

Analyse av ingeniørgeologiske forhold for sjakter i forbindelse med kraftutbyggingen i Tosbotn

Rune Fagerheim

Geologi

Innlevert: mai 2016

Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGB

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk



MASTEROPPGAVE

Prosjektbeskrivelse

Kandidatens navn: RUNE FAGERHEIM

Oppgavens tittel: ANALYSE AV INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD FOR SJAKTER I FORBINDELSE MED KRAFTUTBYGGING I TOSBOTN

English title: Analysis of engineering geological conditions for shafts related to hydropower development at Tosbotn

Utfyllende tekst:

1. Som ledd i kraftutbygging i Tosbotn inngår driving av flere sjakter. En av disse er en ca. 250 m lang, 45°-skråsjakt med diameter ca. 1,5 m som ble drevet ved raise-drilling ved Bjørnstokk kraftstasjon og ferdigstilt i 2015. De ingeniørgeologiske forholdene langs denne sjakta var vanskelige, og sikringsarbeidene krevende. Det vil bli drevet flere sjakter i Tosbotn, og hovedformålet med denne oppgaven vil være å vurdere og analysere de ingeniørgeologiske forholdene i sjakta ved Bjørnstokk, og å benytte dette til vurdering av sannsynlige ingeniørgeologiske forhold og vanskelighetsgrad for de gjenstående sjaktene. Sentrale deler av arbeidet vil være:

- Gjennomgang av foreliggende rapporter og grunnlagsmateriale for de aktuelle sjaktene, inklusive erfaringsdata for sjakta som er ferdig drevet.
- Feltkartlegging for registrering og vurdering av bergmassekvalitet, oppsprekking, svakhetssoner og andre forhold av betydning.
- Prøvetaking av bergarter og om mulig sleppemateriale for laboratorie-analyse av forhold som kan ha betydning for stabiliteten og med tanke på inngangsparametere for stabilitetsanalyse.
- Numerisk analyse av utvalgte partier i sjaktene med tanke på mulige bergtrykksproblemer (på grunnlag av Phase² eller lignende).
- Vurdering av mulige ingeniørgeologiske problemer og vanskelighetsgrad for gjenstående sjakt driving ved Tosbotn.

2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Implenia, med prosjektsjef Bård Kristian Flore som kontaktperson og ekstern medveileder. Oppgaven skal leveres som 2 trykte eksemplarer i tillegg til pdf-versjon.

Studieretning: Geologi
Hovedprofil: Miljø- og geoteknologi
Tidsrom: 22.09.2015-15.05.2016

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN
NTNU, 29.9.2015/rev. 13.10.2015

Sammendrag

Denne oppgaven er basert på feltarbeid ved Bjørnstokk kraftverk, med laboratorieundersøkelser og numeriske modelleringer. Undersøkelsene er gjort for å få oversikt over de ingeniørgeologiske forhold som preger området. Resultater fra feltarbeidet ble brukt for å vurdere Bjørnstokk sjakt, og forhold som kan forventes i nærliggende sjakter.

Feltkartlegging avdekket at bergmassekvaliteten ved Bjørnstokk, Leiråa og Tverråa kraftverk er av god til bra kvalitet, med Q-verdier mellom 5,2 og 20, og GSI mellom 65 og 75. Det ble også samlet bergprøver og sleppeprøver for testing på laboratoriet hos Sintef/NTNU.

Laboratorieundersøkelser gjort på disse prøvene viste prøvene at berget i en svakhetsone i Leiråa har svellende egenskaper. Det er vanskelig å si hvor stort det in-situ svelletrykket er, men ødometerforsøk av bulkprøve ga et høyt svelletrykk (0,5 MPa). Videre viste tredimensjonale målinger av en intakt bergterning en utvidelse på opptil 1,62 % langs den ene aksen. I tillegg er det påvist svelling gjennom en XRD-analyse av bergarten i svakhetssonen.

Det er også gjort forsøk for å fastslå enaksiell trykkfasthet (UCS), E-modul og Poisson's ratio for svakhetssonen, granitten og monzonitten. Disse resultatene ble brukt som inngangsparametere til numerisk modellering i programmet Phase2. Modelleringen ble utført for sjakta i Bjørnstokk, og viste at det ikke oppstår brudd i bergmassen når det modelleres et sjaktsnitt i granitten (funnet svakere enn monzonitt ved UCS-forsøk). Dette gjaldt for begge spenningssituasjonene det ble modellert for. Når det ble modellert et sjaktsnitt igjennom svakhetssonen, ble en relativt stor bruddsone og deformasjon dannet. Både bruddsonen og deformasjonen ble betydelig redusert med bolter (0,8 m, 4 stk. i snittet) og 10 cm fiberarmert sprøytebetong.

Det er sannsynlig at svakhetssoner og bergmasse innehar de samme egenskapene innenfor et relativt begrenset området, og spesielt hvis de er innenfor de samme bergartsregionene. Det må derfor forventes at svakhetssoner i Leiråa, Tverråa og Tosdalen har de samme egenskapene som i Bjørnstokk, og må sikres deretter. Monzonitt og granitt på disse plassene trenger sannsynligvis ikke systematisk sikring. Sikring av enkeltstående løse blokker/kiler må vurderes fra plass til plass. Funn i denne oppgaven bør ikke anvendes for Storelva kraftstasjon, da den ligger i glimmerskifer og kalkspatmarmor. Bergmasse og svakhetssoner vil her ha andre egenskaper enn for de øvrige områdene.

Abstract

This thesis is based on field work done in the area next to Bjørnstokk hydro power station, with laboratory work and numerical analysis, to gain an overview of the engineering geological conditions in the area. Based on results obtained here, there has been done an assessment of the rock support applied in Bjørnstokk and of probable engineering geological conditions that can be expected in the remaining shafts.

Field Mapping revealed that the rock mass quality next to Bjørnstokk, Leiråa and Tverråa hydro power stations are fair to good quality, with Q-values between 5.2 and 20, and GSI between 65 and 75. It was also collected rock and gouge samples for testing in the laboratory at SINTEF / NTNU. From laboratory tests made on these samples, it was found that the rock in a weakness zone in Leiråa have swelling properties. It is difficult to say how big the in-situ swelling pressure is, but an Oedometer test on a bulk sample revealed a high swelling pressure (0.5 MPa). Further, the three-dimensional measurements of an intact rock cube showed an expansion of up to 1.62% along one of the axis. In addition swelling has been confirmed through an XRD analysis of the rock in the weakness zone.

The uniaxial compressive strength (UCS), Young's modulus and Poisson's ratio for the weakness zone, the granite and the monzonite was determined. These results were used as input parameters for numerical analysis in the software program Phase2. The modeling was performed for the shaft in Bjørnstokk, and showed that there are no yielded elements in the rock mass around the shafts profile in granite (found weaker than monzonite at UCS experiments). This was true for both the situations of stress that were modeled for. A model of the weakness zone on the other hand, showed a relatively large zone of yielded elements and deformation around the shaft's profile. The zone of yielded elements and the deformation were significantly reduced with bolts (0.8 m, 4 pcs. profile) and 10 cm fiber reinforced shotcrete.

It is likely that weakness zones and rock mass possess the same characteristics within a relatively limited area, and especially if they are within the same rock type regions. It must therefore be expected that the weakness zones in Leiråa, Tverråa and Tosdalen have the same characteristics as in Bjørnstokk, and rock support must be applied accordingly. The general rock mass (granite and monzonite) will probably not need any systematical rock support. A consideration of single, loose blocks/wedges must be done from place to place. Findings in this theses should not be used for Storelva power station. Storelva is located in an area with Schist and calcitic marble. The rock mass and weakness zones will have different characteristics compared to the other areas.

Innholdsfortegnelse

SAMMENDRAG	III
ABSTRACT	V
FORORD	XI
1. INNLEDNING	1
1.1 BESKRIVELSE AV PROSJEKT	1
1.2 BELIGGENHET.....	2
1.3 REGIONAL GEOLOGI.....	2
1.3.1 <i>Geologisk historie</i>	2
1.3.2 <i>Kartblad Mosjøen – M 1:250 000</i>	3
1.3.3 <i>Kartutsnitt Tosbotn</i>	4
1.3.4 <i>Bergartsbeskrivelse</i>	4
2 UTFØRTE SJAKTARBEIDER VED BJØRNSTOKK.....	7
2.3 RIGG	7
2.4 HMS	8
2.5 ADKOMST	10
2.5.1 <i>Tau</i>	10
2.5.2 <i>Vogn</i>	10
2.6 ARBEID I SJAKT	12
2.6.1 <i>Prøver fra sjakt</i>	12
2.6.2 <i>Anbefalt sikring fra sweco</i>	17
2.6.3 <i>Boring og bolting</i>	18
2.6.4 <i>Nettarmering</i>	19
2.6.5 <i>Sprøytebetong</i>	21
2.6.6 <i>Ventilasjon</i>	23
3 GRUNNLAG OG METODIKK FOR UTFØRTE UNDERSØKELSER.....	25
3.1 INGENIØRGEOLOGISK KARTLEGGING.....	25
3.1.1 <i>Preliminære undersøkelser</i>	26
3.1.2 <i>Detaljundersøkelser i felt (feltarbeid)</i>	27
3.1.3 <i>Q-systemet</i>	30
3.1.4 <i>Geological strength index (GSI)</i>	32
3.1.5 <i>Bergspenninger</i>	34
3.2 LABORATORIEUNDERSØKELSER	39
3.2.1 <i>Prøvebeskrivelse</i>	40

3.2.2	<i>Enaksiell trykkfasthet (UCS)</i>	42
3.2.3	<i>Slake-durability Index</i>	46
3.2.4	<i>3D-test av bergart</i>	50
3.2.5	<i>XRD</i>	53
3.2.6	<i>Preparering av bulkprøve</i>	54
3.2.7	<i>Fri svelling (Bulk)</i>	55
3.2.8	<i>Ødometertest (Bulk)</i>	57
3.3	NUMERISK MODELLERING.....	59
3.3.1	<i>Grunnlagsmaterialet</i>	59
3.3.2	<i>Metodikk</i>	65
4	FELTARBEID OG RESULTATER	71
4.1	FELTARBEID	71
4.1.1	<i>Bjørnstokk</i>	72
4.1.2	<i>Leiråa</i>	90
4.1.3	<i>Veiskjæringer</i>	97
4.1.4	<i>Tverråa</i>	100
4.2	LABORATORIEUNDERSØKELSER	106
4.2.1	<i>Enaksiell trykkfasthet (UCS)</i>	106
4.2.2	<i>XRD</i>	111
4.2.3	<i>Slake-durability test</i>	113
4.2.4	<i>3D-test av svelling</i>	115
4.2.5	<i>Ødometertest (bulk)</i>	117
4.2.6	<i>Fri svelling (bulk)</i>	118
4.3	NUMERISK MODELLERING	119
4.3.1	<i>Vertikalspenning</i>	119
4.3.2	<i>Spenningsfelt $\sigma_H:\sigma_v:\sigma_h - 3:2:1$</i>	121
4.3.3	<i>Spenningsfelt $H:V:h - 3:1:2$</i>	122
5	ANALYSE OG DISKUSJON	123
5.1	FELTARBEID	123
5.1.1	<i>Bergmassekvalitet og sprekkeorientering</i>	123
5.1.2	<i>Svakhetssoner</i>	127
5.2	NUMERISK MODELLERING	130
5.2.1	<i>Materialegenskaper</i>	130
5.2.2	<i>Spenninger</i>	132
5.2.3	<i>Sjaktsnitt</i>	133
5.3	LABORATORIEUNDERSØKELSER	137

5.3.1	Enaksiell trykkfasthet (UCS).....	137
5.3.2	Svelleegenskaper.....	138
6	KONKLUSJON	141
6.1	SLUTNINGER	141
6.2	VIDERE ARBEID.....	142
	REFERANSER	143
	BILAG	147
	Q-VERDI.....	147
	UCS-FORSØK.....	147
	RESULTATER FRA MODELLERING.....	148
	<i>Spenningsfelt $\sigma_H:\sigma_v:\sigma_h - 3:2:1$</i>	148
	<i>Spenningsfelt $H:V:h - 3:1:2$</i>	154

Forord

Denne masteroppgaven er en del av det toårige masterprogrammet i Geologi ved Institutt for geologi og bergteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU) i Trondheim, Norge. Oppgaven har vært et samarbeid mellom NTNU og Implenia Norge As, der begge har tatt kostnader knyttet til oppgaven. Oppgaveforfatteren har sommeren 2015 hatt sommerjobb hos Implenia, og i den forbindelse hatt arbeid i området.

Jeg ønsker å takke min hovedveileder Professor Bjørn Nilsen for faglig støtte og veiledning under skrivingen. En ekstra takk for at du tok deg tid til en dag på Byneset, hvor vi gjennomgikk ingeniørgeologiske kartleggingsmetoder i praksis før feltarbeidet.

Implenia Norge As skal også ha stor takk. Spesielt eksternveileder Bård Kristian Flore og anleggsleder Kjell Arne Wika. Erfaringer og data fra sikringsarbeidet har vært viktig under denne oppgaven. Økonomisk har Implenia bidratt med overnatting, transport og kontorfasiliteter.

Helgeland Kraft As, spesielt med Ellen Bogfjellmo, har vært til stor hjelp med framskaffelse av grunnlagsmateriale, og informasjon om kraftutbyggingen som helhet.

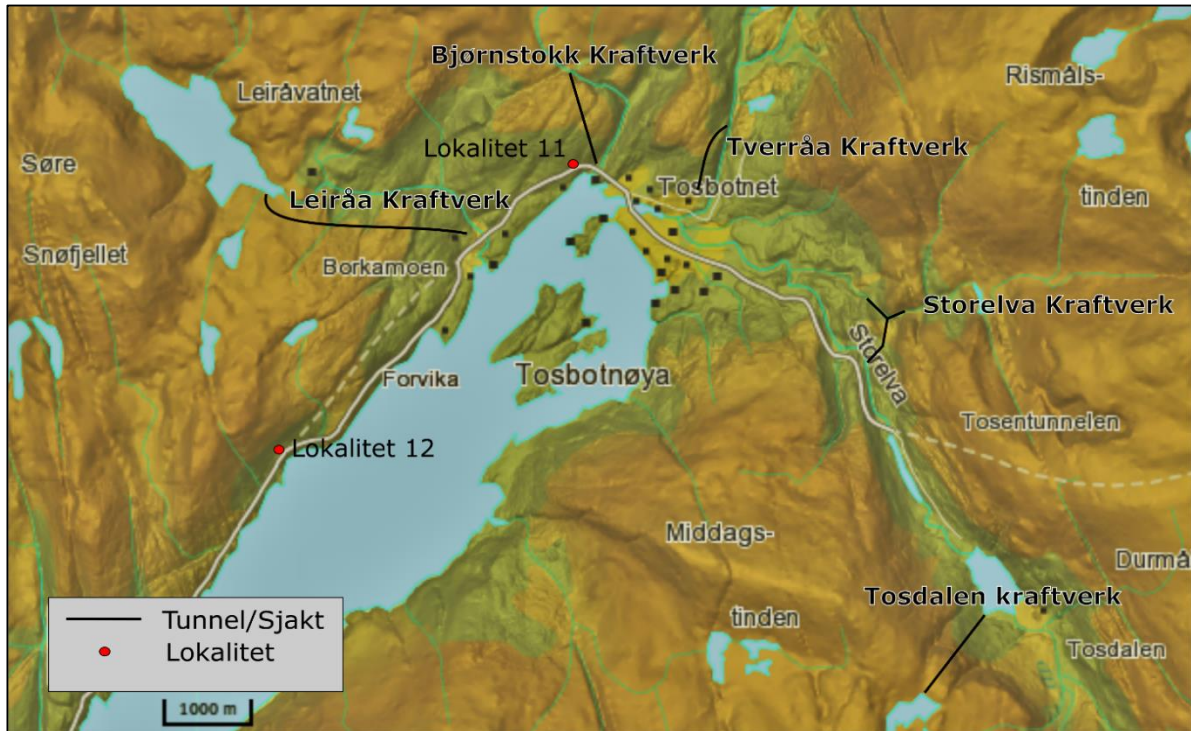
Jeg ønsker også å takke Istak for å ha bidratt med overnattingslokaler i løpet av feltarbeidet.

Jeg vil også takke overingeniør ved laboratoriet, Gunnar Vistnes, doktorgradstipendiat Øystein Lid Oppsal og overingeniør ved XRD, Laurentius Tijhuis. Alle har hatt bidrag i form av erfaring, grunnlagsmaterialet og/eller laboratoriearbeid knyttet til denne oppgaven.

Må vel også takke min studentkollega, klassekamerat og forbundsfelle, Øyvind Bertinussen Rem, for bidrag under teknisk «vanskelig» dataarbeid i fem år. Og takk til Anders Melås for korrektur av engelsk sammendrag. Fantastisk.

Sist men ikke minst ønsker jeg å takke min gode stemor, Silje Wendelborg Fremo, som i stor grad har bidratt med korrekturlesing og råd under arbeidet med denne oppgaven. Jeg vet du har brukt mange timer på dette Silje, og ditt bidrag har vært uvurderlig og over alle former for forventning.

1. Innledning



Figur 1. Kraftverkene Tosdalen, Storelva, Tverråa, Bjørnstokk og Leiråa sine beliggenheter i Tosbotn. Kartet viser tunneler og sjakter som er drevet og planlagt drevet i området. Kartet er laget i Inkscape med kartgrunnlag fra Norgeskart.no

1.1 Beskrivelse av prosjekt

I Tosbotn bygger Helgeland kraft AS (Helgeland kraft) fem kraftverk med tilhørende demninger, tunneler, sjakter og rørgater. Prosjektet skal kunne produsere 130 GWh, nok til å forsyne 6500 husstander med strøm. Det er beregnet å ha en utbyggingskostnad på 4-6 kr/KWh (Bjørnå-Hårvik, 2012). Det er også to vegtunneler i området (Tosentunnelen og Målvikhammartunnelen) og en rekke vegskjæringer. Det er Helgeland kraft som er byggherre på prosjektet. Istak AS (Istak) er hovedentreprenør og Implenia Norge AS (Implenia) er underentreprenør. Rådgivende ingeniørfirma for prosjektet som omhandler denne skoleoppgaven, har vært Sweco Norge AS (Sweco). I forbindelse med denne kraftutbyggingen ble det raise-boret en ca. 250 m lang, 45°-skråsjakt med diameter ca. 1,5 m ved Bjørnstokk kraftstasjon. En videoinspeksjon etter drivingen viste flere parti med meget dårlig bergkvalitet, og enkeltområder med søkk på opptil en meter i profilet. Implenia ble leid inn for å ta prøver for ingeniørgeologisk vurdering, og har senere utført sikringsarbeidet i sjakta.

