

# Analyse av ustabil vegskjering ved Svølgja, Fv 30

**Lars Jørgen Hole**

Geologi

Innlevert: mai 2015

Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGB

Medveileder: Gunne Håland, Vegdirektoratet

Noregs teknisk-naturvitskaplege universitet  
Institutt for geologi og bergteknikk





## MASTEROPPGAVE

### Prosjektbeskrivelse

**Kandidatens navn:** LARS JØRGEN HOLE

**Oppgavens tittel:** ANALYSE AV USTABIL VEGSKJÆRING VED SVØLGJA, Fv 30

**English title:** Analysis of unstable road cut at Svølgja, Fv 30

**Utfyllende tekst:**

1.

På Fv 30 ved Svølgja i Gauldalen har det i flere tilfeller skjedd utrasninger fra de bratte vegskjæringene. Siste store utrasning skjedde i mai 2013, og etter dette ble det foretatt omfattende sikring med bolter og sprøytebetong. I denne oppgaven skal det gjennomføres en systematisk ingeniørgeologisk kartlegging av det mest kritiske partiet ved Svølgja, og det skal foretas vurdering og analyse av stabiliteten. Sentrale delen av arbeidet vil være:

- Kartlegging for avgrensning av ustabil område.
- Strukturgeologisk kartlegging og registrering av ingeniørgeologiske parametere som er nødvendige for å gjennomføre stabilitetsberegning.
- Prøvetaking og laboratorieanalyser for fastlegging av inngangsparametere for stabilitetsanalyse.
- Tilbakeregning av tidligere utglidning(er) for vurdering og valg av inngangsparametre.
- Stabilitetsberegning ved hjelp av likevektsanalyse, numerisk modellering (Phase 2 eller lignende) og andre beregningsmodeller som f.eks. SLIDE og/eller UNWEDGE. Probabilistisk analyse skal også vurderes utført dersom tiden tillater det.

Det skal utføres stabilitetsanalyse både av situasjonen før utrasningen i 2013, og av situasjonen etter utført sikring med bolter og sprøytebetong. Som støtte for analyser og diskusjoner skal det foretas litteraturstudier med innsamling av erfaringer fra andre, lignende prosjekter i Norge.

2.

Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Statens vegvesen, Vegdirektoratet med geolog Gunne Håland som kontaktperson og ekstern medveileder. Oppgaven skal leveres i 2 trykte i tillegg til pdf-versjon.

**Studieretning:**

Geologi

**Hovedprofil:**

Miljø- og geoteknologi

**Tidsrom:**

21.8.2014-15.05.2015

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN  
NTNU, 21.8.2014



## Samandrag

Fylkesveg 30 mellom Støren og Røros i Gauldalen er ei strekning der det dei siste åra har gått fleire større skred (Håland, 2015). I forbindelse med dette har Statens Vegevesen Region midt, fått i oppdrag frå Sør-Trøndelag fylkeskommune å kartlegge skredfaren på vegstrekninga.

Ein av skredhendingane på strekninga skjedde den 13. mai 2013 ved området Svølgja, mellom Haltdalen og Ålen. Hendinga var ei utgliding av ca 400 m<sup>2</sup> bergmasse frå ei ca 10 meter høg vegskjering. Vegskjeringa har ei svært ugunstig lagdeling, med sterkt etablert foliasjonsplan som heller ut mot vegen. Konsekvensar av hendinga var at vegen var stengd i over to veker utan moglegheit for lokal omkøyning.

Som ein del av skredfarekartlegginga av Gauldalen skal denne masteroppgåva sjå nærmare på skredhendinga ved Svølgja. Målet med oppgåva er å utføre ei systematisk ingeniørgeologisk kartlegging av lokaliteten og vidare gjere ei vurdering og analyse av stabiliteten til vegskjeringa. Ein viktig del av oppgåva er å registrere og fastsette nødvendige inngangsparameter for stabilitetsanalysane ved felt- og laboratorieanalyser.

Til å analysere stabiliteten for det kritiske partiet ved Svølgja blir det brukt likevektsanalyse og numerisk analyse. Likevektsanalysen utførast med partialfaktor-metoden og det blir utført både deterministisk og probabilistisk analyse. Det blir også utført sensitivitetsanalyse av inngangsparameterane for å vurdere påverknaden dei har på sikkerheitsfaktoren.

Likevektsberekninga utført for lokaliteten viser at det mest kritiske partiet ved Svølgja har ein sikkerheitsfaktor lågare ein 1, som indikerer at vegskjeringa er ustabil. Den probabilistiske likevektsberekninga gir at det er eit 75 % sannsyn for at det ustabile partiet vil rase ut. Likevektsberekninga viser også at JRC er den inngangsparameteren som har størst påverknad på berekning av sikkerheitsfaktoren for skredhendinga.

Den numeriske stabilitetsanalysen viser at området med størst total forflytting stemmer godt overeins med området som raste ut under skredhendinga i 2013. I tillegg viser den numeriske analysen at modellen har svært høg forflytting, som indikera at skjeringa er ustabil.

Alle analyse som er gjort for vegskjeringa ved Svølgja indikera at det kritiske partiet er ustabil. Dette viser at det ikkje var tilfeldig at skredhendinga i 2013 førekom. Vidare sikringstiltak for vegskjeringa bør derfor vurderast for å unngå nye skredhendingar. Resultata viser også at stabilitetsanalysane gir pålitelege resultat som samsvarar godt med dei verkelege forholda for vegskjeringa. Metodane bør derfor vurderast for liknande lokalitetar for vurdering av stabilitet.



## Abstract

County road 30 between Støren and Røros in Gauldalen is a route where the last years has occurred several larger landslides (Håland, 2015). In connection with this, the Sør-Trøndelag County has commissioned the Central Region of the Norwegian Public Roads Administration to mapping the landslide hazard on the road section.

A landslide event occurred on the road section May 13th 2013 by the area Svølgja between Haltdalen and Ålen. The landslide were a sliding failure of ca 400 m<sup>2</sup> rock mass from a ca 10 meters high road cut. The road cut has a very unfavorable stratification, with strongly developed foliation plane that fall towards the road. Consequences of the event was that the road closed for over two weeks without any possibilities for local diversion.

As part of landslide hazard mapping of Gauldalen this master thesis, take a closer look at the sliding event at Svølgja. The aim of the thesis is to perform a systematic engineering geological mapping of the locality and further do an evaluation and analysis of the stability of the road cut. An important part of the task is to register and determine the necessary input parameter for the stability analysis by use of field and laboratory analysis.

To analyze the stability of the critical section at Svølgja, limit equilibrium analysis and numerical analysis is used. Limit equilibrium analysis is done with the partial factor method, it's performed both deterministic and probabilistic analyzes. It's also performed sensitivity analysis of the input parameters to assess the degree of influence they have on the factor of safety.

The limit equilibrium analysis carried out for the locality shows that the most critical section at Svølgja has a factor of safety lesser than 1, indicating that the road cut is unstable. The probabilistic limit equilibrium analysis gives a 75% probability for failure of the unstable section. The limit equilibrium analysis also shows that the JRC is the input parameter that has the greatest degree of influence on the calculation of the factor of safety for the sliding event.

The numerical stability analysis shows that the area with the greatest total displacement coincide with the area that failed during the sliding event in 2013. In addition, the numerical analysis shows that the model has very a high displacement, indicating that the road cut is unstable.

All analysis done for the road cut at Svølgja indicates that the critical section is unstable. This shows that the sliding event in 2013 was not coincidental. Safety measures should therefore be considered in order to avoid new sliding events. The results also show that the stability analysis

gives reliable results for the road cut and should be considered for similar locations for evaluation of stability.



## Forord

Det er mange som har bidrege til denne masteroppgåva, og eg er svært takknemleg for all den støtta eg har fått.

Eg vil rette ein spesiell takk til hovudrettleiar professor Bjørn Nilsen og medrettleiar Gunne Håland ved Vegdirektoratet som gjennom heile prosessen har bidrege med gode råd og konstruktive tilbakemeldingar.

Takk til Terje Harald Bargel ved NVE som satt meg i kontakt med Gunne, og Ine Louise Gressetvold ved Statens vegvesen som har bidrege med informasjon om skredhendinga og sikringsarbeidet ved Svølgja.

Eg vil også takke Gunnar Vistnes ved bergmekanikklaboratoriet hos NTNU/SINTEF som rettleia meg gjennom gjennomføringa av laboratoriearbeidet, og Hans Jørgen Fivelstad og Rune Hole som har tatt seg tid til å lest korrektur på oppgåva.

Takk også til medstudentane Helene Strømsvik som eg har hatt mange diskusjonar med og som har bidradd med mange konstruktive tilbakemeldingar, Martine Holm Frekhaug som bidrog under feltarbeidet ved Svølgja og resten av gjengen på lesesalen som har gjort at det siste året til ei glede.

Trondheim, 15.05.2015

Lars Jørgen Hole



# Innholdsliste

<b>1</b>	<b>INTRODUKSJON</b>	<b>1</b>
1.1	BAKGRUNN	1
1.2	ENDRINGAR I PROSJEKTBEKRIVING	1
1.3	BESKRIVING AV STUDIEOMRÅDE	2
1.4	SKREDHENDING 13. MAI 2013	3
1.5	GEOLOGI	5
1.6	KLIMA	7
1.6.1	Temperatur	7
1.6.2	Nedbør	8
1.6.3	Snø	9
<b>2</b>	<b>TEORI</b>	<b>11</b>
2.1	STABILITET TIL VEGSKJERINGAR	11
2.2	GEOLOGISK KONTROLL OG UTLØYSINGSMEKANISMAR	11
2.2.1	Grunnvatn	14
2.3	METODAR FOR STABILITETSANALYSE	15
2.4	LIKEVEKTSANALYSE	15
2.4.1	Definisjon av potensielt problem	16
2.4.2	Stereografisk og kinematisk analyse	16
2.4.3	Inngangsparameter	18
2.4.4	Berekening	25
2.4.5	Sensitivitetsanalyse	27
2.5	NUMERISK ANALYSE	27
2.5.1	Kontinuerlege og diskontinuerlege modellar	28
2.5.2	Inngangsparameter	28
2.6	USIKKERHEITER OG FEILKJELDER	32
<b>3</b>	<b>METODE</b>	<b>33</b>
3.1	FELTARBEID	33
3.1.1	Strøk og fall	34
3.1.2	Schmidt-hammar	34
3.1.3	a/L metoden	37
3.2	LABORATORIEARBEID	39
3.2.1	Klargjering av prøver	39
3.2.2	Tilt-forsøk	42
3.2.3	Tyngdetettleik	44
3.2.4	Einaksial trykkfastheit (UCS)	44
3.3	STEREOGRAFISK ANALYSE OG KINEMATISK ANALYSE	45
3.4	LIKEVEKTSANALYSE	45

3.5	NUMERISK ANALYSE .....	46
<b>4</b>	<b>RESULTAT .....</b>	<b>47</b>
4.1	VÉRDATA .....	47
4.2	FELTMÅLINGAR .....	48
4.2.1	<i>Stereografisk analyse</i> .....	48
4.2.2	<i>Sprekkeplan</i> .....	50
4.2.3	<i>GSI</i> .....	52
4.2.4	<i>Hoek-Brown konstanten (<b>mi</b>)</i> .....	52
4.2.5	<i>Sprengingsskade-faktoren (<b>D</b>)</i> .....	53
4.3	LABORATORIEMÅLINGAR .....	54
4.3.1	<i>Tilt-forsøk</i> .....	54
4.3.2	<i>UCS-forsøk</i> .....	54
4.4	KINEMATISK ANALYSE .....	57
4.5	LIKEVEKTSANALYSE .....	59
4.5.1	<i>Geometri</i> .....	59
4.5.2	<i>Seismisk aktivitet</i> .....	60
4.5.3	<i>Sprekkefriksjon</i> .....	61
4.5.4	<i>Vasstrykk</i> .....	62
4.5.5	<i>Likevektsberegning med partialfaktor-metoden</i> .....	63
4.5.6	<i>Deterministisk analyse</i> .....	63
4.5.7	<i>Probabilistisk analyse</i> .....	67
4.5.8	<i>Sensitivitetsanalyse</i> .....	71
4.6	NUMERISK ANALYSE .....	73
4.6.1	<i>Geometri</i> .....	73
4.6.2	<i>Materialegenskapar</i> .....	74
4.6.3	<i>Sprekkeegenskapar</i> .....	76
4.6.4	<i>Spenning</i> .....	77
4.6.5	<i>Grunnvatn</i> .....	77
4.6.6	<i>Seismisk aktivitet</i> .....	77
4.6.7	<i>Analyse</i> .....	77
<b>5</b>	<b>DISKUSJON .....</b>	<b>79</b>
5.1	ÅRSAK TIL SKREDHENDINGA .....	79
5.2	FELT- OG LABORATORIEARBEID .....	79
5.3	LIKEVEKTSANALYSE .....	80
5.3.1	<i>Deterministisk analyse</i> .....	81
5.3.2	<i>Probabilistisk analyse</i> .....	81
5.3.3	<i>Sensitivitetsanalyse</i> .....	82
5.4	NUMERISK ANALYSE .....	82
<b>6</b>	<b>KONKLUSJON .....</b>	<b>85</b>

6.1	VIDARE ARBEID.....	85
7	REFERANSAR.....	87

**VEDLEGG A: SCHMIDT-HAMMAR MÅLINGAR**

**VEDLEGG B: RUHEITSMÅLINGAR**

**VEDLEGG C: TILT-FORSØK MÅLINGAR**

**VEDLEGG D: SPENNING-TØYINGSKURVER**

**VEDLEGG E: LIKEVEKTSANALYSE ROCPLAN**

**VEDLEGG F: SANNSYNSFORDELING**

**VEDLEGG G: SENSITIVITETSANALYSE**



# 1 Introduksjon

## 1.1 Bakgrunn

Utgangspunktet for val av tema er at det i forbindelse med Statens Vegvesen (SVV) sitt arbeid med skredfarekartlegging i Gauldalen langs Fv 30 mellom Støren og Røros (Håland, 2015), har vore ønske om grundigare vurdering og analyse av nokon utvalde kritiske lokalitetar.

Skredkartleggingsprosjektet strekker seg over ei strekning på ca 65 km frå Støren til krysset ved Fv 576 til Hessdalen og går ut på å kartlegge skredfaren for vegstrekninga. SVV har fått oppdraget frå Sør-Trøndelag fylkeskommune og er ein del av eit fireårig prosjektsamarbeid mellom Jernbaneverket, Norges vassdrags- og energidirektorat og Statens Vegvesen (Håland, 2015; Statens Vegvesen, 2014).

I samarbeid mellom student, rettleiar og SVV blir det vald at oppgåva skal omhandle ei vegskjering i området Svølgja i Holtålen kommune. Lokaliteten er aktuell på grunn av at det i mai 2013 førekom ei stor utrasing av vegskjering. På grunn av dette er det eit ønske om meir kunnskap rundt stabiliteten til vegskjeringar.

Målet med oppgåva er å vurdere og analysere stabiliteten til vegskjeringa ved bruk av likevektsberekning og numerisk analyse. Ein viktig del av dette er å måle og berekne geologiske inngangsparameter gjennom feltmålingar og laboratoriemålingar for å kunne bruke dei til å berekne stabiliteten.

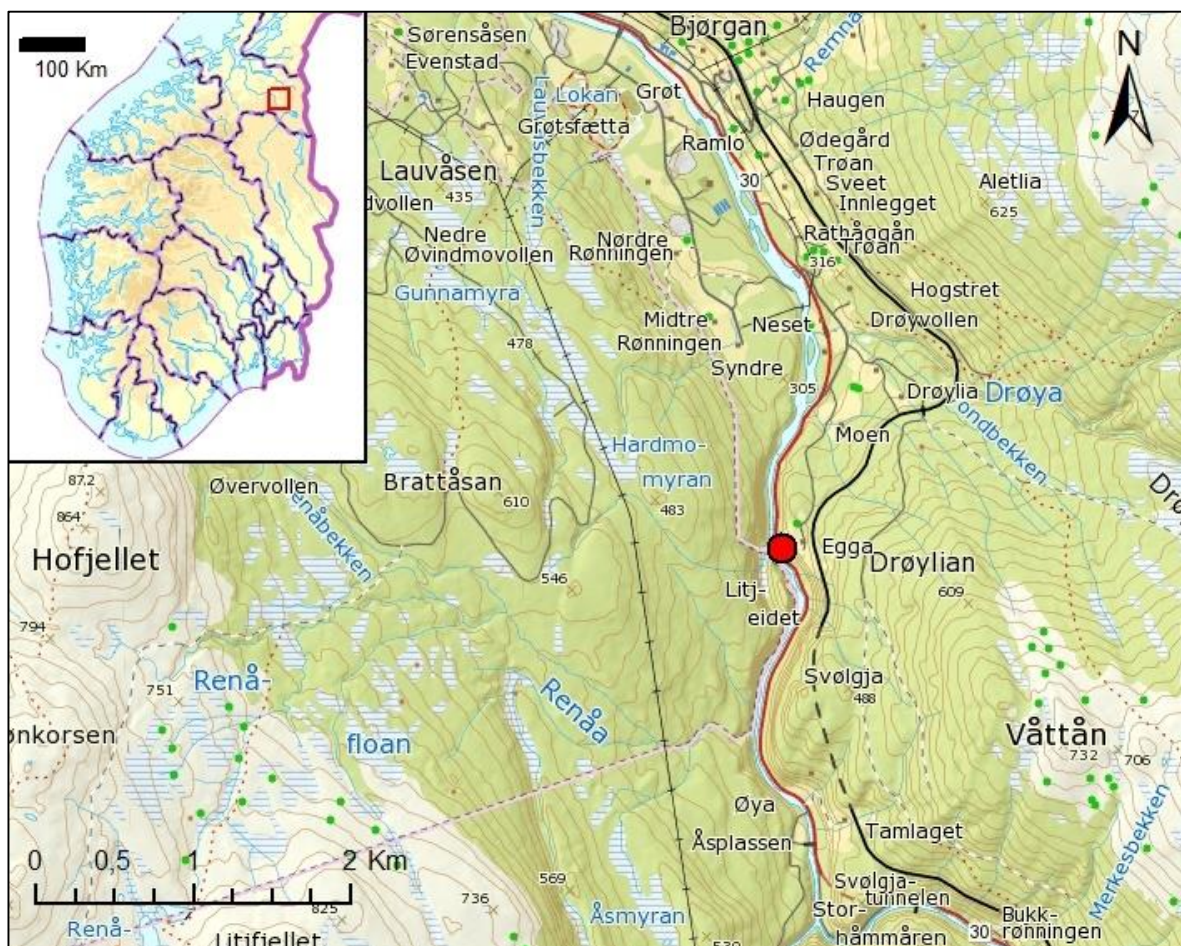
## 1.2 Endringar i prosjektbeskriving

Gjennom arbeidet med masteroppgåva har det blitt nokre forandringar i forhold til prosjektbeskrivinga, som står først i oppgåva. Forandringane frå prosjektbeskrivinga er:

1. I tillegg til stabilitetsanalysane av vegskjeringa blei det sett på årsaken til skredhendinga ved bruk av vêrdata frå området.
2. Det blei ikkje utført ei tilbakerekning av utglidinga. I staden blir det utført ei sensitivitetsanalyse inngangsparameter for likevektsanalysen.
3. Programmet RocPlan blir nytta i staden for Slide og Unwedge, då dette programmet eignar seg betre i forhold til tilhøva i vegskjeringa.
4. Det blir berre utført stabilitetsanalyse av situasjonen før utrasinga i 2013 og ikkje for situasjonen etter, då det ikkje vart tid til dette.

### 1.3 Beskriving av studieområde

Studieområdet er lokalisert i Holtålen kommune i Sør-Trøndelag, søraust i dalføret Gauldalen (Figur 1.1). Det ligger i område Svølgja som er eit trangt gjel langs elva Gaula mellom Haltdalen og Ålen. Like ved studieområdet ligger naturmerket Eggafossen. Vegskjeringa ligger på aust sida av fylkesveg 30 og er ca 200 meter lang og har ei maks høgde på ca 10 meter. Over skjeringa held skråninga fram opp mot Drøylian. Det køyrer om lag 2000 køyretøy forbi lokaliteten i løpet av eit døgn, og det er lang omkøyringsveg dersom vegen skulle bli stengt (Håland, 2015). Figur 1.2 Viser eit oversiktsbilete over vegskjeringa mot nord. Skjeringa ligger i ein yttersving og er derfor ekstra utsatt for utrasingar på grunn av manglande innspenning (Håland, 2015).



**Figur 1.1** Kart over Svølgja i Holtålen kommune. Studieområdet er markert med ein raud sirkel.





**Figur 1.2** Oversiktsbilde over studieområde (Foto: Gunne Håland).

#### **1.4 Skredhending 13. mai 2013**

Figur 1.3 viser bilder fra skredhendinga 13. mai 2013. Utrasinga var på ca 400 m<sup>3</sup> med stein, jord og vegetasjon som raste frå skjeringa ut over Fv 30 og sperra vegen. Vegen vart stengt i over to veker medan rydding og sikring av vegskjeringa på gjekk (Håland, 2015). Sikring av skjeringa med boltar og sprøytbetong etter skredhendinga er vist av Figur 1.4. Det var også ei mindre utrasing frå vegskjeringa fire dagar tidlegare, 9. mai, litt sør for det store raset.



**Figur 1.3** Bileter frå skredhendinga 13. mai 2013 (Foto: Ole Jørgen Kjellmark) (Kjellmark, 2013).

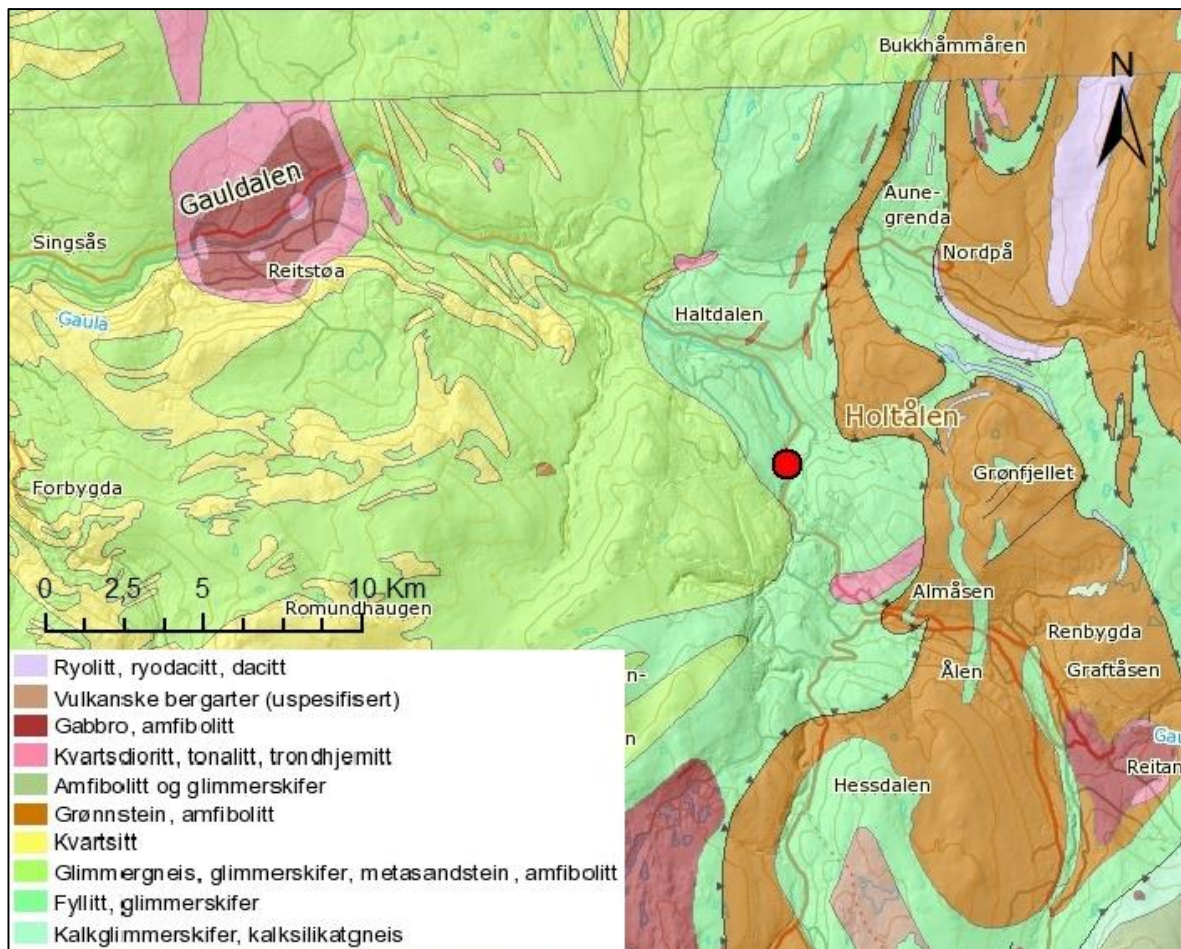


**Figur 1.4** Utrasingsområdet etter sikring med boltar og sprøytebetong (Foto: Gunne Håland).

## 1.5 Geologi

Studieområdet tilhøyrar Trondheimsfeltet, som er ei del av Den kaledonske fjellkjeda i Norge. Feltet består hovudsakleg av bergartar av sedimentær eller vulkansk opphav med varierende grad av metamorfose (Løset, 2006). Figur 1.5 viser eit utsnitt av bergrunnsgeologisk kart for Holtålen-området. Feltet er også tektonisk komplekst på grunn av sterk folding og fleire fasar med overskovingar. Trondheimsfeltet inneheld mykje av skifrige og svake bergartar og skifrigheita vil derfor kunne ha stor innverknad på stabiliteten (Løset, 2006).

Studieområdet ligger i den delen av Trondheimsfeltet som heiter Guladekket. Guladekket har relativ høg grad av metamorfose og mineral som biotitt, hornblende og granat er svært vanlege. Bergartane i området har ofte markert lagdeling med varierende tjukkeleik og godt utvikla foliasjonssprekker (Løset, 2006).



**Figur 1.5** Berggrunnsgeologiskkart for Holtålen området, Berggrunn N250 (Norges Geologiske Undersøkelse, 2015).

Bergartene ved studieområdet er beskrevet som «Grå fyllitt, biotittfyllitt og –skifer, i øst stedvis med disten, staurilitt og andalusitt» i berggrunnskartet Røros og Sveg (Nilsen & Wolff, 1989). Ut fra feltundersøking i studieområdet er glimmerskifer den mest framstående bergarten, men den har varierende metamorfosegrad langs vegskjeringa frå grensa til fyllitt og til nærmare glimmergneiss. Bergarten har sterkt etablerte foliasjonsplanar som vist på Figur 1.6.

Glimmerskiferen er danna ved regionalmetamorfose av ein leirskifer som først er omdanna til ein fyllitt, før den ved høgare temperatur blir vidare omdanna til ein glimmerskifer. Fyllitt er ein skifrig bergart der leirmineralane har blitt omdanna til glimmermineral, men kornstorleiken er så liten at enkeltkorn ikkje kan sjåast med det blotte auge. Glimmerskifer er ein bergart med godt utvikla skifrigheit og med større mineralkorn enn fyllitt. Ved enda høgare metamorfose dannast mineralet granat, og ein får bergarten granatglimmerskifer eller glimmergneis som er endepunktet for metamorfoserekka (Løset, 2006).



**Figur 1.6** Sterkt etablerte forliasjonsplan i vegskjeringa ved Svølgja (Foto: Gunne Håland).

## 1.6 Klima

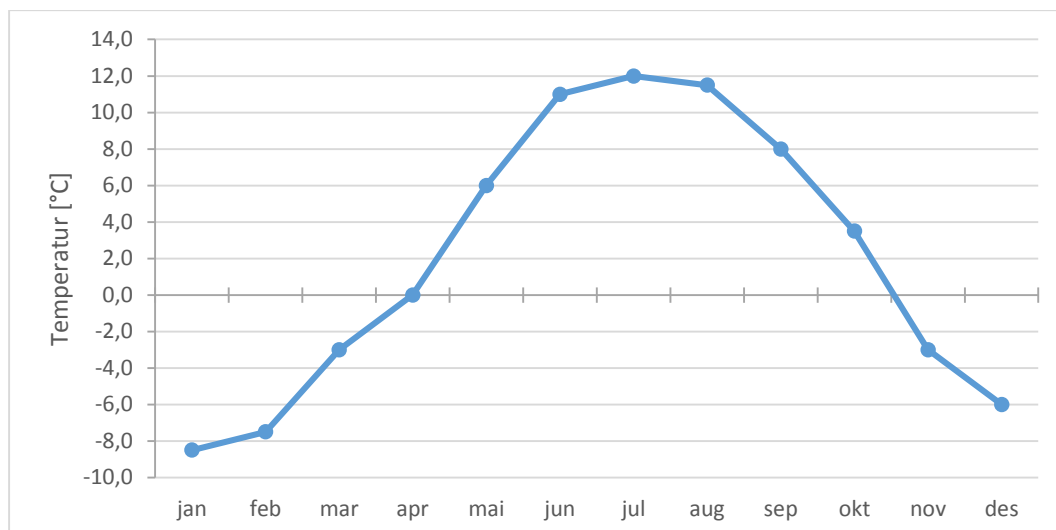
Studieområdet ligger på grensa mellom maritimt og kontinentalt klima, men er hovudsakleg påverka av innlandsklimaet i indre Sør-Trøndelag. Dette synest frå temperaturforskjellane mellom varme somrar og kalde vintrar, og relativt låg årsnedbør i området. Områder med innlandsklima er minder påverka av havet og i ly av fjell. Studieområdet ligg så nært kysten at det også grenser delvis også mot eit meir maritimt klima som i periodar kan breie seg innover frå den ytre delen av Sør-Trøndelag (Aune, 1993; Holtan, 2011; Meteorologisk Institutt, 2014; Moen, 1998).

### 1.6.1 Temperatur

Den årlege temperaturnormalen i perioden 1961 – 1990 for Ålen (stasjonsnr. 67780) var 2,0 °C (Tabell 1.1 og Figur 1.7). For det same tidsrom var den høgast månadlige temperaturnormal 12,0 °C for juli og den lågaste temperaturnormalen -8,5 °C for januar. Dette gir ein årleg temperaturforskjell på 20,5 °C (Meteorologisk Institutt, 2015).

**Tabell 1.1** Temperaturnormaler [°C] for Holtålen i perioden 1961 – 1990 (Meteorologisk Institutt, 2015).

Nr.	Stad	moh.	jan	feb	mar	apr	mai	jun	jul	aug	sep	okt	nov	des	år
67780	Ålen	397	-8,5	-7,5	-3,0	0,0	6,0	11,0	12,0	11,5	8,0	3,5	-3,0	-6,0	2,0



**Figur 1.7** Grafisk framstilling av temperaturnormaler for Holtålen i perioden 1961 – 1990 (Meteorologisk Institutt, 2015).

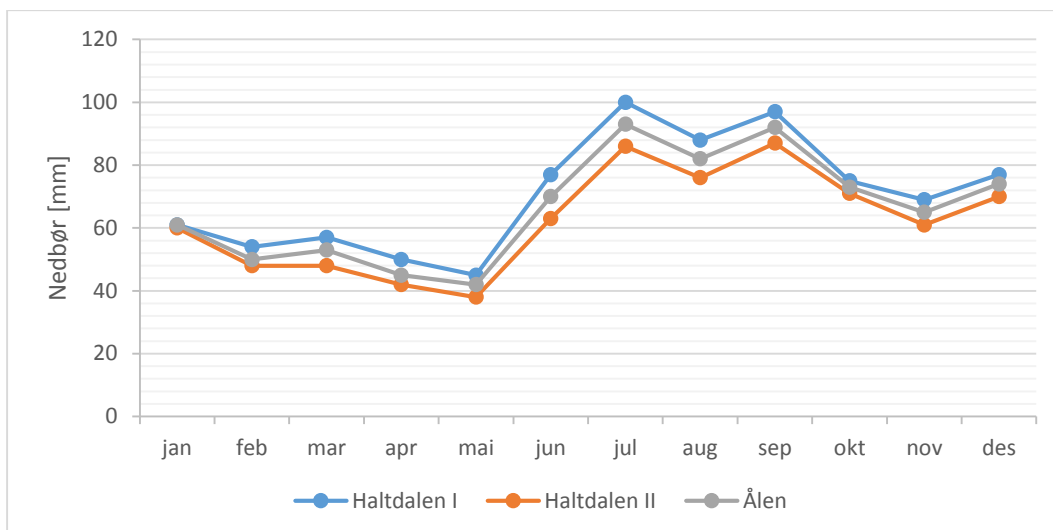
### 1.6.2 Nedbør

Den årlige nedbørsnormalen i perioden 1961 – 1990 i Holtålen kommune er 850 mm for Haltdalen I (stasjonsnr. 67760), 750 mm for Haltdalen II (stasjonsnr. 67770) og 800 mm for Ålen (stasjonsnr. 67780) (Tabell 1.2 og Figur 1.8). Tabellen viser også at størstedelen av nedbøren kjem på sommaren og tidleg haust, medan det er minst nedbør om våren. For same periode er nedbørshyppigheitsnormalen for Haltdalen III (stasjonsnr. 67770) omlag 140 døgn med 1 mm eller meir nedbør per år (Tabell 1.3) (Meteorologisk Institutt, 2015).

Langtidsvariasjonar viser at mellom normal periodane 1931 – 1960 og 1961 – 1990 har området hatt ein nedbørsreduksjon på 20 % (Aune, 1993; Førland, 1993).

**Tabell 1.2** Nedbørsnormaler [mm] for Holtålen i perioden 1961 – 1990 (Meteorologisk Institutt, 2015).

Nr.	Stad	moh.	jan	feb	mar	apr	mai	jun	jul	aug	sep	okt	nov	des	år
67760	Haltdalen I	290	61	54	57	50	45	77	100	88	97	75	69	77	850
67770	Haltdalen II	290	60	48	48	42	38	63	86	76	87	71	61	70	750
67780	Ålen	397	61	50	53	45	42	70	93	82	92	73	65	74	800



**Figur 1.8** Grafisk framstilling av nedbørsnormaler for Holtålen i perioden 1961 – 1990 (Meteorologisk Institutt, 2015).

**Tabell 1.3** Normaler for tall på døgn med 1mm eller meir nedbør for Holtålen i perioden 1961 – 1990 (Meteorologisk Institutt, 2015).

Nr.	stad	moh.	jan	feb	mar	apr	mai	jun	jul	aug	sep	okt	nov	des	år
67770	Haltdalen III	290	12,4	9,7	8,0	10,1	7,7	11,0	13,4	13,6	15,9	13,0	13,0	13,4	141,2

### 1.6.3 Snø

Den årlige snønormalen i perioden 1961 – 1990 for studieområdet er 175-199 døgn med snødekt mark, 40-49 døgn med snøfall og maksimal snødjupne på 100-124 cm. Siste dagen med snøvêr om våren er normalt mellom midten og slutten av april, og siste dag med snødekt mark er mellom byrjinga og midten av mai for same periode (Bjørnbæk, 1993).





## 2 Teori

### 2.1 Stabilitet til vegskjeringar

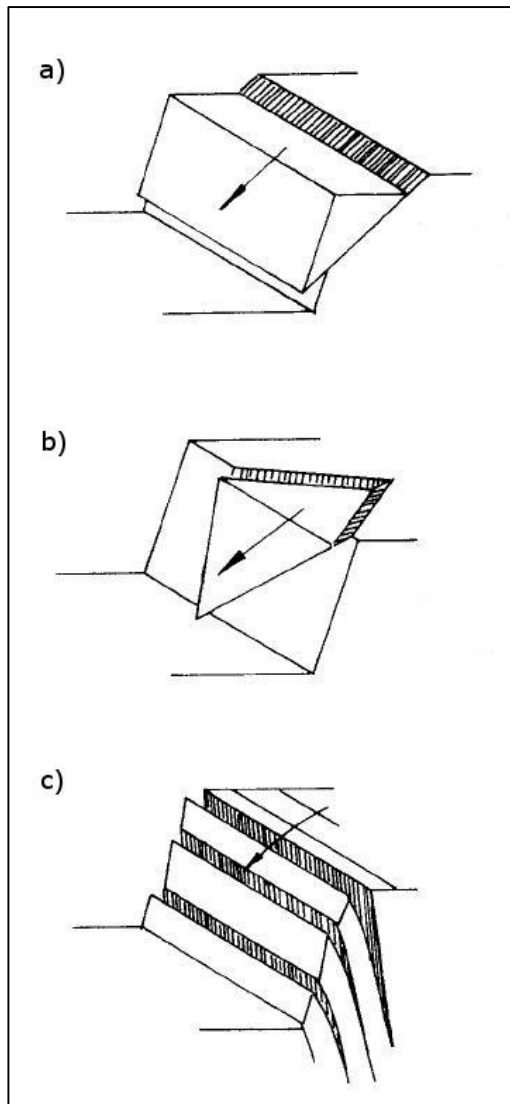
Skjeringar i berg, i samband med bygg- og anleggsverksemd (som t.d. skjeringar langs veg og jernbane), er svært utsett for problem knytt til stabilitet. Dette er på grunn av at det ofte er ønskje om å lage skjeringane så bratte som mogeleg. Dersom vegskjeringa blir laga brattare enn hellinga til svakheitsplan i berget, for eksempel foliasjon, kan dette føre til utgliding dersom svakheitsplana går parallelt med vegen. I tillegg har skjeringane svært låg toleranse for utrasingar på grunn av faren for skader og tap av menneskeliv for dei som ferdast nær skjeringa (Wyllie et al., 2004).

For dei fleste vegskjeringar er spenninga i berget mykje lågare enn bergstyrken. På grunn av dette er det liten fare for oppsprekking av intakt berg. Hovudbekymringa er derfor stabiliteten til blokker som allereie er avgrensa av eksisterande bergsprekker og andre svakheitlar. På grunn av dette er det svært viktig å ha kontroll på strukturgeologien til berget (Wyllie et al., 2004).

