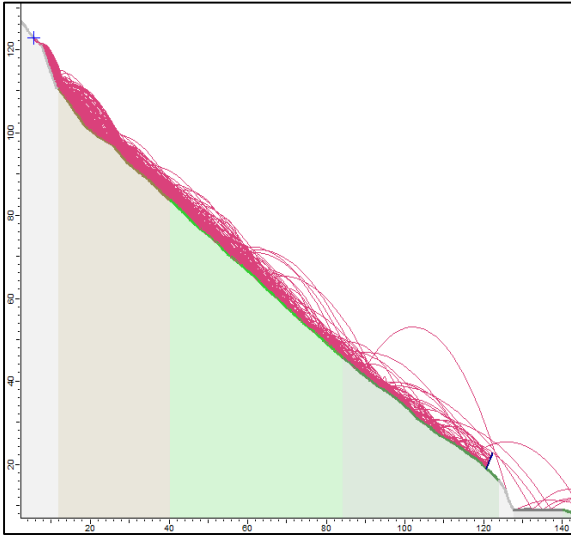
Lokalitet 12



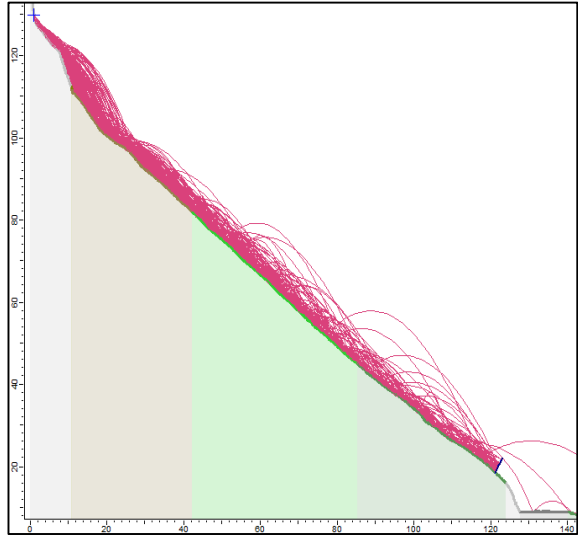
Lokalitet 13



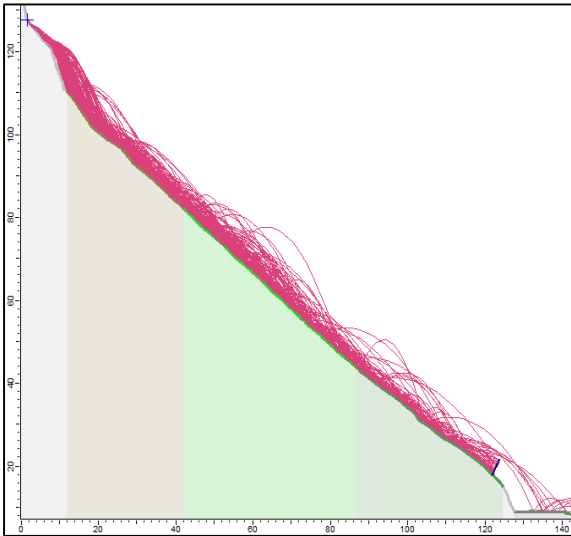
Lokalitet 14



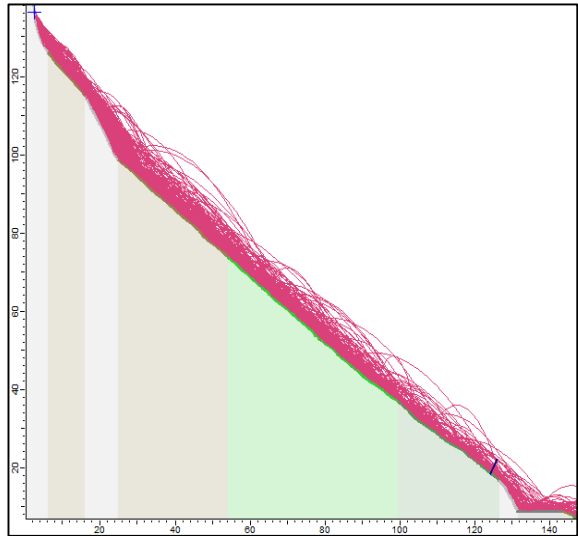
Lokalitet 15



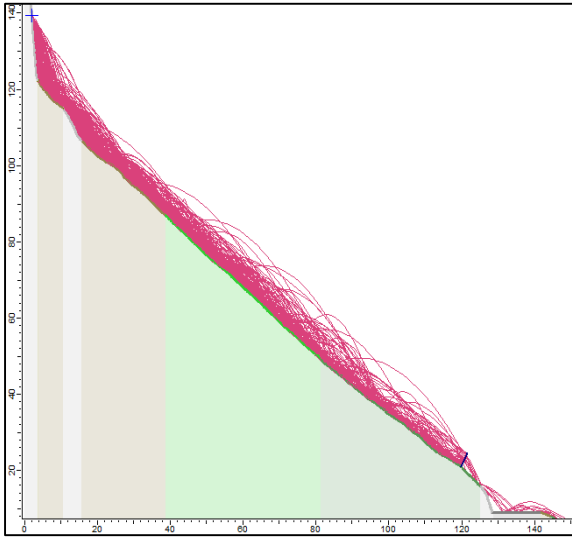
Lokalitet 16



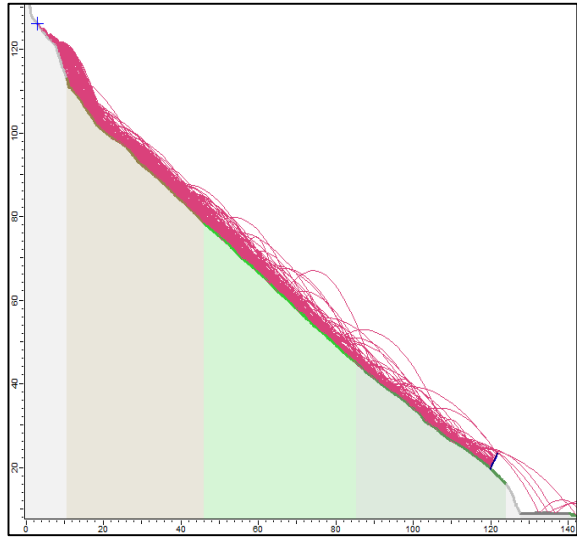
Lokalitet 17



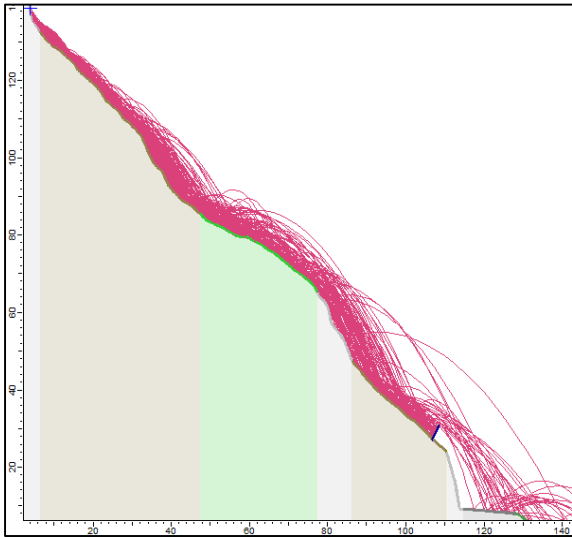