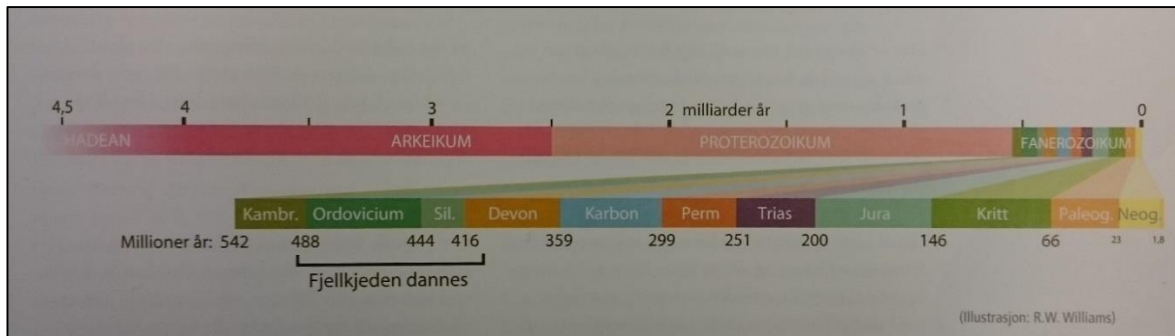
1.2 Beliggenhet

Tosbotn ligger i Brønnøy kommune i Nordland, ca. 35 km sørøst for Brønnøysund. Tosbotn er navnet på tettstedet som ligger innerst i Tosenfjorden, som er en nordøstlig arm av Bindalsfjorden. Fjorden er 37 km lang og 550 meter dyp på det meste (Thorsnæs, 2016). Tilknyttet Bjørnstokk kraftverk er trykktunnel, tilløpstunnel, betongplugg, rørgate og trykksjakt. Alle deler går gjennom fjellet Arnflogen (336 moh.). I bakkant ligger Indre Rånafjellet (570 moh.) som er høyeste fjelltopp i området (Finn.no). Kraftstasjonen er etablert på en elveterrasse ca. ved kote 10. Derfra stiger terrenget relativt jevnt til ca. kote 250. Her flater terrenget noe ut før det stiger opp til ca. kote 295 som er høyeste punkt over tunneltraseen. Inntaket ligger på kote 270.

1.3 Regional geologi

1.3.1 Geologisk historie

For over 400 millioner år siden startet den nordamerikanske kontinentalplaten (Laurentia) å drive mot den nordeuropeiske kontinentalplaten (Baltika). Dette ble starten på dannelsen av den kaledonske fjellkjeden. Fjellkjeden kunne en gang minne om dagens Himalaya-fjellkjede (Fossen, Pedersen, Bergh, Andersen, 2006). Store ødeleggelser av de geologiske enhetene som kom i klemme og omdanning av bergartene fant sted. Bergflak ble revet løs og transportert innover på kontinentene som store skyvedekker. Disse skyvedekkene preger geologien i Nordland den dag i dag. I løpet av tiden etter danningen av den kaledonske fjellkjeden har mye av fjellet blitt erodert vekk. Fjellryggen som ligger der i dag, er bare en liten rest av den opprinnelige, Himalayastore, fjellkjeden (Fossen et al. 2006).

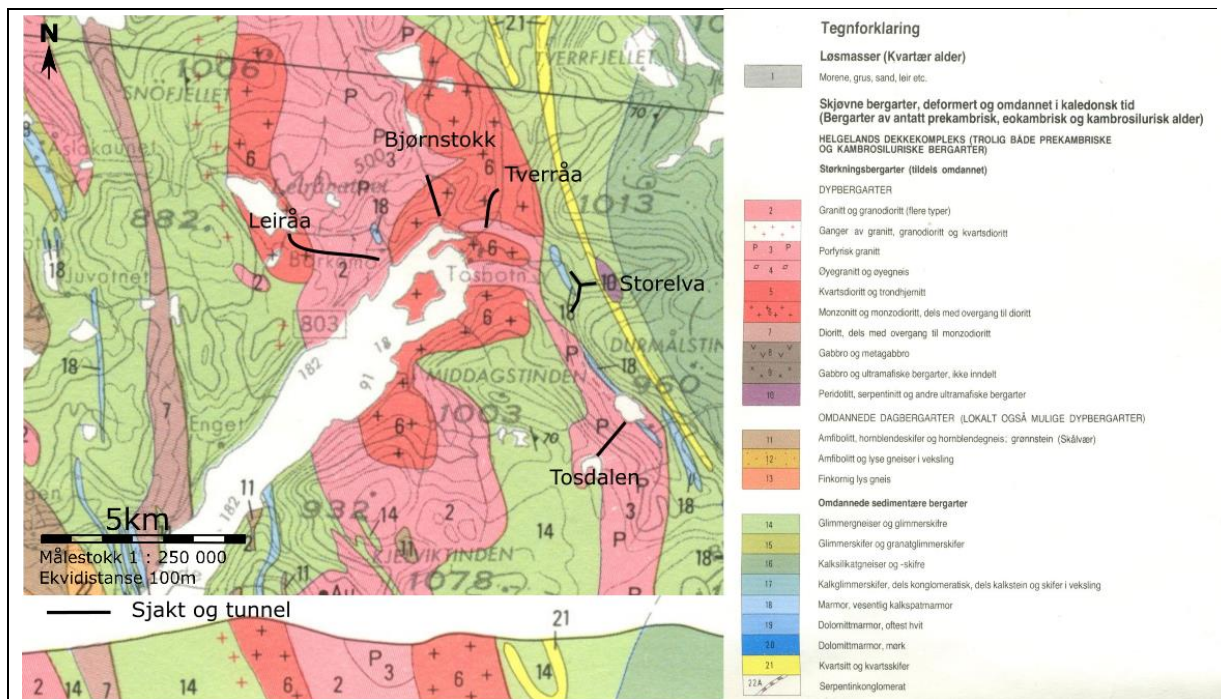


Figur 2 er et fotografi av et bilde fra boken «Landet blir til», og viser den geologiske tidsskalaen med utsnitt fra Fanerozoikum. Fra bilde ser man at Den kaledonske fjellkjeden ble dannet i løpet av en periode som startet i slutten av Kambrium, pågikk i hele Ordovisium og Silur, og endte i starten av Devon. De sammentrykte sedimentære bergartene ble trolig utsatt for intrusjoner under Kambrium og Prekambrium (Fossen et al. 2006).

1.3.2 Kartblad Mosjøen – M 1:250 000

Kartbladet Mosjøen strekker seg fra Store Namsvatnet i sør til Okstindbreen i nord og fra svenskegrensen i øst til Vega i vest. Generelt sett kan man si at geologien i kartbladet kan deles i to hovedgrupper: de stedegne (Autoktone) og de skjøvne (Alloktone) bergartene. De stedegne bergartene ligger stort sett i sør-øst, i Børgefjellsområdet, og består av granitt og granittisk gneis. Innslag av disse finnes også i sør-vest og på Torget ved Brønnøysund. Disse bergartene er datert til en alder av 1700-1800 millioner år og utgjør det gamle grunnfjellet. Altså Prekambium. Denne alderen går også igjen for de tilstøtende prekambriske bergarter på den svenske siden av grensen, og for grunnfjellsområder andre steder i Nordland (Gustavson, 1981). De skjøvne bergartene kan deles inn i 4 ulike tektoniske enheter, skyvedekker: Sausendalsdekket, Seve- Kølidedekkekomplekset, Rødingsfjelldekket og Helgelands dekkekompleks. Alle disse er skyvedekker hovedsakelig fra den kaledonske fjellkjedefoldningen for ca. 400 millioner år siden. Avsetning og omdanning av enkelte områder er skjedd over lengre tid, for enkelte områder helt fra prekambrisk tid. I tillegg til omdannede sedimenter er det også inntregninger av dypbergarter som varierer i sammensetning fra ultramafisk til granittisk. Disse har i hovedsak trengt inn i sedimentene i løpet av kaledonsk tid, men det kan heller ikke utelukkes at enkelte intrusjoner stammer helt tilbake til prekambrium. Det største skyvedekket er Helgelands dekkekompleks. Dette utgjør i størrelsesorden $\frac{3}{4}$ av den totale berggrunnen på kartbladet. Typisk for området er store områder med massive intrusive bergarter av granittisk og kvartsdiorittisk sammensetning (Gustavson, 1981).

1.3.3 Kartutsnitt Tosbotn



Figur 3 viser et utsnitt av berggrunnskart fra NGU. Feltarbeidet ble gjort helt innerst i Tosenfjorden, og fra kartet ser man at granitt/porfyrisk granitt (rosa farge, nr. 2/3), glimmerskifer (lys grønn nr. 14), monzonitt (rød farge, nr. 6) og noen bånd av kalkspatmarmor (blå nr. 18) og kvartsitt (gul nr. 21) er de dominerende bergartene i området. Utsnittet er hentet fra kartbladet «Mosjøen» M- 1:250 000 (Gustavson, 1981) og er designet i Inkscape.

Tosenfjorden og Tosbotn ligger innenfor Helgelands dekkekompleks. Fra kartutsnittet Figur 3 ser man at granitt og monzonitt er bergartene som dominerer innerst i Tosenfjorden der feltarbeidet er gjort. Det er antatt at disse bergartene har sitt opphav fra den perioden skyvedekket ble til eller før, altså fra Prekambrium til og med Kambrosilur (Gustavson, 1981). Mange av granittene er trolig dannet i såkalte øybuekomplekser før selve kollisjonen (Fossen et al. 2006).

1.3.4 Bergartsbeskrivelse

Fra Figur 3 framgår det at bergartene i området der Bjørnstokk, Leiråa, Tverråa og Tosdalen kraftverk ligger er granitt/porfyriskgranitt og monzonitt/monzodioritt med dels overgang til dioritt. Monzonitt er en magmatisk dypperbergart som somregel består av like mengder alkalifeltspat og plagioklas, med noe mengder kvarts eller nefelin, og med mørke mineraler som pyroksen, amfibol og glimmer (Raade, 2009). I felt ble monzonitten observert som relativt lys

og middels til grovkornet. Granitt er også en magmatisk dypbergart som består av kvarts, kalifeltspat (ortoklas- eller mikroklinperthitt) og natriumrik plagioklas. I felt ble denne observert som mørkere (rik på biotitt) og ofte noe mer grovkornet enn monzonitten. (Raade, 2015). Storelva kraftverk ligger i glimmerskifer med muligheter for å treffe på kalkspatmarmor. Glimmerskifer er en metamorf, skifrig bergart som vesentlig består av glimmer (muskovitt og biotitt) og kvarts (Raade, 2009). Se Figur 22 for bilder av prøver.

2 Utførte sjaktarbeider ved Bjørnstokk

Dette kapitlet oppsummerer Implenia sitt arbeid i sjakta ved Bjørnstokk, ingeniørgeologiske vurderinger gjort av Sweco, og laboratorieresultater fra Sintef. Kapitlet gir en oversikt over de faktiske forhold i sjakta med tanke på geologi, sikringsmidler og utfordringer knyttet til arbeidet. Grunnlaget for dette kapitlet er i all hovedsak en sluttrapport for Implenia sine arbeider i sjakta (Fagerheim, Flore. 2015). Denne rapporten er basert på dagrapporter og samtaler med fagarbeidere fra Implenia, samt rapport og bilder fra Sweco, Bergteamet og Helgeland kraft.



Figur 4: Til venstre: Anleggsområdet oppe i fjellet (Arnfløgen). Til høyre: rigg ved inntak til sjakta. Vaiersving til vogn og tauanker til klatretau vises. Foto: Implenia

2.3 Rigg

Den 31.01.2015 var sjakta ferdig boret av Bergteamet, en entreprenør som borer flere sjakter i området. Det ble boret et pilothull fra toppen og ned mot trykktunnellen. Videre ble sjakta reisboret med en diameter på 1,5 m, en lengde på 247 m og en helning på 45 grader. Her, som ellers i oppgaven, vil stedangivelse i sjakta være basert på at pelnr./ meterlengden øker nedover, og at venstre og høyre side angis sett i fra oven og ned mot trykktunnelen.

En videoinspeksjon viste enkelte områder med dårlig fjell og utfall mellom profil 96 m-110 m og 120 m-150 m. Det ble bestilt geologisk rapport av Sweco med vurdering av svellemateriale fra Sintef. Implenia ble leid inn for å ta prøvene. I februar/mars 2015 begynte riggingen av utstyr og bygging av brakkefasiliteter. Det måtte benyttes helikopter for opptransport av materialer og personell, da det ikke fantes veiforbindelse til stedet.

Et klatrelag fra Implenia samlet prøver og tok bilder som ble forevist geolog fra Sweco. Det ble bestemt at mer permanent sikring måtte på plass, fortrinnsvis i form av bolter, armeringsnett og sprøytebetong.

2.4 HMS

Orden rundt sjaktinngangen var av svært stor betydning. Løse gjenstander som ved uhell blir sparket eller kastet ned i sjakta, eller at vinden blåser ting over ende og ned i sjakta, vil kunne være katastrofalt for personell nede i sjakta. Slike gjenstander kan være jerrykanner, bolter, taumoped eller mindre ting som skiftnøkkler, skrumaskin, feltradio etc. Et annet viktig tiltak var daglig gjennomgang av tidligere renskede områder. Dette for å forsikre seg om at man aldri befinner seg under parti i sjakta hvor det kan skje utrasing. Tausystem for klatrere og tausystem (wire) for vogn skulle alltid være separert. Vognen skulle ikke kunne dra med seg arbeideren ned om innfestingen eller wiren til vognen skulle ryke.



Figur 5 Er tatt ved profil 177. Det er tatt med som en referanse til de andre profilene. Bildet viser godt berg med lite/ingen gjennomgående sprekker eller svakhetssoner. Dette var forhold som preget store deler av sjakta. Foto: Bergteamet

Figur 6 Er tatt ved profil 103. Dette er i det første partiet med dårlig fjell. Partiet strakk seg fra profil 96 m til 110 m. Foto: Bergteamet

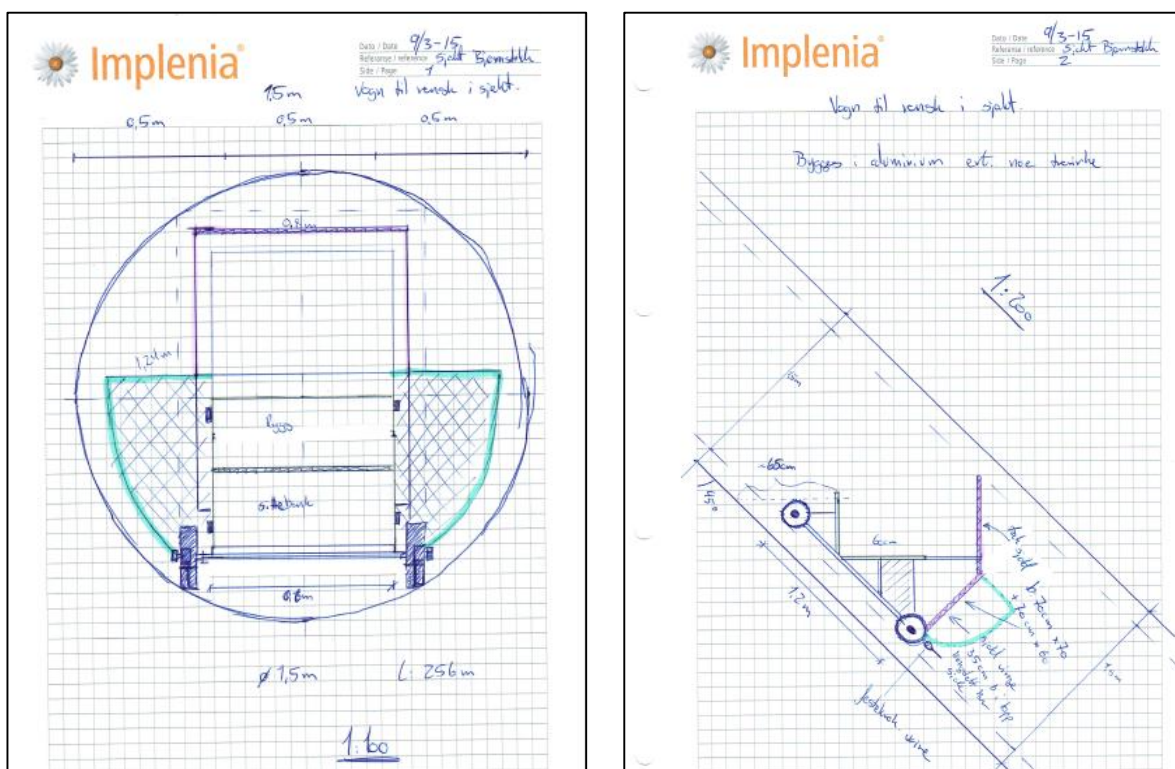
Figur 7 Er tatt ved ca. profil 147. Dette er i det andre partiet med dårlig fjell. Partiet strakk seg fra profil 120 m til 150 m. Foto: Bergteamet

2.5 Adkomst

2.5.1 Tau

Klatrerne benyttet seg av en teknikk der man klatrer med to tau. Det vil si at klatrerens taubrems og løpebrems er festet i hvert sitt tau, og gir en ekstra sikkerhet i forhold til taubrudd. Begge tauene har innfesting i toppen av sjakta, og hvert tau er innfestet i to punkter. Hvert punkt er et fjellanker/ fjellbolt som er skrudd fast i et boret hull i fjellet. Denne teknikken gjør at klatrerer til enhver tid har flere sikkerhetsbarrierer rundt seg, både med hensyn til tauslitasje, dårlig innfesting av ankre, bremses eller menneskelige feil. Det ble bygget et vern for vær og vind av forskaling og presenning over inntaket, for å minimere nedbør ned i sjakta.

2.5.2 Vogn



Figur 8. Tegninger, plan og snitt for vognen som ble benyttet som arbeidsplattform i sjakta. Vognen er tegnet av Bård Flore, Implenia.