### 2.2 Geologisk kontroll og utløysingsmekanismar

Vegskjeringar er nesten alltid konstruert av menneskeleg aktivitet og er derfor sterkt påverka av dei inngrepa som er gjort. I dei område der ein har gjort inngrep i den naturlege bergskråninga, er mekaniske prosessar den viktigaste utløysande faktoren (Hoek, 2007).

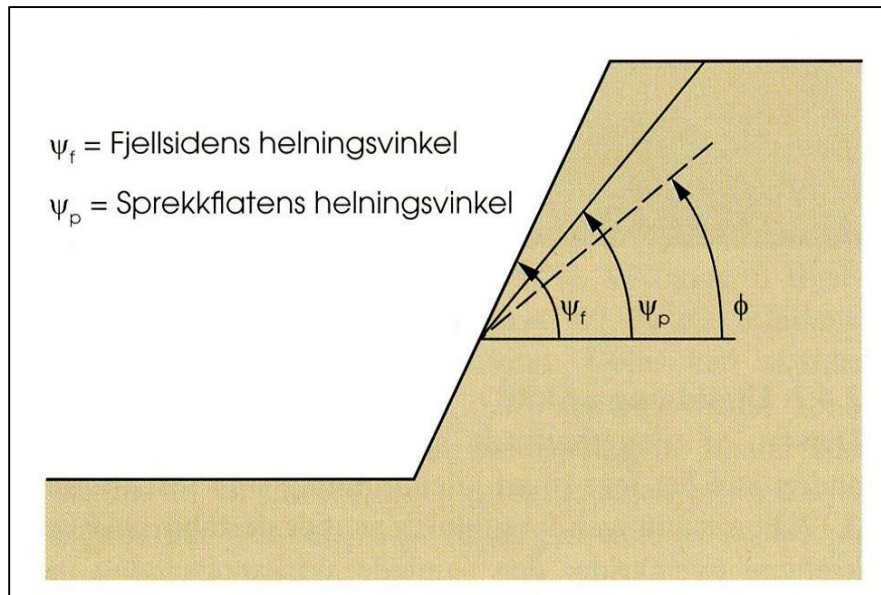
Det er hovudsakeleg tre ulike typar bergbrot som kan føre til utløysing i bergskjeringar, desse tre er planbrot, kilebrot og utvelting, som vist i Figur 2.1. Plan og kiler førekjem som utglidingar langs svakheitsplan medan utvelting er på grunn av rotasjon av bergblokkene (Wyllie et al., 2004).



**Figur 2.1** Hovudtypar av bergbort: a) planbrot, b) kilebrot og c) utvelting (ISRM, 1978b).

Utrasing langs plan førekjem der steinblokka er avgrensa av eit enkelt svakheitsplan som heller ut av terrenget, som vist i Figur 2.2. Planutgliding er den enklaste forma for brot, men er samtidig veldig uvanlig. Dette er på grunn av at det skal mykje til for at alle dei geometriske føresetnadane skal ligge til rette for å få ei planutgliding. Dei geometriske føresetnadane er (Wyllie et al., 2004; Hoek & Bray, 1981):

1. Glideplanet må ha tilnærma parallell strøkretning med skråningsoverflata.
2. Glideplanet må komme ut i skråningsoverflata. Som betyr at hellingsvinkelen til glideplanet må vere lågare enn skråningshellinga.
3. Fallvinkelen til glideplanet må vere større enn friksjonsvinkelen på planet.
4. Den øvre delen av glideplanet må enten møte overflata eller gå over i ei tensjonssprekke.
5. Steinblokka må ha frie avgrensingar på sidene som ikkje forhindrar utgliding.



**Figur 2.2** Planutgliding langs eit enkelt sprekkplan med hellingsvinkel ( $\psi_p$ ) som er mindre enn fjellsidas hellingsvinkel ( $\psi_f$ ) og større enn friksjonsvinkelen ( $\phi$ ) (Høeg et al., 2014).

For å kunne få utrasing av ein kile må ein ha to eller fleire svakheitsplan som danner ei avgrensing av ei bergblokk og utglidinga skjer langs skjeringslinja mellom plana. Kileutglidingar kan førekome over eit mykje større spekter av geologiske og geometriske forhold enn planutglidingar. Dei geometriske forholda som må ligge til rette er (Wyllie et al., 2004; Hoek & Bray, 1981):

1. Må ha to plan som kryssar kvarandre langs ei linje.
2. Fallet til skjeringslinja må vere mindre enn hellinga til skråninga og større enn friksjonsvinkelen.
3. Skjeringslinja må vere orientert slik at den har fall ut av skråninga.

Utvelting førekjem der kor ein har hovuddiskontinuitetane fallande bratt inn i skråninga og strøkretning tilnærma lik skråninga. Dei ytste blokkene som ikkje har nokon støtte frå andre blokker vil begynne å rotere utover til dei kollapsar og rasar ut. Grunnen til at blokkene roterer er at gravitasjonscenteret ligger utanfor foten til blokka. Ein indikasjon på utvelting er at tensjonssprekker er vidare i toppen enn ved foten av blokka (Wyllie et al., 2004; Hoek & Bray, 1981).

Utrasingar kan også førekome på grunn av kjemiske eller biologiske prosessar. Dei viktigaste av desse prosessane er fyrst og fremst auka vasstrykk langs sprekkflatene på grunn av nedbør og/eller snøsmelting og fryse-/tineprosessar som utvidar sprekkene (Devoli, 2011; Hoek, 2007). Ein annan prosess som kan føre til utløysing er erosjon av stabiliserande masser. Dette skjer

hovudsaklig på grunn av rennande vatn som undergraver bergblokker, men også vind og andre former for erosjon kan bidra til dette. Andre prosessar er kjemisk forvitring av berget, rot-sprenging og rot-velt (Hoek, 2007).

### 2.2.1 Grunnvatn

Grunnvatnet har ein stor innverknad på stabiliteten av bergskjeringar, og ein av dei viktigaste årsakene til utrasingar. Under snøsmeltinga og i periodar med store nedbørsmengde vil ein få tilført store mengder vatn til berggrunnen. Dette kan føre til at ein får økt vasstrykk i sprekker som kan føre til rørsle og utrasing av ustabile bergmasser under desse periodane (Norges Geologiske Undersøkelse, 2014). Grunnvatnet kan påverke stabiliteten til bergmasser på fleire måtar (Grøneng, 2010):

- Grunnvasstrykket i bergmassane reduserer normalspenninga som verkar på glideplane. Dette vil føre til ein reduksjon av friksjonen langs glideplanet.
- Grunnvatnet kan samle seg i tensjonssprekker, slik at grunnvatnet fungerer direkte som ei drivande kraft på bergmassene.
- Grunnvatnet kan redusere den interne friksjonen, dvs. styrken til sprekketryllmaterialet og mulig forårsake svelling av sleppematerialet.
- På grunn av utviding av frysing, vatn utvidast tilnærma 10% når det frys, som kan forårsake betydeleg forflytting og kraft som reduserer stabiliteten.
- Rennande vatn kan forårsake utvasking og erosjon i svakt berg som reduserer stabiliteten.

I tillegg til drenering av overflatevatn vil det alltid vere noko væske som samlast i berggrunnen i form av væte og vatn i mikrosprekker. Dette vatnet vil kunne påverke fjellet under fryse- og tineprosessar, og påverke om ein får frostsprenging med utviding og nydanning av sprekker. Dette er en langsam prosess som fører til svekking av stabiliteten til berget (Norges Geologiske Undersøkelse, 2014).

## 2.3 Metodar for stabilitetsanalyse

Det finst fleire metodar som kan brukast for å vurdere og evaluere skråningsstabilitet (Nilsen & Palmstrøm, 2000):

- Empirisk analyse
- Likevektsanalyse
- Numerisk analyse
- Fysisk modell

I denne oppgåva vil det vere fokus på to av metodane for å undersøke stabiliteten til skjeringa ved Svølgja. Desse to er likevektsanalyse og numerisk analyse.

## 2.4 Likevektsanalyse

Likevektsberekning er ein vanleg brukt metode for berekning av stabiliteten i ingeniørgeologi. Metoden går ut på at ein bereknar dei stabiliserande og drivande kreftene som verkar på ei bergblokk som er omgitt av diskontinuitetar. Ved å sette desse kreftene opp mot kvarandre, som vist i likning (2.1), kan ein berekne ein sikkerheitsfaktor for bergblokka. Sikkerheitsfaktor er eit uttrykk for stabiliteten til ei bergskråning og ei skråning vil vere stabil dersom sikkerheitsfaktoren er større enn 1 (Wyllie et al., 2004).

$$SF = \frac{\textit{Stabiliserande krefter}}{\textit{Drivande krefter}} \quad (2.1)$$

Framgangsmåten får likevektsberekning er delt inn i tre trinn (Nilsen, 1999):

1. Definisjon av potensielt stabilitetsproblem
2. Kvantifisering av inngangsparameter
3. Berekning

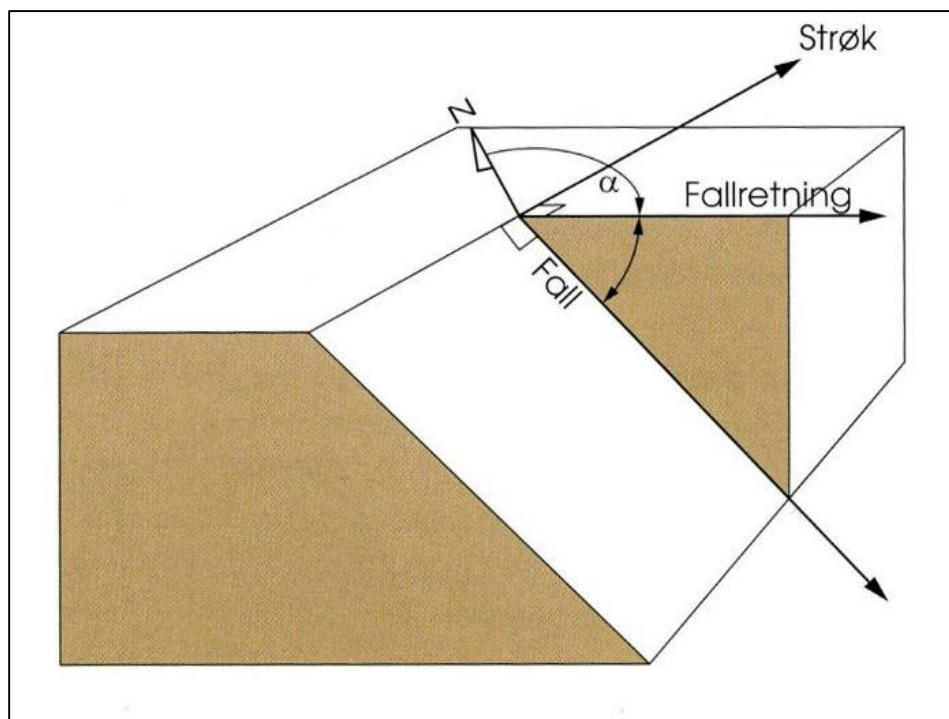
Det er svært viktig at ein gjer eit nøye arbeid med å definer stabilitetsproblemet og talfeste inngangsparameterane før ein startar med berekninga for å få eit godt resultat. Dette er på grunn av at ein ønskjer å berekne stabiliteten for det mest kritiske scenarioet, for slik å få eit resultat som tilsvara dei verkelege forholda (Nilsen, 1999; Nilsen, 2000).

### 2.4.1 Definisjon av potensielt problem

Definering av potensielle stabilitetsproblem er svært viktig del av stabilitetsanalysen. Dette er på grunn av at men ønsker å utføre analysen for det mest kritiske scenarionet. Definisjonen hjelpe til med å bestemme potensiell utrasingstype og geometrien til den ustabile bergskjeringa. Eit viktig mål ved definisjonen av problemet er også å unngå feil eller misforståingar som kan føre til feil i resultatet av stabilitetsanalysen. Feil i definisjonen kan føre til alvorleg feil i resultatet. Det er derfor viktig at det blir lagt ned nok innsats i definisjonen av problemet. Ein grundig ingeniørgeologisk kartlegging av sprekker i området vil kunne vere til stor hjelp for å få til dette. Dette er på grunn av at utgliding hovudsakeleg skjer langs allereie eksisterande sprekkeplan. Eit utgangspunkt for dette kan vere ei stereografisk analyse (Nilsen, 1999; Nilsen & Palmstrøm, 2000).

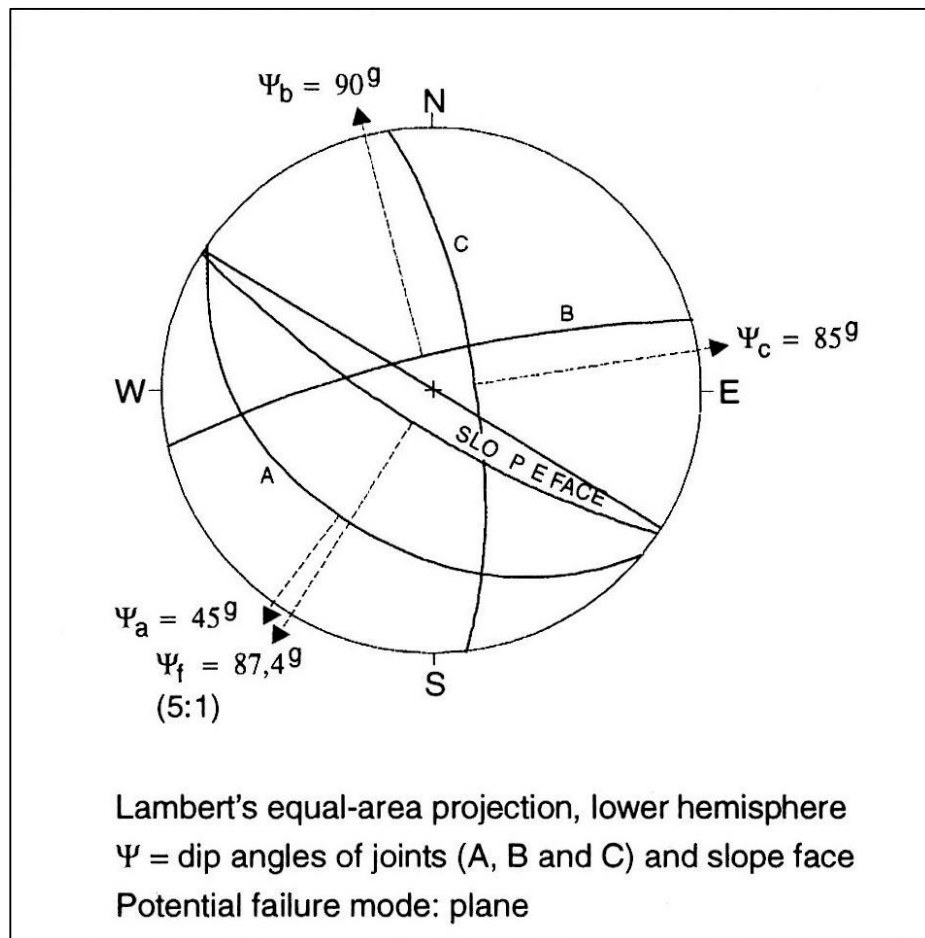
### 2.4.2 Stereografisk og kinematisk analyse

I opp sprokne bergskråningar kan moglege ustabilitetar i skråninga ofte identifiserast ved bruk av stereografisk analyse. Framgangsmåten for ei stereografisk analyse er at ein fyrst kartlegger sprekkeplan og andre geologiske strukturar i berget. Desse kan kartleggast med strøk- og fallmålingar (Figur 2.3), som er ein metode for å presentere orienteringa til sprekkeplana. For å måle strøk og fall brukar ein eit kompass (Nilsen & Palmstrøm, 2000; Wyllie et al., 2004).



**Figur 2.3** Strøk og fall til ei sprekkeflate (Høeg et al., 2014).

Strøk- og fallmålingane kan så plottast i eit stereonett, som er eit godt hjelpemiddel for å visualiser orientringa av geologiske strukturar og for å identifisere spekkemønster og sprekkesett. Vidare kan ein vurdere kva for bergbrots type sprekkesetta, enkeltvis eller i kombinasjon, vil danne som vist i Figur 2.4. Ein fordel med stereonett er at ein kan presentere tredimensjonale data i to dimensjonar. Ei ulempe derimot er at det ikkje tar omsyn til plassering eller storleik mellom linjer og plan, men berre tek omsyn til vinkelforholdet mellom dei (Høeg et al., 2014; Wyllie et al., 2004).



**Figur 2.4** Definisjon av potensielt stabilitetsproblem i stereonett (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Når bergbrots typen er identifisert i stereonettet kan ein utføre ei kinematisk analyse. Kinematisk analyse brukast på stereonettet for å undersøke kva for retning blokka vil gli ut eller velter ut og gi ein indikasjon på stabiliteten til blokka. Analysen ser orientering til sprekkesetta i forhold til skråninga og friksjonsvinkelen til sprekkaplana. Sjølv om analysen på stereonettet gir ein god indikasjon på stabilitetsforholda, tek den ikkje omsyn til ytre krefter, som til dømes vasstrykk, som kan ha ein signifikant effekt på stabiliteten (Høeg et al., 2014; Wyllie et al., 2004).

### 2.4.3 Inngangsparameter

Inngangsparameterane i ei stabilitetsanalyse kan delast inn i fire kategoriar (Nilsen, 1999):

- Geometri
- Seismisk aktivitet
- Sprekkefriksjon
- Vasstrykk

#### 2.4.3.1 Geometri

Geometrien viser avgrensinga til det ustabile området i bergskjeringa og blir best definert ved feltkartlegging og kan også bli komplettert av stereografisk analyse (Nilsen, 1999). Geometrien til ei eventuell ustabil bergblokk vil variere ut frå kva type brotform ein har og om der blir danna tensjonssprekker eller ikkje, og kor tensjonssprekkene blir danna (Wyllie et al., 2004).

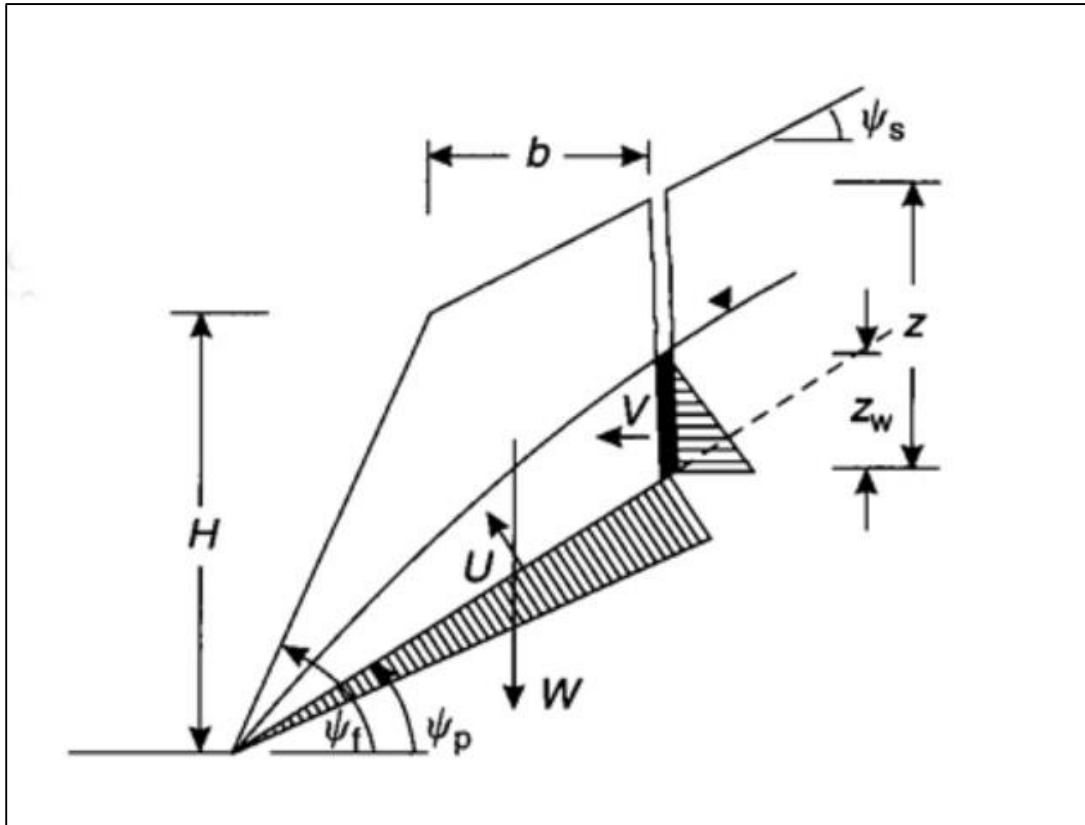
Det blir antatt for denne oppgåva at ein har ei planutgliding med avløyssande tensjonssprekke i den øvre delen av skråninga som vist i Figur 2.5. Figuren viser også kreftene frå vekta og vasstrykket som verkar på blokka. For planutgliding blir dei følgande geometriske forholda anteke for berekninga i likevektsanalysen (Rocscience, 2015c):

- At strøket til glideplanet er parallelt eller tilnærma parallelt (innan 20 grader) med strøket til skråning.
- At fallvinkelen til glideplanet er slakare enn helinga til skråning, slik at glideplanet går ut av skråninga.
- At bergblokka har frie grenser på sidene slik at der ikkje er noko motstand mot utgliding.

For å definere geometrien til det ustabile området som vist i Figur 2.5 treng ein dei følgande parameterane (Wyllie et al., 2004):

- Skråningshøgda ( $H$ )
- Tjukkeleiken ( $b$ )
- Djupne av tensjonssprekke ( $z$ )
- Lengde av glideplan ( $L$ )
- Nedre skråningsvinkel ( $\psi_f$ )
- Fallvinkel glideplan ( $\psi_p$ )
- Øvre skråningsvinkel ( $\psi_s$ )





**Figur 2.5** Geometri for planutglidning med baksprekk i øvre skråning (Wyllie et al., 2004).

Dersom ein antek at den øvre skråningsvinkelen er parallell med glideplane og at tensjonssprekka er vertikal kan djupna av tensjonssprekka ( $z$ ) og lengda av glideplanet ( $L$ ) bereknast ut frå likning (2.2) og (2.3).

$$z = H \left( 1 - \frac{\tan \psi_p}{\tan \psi_f} \right) \quad (2.2)$$

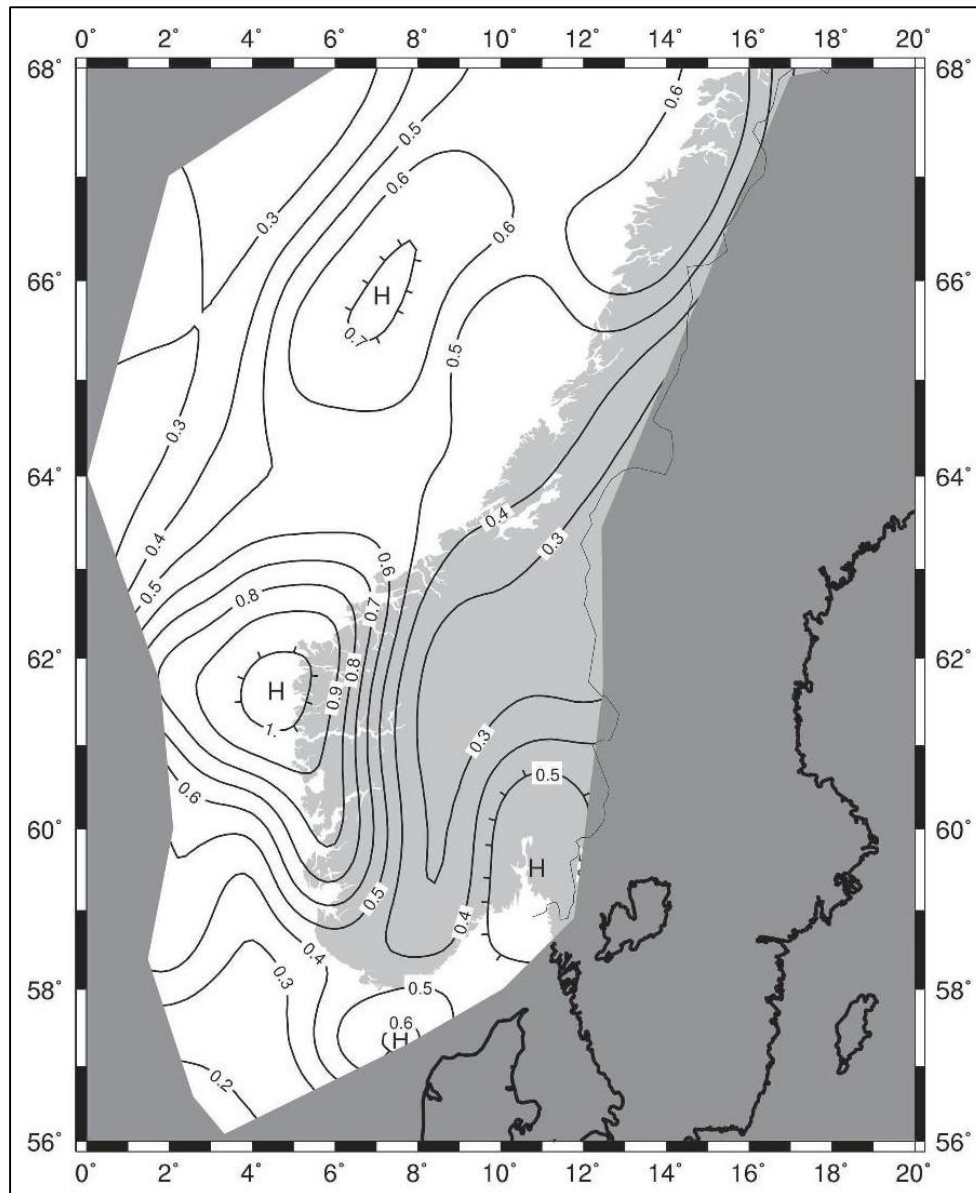
$$L = \frac{b + H/\tan \psi_f}{\cos \psi_p} \quad (2.3)$$

Ut frå geometrien kan ein berekne vekta av potensiell ustabile massane som vist i likning (2.4), der  $\gamma_r$  er tyngdetettleiken til bergmassen (Wyllie et al., 2004).

$$W = \gamma_r \left[ (1 - \cot \psi_f \tan \psi_p) \left( bH + \frac{1}{2} H^2 \operatorname{cosec} \psi_f \right) + \frac{1}{2} b^2 (\tan \psi_s - \tan \psi_p) \right] \quad (2.4)$$

### 2.4.3.2 Seismisk aktivitet

Det kan vere stor usikkerheit når det gjeld talfesting av seismisk aktivitet. Ein metode for å kvantifiser den seismiske aktiviteten er å ta utgangspunkt i seismiske soner. Seismiske soner for Noreg er gitt i Eurokode 8 (Standard Norge, 2014). Figur 2.6 angir spissverdiar for berggrunnsakselerasjonen  $a_{g40\text{Hz}}$ , med en returperiode på 475 år for Noreg (Standard Norge, 2014).



**Figur 2.6** Seismiske soner i det sørlege Noreg,  $a_{g40\text{Hz}}$  i  $\text{m/s}^2$  (Standard Norge, 2014).

Ut frå berggrunnsakselerasjonen kan ein berekne jordskjelvelastinga ( $F_\alpha$ ) på ei bergblokk som vist av likning (2.5), (2.6) og (2.7), der  $m$  er massen til bergblokka,  $\alpha$  er den seismiske koeffisienten,  $g$  er tyngdeakselerasjonen og  $W$  er vekta til bergblokka.

$$F_{\alpha} = m \times a_{g40Hz} \quad (2.5)$$

$$\alpha = \frac{a_{g40Hz}}{g} \quad (2.6)$$

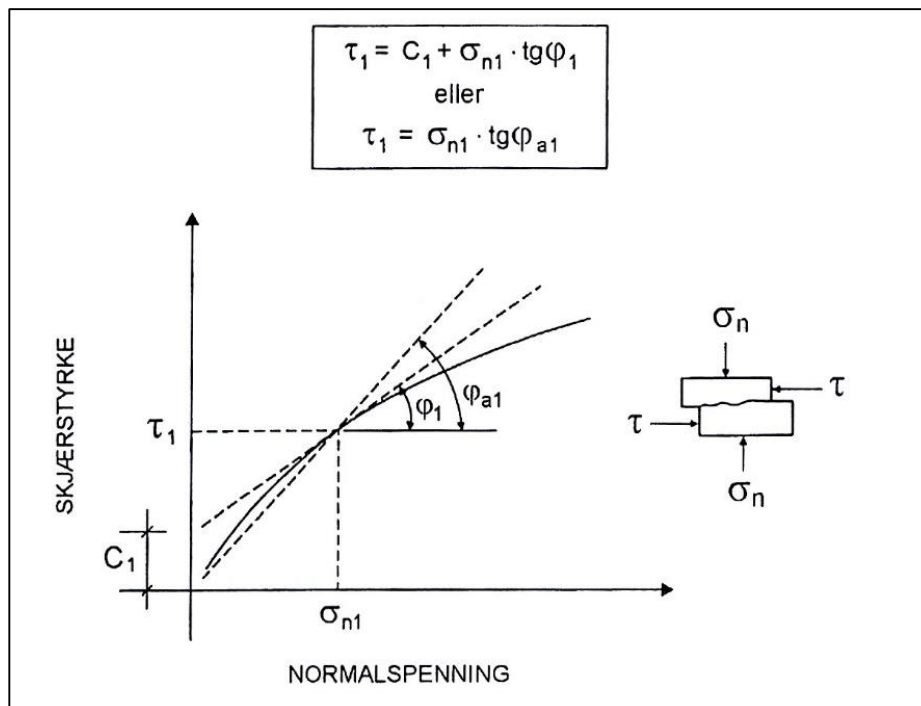
$$F_{\alpha} = W \times \alpha \quad (2.7)$$

### 2.4.3.3 Sprekkefriksjon

Sprekkefriksjonen til eit sprekkplan er sterkt knyt til skjærstyrken til sprekkplanet. Forholdet mellom skjærstyrken og friksjonsvinkelen for reine, glatte sprekkflater er gitt av Coulombs likning som vist av likning (2.8), der  $\tau$  er skjærstyrka,  $c$  er kohesjonen,  $\sigma_n$  er normalspenninga og  $\varphi$  er friksjonsvinkelen (Wyllie et al., 2004).

$$\tau = c + \sigma_n \times \tan(\varphi) \quad (2.8)$$

Dei aller fleste sprekkflater i bergmasser er derimot ikkje reine og glatte, men er uregelmessige. Utviding og skjæring av uregelmessigheitane som skjer under skjærrørsla og overgangen mellom dei to effektane, fører til eit ikkje linjeært forhold mellom skjærstyrken og normalspenninga til ujamne sprekk som vist av Figur 2.7. På grunn av dette vil ikkje den generelle Coulombs likning vere gyldig (Nilsen, 1999; Nilsen & Palmstrøm, 2000).



**Figur 2.7** Typisk, ikkje-lineært utvikling av skjærfasteits kurve (Nilsen, 1999) basert på (Nilsen, 1985).

For å løyse dette problemet blir parameteren aktiv friksjonsvinkel ( $\varphi_a$ ) innført. I den aktive friksjonsvinkelen vil effekten på skjærstyrken på grunn av uregelmessigheiter bli inkludert i tillegg friksjonsmotstanden. Ved å gjer dette blir kohesjonen satt lik null og ein får likninga for skjærstyrken som vist av (2.9). Bruk av aktiv friksjonsvinkel forenkler også berekninga av stabilitetsanalysen (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

$$\tau = \sigma_n \times \tan(\varphi_a) \quad (2.9)$$

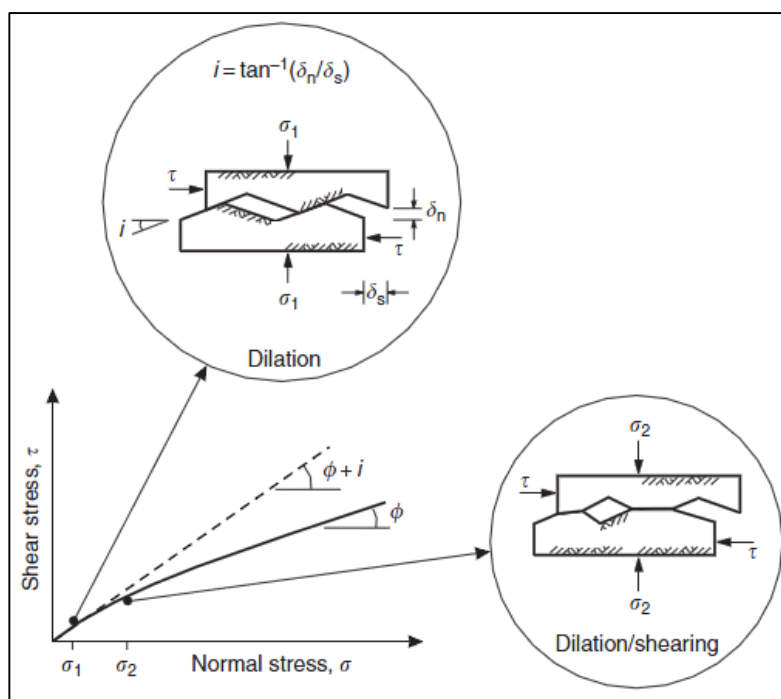
Der er 4 metodar for å finne friksjonsparameterane (Nilsen, 1999):

1. Laboratorietesting
2. In-situ i felt
3. Tilbakeberekning
4. Empiriske metodar

Dei tre fyrste alternativa har alle klare ulemper som gjer dei lite eigna. Laboratorietesting har ulempe med at berre ein liten del av større glideplan blir testa. In-situ testing blir for komplisert og kostbart til å gjennomføre. Tilbakerekning er avgrensa av at dei geologiske forholda i praksis må vere identisk (Nilsen, 1999; Nilsen & Palmstrøm, 2000).

På grunn av dette er empiriske metodar det mest vanlige å bruke. Den mest brukte empiriske metoden i dag er Barton-Bendis-skjærfastheit, utvikla av Barton & Choubey (1977). Barton-Bendis er ein relativ enkel metode der ein kan måle dei nødvendige parameterane med enkle felt målingar og laboratorieundersøkingar. Metoden er basert ein modell utvikla av Patton (1966), som vist i likning (2.10), der aktive friksjonsvinkelen er delt opp i to komponentar  $i$  og  $\varphi_r$  (Figur 2.8).  $\varphi_r$  den residuale friksjonsvinkelen og  $i$  er friksjonsvinkelen forårsaka av ruheita til sprekkeplanert (Barton & Choubey, 1977).

$$\tau = \sigma_n \times \tan(i + \varphi_r) \quad (2.10)$$



**Figur 2.8** Effekt av overflate ruheit og normalspenning på friksjonsvinkelen til sprekkeflater (Wyllie et al., 2004).

Gjennom sitt arbeid kom Barton fram til eit kvantitativ alternativ til  $i$ -verdien relatert til ruheita til sprekkeflata, styrken til sprekkeflata, normalspenninga som verker på sprekka og mengda av skjærrørsle som vist av likning (2.11), der  $JRC$  er «joint roughness coefficient» og  $JCS$  er «joint compressive strengt».  $JRC$  er ein parameter som beskriver ruheita til sprekkeflater medan  $JCS$  er ein parameter som beskriver hardheita til sprekkeflata. Denne metoden er berekna på tilfelle kor ein har berg-til-berg kontakt mellom sprekkeflatene der ruheita og kompresjonsstyrken til sprekkeflatene viktig (Barton & Choubey, 1977).

$$i = JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \quad (2.11)$$

Ein får da at Barton-Bandis skjærfastheit blir som vist i likning (2.12) og den aktive friksjonsvinkelen blir da som vist i likning (2.13) (Nilsen, 1999; Nilsen & Palmstrøm, 2000).

$$\tau = \sigma_n \times \tan \left[ JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] \quad (2.12)$$

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

Den residuale friksjonsvinkelen  $\varphi_r$  er den friksjonsvinkelen som er forårsaka av ei tilnærma glatt sprekkeflate utan ruheit for naturlege sprekkeflater (Høeg et al., 2014). Den kan estimerast

ut frå likning (2.14), der  $\varphi_b$  er basis friksjonsvinkel,  $r$  er Schmidt-hammarverdien på sprekkeflater og  $R$  er Schmidt-hammarverdien på uforvitra bergflater. Basis friksjonsvinkel er fiksjonsvinkelen for glatte, plane overflater i friskt berg og estimerast ut frå tilt-forsøk i laboratorium. Dersom den naturlege sprekkeoverflata er uforvitra kan residual friksjonsvinkelen estimerast til å vere lik basis friksjonsvinkel (Grøneng & Nilsen, 2009).

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20^\circ) + 20 \left( \frac{r}{R} \right) \quad (2.14)$$

Det er viktig å tilpasse fiksjonsparameteren til normalspenningsnivået. Dette er på grunn av at friksjonsparameteren for ru sprekkeflater varierer med normalspenninga og er høg ved låge normalspenningar og låg ved høge normalspenninga. Normalspenninga kan estimerast ut frå kreftene som verkar normalt på glideplanet som vis av likning (2.15), der  $W$  er vekta av bergmassene,  $U$  og  $V$  er vasstrykket,  $F_\alpha$  er jordskjelvbelaastinga,  $\psi_p$  er fallvinkelen til glideplanet og  $L$  er lengda av glideplanet (Nilsen, 1999).

$$\sigma_n = \frac{(W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p - F_\alpha \sin \psi_p)}{L} \quad (2.15)$$

#### **2.4.3.4 Vasstrykk**

Som nemnd tidlegare har grunnvatn stor betyding for bergstabilitet. For det første ved at vasstrykk i sprekker vil redusere normalspenningane, som vil føre til at fiksjonskreftene blir redusert. For det andre ved at vatnet kan funngare direkte som ei drivande kraft i vertikal/subvertikal sprekker, og ikkje minst at ein får fryse og tineprossar (Nilsen, 1999).