Lokalitet 18



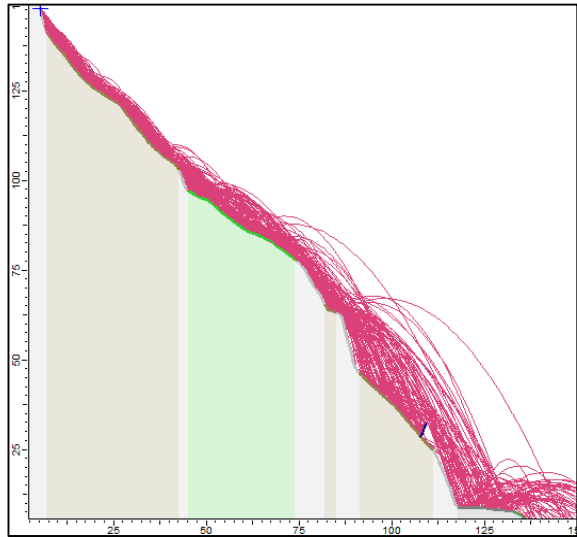
Lokalitet 19



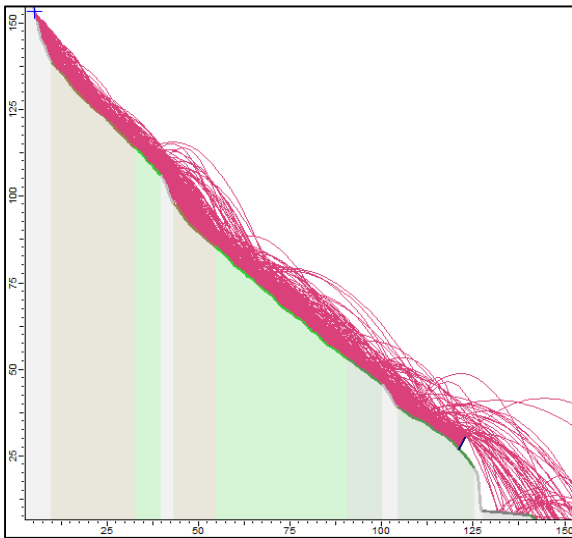
Lokalitet 20



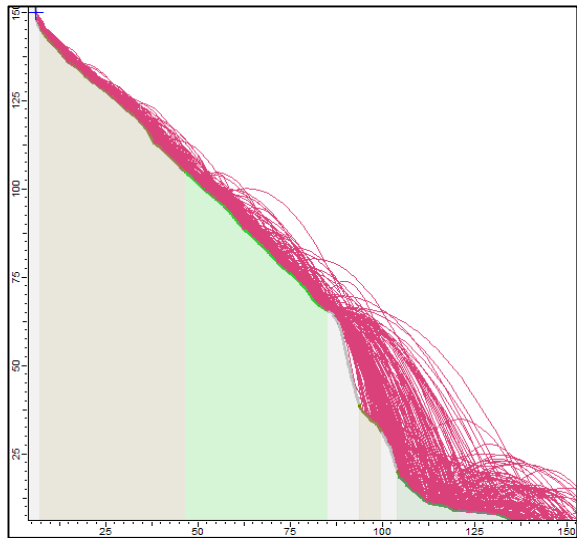
Lokalitet 21



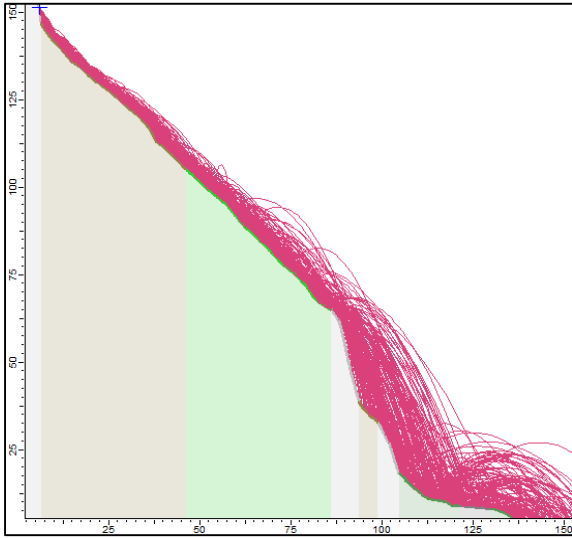
Lokalitet 22



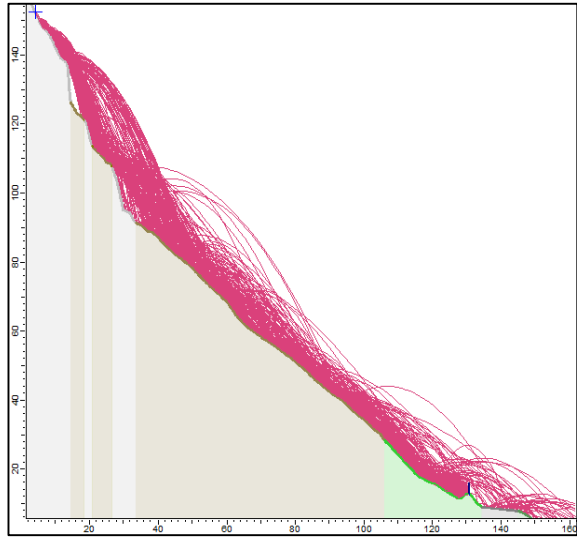
Lokalitet 23b



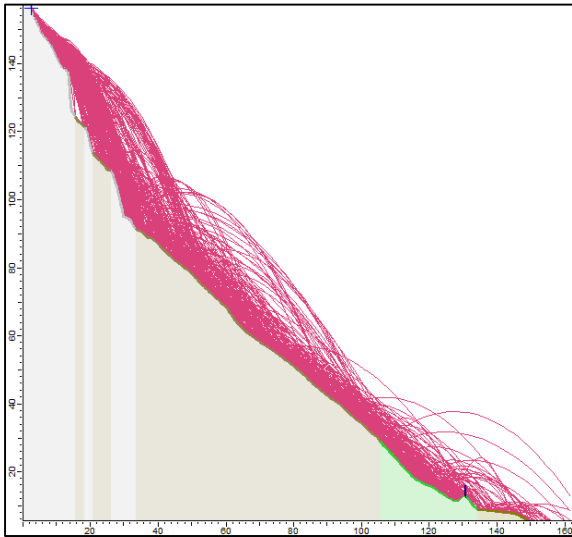
Lokalitet 23c



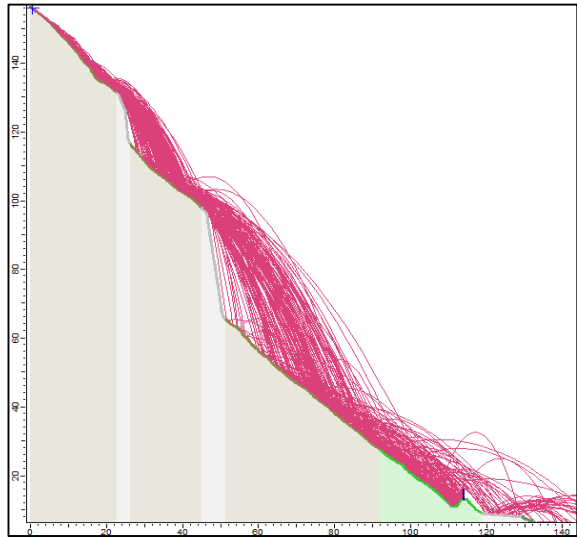