For å få til en effektiv arbeidsgang, og for å forenkle/muliggjøre arbeidet for fagarbeiderne inne i sjakta, var det ønskelig med en arbeidsplattform. Implenia konstruerte og bestilt en vogn i anledning arbeidet. Vognen fungerte som både arbeidsplattform og beskyttelse for den fagarbeider som måtte befinne seg i sjakta.

Vognen har som anbefalt av ingeniørgeolog (Jacobsen, 2015) et skjold i øvre ende. Skjoldet er innfestet til selve vognen med et ledd som kun lar seg rotere utover. Altså legger skjoldet seg ned langs sjaktgulvet hvis det pålastes fra arbeider sin posisjon. Hvis skjoldet derimot treffes av en stein som løsner lenger opp i sjakta vil det bli stående. Slik vil arbeidere på eller nedenfor vognens posisjon i sjakta bli skjermet for nedfall ovenfra.

Vognen henger i en wire som løper til toppen av sjakta og er festet til en vinsj. Skulle wiren eller innfestingen til vinsjen ryke, slik at vognen farer fritt ned mot trykktunnelen, vil skjoldet bøye av oppover for å hindre at den trekker med seg arbeideren. Det var derfor svært viktig at det ikke måtte forekomme noe innfesting direkte mellom fagarbeider og vogn. De to systemene skulle være adskilte helt opp til dagen ved innfestingen i fjellet. Vinsjen ble også brukt til å dra betongslangen oppover i sjakta.



Figur 9. Til venstre vises innfestingen til klatretau og vire. Til høyre er vognen sett ovenfra. Foto: Implenia

2.6 Arbeid i sjakt

17.03.2015 startet arbeidet i sjakta. Fagarbeiderne utførte arbeidssikring på vei nedover i sjakta for å nå fram til områdene prøvene skulle hentes fra. Arbeidssikringen ble utført i form av spettrensk og spylrensk. Berget i store deler av sjakta er granittisk og hardt, men i enkelte områder ble det meldt om til dels svært dårlig fjell. Fagarbeiderne kunne melde om at i de dårlige områdene måtte de ofte drive ytterligere arbeidssikring neste dag, på områder som allerede var blitt sikret. Det som etter endt arbeidsdag virket som hardt og solid fjell etter at løse fragmenter var blitt fjernet, kunne neste dag være oppsmuldret, med blokker som hadde løsnet over natten. Dette medførte merarbeid og det måtte beregnes mer tid før prøvene kunne bringes opp for analyse. Fysisk slitasje på mannskap hos Implenia økte også. Det er heller ikke utenkelig at den mentale påkjenningen ved å vite at dårlig fjell kan befinne seg over arbeidssonen også kan ha økt.



Figur 10. Bilde viser profil 134m etter rensk. Fagarbeider måler maks høyde til 2,4 m i det utrenskede partiet. Foto: Implenia.

2.6.1 Prøver fra sjakt

Den siste prøven ble hentet ut ved profil 150 den 16.04.2015 og overlevert Sintef 21.04.2015. Figur 11 viser foto av alle prøvene som Implenia hentet ut. Disse ble levert til Sintef for test av bergartsstyrke (UCS), innhold (XRD), og svelle trykkstest (frisvelling og ødometertrykkstest). Prøvene ble hentet ut fra bestemte områder med kjent pelnummer. Etter foto og muntlig

beskrivelse fra Implenia gjorde en ingeniørgeolog fra Sweco vurderinger, og rapporterte følgende forhold (Jacobsen, 2015):

Generelt:

Det ble observert generelt lite utfall i sjakta. Det var stort sett snakk om enkelte mindre sår etter små utfall på sporadiske plasser. Noen gjennomsettende slepper med anslagsvis < 10 cm mektighet observeres, uten at dette så ut til å kunne få betydelig effekt på stabiliteten. Det ble observert noe fukt på berget og enkelte smådrypp fra enkelt lokaliteter, men inntrykket virket å være at sjakta stort sett var tørr.

Pel 100-110:

Det observeres utfall i venstre vegg, i heng og delvis i såle. Det er tatt en prøve ved pel 108. Prøven var oppknust med en blanding av finstoff og bergartsfragmenter. Bergartsfragmentene var svært forvitret og omdannet, og lot seg pelle fra hverandre med bare fingrene

Pel 122-163:

Det er observert utfall i heng, vegg og delvis i såle. Utfallet varierer langs denne strekningen, men beskrives som generelt dårlig. Implenia har vært nødt til å renske områder på nytt. Dette har vært særskilt påkrevd etter lengre stillstand i arbeidet, som ved skiftbytter eller stans pga. dårlig vær etc. Området ved pel 145-155 beskrives som det klart dårligste området. Her kunne det observeres et søkk på opptil 1 meter i overgangen mellom venstre vegg og heng. Det ble tatt prøver ved pel 148, 149 og 150. Ved pel 160 ble det observert smådrypp fra heng. Dette stammer antageligvis fra en gjennomsettende sleppe. Prøvene ble beskrevet som svært forvitret og omdannet berg. Sweco mener at det er sannsynlig at dette fjellet kan ha så lav trykkfasthet som < 5 MPa (Jacobsen, 2015).



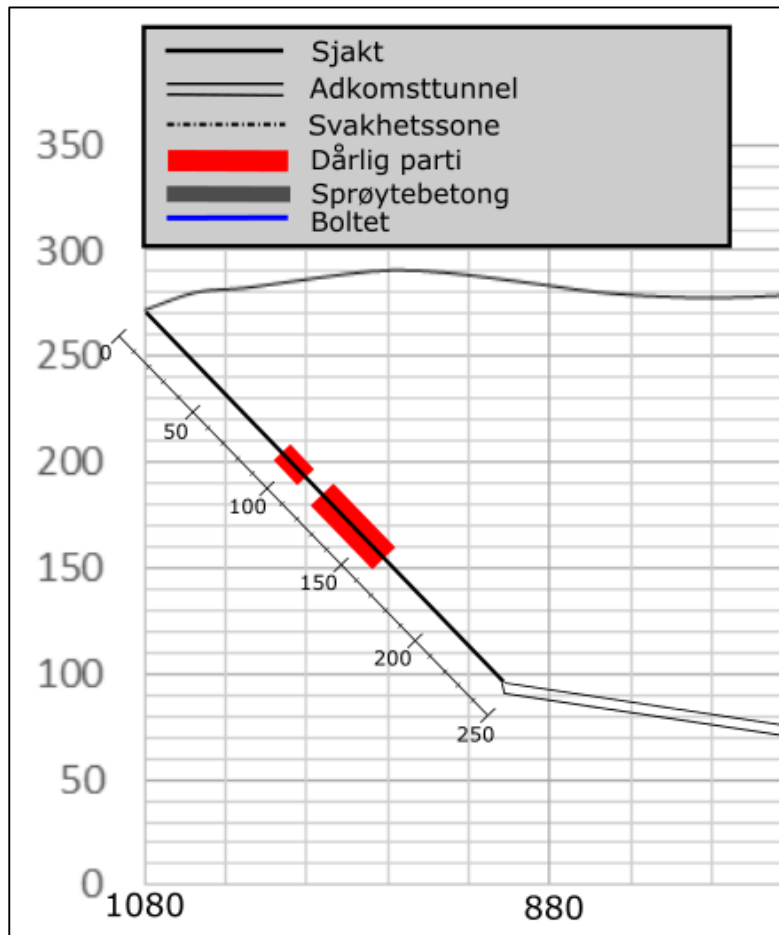
Figur 11: Prøver levert til Sintef for vurdering. Alle bildene er hentet fra Helgeland kraft sin rapport, levert av Sintef (09.04.2015) (Eggen, 2015) og 28.04.2015 (Eggen, 2015).

Tabell 1. Svelleegenskaper ble testet på laboratorium hos Sintef byggforsk og er hentet fra Helgeland kraft sin rapport (Eggen, 2015).		
Prøve fra pelnr. (m)	Frisvelling (%) og klassifisering	Svelletrykk (MPa)
108	120 Middels	0,13 Middels
129	100 Lav til Middels	For lavt innhold av fraksjon <20mikron
148	120 Middels	For lavt innhold av fraksjon <20mikron
149	116 Middels	For lavt innhold av fraksjon <20mikron
150	250 Meget høy	0,47 Høyt

Tabell 2: XRD-test fra Sintef (Eggen, 2015) og Q-verdi anslått fra bilder og prøver (Jacobsen, 2015).		
Prøve fra pelnr. [m]	XRD	Q-verdi
108		
129		
148		0,02-0,04
149		0,02-0,04
150	Smektitt og montmorilonitt	0,02-0,04

Resultatene fra Sintef viser at det finnes svellende materialer på stedet og at svelletrykket på den ene prøven kategoriseres som høyt. Dette, i tillegg til at det antas at berget i enkelte områder kan ha meget lav trykkfasthet < 5 MPa, gjør at stabiliteten vurderes slik at det kan forekomme blokkeringsras. For å redusere sannsynligheten for slike ras ble det anbefalt at deler av sjakta sikres.

På bakgrunn av informasjon fra en rapport fra Sweco (Jacobsen, 2015), og studie av dokumentasjon (i hovedsak bilder tatt av Implenia), har det blitt utarbeidet et profil av sjakta (Figur 12). Ved siden av selve sjakta følger en skala som viser at pelnr. Som stiger med økende dybde i sjakta. Fra profilet ser man at det er to områder med dårligere fjellkvalitet i sjakta. Profilet er fremstilt av FKB-data med 10 meters oppløsning. Data er hentet fra statens kartverk.



Figur 12 Viser terrengsnitt med sjakt og partier med dårlig bergkvalitet. Profilet er laget med FKB-data fra kartverket i ArcGis og er modifisert i Inkscape. Dette gjelder for alle terrengprofil i oppgaven.

2.6.2 Anbefalt sikring fra sweco

Profil 0-170:

Her anbefalte Sweco arbeidssikring i form av spett og spylrensk.

Profil 100-110:

Her anbefalte Sweco 8 cm med nettarmert sprøytebetong. Armering med K131 nett (Ø5 mm, c/c 150 mm) og sikringsbolter. Bolter er ifølge Helgeland kraft allerede montert, med 3 bolter i rasten og c/c 3,0 m mellom rastene. I følge Ístak er det montert ca. 15 bolter pr uke 18. Av siste video fra Implenia ser det ut til at det ikke er montert bolter i hele det angitte partiet.

Dette bør suppleres.

Profil 122-145 og 155-163

Det anbefales at det påføres sprøytbetong før bolting. Årsaken er at berget er meget sprøtt i enkelte parti, og er ikke å regne for godt boltefjell. Det vil også være fordelaktig med tanke på HMS. Sprøytingen bør skje lagvis. Det foreslås å legge et avrettingslag på 5 cm, og at søkk fylles med sprøytbetong og biter av armeringsnett (K131) eller armeringsjærn (Ø12) slik at sjakta får en jevnere profil. Armeringsnettet bør tilpasses sjaktoverflaten, og det bør sprøytes 5 cm med sprøytbetong som overdekning.

Boltene anbefales en lengde på 1 m-1,5 m og skal være fullt innstøpte, enten med boltemørtel eller med polyesterpatroner som fyller hele hullet. Boltene anbefales satt i følgende mønster: 3-4 bolter pr rast avhengig av omfang av oppsprekking/utfall og c/c 2,0 m mellom rastene. Dette gir hhv. 12 og 4 raster for de to partiene, totalt 48-64 bolter. Sweco er 5.5.2015 opplyst av Helgeland kraft at de tidligere har avtalt boltemønster med Istak på c/c 3,0 m. Det anbefales at dette justeres.

Profil 145-155:

Partiet sikres med 10 cm tykk nettarmert sprøytebetong. Mellom profil 145 og 155 er de mest omfattende utfallene, med dybder på inntil 1 m fra teoretisk profil. Sprøyting utføres etter samme prinsipp som for profil 122-145 og 155-163. Først sprøytes et avrettingslag samtidig med fylling av de største søkkene, så monteres armeringsnett som sprøytes inn. Til slutt

monteres fullt innstøpte bolter. Anbefalt boltemønster: 4-5 bolter pr rast, og c/c 1,2 m mellom rastene. Dette gir 9 raster, totalt 36-45 bolter.

2.6.3 Boring og bolting

Det ble nytted håndholdt luftborhammer (ca. 20 kg) med borstang på 100 cm og borelengde 80 cm for boring av borehull. Dette utstyret var i praksis det største som var mulig å utnytte i den trange sjakta, når det ble boret vinkelrett på tunneloverflaten. I tidsrommet 27.04.2015-10.05.2015 ble det i alt montert 44 bolter i sjakta (Sluttrapport, Implenia). Disse hadde lengder på 80 cm og dim. Ø20, kamstål. Boltene er galvanisert og pulverlakkert.

Profil 96-121:

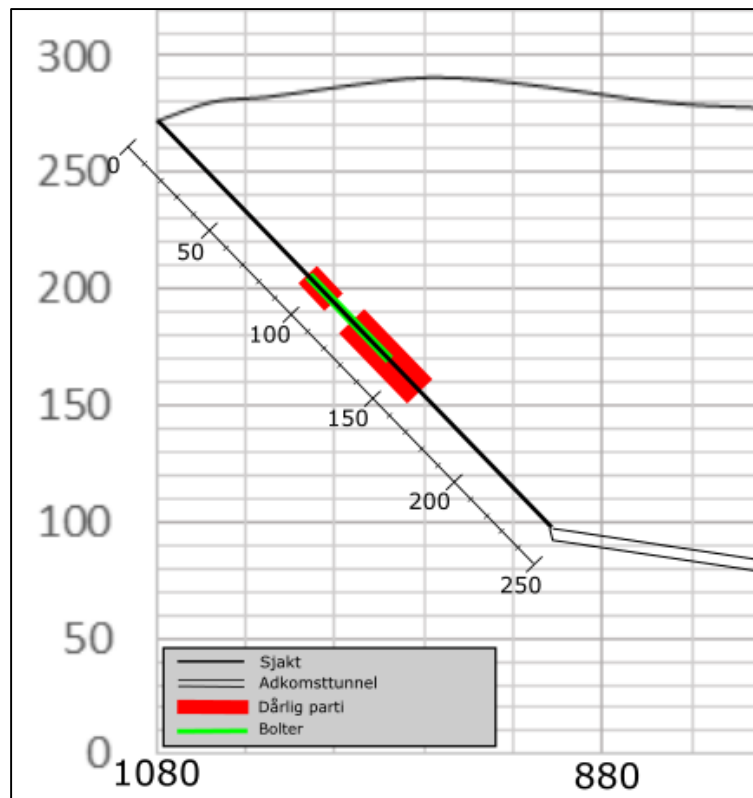
17 bolter

Profil 119-144:

27 bolter

Profil 150:

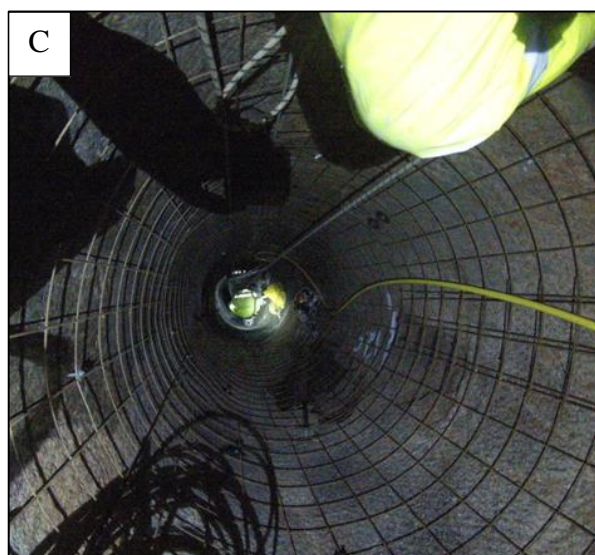
Det ble besluttet å ikke bolte dette partiet. Bergmassen var av en slik kvalitet at bolter på 0,8 m trolig ikke ville gitt tilstrekkelig innfesting. Det var ikke mulig å bruke lenger bolter på grunn av geometrien til sjakta (mailkorrespondanse Rune Fagerheim- Bård Flore).



Figur 13 Viser sjakta med de to dårlige partiene. Området som ble boltet er indikert med grønt.

2.6.4 Nettarmering

03.06.2015 startet arbeidet med å heise opp armeringsnett. Nettene ble tilpasset og rullet til sylindre nede i trykktunnellen. Videre ble de heist opp i fra bunnen av sjakta med vinsj montert på toppen ved inntaket. Arbeidet med selve monteringen ble utført i perioden 07.06-11.06.2015. Som innfesting for nettingarmeringen ble det båret inn kortere ekspansjonsbolter i tillegg til endestykkene til sikringsboltene som allerede var montert. Nettingsylindrene som var laget nede i trykktunnellen ble finjustert i sjakta. Dette for å oppnå en så god tilpasning til sjaktas profil som mulig, og stoles fast 5 cm fra sjaktveggen. For de partiene med store søkk, ble det lagt inn ekstra armering i takt med utjevningssprøyting. Det ble totalt heist opp 26 armeringsnett. Dette utgjør 260 m². På dette tidspunktet dekte nettene hele profil 96-110 og 118-152. Senere ble det besluttet å demontere nettingarmeringen ved profil 96-110, da det ble vurdert unødvendig med sprøytebetong for den permanente sikringen.