Vasstrykket er vanlegvis det vanskelegaste å bestemme realistiske parameter for. Grunnen til dette er at felttesting er både teknisk og økonomiske vanskelig å gjennomføre. På grunn av dette er det vanleg at ein antek at ein har ein jamn trekant-fordeling som modellera ein «worst case»-situasjon. For denne situasjonen antek ein at vatnet får strøyme fritt langs spekkeflata og drenering i botnen. Det hydrostatiske tykket vil da ha eit maksimum ved halv skråningshøgde. Denne modellen er den som oftast vert brukt. Sjølv om den skjeldent stemmer heilt nøyaktig, har det vore mange tilfelle der predikasjonane til modellen går godt overeins med det reelle vasstrykket (Nilsen, 1999; Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Dersom ein har ei avløyssande tensjonssprekk som også er fylt med vatn, blir vasskrafta delt i to komponentar:  $U$  som verkar på glideplanet og  $V$  som verkar på tensjonssprekka. Likning (2.16) og (2.17) viser korleis ein kan rekne ut vasskreftene på ei bergblokk der  $z_w$  er djupna av

vatnet i tensjonssprekka og  $\gamma_w$  er tyngdetettleiken til vatn. Dette forholdet er vist i Figur 2.5 (Wyllie et al., 2004).

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w (H + b \tan \psi_s - z) \operatorname{cosec} \psi_p \quad (2.16)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \quad (2.17)$$

## 2.4.4 Berekning

Når ein har definer det potensielle problemet og kvantifisert inngangsparameterane kan ein starte på berekninga av sikkerheitsfaktor. Berekning av sikkerheitsfaktor blir ofte delt inn i fire resultat, «worst case», «best case», «jordskjelv/ utan vatn» og «vatn / utan jordskjelv». Dette er for å kunne vurdere verknaden av vasstrykk og seismisk aktivitet på skråninga (Nilsen, 1999).

### 2.4.4.1 Partialfaktor-metoden

I Noreg i dag er det i følge Eurokode 7 (Standard Norge, 2008) krav om bruk av partialfaktor-metoden ved likevektsberekning for ingeniørgeologiske prosjekt. Partialfaktor-metoden går ut på at ein tilfører partielle faktorar for last og material. Berekning i følge partialfaktor-metoden er vist av likning (2.18) og (2.19).

$$F_d = F_k \times \gamma_f \quad (2.18)$$

$$M_d = \frac{M_k}{\gamma_m} \quad (2.19)$$

der	$F_d$ = dimensjonerande last	$M_d$ = dimensjonerande styrke
	$F_k$ = karakteristisk last	$M_k$ = karakteristisk styrke
	$\gamma_f$ = partiell faktor last	$\gamma_m$ = materialfaktor

Lastane og materiala som partialfaktorane vert nytta på er vekt av potensiell rasmasse ( $W$ ), vasstrykket ( $U$ ,  $V$ ) og jordskjelvbelaastinga ( $F_\alpha$ ) som er karakteristiske lastar og tangens til aktiv friksjonsvinkel ( $\tan \varphi_a$ ) som er ein karakteristisk styrker (Nilsen, 1999).

Årsaken til at ein ønsker å bruke partialfaktor-metoden er at den i større grad ta omsyn til mulige feilkjelder i inngangsparametrar. Andre fordela med metoden er at den gir betre kontroll og oversikt over berekningane, og at det finst standardar for å kvantifisere faktorar og krav til stabilitet (Nilsen, 1999).

Berekning av stabiliserande og drivande krefter kan utførast som vist av likning (2.20) og (2.21). Stabiliteten vil vere tilfredsstillande dersom dei stabiliserande kreftene er større enn dei drivande kreftene (Nilsen, 1999).

$$F_{stab} = (W_d \cos \psi_p - U_d - V_d \sin \psi_p - F_{\alpha_d} \sin \psi_p) \times \frac{\tan \varphi_a}{\gamma_m} \quad (2.20)$$

$$F_{driv} = W_d \sin \psi_p + V_d \cos \psi_p + F_{\alpha_d} \cos \psi_p \quad (2.21)$$

#### **2.4.4.2 Deterministisk og Probabilistisk analyse**

Deterministisk analyse er den mest vanlege metoden med berekning av stabiliserande og drivande krefter, og ein resulterande sikkerheitsfaktor (Nilsen, 1999).

Probabilistisk analyse bereknar sannsynet for utrasing. For å kunne berekne sannsynet for utrasing er det nødvendig å bestemme ei statistisk fordeling av inngangsparameterane som varierer for stabilitetsanalysen (Nilsen, 1999).

Det finnest fleire typar statistisk fordeling, for denne oppgåva blir normalfordeling og eksponentialfordeling brukt for dei variable inngangsparameterane. Normalfordeling er den mest vanlege fordelinga for statistisk analyser. Den er ofte brukt når den verkelege fordelinga ikkje er kjend. For normalfordeling trenger ein middelveidien, maks- og minimumsverdi og standardavviket til dei variable parameterane (Rocscience, 2015c). Likning (2.22) viser korleis ein bereknar standardavviket til parameterane, der  $x$  er dei observerte verdiane,  $\bar{x}$  er middel verdien og  $n$  er tal på observasjonar (Devore, 2008).

$$\text{Standardavvik} = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{(n - 1)}} \quad (2.22)$$

Eksponentialfordeling blir brukt for parameter som varierer over tid med sjeldne maksimumsverdiar, og ein trenger middelveidien og maks- og minimumsverdien til parameterane (Rocscience, 2015c).



### **2.4.5 Sensitivitetsanalyse**

Sensitivitetsanalyse er ein metode for å undersøke effekten av usikkerheit i inngangsparameterane i likevektsberekning. Analysen utførast ved at inngangsparameteren blir variert systematisk innan for grenseverdiane til parameteren, medan dei andre parameterane er satt til sine middelveidiar. Variasjonen i inngangsparameterane plottast mot den resulterande sikkerheitsfaktoren for å vise effekten av til parameterane. Effekten inngangsparameteren har på sikkerheitsfaktoren til bergblokka er vist ut frå gradienten til kurva. Brattare stigning eller fall på kurva indikerer større påverknad på sikkerheitsfaktoren (Kveldsvik et al., 2008; Rocscience, 2015c).

Metoden vil hjelpe med å identifisere kva for inngangsparameter som har den største effekten på stabiliteten av bergblokka og kan brukast til vurdere effektiviteten av forskjellige stabiliserande tiltak (Rocscience, 2015c).

## **2.5 Numerisk analyse**

Numerisk analyse er ein metode som blir meir og meir vanleg å bruke i forbindelse med stabilitetsanalyse av potensielle stabilitetsproblem. For analysen blir det brukt dataprogram som lagar numeriske modellar for å forsøke å representere den mekaniske responsen til ei bergmasse som utsettast for gitte forhold (Wyllie et al., 2004).

Numerisk modellering kan brukast til løyse eit vidt spekter av problem (Wyllie et al., 2004), men i samanheng med bergteknikk brukast modellane hovudsakeleg for å analysere spenningar og deformasjon i berget (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Det er fleire årsakar for kvifor numeriske modellar blir brukt for stabilitetsanalyse av bergskråningar (Langeland, 2014; Wyllie et al., 2004):

- Numeriske modellar kan oppnå gode resultat utan å eksakt definere brotmekanismane på førehand.
- Numerisk analyse gir meir realistiske tilnærmingar til bergmasseresponsen ved at analysen i større grad kan ta omsyn til viktige geologiske faktorar som påverkar stabiliteten.
- Numerisk analyse kan bidra til å forklara observert deformasjon frå feltundersøkingar.
- Numerisk analyse kan evaluere fleire moglege samansetningar av geologiske modellar, brotmekanismar og modelldesign.

## 2.5.1 Kontinuerlege og diskontinuerlege modellar

Der er to kategoriar for numerisk modellering: Kontinuerlege og diskontinuerlege modellar. Kontinuerlege modellar er dei mest vanlege og går ut på at modellen er samanhengande for heile bergmassen. I diskontinuerlege modellar, også kalla blokk modellar, er bergmassen delt opp i individuelle blokker. Desse verker mot kvarandre langs grensene (Nilsen & Palmstrøm, 2000). For denne oppgåver er det bestemt å bruke ein kontinuerlig modell (FEM).

## 2.5.2 Inngangsparameter

Numerisk analyse tek utgangspunkt i dei same inngangsparameter som likevektsberekning, men i tillegg til geometri, seismisk aktivitet, sprekkefriksjon og vasstrekk trenger ein også informasjon om blant anna eigenskapane til bergmassen.

### 2.5.2.1 Bergmasse eigenskapar

For å bestemme styrka til bergmassen blir det generalisert Hoek-Brown-brotkriteriet nytta. Hoek-Brown kriteriet er godt egna til å estimere styrken til bergmassen. Dette er på grunn av at ein trenger få parameter som er forholdsvis enkle å estimere til modellen. Parameterane som trengs er (Hoek, 2007):

- Einaksial trykkfastheit  $\sigma_{ci}$  til det intakte berget.
- Verdi for Hoek-Brown konstanten  $m_i$  for det intakte berget
- Verdi for GSI til bergmassa.
- Verdi for Sprengingsskade-faktoren  $D$

Hoek-Brown er vist av likning (2.23) og ein empirisk metode uttrykt ved største og minste hovudspenning (Wyllie et al., 2004).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \left( \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} \right) + s \right)^a \quad (2.23)$$

Der  $m_b$  er den reduserte verdien av til Hoek-Brown konstanten  $m_i$  som vist i likning (2.24),  $\sigma_{ci}$  er den einaksial trykkfastheita for intakt berg og  $a$  og  $s$  er bergmasse konstantar som er gitt av likning (2.25) og (2.26).

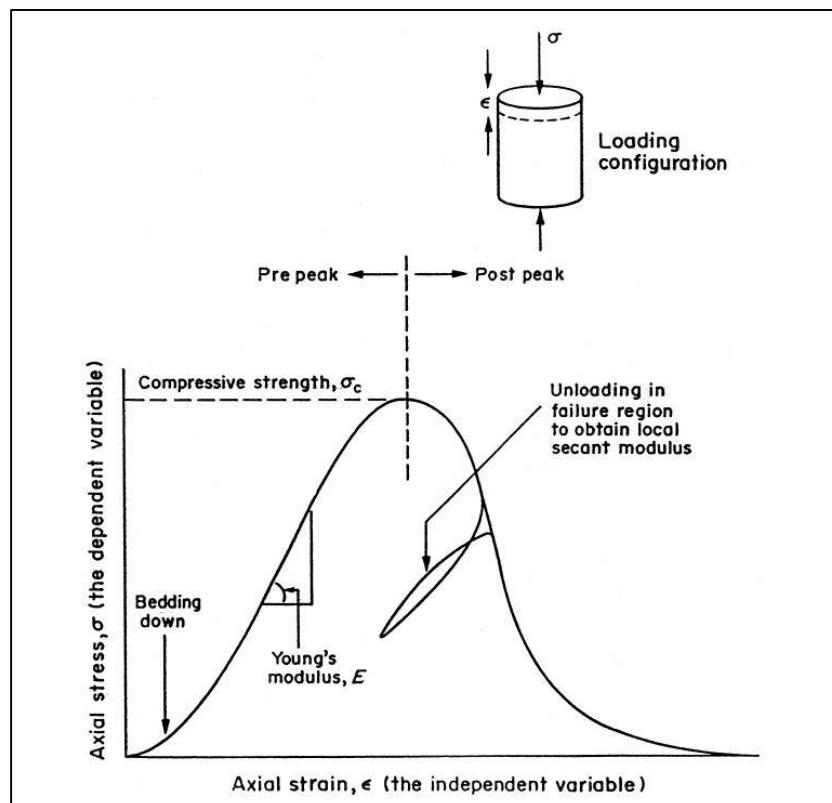
$$m_b = m_i e^{\frac{(GSI - 100)}{(28 - 14D)}} \quad (2.24)$$

$$s = e^{\frac{(GSI - 100)}{(9 - 3D)}} \quad (2.25)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (2.26)$$

$D$  er sprengingsskade-faktoren, og varierer frå 0 for uskada berg, til 1 for veldig skada. Geologisk Styrke Indeks (GSI) er eit system for å estimere reduksjonen i bergmasse styrke for forskjellige geologiske forhold ut frå feltobservasjonar. Systemet kategoriserer bergmassane ut frå visuell inntrykk av blokkstrukturen og overflatetilstanden til diskontinuitetane. Overflatetilstanden er basert på ruheita og forvittringsgrada av overflata (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

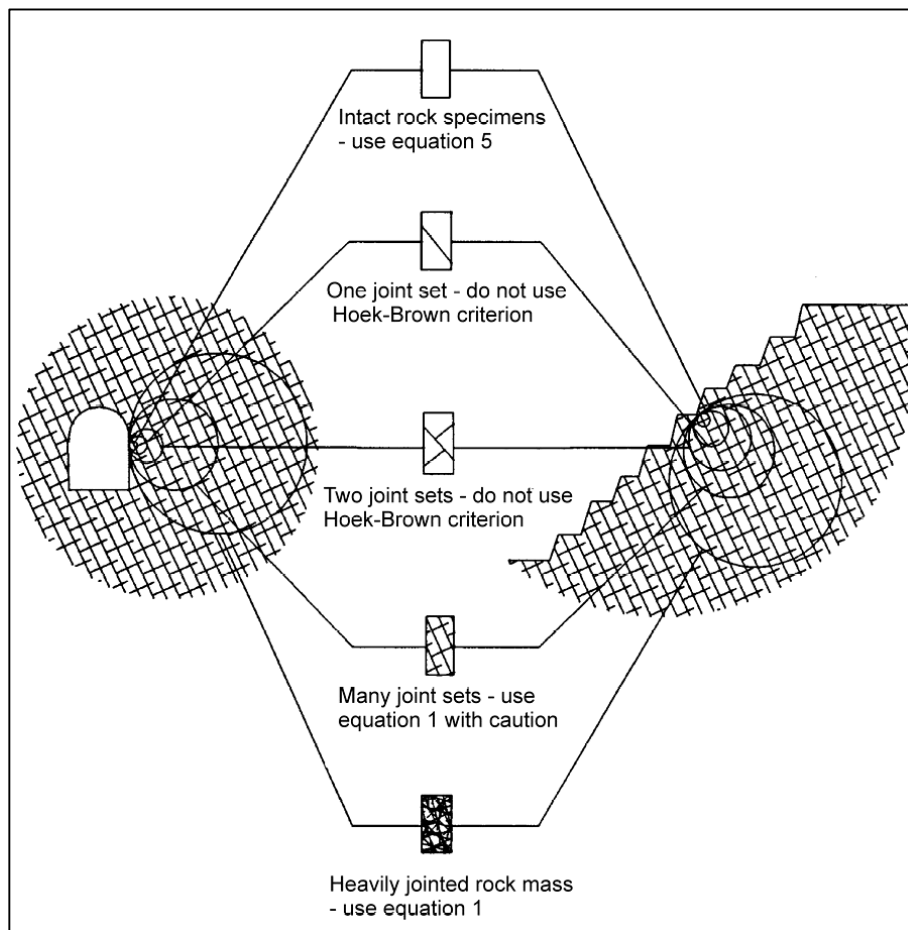
Den einaksiale trykkfastheita ( $\sigma_{ci}$ ) til bergarten blir bestemt gjennom UCS-forsøk og er den maksimale spenninga som prøva toler å stå imot og er som oftast når prøva går i brot. For UCS-forsøk er dette vist som toppunktet på spenning-tøyingskurva som vist av Figur 2.9 (ISRM, 1979).



**Figur 2.9** Fullstendig spenning-tøyings kurve, som viser trykkfastheita og Youngs modulus (Fairhurst & Hudson, 1999).

Eit problem med Hoek-Brown kriteriet det antek at bergmassen er isotropisk, og kan derfor ikkje nyttast for bergmasser med få sprekkesett i bergmassen som vist i Figur 2.10. For tilfelle der ein har få sprekkesett må derfor Hoek-Brown kriteriet konverterast til Mohr-Coulomb brotkriteriet (Hoek, 2007). Konvertering til Mohr-Coulomb skjer ved å tilpasse den lineære Mohr-Coulomb omhyllingskurva til den ikkje lineære Hoek-Brown. Ein får da verdiar for friksjonsvinkelen ( $\varphi$ ) og kohesjon ( $c$ ) som kan nyttast til den numeriske analysen (Wyllie et al., 2004).

I tillegg til inngangsparameterane for Hoek-Brown brotkriteriet trenger ein også Youngs modulus ( $E$ ) og Poissons forhold ( $\nu$ ).  $E$  og  $\nu$  estimerst ut frå UCS-forsøk ved å måle deformasjonen som prøvene utsettast for. Når ein sylinder blir belasta vil den bli deformert og ein vil få ei tøyning på sylindren både aksielt og radially (Myrvang, 2001).



**Figur 2.10** Overgang frå intakt til svært oppsprokke bergmasse ved auka skala (Hoek, 2007).

Youngs modulus ( $E$ ) til ein bergart er definert som forholdet mellom aksiel spenning og aksiel tøyning, og kommer av Hookes lov som er av likning (2.27), der  $E$  er Young's modulus,  $\sigma_a$  er den aksiele spenninga og  $\varepsilon_a$  er den aksiele tøyninga (Myrvang, 2001).

$$\sigma_a = E \times \varepsilon_a \quad (2.27)$$

Poissons forhold ( $\nu$ ) er forholdet mellom radial og aksial tøyning som vist i likning (2.28), der  $\nu$  Poissons forhold,  $\varepsilon_r$  er radial tøyning og  $\varepsilon_a$  er aksial tøyning (Myrvang, 2001).

$$\nu = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (2.28)$$

### 2.5.2.2 Sprekke-eigenskapar

For den numeriske analysen trenger ein i tillegg til sprekkefriksjonen, som vist i likevektsberekninga, normal- og skjærstivheita til sprekken. Sprekkestivheita blir brukt til å beskrive spenning-deformasjons karakteristikken til sprekken. Sprekkestivheita er delt i to komponentar Normalsprekkestivheit ( $k_n$ ) og Skjersprekkestivheit ( $k_s$ ).  $k_n$  er definert som normalspenning per eining stenging av ei sprekke og  $k_s$  er definert som stigningstalet til skjærspenning-skjærrørsle kurva (Barton, 1972; Goodman, 1970). Dette gir at sprekkestivheitene kan bereknast som vist av likning (2.29) (Wyllie et al., 2004) og (2.30) (Barton, 1990), der  $\sigma_n$  og  $\tau$  er normal- og skjærspenning som verkar på sprekkeplanet, og  $\delta_n$  og  $\delta_s$  er normal- og skjærrørsla.

$$k_n = \frac{\sigma_n}{\delta_n} \quad (2.29)$$

$$k_s = \frac{\tau}{\delta_s} \quad (2.30)$$

Ein metode for å estimere  $\delta_s$  på sprekkeplanet er gitt av Barton (1990) og vist av likning (2.31), der  $\delta_{s\ peak}$  er skjærrørsla som er nødvendig for å mobilisere spiss styrka,  $L$  er lengda av sprekkeplanet og JRC er «joint roughness coefficient».

$$\delta_{s\ peak} = \frac{L}{500} \left[ \frac{JRC}{L} \right]^{0,33} \quad (2.31)$$

Wyllie et al. (2004) gir at forholdet mellom  $\delta_n$  og  $\delta_s$  som vist av likning (2.32), der  $i$  er friksjonsvinkelen på grunn av ruheita som vist i likning (2.11).

$$i = \tan^{-1} \left( \frac{\delta_n}{\delta_s} \right) \quad (2.32)$$

Normalstivheita  $k_n$  kan da bereknast ut frå likning (2.33), der  $JRC$  er «joint roughness coefficient» og  $JCS$  er «joint compressive strengt».

$$k_n = \frac{\sigma_n}{\delta_s \tan \left( JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right)} \quad (2.33)$$

## 2.6 Usikkerheiter og feilkjelder

Grunna kompleksiteten til det geologiske materialet, vil der alltid vere eit element av usikkerheit knytt til geologiske undersøkingar og testing (Nilsen & Palmstrøm, 2000):

- Usikkerheit: Observasjonar, målingar, berekningar og evalueringar er ikkje pålitelege.
- Feil: Forskjellen mellom resultat og den verkelege verdien.
- Systematisk avvik: forskjellen mellom estimert verdi og verkeleg verdi basert på statistisk tilfeldig prøvetaking.

Hovudtypene av målingsfeil er (Nilsen & Palmstrøm, 2000):

- Betydelege feil: feil utført av observatør
- Systematiske feil: Målingar er konsekvent enten for høge eller for låge.
- Feil i metode: upassande metode er anvendt under kvantifisering av geologi.

### 3 Metode

Som ein del av masteroppgåva skal dei materialtekniske eigenskapane til bergarten og sprekkeplan i studieområdet estimerast. Dette blir gjort gjennom datainnsamling i felt og laboratorieanalysar. Data frå feltkartlegging, feltmålingar og laboratorieundersøkingar blir vidare brukt for stabilitetsanalysane

#### 3.1 Feltarbeid

Det vart utført 5 dagar med feltarbeid ved utrasingsområdet ved Svølgja. Fire dagar hausten 2014 og ein dag våren 2015. Under feltarbeidet vart det utført systematisk ingeniørgeologisk kartlegging av vegskjeringa og utrasings området, og måling og innsamling av ingeniørgeologiske parameter for vidare stabilitetsberekning.

Orientering til sprekker vart målt med strøk- og fallmålingar langs vegskjeringa (Figur 3.1) og Schmidt-hammar målingar, ruheitsmålingar og orientering vart samla frå utgåande glideplan langs vegskjering. I tillegg vart andre nødvendige inngangsparameter som GSI, Hoek-Brown konstanten ( $m_i$ ), sprengingsskade-faktoren ( $D$ ), sprekketettleik og geometri parameter vurdert og estimert i felten.

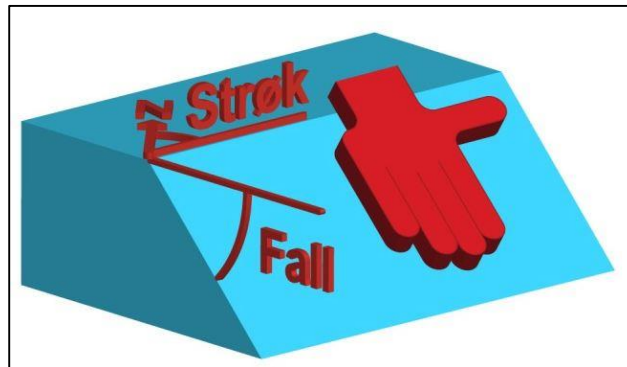
To blokk prøver vart samla inn og tatt med til bergmekanikklaboratoriet ved NTNU og SINTEF for testing av bergmekaniske parameter.



**Figur 3.1** Måling av strøk og fall i felt (Foto: Gunne Håland).

### 3.1.1 Strøk og fall

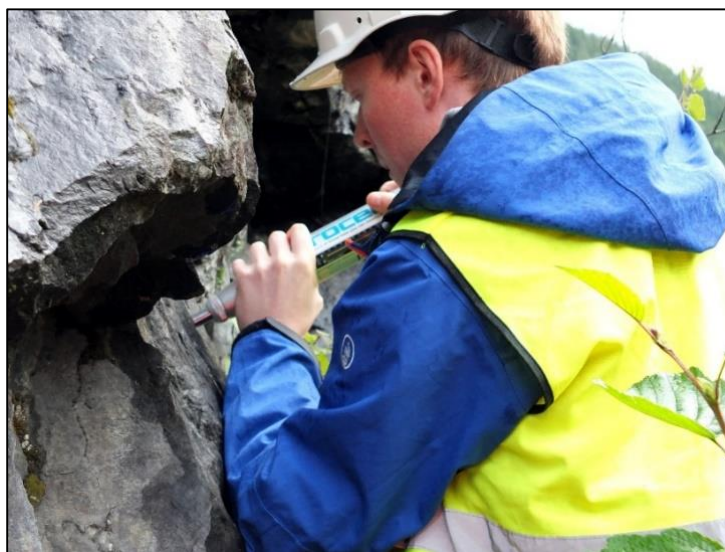
Det vart utørt strøk- og fallmålingar for 120 meter av vegskjeringa. Strekninga vart delt inn i parti på 10 meter der det vart utført ca 30 målingar per parti. Målingane vart kartlagt ved bruk av høgrehandsregelen, der handflata går i fallretninga og tommelen er strøket som vist på Figur 3.2.



**Figur 3.2** Høgrehandsregelen for strøk og fall (Vianova Systems, 2011).

### 3.1.2 Schmidt-hammar

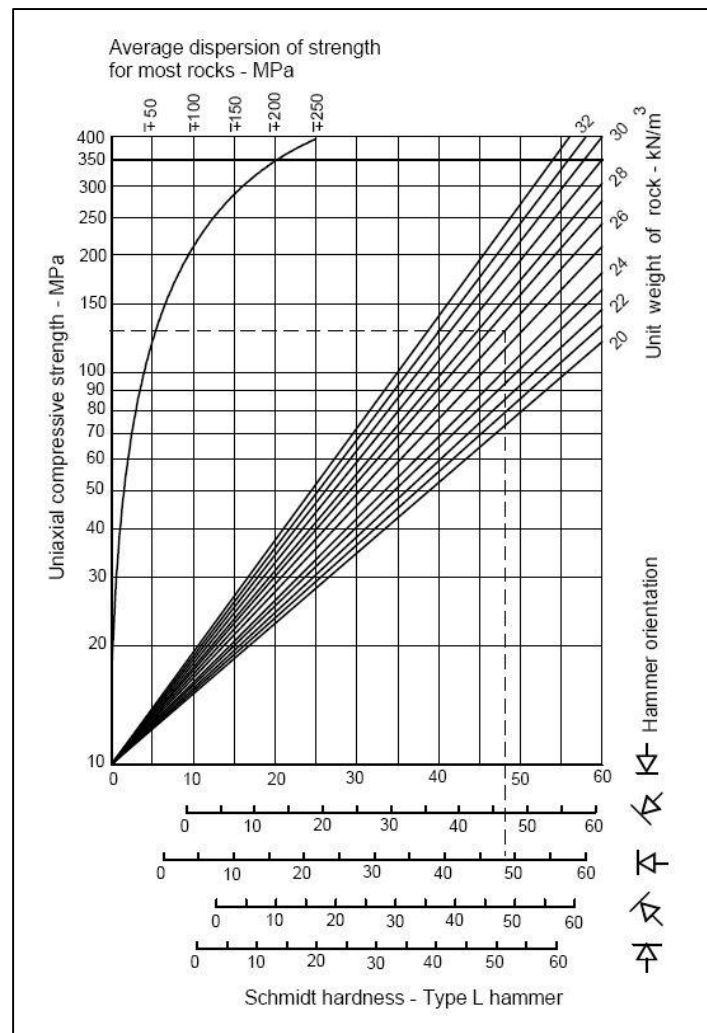
For å måle JCS-verdien til sprekkeplan i felten blir det brukt ein Schmidt-hammar, som vist i Figur 3.3. Ein Schmidt-hammar fungera ved at ein spenner opp ei fjør som slår eit stempel mot bergflata. Når det treff bergflata vil stempelen bli slått tilbake, og ved å måler tilbakeslaget får ein eit mål for hardheit til flata. Tilbakeslaget kan lesast av frå ein skala på sida av Schmidt-hammaren. Metoden er rask og enkel for å estimere hardheit og kan utførast på både fast berg og lause blokker utan spesielle førebuingar (Kveldsvik et al., 2008).



**Figur 3.3** Måling av hardheita til sprekkeplan ved bruk av Schmidt-hammar (Foto: Gunne Håland).



JCS kan så estimerast ut frå hardheita til sprekkeflata, om blir målt av Schmidt-hammaren, og tyngdetettleiken til bergarten (Barton & Choubey, 1977). Skjema for dette er vist i Figur 3.4. Metoden er basert undersøkingar gjort av Deere & Miller (1966) som viser forholdet mellom Schmidt-hammar hardheit, tyngdetettleik og einaksialtrykkfastheit ( $\sigma_c$ ). Ved heilt uforvitra bergflater skal JCS-verdien vere lik  $\sigma_c$  for bergarten. Sprekkeflater vil i dei fleste tilfeller vere forvitra til ein vis grad og JCS vil vere lågare enn  $\sigma_c$ .



**Figur 3.4** Estimering av JCS frå Schmidt målingar (Hoek, 2007) basert på (Deere & Miller, 1966).

Det finst to typar Schmidt-hammar: Type L og Type N, som har forskjellig slag energi. I følge ISRM (1978a) er det L-typen som skal nyttast for å bestemme hardheita til bergmassen for Barton-Bandis, og det er denne typen som er nytta for målingane i denne oppgåva.

Schmidt-hammar-målingane utførast vinkelrett på bergflata, og målepunkta skal separerast med minimumsdiameteren av stempelet. Slik unngår ein å utføre fleire målingar i same punkt. Hardheitsverdiane korrigerast for orienteringa til Schmidt-hammaren (ISRM, 1978a).

I følge Barton & Choubey (1977) blir det anbefalt å ta 10 målingar på representative blottlagde sprekkeflate, der dei fem lågaste målingane forkastast. Målingane fordelast ut over sprekkeflata for å få representative målingar for heile flata. ISRM-standaren (1978a) derimot anbefaler at ein tar minimum 20 målingar i staden for 10 som vart anbefalt av Barton & Choubey, men framleis forkaste dei 50% lågaste verdiane. Dette er på grunn av den store usikkerheit og feilmålingar ved bruk av Schmidt-hammar. Ved NTNU er det metoden til ISRM med 20 målingar for kvar lokalitet som er den anbefalte metoden (Grøneng & Nilsen, 2009), og det blir difor vald å bruke denne metoden for oppgåva.

Grunnen til at dei lågaste målingane blir utelatne er at dei kan vere påverka av feilkjelder og faktorar som ikkje reflekterer den reelle hardheita til bergflata. Feilkjelder for Schmidt-hammar som fører til lågare verdier kan vere (Grøneng & Nilsen, 2009; Kveldsvik et al., 2008):

- Feil bruk av Schmidt-hammaren
- Skot på små ujamnheiter
- Skot på lokalt skada berg
- Tett lagdeling eller bomberg

For lokaliteten ved Svølgja er bomberg på grunn av tett og lause lagdeling i fyllitt og glimmerskifer ei utfordring for måling med Schmidt-hammar. Dette er også ein grunn til at metoden til ISRM blir vald. På grunn av dette undersøkast sprekkeflatene på forhand med geologihammar for kontrollere for bomberg. Ved å bruke geologihammar kan ein normalt «høyre» kor ein har bomberg. Målingane med Schmidt-hammar utførast så der ein har godt berg. Normalt er det mogeleg å «høyre» at stempelet treffer lause berg også for Schmidt-hammaren. Dersom ein merker dette blir desse målingane tatt på nytt der ein ikkje har bomberg. Dette blir også gjort dersom ein måler usannsynleg låge verdier (Barton & Choubey, 1977; Grøneng & Nilsen, 2009).

Det er anbefalt at Schmidt-hammar målingane skal utførast på våte sprekkeflater. Dette er på grunn av at verdiane vil bli redusert ved våte forhold og at det derfor er viktig å bruke desse for å estimere JCS-verdiane for det verste scenarioet. Men på grunn av begrensa moglegheiter for dagar med feltarbeid blir Schmidt-hammar målingane utført på dei forholda som er under feltarbeidet (Barton & Choubey, 1977).

Schmidt-hammaren brukast også til å bestemme faktorane  $r$  og  $R$  som blir brukt for å estimere residual friksjonsvinkel ( $\varphi_r$ ).  $r$  er Schmidt-hammar verdien på forvitra sprekkeflater og  $R$  er Schmidt-hammar verdien på uforvitra berg (Barton & Choubey, 1977).

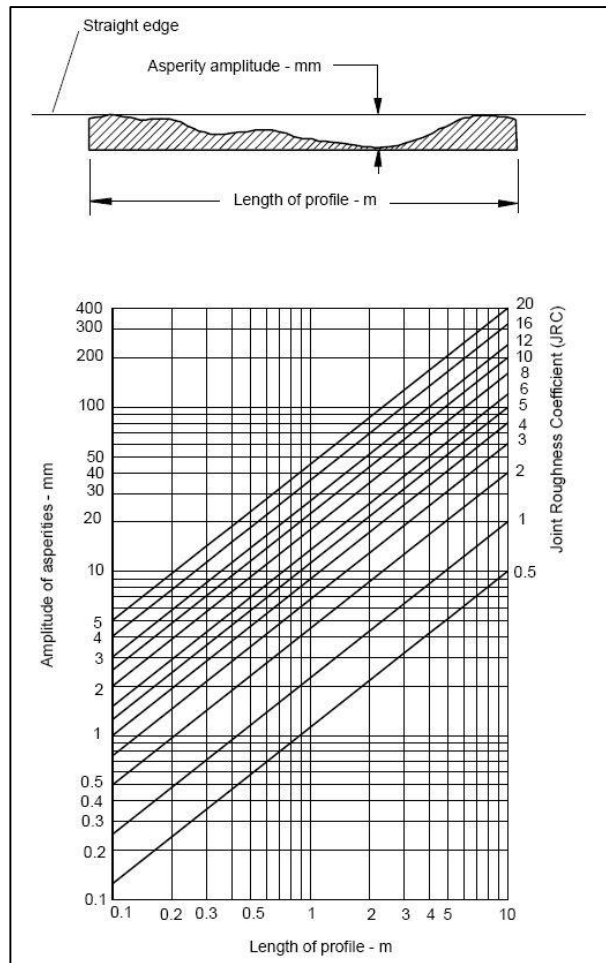
### 3.1.3 a/L metoden

JRC er ein potensielt viktig faktor for skjærfasteita til diskontinuitetar og er eit mål for ruheita til ei bergflate. For å måle ruheita til sprekkeflater blir den såkalla a/L metoden brukt. Metoden er ein enkel feltmetode der ein bruker ein rett stav med lengde  $L$  som blir lagt på bergflata, vidare målast den maksimale avstanden (amplituden)  $a$  frå bergflata til staven som vist i Figur 3.5. Metoden utførast på dei same blotta strekkeflatene som Schmidt-hammar målingane (Barton, 1981; Barton, 2014).



**Figur 3.5** Måling av ruheit til sprekkeplan ved bruk av a/L metoden saman med rettleiar Bjørn Nilsen (Foto: Gunne Håland).

Som stav er det for denne oppgåva brukt ein meterstokk, og til å måle amplituden er det brukt et skyvelær. Det vart brukt ein stav med lengde på 1 meter der det var mogeleg for å måle ruheita. Dersom sprekkeflata var kortare enn 1 meter vart stav lengda redusert til 0,4, 0,6 eller 0,8 meter. Amplituden og stavlengda blir så plotta i skjemaet som er vist i Figur 3.6 for å estimere JRC-verdi for sprekkeflata.



**Figur 3.6** Estimering av JRC frå ruheismålingar med a/L metoden (Hoek, 2007) basert på (Barton, 1981).

Det er anbefalt at ein måler ruheita i fire retningar langs fallretninga, langs strøketretninga og  $\pm 45^\circ$  til fallretninga (Barton & Choubey, 1977; Grøneng & Nilsen, 2009). ISRM (1978b) påpeikar derimot at dersom retninga til det potensielle skredet er kjent, treng ein berre å måle ruheita på profil parallelt til utglidingsretninga. Studiar gjort av Kveldevisk et al. (2008) viser også at forskjellen i ruheit mellom dei forskjellige retningane er relativt små. Det blir på grunn av dette vald for denne oppgåva å berre utføre ruheitsmålingar i fallretninga, som er tilnærma den same som utglidingsretninga, og det blir vald å ta fem målingar for kvar sprekkeflate.

I dag er det denne metoden som er favorisert spesielt for større skalaer (Barton, 2014) og den er også anbefalt som den normalt brukte for NTNU (Grøneng & Nilsen, 2009), men det finnst også andre metodar for å estimere JRC. Andre metodar som kan brukast til å estimere JRC er blant anna tilt-test, push-test og ruheitsprofil. Desse var metodar som originalt vart anbefalt av Barton for estimering av JRC (Barton & Choubey, 1977). Eit profilometer kan og brukast til å måle ruheita til bergflater dersom ein har mindre blokker (Barton, 2014).

## 3.2 Laboratoriearbeid

Det vart i forbindelse med masteroppgåva utført 5 dagar med laboratoriearbeid. Dette var gjort for å undersøke og bestemme nødvendige bergmasseparameter for vidare analyse. Laboratorietesting av bergprøvene vart utført ved det ingeniørgeologiske og bergmekaniske laboratoriet til NTNU/SINTEF. Testane som var gjort var tilt-forsøk for å bestemme basisfriksjonsvinkel, og UCS-forsøk for å bestemme den einaksiale trykkfastheita, Youngs modulus og Poissons forhold. For tilt-forsøka blei NTNU sine standarar følgt (Grøneng & Nilsen, 2009), og UCS-forsøka blei utført så godt som mogeleg etter standarane til ISRM (Fairhurst & Hudson, 1999; ISRM, 1979).

### 3.2.1 Klargjering av prøver

Det vart bora kjerneprøver frå dei to blokkprøvene som vart tatt med frå feltområdet som vist på Figur 3.7. På grunn av små blokker og ønske om flest moglege kjernar blei det valt å gå ned frå standar diameter på 54 mm til eit bor med diameter på 35 mm. Boring av kjernane er vist på Figur 3.8.



**Figur 3.7** Blokkprøvene som blei tatt med frå feltområdet for laboratorieundersøking. Til venstre blokk 1 og til høgre blokk 2 (Foto: Lars Jørgen Hole).



**Figur 3.8** Boring av kjerneprøver i laboratoriet (Foto: Lars Jørgen Hole).

Det vart totalt bora 12 kjernar, 5 frå blokk 1 og 7 frå blokk 2. Dette var færre kjernar en ønskeleg, men på grunn av gjennomgåande svakheit langs foliasjonen i blokk 1 og vanskeleg orientering på foliasjonen i blokk 2 var det ikkje mogeleg å ta ut fleire kjernar. Nokon av kjernane er vist i Figur 3.9.