Lokalitet 25a



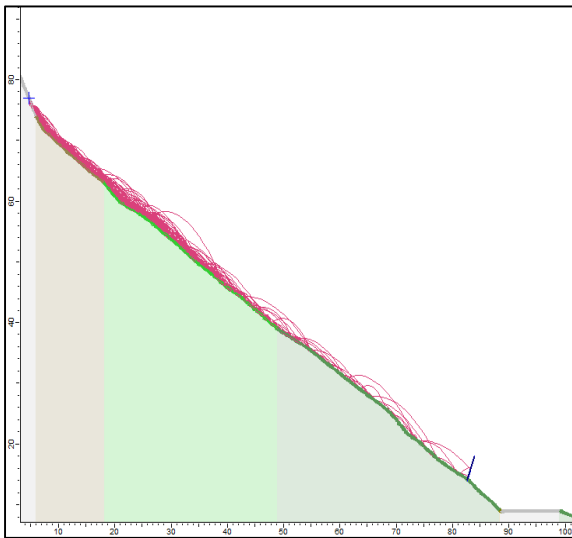
Lokalitet 25b



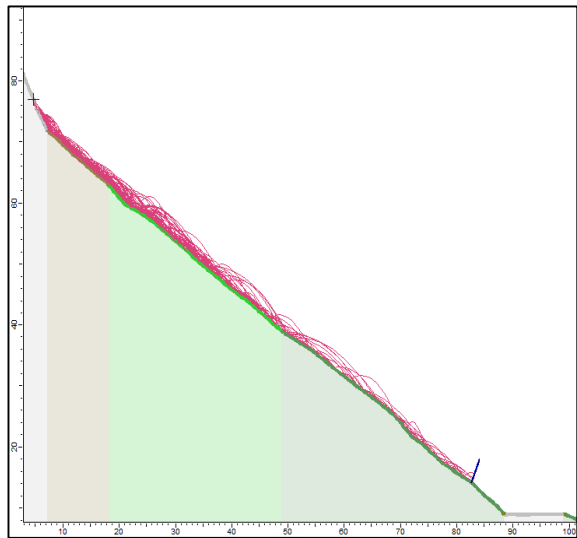
Lokalitet 26



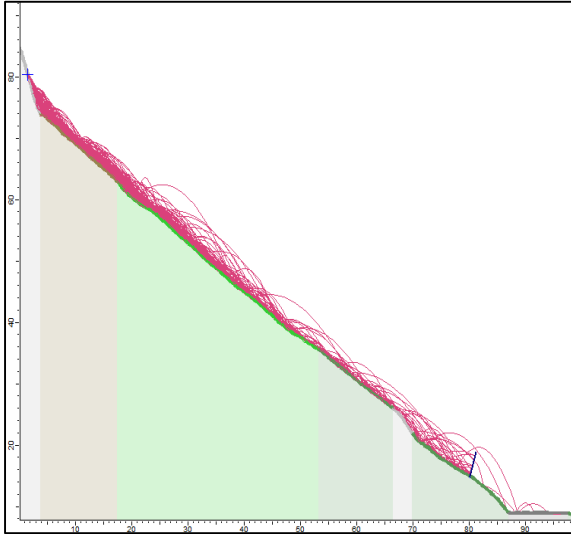
Lokalitet 27a



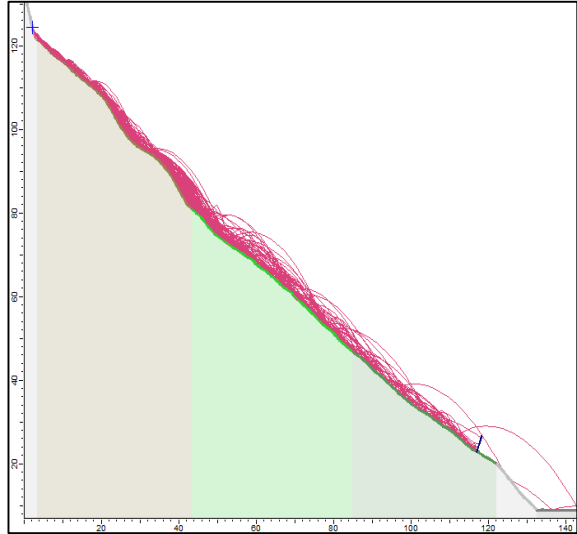
Lokalitet 27b



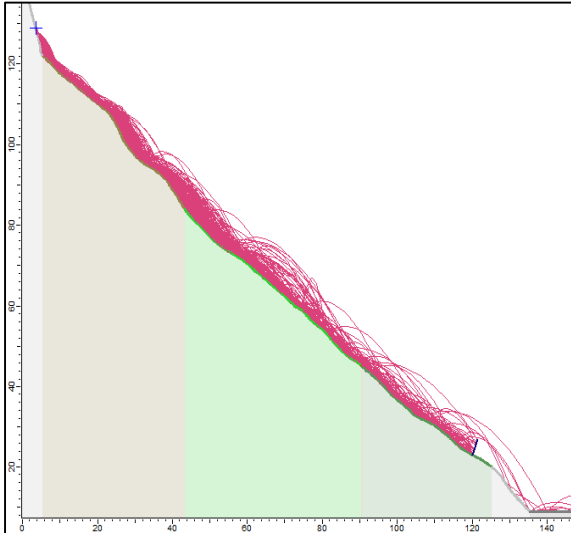
Lokalitet 28



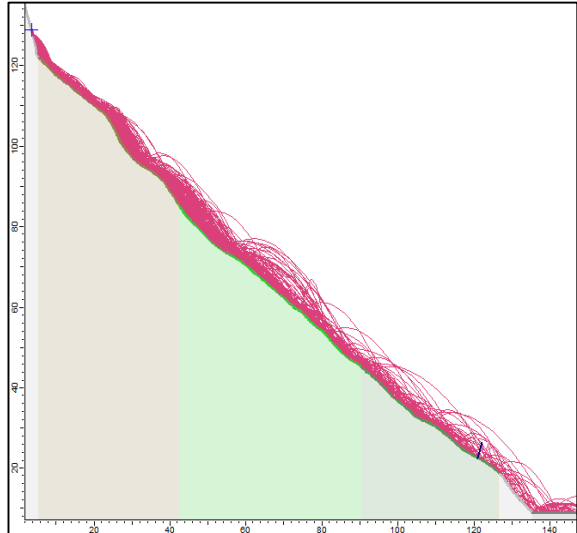
Lokalitet 29a