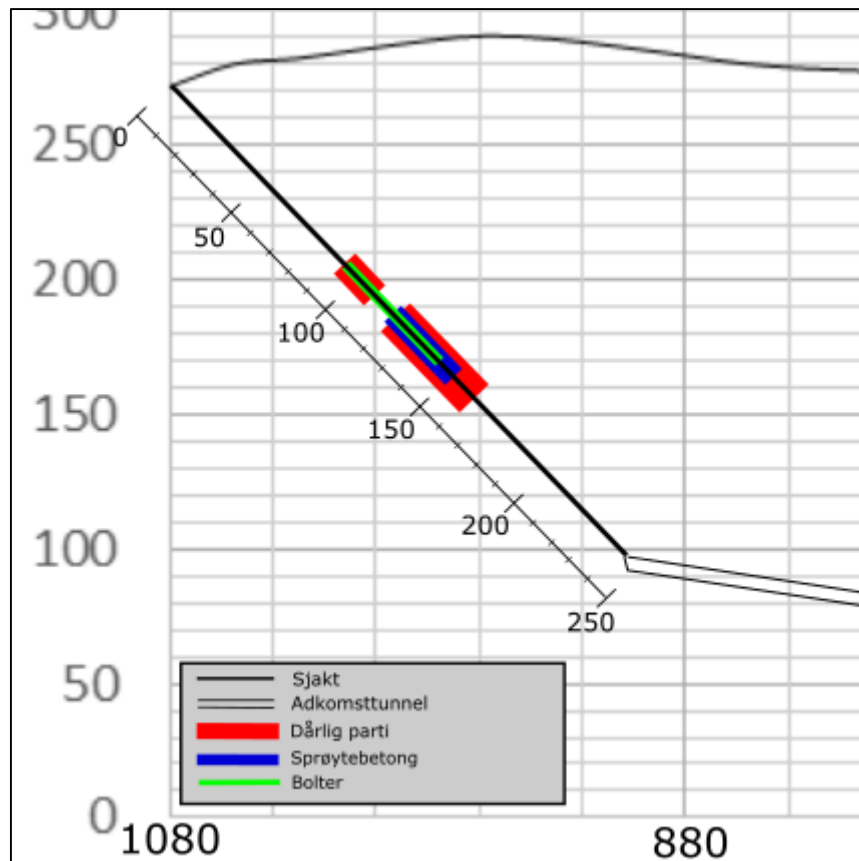
Figur 14. Bilde A: brudd på slangen som førte sprøytebetong oppover i sjakta var et stort problem under arbeidet. Bilde A og B viser henholdsvis klaterer fra Implenia som påfører sprøytebetong og henger opp og tilpasser armeringsnett i sjakta. Foto: Implenia.

2.6.5 Sprøytebetong

Sprøyting i denne typen sjakt, med 45 grader helning og lite tverrsnitt, var banebrytende og svært utfordrende. Implenia er ikke kjent med at dette er utført i Europa tidligere, og hadde dermed ingen referanser for den type arbeid. Arbeidet med sprøytingen har dermed krevd flere tilpasninger og endringer underveis i prosjektet. Hovedutfordringen med sprøytingen var å finne en metode der fagarbeider klarte å sprøyte vinkelrett på fjellflaten, på tross av smalt tverrsnitt og lang pumpeleengde.

For å gjennomføre arbeidene på en sikrest mulig måte, og for å klare å få levert betong på kote 120-150 i sjakta, måtte mannskapet sikres ovenfra og ned. Mens betongen måtte pumpes nedenfra og opp. De som styrte betongpumpene og vannleveransen måtte dermed stå inne i trykktunnelen under sjakta, 800 meter inne i fjellet, og fikk dermed ikke direkte kontakt med sikringsfolkene oppe på fjellet. De kunne bare kommunisere enkelt med arbeiderne inne i sjakta ved hjelp av felttelefonen. Dette innebar også at det måtte rigges en del utstyr som vann og ekstra strøm inne i trykktunnelen.

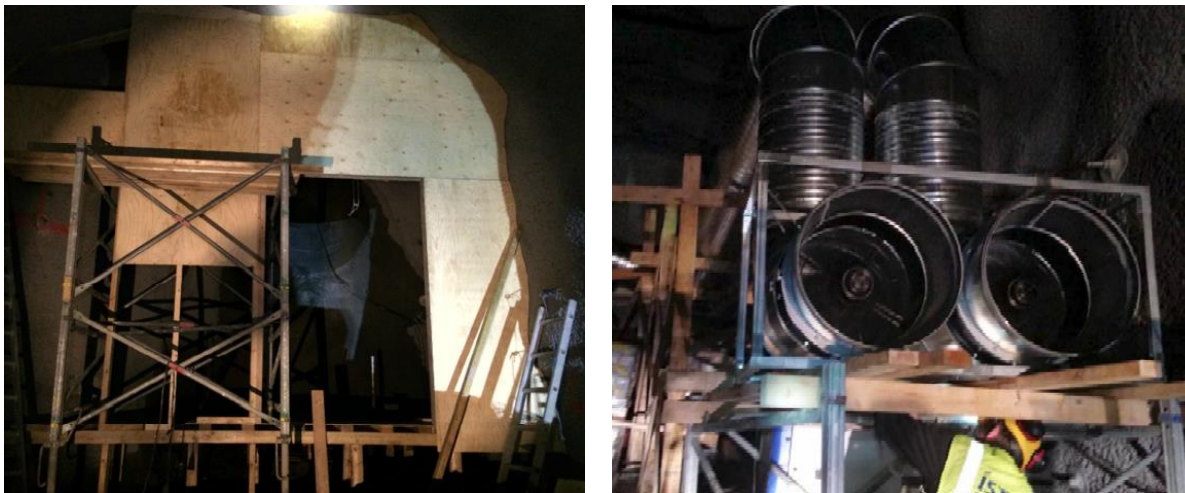
Spesielt har det vært store utfordringer knyttet til slitasje på slangene, og dermed slangebrudd som har stoppet arbeidene. I tidsrommet 16.06-26.06.2015 gikk det hull på slanger hver dag. Mannskap fra Midt-norsk sprøytebetong forklarer dette med at slitasjen blir meget høy på grunn av sjaktas helning, og at trykket blir høyere jo lenger opp i sjakta mann jobber. Dette gjør at betongsanda følger bunnen av slangen og sliter på samme plass (i bunnen) hele veien opp. Det var på slangens bunn slitasjen oppsto og i vinkelen som dannes når slangen bøyes mot veggen for å sprøyte rett på fjellflaten. For å løse problemet med slangebrudd ble det utprøvd bruk av andre typer gummislanger (hydraulikkslanger), samtidig som det løpende ble vurdert bruk av rørgate. Arbeidene ble til slutt fullført med bruk av spesialslanger fra Tyskland med den høyeste gummikvaliteten som kan skaffes (Fagerheim, Flore, 2015).



Figur 15 Viser endelig sikrings situasjon i sjakta. Blått parti er områder med armert sprøytebetong

2.6.6 Ventilasjon

Sjakta ga en skorsteinseffekt som gjorde at trekken naturlig gikk oppover. Dette medførte at klatrerne som sprøytet fikk alt støv og prell fra sprøytinga oppover i sjakta. Den naturlige ventilasjonen var til tider også fraværende på grunn av varierende utetemperaturer på fjellet. Det ble nødvendig å installere mekanisk ventilasjon som hadde god nok kapasitet til å dra trekken nedover. Istak ordnet dette med å stenge igjen sjakta nede og montere inn store avtrekksvifter. Systemet fungerte svært godt, og løste problemet med støv og dårlig sikt i sjakta under sprøyting. Selv om den nye ventilasjonen kom rimelig raskt på plass, gav dette en midlertidig stans i arbeidet i et par uker (Fagerheim, 2015).



Figur 16 Viser sperrevegg med viftesystem som ble montert innerst i trykktunnelen for å styre trekken i sjakta. Foto: Implenia

3 Grunnlag og metodikk for utførte undersøkelser

En viktig del av denne oppgaven var å gjøre observasjoner og innsamling av data i felt. I dette kapitlet gjennomgås teori og grunnlag for de undersøkelser og vurderinger som er gjort i denne oppgaven, samt en beskrivelse av gjennomførelsen av laboratoriearbeidet. Det vil bli sett på teori i forhold til feltkartlegging, vurdering av bergmassekvalitet og prøvetaking, og gitt en beskrivelse av gjennomført laboratoriearbeid. I kapittel 4 vil det bli gitt en mer detaljer beskrivelse av feltarbeidet.

Type	Beskrivelse	Kilde
Kart	Berggrunnskart, Kartblad: Mosjøen	NGU
Kart	Lineamentskart	NGU
Kart	Kart/flyfoto/satellittfoto	Norgeskart.no
Rapport	Sluttrapport, Implenia	Implenia Norge AS
Rapport	Ingeniørgeologisk rapport av Sweco for Bjørnstokk, Leiråa og Tverråa	Helgeland kraft AS
Rapport	Dagrapporter fra arbeidslag hos Implenia	Implenia Norge AS
Rapport	Hydraulisk splitting ved Tosdalen kraftverk	Helgeland kraft AS
FKB-data	10*10 m oppløsning	Statens kartverk

3.1 Ingeniørgeologisk kartlegging

Hensikten med en ingeniørgeologisk utredning er å få en best mulig oversikt over de geologiske forhold i bergmassen. Spesielt er det viktig å få kartlagt diskontinuiteter (Bieniawski, 1989) som kan innvirke på konstruksjonen i bergmassen under bygging, og etter ferdigstilling. Geologien i anleggsområdet vil utgjøre bygningsmaterialet, og vil således være utslagsgivende for geometrien til konstruksjonen, dimensjonering av sikring, byggetid, kostnader etc. (Nilsen, Broch, 2011)

En ingeniørgeologisk forundersøkelse kan deles i to deler (Nilsen, Broch, 2011):

- De preliminære undersøkelsene. Her vil det være gjennomgang av grunnlagsmaterialer som tidligere rapporter, andre arbeider i nærheten, studier av kart og flyfoto.

- Detaljundersøkelser i felt (feltarbeid). Disse gjøres i det aktuelle området. Det er vanlig at feltundersøkelsene starter på overflaten, da man gjerne ikke har tilgang til skjæringer eller tunneler i tidlige faser av prosjektet. Da gjøres målinger av bergmassekvalitet, sprekkekartlegging, bedømming av enkeltsituasjoner som blokker, kiler, ustabile parti, svakhetssoner etc, og det skal gjøres en predikasjon av forholdene innover i dypet hvor anlegget skal ligge.

3.1.1 Preliminære undersøkelser

En god gjennomgang av bakgrunns materialet vil gjøre feltarbeidet bedre og langt mer effektivt. Ved å studere bergrunnskart, tidligere rapporter, kart og flyfoto, kan feltarbeidet planlegges. Interessante lokaliteter og valg av rute for feltarbeidet kan velges. Blotninger kan avdekkes og slik kan en allerede her bestemme seg for lokaliteter som skal besøkes. Ved hjelp av flyfoto kan svakhetssoner og andre lineamenter lett sees, og man kan bruke kartene for å finne retning og fall for disse (Nilsen, Broch, 2011).

Berg og løsmasser kan skilles fra hverandre ved at bergmasser inneholder linesjoner i mer eller mindre karakteristiske mønstre. På denne måten kan en i feltområdet skille berg fra løsmasser, og kanskje bergarter fra hverandre. Sterkere bergarter står gjerne opp i terrenget, mens svakere bergarter og svakhetssoner vil kunne danne depresjoner i terrenget eller slakere skråninger. I områder med svakere bergarter vil forvitringen kunne skje raskere, noe som gjør at produksjonen av jordsmonn og næring til vegetasjonen blir større. På grunn av dette vil ofte bånd av vegetasjon kunne følges langs bergartegrenser, forkastninger eller andre svakhetssoner. Slike svakhetssoner kan ofte følges over større områder på et kart, også utover det aktuelle feltområdet (Nilsen, Broch, 2011)

En preliminær undersøkelse kan avdekke svakhetssoner, foliasjon og detaljprekkeretning, vannforhold og om området er utsatt for høye spenninger (exfoliasjon) (Nilsen, Broch, 2011).

De preliminære undersøkelsene under denne oppgaven, ble gjort ved studie av bergrunnskart fra Norges geologiske undersøkelser (NGU), tidligere rapporter fra Sweco og Sintef, flyfoto fra kartverket og 3D-kart fra Google.

3.1.2 Detaljundersøkelser i felt (feltarbeid)

Den viktigste oppgaven med feltkartleggingen er å fremstille et ingeniørgeologisk kart over feltområdet med snitt innover i dypet i områder som er av spesiell interesse. Slike områder kan være langs en tunneltrase, gjennom en berghall etc. Det kan være nødvendig å supplere med spesialundersøkelser som borehull, geofysikk, spenningsmålinger og vannstandsmålinger for å få gode opplysninger om geologien i dybden (Nilsen, Broch, 2011). Løsmasser og forvittringsberg har ofte liten mektighet i Norge på grunn av siste istids erosjon, og er ofte et lite utbredt problem. Dette er med unntak av områder som ligger under gammel marin grense og slakere terreng som kan ha morene eller fluviale/glasifluviale avsetninger. En indikasjon om tykkelsen kan man få ved å se på gjennomskjærende bekker og raviner (Nilsen, Broch, 2011). Løsmasser og forvittringsberg er imidlertid et større problem i andre deler av verden, da fraværet av istid har gjort at løsmasser har blitt akkumulert over lengre tid, og at forvittringsraten er høyere i varmere klima (Gupta, 2011).

Ved gjennomføring av feltarbeidet ble det benyttet følgende utstyr: hammer, notatbok, skrivesaker, kompass med klinometer og libelle, og utskrift av kart/ flyfoto.

Prøvetaking

Under ingeniørgeologisk feltkartlegging er det viktigere å få en oversikt over de materialtekniske egenskaper snarere enn den petrografiske sammensetningen (Nilsen, Broch 2011). Det må derfor samles inn prøver for å fastslå de materialtekniske egenskapene. Det må legges vekt på å finne prøver som representerer feltområdet på en så god måte som mulig. De må være representative. Jo færre prøver, jo større krav til representativitet. Prøver tatt fra overflaten kan være utsatt for forvitring, og det må vurderes om utsprenging av prøver er nødvendig. I så fall må man være klar over faren for dannelse av sprengningsriss under slike situasjoner (Nilsen, Broch, 2011).

Etter råd fra veileder (Nilsen, 2016) ble det anbefalt å samle bergprøver av begge bergartene som trolig var å finne i feltområdet (granitt og monzonitt) (Bergartskart, NGU) (Gustavson, 1981). Disse prøvene burde være såpass store at det var mulig å ta ut fem kjerneprøver med en høyde på 15 cm og en diameter på minst 35 mm. Prøvens diameter må økes dersom bergarten er grovkornig (ISRM, 1979). Det var også ønskelig å samle en til to sleppeprøver som kunne testes for svelleegenskaper.

Sprekkekartlegging

På lokaliteter hvor berggrunnen stikker opp fra omkringliggende løsmasser og vegetasjon (blotniger), kan det foretas en nøyere vurdering av sprekeretninger (herunder foliasjon). Ved hjelp av et geologisk kompass kan det måles strøk og fall for flere sprekker på samme lokalitet. Det er viktig at det som fremkommer viser et mest mulig statistisk riktig bilde av den naturlige situasjonen, og det bør derfor gjøres minst 30 målinger på hver lokalitet (Walpole, Myers R., Myers S, Ye, 2012). Resultatene kan brukes til å konstruere sprekkeroser og storsirkler i stereografiske diagram. De gir en samlet oversikt over sprekeretningene, og indikerer stabilitetsproblemer og foretrukket orientering på bergrommet.

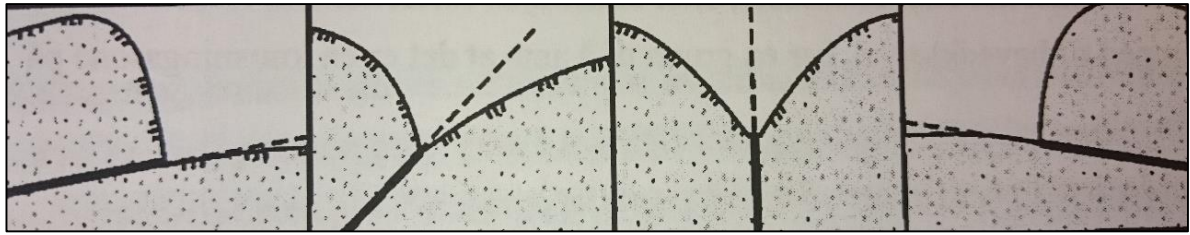
Blotninger er en verdifull kilde til informasjon under feltkartleggingen forut en utbygging. De har likevel visse usikkerheter knyttet til hvor representative de er for berget lenger inn i grunnen. Trykkavlasting, forvitring og vekslende vær- og klimaforhold, kan ha hatt mye å si for hvordan blotningen fremstår (Marinos V., Marinos P., Hoek. 2005).

Svakhetssoner

På grunn av erosjonen under siste istid vil svakhetssoner i dagen ofte fremtre som kløfter og depresjoner i terrenget. Slike spor av svakhetssonen i terrengoverflaten kalles sonens utgående. Ved beregning av sonens videre forløp inn i fjellet er det en forutsetning at sonen er mer eller mindre plan. Går utgående i en rett linje og krysser flere høydekoter i terrenget kan det antas at sonen er steil. Hvis utgående endrer retning når den krysser høydekoter for terrenget kan man anta at sonen ikke er steil og forutsi sonens fallretning. En plan sone kan plasseres og orienteres hvis en av følgende fire punkt er kjent (Nilsen, Broch, 2011):

1. Et punkt med kjent høyde eksisterer, og sonens strøk og fall er kjent.
2. To punkter med ulik høyde eksisterer, og sonens strøk er kjent.
3. To punkter med kjent høyde eksisterer, og sonens fall er kjent.
4. Tre punkter som ikke ligger på en rett linje eksisterer.

Ved å konstruere strøklinjer for sonen kan fallet regnes ut (se Tabell 28). Blir strøklinjene tettere innover i berget øker fallet (sonen bøyer nedover). Blir det større avstand mellom strøklinjene minker fallet innover i fjellet (sonen bøyer oppover). Figur 17 viser hvordan man kan tolke en svakhetszone sitt fall i en depresjon ut ifra geometrien på flankene (Nilsen, Broch, 2011).



Figur 17. viser profil depresjoner og hvordan svakhetssonen trolig fortsetter i grunnen (Selmer-Olsen, 1966).