**Figur 3.9** Ferdig bora kjerneprøver (Foto: Lars Jørgen Hole).

Kjernane vart vidare saga til lengder på 90 mm som vist i Figur 3.10, som gir eit forhold på ca 2,5 mellom kjernelengda og diameteren. Et forhold på 2,5 er standaren som er brukt ved

laboratoriet til NTNU og er innan for standaren til ISRM (1979) som seier at forholdet skal vere på mellom 2,0 til 2,5. I tillegg vart kjernane som skulle brukast til tilt-forsøket delt til to like halv sylindrar med flat og uforvittra overflater.



**Figur 3.10** Saging av kjerneprøver (Foto: Gunnar Visnes).

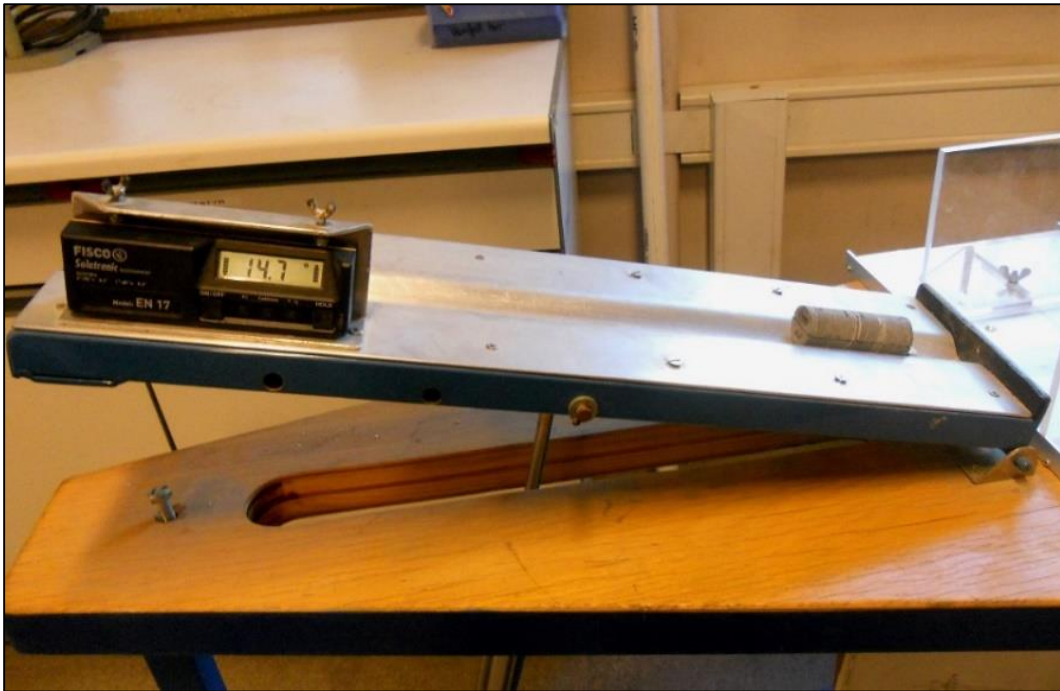
Når prøvene var ferdig saga vart dei fordelt til tilt-forsøk og UCS der dei prøvene med best kvalitet vart valt til UCS testing. Fordelinga av kjernane var valt til å vere tre av blokk 1 og tre av blokk 2 til tilt forsøk og to av blokk 1 og fire av blokk 2 til UCS. Kjernane som skulle brukast til UCS forsøk vart vidare slip for å få jamne endeflater som vist i Figur 3.11.



**Figur 3.11** Sliping av kjerneprøver (Foto: Lars Jørgen Hole).

### 3.2.2 Tilt-forsøk

Tilt-forsøk, som er vist i Figur 3.12, er ein skjertest under svært låg normalspenning for å estimere basis friksjonsvinkelen  $\varphi_b$ . Som nemnt blir metoden beskrive av Grøneng & Nilsen (2009) nytta. Metoden brukar eit tilt-forsøk apparat med ei hydraulisk pumpe gradvis som tiltar eit plan som prøva ligger på. Eit inklinometer er festa til planet som brukast til å lese av vinkel (Grøneng & Nilsen, 2009).



**Figur 3.12** Tilt-forsøk i laboratoriet (Foto: Lars Jørgen Hole).

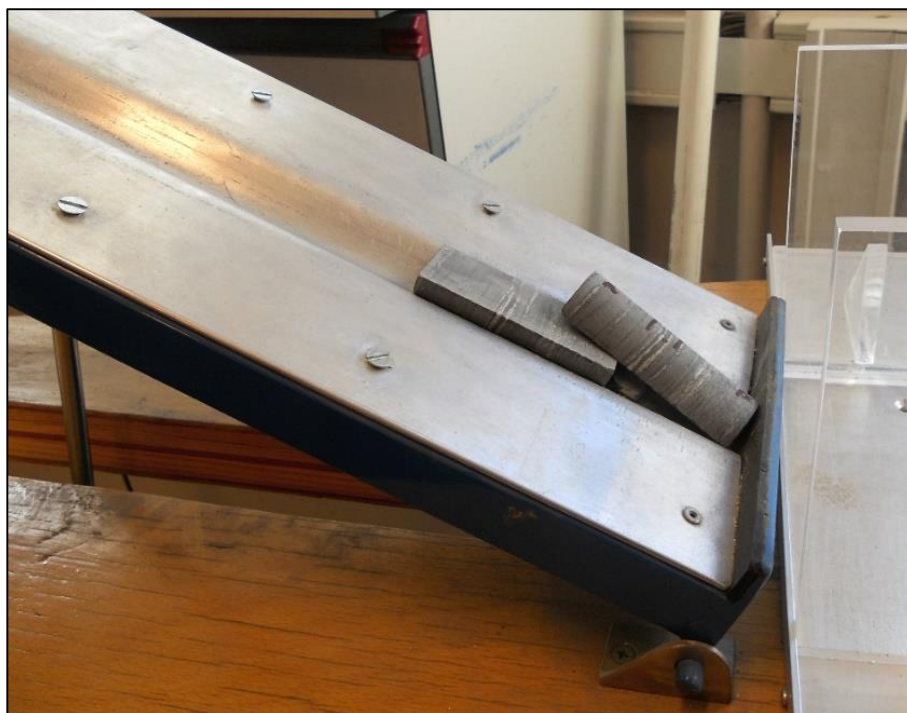
Det vart utført tilt-forsøk på 6 prøver som er delt i to like store halvsylindrar, som vist i Figur 3.13. Prøvene blir markert på begge sider og endane. Dette er på grunn av at prøvene skal testast for fleire oppsett med kvar av side ned og i begge retningar. Prøvene skal i tillegg testast 3 gongar for kvart oppsett. Dette gir at kvar prøve skal testast totalt 12 gongar (Grøneng & Nilsen, 2009).





**Figur 3.13** Prøver for tilt-forsøk (Foto: Lars Jørgen Hole).

Prøvene blir lagt på planet til tilt-forsøk apparaturet når planet er i horisontal posisjon. Planet har ei senking for å stabilisere prøva. Prøva blir lagt i senkinga med den eine halvdel ned og den andre opp. Så tiltast planet til den øvre halvdel sletter frå den nedre delen, som vist i Figur 3.14, og vinkel lesast av frå inklinometeret (Grøneng & Nilsen, 2009).



**Figur 3.14** Tilt-forsøk, basis friksjonsvinkel blir funnen når den øvre halvdel sletter frå den nedre. (Foto: Lars Jørgen Hole).

### 3.2.3 Tyngdetettleik

Tyngdetettleiken vart bestemt ut frå tyngda og volumet til prøvene som vart brukt i UCS-forsøket. Vekta, diameteren og lengda vart målt i laboratoriet for kvar enkelt prøve. Tyngdetettleiken vart så rekna ut frå likning (3.1), der  $\gamma$  er tyngdetettleik,  $m$  er masse,  $g$  er tyngdeakselerasjon og  $V$  er volum.

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

### 3.2.4 Einaksial trykkfastheit (UCS)

Einaksial trykkfastheits-forsøk er ein test metode for å klassifisere og måle styrken til intakt berg. Forsøket brukar ei einaksial trykkcelle som brukar eit hydraulisk stempel til å påfører ein last på prøvene med konstant spenningsauke (ISRM, 1979). Trykkcella som vart brukt er vist i Figur 3.15. Kvaliteten på prøvene er svært viktig for å få nøyaktige resultat. Prøvene skal vere heilt glatte og bein både på sidene og endane. Det er også viktig at prøvene er heilt tørre (ISRM, 1979).



**Figur 3.15** Trykkcelle for einaksialt trykkforsøk (Foto: Lars Jørgen Hole).

Det blir utført UCS-forsøk på 6 prøver, to frå blokk 1 og 4 frå blokk 2. Før prøvene blir plassert i testcella blir dei først plassert i ei gummi strømper som varmast opp med ein varmluftspistol for at strømpa krympar og legg seg som eit lag utanpå prøva. Dette er for å unngå at prøva beveger seg under testing og for å halde prøve materialet saman etter at den går i brot (Fairhurst & Hudson, 1999).

Prøva blir så plassert i testcella. Det er viktig at prøva blir plassert i senteret av lastcella slik at den ikkje går utanføre stempelflata som kan føre til unøyaktige resultat. Tøyingsmålarar blir så festa til prøva før ein påfører lasten. Det blir festa på tøyingsmålarar for både å måle den akseelle og radeelle tøyinga på prøva under lasting. Tøyning blir plotta mot lasten i spennings-tøyingskurver som vist i Figur 2.9 (Fairhurst & Hudson, 1999).

### **3.3 Stereografisk analyse og kinematisk analyse**

Strøk- og fallmålingane målt i felten blei plotta i stereonett for den stereografiske analysen ved bruk av programmet Dips versjon 6.0 frå Rocscience. Dips er eit program for interaktiv analyse av orientering til geologiske data. Programmet kan brukast til analysere og visualisere strukturele data ved bruk av dei same teknikkane som manuelle stereonett, men har i tillegg fleire berekningsmessige funksjonar (Rocscience, 2015a). Programmet blir også brukt for den kinematiske analysen.

### **3.4 Likevektsanalyse**

Den deterministiske likevektsanalysen blir utført både manuelt og med programmet RocPlane versjon 3.0 frå Rocscience. RocPlan blir også brukt for den Probabilistiske likevektsanalysen og sensitivitetsanalysen. Fordelen med å bruke RocPlan i forhold til manuell berekning er at den gir betre moglegheiter til å tilpasse modellen til dei reelle forholda i vegskjeringa. Manuell berekning blir likevel utført på grunn av at det gir ei meir nærleik til inngangsparameterane og ein ser betre korleis dei påverkar resultatet.

RocPlan er interaktivt program for vurdering av stabiliteten til blokker i bergskråningar der ein har planutgliding. Programmet analyserar eit skive av skråning vinkelrett på strøket. For den deterministiske analysen bereknar RocPlan sikkerheitsfaktoren til bergblokka. Dersom inngangsparameterane er dei same vil RocPlan gi den same sikkerheitsfaktoren som den manuelle berekning. For den probabilistiske analysen bereknar RocPlan sannsynet for utrasing,

ved bruk statistikk fordeling av inngangsparameterane. For å berekne sannsynet køyrer RocPlan analysen ei spesifisert mengde gongar, med varierende verdiar inngangsparameterane (Rocscience, 2015c).

### **3.5 Numerisk analyse**

For denne oppgåva blir programmet Phase<sup>2</sup> versjon 8.0 frå Rocscience brukt for den numeriske analysen. Phase<sup>2</sup> er eit 2D elastisk-plastisk finite element program for estimering av spenningar og rørsle rundt bergrom eller skjeringar på overflata. Programmet kan brukast for både berg- og jordmasser og kan brukast til eit breitt utval ingeniørformål, til dømes sikringsutforming, stabilitetsanalyse av skråningar, samt grunnvasslekkasjar (Rocscience, 2015b).

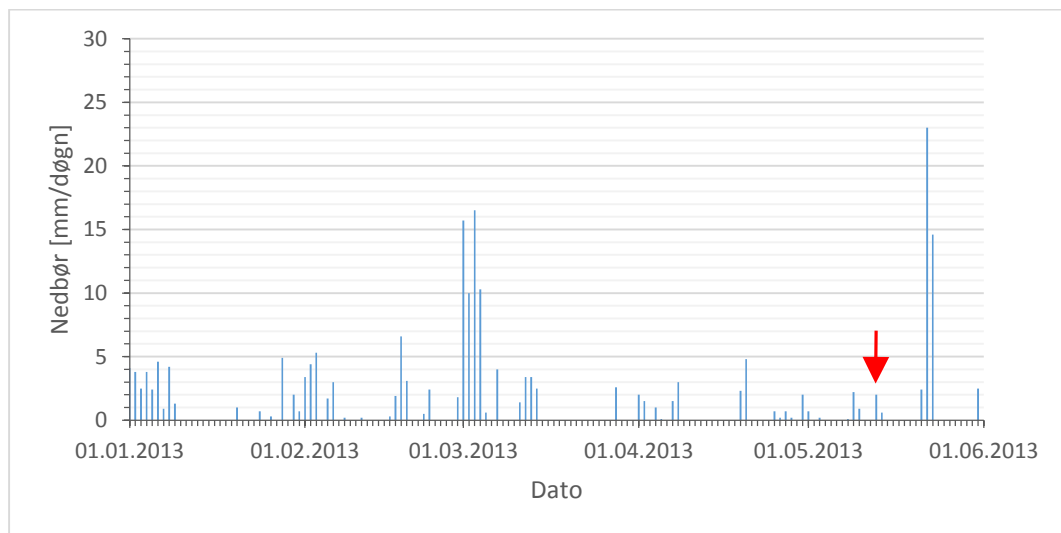
I tillegg blir programmet RocLab versjon 1.0 frå Rocscience brukt til å konvertere inngangsparameterane for Hoek-Brown brotkriteriet til Mohr-Coulomb brotkriteriet for innputt for bergmasse eigenskapane. RocLab er program for å bestemme styrke parameter til bergmasser, basert på generalisert Hoek-Brown brotkriteriet (Rocscience, 2007).

## 4 Resultat

### 4.1 Vêrdata

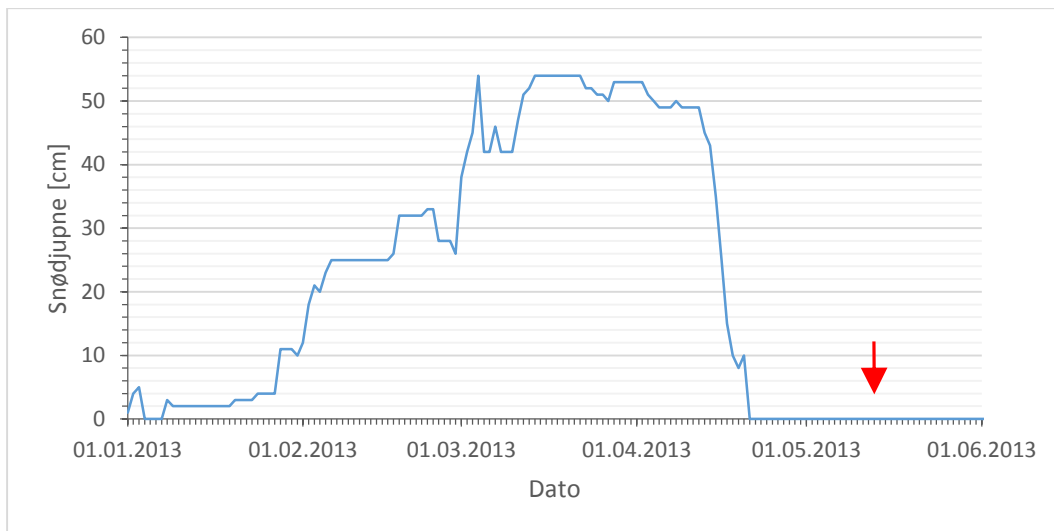
Vêrdata er undersøkt for å vurdere moglege utløysings årsakar for skredet. Vêrdata er henta frå Meteorologisk institutt si side eklima.no (Meteorologisk Institutt, 2015), i tillegg er temperatur data henta frå Norges Vassdrags- og Energidirektorat sin side sildre.nve.no (Norges Vassdrags- og Energidirektorat, 2015)

For nedbørsdata og snødjupnedata er henta frå vêrstasjonen Ålen (stasjonsnr. 67780) og temperaturdata er henta frå stasjonen Eggafoss (stasjonsnr. 122.11.0). Nedbørsdataa frå vêrstasjonen på Ålen som er vist i Figur 4.1 viser at det er svært lite nedbør i perioden før skredhendinga 13. mai, med berre nokre få dagar med nedbør på nokre millimeter.

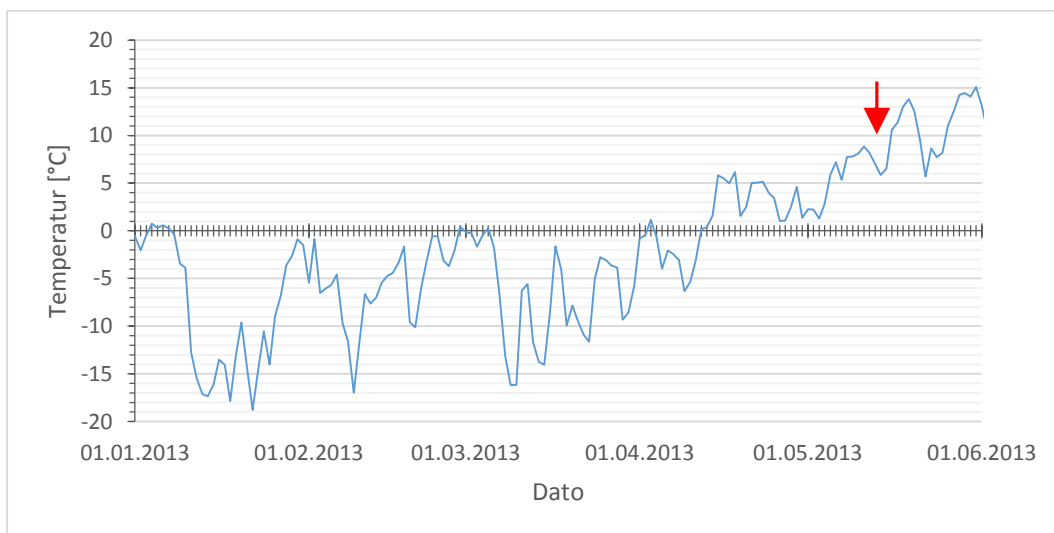


**Figur 4.1** Grafisk framstilling av nedbør for Ålen(67780) frå 1. januar til 1. juni 2013. Skred hendinga 13. mai er vist med raud pil. (Meteorologisk Institutt, 2015).

Snødjupna for same periode viser at snøen forsvann ganske fort ca tre veker før skredhendinga som vist i Figur 4.2. Dette visast også av temperaturdataa frå Eggafossen som er vist i Figur 4.3 som viser at temperaturen går frå negative til positive temperaturar også ca tre veker før skredhendinga.



**Figur 4.2** Grafisk framstilling av snødjupne for Ålen(67780) frå 1. januar til 1. juni 2013. Skredhendinga 13. mai er vist med raud pil (Meteorologisk Institutt, 2015).



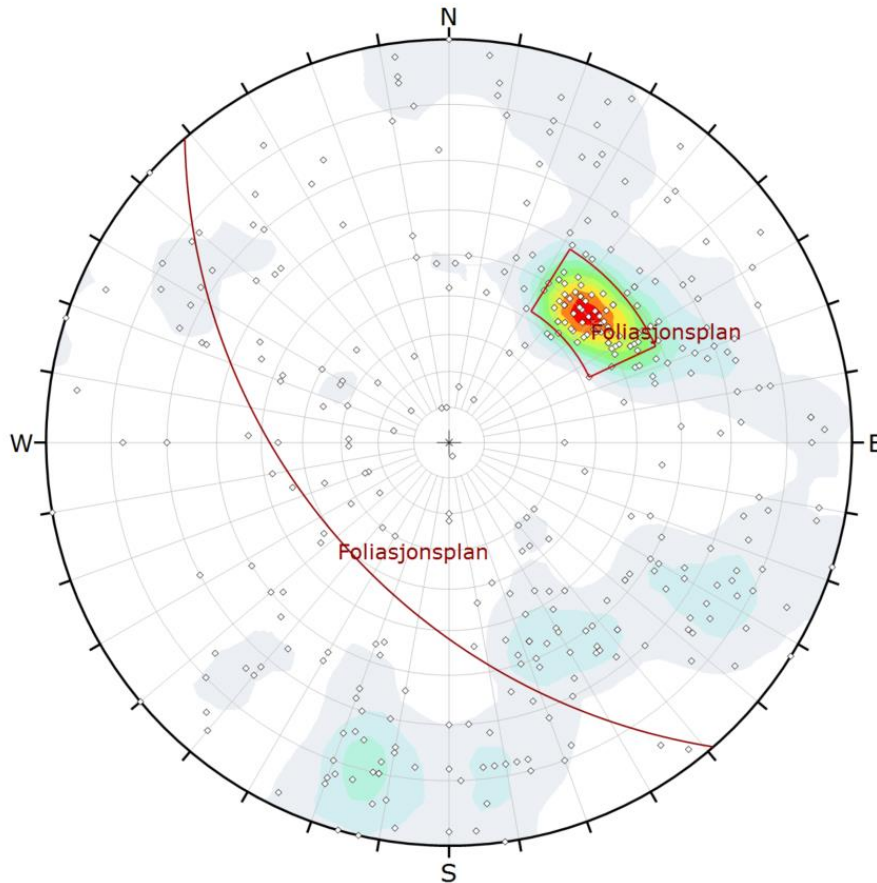
**Figur 4.3** Grafisk framstilling av midlare døgntemperatur for Eggafoss(122.11.0) frå 1. januar til 1. juni 2013. Skredhendinga 13. mai er vist med raud pil (Norges Vassdrags- og Energidirektorat, 2015).

## 4.2 Feltnmålingar

### 4.2.1 Stereografisk analyse

Det vart utført systematisk strukturgeologisk kartlegging av 120 meter av vegskjeringa. Skjeringa vart delt inn i soner på 10 meter og det vart tatt ca 30 målingar per sone. Til saman vart det utført 367 målingar. Målingane er presentert i stereonett ved bruk av programmet Dips frå Rocscience. Alle målingane er presentert i stereonett i Figur 4.4.

Resultata av målingane viser at der er hovudsakeleg eit sprekkesett som går igjen. Planet har eit gjennomsnittleg strøk N139°Ø og fall 50SV. Sprekkesette er foliasjonen til berget. Dette indikera at planutgliding er den mest sannsynlege bergbrots typen for skjeringa. Dette stemmer godt over eins med observasjonar frå felten.



Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
	0,00 - 1.10
	1.10 - 2.20
	2.20 - 3.30
	3.30 - 4.40
	4.40 - 5.50
	5.50 - 6.60
	6.60 - 7.70
	7.70 - 8.80
	8.80 - 9.90
	9.90 - 11.00
<b>Maximum Density</b> 10.79%	
<b>Contour Data</b> Pole Vectors	
<b>Contour Distribution</b> Fisher	
<b>Counting Circle Size</b> 1.0%	

	Color	Strike (Right)	Dip	Label
<b>Mean Set Planes</b>				
1m	■	139	50	Foliasjonsplan

<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	367 (367 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

**Figur 4.4** Polplott av alle strøk- og fallmålingar i stereonett i Dips for vegskjeringa, med konsentrasjonskontur.

## 4.2.2 Sprekkeplan

Det vart utført målingar med Schmidt-hammar og a/L metoden på 9 sprekkplan i felten. Tabell 4.1 viser ei oversikt over sprekkplanane. Planane vart vald ut frå at dei skulle representere glideplanet til skredhending i 2013 eller glideplan for framtidig moglege hendingar. Som vist av den stereografiske analysen er det hovudsakleg berre foliasjonsplanet som er orientert slik at dei kan fungere som glideplan. På grunn av dette er alle sprekkplanane det er gjort målingar på foliasjonsplan.

**Tabell 4.1** Oversikt over sprekkplanane det vart utført Schmidt-hammar og ruheitsmålingar på.

Lokalitet	Strøk	Fall [°]	Fallretning	Dato	Forhold
Sprekkeplan 1	N135°Ø	54	SV	25.08.2014	Tørr
Sprekkeplan 2	N140°Ø	52	SV	11.09.2014	Tørr
Sprekkeplan 3	N140°Ø	52	SV	23.09.2014	Tørr
Sprekkeplan 4	N160°Ø	48	V	11.09.2014	Tørr
Sprekkeplan 5	N140°Ø	45	SV	11.09.2014	Tørr
Sprekkeplan 6	N152°Ø	48	SV	29.10.2014	Vått
Sprekkeplan 7	N140°Ø	45	SV	29.10.2014	Vått
Sprekkeplan 8	N138°Ø	42	SV	11.09.2014	Tørr
Sprekkeplan 9	N130°Ø	52	SV	29.10.2014	Tørr
<b>Gjennomsnitt</b>		<b>48,7</b>			

Snittet av målingane gjort med Schmidt-hammar for dei ulike lokalitetane i felten er vist i Tabell 4.2. Snittet er tatt av dei 10 høgaste målingane for kvar lokalitet. I tillegg til å måle verdiane på sprekkplanane ( $r$ ) er det også utført målingar på uforvitra berg ( $R$ ) ved dei lokalitetane det er moglege. Målingane på sprekkplan varierer frå 35,6 ved lokalitet 1 til 58,3 ved lokalitet 6, og målingane på det uforvitra berget varierer frå 50,0 ved lokalitet 8 til 54,2 ved lokalitet 1. Ein ser at det er noko variasjon mellom målingane for sprekkplanane medan verdiane for det uforvitra berget er varierer mindre. Schmidt-hammarmålingane er konvertert til JCS-verdiar ved bruk av Figur 3.4. det vart brukt ei tyngdetettleik for bergarten på 27,5 KN/m<sup>3</sup>. Fullstendige Schmidt-hammarmålingar er vist i Vedlegg A.

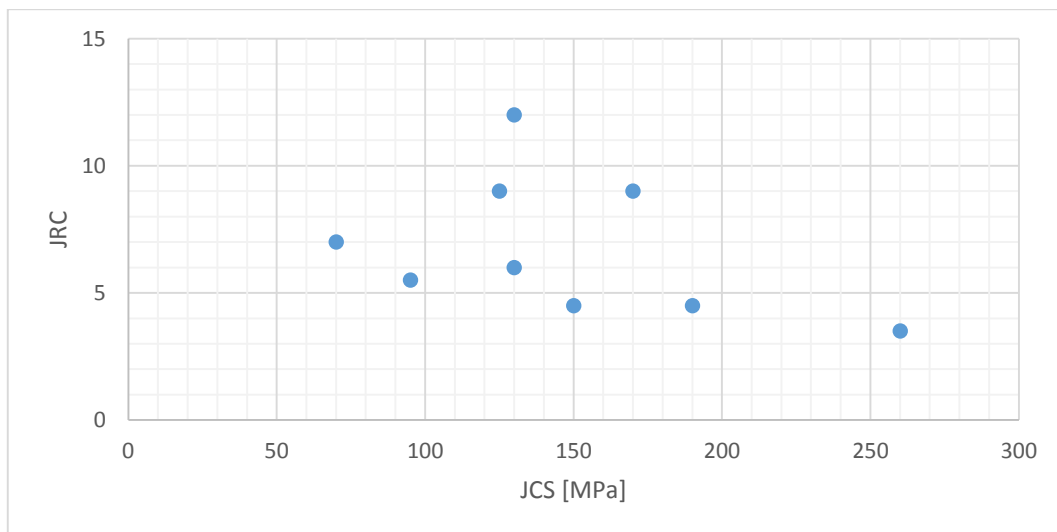


Tabell 4.2 viser også konvertering av amplitudemålingar til JRC-verdiar for lokalitetane. Målingane er konvertert ved bruk av Figur 3.6. Det er stor variasjon mellom lokalitetane, frå 3,5 for lokalitet 6 til 12 for lokalitet 3. Fullstendige ruheitsmålingar er vist i Vedlegg B.

**Tabell 4.2** Snitts verdiar for JCS og JRC for kvar lokalitet.

Lokalitet	r	JCS (r)	R	JSC (R)	JRC
1	35,6	70	54,2	205	7
2	45,8	125	51,5	160	9
3	46,4	130	-	-	12
4	49,0	150	53,3	200	4,5
5	51,7	170	51,7	160	9
6	58,3	260	-	-	3,5
7	52,5	190	-	-	4,5
8	39,2	95	50,0	160	5,5
9	46,4	130	-	-	6
<b>Gjennomsnitt</b>	<b>47,2</b>	<b>146,7</b>	<b>52,1</b>	<b>177</b>	<b>6,8</b>







Figur 4.5 viser eit diagram der JRC- og JCS-verdiarne for sprekkeplanane for kvar lokalitet er plotta mot kvarandre.



**Figur 4.5** Grafisk framstilling av JRC mot JCS for sprekkeplan.

### 4.2.3 GSI

GSI-verdien vart estimert i felten. Ved bruk av skjemaet som er vist i Figur 4.6 vart det kome fram til at ein har ein blokkete/forstyrta/folda struktur og grei overflatetilstand. Dette gir ein GSI på 30 – 40. Dette gir då ein gjennomsnittlig GSI-verdi på 35.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) 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.		SURFACE CONDITIONS				
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				
 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50			
 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				40		
 LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					30	
					20	
						10
		N/A	N/A			

Figur 4.6 Skjema for estimering av GSI. GSI intervallet for vegskjeringa er markert med raud ring (Hoek, 2007).

### 4.2.4 Hoek-Brown konstanten ( $m_i$ )

Hoek-Brown konstanten er ein materialkonstant som estimerast ut frå bergartstypen. Konstanten definerer kor sprø eller duktil ein bergar er (Hoek, 2005). Figur 4.7 viser skjema med  $m_i$  verdiar for forskjellige bergartar. I studieområde har ein ein glimmerskifer, det blir derfor vald å bruke verdien for skifer som er  $12 \pm 3$  (Hoek, 2007).

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
Organic					Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

\* Conglomerates and breccias may present a wide range of  $m_i$  values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

\*\*These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of  $m_i$  will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

**Figur 4.7** Estimerte verdier for Hoek-Brown konstanten  $m_i$  for intakt berg, etter bergatrsgruppe. Verdi for «Schists» som blir brukt for vegskjeringa er markert med raud ring (Hoek, 2007).

#### 4.2.5 Sprengingsskade-faktoren ( $D$ )

$D$  er ein faktor som er relatert til kva grad av forstyrring bergmasse er utsatfor på grunn av sprengingsskade og spenningsavløysing. Faktoren varierer frå 0 for uforstyrra bergmasse til 1 for svært forstyrra bergmasse (Hoek, 2007).

For vegskjeringa er det antatt at den er svært sprengingsskada, dette er på grunn av at der er ingen synlege borepiper i skjeringa. Verdien for  $D$  blir da 1.

## 4.3 Laboratoriemålingar

### 4.3.1 Tilt-forsøk

Det vart utført tilt-forsøk på seks prøver fordelt på dei to blokkene som vart tatt med frå feltområdet. Frå tilt-forsøket var basis friksjonsvinkel ( $\varphi_b$ ) estimert for kjerneprøvene. Verdiane for alle prøvene er vedlagt i Vedlegg C. Gjennomsnittsverdien og snittet til prøven frå dei to blokkprøvene er vist i Tabell 4.3.

Frå basis friksjonsvinkel kan ein berekne residual friksjonsvinkelen ( $\varphi_r$ ) ved bruk av Likning (2.14). For  $r$  og  $R$  blir gjennomsnittsverdiane frå Schmidt-hammarmålingane, som er gjort i felten, brukt for alle utrekningar av  $\varphi_r$ . Verdiane for residual friksjonsvinkel er vist i Tabell 4.3.

**Tabell 4.3** Verdier for basis og residual friksjonsvinkel

	$\varphi_b$	$\varphi_r$
Blokk 1	25,0	23,1
Blokk 2	29,3	27,4
Gjennomsnittlig	27,2	25,3

### 4.3.2 UCS-forsøk

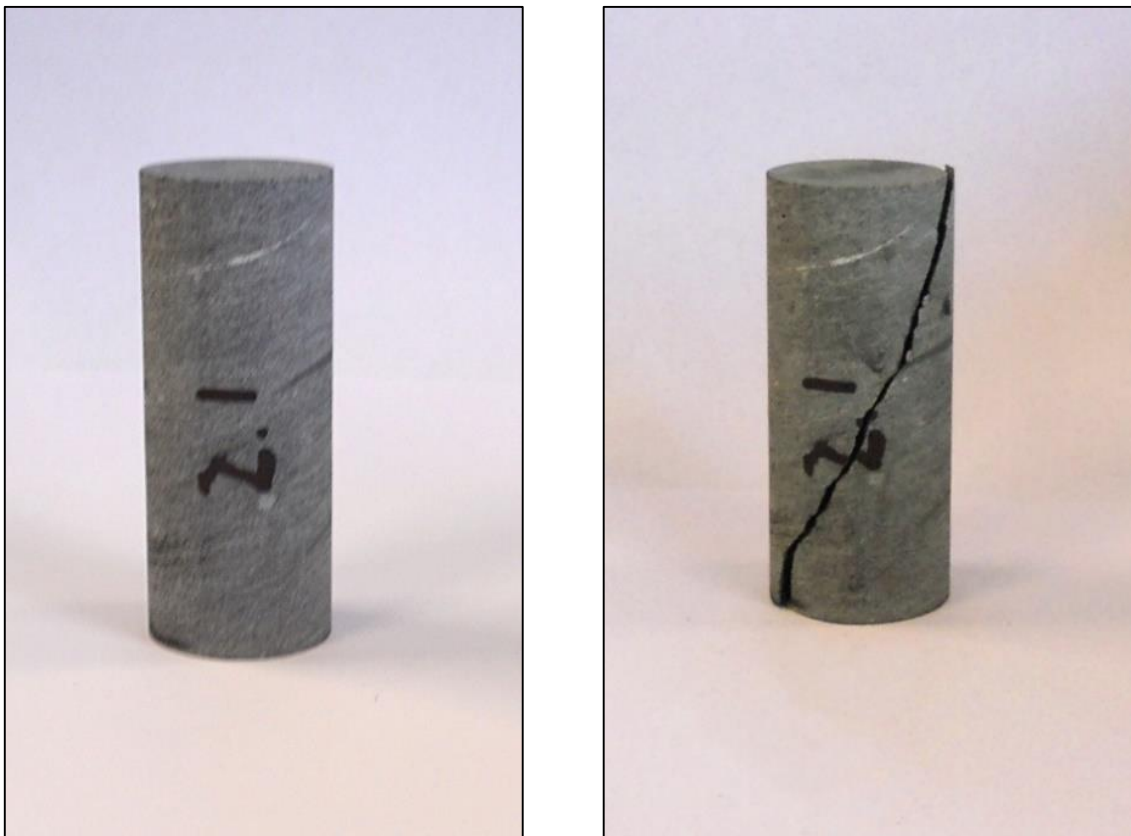
Tabell 4.4 viser ei oversikt over resultatata frå UCS-forsøka på kjerneprøvene gjort i laboratoriet. Tabellen viser verdiane for tyngdetettleiken ( $\gamma$ ), trykkfastheita ( $UCS$ ), Youngs modulus ( $E$ ) og Poissons forhold ( $\nu$ ). Det var gjort forsøk på seks kjerneprøver, to frå blokk 1 og fire frå blokk 2. Figur 4.8 viser bilete av prøve 2.1 før og etter UCS-forsøket.

Tyngdetettleiken er berekna ut frå vekta til kjerneprøvene før UCS-forsøket. Resultata viser liten variasjon mellom prøvene og har eit gjennomsnitt på 27,45 kN/m<sup>3</sup>. Trykkfastheita viser variasjon mellom 72,7 – 187,6 MPa. Etter ISRM (1978b), som vist i Tabell 4.5, tilsvara dette ei gradering på sterkt til veldig sterkt berg. Youngs modulus varierer mellom 36885 – 57372 MPa, og Poissons forhold varierer mellom 0,168 – 0,268. Youngs moduls og Poissons forhold blir berekna ut frå Spenning-tøyningskurver. Spenning-tøyningskurva til prøve 1.2 er vist i Figur 4.9. Spenning-tøyningskurvene for alle UCS-forsøka er lagt ved i Vedlegg D.

**Tabell 4.4** Resultat av UCS-forsøk med einaksial trykkfastheit, Youngs-modulus, Poissons forhold og tyngdetettleik.

Kjerneprøve	Diameter [mm]	Lengde [mm]	Vinkel av foliasjon [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	UCS [MPa]	$E$ [MPa]	$\nu$
1.1	35,87	90,00	90	27,79	172,3	57372	0,259
1.2	35,87	89,93	90	27,80	187,6	58925	0,261
2.1*	35,89	89,98	70	27,47	87,7	43458	0,182
2.2	35,85	90,00	70	27,34	126,3	48351	0,268
2.3	35,86	90,43	70	27,39	122,8	47446	0,195
2.5*	35,86	90,35	70	27,33	72,7	36885	0,168
<b>Gjennomsnitt</b>				<b>27,45</b>	<b>152,3</b>	<b>53023</b>	<b>0,245</b>

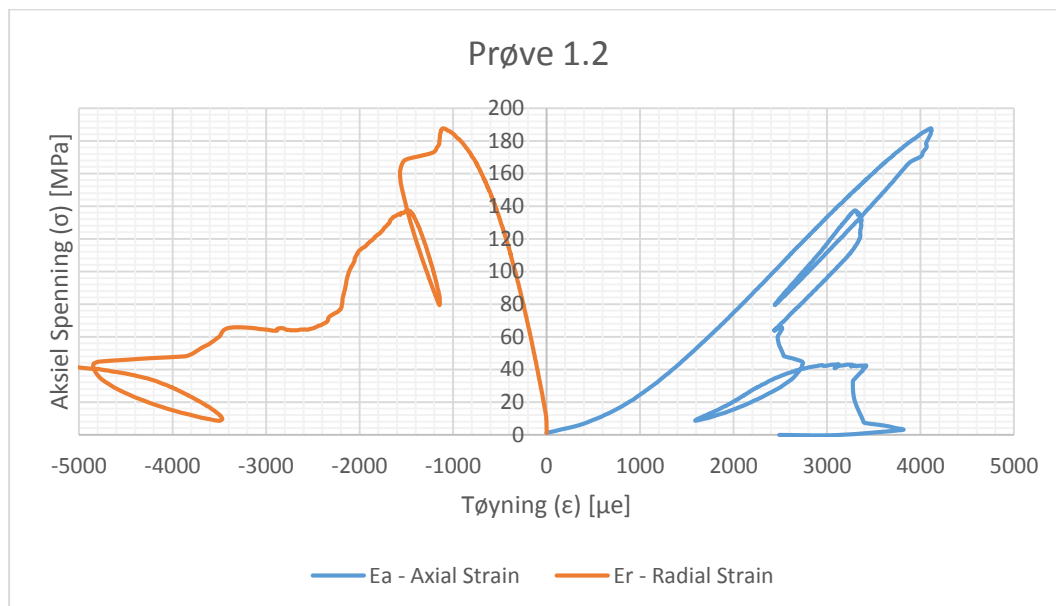
\* Prøver som ikkje er tatt med i gjennomsnittet.