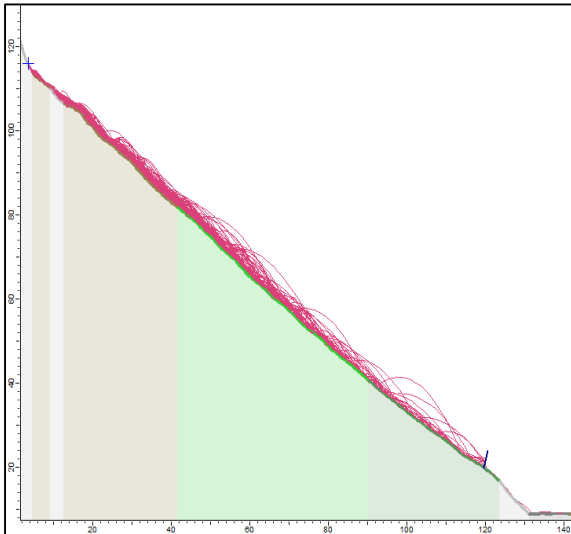
Lokalitet 29b



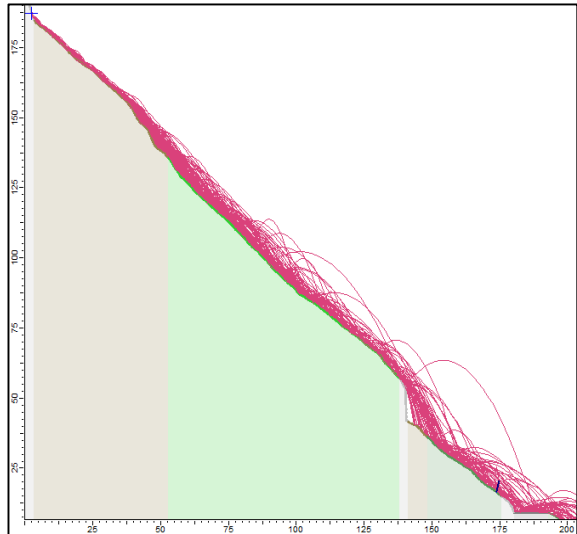
Lokalitet 29c



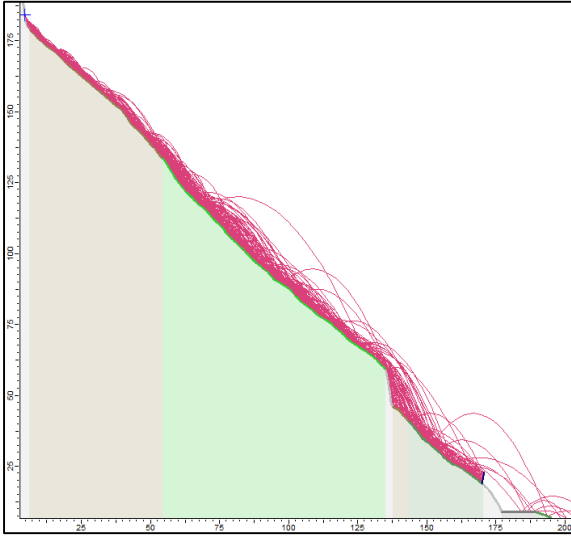
Lokalitet 30



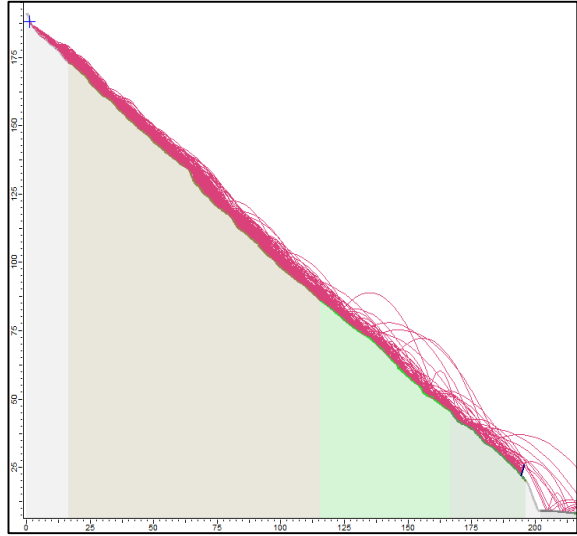
Lokalitet 31



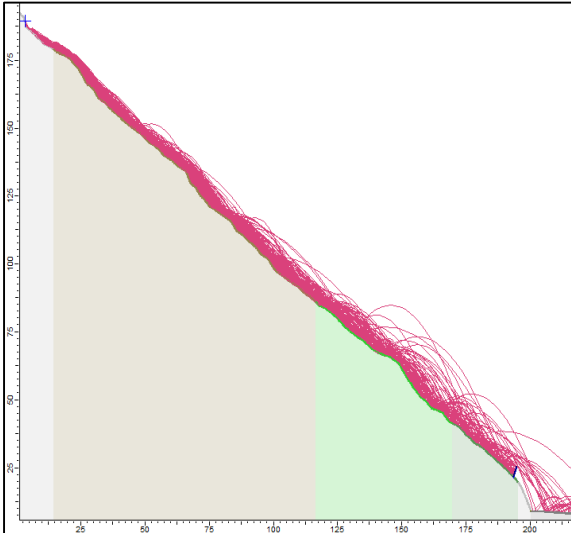
Lokalitet 32



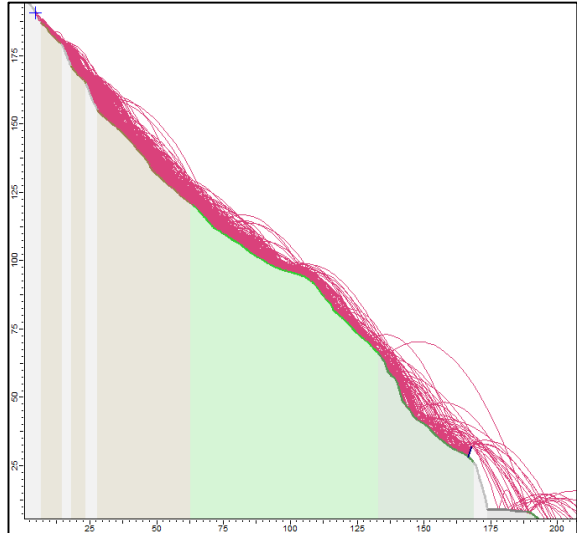
Lokalitet 33a



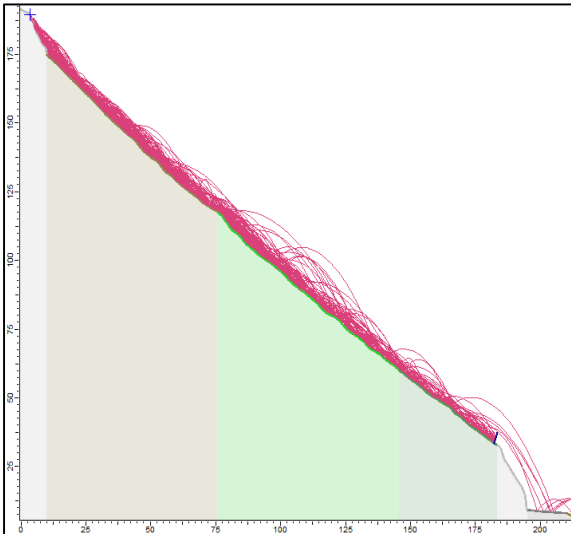
Lokalitet 33b