Når slike soner skal tegnes inn i et terrengsnitt må det takes høyde for forskjellen mellom det reelle fallet og det tilsynelatende fallet. Det reelle fallet (sant fall) er det fallet sonen faktisk har. Det tilsynelatende fallet er det fallet sonen har sett vinkelrett på snittet. Omregning kan enten gjøres ved bruk av en likning eller ved bruk av alignment. Likningen som kan brukes er vist i Likning 1 (Ragan, 2009):

$$d_a = \arctan(\tan(d) * \sin(\alpha)) \quad \text{Likning 1}$$

$d_a =$ tilsynelatende fall

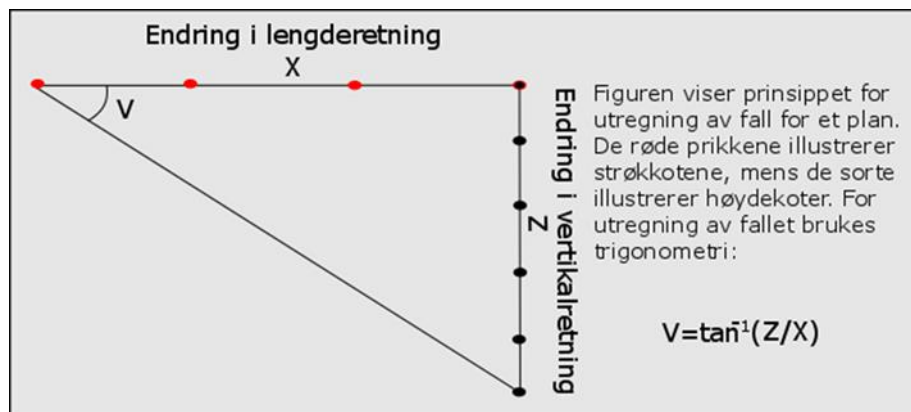
$d =$ sant fall

$\alpha =$ horisontal vinkel mellom strøk og profil

Ved bruk av et alignment trekkes en rett strek mellom to akser med verdier; sant fall og vinkel mellom strøk og profil. Den rette streken krysser en tredje akse med en skala som representerer det tilsynelatende fallet (Lippard, 2013).

Beregning av strøk og fall for et plan

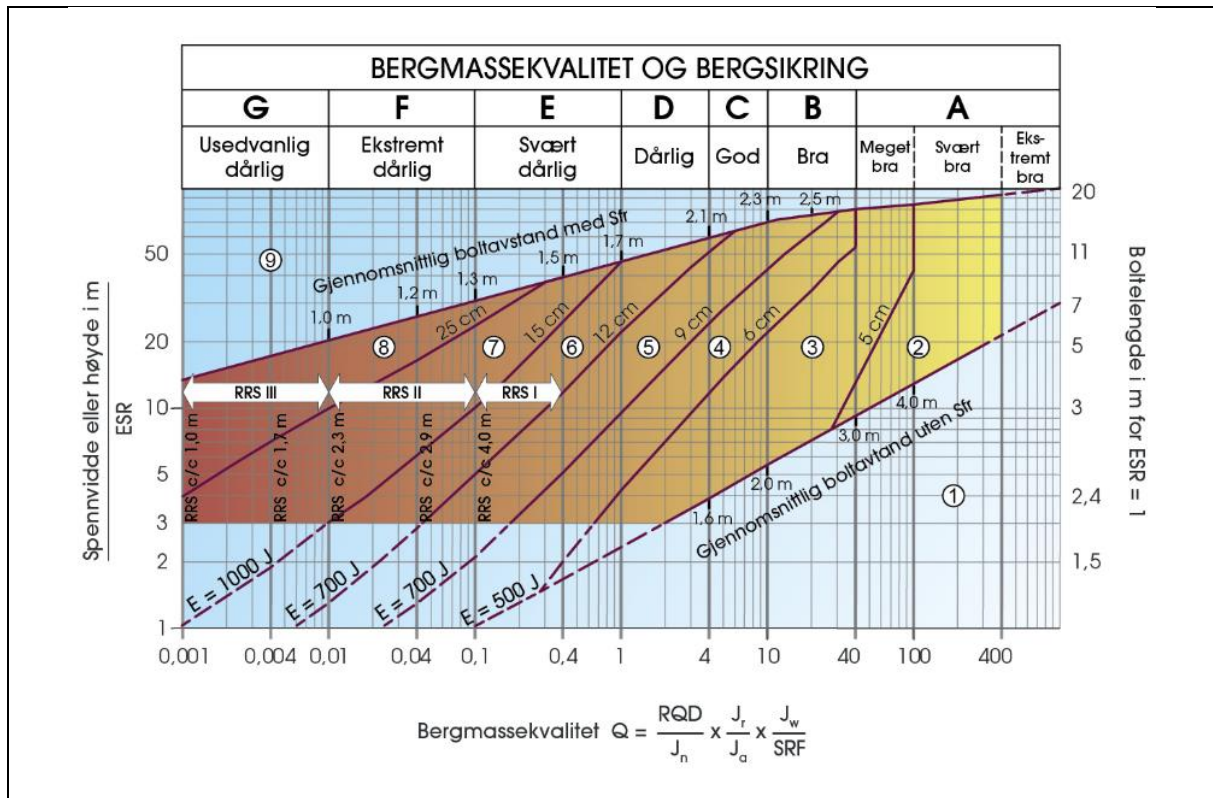
På de fleste svakhetssonene ble strøk og fall målt in situ. Det vil si at målinger fra felt, gjort direkte på bergvegg/svakhetssone kunne gi grunnlaget for hva som var forventet å være retning og fall. Dette alene er en usikker kilde, og det ble i tillegg ofte forsøkt å definere et plan som representerte svakhetssonen. Metoden forutsetter at alle lag er plane, og bruker planets utgående i kartsporet. Planets utgående vil i situasjoner hvor man kartlegger svakhetssoner som oftest vises som en depresjon i terrenget. Endring i høyde pr. endring i lengderetning er et stigningstall, som ved hjelp av trigonometri gir oss planets fall.



Figur 18 Viser en prinsippskisse med påtegnede strøkkoter (røde prikker) og høydekoter (sorte prikker). Enkel trigonometri benyttes for å regne ut planets fall, V . Å planlegge planets løp gjøres enklest på et kart. Her trekkes strøklinjer mellom punkter med samme høyde. Avstanden mellom to strøklinjer ble beregnet fra målestokken i kartet. Metoden forutsetter at alle lag er plane. Figuren er laget i Inkscape.

3.1.3 Q-systemet

Q-systemet er laget for å klassifisere bergmassen, og ble første gang publisert i 1974 (Barton Lien, Lunde, 1974). Systemet ble utviklet av NGI og er senere blitt oppdatert flere ganger i takt med ny sikringsteknologi og erfaring (empirisk). I tillegg til å kvantifisere bergmassekvaliteten skal det også foreslå sikringstiltak. Systemet bør brukes som en veiledning, snarere enn en fasit, ved dimensjonering av sikring. Systemet foreslår blant annet boltelengde, boltetetthet, tykkelse av fiberarmert sprøytebetong, dimensjon av armerte sprøytbetongbuer og en Q-verdi. Q-verdien skal varieres mellom 0,001 og 1000. Merk at det er mulig å få høyere verdier og litt lavere verdier gjennom ekstreme kombinasjoner av parametere. I slike spesialtilfeller kan man bruke 0,001 og 1000 for å bestemme sikringsbehovet (Norges geotekniske institutt, 2013).



Sikringskategorier

- ① Uskret eller spredt bolting
- ② Spredt bolting, SB
- ③ Systematisk bolting, fiberforsterket sprøytebetong, 5-6 cm, B+Sfr
- ④ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 6-9 cm, Sfr (E500)+B
- ⑤ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 9-12 cm, Sfr (E700)+B
- ⑥ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 12-15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, Sfr (E700)+RRS I+B
- ⑦ Fiberforsterket sprøytebetong >15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, Sfr (E1000)+RRS II+B
- ⑧ Støpt betongforing, CCA eller Sfr (E1000)+RRS III+B
- ⑨ Spesiell vurdering

Boltavstand er hovedsaklig basert på Ø20 mm

E = Energisabsorpsjon i fiberforsterket sprøytebetong

ESR = Utgravningens sikringsgrad

Områder med prikkede linjer har ingen empiriske data

RRS - avstand relatert til Q-verdi

- S130/6 Ø16 - Ø20 (spennvidde 10m)
- D40/6+2 Ø16-20 (spennvidde 20m)
- S135/6 Ø16-20 (spennvidde 5m)
- D45/6+2 Ø16-20 (spennvidde 10m)
- D55/6+4 Ø20 (spennvidde 20m)
- D40/6+4 Ø16-20 (spennvidde 5 m)
- D55/6+4 Ø20 (spennvidde 10 m)
- Spesiell vurdering (spennvidde 20 m)

S130/6 = Enkelt lag med 6 armeringsjern, 30 cm tykkelse med sprøytebetong

D = Dobbelt lag med armeringsjern

Ø16 = Armering diameter er 16 mm

c/c = RRS avstand, senter - senter

Figur 19 er hentet fra NGI (Norges geotekniske institutt, 2013) og viser matrise for dimensjonering av sikring på grunnlag av Q-verdi, Spennvidde til bergrom og ESR. Ved å kvantifisere parameterne RQD, J_n, J_r, J_a, J_w og SRF vil man få et anslått tall for Q-verdien. Q-verdien plottes sammen med (spennvidde/ESR) i systemet og man får dermed et anslag på bergkvaliteten og anbefalt sikring. Spennvidde defineres fra bergrommets geometri, mens ESR defineres etter bergrommets bruksområde NGI (Norges geotekniske institutt, 2013). For denne oppgaven ble en ESR= 1,3 valgt.

RQD	Oppsprekkingstall
J_n	Antall sprekkeseett
J_r	Sprekkeruhetstall
J_a	Sprekkefylling
J_w	Sprekkevannsfaktor
SRF	Bergspenningsfaktor

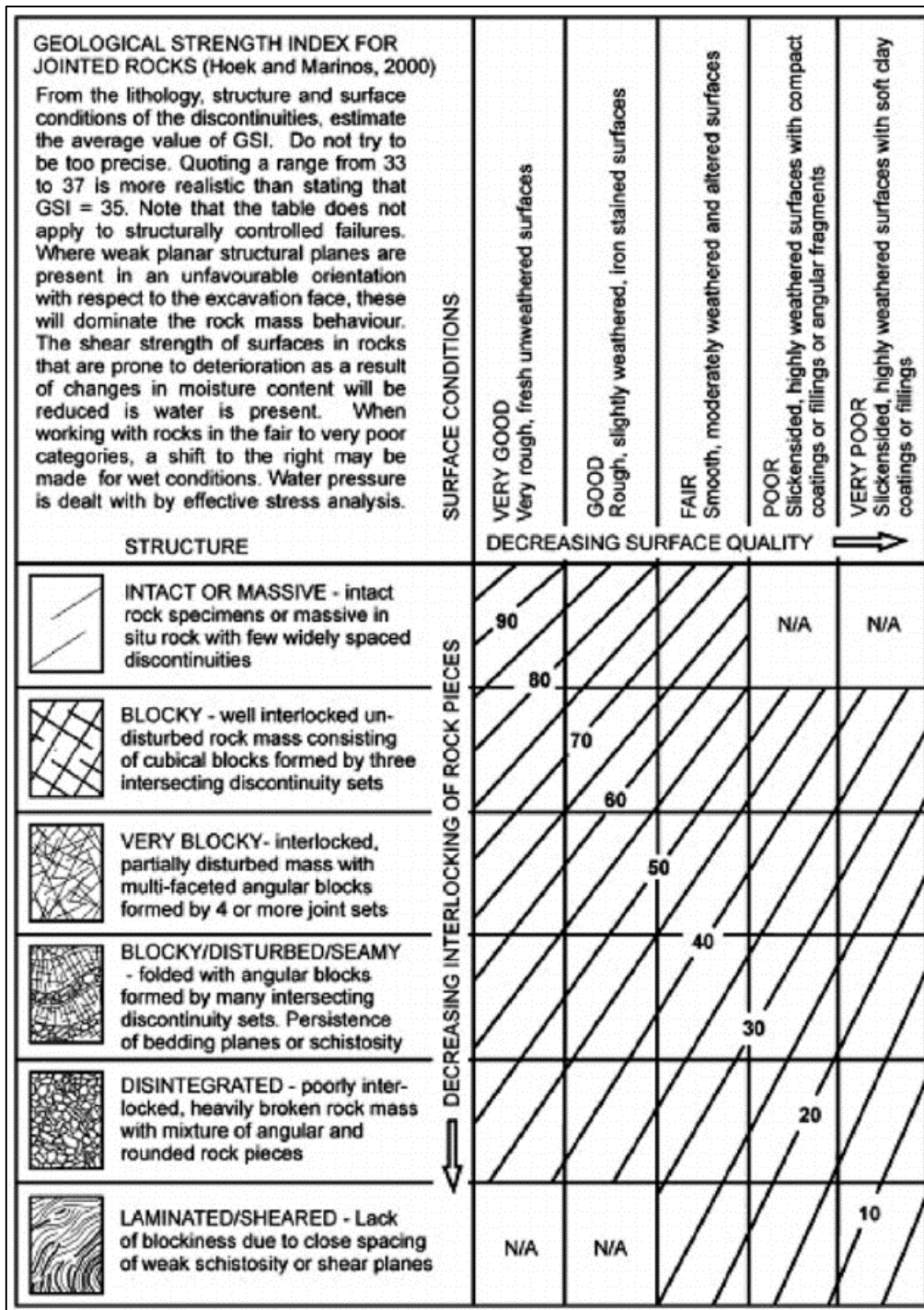
- $\frac{RQD}{J_n}$, er et mål på størrelsen på blokkene i bergmassen.
- $\frac{J_r}{J_a}$, er et mål på friksjonen mellom blokkene.
- $\frac{J_w}{SRF}$, er et mål på innflytelsen til bergspenningen.

Parameterbeskrivelsene, Tabell 4, er hentet fra Arne Myrvang sin bok i bergmekanikk (Myrvang, 2001) og må brukes sammen med Figur 19 (Norges geotekniske institutt, 2013)

3.1.4 Geological strength index (GSI)

Ved estimering av GSI skal en vurdere overflaten med hensyn på oppsprekkningsgrad; massiv, blokkete, veldig blokkete, blokkete med foldninger og kløv i forskjellige retninger, desintigret fjell, og fjell med tette skifrige soner. GSI skal også ta inn en vurdering av overflatekvaliteten; veldig god, god, fair, dårlig og veldig dårlig.

GSI-systemet baserer seg på at bergmassen inneholder en viss grad av tilfeldig orienterte diskontinuiteter, det vil si bergarter med relativt isotropisk struktur. Systemet bør ikke brukes der det fremkommer klart at geologien har en bestemt strukturell orientering (anisotropisk). Et eksempel på dette kan være uforstyrret skifer. Skulle imidlertid skifriheten ha retning inn i bakken i skråning, slik at det ikke forekommer fare for utglidning langs planene men heller på grunn av brudd i selve bergmassen, da kan GSI benyttes med forsiktighet. Metoden bør heller ikke nyttes i tunneler eller skjæringer i hardt, uforstyrret fjell med få sprekkeseett som står slik at geometrien mellom bergrom og sprekker skaper fare for kileutglidning (Marinos et al. 2005).



Figur 20. GSI-kort. Overflaten på blotningen ble sammenlignet med en av de seks kategoriene til venstre på bilde. De seks bildene illustrerer forskjellig grad av oppsprekking. Det lot seg ikke alltid å fastslå et eksakt tall. I slike tilfeller ble et anslag på et intervall brukt. F.eks. GSI = 45-55, og laget en sirkel med disse verdiene som ytterpunkter. Etter dette skal kvaliteten til overflaten bestemmes til en av de fem kategoriene i toppen av figuren. Sirkelen forflyttes mot høyre i hennhold til anslått overflatekvalitet. Deretter kan senteret av sirkelen brukes som endelig GSI-verdi. Ofte vil det være hensiktsmessig å bruke et intervall også som endelig verdi. (Marinos, Hoek, 2000)

3.1.5 Bergspenninger

Begrep og symboler

σ_H	Største horisontale hovedspenning
σ_h	Minste horisontale hovedspenning
σ_v	Vertikalspenning
σ_1	Største hovedspenning
σ_2	Mellomste hovedspenning
σ_3	Minste hovedspenning

Vertikalspenninger

De vertikale bergspenningene beregnes ut ifra vekten av bergmassen over det aktuelle området. Dette er et relativt enkelt regnestykke, og avhenger kun av overdekningen i meter, og bergets midlere enhetsvekt. Tyngden til denne bergsøylen utgjør den vertikale spenningen og regnes ut fra følgende formel (Myrvang, 2001):

$$\sigma_v = \rho * g * h$$

Likning 2

Der,

ρ = De overliggende massers midlere romvekt (kg/m^3)

h = Overdekning (m)

g = Tyngdens akselerasjon (m/s^2)

For mange bergarter kan ofte σ_v settes tilnærmet lik $0,027 * h$. Dette er på grunn av at mange bergarter har en romvekt på ca. 2700 kg/m^3 (Myrvang, 2001).

Horisontalspenninger

I tillegg til de vertikale spenningene finnes også spenninger som virker i det horisontale planet. Fram til 1950 var den utbredte holdningen at disse også hadde rent gravitative årsaker (Fejerskov, 1993). Like under overflaten vil berget kunne bevege og deformere seg mer eller mindre «fritt» på grunn av lavt vertikalt trykk og sprekker. Lengre ned i grunnen vil denne laterale deformasjonen forhindres, og det oppstår horisontale bergspenninger, σ_h og σ_H . En formel som uttrykker sammenhengen mellom horisontale og vertikale bergspenninger (gravitativt induerte horisontalspenninger) finnes under (Likning 3), og er avhengig av Poissons ratio (Myrvang, 2001):

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} * \sigma_v \quad \text{Likning 3}$$

ν = Poissons ratio

σ_v = Vertikalspenningen

Mange norske bergarter (gneiser og granitter) har gjerne en Poissonverdi på 0,15. Dette gir en horisontalspenning: $\sigma_h = 1/6 * \sigma_v$ (Myrvang, 2001). Av denne likningen framgår det at de horisontale spenningene er mindre enn de vertikale med en faktor på 1/6. Dette stemmer imidlertid ikke overens med en rekke bergspenningsmålinger gjort i Norge, der det framgår at de horisontale spenningene ofte er høyere og til dels mye høyere enn de vertikale spenningene (Myrvang, 2002), og at de to horisontale spenningene kan ha ulike størrelser ($\sigma_H \neq \sigma_h$) (Fejerskov, 1993).