**Figur 4.8** Prøve 2.1 før (til venstre) og etter (høgre) UCS-forsøk (Foto: Lars Jørgen Hole).

**Tabell 4.5** Gradering av bergstyrken (etter ISRM, 1978b).

Grade	Description	Approx. range of uniaxial compressive strength [MPa]
R0	Extremely weak rock	0.25 – 1.0
R1	Very weak rock	1.0 – 5.0
R2	Weak rock	5.0 – 25
R3	Medium strong rock	25 – 50
R4	Strong rock	50 – 100
R5	Very strong rock	100 – 250
R6	Extremely strong rock	> 250



**Figur 4.9** Spenning/tøyningskurve for Prøve 1.2

Det er forholdsvis stor variasjon i verdiane for trykkfastheita, Youngs modulus og Poissons forhold. Den store variasjonen er påverka av at prøve 2.1 og 2.5 gir lågare verdier enn dei andre prøvene. Under forsøket vart det observert at desse to prøvene kan ha gått i brot langs allereie eksisterande svakheitssoner i prøva, då brotsona hadde teikn til forvitring, som vist på Figur 4.10. Dette kan vere ein årsak til dei låge verdiane til desse prøvene. Prøve 2.1 og 2.5 blir derfor utelatne frå gjennomsnittsmålingane. Ein får då snittverdiane for trykkfastheita til bergarten er 152,3 MPa, Youngs modulus er 53023 MPa og Poissons forhold 0,245, som vist i Tabell 4.4.



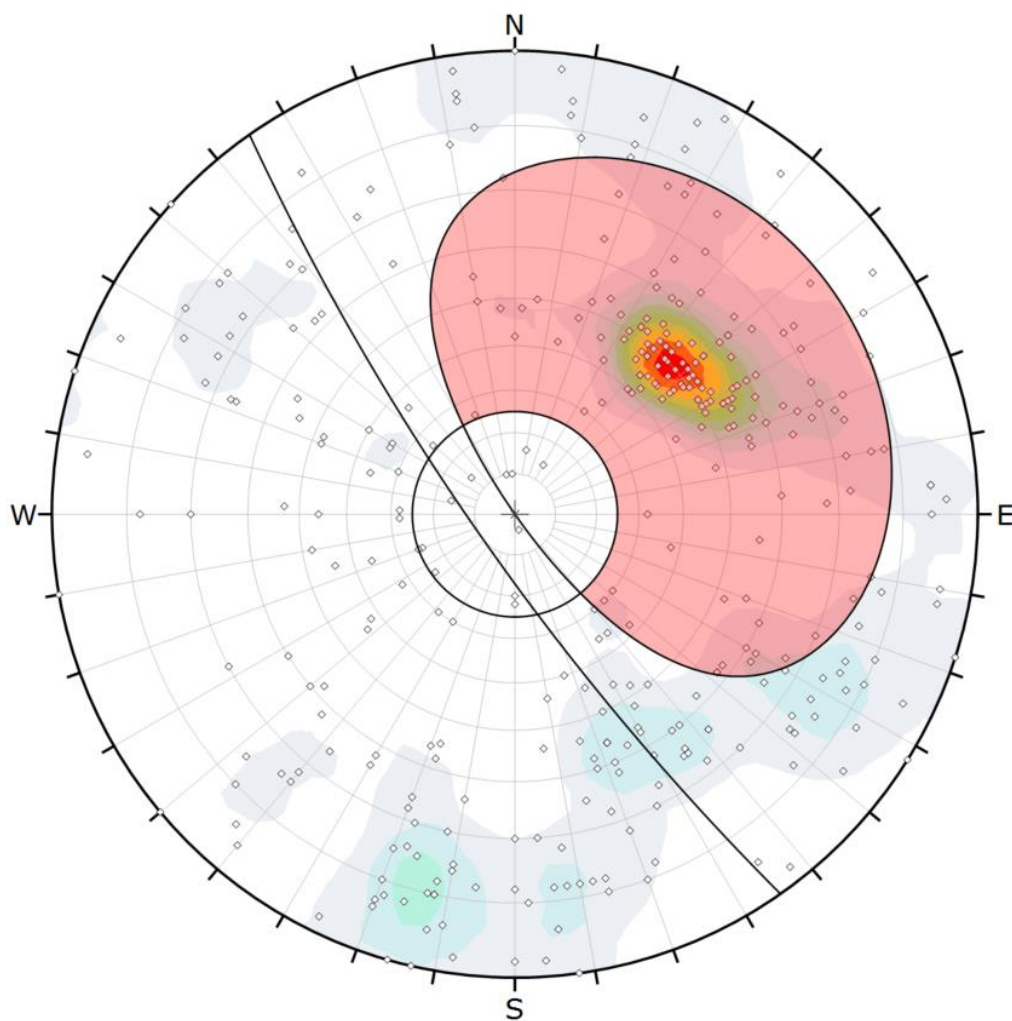
**Figur 4.10** Forvittra område langs brotsona på prøve 2.1 (Foto: Lars Jørgen Hole).

#### 4.4 Kinematisk analyse

Figur 4.11 viser den kinetiske analysen for strukturmålingane gjort i felten. Analysen er ein fortsetting av den stereografiske analysen og er også gjort i programmet Dips. I tillegg til strukturmålingane trengjer ein orienteringa til skråninga og friksjonsvinkelen til diskontinuitetane for å kunne gjere analysen.

Fallretinga til vegskjeringa varierer noko på grunn av den ligg i ein sving frå ca N220°Ø til ca N250°Ø. Snittverdien N235°Ø blir derfor brukt og fallvinkelen til skjeringa er 80°. Som friksjonsvinkel blir den residuale friksjonsvinkelen ( $\varphi_r$ ) brukt, lik  $25^\circ \approx 25,3^\circ$ .

Den kinetiske analysen viser at ein har ein ganske stor område der det er mogeleg å få planutgliding, og at 41,69 % av strukturmålingane ligger innanfor den så kalla «daylight envelope». Blant desse målingane i foliasjons sprekkesettet.



Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.10
	1.10 - 2.20
	2.20 - 3.30
	3.30 - 4.40
	4.40 - 5.50
	5.50 - 6.60
	6.60 - 7.70
	7.70 - 8.80
	8.80 - 9.90
	9.90 - 11.00

<b>Maximum Density</b>	10.79%
<b>Contour Data</b>	Pole Vectors
<b>Contour Distribution</b>	Fisher
<b>Counting Circle Size</b>	1.0%

<b>Kinematic Analysis</b>	Planar Sliding
<b>Slope Dip</b>	80
<b>Slope Dip Direction</b>	235
<b>Friction Angle</b>	25°

	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	153	367	41.69%

<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	367 (367 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

**Figur 4.11** Kinematisk analyse av vegskjeringa for planutgliding utført i Dips.

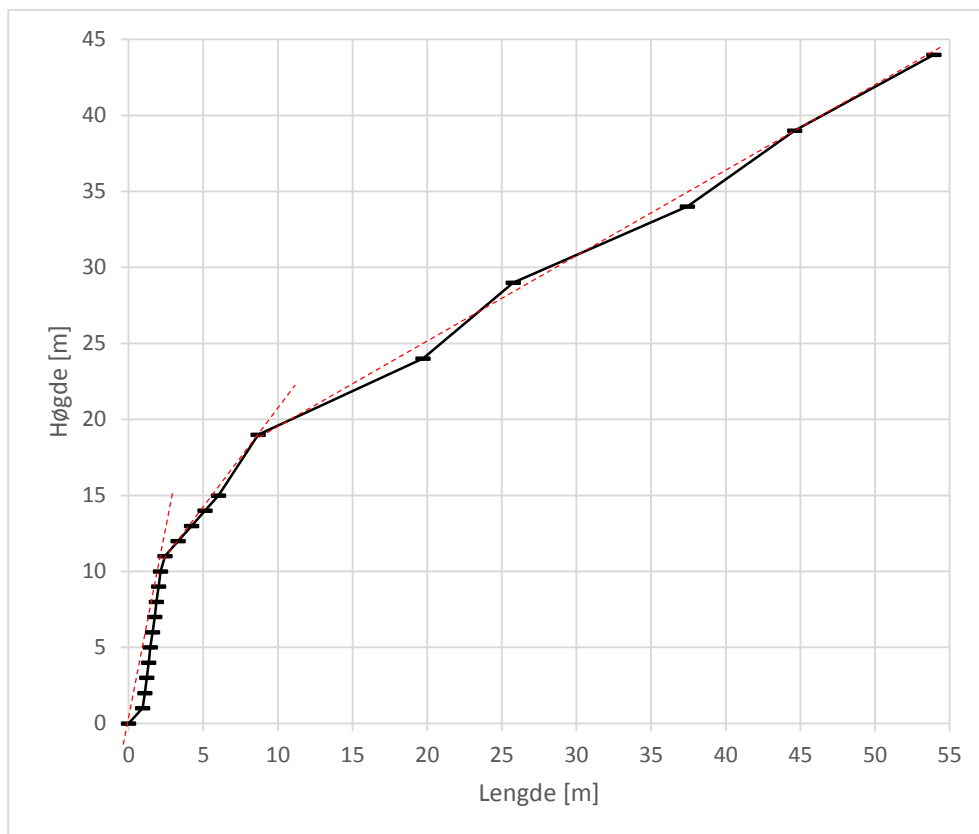


## 4.5 Likevektsanalyse

### 4.5.1 Geometri

Geometrien til skråning og utrasings området er bestemt ut frå kartlegging og vurdering i felten og ved bruk av kart data. Figur 4.12 viser eit tverrprofil av vegskjeringa konstruert ut frå høgdekotene til FKB2 kart i ArcGIS. Tverrprofilet viser at skråninga kan delast in i tre områder: eit nedre, eit midtre og eit øvre området.

Den nedre delen av skråninga, som er sjølve vegskjeringa, viser tverrprofilet at er ca 10 meter høg og har ein hellingsvinkel på ca  $80^\circ$ . Dette stemmer godt overeins med kartlegginga og vurderingar gjort i felt. Den midtre delen av skråninga har ei helling på ca  $50^\circ$  ut frå profilet. Dette er omtrent det same som hellinga til foliasjonen som i gjennomsnitt er målt til å vere  $48,7^\circ$ . Det blir derfor antatt at hellinga er parallelt med foliasjonen. Den øvst delen av skråninga er noko slakare med ei helling på ca  $30^\circ$  ut frå tverrprofilet.



**Figur 4.12** Tverrprofil av skråninga (ArcGis).

Verdiar brukt for geometrien til utrasingsområdet er vist i Tabell 4.6. Ut frå vurderingar av skredarret i felten er det vurdert at skråningshøgda ( $H$ ) til utrasingsområdet er ca halvparten av

høgda til vegskjeringa som er 10 meter. Skråningshøgda blir då bestemt til å vere 5 meter. Tensjonssprekka til utrasingsområdet er lokalisert i det som ut frå tverrprofilet er den midtre delen av skråninga. Denne delen blir då antatt til å den øver skråning. Avstanden frå tensjonssprekka og fram til skråningskame blir vurdert til å vere ca 2 meter. Ut frå likning (2.2) og (2.3) får ein då at djupna til tensjonssprekka er ca 4 meter og at lengda av glideplanet er ca 4,4 meter. Vekta av dei ustabile området kan no bereknast ut frå geometrien og tyngdetettleiken til berget ved bruk av likning (2.4). Får at vekta av dei ustabile massane er 268,3 kN/m.

**Tabell 4.6** Inngangsverdiar for geometri av utrasingsområdet.

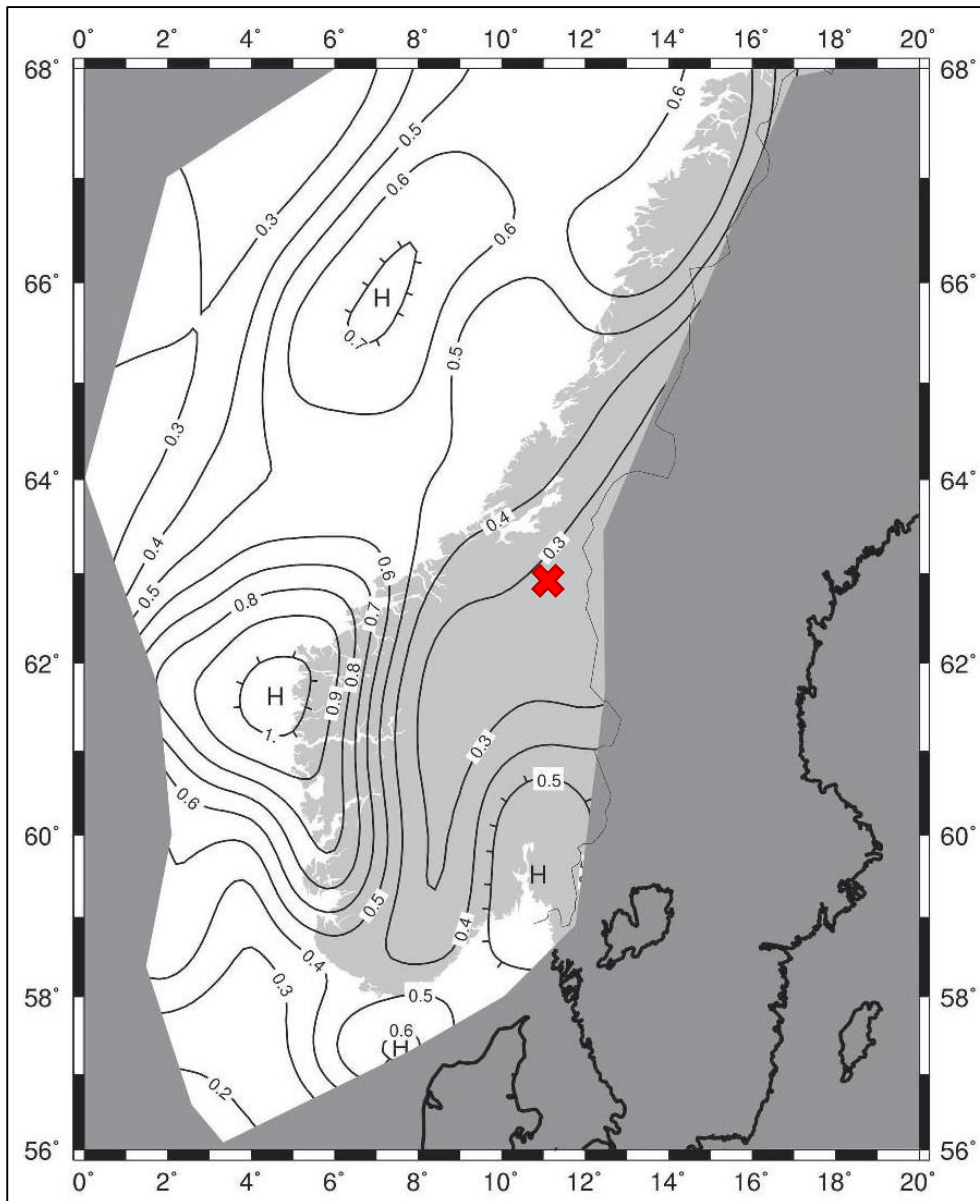
Skråningshøgde ( $H$ )	= 5,0 m
Tjukkeleik av potensiell rasmasser ( $b$ )	= 2,0 m
Djupne av tensjonssprekke ( $z$ )	= 4,0 m
Lengde av glideplan ( $L$ )	= 4,4 m
Nedre skråningsvinkel ( $\psi_f$ )	= 80,0°
Hellingsvinkel glideplan ( $\psi_p$ )	= 48,7°
Øvre skråningsvinkel ( $\psi_s$ )	= $\psi_p = 48,7^\circ$
Vekt av ustabil område ( $W$ )	= 268,3 kN/m

#### 4.5.2 Seismisk aktivitet

Verdiane som er brukt for seismisk aktivitet er vist i Tabell 4.7. For å bestemme den seismiske aktiviteten i studieområdet bli kartet over dei seismiske sonene for gjentakingsintervall på 475 år i det sørlege Noreg frå Eurokode 8 (Standard Norge, 2014) brukt. Kartet er vist i Figur 4.13 og studieområdet er marker med eit raudt kryss. Ut frå kartet ser ein at studieområdet ligger ganske nært kosta for berggrunnsakselerasjon ( $a_{g40Hz}$ ) 0,3 m/s<sup>2</sup> og det blir derfor vald å bruke denne verdien for området. Ved å bruke likning (2.6) og (2.7) får ein at den seismiske koeffisienten ( $\alpha$ ) for studieområdet som er 0,03 og jordskjelvbelastninga ( $F_\alpha$ ) er 8,0 kN/m.

**Tabell 4.7** Inngangsverdiar for seismisk aktivitet.

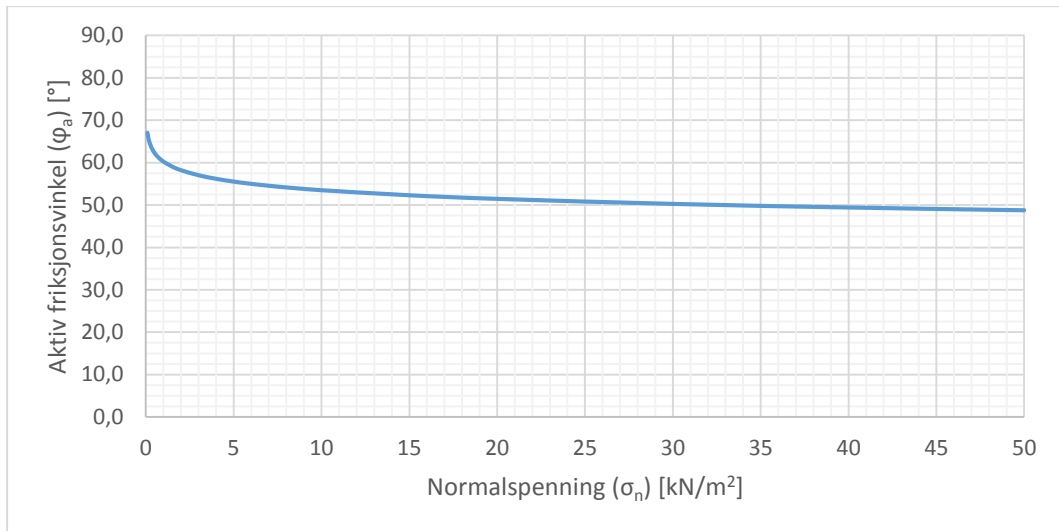
Berggrunnsakselerasjon ( $a_{g40Hz}$ )	= 0,3 m/s <sup>2</sup>
Seismisk koeffisient ( $\alpha$ )	= 0,03
Jordskjelvbelastning ( $F_\alpha$ )	= 8,0 kN/m



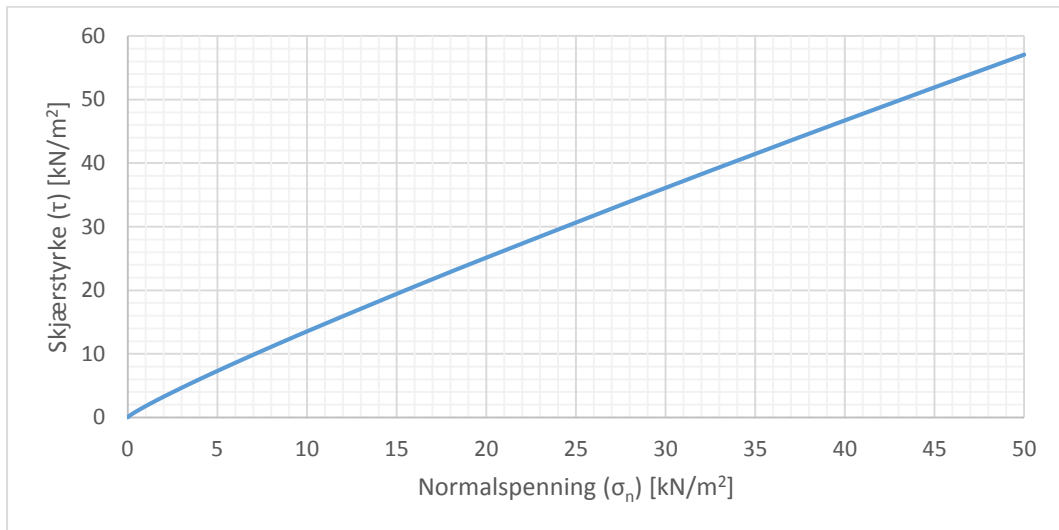
**Figur 4.13** Seismiske soner i det sørlege Noreg,  $a_{g40\text{Hz}}$  i  $\text{m/s}^2$ , studieområdet er vist med raudt kryss (Standard Norge, 2014).

### 4.5.3 Sprekkefriksjon

Den aktive friksjonsvinkel ( $\varphi_a$ ) som verkar langs sprekeflata blir estimert ut frå Barton-Bandis brotkriteriet ved bruk av dei målte verdiane for JRC, JCS og residual friksjonsvinkel som vist av likning (2.13). På grunn av at  $\varphi_a$  er ein funksjon av normalspenning ( $\sigma_n$ ) og normalspenninga varierer for kvart tilfelle vil ikkje  $\varphi_a$  vere konstant. Figur 4.14 viser aktiv friksjonsvinkel mot normalspenning. Som vist av figuren er  $\varphi_a$  er høgare ved låge normalspenningar. Figur 4.15 viser skjærfasteitskurva til foliasjonssprekkene. Ein ser at kurva har eit ikkje-lineært utvikling som er det ein ønsker frå Barton-Bandis.



**Figur 4.14** Aktiv friksjonsvinkel ( $\varphi_a$ ) for foliasjossprekker basert på Barton-Bandis.



**Figur 4.15** Barton-Bendis skjærfasteheits-kurve.

#### 4.5.4 Vasstrykk

For vasstrykket blir det modellert med at ein har ein «worst case»-situasjon der grunnvatnet står til overflata i tensjonssprekka. Det blir også antatt vasstrykket har ei trekant-fordeling der vatnet kan renne fritt inn og drenerast i botn. På grunn av at ein har ei vertikal tensjonssprekk som det også står vatn i vil vasstrykket verke på både tensjonssprekka og glideplanet.

Vasstrykket må derfor delast opp i to komponentar,  $U$  på glideplanet og  $V$  på tensjonssprekka.

Tabell 4.8 viser verdiane for vasstrykket berekna ut frå likningane (2.16) og (2.17).

**Tabell 4.8** Inngangsverdiar for vasstrykk

Vasstrykk langs glideplan ( $U$ )	= 85,6 kN/m
Vasstrykk i tensjonssprekk ( $V$ )	= 78,3 kN/m

#### 4.5.5 Likevektsberekning med partialfaktor-metoden

For alle likevektsberekningar er det i dag krav om bruk av partialfaktorar for lastar og styrker (Standard Norge, 2008). Tabell 4.9 viser partialfaktorane som er nytta for dei ulike lastane og styrkene og korrigering av last verdiane. Partialfaktorane er vald ut frå anbefalingane i Eurokode 7 (Standard Norge, 2008). Styrka kan ikkje korrigerast direkte da den er avhengig aktivfriksjonsvinkel som varierer frå tilfelle til tilfelle.

**Tabell 4.9** Partialfaktorar for lastar og styrker og korrigering av inngangsverdiar for lastar etter partialfaktor-metoden.

Vekt av ustabil område ( $W_d$ )	$\gamma_f = 1,0$	= 268,3 kN/m
Vasstrykk langs glideplan ( $U_d$ )	$\gamma_f = 1,0$	= 85,6 kN/m
Vasstrykk i tensjonssprekk ( $V_d$ )	$\gamma_f = 1,0$	= 78,3 kN/m
Jordskjelvbelastning ( $F_{\alpha_d}$ )	$\gamma_f = 1,3$	= 10,5 kN/m
Karakteristisk styrke ( $\tan \varphi_a$ )	$\gamma_m = 1,25$	

#### 4.5.6 Deterministisk analyse

Prinsippet for likevektsberekning er å berekne dei stabiliserande og drivande kreftene og få ein sikkerheitsfaktor (SF) ut frå forholdet mellom dei. Likevektsberekninga blir delt opp i fire tilfelle desse er:

- Minst gunstige tilfelle
- Mest gunstige tilfelle
- Maksimum jordskjelvbelastning, men utan vasstrykk
- Maksimum vasstrykk, men utan jordskjelvbelastning

For kvart av tilfella må normalspenninga ( $\sigma_n$ ) og aktiv friksjonsvinkel ( $\varphi_a$ ) bereknast på grunn av at dei varierer ut frå kreftene som verkar på blokka. Tabell 4.10 viser resultata av den manuelle likevektsberekninga for dei fire tilfella, der  $\sigma_n$  estimert ut frå likning (2.15) og  $\varphi_a$  ut frå likning (2.13).

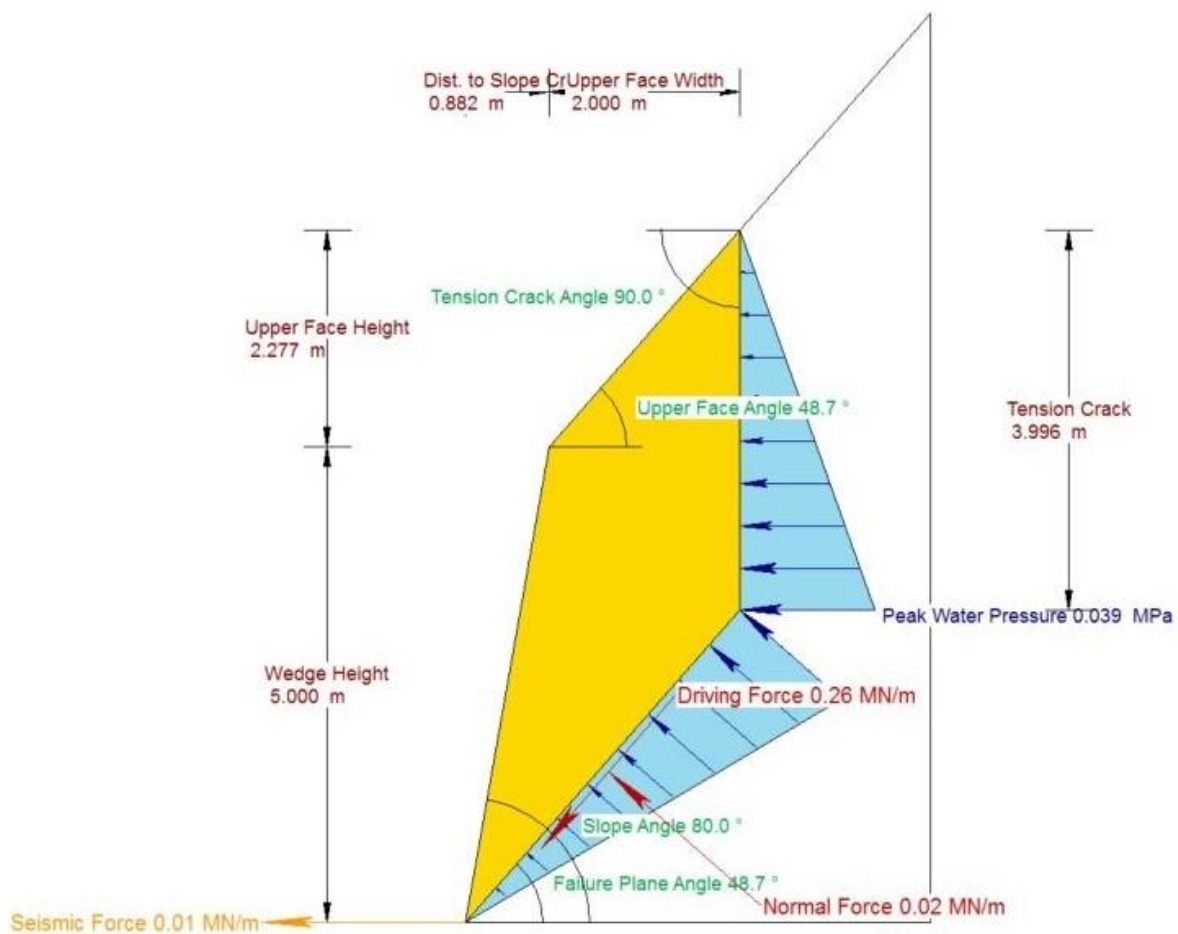
**Tabell 4.10** Berekning av sikkerhetsfaktor for vegskjeringa ved bruk av partialfaktor-metoden.

Parameter	Minst gunstige tilfelle	Mest gunstige tilfelle	Jordskjelv, (utan vasstrykk)	Vasstrykk, (utan jordskjelv)
$F_{\alpha_d}$ [kN/m]	10,5	0,0	10,5	0,0
$\sigma_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	5,7	40,6	38,8	7,5
$\varphi_a$ [°]	55,2	49,4	49,5	54,4
$\tau$ [kN/m <sup>2</sup> ]	8,2	47,3	45,4	10,4
Stabiliserande krefter [kN/m]	28,5	165,2	158,6	36,4
Drivande krefter [kN/m]	260,1	201,5	208,4	253,2
<b>SF</b>	<b>0,11</b>	<b>0,82</b>	<b>0,76</b>	<b>0,14</b>

Resultat av likevektsberekninga viser at sikkerhetsfaktoren for alle tilfella er under 1, som er grensa for om skjeringa er stabil eller ustabil. Det mest gunstige tilfellet har SF = 0,82, dette betyr at skråninga er ustabil sjølv utan vasstrykk eller jordskjelvbelastning tilstade. For det minst er SF = 0,11 som er ein svært låg sikkerhetsfaktor.

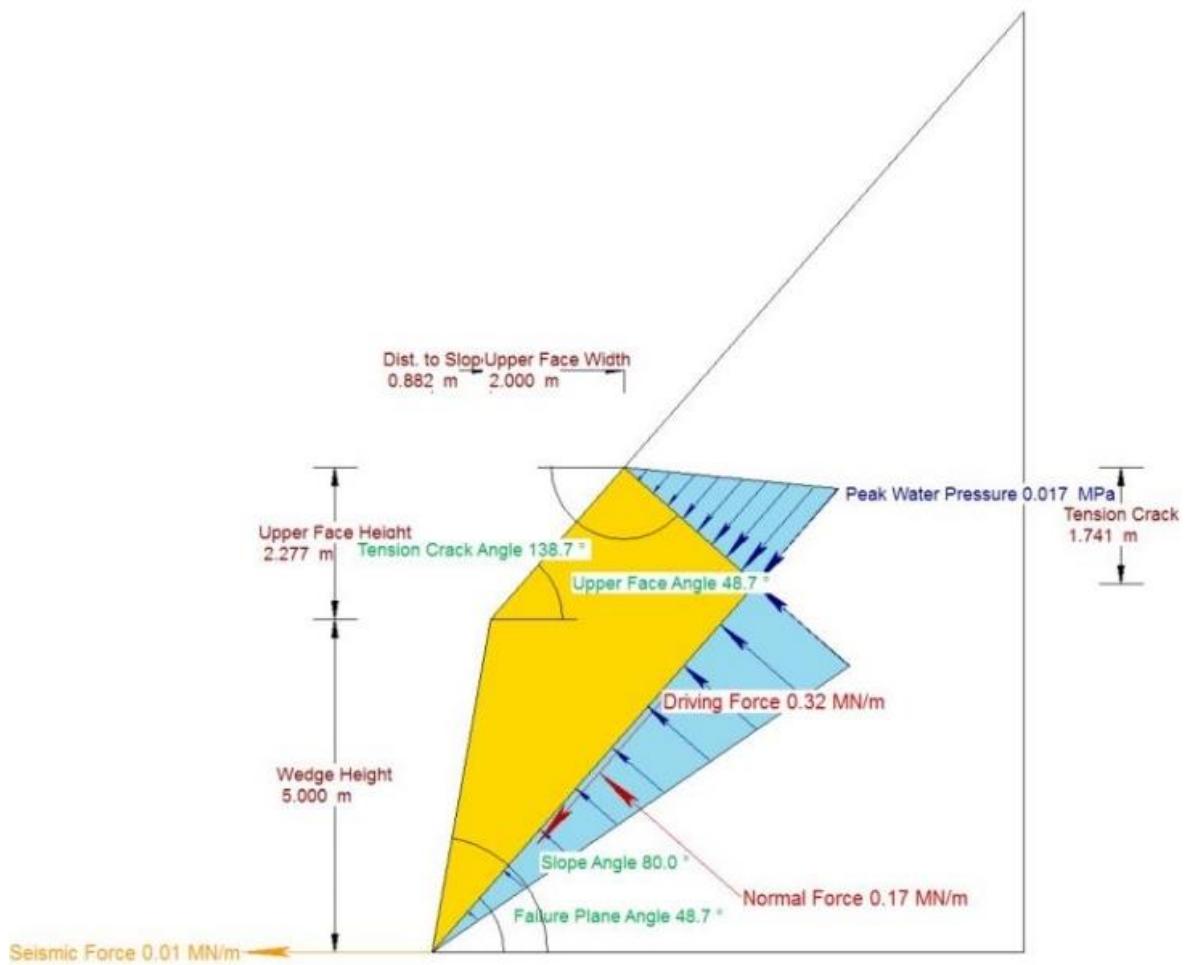
Det blir også utført likevektsberekning med programmet RocPlan frå Rocscience. Figur 4.16 viser resultatet av berekninga i RocPlan for minst gunstige tilfellet med vasstrykk og jordskjelvbelastning. Med bruk av dei same inngangsverdiane får ein at sikkerhetsfaktoren for det minst gunstige tilfelle er 0,11. Dette er det same resultatet som for den manuelle berekninga av sikkerhetsfaktor. Ein får også likt resultat for dei andre tilfella. Resultata frå alle likevektsberekninga i RocPlan er lagt ved i Vedlegg E. Dette viser at RocPlan gir dei same resultata som manuell berekning.

Når det er vist at RocPlan gir dei same resultata som manuell berekning kan ein bruke RocPlan til å tilpasse modellen betre til dei reelle forhold. Ein forskjell mellom modellen og det som er observert i felten er at utrasingsområdet ikkje har ei vertikal tensjonssprekk. Tensjonssprekka til utrasingsområdet er ut frå felt observasjonar estimert til å vere tilnærma vinkelrett til glideplanet. Figur 4.17 viser resultata av likevektsberekninga i RocPlan for minst gunstige tilfellet med tensjonssprekka normalt på glideplanet. Får at sikkerhetsfaktoren for dette tilfellet er 0,55. Dette er ei kraftig auke frå 0,11 som sikkerhetsfaktoren var for tilfellet med vertikal tensjonssprekk.



Factor of Safety	0.11
Driving Force	0.26 MN/m
Resisting Force	0.03 MN/m
Wedge Weight	0.27 MN/m
Wedge Volume	9.75 m <sup>3</sup> /m
Shear Strength	0.01 MPa
Shear Resistance	0.03 MN/m
Normal Force	0.02 MN/m
Seismic Force	0.01 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.09 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.08 MN/m

Figur 4.16 Likevektsbereking i RocPlan for minst gunstige tilfelle.



Factor of Safety	0.55
Driving Force	0.32 MN/m
Resisting Force	0.17 MN/m
Wedge Weight	0.38 MN/m
Wedge Volume	13.71 m <sup>3</sup> /m
Shear Strength	0.02 MPa
Shear Resistance	0.17 MN/m
Normal Force	0.17 MN/m
Seismic Force	0.01 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.06 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.02 MN/m

**Figur 4.17** Likevektsberegning i RocPlan for minst gunstige tilfelle, med tensjonssprekk normalt på glideplanet.



Tabell 4.11 viser sikkerheitsfaktor for likevektsberekning med vertikal tensjonssprekk og tensjonssprekk normalt på glideplane. Resultata viser at forskjellen i sikkerheitsfaktoren mellom vertikal og normal tensjonssprekk er ganske stor for tilfella der ein har vasstrykk i sprekkene, men den er minimal for tilfella der skjeringa er tørr.