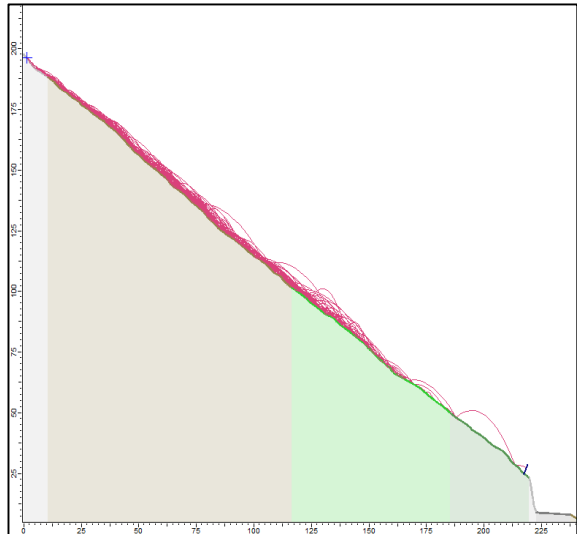
Lokalitet 34



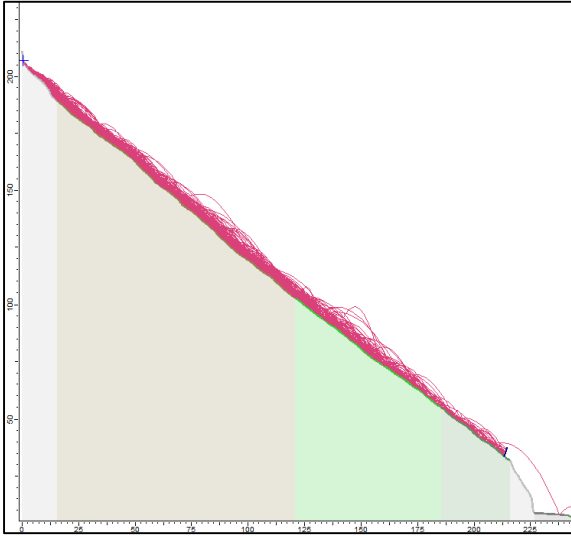
Lokalitet 35



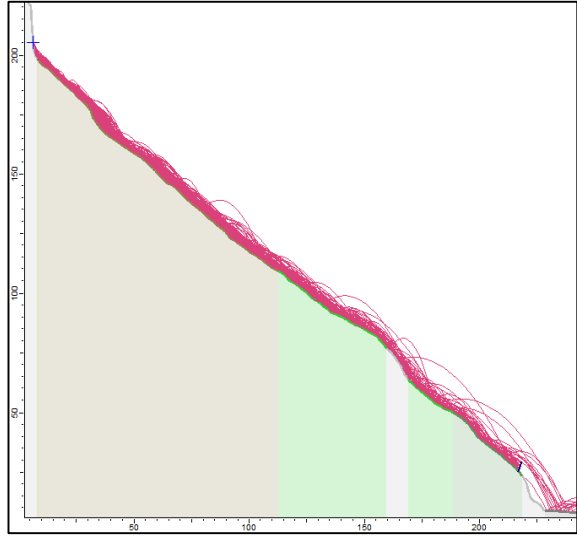
Lokalitet 36a



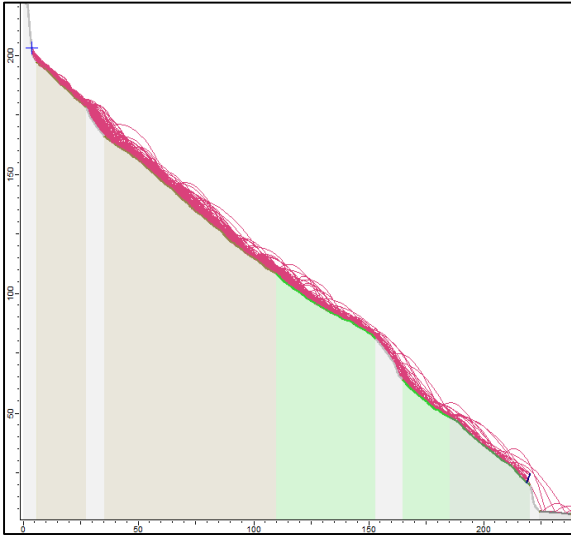
Lokalitet 36b



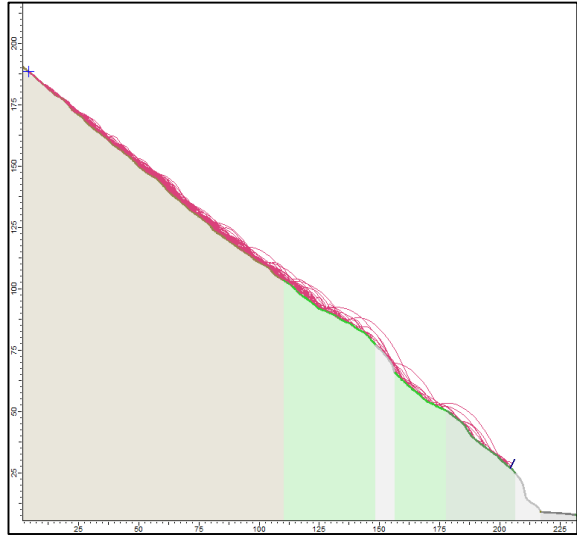
Lokalitet 37



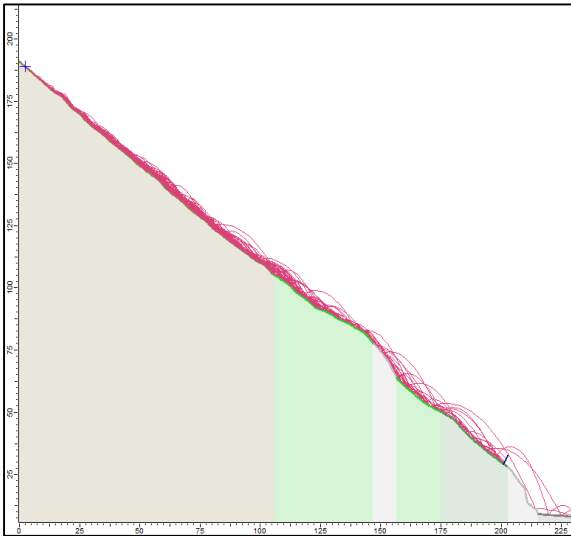
Lokalitet 38



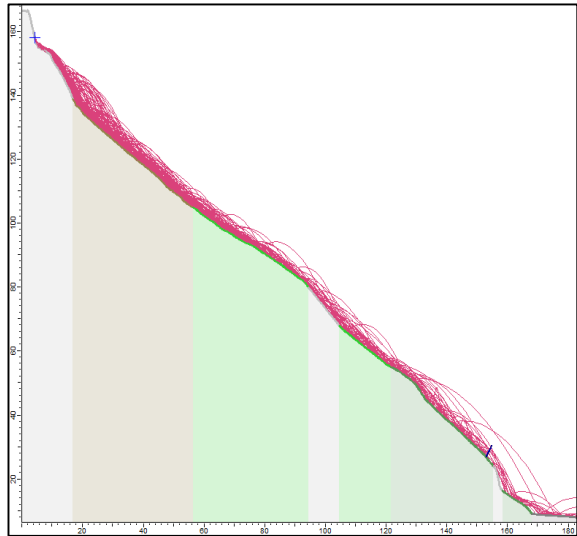