I tillegg til de gravitativt induerte horisontalspenningene, må derfor residualspenninger også tas hensyn til. Disse spenningene kan stamme fra gammel eller ny tektonisk aktivitet, bevegelse av saltdomer, folding av lag, størkning av oppstigende magma eller topografi (Myrvang, 2001). Bidraget fra topografien gir ofte et spenningsbildet der hovedspenningen ligger parallelt med dalsiden (dalsideeffekt). Tradisjonelt sett har den steiltstående hovedspenningen, parallelt med dalsiden blitt regnet som den største hovedspenningen, σ_1 . Målinger viser imidlertid at det er spenningen som går parallelt med dalen eller fjellkjeden som er den største, og at dalsidespenningen er mellomste hovedspenning, σ_2 . For tunneler som går gjennom fjell fra fjord/dal til fjord/dal vil spenningsbildet under full overdekning som regel være tilnærmet horisontalt/ vertikalt (Myrvang, 2002).

Spenninger i Tosbotn

Retningen på største horisontale spenning, σ_H , varierer fra plass til plass i landet, men det finnes tendenser som kan brukes som tommelfinger regler. I 1986 ble den Fennoskandiske databasen for bergspenninger opprettet. Her er over 500 målinger fra Norge, Sverige og Finland samlet, og det synes at den største hovedspenningen i Norge er orientert normalt på den Kaledonske akse (Fejerskov, 1993). Spenninger i Norge kan også sees på kart i blant annet boken Bergmekanikk som brukes til undervisning ved NTNU pr. 2015. Her indikeres retningen og størrelsen til begge horisontalspenningene (σ_H og σ_h). Det finnes ingen indikasjon for selve Tosbotn, men nærliggende indikasjoner antyder at σ_H går i NS-retning og er i størrelsesorden mindre enn 30 MPa (Myrvang, 2001). Dette bekreftes også i en artikkel fra fjellsprenningskonferansen, der det fremgår at nord for Trøndelag går σ_H i hovedsak i NS-retning, og er særlig stor i de prekambriske områdene (Myrvang, 2002). Spenningkartet fra Myrvang (Myrvang, 2002) og artikkelen fra fjellsprenningskonferansen indikerer NS-retning for spenningene. Dette er motsatt av den fennoskandiske databasen. Det skal nevnes at størstedelen av målingene i den fennoskandiske databasen, gjort for Norge er gjort på kontinentalsokkelen i Nordsjøen (Fejerskov, 1993).

Hydraulisk splitting

Ved hydraulisk splitting bygges det opp væsketrykk inne i et borehull helt til berget åpner seg og slik danner en ny sprekk. Etter en stund reduseres vanntilførselen, og vanntrykket vil begynne å minke. Den nydannede sprekken vil lukke seg når vanntrykket i borehullet ikke klarer å motvirke spenningen i berget som virker normalt på sprekkeflaten. Dette kalles lukketrykk (P_s), og tilsvarer den minste bergspenningen, σ_3 (Larsen, 2016).

Dette forutsetter imidlertid at borehullene er orienterte slik at de ligger parallelt med største (σ_1) eller mellomste (σ_2) hovedspenning i berget (Larsen, 2015). Hvis dette ikke er innfridd kan skjærspenninger bli induisert under splittingen og feil tolkning av resultatene kan oppstå. Sintef anbefaler derfor vanligvis at det gjennomføres tredimensjonale bergspenningsmålinger (Larsen, 2016).

Likninger som anvendes for å beregne største og minste hovedspenning (Larsen, 2016):

Minste hovedspenning, $\sigma_3 = \text{Lukketrykk } (P_s)$

Største hovedspenning, $\sigma_1 = 3 \cdot P_s + \text{Strekfasthet } (T) - \text{Splittetrykk } (P_b)$

Strekfasthet, $T = \text{Splittetrykk } (P_b) - \text{Gjenåpningstrykk } (P_r)$

Det er kritisk at minste hovedspenning er større enn høyeste vanntrykk for å unngå splitting og lekkasje i trykksatte tunneler og sjakter: $\sigma_3 > \text{vanntrykk}$

Det foreligger en rapport utført av Sintef på bestilling fra Helgeland kraft fra den 17. 10. 2015 (Larsen, 2015): Rapporten oppsummerer resultatene etter forsøk med hydraulisk splitting i trykktunnelen ved Tosdalen kraftverk. Det ble ikke gjort tredimensjonale spenningsmålinger i området, så retningene er bestemt ut i fra topografiske forhold. Det er antatt at største horisontalspenning går parallelt med dalen, og at minste horisontalspenning står normalt på dalen. Av totalt 24 splitteforsøk blir 22 sett på som vellykkede splittinger av intakt berggrunn. Det gjennomsnittlige lukketrykket var 10,6 MPa og målingene varierte mellom 6,8 MPa (minste målte lukketrykk) og 14,9 MPa (største målte lukketrykk). Overdekningen var her ca. 450 meter. Helgeland kraft opplyser at høyeste vannsøyle ved konus er 460 meter. Noe som tilsvarer et vanntrykk på 4,6 MPa (Larsen, 2015).

Spenninger rundt bergrom

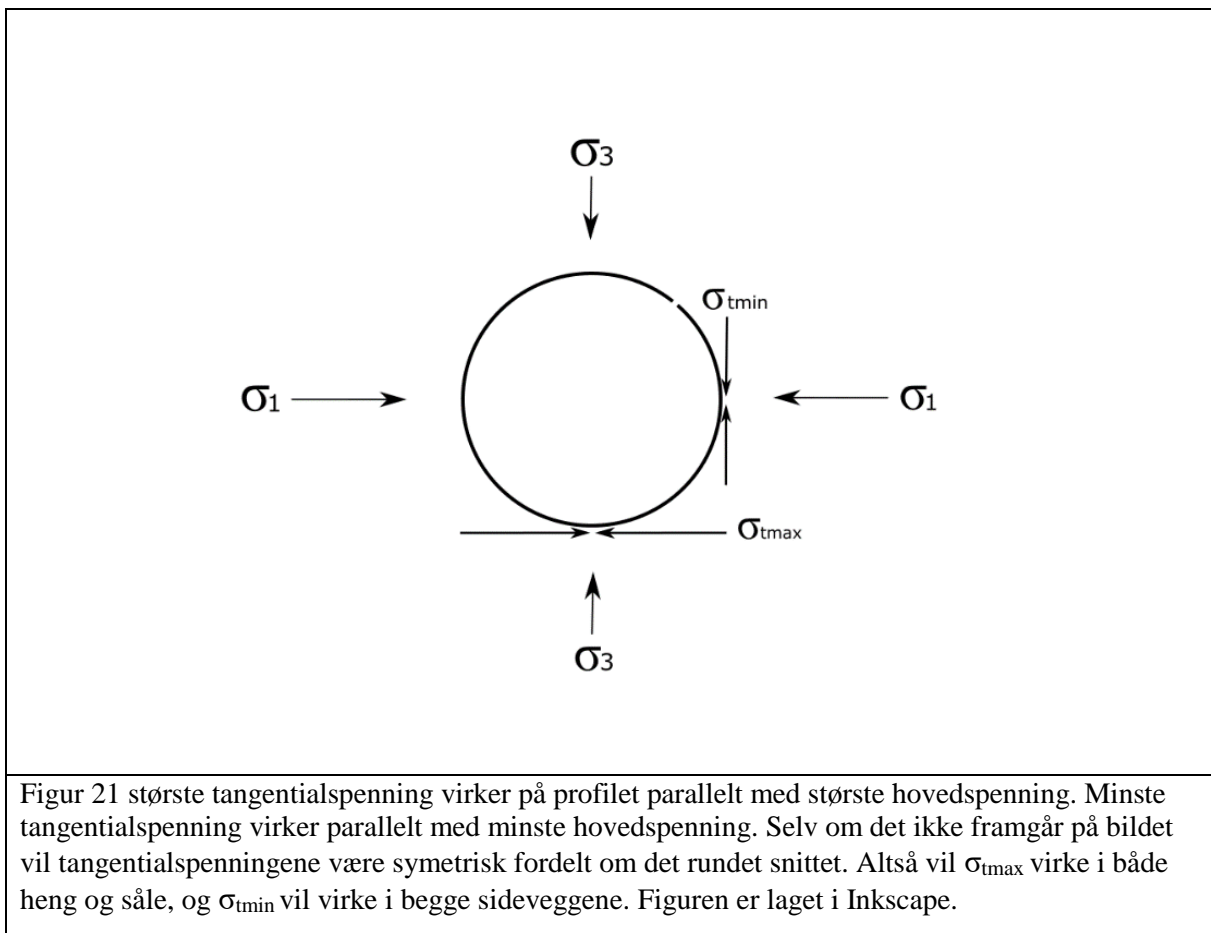
Når det gjøres en utgraving i en bergmasse, må spenningene omfordele seg slik at berget rundt utgravingen tar opp spenningene som tidligere gikk gjennom bergrommet. Dette gir økte spenninger på enkelte plasser langs bergrommets profil. Det kan også gi negative spenninger. For et rundt bergrom vil de tangentielle spenningene på profilet defineres etter følgende likninger (Nilsen, Broch, 2011):

$$\sigma_{tmax} = 3 \cdot \sigma_1 - \sigma_3 \quad \text{Likning 4}$$

$$\sigma_{tmin} = 3 \cdot \sigma_3 - \sigma_1 \quad \text{Likning 5}$$

σ_{tmax} er den maksimale spenning som virker tangentielt i tunnelprofilet og σ_{tmin} er den minste spenningen som vil virke tangentielt i tunnelprofilet. Hvor de virker framgår av Figur 21.

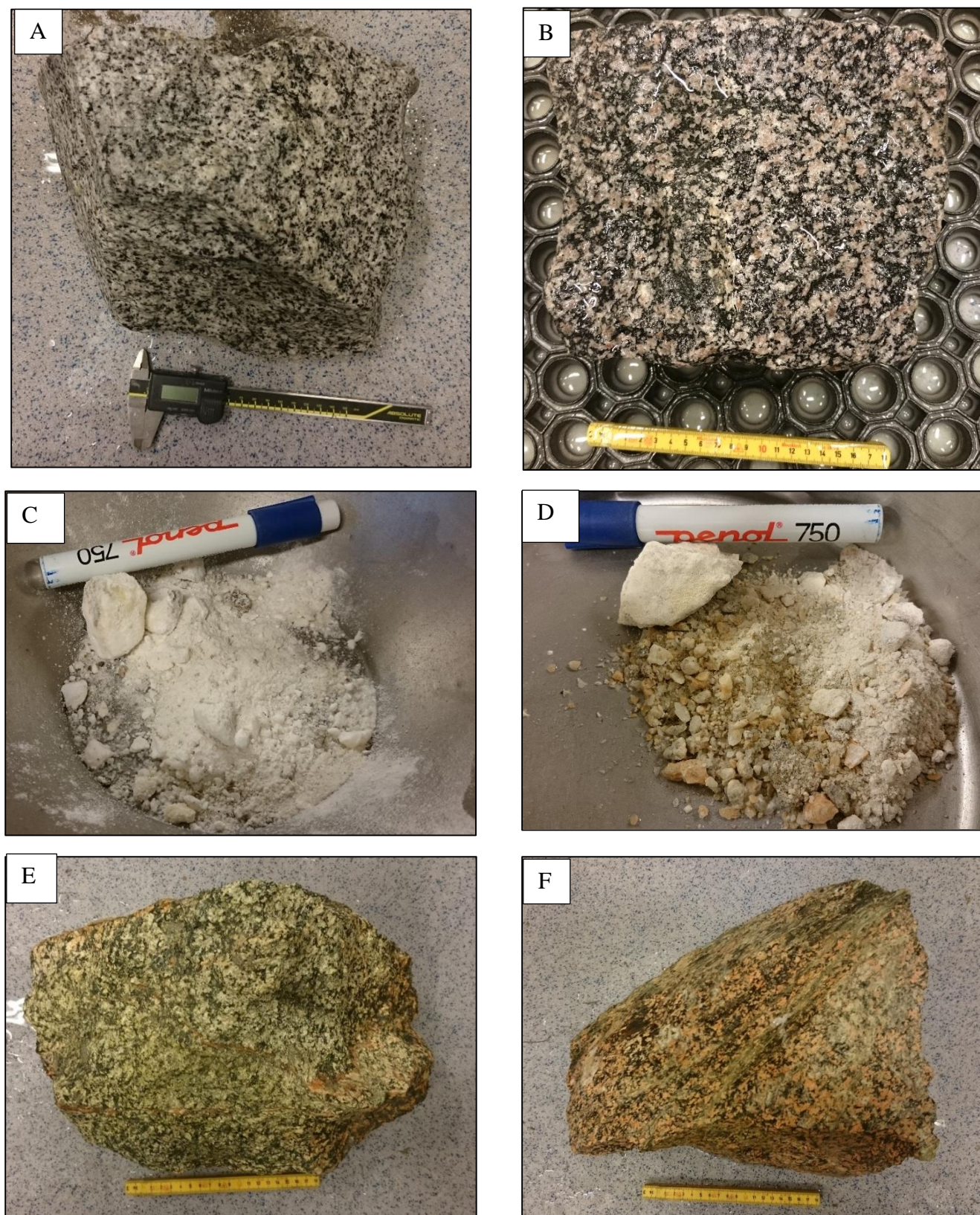
Største tangentialspenning blir større enn største hovedspenning og kan forårsake knusning hvis bergets trykkfasthet overgås. Merk at ved høy spenningsanisotropi vil det kunne oppstå strekkspenninger der minste tangentielle spenning virker (Myrvang, 2001).



3.2 Laboratorieundersøkelser

Det ble tatt fire prøver i felt, som skulle testes i laboratoriet. Alle laboratorieundersøkelser i denne oppgaven ble gjennomført på Sintef/NTNU sine bergmekaniske- og ingeniørgeologiske laboratorium, der nødvendig apparatur finnes. Undersøkelsene er delvis utført alene og delvis utført i samarbeid med overingeniør Gunnar Vistnes ved NTNU. Vistnes sin rolle har vært å veilede under laboratoriearbeidet. Det er utført UCS-forsøk for alle de fire prøvene samlet i felt, XRD-analyse av mineralinnhold for to prøver fra en svakhetssone, samt slake durability, 3D-svelling, ødometertest og frisvelling for den ene prøven fra svakhetssonen (hvitaktig prøve). Siden det var vanskelig å separere /ta ut nok finstoff, ble disse testene utført på bulk prøve.

3.2.1 Prøvebeskrivelse



Figur 22. A: Monzonitt, B: Granitt, C: sleppemateriale fra Bjørnstokk, D: sleppemateriale fra Leiråa, E: hvitaktig prøve fra svakhetszone i Leiråa tunnel, D: rødlig prøve fra svakhetszone i Leiråa tunnel.

Bilde A og B, Figur 22:

Bilde A og B viser henholdsvis granittprøven og monzonittprøven som ble hentet ut under feltarbeidet. For å få en mest mulig representativ prøve var det ønskelig at prøven kunne tas så nært sjakta som mulig. Det var ikke mulig å få tilgang til sjakta under feltarbeidet og store deler av trykktunnelen var enten sprøytet eller fullstendig rensket. Prøvene ble derfor hentet fra en tipp like utenfor tunnelen ved Bjørnstokk kraftstasjon. Tippen var nylig opprettet og bestod utelukkende av masser fra spylerensken som var utført et par dager før feltperioden. Det var med folk fra Helgeland Kraft, som under innhentingene av disse to prøvene, informerte om at tippen bestod av masser fra trykktunnelen. Det kan derfor med stor sikkerhet sies at prøvene stammer fra tunnelen, men det kan ikke sies noe om hvor i tunnelen de kommer fra.

Begge prøvene syntes å være isotrope, og med tilstrekkelig størrelse for å få ut minst fem kjerner. Under boring ble det imidlertid klart at monzonitten hadde et kløv som kuttet skrått gjennom hele prøven og vanskeliggjorde utak av hele kjerner.

Bilde C, Figur 22:

Bilde C viser prøve av sleppemateriale tatt ut ved pel 540 i Bjørnstokk trykktunnel. Materialet ble skrapet ut i klumper eller som pulver. Pulveret var finkornet og kjentes noe glatt mellom fingrene hvis det ble vått. Det var ønskelig å teste prøven for svelleegenskaper.

Bilde D, Figur 22:

Bilde D viser prøve av sleppemateriale tatt ut ved pel 1630 i Leiråa trykktunnel. Materialet måtte delvis skrapes og slås ut med geologihammer. Prøven bestod av noen større, harde klumper og noe mer finkornet stoff. Når finstoffet kom i kontakt med vann kjentes det såpeglatt mellom fingrene. Det var ønskelig å teste prøven for svelleegenskaper.

Bilde E og F, Figur 22:

Det var ønskelig med prøver fra de områdene i Bjørnstokk sjakt som hadde vist seg å være svært problematiske under sikringsarbeidet. Det var som tidligere nevnt ikke mulig å ta prøver fra hverken sjakta eller tunnelen ved Bjørnstokk på grunn av utført rensk og påført sprøytebetong. De fleste svakhetssonene i området har imidlertid mange fellestrekk, og det ble besluttet å ta prøver fra en nærliggende tunnel. Prøvene ble hentet ut fra en sone med dårlig fjell, antakeligvis en svakhetszone, ved pel 2410 i Leiråa tunnel.

Bilde E viser det som i oppgaven blir referert til som «hvitaktig» prøve fra svakhetssone. Prøven var lys beige med en del mørkere korn og hadde rødlige innslag. Den var gjennomslutt på flere plasser av en rekke plan med ulike retninger. Prøven så ut til å ha meget svake mekaniske egenskaper, og kunne på flere plasser brytes fra hverandre med hendene. Det ble erfart at det hvite stoffet, i betydelig grad, lot seg løse opp i vann og slammet kjentes såpeglatt mellom fingrene.

Bilde F viser det som i oppgaven blir referert til som «røddlig» prøve fra svakhetssone. Prøven er fastere og fremstår som sterkere mekanisk enn den hvitaktige. Prøven var, som den hvitaktige, gjennomslutt av en rekke plan i ulike retninger. I tekstur er også disse prøvene like, men det hvite stoffet fremstår her som hardere og mer rødt i fargen. Svakhetssonen som prøvene er hentet fra, og de andre svakhetssonene i området, virker å bestå av fjell med kombinasjoner av karakteristikk som disse to prøvene.

3.2.2 Enaksiell trykkfasthet (UCS)

Det skulle gjøres tester for å fastslå bergartenes enaksiale trykkfasthet. Det vil si å finne hvor stort trykk i en bestemt retning berget tåler før det går i brudd. Under forsøket ble det kontinuerlig samlet inn data om spenning, radiell tøyning og aksiell tøyning. Disse dataene ble konvertert over til Excel-fil, og brukt til å fremstille grafer som ga et visuelt inntrykk av deformasjonsforløpet mot brudd. Informasjonen som ble innhentet kan brukes ved dimensjonering av sikring, og parameterne kan videre brukes i numeriske modelleringer.