**Tabell 4.11** Resultat av likevektsberekning for vertikal og normal tensjonssprekk.

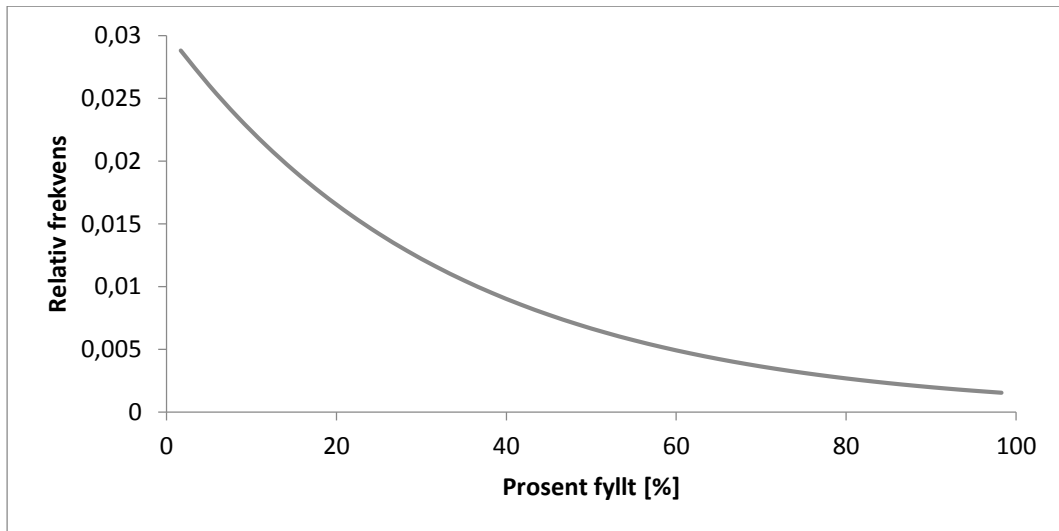
Tensjonssprekk	Minst gunstige tilfelle	Mest gunstige tilfelle	Jordskjelv/ utan vatn	Vatn/ utan Jordskjelv
Vertikal	0,11	0,82	0,76	0,14
Normal	0,55	0,84	0,78	0,60

#### 4.5.7 Probabilistisk analyse

Det blir også utført probabilistisk analyse i RocPlan. For å kunne utføre den probabilistiske analysen må ein ha sannsynsfordeling av dei variable inngangsparameterane. Inngangsparameterane som blir satt som variable er prosent vassfylling, seismisk koeffisient ( $\alpha$ ), JRC, JCS, residual friksjonsvinkel ( $\varphi_r$ ) og fallvinkelen til foliasjonen ( $\psi_p$ ). For analysen blir det brukt «Latin Hypercube sampling» med 10000 interaksjonar. Sannsynsfordelinga av alle dei variable inngangsparameterane er lagt ved i Vedlegg F.

##### 4.5.7.1 Vasstrykk ( $U$ )

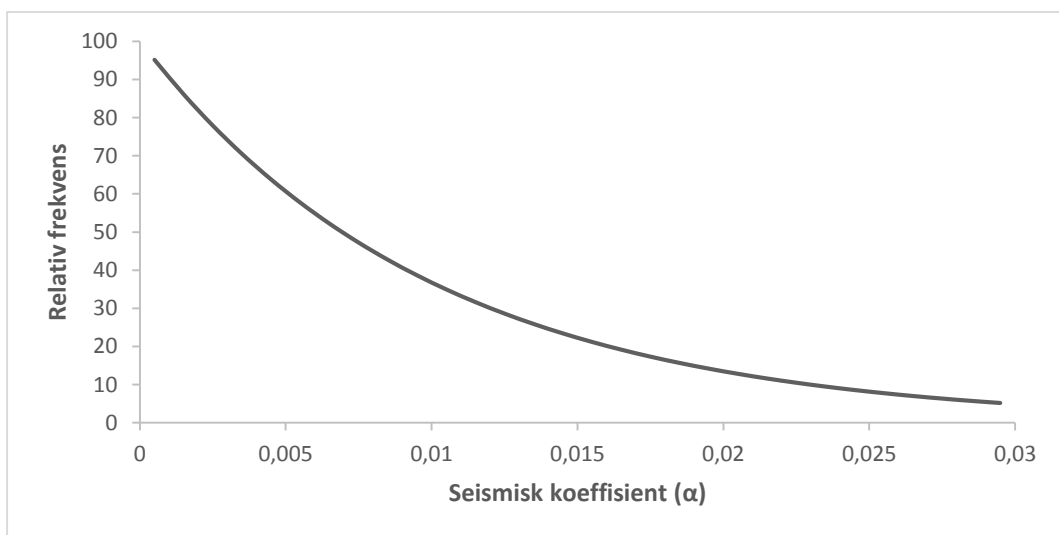
Det er svært skjeldent at vasstrykket i ei vegskjering vil vere lik maksimumsverdien. Den vanligaste situasjonen vil vere at skjeringa vil vere tilnærma tørr, dvs.  $U \approx 0$ . Det blir derfor vald å bruke ein eksponential funksjon med nedre grense lik  $U_{min} = 0$  % vassfyll, øvre grense lik  $U_{max} = 100$  % og middelvei lik  $U_{max}/3$ . Figur 4.18 viser sannsynsfordelinga for vasstrykket (Nilsen, 1999).



Figur 4.18 Eksponential sannsynsfordeling for vasstrykket ( $U$ ).

#### 4.5.7.2 Seismisk koeffisient ( $\alpha$ )

Det blir antatt at den seismiske aktiviteten også har ei eksponential fordeling, med høg hyppighet av små skjelv og låg hyppighet av store. Dette blir da også gjeldande for den seismiske koeffisienten. Nedre grense for den seismiske koeffisienten blir satt lik  $\alpha_{min} = 0$ , øvre grense lik  $\alpha_{max} = 0,03$  og middelerdi lik  $\alpha_{max}/3$  for området (Nilsen, 1999).



Figur 4.19 Eksponential sannsynsfordeling for seismisk koeffisient ( $\alpha$ ).

### 4.5.7.3 Felldata

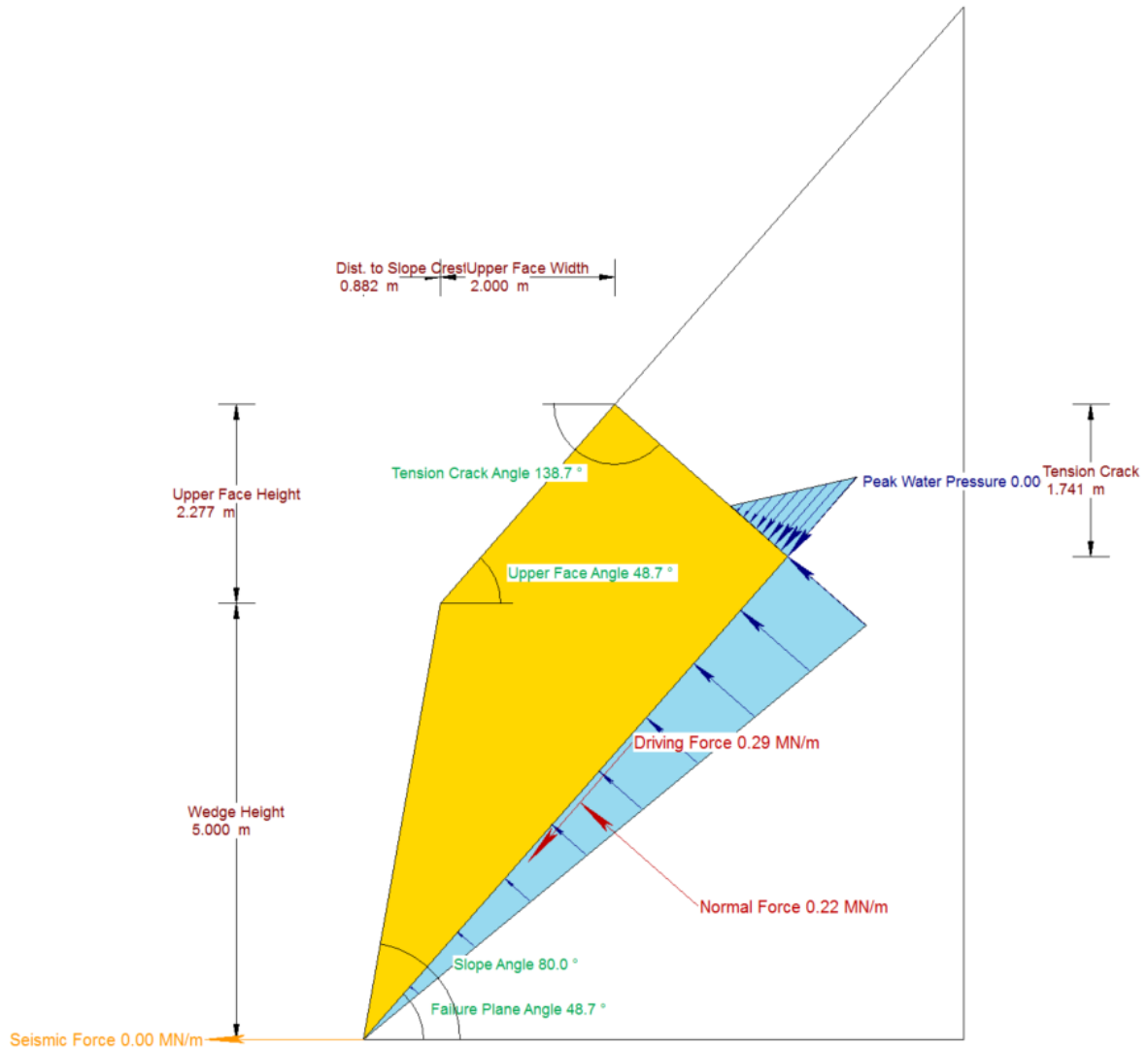
Dei resterande variable inngangsparameterane er parameter som er målte og berekna gjennom felt- og laboratorieundersøkingar. Det blir vald å bruke normalfordeling for alle disse parameterane, med middelvendi, maks- og minimumsverdi, og standardavvik (likning (2.22)). Tabell 4.12 viser inngangsverdiane for sannsynsfordelinga av dei variable parameter.

**Tabell 4.12** Fordeling og verdier for inngangsparameter til probabilistisk analyse.

Parameter	Fordeling	Middelverdi	Maksimumsverdi	Minimumsverdi	Standardavvik
Vasstrykk ( $U$ )	Ekspontial	33 %	100 %	0 %	-
Seismisk koeffisient ( $\alpha$ )	Ekspontial	0,01	0,03	0,00	-
JRC	Normal	6,8	12	3,5	2,8
JCS	Normal	146,7 MPa	260 MPa	70 MPa	55,7 MPa
Residual friksjonsvinkel ( $\varphi_r$ )	Normal	25,3°	30,0°	20,1°	2,6°
Fallvinkel ( $\psi_p$ )	Normal	48,7°	54,0°	42,0°	4,1°

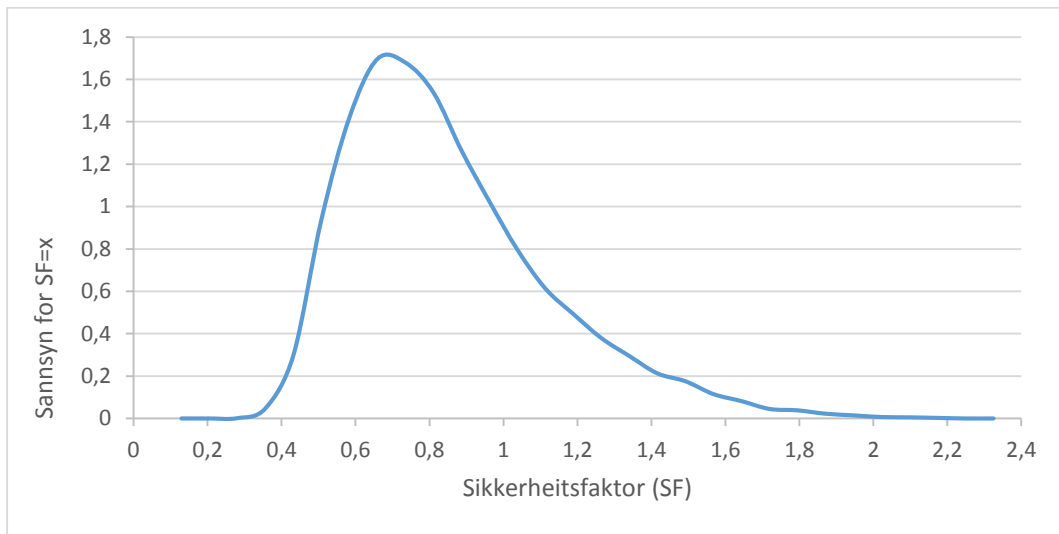
### 4.5.7.4 Berekning

Figur 4.20 viser resultatet av den probabilistiske analysen utført i RocPlan. Resultatet gir ein mest sannsynleg sikkerheitsfaktor til å vere 0,75 og eit sannsyn på 0,7505 for at bergblokka vil rase ut. Dette betyr at det er eit sannsyn på 75 % for at bergblokka vil rase ut i løpet av anleggets levetid, eller at 75 av 100 vegskjeringar med dei gitte vilkåra vil rase ut. Figur 4.21 viser sannsynsfordelinga av sikkerfaktoren der topp-punktet viser den mest sannsynleg sikkerheitsfaktoren for vegskjeringa. Figur 4.22 viser den kumulative fordelinga av sikkerheitsfaktoren. Den kumulative fordelinga beskriver sannsynet for at sikkerheitsfaktoren er mindre eller lik verdiane langs x-aksen. Sannsynet for utrasing er gitt av sannsynet for at sikkerheitsfaktoren er mindre enn 1.

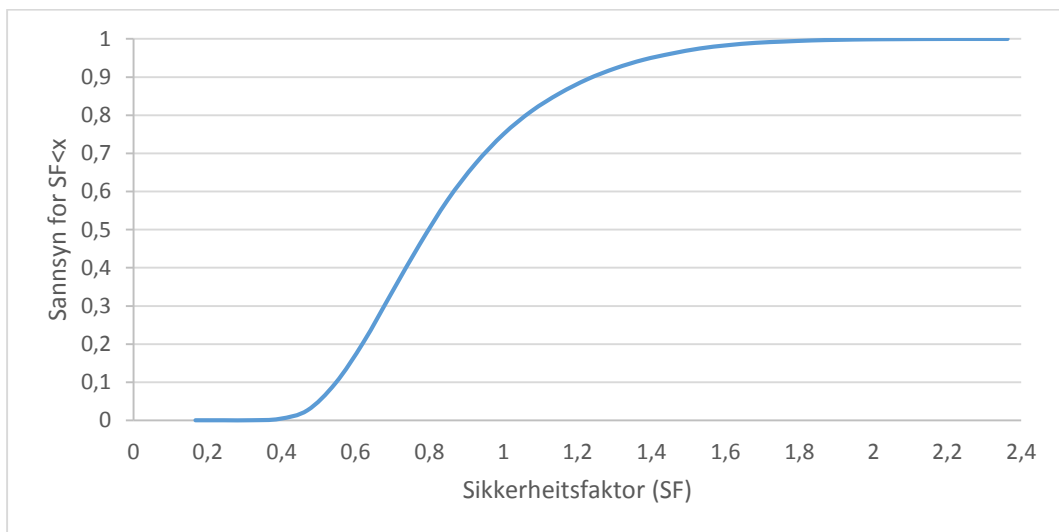


Factor of Safety	0.75
Probability of Failure	0.7505
Probability of Sliding	0.7505
Driving Force	0.29 MN/m
Resisting Force	0.22 MN/m
Wedge Weight	0.38 MN/m
Wedge Volume	13.71 m <sup>3</sup> /m
Shear Strength	0.03 MPa
Shear Resistance	0.22 MN/m
Normal Force	0.22 MN/m
Seismic Force	0.00 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.02 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.00 MN/m

**Figur 4.20** Probabilistisk likevektsanalyse av skjeringa i RocPlan.



**Figur 4.21** Sannsynsfordeling av sikkerheitsfaktor frå RocPlan.

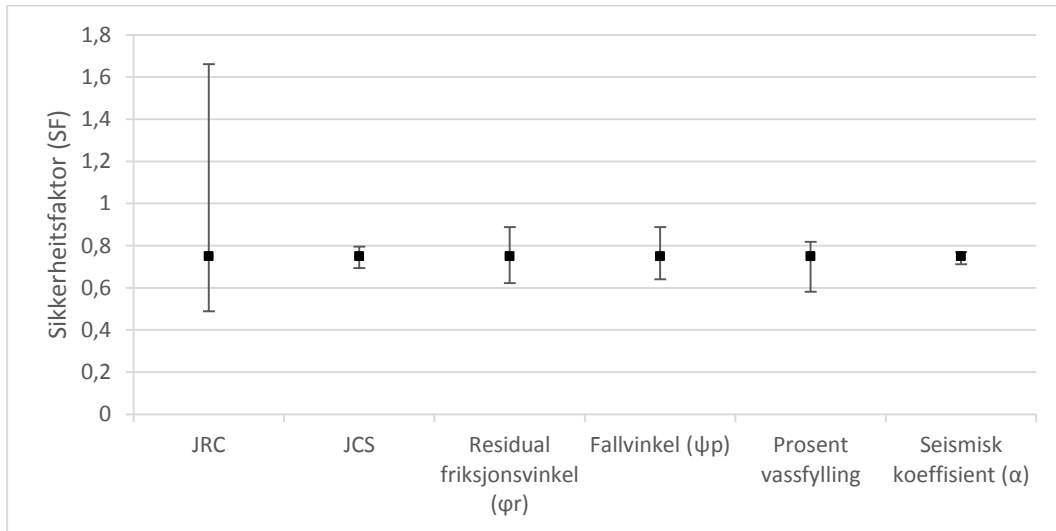


**Figur 4.22** Kumulativ fordeling av sikkerheitsfaktor frå RocPlan.

#### 4.5.8 Sensitivitetsanalyse

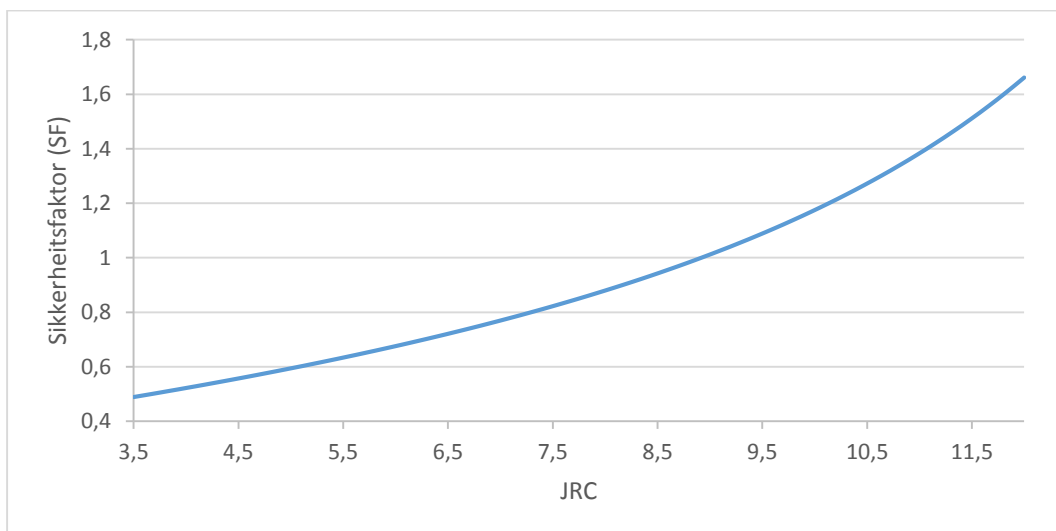
Sensitivitetsanalyse utførast for variable inngangsparameter for undersøke korleis dei påverkar sikkerheitsfaktoren. Analyse er utført for inngangsparameterane JRC, JCS, residual friksjonsvinkel ( $\varphi_r$ ), fallvinkelen til foliasjonen ( $\psi_p$ ), prosent vassfylling og seismisk koeffisient ( $\alpha$ ). Som grenseverdier for parameterane blir maks- og minimumsverdiane som er målt for dei forskjellige parameterane nytta.

Resultata av sensitivitetsanalysen er vist i Figur 4.23. Figuren viser korleis dei ulike inngangsparameterane påverkar sikkerheitsfaktoren når dei blir variert. Frå figuren ser ein at JRC er den parameteren som har den største innverknaden på sikkerheitsfaktoren og er den einast som gir ein sikkerheitsfaktor over 1. Sjølv på sitt mest gunstige gir ingen av dei andre parameterane ein sikkerheitsfaktor over 1 når dei andre parameterane er sett til middelverdiar.



**Figur 4.23** Innverknad på sikkerheitsfaktor for variable inngangsparameter.

Figur 4.24 viser grafen for sikkerheitsfaktor mot JRC. Figuren viser at sikkerheitsfaktoren er lik 1 for JRC-verdi på ca 9. Grafane til dei andre inngangsparameterane er lagt ved i Vedlegg G.



**Figur 4.24** Sensitivitetsanalyse for JRC mot SF når alle andre parameter er satt til middelverdiar.

## 4.6 Numerisk analyse

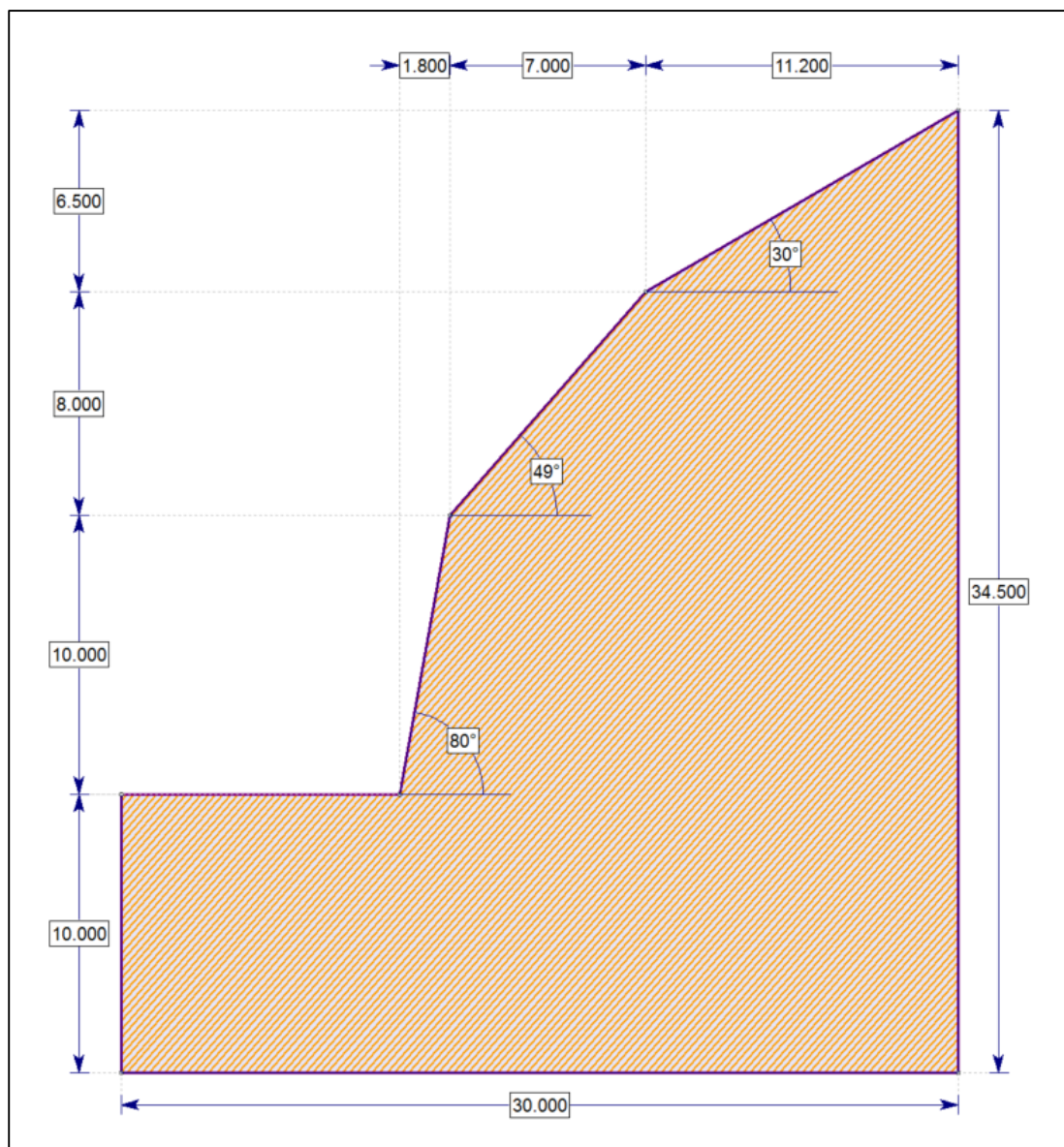
Numerisk analyse er utført i Phase<sup>2</sup>. Tabell 4.13 viser dei generelle innstillingane brukt for den numeriske modellen.

**Tabell 4.13** Generelle prosjoekinnstillingar i Phase<sup>2</sup>.

Analysis type	Plain Strain
Solver type	Gaussian elimination
<b>Spennings analyse</b>	
Maximum number of iterations	500
Tolerance	0,002
Convergence type	Absolute energy
<b>Mesh</b>	
Mesh type	Grided
Element type	3 Noded Triangles
Default Number of Nodes on External	300

### 4.6.1 Geometri

Det blir for geometrien til den numeriske modellen tatt utgangspunkt i det same tverrprofilet (Figur 4.12) og målingane som for likevektsberekninga. Skråninga blir delt inn i tre delar der den nedre delen er vegskjeringa. Figur 4.25 viser profilet til modellen i Phase<sup>2</sup> med dimensjonar og vinklar.

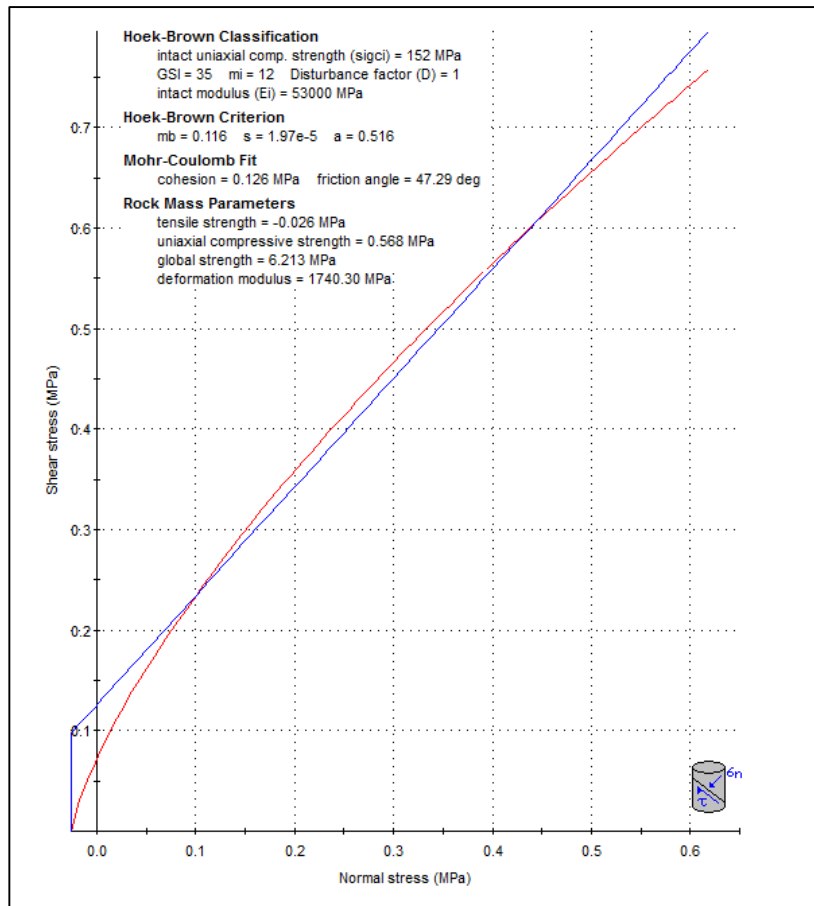


Figur 4.25 Modell for numerisk analyse i Phase<sup>2</sup> med dimensjonar.

#### 4.6.2 Materialeigenskapar

Materialeigenskapane til bergmassen blir estimert ut frå Hoek-Brown brotkriteriet og vidare konvertert til Mohr-Coulomb brotkriteriet. Til å konvertere parameterane blir programmet RocLab versjon 1.0 frå Rocscience nytta som vist i Figur 4.26. Inngangsparameterane som er nødvendige er einaksel trykkfastheit ( $\sigma_c$ ), Youngs modulus ( $E$ ), Poissons forhold ( $\nu$ ),  $GSI$ , Hoek-Brown konstanten ( $m_i$ ) og Sprengingsskade-faktoren ( $D$ ) og er bestemt gjennom feltarbeid og laboratoriearbeid. Tabell 4.14 viser verdiane for inngangsparameterane som er brukt for Hoek-Brown kriteriet og konvertere til Mohr-Coulomb kriteriet.





**Figur 4.26** Konvertering av parameter til Mohr-Coulomb kriteriet ved bruk av RocLab.

**Tabell 4.14** Inngangsparameter for bergmassen i Hoek-Brown.

<b>Hoek-Brown parameter</b>	
UCS	= 152 MPa
Youngs modulus ( $E$ )	= 53000 MPa
Poissons forhold ( $\nu$ )	= 0,25
GSI	= 35
Hoek-Brown konstanten ( $m_i$ )	= 12
Sprengingsskade-faktoren ( $D$ )	= 1
<b>Mohr-Coulomb parameter</b>	
Kohesjon ( $c$ )	= 0,126 MPa
Friksjonsvinkel ( $\varphi$ )	= 47,29°
Tensjonsstyrke ( $\tau$ )	= -0,026 MPa

Det blir vald å bruke ein elastisk-plastisk modell for den numerisk analysen der dei residuale verdiane for materialstyrka (kohesjon, friksjonsvinkel og tensjonsstyrke) blir satt lik peak-verdiane, og «Dilatin angle» blir satt lik 0.

### 4.6.3 Sprekkeegenskapar

#### 4.6.3.1 Sprekkesett

Frå den stereografiske analysen har ein at der er eit tydeleg sprekkesett i skråninga. Det sprekkesettet som er foliasjonen blir lagt inn i Phase<sup>2</sup> modellen (Figur 4.25). For foliasjonen blei vald å bruke ein «Parallel deterministic» sprekkemodell med tilfeldig lokalisering og endelaus lengde. Tabell 4.15 viser verdiane som er brukt for sprekkesettet. Sprekkeintervallet vart estimert ut frå vurderingar i felten. Intervallet varierer langs skjeringa og estimatet er derfor eit snitt av målingane langs skjeringa.

**Tabell 4.15** Inngangsparameter for sprekkesett.

Sprekkemodell	Parallell deterministisk
Fallvinkel	= 48,7°
Sprekkeintervall	= 0,2 m

#### 4.6.3.2 Brotkriterium

For brotstyrken til sprekkeane blei det som for likevektsanalysen brukt Barton-Bandis skjersfastheit. Som vist i Tabell 4.16 blir dei same verdiane for  $JRC$ ,  $JCS$  og residual friksjonsvinkel ( $\varphi_r$ ) brukt som for likevektsberekninga.

**Tabell 4.16** Inngangsparameter for sprekkeegenskapar.

JRC	= 6,8
JCS	= 146,7 MPa
Residual friksjonsvinkel ( $\varphi_r$ )	= 25,3°
Lengde av sprekkeplan ( $L$ )	= 8 m
Normal sprekkestivheit ( $k_n$ )	≈ 6 MPa/m
Skjær sprekkestivheit ( $k_s$ )	≈ 3 MPa/m

### **4.6.3.3 Sprekkestivheit**

For å berekne normal- og skjærstivheita  $k_n$  og  $k_s$  til sprekken blei likning (2.29) til (2.33) nytta. Lengda på sprekkeplanet blir vurdert frå felten til å vere ca 8 m og blir derfor brukt som verdi for  $L$ . Får at  $k_n$  er 5,979 MPa og  $k_s$  er 3,122 MPa. På grunn av stor usikkerheit i metoden blir stivheitene runda av til nærmaste heile MPa, som vist i Tabell 4.16.

### **4.6.4 Spenning**

På grunn av at numeriske modellen ligger heit i overflata med lite djup blir spenningsfeltstypen vald til «gravity» og «use actual ground surface». Det blir antatt at det ikkje er nokon store horisontalspenningar i område slik at forholdet mellom vertikal og horisontal spenning blir satt til 1.

### **4.6.5 Grunnvatn**

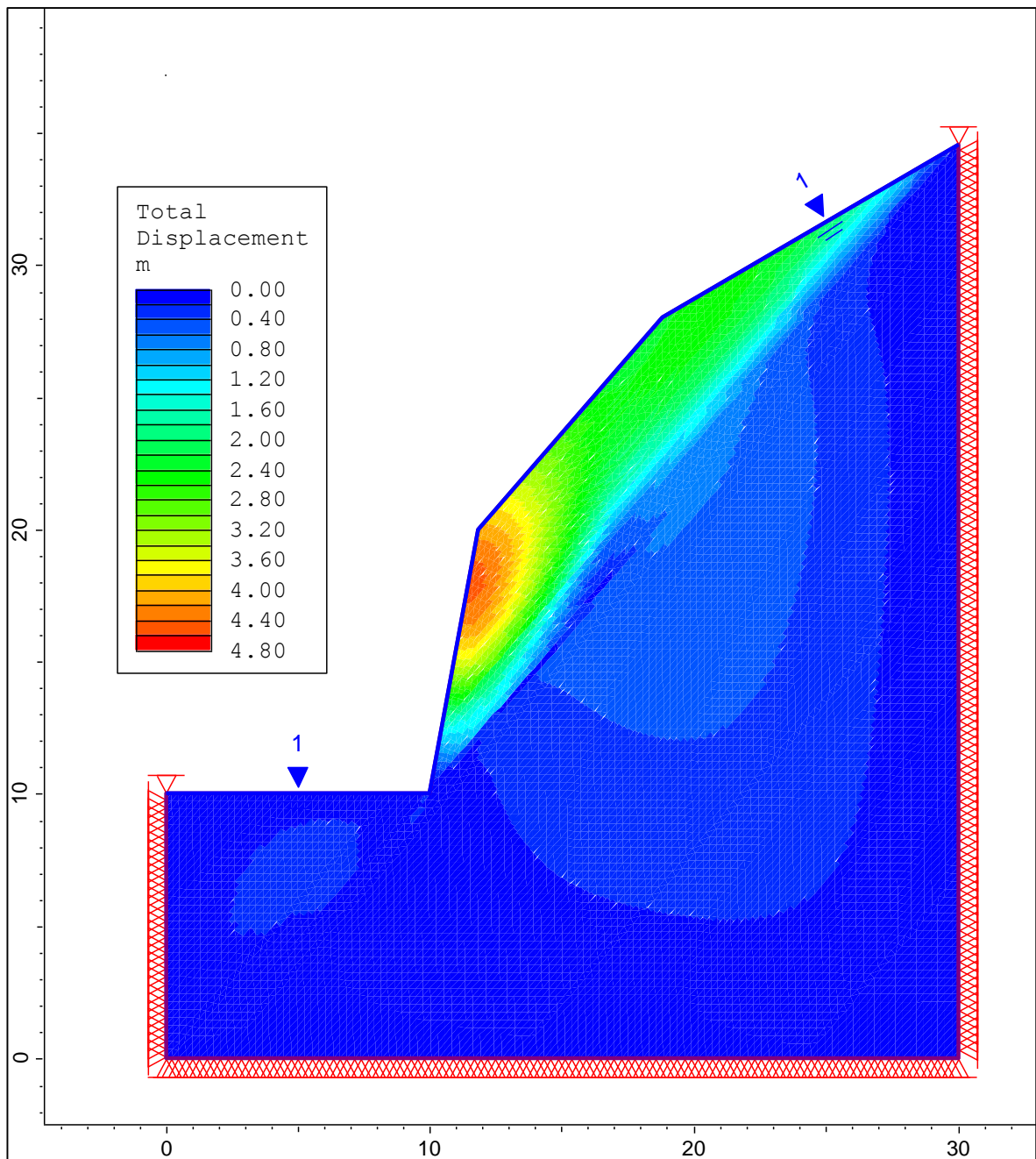
Som nemnd tidlegare vil grunnvassnivået i vegskjeringa variere ut frå årstid og nedbørsmengde. Modellen blir derfor laga for eit «worst case»-tilfelle der grunnvatnet står til overflata av skråninga.

### **4.6.6 Seismisk aktivitet**

Som for likevektsanalysen blir det brukt ein seismisk koeffisient på 0,03 for den seismiske aktiviteten i den numeriske analysen. Koeffisienten er estimert ut frå kartet over seismiske soner (Figur 4.13) frå Eurokode 8, med 475 års gjentakingsintervall (Standard Norge, 2014).

### **4.6.7 Analyse**

Figur 4.27 viser resultatet av den numeriske analysen for det minst gunstige tilfellet for vegskjeringa. Figuren viser den totale forflyttinga i den analyserte bergmassen, der dei raude områda har stor forflytting og blå områda har liten forflytting. Resultatet av analysen viser at skråninga har den største forflyttinga i den øvre delen av vegskjeringa rundt skjeringskammen. Dette semmer godt over eins med det området som rast ut under skredhendinga i 2013. Den maksimale total forflyttinga som analysen viser for dette området er på 4,8 meter.



**Figur 4.27** Numerisk analyse av minst gunstige tilfelle for vegskjeringa i Phase<sup>2</sup>.

## 5 Diskusjon

### 5.1 Årsak til skredhendinga

Vêrdataa frå vêrstasjonene ved Ålen (stasjonsnr. 67780) og Eggafossen (stasjonsnr. 122.11.0) viser at det er lite nedbør (Figur 4.1) i området i perioden før skredhendinga 13. mai 2013. Dette tyder på at det liten sannsynleg at vatn tilført frå nedbør er årsaken til skredhendinga.

Temperaturdataa (Figur 4.3) viser at ein i same perioden går frå minus grader til pluss grade. Dette vises også dataa av snødjupna (Figur 4.2) som viser at ei snødupne på ca ein halv meter smelta vekk over ein periode på omlag 10 dagar ca 3 veker før skredhendinga. Dette er ei ganske rask smelting av snøen og ein kan anta at dette vil før til store vassmengder i skråninga. Ut frå dette viker det som at den mest sannsynlege årsaken til skredhendinga er at ein får auka vasstrykk i bergsprekkene på grunn av tilførsel av vatn frå snøsmeltinga.

Ein annan årsak til skredhendinga, som også er ei følgje av den auka temperaturen, er fryse-/tineprosessorar i sprekkene. Når temperaturen varierer rundt 0 °C vil frysing av vatnet kunne føre til ei utviding av sprekkene. I tillegg vil isen i sprekkene fungere som ei binding av berget. Denne bindinga vil forsvinne når isen smeltar.