Lokalitet 39a



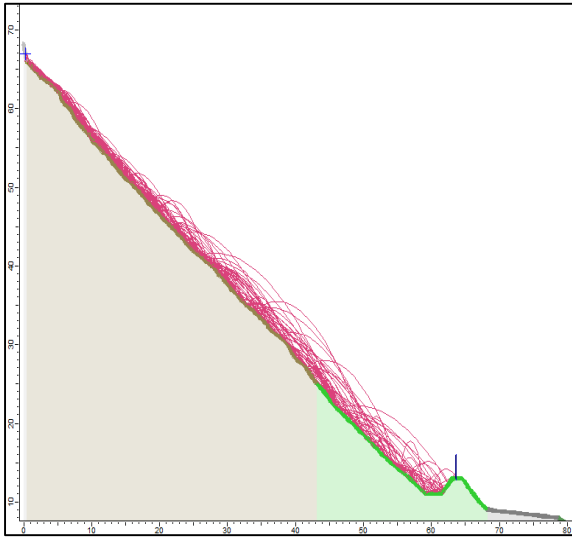
Lokalitet 39b



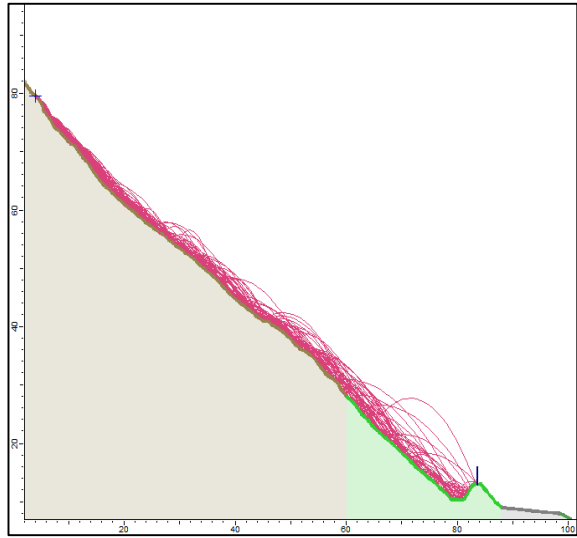
Lokalitet 40



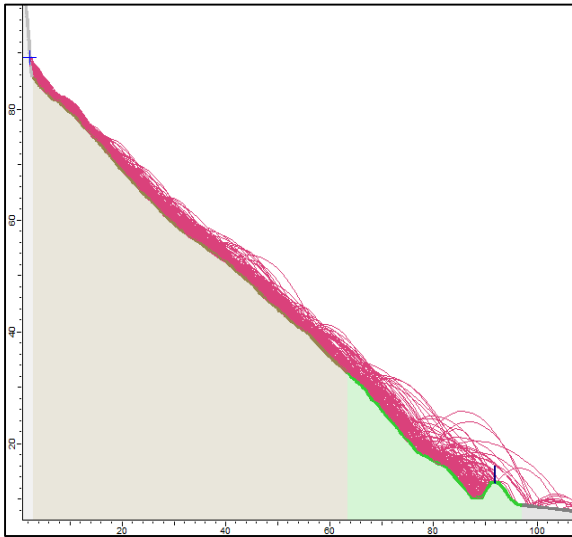
Lokalitet 43



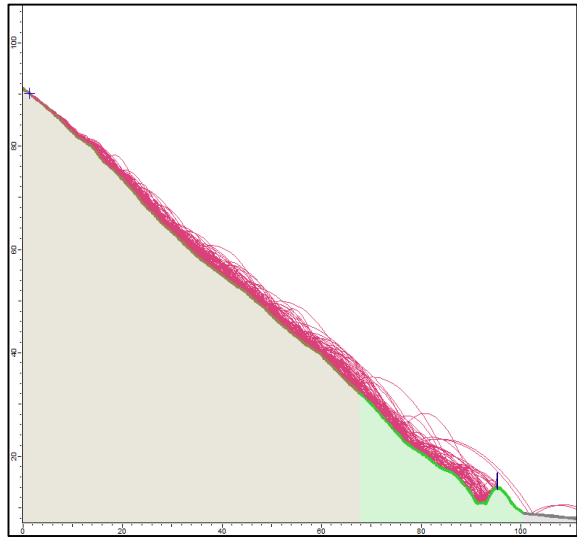
Lokalitet 45



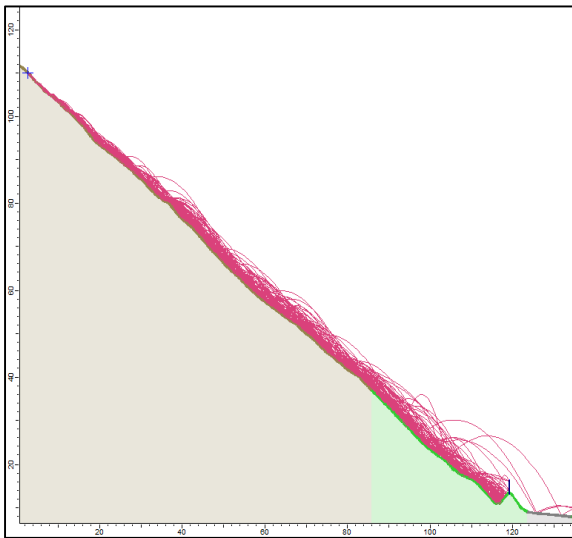
Lokalitet 46



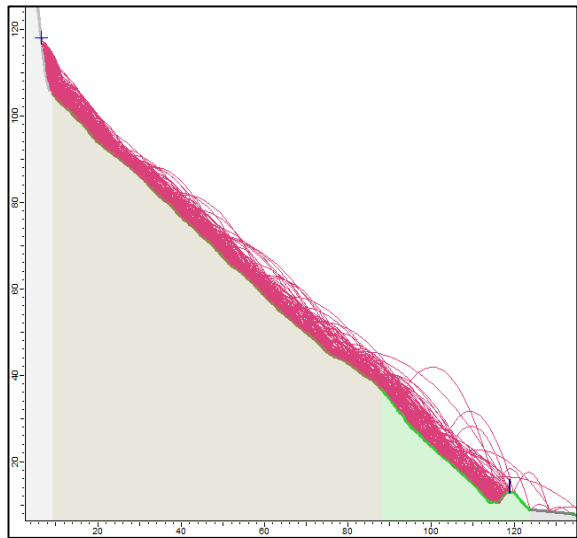
Lokalitet 47



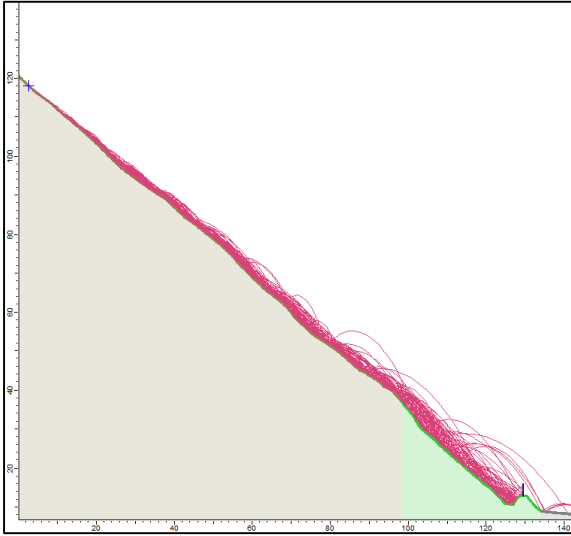