Prøvene skal være så representative som mulig og bør derfor tas så nært det aktuelle området som mulig. De skal inneholde så lite kløv, innfyllinger eller lagdeling som mulig. Hvis dette forekommer bør prøven testes slik at trykket står 90 grader på slike plan (ISRM). Prøvestykket bør være såpass stort at det kan tas ut minimum 5 kjerner for testing av hver prøve, og prøvestykket bør være 15 cm høyt.

Grunnlagsmaterialet og metodikk

Tabell 5. Klassifisering av styrke på bergarter etter UCS (Myrvang, 2001).	
Klassifisering	Enakset trykkfasthet, σ_c MPa
Meget høy styrke	>250
Høy styrke	150-250
Middels styrke	75-150
Lav styrke	26-75
Meget lav styrke	<25

I bergmekanikk er utvidelse (strekk) negativt, mens kompresjon (trykk) er positivt (Myrvang, 2001). Dette er motsatt av hva man som regel er vant med fra ordinær mekanikk.

$$\text{Aksiell tøyning, } E_a = \frac{\Delta l}{l_0} \quad \text{Likning 6}$$

$$\text{Radiell tøyning, } E_d = \frac{\Delta d}{d_0} \quad \text{Likning 7}$$

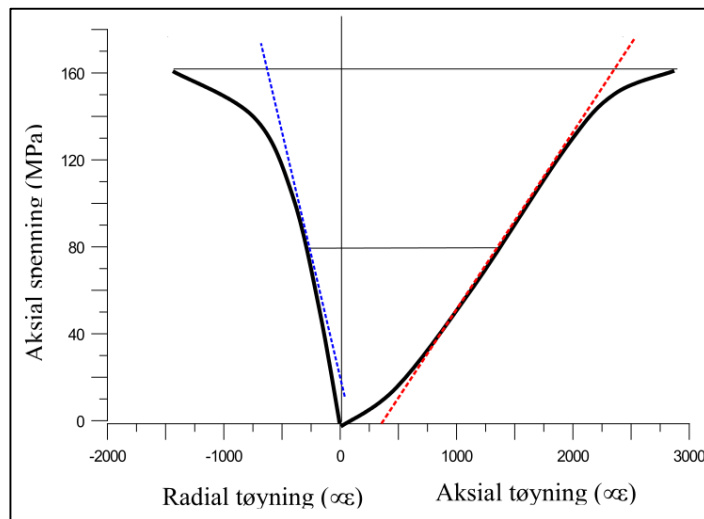
Der,

l_0 = Opprinnelig målt akselengde (For bergpressa til Sintef/NTNU vil dette i praksis være avstanden mellom målepunktene, og ikke lengden på selve prøven).

Δl = Endring i akselengde (positiv for sammentrekning).

Δd = Endring i diameter (negativ for utvidelse).

d_0 = Opprinnelig målt diameter (For bergpressa til SINTEF/NTNU vil dette i praksis være avstanden mellom målepunktene, og ikke bredden på selve prøven).



Figur 23. Grafen viser et typisk resultat fra et UCS-forsøk. Den røde linjen tangerer grafen for aksial tøyning ved 50 % av UCS. Således vil stigningstallet til den røde linjen gi E-modulen for denne bergprøven. Den blå linjen tangerer grafen for radiell tøyning ved 50 % av UCS. Stigningstallet benyttes under beregning av Poissons ratio. Figuren er hentet fra Øving 2 I faget TGP4210 Bergmekanikk, NTNU 2016 (Li, 2015). Figuren er redigert i Inkscape.

Tangent Young's modulus (E-modul):

Begrepet er definert som graden av endring i aksielt trykk pr. endring i aksial tøyning ved 50 % av USC. Med andre ord; stigningstallet til tangenten av grafen ved 50 % av hva prøven maksimalt bærer. Enheten til E-modul er Pascal (Pa), men det er ofte hensiktsmessig å bruke gigapascal (Gpa) (ISRM, 1979).

Poissons ratio, ν :

$$\nu = - \frac{E}{\text{Stigningstallet til linja som tangerer den radielle tøyningen ved 50\% UCS}}$$

(ISRM, 1979).

Gjennomføring

Testene ble gjennomført i henhold til ISRM sine standarder for UCS-testing. Eventuelle avvik fra disse vil bli kommentert (ISRM).

Boring

Kjernene ble boret ut med en vannkjølt bormaskin. Vannkjølingen hadde tre funksjoner:

- Kjøling
- Hindre støv
- Transporterer borkaks opp og ut av hullet

Kjernene som ble tatt ut hadde en diameter på 36 mm. Det ble forsøkt å ta ut 54 mm store monzonittkjerner, men et kløv viste seg å kutte prøven slik at de ble for korte. For å opprettholde et høyde til diameter forhold på 2,5-3 (ISRM, 79) ble kjerner på 36 mm også tatt ut for denne. Det lot seg ikke gjøre å ta ut større kjerner på grunn av størrelse og eller kvalitet på prøvestykkene som var hentet i felt.

Saging/sliping/måling

Sagingen ble gjort med vannkjølt sag med diamantblad. Lengdene varierte noe da kvaliteten på kjernene varierte. Det var viktig å unngå kjerner med brudd eller uregelmessigheter. Spesielt for svakhetssonen var dette et problem. Endeflatene til prøvestykket skulle være flate til en verdi av 0,02 mm, og skulle være vinkelrett på lengdeaksen med et avvik under 0,001 radianer (0,05 mm for et prøve stykke med en diameter = 50 mm). Diameteren skulle måles til nærmeste 0,1 mm i alt seks plasser på prøvestykket, og snittet av disse verdiene ble benyttet. Det ble gjort to målinger på «toppen» av prøven, helt ved endeflaten, to på midten og to i «bunnen». De to respektive målingene ble gjort vinkelrett på hverandre. Lengden til prøvestykket ble bestemt til nærmeste 1,0 mm (ISRM). Alle målingene for lengder, vekt og diameter finnes i Tabell 41.

Testing

Apparaturen som ble benyttet er en bergmekanisk presse fra GCTS som var ny i 2013. Last ble tilført prøven med en konstant hastighet slik at prøven gikk i brudd i løpet av 5-10 minutter, eventuelt kunne lastregimet være i 0,5 – 1,0 Mpa/ sekund (ISRM, 1979).

Det ble tredd en gummisokk utenpå prøven. Gummisokken skulle sitte stramt rundt prøven, men skal ikke kunne påvirke prøvens styrke i noen signifikant grad. Sokken hindrer prøven i å

bli spredd inne i testapparatet. Dette beskytter mot skade, da prøver som går i brudd ved høye spenninger kan sette fragmenter av prøven i stor fart. I tillegg er det arbeidsbesparende i den forstand at det hindrer knust stein å bli spredd rundt i apparaturen, og vask og vedlikehold blir enklere.

For tunneler, bergrom og byggegroper som er forventet å stå under vann kan det være hensiktsmessig å teste kjerner i vannmettet tilstand. Kjernene ble derfor satt i en bøtte med vann i over syv dager for testingen. Når kjernene var klare for testing ble vekt, lengde og diameter målt og notert. Diameteren ble målt ved toppen, midt på og bunnen med et ripmål. Så ble kjernen rotert 90 grader, og det ble gjort tre nye målinger. Den endelige diameteren som ble benyttet var gjennomsnittet av disse seks målingene. Prøvene bør ikke få stå for lenge utenfor vann mellom væting og testing. Alle prøver skal ha prøvenr. Som noteres inn i PC-systemet som er koblet til bergpressa. Prøvene ble kjørt til brudd.

3.2.3 Slake-durability Index

Hensikten med denne testen er å teste hvorvidt en bergart lar seg desintegrere av svingninger mellom tørre og fuktige forhold. Det vil også påbølge en viss mekanisk påkjenning. Resultatene her vil også kunne si noe om hvor godt egnet «3D-test av svelling» vil være (ISRM, 1977).

Grunnlagsmaterialet

Tabell 6 Viser klassifisering etter gjenværende bergartsmasse > 2mm etter 2 sykluser med tørking og fukting. (ISRM, 1977)

Klassifisering	Slake durability Indeks (I_{d2}) %-bevart masse
Meget lav	0-30
Lav	30-60
Middels	60-85
Middels Høy	85-95
Høy	95-98
Meget Høy	98-100

Metodikk

Apparaturen benyttet i denne testen var en trommel laget av netting med en maskestørrelse på 2 mm. Trommelen var 100 mm lang og hadde en diameter på 140 mm. Den skal tåle temperaturer på opp mot 105 °C. Trommelen skal rotere i et vannbad, der vannet står 20 mm under trommelens senterlinje. Det skal være 40 mm klaring mellom bunnen i vannbadet og nettingen. Vannet skal være romtemperert, dvs. ca 20 °C. Det trengs også varmeskap som kan holde stabil temperetur (+3 °C) i minst 12 timer, og vekt med nøyaktighet på 0,5 g. Motoren som skal drive akslingen må levere 200 rotasjoner i løpet av 10 minutter med en nøyaktighet på 0,5 minutt. Vannets kvalitet skal oppgis. I tillegg til temperatur vil kvaliteten avhenge av salthet, om vannet er destillert eller kranevann, eller om det er brukt syrer ell. (ISRM, 1977).

Slake-durability Index (første syklus), I_{d1} , beskriver prosentvis forholdet mellom masse som tapes i første testsyklus og den totale startmassen.

$$I_{d1} = \frac{B-D}{A-D} * 100\% \quad \text{Likning 8}$$

Slake-durability Index (andre syklus), I_{d2} , beskriver prosentvis forholde mellom masse tapt i første og andre testsyklus og den totale testmassen. Resultatet bør oppgis til nærmeste 0,1%.

$$I_{d2} = \frac{C-D}{A-D} * 100\% \quad \text{Likning 9}$$

Der,

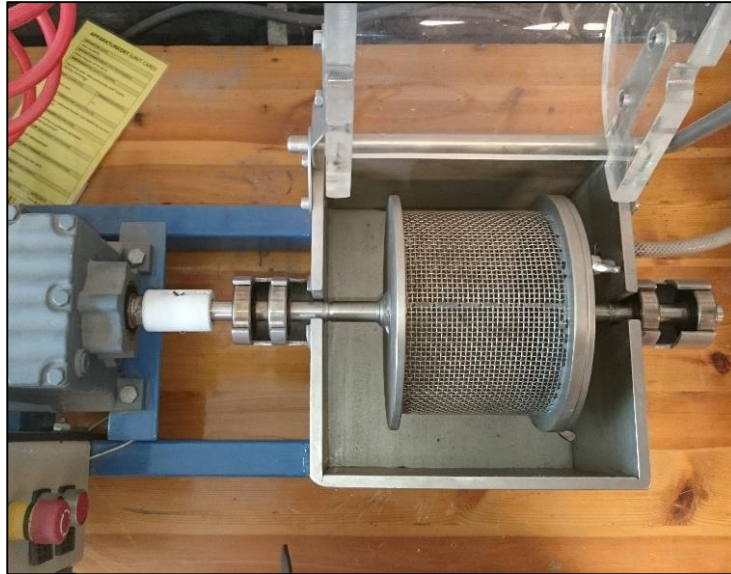
A= masse av prøve og trommel før første test

B= masse av prøve og trommel før andre test

C= masse av prøve og trommel etter andre test

D= masse av trommel uten prøve

Gjennomføring



Figur 24. Apparaturen brukt under forsøket. Til venstre sees motor med aksling. Foto: Rune Fagerheim

1. En representativ prøve ble knust ned til 10 biter på 40-60 g. Den totale massen skal ligge på 450-550 g. Bergets maksimale kornstørrelse bør ikke overstige 3 mm, og bitene bør avrundes slik at hjørner og spisse deler ikke så lett blir med. Slike deler vil lettere knekke av, og kunne bidra til å gi dårlige/ ikke-representative resultater.
2. Prøven ble lagt i trommelen som så ble satt til oppvarming ved 105 °C (uten lokk) til den hadde konstant vekt (vannet var fordampet). Det holder som regel med ca. 6 timer (ISRM, 1977). Etter oppvarming ble vekten av trommelen med prøve målt (uten lokk). Denne massen ble notert som masse A. Deretter ble lokket satt på, trommelen lagt i vannbadet (romtemperert og destillert vann), og akslingen ble koblet til en motor. Trommelen roterte med en jevn fart på ca. 200 ganger i løpet av 10 minutter.
3. Trommelen ble fjernet fra vannbadet og lokket tatt av. Trommelen med prøven ble satt i varmeovn og tørket til det ble oppnådd stabil masse (ca. 6 timer). Prøve og trommel ble veid sammen, og ny masse notert som masse B.

4. Punkt 2 og 3 ble repetert for å finne masse C (massen av både trommel og prøve etter en ny sekvens). Masse C ble notert.

5. Trommelen kunne nå bli rengjort og veid. Da blir vekten av bare trommelen notert som masse D. Et større datagrunnlag var ønskelig ($I_{d3}, I_{d4} \dots I_{di}$), og syklusen ble gjentatt flere ganger før man tok ut massen og veide den tomme trommelen.

6. Resultatene ble plottet som punkter i et koordinatsystem der antall sykluser plottes langs y-aksen og %-beholdt masse langs x-aksen. I_{d2} er ment å bli brukt under klassifisering av berg. Hvis I_{d2} blir mellom 0 % og 10 % bør I_{d1} også brukes under karakterisering av bergarten. Bergarter med veldig lave index-resultater bør også utsettes for jordartstester (ISRM, 1977).

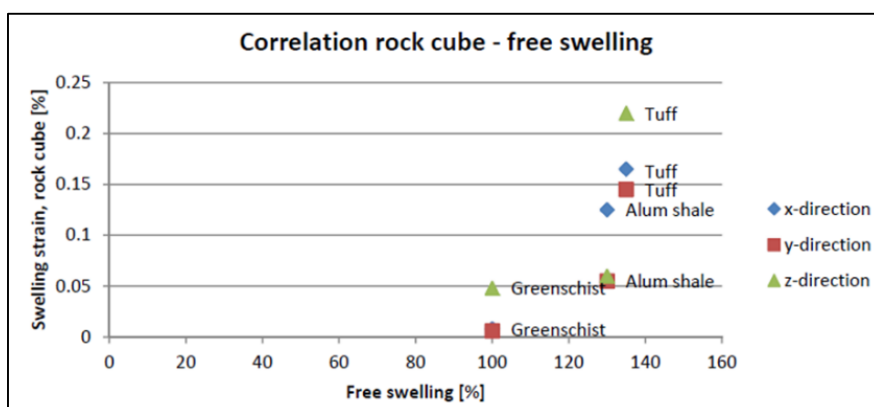
3.2.4 3D-test av bergart

Denne testen skal måle utvidelsen av et bergartsfragment (terning) i tre dimensjoner når den omslutes av vann. Hensikten er å avgjøre om bergarten sveller, og evt. i hvor stor grad den sveller. Testen bør kun anvendes på bergarter som ikke forandrer geometrien nevneverdig ved væting. Slake-durability Indeksen vil være med å avgjøre hvorvidt denne testen er hensiktsmessig (ISRM, 1977).

Grunnlagsmaterialet

Det finnes ikke mange resultater å vise til når det gjelder 3D-svelling av bergarter, og det finnes heller ingen internasjonal standard for slik måling. ISRM har foreslått en metode som kan benyttes til dette formålet (ISRM, 1977). Prøvestykket kan være en sylinder eller en terning. Minste lengdeakse skal ikke underskride 15 mm eller ti ganger diameteren av kornstørrelsen. Prøvestykket bør prepareres slik at foliasjoner og inkonformiteter orienteres vinkelrett på målestavene (ISRM, 1977).

Prøve	Svelling i x-retning		Svelling i y-retning		Svelling i z-retning	
	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]
Alunskifer	0,125	0,0602	0,055	0,0241	0,060	0,0295
Grønnskifer	0,008	0,0035	0,006	0,0026	0,048	0,0209
Tuff	0,165	0,0826	0,145	0,0770	0,220	0,1122



Figur 25. Dokumentert sammenheng mellom resultat fra bulk frisvellingsforsøk og 3D-test av 3 bergarter. Figuren er klippet fra (Skippervik, 2014).

Metodikk

$$\text{Den frie utvidelsen i retning X i prosent av opprinnelig lengde} = \frac{d}{L} * 100\%$$

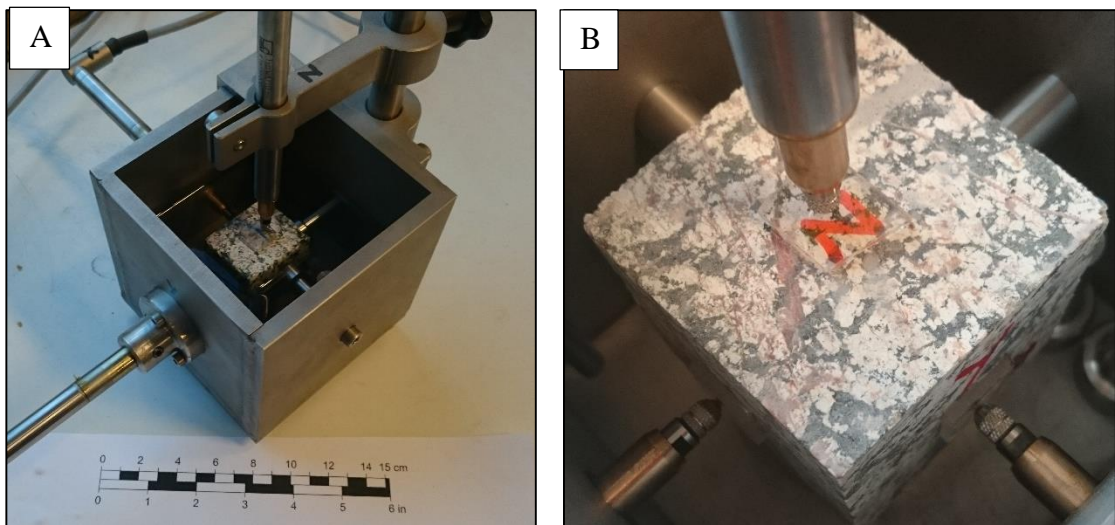
Der,

X er en retning relativ til foliasjonen eller lagdelingen.

d= max svelling i X-retning under forsøket

L= Initiell akselengde

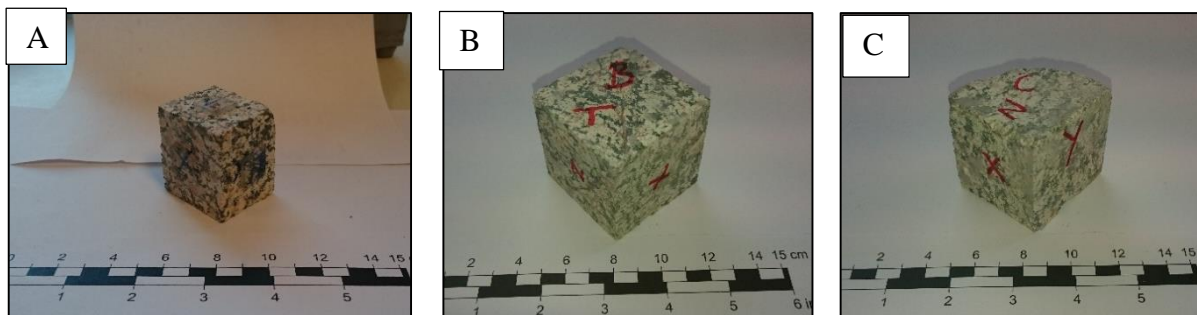
(ISRM, 1977).