### 5.2 Felt- og laboratoriearbeid

Det er svært viktig med gode og relevante inngangsparameter for stabilitetsanalysane gjort med likevektsberekning og numerisk analyse. Inngangsparameterane som er samla og estimert gjennom felt- og laboratorieundersøkingar har gitt gode og relevante verdiar.

Den stereografiske analysen (Figur 4.4) som vart utført for den strukturgeologiske kartlegginga av feltområdet viser at ein har eit dominerande sprekkesett i vegskjeringa. Sprekkesettet er foliasjonen i berget og har eit strøk omtrentleg parallelt med vegen og faller med ein fallvinkel på 48,7° ut mot vegen. Den kinematiske analysen (Figur 4.11) viser også at forholda ligg til rette for ei planutgliding. Der foliasjonen har ein fallvinkel som er større enn friksjonsvinkelen og mindre enn hellinga til skjeringa, og er den orientert slik at det er moglegheit for å få planutglidingar langs foliasjonen i skjeringa.

Måling av JCS og JRC (Tabell 4.2) vart utført på 9 foliasjonsplan langs vegskjeringa ved Svølgja. Målingane viser noko varierende verdiar for dei ulike sprekkeflatene. JRC-verdiane variera frå 3,5 til 12 og har ein gjennomsnitts verdi på 6,8 og JCS-verdiane variera frå 70 MPa til 260 MPa og har ein gjennomsnitts verdi på 146,7 MPa.

JCS-verdiane målt med Schmidt-hammar for intakt berg har eit greitt samsvar med målingar av einaksial trykkfastheit til bergarten i laboratoriet. Snittverdien for trykkfastheita målt med Schmidt-hammaren var 177 MPa, medan laboratorietestinga på kjerneprøver gav ein snittverdi på 152 MPa (Tabell 4.4). Ein del av denne variasjonen kan nok forklarast med at det var få prøver som vart testa i laboratoriet og nokre av desse kan ha svakheiter som reduserer styrken. For UCS-forsøket varierte verdiane for trykkfastheita frå 72,7 til 187,6 MPa (Tabell 4.4). Prøve 2.1 og 2.5, som hadde dei lågaste verdiane, vart derimot forkasta på grunn av dei gjekk i brot langs allereie eksisterande svakheitssoner i prøvene, som vist av forvitring på sprekkeflatene. Resultata viser at bergarten har ei gradering som sterk til veldig sterkt berg (Tabell 4.5) (ISRM, 1978b). Youngs modulus varierer mellom 36885 – 57372 MPa, med eit snitt på 53023 MPa utan prøve 2.1 og 2.5, og Poissons forhold varierer mellom 0,168 – 0,268, med eit snitt på 0,245 utan 2.1 og 2.5.

Resultatet av tilt-forsøk (Tabell 4.3) gjort i laboratoriet viser at det er der stor forskjell mellom basis friksjonsvinkel for dei to blokkprøvene frå feltområdet. Blokk 1 hadde in basis friksjonsvinkel lik 25,0° og Blokk 2 lik 29,3°. Ein årsak til dette kan dette kan vere varierende innhald av glimmer. Glimmer har ein smørande effekt og kan føre til ein lågare friksjonsvinkel. Tabell 5.1 viser typiske intervall for friksjonsvinkelen for ulike bergartar. Tabellen viser at friksjonsvinkelen for skifer typisk er frå 20° til 27°. Blokk 1 er innanfor dette intervallet, medan Blokk 2 har ein friksjonsvinkel som er høgare. Dette kan indikere at Blokk 2 kanskje er meir omdanna og ligg nærmare ein gneis.

**Tabell 5.1** Typiske friksjonsvinkelar for forskjellige bergartar (etter Wyllie et al., 2004).

<i>Rock class</i>	<i>Friction angle range</i>	<i>Typical rock types</i>
Low friction	20-27°	Schists (high mica content), shale marl
Medium friction	27-34°	Sandstone, siltstone, chalk, gneiss, slate
High friction	34-40°	Basalt, granite, limestone, conglomerate

### 5.3 Likevektsanalyse

For likevektsanalysen med partialfaktor-metoden er det ønskeleg at sikkerheitsfaktoren SF skal vere større enn 1. Per definisjon betyr dette at dei stabiliserande kreftene er større enn dei drivande kreftene som verkar på avgrensa bergblokk, og betyr at blokka er stabil.

### 5.3.1 Deterministisk analyse

Likevektsberekningane gjort for vegskjeringa viser at for alle tilfella for både modellen med vertikal tensjonssprekk og modellen med tensjonssprekk normalt på glideplanet er sikkerheitsfaktoren mindre enn 1 (Tabell 4.11). Det var forventa at sikkerheitsfaktoren for dei minst gunstige tilfella skulle vere lågare enn 1 ettersom at skredhendinga i 2013 har førekome. Derimot er det er noko overraskande at sikkerheitsfaktoren også er lågare enn 1 for det mest gunstige tilfellet. Dette betyr at skråninga også er ustabil når ein ikkje har vasstrykk eller seismisk aktivitet som verkar på bergblokka.

Resultata viser også at variasjonen mellom modellen med vertikal tensjonssprekk og normal tensjons er nokså stor for det minst gunstige tilfellet der modellen med vertikal tensjonssprekk har ein sikkerheitsfaktor på 0,11, medan for modellen med normal tensjonssprekk har ein sikkerheitsfaktor på 0,55. For det mest gunstige tilfellet derimot er det omtrent ingen forskjell med sikkerheitsfaktorar på 0,82 og 0,84 for modellane. Dette tyder på at orienteringa til tensjonssprekka har stor innverknad på vasstrykket som verkar på bergblokken. Dette er nok hovudsakeleg på grunn av at vasskrafta som verkar på tensjonssprekka blir redusert når tensjonssprekka er redusert

Resultata av likevektberekninga viser også at den seismiske aktiviteten har relativt liten på sikkerheitsfaktoren for vegskjeringa. For begge modellane varierer sikkerheitsfaktoren for tilfelle med og utan jordskjelvbeklastning frå 0,3 til 0,6 i forskjell. Resultata viser også at forskjellen er større mellom tilfella utan grunnvatn enn for tilfella med grunnvatn. Ein årsak til dette kan vere at for tilfella med grunnvatn er sikkerheitsfaktoren allereie lågare slik at jordskjelvbeklastninga i tillegg har minder påverknad.

### 5.3.2 Probabilistisk analyse

Resultatet av den probabilistiske likevektsberekninga viser at den mest sannsynlege sikkerheitsfaktoren er 0,75 og at sannsynet for at sikkerheitsfaktoren er mindre enn 1 er 75 %. Retningslinjer for kva som er akseptabelt når det gjeld sannsynet for utrasing er gitt av Byggteknisk forskrift (TEK 10) og (Kommunal- og moderniseringsdepartementet, 2015). Ifølgje retningslinjene i TEK 10 er ein konstruksjon sikker når sannsynet for utrasing er mindre enn grenseverdien for den aktuelle sikkerheitsklassa som vist av Tabell 5.2. Dersom ein antek at livetida til vegskjeringa er 50 år (Nilsen, 2000) vil det årlege sannsynet for utrasing vere

0,015. I forhold til kriteria i Tabell 5.2 vil dette ikkje tilfredsstillende stabilitetskaravane til nokon av sikkerheitsklassene.

**Tabell 5.2** Sikkerheitsklasser ved plassering av byggverk i skredfareområde (etter Kommunal- og moderniseringsdepartementet, 2015).

Sikkerheitsklasse for skred	Konsekvens	Største nominelle årlege sannsyn
S1	Liten	1/100
S2	Middels	1/1000
S3	Stor	1/5000

### 5.3.3 Sensitivitetsanalyse

Sensitivitetsanalysen gjort for den deterministiske likevektsanalysen (Figur 4.23) viser at JRC-verdien er den variable inngangsparameteren som har den største påverknaden på den berekna sikkerheitsfaktoren for skredhendinga i 2013. Resultata av sensitivitetsanalysen på JRC (Figur 4.24) viser at ein vil ha ei sikkerheitsfaktor lik 1 dersom JRC-verdien er lik 9, når alle andre parameter er satt til sine middelveidiar. Av ruheitsmålingane som er gjort i feltområdet har tre av ni av glideplana som det er utført målingar på JRC-verdiar som er lik eller høgare enn 9. Dette viser at det er moglegheit for at den reelle JRC-verdien kan vere noko høgare som gjer at den verkelege sikkerheitsfaktoren er nærmare likevekt, som kan vere ein årsak til at ei større skredhending ikkje har førekome tidlegare.

Sensitivitetsanalysen viser også at andre parameter som JCS og residual friksjonsvinkelen som begge hadde varierende verdiar ut frå felt- og laboratoriemålingane har liten innverknad på sikkerheitsfaktoren. Alle dei andre variable inngangsparameterane, sjølv når dei er satt til det mest gunstige, gir ikkje sikkerheitsfaktor som er større ein 1 når dei andre parameterane er satt til middelveidiar.

## 5.4 Numerisk analyse

Den numeriske analysen av vegskjeringa ved Svølgja inneheld eit sprekkesett som representera foliasjonen som vart kartlagt i feltområdet. På grunna av manglande data om grunnvatn og sesong varierende oppbygging av vasstrykk i skjeringa vart det vald å sette grunnvassnivået til overflata av den numeriske modellen. Dette er blitt gjort for å modellere det minst gunstige tilfellet for skjering.



Resultatet av den numeriske analysen (Figur 4.27) viser at ein har den største forflyttinga i den øvre halvdel av vegskjeringa rundt den nedre skråningskammen. Området stemmer svært godt overeins med området som raste ut under skredhendinga. Den maksimale totale forflytting er 4,8. dette er ein svært høg forflytting og viser at skjeringa er svært ustabil.

Den største usikkerheita for den numeriske modellen er inngangsverdiane for normale- og skjærsprekkestivheit. Metoden som er beskriven a Barton (1990) gir svært låge verdi for normal- og skjærstivheita til sprekkene på høvesvis 6 og 3 MPa/m (Tabell 4.16). Til samanlikning er verdier brukt for Åknes og Stampa vist i Tabell 5.3. Verdiane for Åknes og Stampa kan likevel ikkje direkte samanliknast med verdiane for Svølgja, då Svølgja er ei lita vegskjering med kort sprekkelengde, berg-til-berg kontakt og låg normalspenning, medan Åknes og Stampa er mykje større fjellsider med tjukke skjærsoner og større spenningar.

**Tabell 5.3** Verdier for normal- og skjærstivheit for andre prosjekt.

Lokalitet	Normalsprekkestivheit $k_n$ [MPa/m]	Skjærsprekkestivheit $k_s$ [MPa/m]	Forfattar
Svølgja	6	3	
Åknes	45000	121	Kveldsvik et al. (2008)
Stampa	7000	1000	Böhme et al. (2013)



## 6 Konklusjon

Vêrdataa viser at Årsaken til skredhendinga er mest sannsynleg på grunn av auka vasstrykk som følgje av snøsmelting og tining av is i bergsprekkene.

Metodane for registrering og fastsetting av nødvendige inngangsparameter for stabilitetsanalysane gjennom felt- og laboratorieanalyser har fungert godt og gitt relevante resultat.

Vurdering av stabiliteten til vegskjeringa ved Svølgja basert på resultata frå stabilitetsanalysane med likevektsanalyse og numerisk analyse. Stabilitetsanalysane som er utført for viser at vegskjeringa er ustabil. Likevektsberekningane utført for det mest kritiske partiet viser at dei drivande kreftene er større en dei stabiliserande kreftene, som gir ein sikkerheitsfaktor som er lågare enn 1. Den probabilistiske likevektsberekninga gir ein mest sannsynleg sikkerheitsfaktor på 0,75 for skjeringa og at der er ein 75 % sannsyn for at sikkerheitsfaktoren er mindre enn 1. Den numeriske analysen viser også at det ustabile partiet har ei stor total forflytting, som samsvarar godt med partiet som raste ut under skredhendinga i 2013.

Stabilitetsanalysane stadfestar derfor at vegskjeringa ved Svølgja er ustabil. Analysane viser også at dei samsvarar godt med dei verklege forhold, og kan brukast til å forutsjå skredhendingar for liknande lokalitetar. Som ei følgje av resultata bør det vurderast å gjere vidare tiltak for å sikre skjeringar for å unngå nye skredhendingar.

### 6.1 Vidare arbeid

- Etter skredhending i 2013 vart det utført sikring med boltar og spøytebetong av det mest kritiske partiet. Det bør utførast stabilitetsanalyse av vegskjeringa etter utført sikring for å vurdere om sikringa er tilstrekkeleg.
- Den numeriske analysen har vist at det er stor total forflytting i vegskjeringa, det kan derfor vere interessant å utføre eit parameterstudie av inngangsparameterane for den numeriske analysen.



## 7 Referansar

- Aune, B.** 1993. *Nasjonalatlas for Norge: Klima*, Hønefoss, Statens Kartverk.
- Barton, N.** 1972. A Model Study of Rock-Joint Deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 9, 579-602.
- Barton, N.** 1981. Shear Strength Investigations for Surface Mining. *3rd International Conference on stability surface mining, Vancouver*.
- Barton, N.** 1990. Scale Effects or Sampling Bias? *Scale Effects in Rock Masses*. Rotterdam: Balkema.
- Barton, N.** 2014. Shear Strength of Rock, Rock Joints and Rock Masses - Problems and Some Solutions. *2014 ISRM European Regional Symposium on Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses, EUROCK 2014, May 26, 2014 - May 28, 2014*. Vigo, Spain: Taylor & Francis - Balkema.
- Barton, N. & Choubey, V.** 1977. Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. *Rock Mechanics*, 10, 1-54.
- Bjørnbæk, G.** 1993. *Snø, 1:7 mill. Nasjonalatlas for Norge, kartblad 3.1.4*. Statens Kartverk
- Böhme, M., Hermanns, R. L., Oppikofer, T., Fischer, L., Bunkholt, H. S. S., Eiken, T., Pedrazzini, A., Derron, M.-H., Jaboyedoff, M., Blikra, L. H. & Nilsen, B.** 2013. Analyzing Complex Rock Slope Deformation at Stampa, Western Norway, by Integrating Geomorphology, Kinematics and Numerical Modeling. *Engineering Geology*, 154, 116-130.
- Deere, D. U. & Miller, R. P.** 1966. *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock*, Albuquerque, N.M., Air Force Weapons Laboratory.
- Devoli, G.** 2011. *Plan for Skredfarekartlegging: Delrapport Steinsprang, Steinskred og Fjellskred*, Oslo, Norges Vassdrags- og Energidirektorat
- Devore, J. L.** 2008. *Probability and Statistics for Engineering and the Sciences*, Belmont, Calif., Thomson Brooks/Cole.
- Fairhurst, C. E. & Hudson, J. A.** 1999. Draft ISRM Suggested Method for the Complete Stress-Strain Curve for Intact Rock in Uniaxial Compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 36, 279-289.
- Førland, E.** 1993. *Langtidsvariasjoner av Nedbør, 1:7 mill. Nasjonalatlas for Norge, kartblad 3.1.9*. Statens Kartverk
- Goodman, R. E.** 1970. The Deformability of Joints. *ASTM Special Technical Publication. STP*, 477, 174-196.
- Grøneng, G.** 2010. *Stability Analyses of the Åknes Rock Slope, Western Norway*, Trondheim, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet.
- Grøneng, G. & Nilsen, B.** 2009. *Procedure for Determining Input Parameters for Barton-Bandis Joint Shear Strength Formulation*, Trondheim, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet.
- Hoek, E.** 2005. Tunnel Design in Weak Heterogeneous Rock at Great Depth. *Vancouver*.
- Hoek, E.** 2007. *Practical Rock Engineering*, Toronto, Rocscience.
- Hoek, E. & Bray, J.** 1981. *Rock slope engineering*, London, The Institution of Mining and Metallurgy.

- Holtan, D.** 2011. Kartlegging av Naturtyper i Holtålen Kommune, Sør-Trøndelag. Miljøfaglig Utredning.
- Høeg, K., Lied, K., Karlsrud, K. & Gregory, T.** 2014. *Skred: Skredfare og Sikringstiltak, Praktiske Erfaringer og Teoretiske Prinsipper*, Oslo, Nores Geotekniske Institutt & Universitetsforlaget.
- Håland, G.** 2015. Geologi: Skerdfarekartlegging Langs fv. 30 Støren - Røros. Statens Vegvesen.
- ISRM** 1978a. Suggested Methods for Determining Hardness and Abrasiveness 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.
- Kjellmark, O. J.** 2013. *Se Bilder fra Steinraset ved Eggafossen* [På nett]. Arbeidets Rett. Tilgjengelig frå: [http://www.rett.no/lokale\\_nyheter/article6655560.ece?start=8&serie=0](http://www.rett.no/lokale_nyheter/article6655560.ece?start=8&serie=0) [Henta dato 30. april 2015].
- Kommunal- og moderniseringsdepartementet** 2015. *Forskrift om Tekniske Krav til Byggverk (Byggteknisk Forskrift): av 26. mars 2010 nr. 489. Ajourført med Endringer, Senest ved Forskrift 9 des 2014 nr. 1552 (i kraft 1 jan 2015)*, Oslo, Norsk byggtjenestes forl.
- Kveldsvik, V., Nilsen, B., Einstein, H. H. & Nadim, F.** 2008. Alternative Approaches for Analyses of a 100,000 m<sup>3</sup> Rock Slide Based on Barton-Bandis Shear Strength Criterion. *Landslides*, 5, 161-176.
- Langeland, H. A.** 2014. *Utvikling av Revidert Geologisk Modell og Stabilitetsanalyser for Øvre Deler av Ustabil Fjellside på Åknes Trondheim, Norges Tekniske-Naturvitenskaplege Univesitet.*
- Løset, F.** 2006. *Norges Tunnelgeologi*, Oslo, Norges Geotekniske Institutt.
- Meteorologisk Institutt.** 2014. *Klima i Norge* [På nett]. Tilgjengelig frå: [http://met.no/Klima/Natidsklima/Klima\\_i\\_Norge/](http://met.no/Klima/Natidsklima/Klima_i_Norge/) [Henta dato 1. desember 2014].
- Meteorologisk Institutt.** 2015. *eKlima* [På nett]. Tilgjengelig frå: <http://eKlima.no>.
- Moen, A.** 1998. *Nasjonalatlas for Norge: Vegetasjon*, Hønefoss, Statens Kartverk.
- Myrvang, A. M.** 2001. *Bergmekanikk*, Trondheim, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Nilsen, B.** 1985. Shear Strength of Rock Joints at Low Normal Stress; a Key Parameter for Evaluating Rock Slope Stability. In: STEPHANSSON, O. (ed.) *Proceedings of the International Symposium on Fundamentals of Rock Joints*. CENTEK Publ., Lulea, Sweden.
- Nilsen, B.** 1999. Alternative Metoder for Stabilitetsanalyse. *Fjellsprengingsteknikk Bergmekanikk/Geoteknikk 1999*, s. 33.1-33.15.
- Nilsen, B.** 2000. New trends in rock slope stability analyses. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 58, 173-178.
- Nilsen, B. & Palmstrøm, A.** 2000. *Engineering Geology and Rock Engineering*, Oslo, Norwegian Group for Rock Mechanics.

- Nilsen, O. & Wolff, F. C.** 1989. *Røros og Sveg*, 1 : 250 000. Trondheim: Norges Geologiske Undersøkelse
- Norges Geologiske Undersøkelse.** 2014. *Grunnvann i Norge: Skred* [På nett]. NGU. Tilgjengelig frå: [http://grunnvann.no/geoteknikk\\_skred.php](http://grunnvann.no/geoteknikk_skred.php) [Henta dato 8. april 2015].
- Norges Geologiske Undersøkelse.** 2015. *Berggrunn N250*, 1 : 250 000. <http://geo.ngu.no/mapserver/BerggrunnWMS>.
- Norges Vassdrags- og Energidirektorat.** 2015. *Sildre* [På nett]. Tilgjengelig frå: <http://sildre.nve.no/>.
- Patton, F. D.** Multiple Modes of Shear Failure in Rock. 1st International Congress on Rock Mechanics, 1966 Lisbon. 509-513.
- Rocscience** 2007. RocLab User's Guide.
- Rocscience.** 2015a. *Dips Online Help* [På nett]. Rocscience Inc. Tilgjengelig frå: <http://www.rocscience.com/help/dips/webhelp/Dips.htm> [Henta dato 9. mai 2015].
- Rocscience.** 2015b. *Phase<sup>2</sup> Online Help* [På nett]. Rocscience Inc. Tilgjengelig frå: <http://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp/phase2.htm> [Henta dato 8. april 2015].
- Rocscience.** 2015c. *RocPlan Online Help* [På nett]. Rocscience Inc. Tilgjengelig frå: <http://www.rocscience.com/help/roplane/webhelp/RocPlane.htm> [Henta dato 5. mai 2015].
- Standard Norge** 2008. NS-EN 1997-1:2004+NA:2008. *Eurokode 7: Geoteknisk Prosjektering - Del 1: Allmenne Regler*. Standard Norge.
- 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 Vegvesen.** 2014. *Bruker Droner til Skredkartlegging* [På nett]. vegvesen.no: Statens Vegvesen. Tilgjengelig frå: <http://www.vegvesen.no/Om+Statens+vegvesen/Media/Pressemeldingsarkiv/Region+midt/S%C3%B8r-Tr%C3%B8ndelag/bruker-droner-til-skredkartlegging> [Henta dato 13. februar 2015].
- Vianova Systems.** 2011. *Tegning av geologi* [På nett]. WikiNova. Tilgjengelig frå: [http://wiki.novapoint.com/doku.php/no:np:tunnel:menu:graphic\\_geology\\_and\\_rock\\_s\\_uport:geologi](http://wiki.novapoint.com/doku.php/no:np:tunnel:menu:graphic_geology_and_rock_s_uport:geologi) [Henta dato 14. april 2015].
- Wyllie, D. C., Mah, C. W. & Hoek, E.** 2004. *Rock Slope Engineering: Civil and Mining*, London, Spon Press.





## Vedlegg A: Schmidt-hammarmålinger

### Sprekkeflater

Måling nr.	Lokalitet 1	Lokalitet 2	Lokalitet 3	Lokalitet 4	Lokalitet 5	Lokalitet 6	Lokalitet 7	Lokalitet 8	Lokalitet 9
1	42	50	53	52	54	60	57	45	50
2	40	48	52	52	54	60	56	41	47
3	38	48	50	50	53	60	54	40	47
4	38	48	48	50	52	59	54	40	52
5	36	47	46	48	52	59	54	39	46
6	34	45	45	48	52	58	52	38	46
7	34	45	45	48	50	57	50	38	42
8	32	43	42	48	50	57	50	38	46
9	32	42	42	48	50	57	50	37	51
10	30	42	41	46	50	56	48	36	48
11	28	42	41	46	50	56	47	35	43
12	24	40	40	42	49	56	46	35	46
13	24	39	40	40	48	56	46	35	44
14	22	38	39	40	48	54	46	34	47
15	22	38	38	40	48	52	44	34	48
16	20	38	37	38	48	52	41	34	46
17	18	37	36	36	48	52	40	33	43
18	17	34	36	30	44	46	40	31	38
19	16	33	33	28	42	44	39	30	48
20	16	28	32	25	40	40	39	24	50
<b>Gjennomsnitt</b>	35,6	45,8	46,4	49,0	51,7	58,3	52,5	39,2	46,4
<b>Schmidt-hammar orientering</b>	45° skrått ned	45° skrått ned	45° skrått ned	45° skrått ned	45° skrått ned	45° skrått ned	45° skrått ned	45° skrått ned	45° skrått ned
<b>JCS [MPa]</b>	70	125	130	150	170	260	190	95	130

## Intakt berg

Måling nr.	Lokalitet 1	Lokalitet 2	Lokalitet 4	Lokalitet 5	Lokalitet 8
1	59	56	56	55	53
2	56	54	56	52	52
3	56	52	54	52	52
4	55	51	53	52	51
5	54	51	53	52	50
6	54	51	53	52	50
7	53	51	52	52	48
8	53	50	52	50	48
9	52	50	52	50	48
10	50	49	52	50	48
11	47	48	51	50	47
12	47	48	51	49	47
13	47	47	51	49	46
14	45	45	50	48	46
15	44	42	50	48	46
16	43	42	49	47	45
17	40	42	48	46	45
18	40	42	46	46	43
19	34	40	45	46	42
20	28	38	40	46	40
<b>Gjennomsnitt</b>	54,2	51,5	53,3	51,7	50,0
<b>Schmidt-hammar orientering</b>	45° skrått ned	Horisontalt	45° skrått ned	Horisontal	45° skrått ned
<b>JCS [MPa]</b>	205	160	200	160	160

## Vedlegg B: Ruheitsmålingar

	Lokalitet 1	Lokalitet 2	Lokalitet 3	Lokalitet 4	Lokalitet 5	Lokalitet 6	Lokalitet 7	Lokalitet 8	Lokalitet 9
<b>Måling 1 [mm]</b>	15	20	28	6	10	8	8	6	15
<b>Måling 2 [mm]</b>	13	17	24	8	8	5	10	7	13
<b>Måling 3 [mm]</b>	12	17	32	7	8	7	10	9	11
<b>Måling 4 [mm]</b>	18	21	27	8	8	11	11	11	10
<b>Måling 5 [mm]</b>	13	23	17	10	7	7	12	5	14
<b>Gjennomsnitt [mm]</b>	14,2	19,6	25,6	7,8	8,2	7,6	10,2	7,6	12,6
<b>L [m]</b>	1,0	1,0	1,0	0,8	0,4	1,0	1,0	0,6	1,0
<b>JRC</b>	7	9	12	4,5	9	3,5	4,5	5,5	6

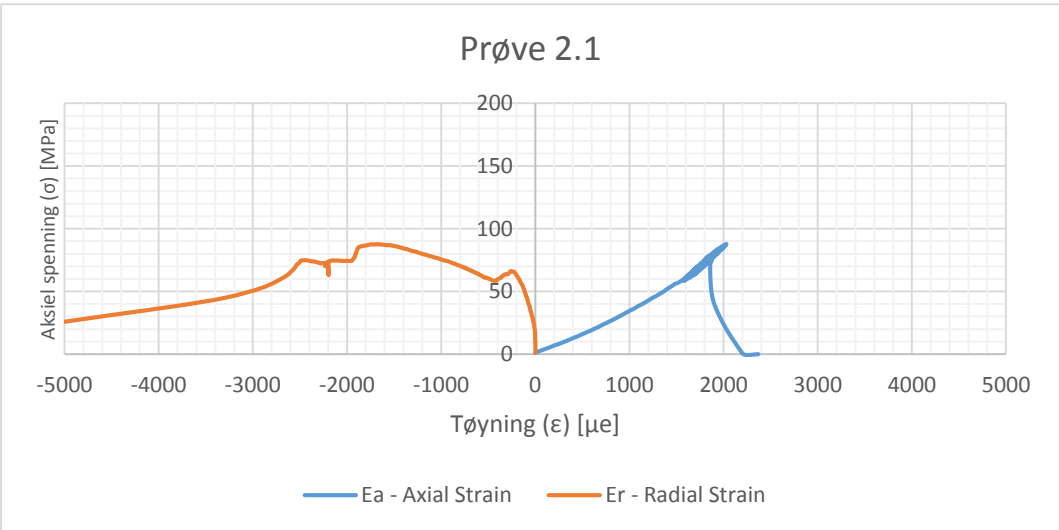
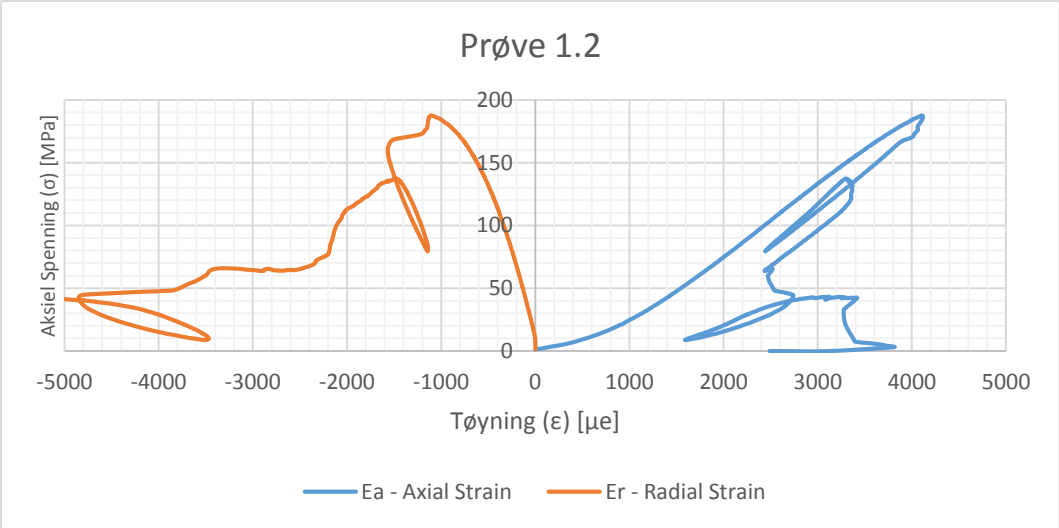
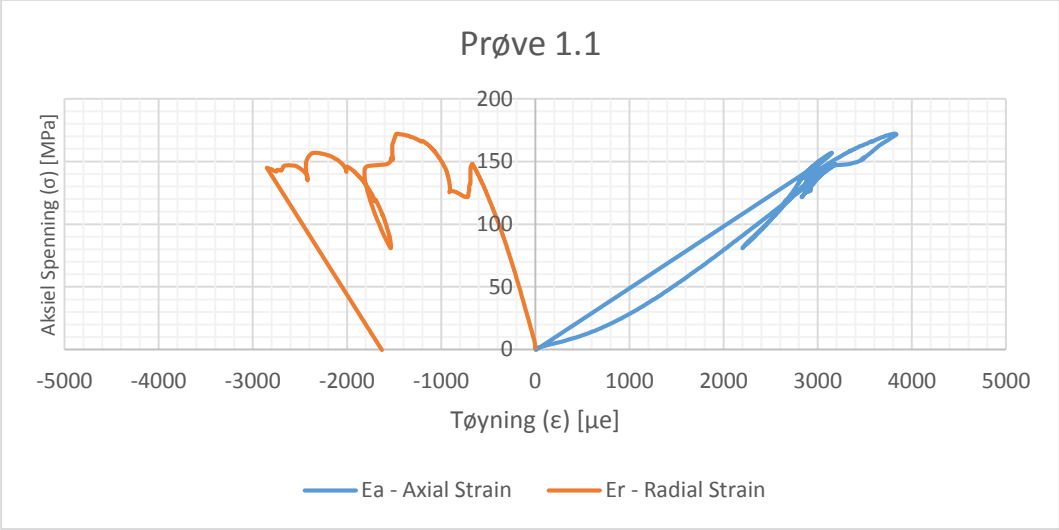


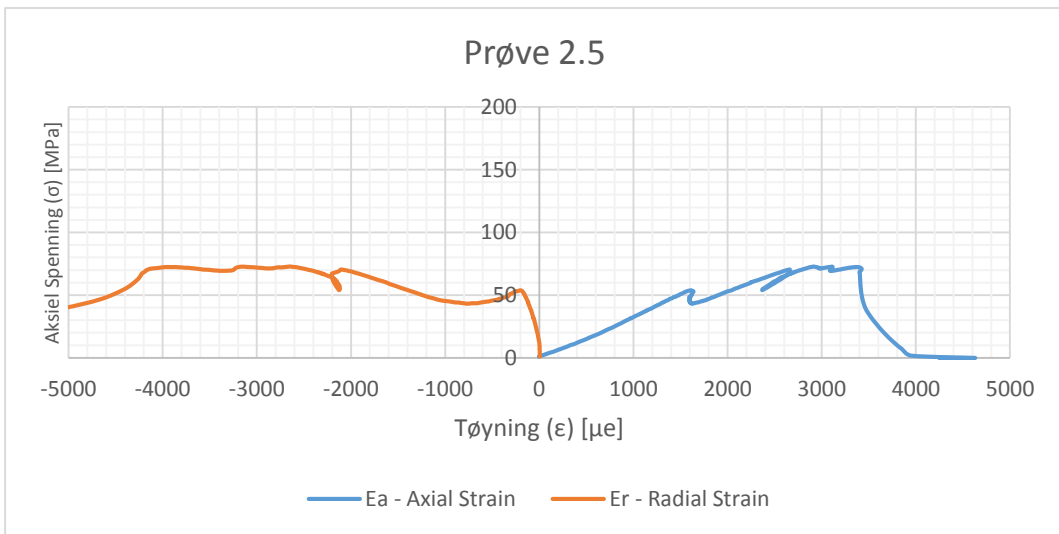
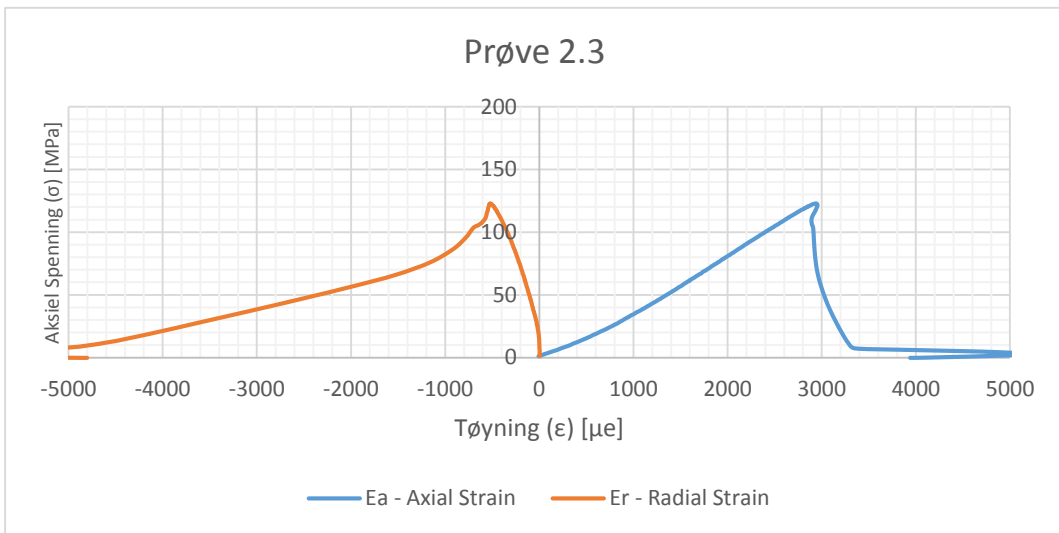
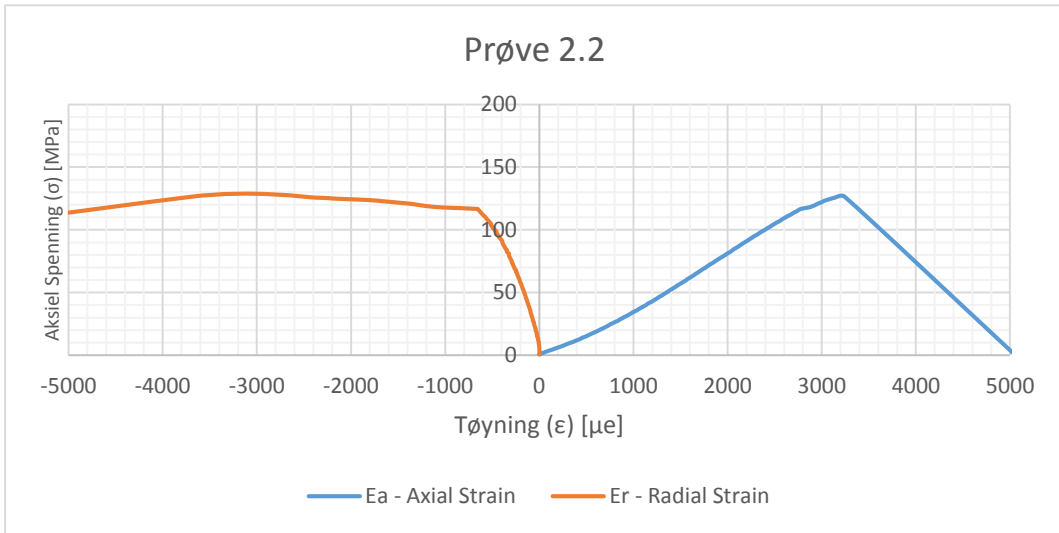
## Vedlegg C: Tilt-forsøk målinger

Prøve	Øvredel	Retning	Repetisjon	Vinkel [°]	Gjennomsnitt rep [°]	Gjennomsnitt prøve [°]	Gjennomsnitt blokk [°]
1.1	1	AB→	1	26,1	25,1	26,1 22,7 24,1	
1.1	1	AB→	2	23,2			
1.1	1	AB→	3	25,9			
1.1	1	BA→	1	25,0	24,1		
1.1	1	BA→	2	23,1			
1.1	1	BA→	3	24,3			
1.1	2	AB→	1	23,7	24,2		
1.1	2	AB→	2	24,4			
1.1	2	AB→	3	24,5			
1.1	2	BA→	1	22,7	23,1		
1.1	2	BA→	2	23,9			
1.1	2	BA→	3	22,7			
1.2	1	AB→	1	26,7	25,5	27,3 23,8 25,8	
1.2	1	AB→	2	24,5			
1.2	1	AB→	3	25,2			
1.2	1	BA→	1	26,9	25,2		
1.2	1	BA→	2	25,0			
1.2	1	BA→	3	23,8			
1.2	2	AB→	1	27,3	26,4		
1.2	2	AB→	2	26,1			
1.2	2	AB→	3	25,9			
1.2	2	BA→	1	25,7	25,9		
1.2	2	BA→	2	25,1			
1.2	2	BA→	3	26,9			
1.3	1	AB→	1	23,6	24,3	28,5 22,0 25,2	
1.3	1	AB→	2	25,0			
1.3	1	AB→	3	24,2			
1.3	1	BA→	1	27,4	26,0		
1.3	1	BA→	2	22,0			
1.3	1	BA→	3	28,5			
1.3	2	AB→	1	26,7	24,9		
1.3	2	AB→	2	25,0			
1.3	2	AB→	3	23,1			
1.3	2	BA→	1	26,0	25,8		
1.3	2	BA→	2	24,1			
1.3	2	BA→	3	27,3			