Lokalitet 48



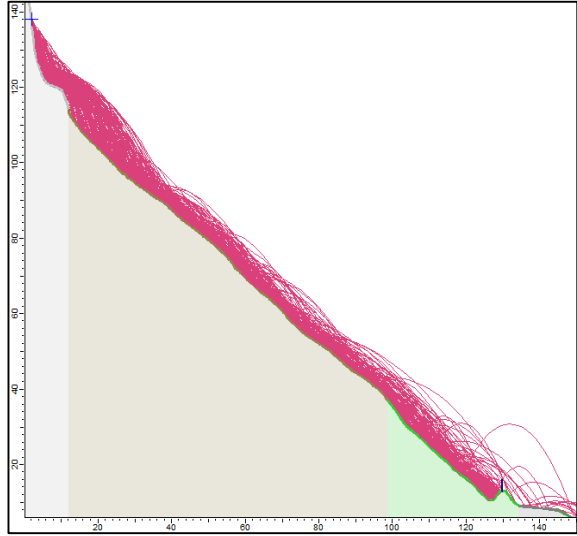
Lokalitet 49



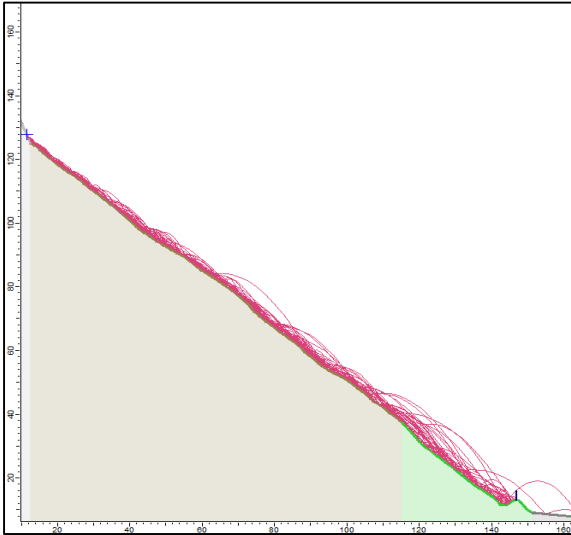
Lokalitet 51



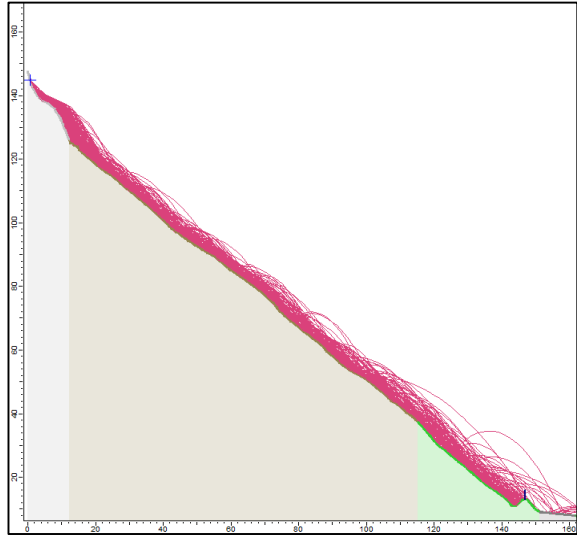
Lokalitet 52



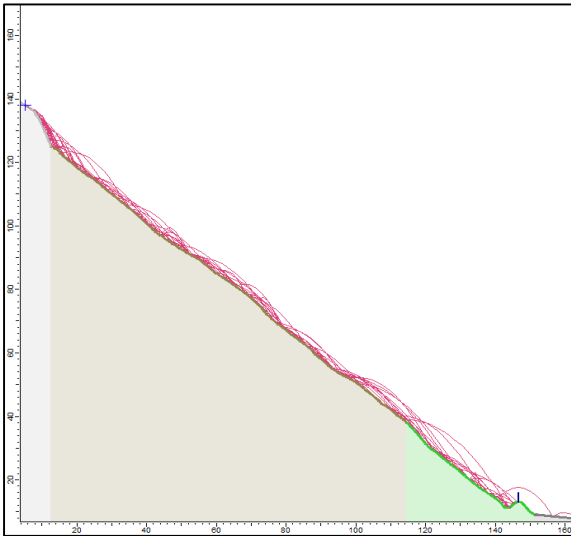
Lokalitet 53a



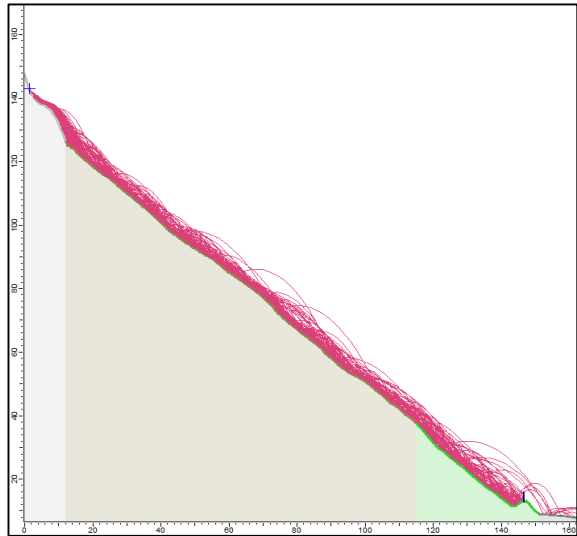
Lokalitet 53b



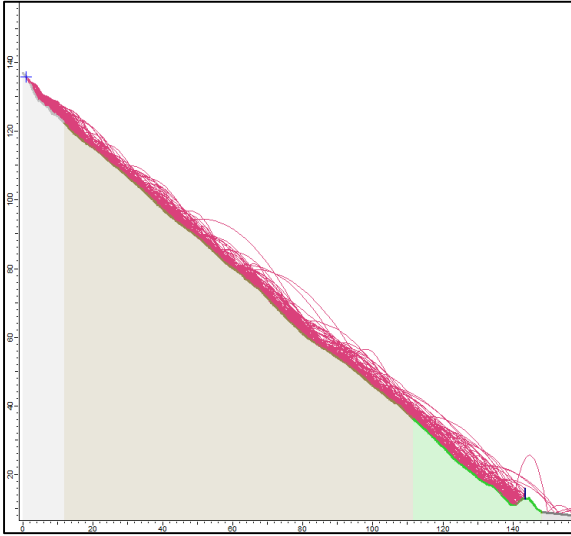
Lokalitet 53c



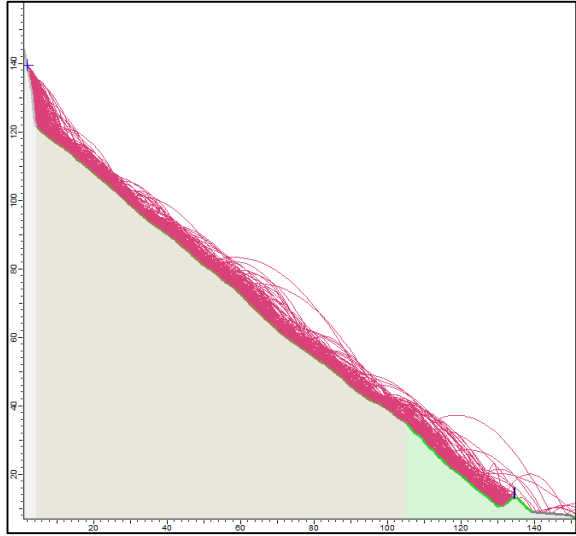
Lokalitet 53d



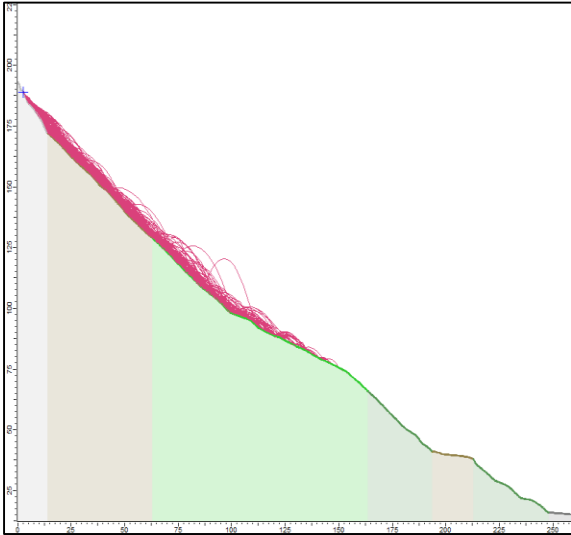
Lokalitet 53e



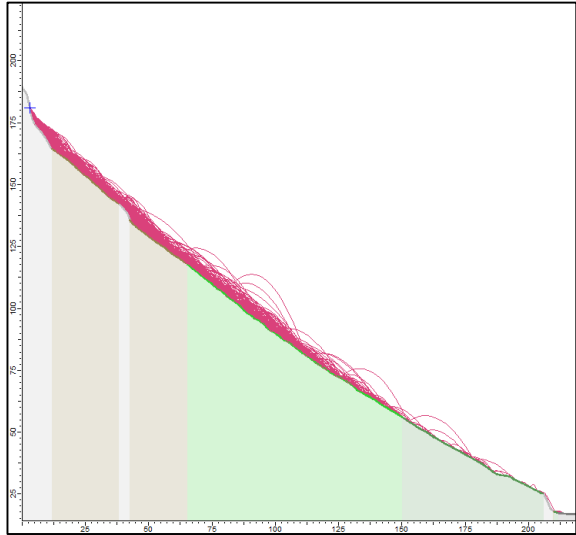
Lokalitet 53f



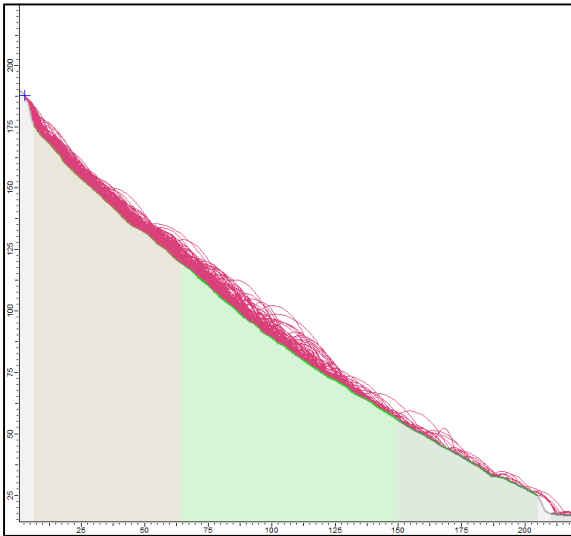
Lokalitet 54



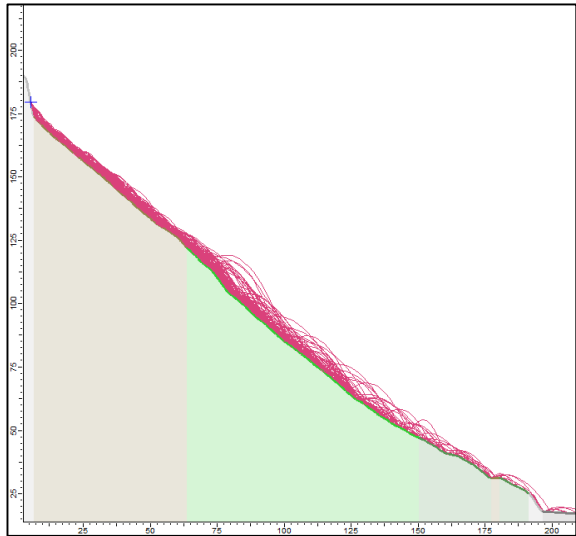
Lokalitet 55



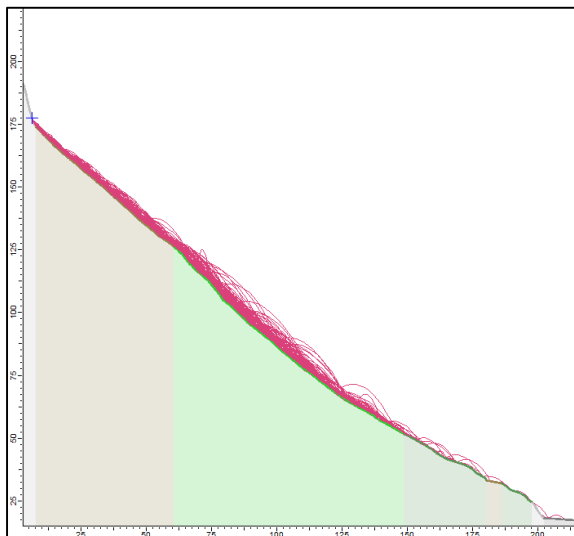
Lokalitet 56



Lokalitet 57



Lokalitet 58



Lokalitet 59