2.1	1	AB→	1	28,6	28,5	31,0 26,9 28,8				
2.1	1	AB→	2	28,9				29,3		
2.1	1	AB→	3	27,9					29,7	
2.1	1	BA→	1	29,3	27,6					
2.1	1	BA→	2	31,0						31,1
2.1	1	BA→	3	27,6						
2.1	2	AB→	1	30,4	30,5					
2.1	2	AB→	2	29,7						29,3
2.1	2	AB→	3	29,1						
2.1	2	BA→	1	27,5	29,0					
2.1	2	BA→	2	28,3						28,3
2.1	2	BA→	3	26,9						
2.2	1	AB→	1	29,6	31,1	31,9 28,4 30,1				
2.2	1	AB→	2	31,9			29,5			
2.2	1	AB→	3	31,7				30,5		
2.2	1	BA→	1	29,0	29,3					
2.2	1	BA→	2	29,8			29,3			
2.2	1	BA→	3	29,7				29,3		
2.2	2	AB→	1	31,2	29,3					
2.2	2	AB→	2	30,0			29,7			
2.2	2	AB→	3	30,3				29,7		
2.2	2	BA→	1	28,4	29,7					
2.2	2	BA→	2	29,6			29,7			
2.2	2	BA→	3	30,0				29,7		
2.3	1	AB→	1	28,3	29,0	31,9 27,4 29,3				
2.3	1	AB→	2	28,4			28,3			
2.3	1	AB→	3	30,2				29,1		
2.3	1	BA→	1	27,6	29,1					
2.3	1	BA→	2	29,1			29,7			
2.3	1	BA→	3	28,3				29,7		
2.3	2	AB→	1	27,4	29,7					
2.3	2	AB→	2	29,1			29,7			
2.3	2	AB→	3	30,8				29,7		
2.3	2	BA→	1	28,5	29,7					
2.3	2	BA→	2	29,7			29,7			
2.3	2	BA→	3	30,9				29,7		
<b>Gjennomsnitt</b>				27,2						

# Vedlegg D: Spenning-tøyingskurver

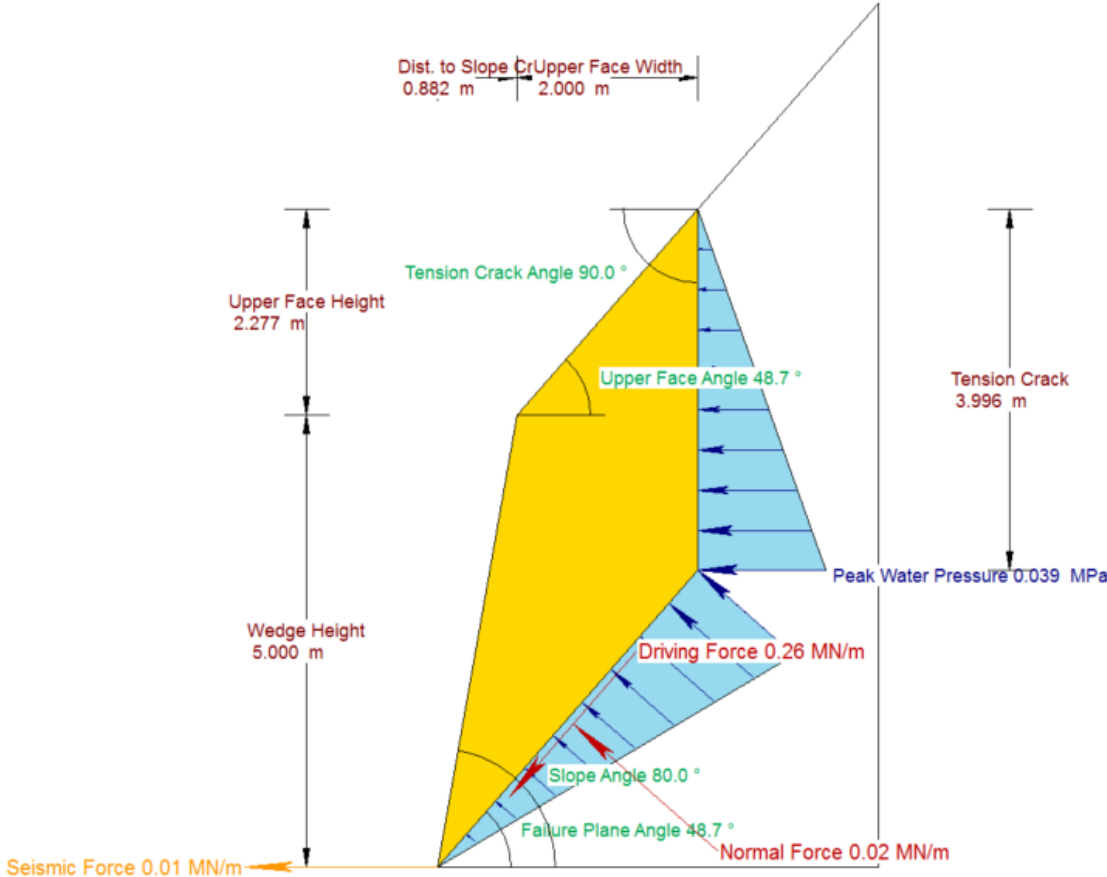






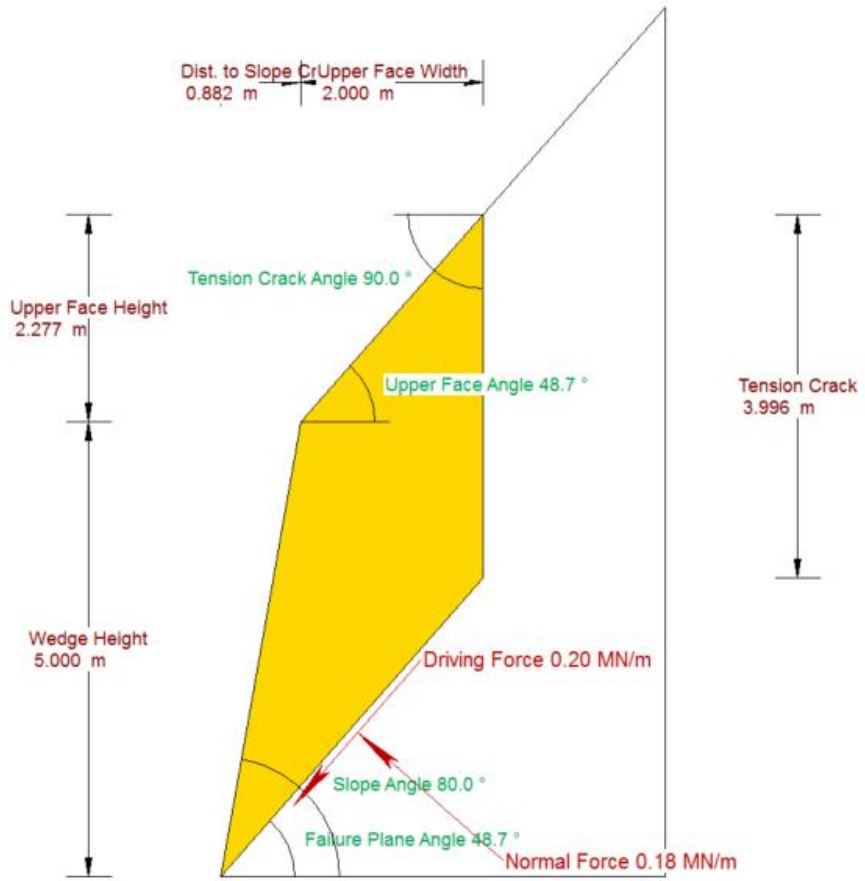
# Vedlegg E: Likevektsanalyse RocPlan

## Mins gunstige tilfelle, vertikal tensjonsprekk



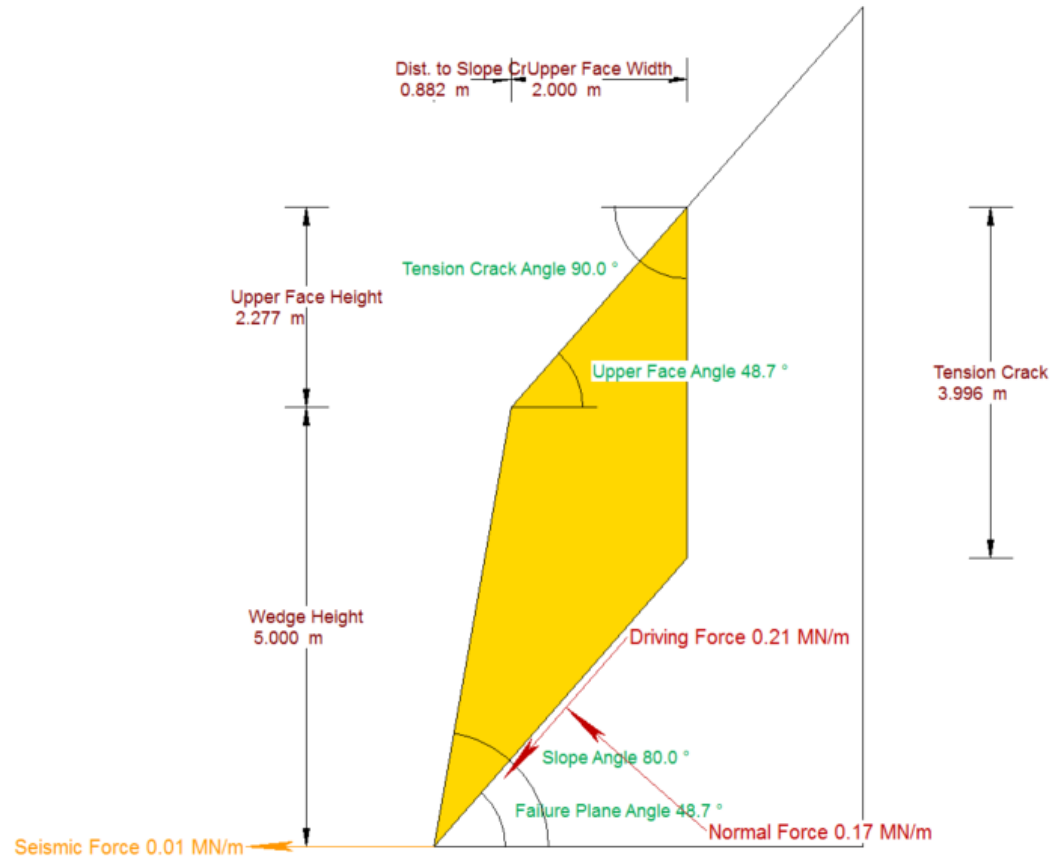
Factor of Safety	0.11
Driving Force	0.26 MN/m
Resisting Force	0.03 MN/m
Wedge Weight	0.27 MN/m
Wedge Volume	9.75 m <sup>3</sup> /m
Shear Strength	0.01 MPa
Shear Resistance	0.03 MN/m
Normal Force	0.02 MN/m
Seismic Force	0.01 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.09 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.08 MN/m

**Mest gunstige tilfelle, vertikal tensjosnsprekk**



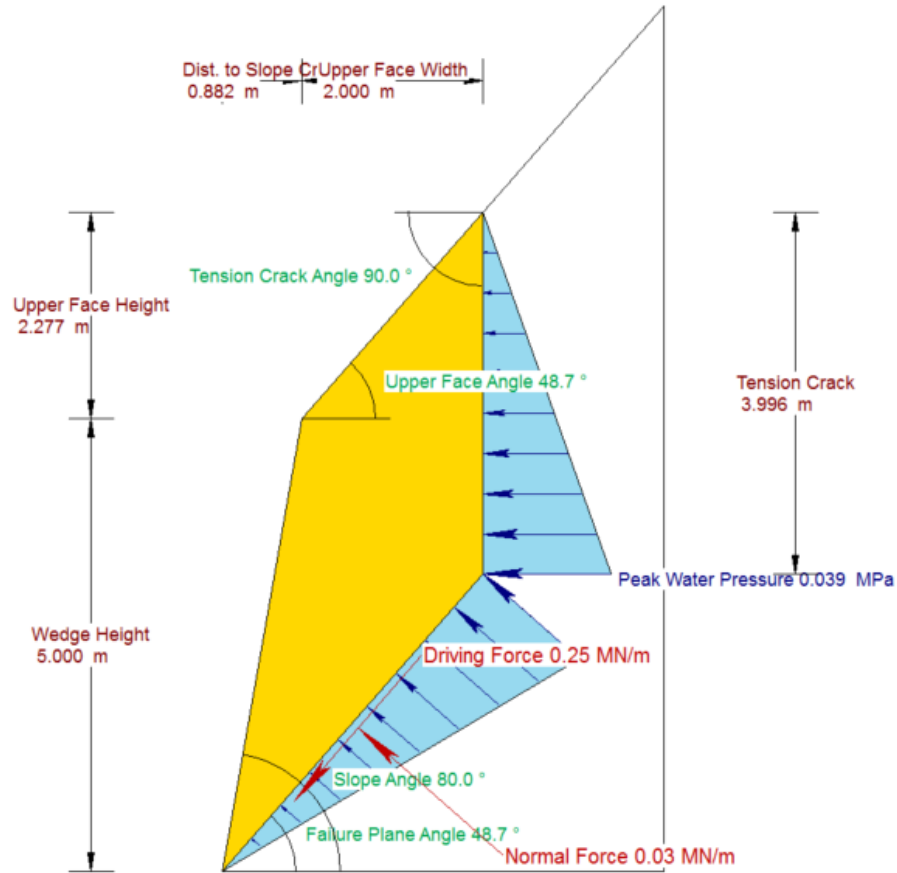
Factor of Safety	0.82
Driving Force	0.20 MN/m
Resisting Force	0.17 MN/m
Wedge Weight	0.27 MN/m
Wedge Volume	9.75 m <sup>3</sup> /m
Shear Strength	0.04 MPa
Shear Resistance	0.17 MN/m
Normal Force	0.18 MN/m
Seismic Force	0.00 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.00 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.00 MN/m

**Jordskjelv/ utan vatn, vertikal tensjosnssprekk**



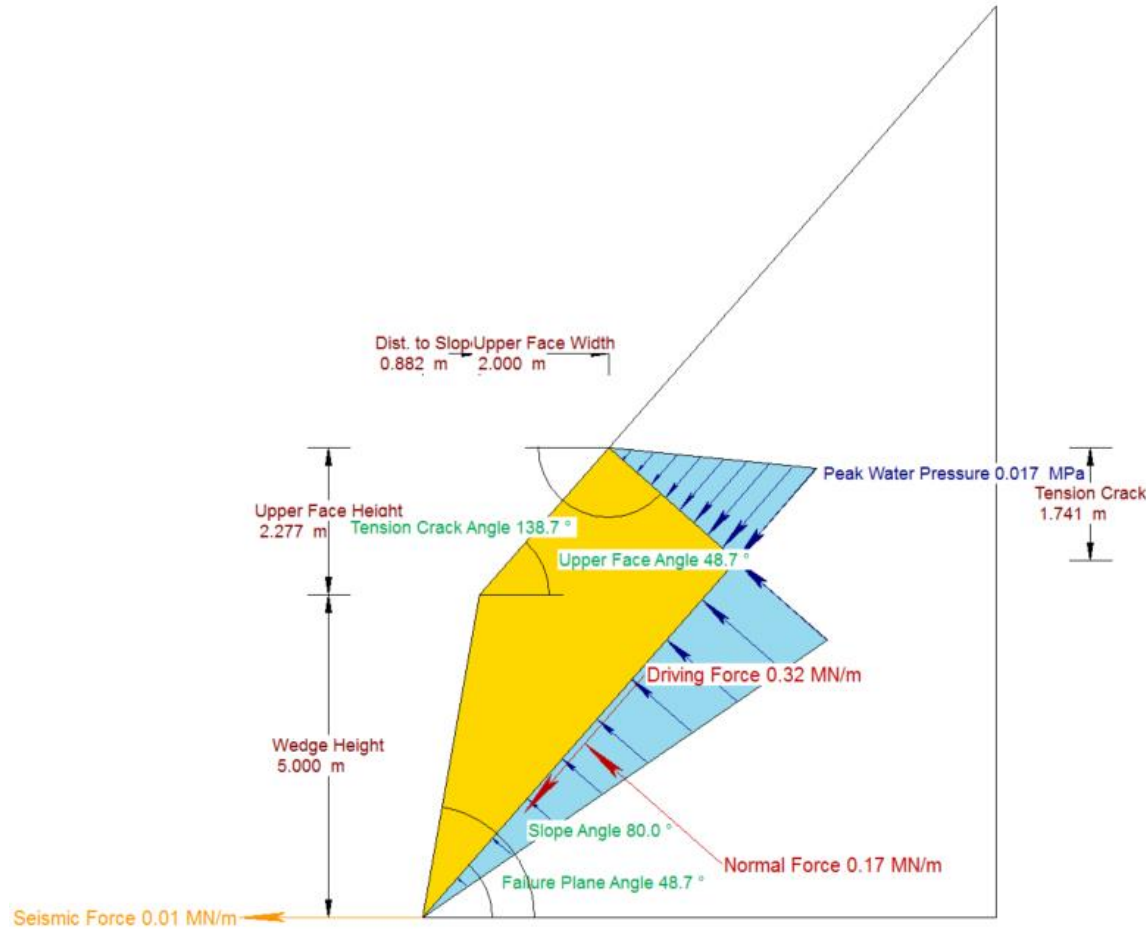
Factor of Safety	0.76
Driving Force	0.21 MN/m
Resisting Force	0.16 MN/m
Wedge Weight	0.27 MN/m
Wedge Volume	9.75 m <sup>3</sup> /m
Shear Strength	0.04 MPa
Shear Resistance	0.16 MN/m
Normal Force	0.17 MN/m
Seismic Force	0.01 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.00 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.00 MN/m

**Vatn/ utan jordskjelv, vertikal tensjonsprekk**



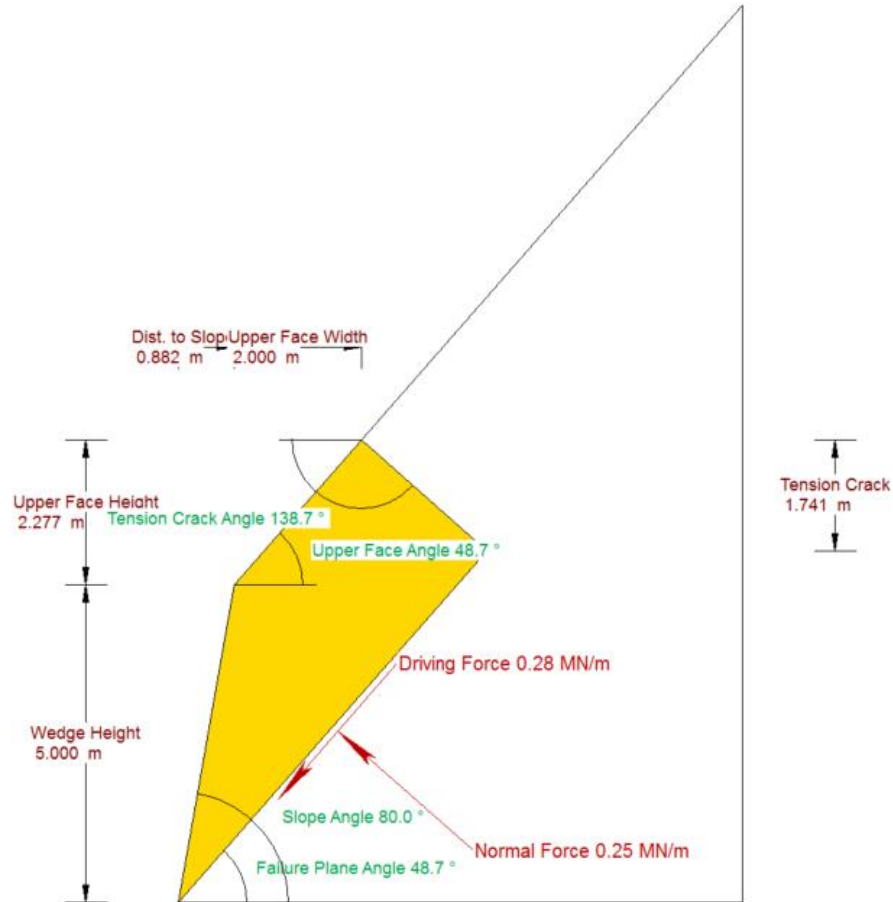
Factor of Safety	0.14
Driving Force	0.25 MN/m
Resisting Force	0.04 MN/m
Wedge Weight	0.27 MN/m
Wedge Volume	9.75 m <sup>3</sup> /m
Shear Strength	0.01 MPa
Shear Resistance	0.04 MN/m
Normal Force	0.02 MN/m
Seismic Force	0.00 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.09 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.08 MN/m

**Minst gunstige tilfelle, tensjonssprekk normalt på glideplanet**



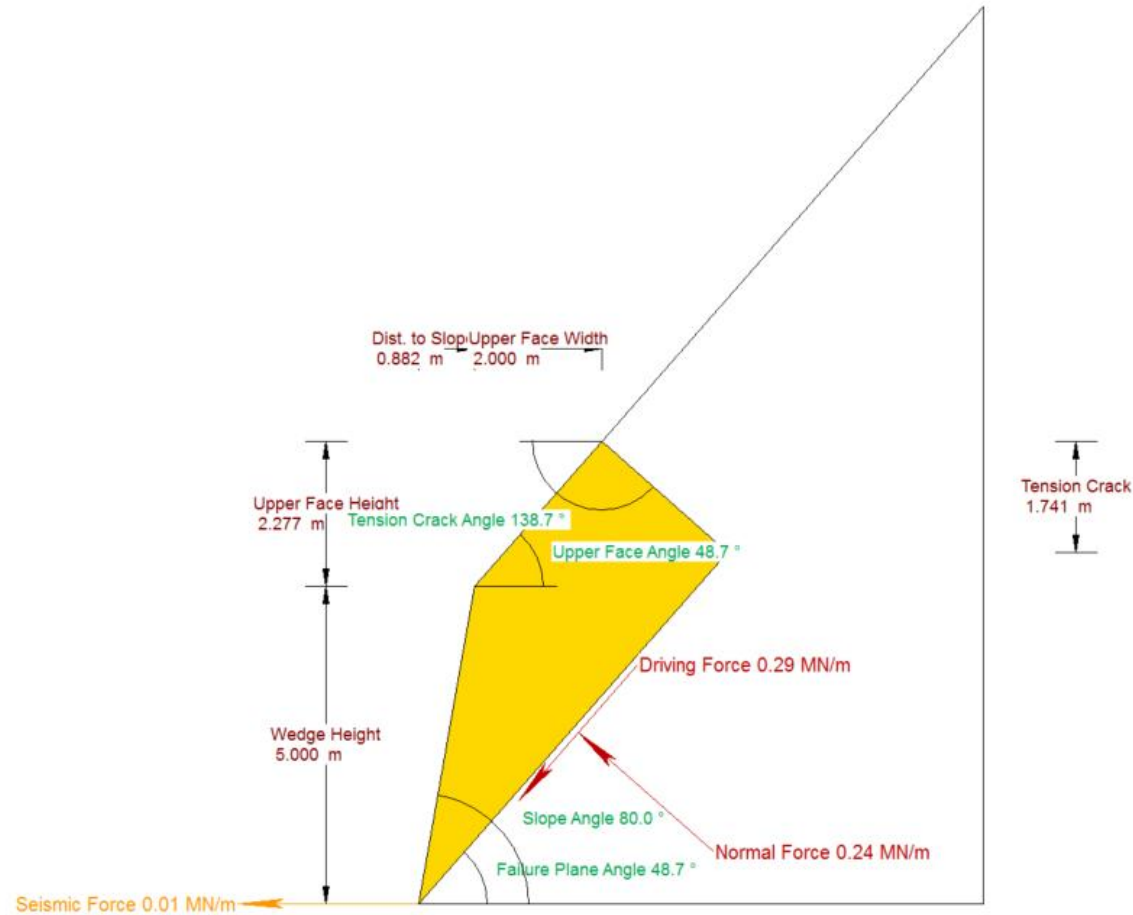
Factor of Safety	0.55
Driving Force	0.32 MN/m
Resisting Force	0.17 MN/m
Wedge Weight	0.38 MN/m
Wedge Volume	13.71 m <sup>3</sup> /m
Shear Strength	0.02 MPa
Shear Resistance	0.17 MN/m
Normal Force	0.17 MN/m
Seismic Force	0.01 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.06 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.02 MN/m

**Mest gunstige tilfelle, tensjonssprekk normalt på glideplanet**



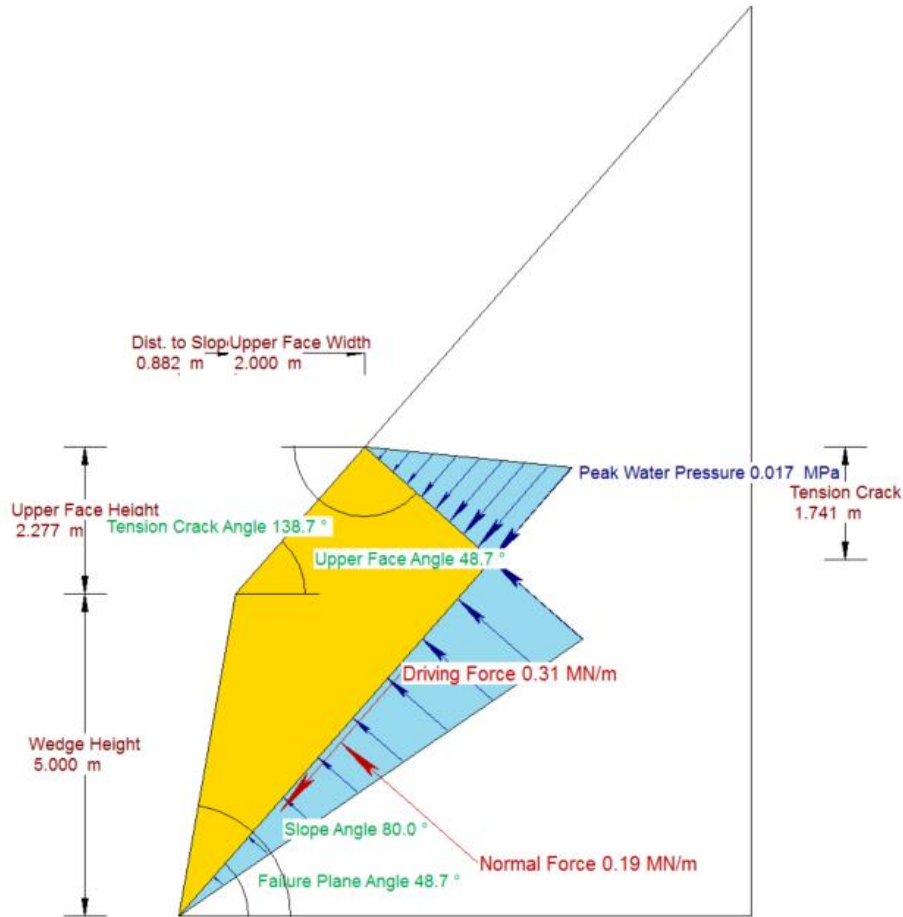
Factor of Safety	0.84
Driving Force	0.28 MN/m
Resisting Force	0.24 MN/m
Wedge Weight	0.38 MN/m
Wedge Volume	13.71 m <sup>3</sup> /m
Shear Strength	0.03 MPa
Shear Resistance	0.24 MN/m
Normal Force	0.25 MN/m
Seismic Force	0.00 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.00 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.00 MN/m

**Jordskjelv/ utan vatn, tensjonssprekk normalt på glideplanet**



Factor of Safety	0.78
Driving Force	0.29 MN/m
Resisting Force	0.23 MN/m
Wedge Weight	0.38 MN/m
Wedge Volume	13.71 m <sup>3</sup> /m
Shear Strength	0.03 MPa
Shear Resistance	0.23 MN/m
Normal Force	0.24 MN/m
Seismic Force	0.01 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.00 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.00 MN/m

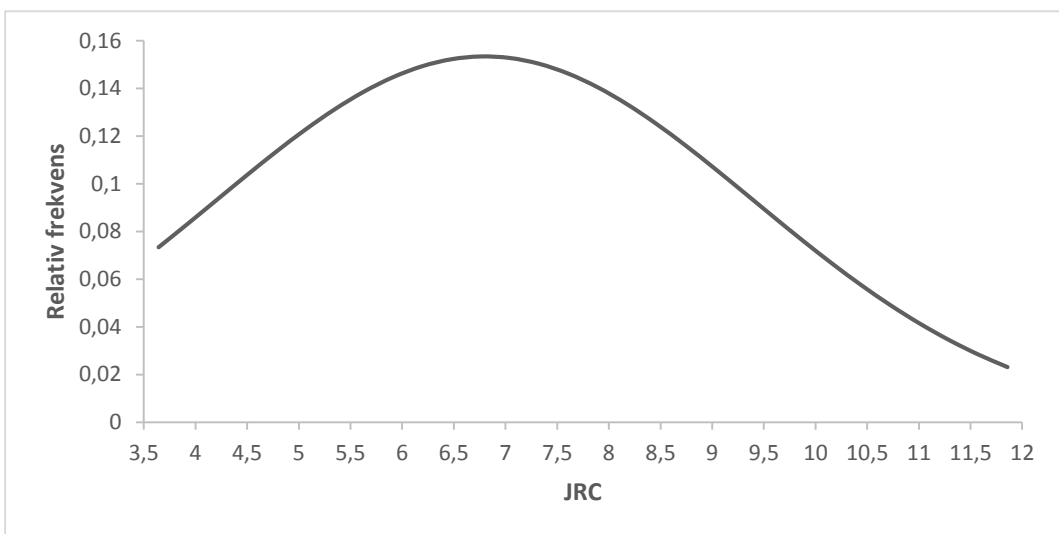
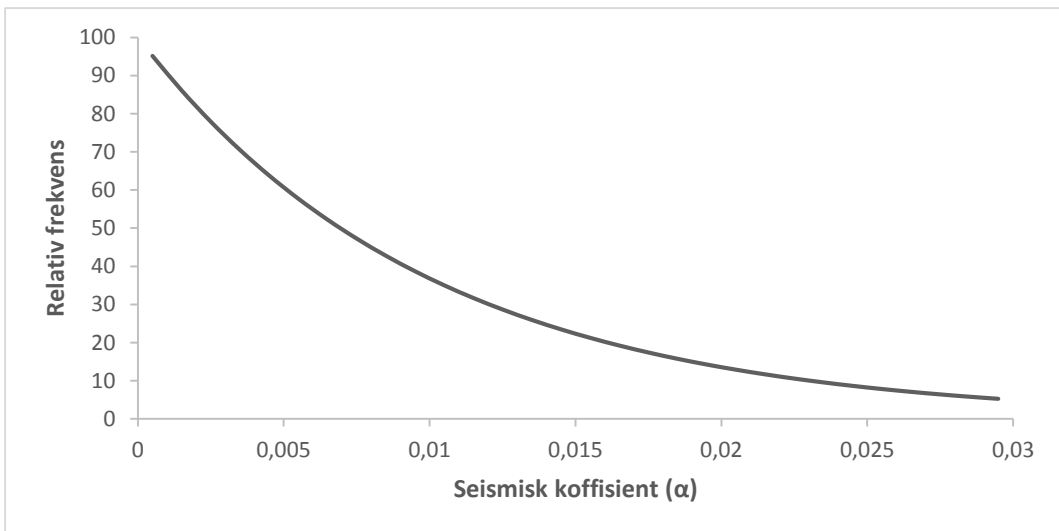
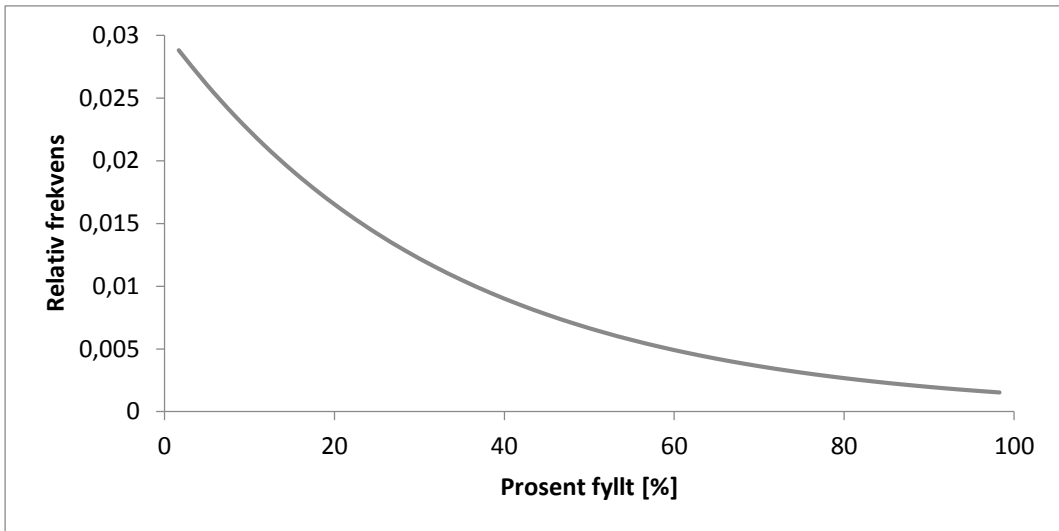
**Vatn/ utan jordskjelv, tensjosnssprekk normalt på glideplanet**

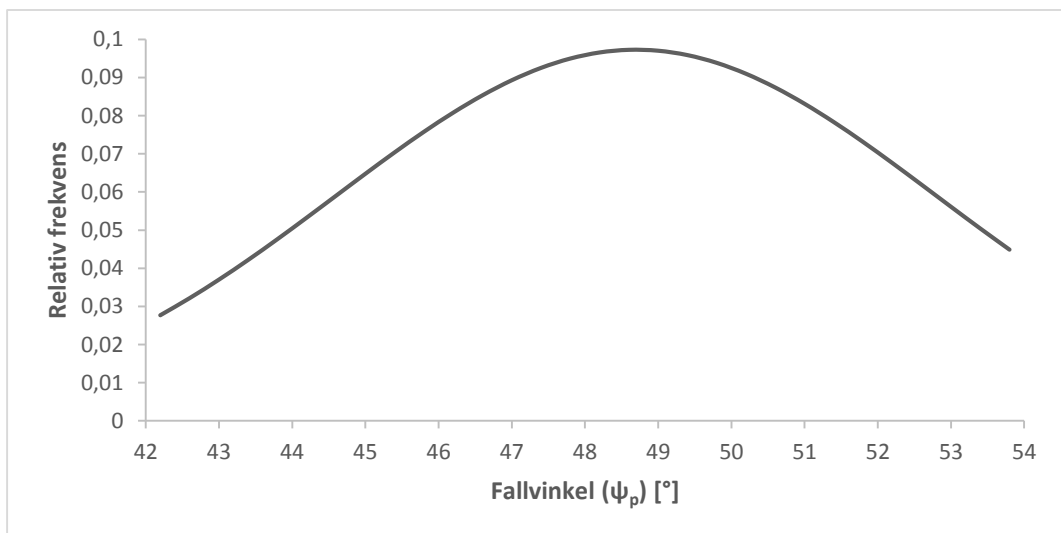
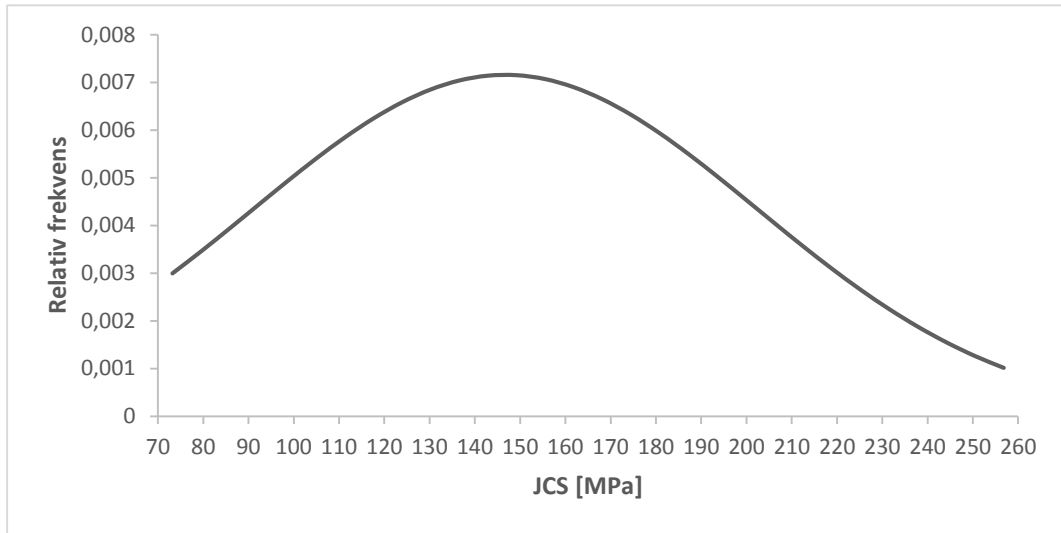


Factor of Safety	0.60
Driving Force	0.31 MN/m
Resisting Force	0.18 MN/m
Wedge Weight	0.38 MN/m
Wedge Volume	13.71 m <sup>3</sup> /m
Shear Strength	0.02 MPa
Shear Resistance	0.18 MN/m
Normal Force	0.19 MN/m
Seismic Force	0.00 MN/m
Plane Waviness	0.0°
Water Force on Failure Plane	0.06 MN/m
Water Force on Tension Crack	0.02 MN/m



## Vedlegg F: Sannsynsfordeling





# Vedlegg G: Sensitivitetsanalyse