Figur 26. Sintef/NTNU har i løpet av 2013 fått bygd en apparatur for 3D-svelling. Apparaturen må ha en celle som dekker prøven når den fylles med vann. Målestavene må ha en minste målbar forskyvning på 0,0025 mm (ISRM, 1977). Foto: Rune Fagerheim

Gjennomføring

1. Tre prøver ble saget ut fra det samme prøvestykket med en sag egnet for å kutte stein (diamantblad).



Figur 27. Bilde A: prøve A, bilde B: prøve B, bilde C: prøve C. Prøve A ble sagt først og fikk et mer ujevnt forhold mellom lengden på sidene. Prøve C hadde at avbrekt hjørne, men sideflaten som skulle testes ble ikke påvirket av dette. Foto: Rune Fagerheim

Tabell 8. Dimensjon til prøvestykkene.			
Prøve	Lengde i X-retning [mm]	Lengde i Y-retning [mm]	Lengde i Z-retning [mm]
A	34,30	39,63	43,20
B	50,27	48,49	52,20
C	51,81	51,75	51,11

2. Målepunktene på prøvestykket ble merket og nummerert med x, y og z, og dimensjonene målt til en nøyaktighet på 0,1 %
3. Glassplater på ca. 1x1 cm ble limt på prøvepunktene hvor målestavene skulle treffe prøven.
4. Støtteklossene i kublen ble justert slik at prøven fikk en optimal plassering i cellen i forhold til målestavene (målestavene skal treffe midt i målepunktet (ISRM, 1977)).
5. Målestavene ble satt i kontakt med målepunktene slik at målestavens bevegelige del var trykket ca. halvveis inn. Sånn kunne målingen registrere både ekspansjon og kompresjon. Se Figur 26.
6. Vann ble tømt rolig inn i cellen slik at prøven oversvømmes. Målestavene nullstilles umiddelbart etter at vann er helt på. Årsaken til at man ønsker å helle vann på før målingen starter, er at man kan få små forskyvninger fra vannstrålen (ISRM, 1977).
7. Data ble innsamlet, og forsøket avsluttet da det ikke kunne registreres nevneverdig forandring i målestavene lenger. Apparaturen registrerer en gang hvert sekund. Dette førte til svært store datamengder. For å minimere datamengden under arbeidet, ble hver niende måling fjernet under framstilling av grafene (Figur 81).

3.2.5 XRD

Test av svellepotensial

Det var ønskelig med en test for å fastslå om det var svellende materialer tilstede i Prøven. Det er Laurentius Tijhuis, NTNU, som gjennomførte testen og forklarte metoden. Apparaturen som er brukt er D8 Advance, og var levert av Bruker.

Materialet ble blandet i vann i en målesylinder på 250 ml. Materialet ble så slemmet opp før cylinderen ble satt vekk. Slik skulle cylinderen stå i 1 time og 45 minutter. Finstoffet som enda var i de øverste 20 cm av vannfasen var nå i størrelsesorden <6 mikron (Stokes lov). De øverste 20 cm med vann ble sugd av ved hjelp av hevert og sendt igjennom et papirfilter med masker lik 0,45 mikron. Finstoffet på filteret ble så overført til to glassplater. Glassplatene refereres heretter som nr. 1 og nr. 2.

Glassplate nr.1 med finstoff ble satt i apparatur for analyse. Denne analysen ga en graf som representerer finstoffet i væskekontakt. Glassplate nr.2 med finstoff ble plassert i en eksikator med etylenglykol i bunnen og denne ble varmet opp i 20 timer ved 60 grader Celsius. Deretter ble den satt i den samme apparaturen for analyse. Denne grafen vises med rød strek.

Hvis det kan påvises forskyvninger mot venstre i enkelte topper mellom rød og sort strek betyr dette at materialet har svellet og at avstanden mellom atomene i molekylene derfor har blitt større. Hvis toppene forflyttes mot større avstand (til venstre på x-aksen) fra rød til sort strek vil altså svelleegenskaper være påvist (Tijhuis, 2016).

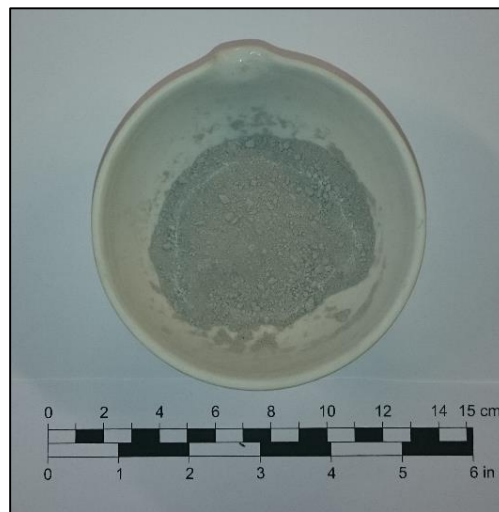
Test av mineral innhold

Det ble gjort en XRD-test av bulk prøve på to prøver fra svakhetssonene. Dette for å fastslå mineralinnholdet. Prøvene ble knust og videre malt ned i en disc-mølle før de ble levert til laboratorium. Kvantifiseringsmetoden er basert på Rietfeld og fremstilles ved hjelp av apparaturen D8 Advance. Apparaturen leveres av Bruker. Det er Laurentius Tijhuis, NTNU som beskriver og gjør analysen. Prøven skal knuses og males slik at den kan brukes i apparaturen (< 10 micrometer). Toppene fra «test av svellepotensial» vil forsvinne i bakgrunnsstøyen ved bulkanalyse (Tijhuis, 2016).

3.2.6 Preparering av bulkprøve

På grunn av vanskeligheter med å få separert ut finstoffet ble resterende av forsøkene gjennomført med bulkprøve. Dvs. i stedet for å skille ut finstoffet og bare teste dette (standard test (ISRM, 1977)), knuses og prepareres en hel del av bergprøven. Utgangspunktet er at man har fjell eller materialet som det er vanskelig å utdrive finstoffet fra. Enten fordi det fnokker seg i vann og synker fort, eller fordi det er for lite finstoff. Den hvitaktige bergprøven fra svakhetssonen ble valgt.

1. En bit fra bergprøven ble slått løs med slegge og videre knust ned med hammer. Bitene måtte være så små at de gikk inn i kjeftknuseren (10-15 mm).
2. Prøven ble så kjørt i kjeftknuser justert til 5 mm.
3. 40 g av bulkprøven ble veid inn, og sendt til videre oppfining i discmølle i to minutter.
4. Bulkprøven som nå var blitt til pulver ble tørket på 105 °C i 24 timer i en ventilert ovn. Dette for å få ut all fuktighet slik at hele svellepotensialet aktiveres og kan studeres.



Figur 28. Bulkprøve etter å ha stått i ovnen. Små fnokker/klumper kan sees og bør unngås. Porselensmølle ble brukt hvis dette var nødvendig. Foto: Rune Fagerheim

3.2.7 Fri svelling (Bulk)

Det forekommer ingen eksisterende standard for klassifisering av svellende bergartsprøver, og det eksisterende datagrunnlaget er lite (Dahl, Hagen S., Hagen K., 2013). Den samme artikkelen foreslår å benytte den samme klassifiseringen som benyttes på sleppeprøver for å sammenlikne potensialet; Tabell 10. I Tabell 9 fremkommer resultater fra frisvelling med bulkprøve presentert i en masteroppgave (Skippervik, 2014). Metoden er ikke en del av en internasjonal standard, men er utviklet av SINTEF for å teste hvorvidt det er aktivt svellematerialet til stede i bergarten.

Grunnlagsmaterialet:

Tabell 9 Fri svelling for tre bergarter (Skippervik, 2014)		
Prøve	Frisvelling	
	[%]	Klassifikasjon
Alunskifer	130	Moderat
Grønnskifer	100	Moderat
Tuff	135	Moderat

Metodikk

Indeks for fri svelling beregnes i henhold til (Mao, Nilsen, Dahl, 2011):

$$FS = \frac{V_1}{V_0} * 100\%$$

Likning 10

Der,

V_0 = Opprinnelig volum av tørt materiale

V_1 = Nytt volum av materialet etter fri svelling

Tabell 10 Klassifisering av fri svelling for sleppematerialer (StatensVegvesen, 2007)	
Fri svelling [%]	Klassifikasjon
>150	Meget aktiv
120-150	Middels aktiv
80-120	Lite aktiv
<80	Ikke aktiv

Gjennomførelse

Prosedyren ble gjennomført i henhold til (ISRM, 1977) som også er beskrevet i (Dahl, 2013).

1. Den preparerte bulkprøven ble videre finknust i en porselenmølle i 15 minutter. Dette primært for å løse opp klumper av mindre korn. Ikke for ytterligere nedknusing.
2. Deretter ble pulveret helt forsiktig oppi en kolbe til 10 ml merket. Det var viktig å prøve å unngå luftbobler og unødvendig komprimering. Deretter ble pulveret helt over i en 50 ml målesylinder fylt med destillert vann. Etter en viss tid vil partiklene ha sunket til bunnen. Nytt volum ble notert. Prøven sto i 3 uker.

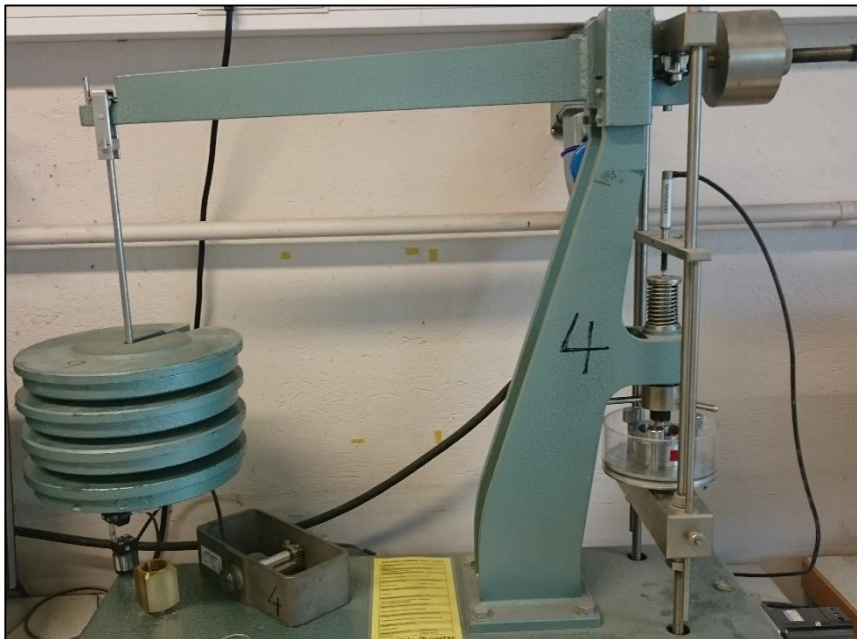
3.2.8 Ødometertest (Bulk)

Som for frissvelling finnes det ingen eksisterende standard for svelletrykkstest for bergarter (Dahl, 2013). Det foreslås i den samme artikkelen å benytte den samme klassifiseringen for å sammenlikne potensialet.

Grunnlagsmaterialet

Tabell 11. Tidligere resultater fra svelletrykksmålinger på bergarter (Skippervik, 2014).		
Bergart	Svelletrykksindex [MPa]	Klassifikasjon
Alunskifer	0,03	Lav
Grønnskifer	0,02	Lav
Tuff	0,21	Moderat

Metodikk



Figur 29. Apparat for testing av svelletrykk under konstant volum (ødometertest). Til høyre sees testcellen som prøven ligger inni. Testcellen består i bunn og grunn av en metallring som hindrer sideveis utvidelse, et porøst filter som er gjennomtrengelig for vann i bunn, og et tett lokk som er satt i sammenheng med vekter og trykksensorer. Foto: Rune Fagerheim.

Tabell 12. Klassifisering etter svelletrykksindex (Dahl Filip, 2013).	
Svelletrykksindex	Klassifisering
>0,75	Veldig høyt
0,30-0,75	Høyt
0,10-0,30	Moderat
<0,10	Lavt

Svelletrykks index = F/A

Der,

F = Største aksielle svelletrykk registrert

A = Prøvens tverrsnitt

Gjennomførelse

1. Videre ble bulkprøvenprøven finknust i en porselenmølle i 15 minutter. Dette primært for å løse opp klumper av mindre korn. Ikke for ytterligere nedknusing.
2. 20 gram av prøvepulveret ble pakket ned i den 20 cm² store testcellen. For å sikre god kompaktet og jevnhet i prøven ble det brukt et tilhørende redskap for å stappe prøven.
3. Prøven ble påført en last på to MPa i 24 timer (lodd til venstre i Figur 29) for å komprimere prøven. Høyden på prøven ble redusert
4. Lasten ble tatt av og høyden på prøven begynte å økte. Til slutt stabiliserte høyden seg og forsøket kunne begynne (det bør ventes i minst to timer (ISRM, 1977)).
5. Destillert vann ble tilsatt cellen. Vann ble sugd kapillært, gjennom det porøse filteret i bunnen, og inn i prøven. Høyden til prøven ble nå holdt stabil under hele forsøket. Trykket mot «taket» i cella ble registrert, og forsøket pågikk til trykket sluttet å øke.

3.3 Numerisk modellering

Det var ønskelig med en modellering av et sjaktsnitt med inngangsparametere funnet i fra laboratoriearbeid og feltarbeid. Det har ikke vært tilgang til plantegninger for andre sjakter under arbeidet. Det har heller ikke vært utført feltarbeid på alle sjaktlokalitetene. Derfor ble modelleringen gjort for sjakta som tilhører Bjørnstokk kraftstasjon. Det vil bli argumentert om bakgrunnen for valg av parametere i analysekapitlet. Programmet som ble brukt er Phase2. Rocscience.com er en nettside som beskriver parametere og funksjoner som blant annet anvendes i Phase2. RocData er en programvare som hører til Rocscience sin data pakke, og gjør beregninger mellom ulike parametere som kan brukes i Phase2. Rocscience.com er nesten eneste brukte kilde i dette kapitlet, men informasjonen er hentet fra flere plasser i Rocscience. I kildehenvisningen er det vist hvor i Rocscience kilden er hentet i fra.

3.3.1 Grunnlagsmaterialet

I dette underkapitlet vil den mest relevante teorien for de ulike valgene av parametere i Phase2 bli gjennomgått. Senere vil det bli sagt mer om hva som er valgt og hvorfor. Det vil også bli sagt litt om sprøytebetong som sikringsmiddel, og hvilke fordeler og ulemper dette har.

Materialparametere

Materialparameterne i phase2 baseres på data om den aktuelle bergmassen. Dataene kan komme fra laboratoriearbeid eller fra omregninger i RocData. For å bruke RocData må man allikevel ha noen inngangsverdier.

Styrkeparametere

Det kan velges mellom en rekke bruddkriterier i Phase2. Blant de vanligste er Mohr Coulomb og det generaliserte Hoek-Brown kriteriet. Det er valg av bruddkriterium som avgjør hvilke inngangsverdier og utgangsverdier en trenger og får fra RocData.

Det generaliserte Hoek-Brown kriteriet er et empirisk bruddkriterium som baserer bergmassen sin styrke på største og minste hovedspenning ved brudd. Dens beskrivelse av styrkeutviklingen i bergmassen stemmer godt overens med triaksiale forsøk og observasjoner av brudd i sprekkesatte bergarter. Kriteriet kan derfor anvendes i bergarter med mindre homogenitet. Kriteriet er ikke lineært (Rocscience.com, rocscience.com/Strength criteria, 2016).

Likning 11 viser det generaliserte Hoek-Brown kriteriet som likning. Det er i praksis umulig å gjøre triaksielle tester i en slik skala at det kan skaffes data direkte. Det er derfor utviklet beregninger som tar inn GSI, m_i (materialkonstant for intakt berg) og D-faktor (spregningsskade-faktor) (Hoek, Carranza-Torres, Corkum, 2002):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad \text{Likning 11}$$

- σ_1' = Største effektive hovedspenning ved brudd
- σ_3' = Minste effektive hovedspenning ved brudd
- σ_{ci} = Enaksiale kompresjonsstyrken til bermassen
- s = Materialkonstant, 1 ved intakt berg
- m = Materialkonstant for redusert berg

Mohr Coulomb kriteriet beskriver den lineære sammenhengen mellom største og minste hovedspenning ved brudd. I RockData vil parameterne for Mohr Coulomb automatisk bli beregnet hvis det i utgangspunktet jobbes med et av de ikke lineære bruddkriteriene. Kriteriet er best egnet for homogene og isotropiske bergarter (Rocscience.com, rocscience.com/Strength criteria, 2016).

Likning 12 oppsummerer kriteriet med hensyn på skjærstyrken til en bergart, (Rocscience.com, rocscience.com/Mohr Coulomb, 2016):

$$\tau = \sigma \tan(\phi) + c \quad \text{Likning 12}$$

- τ = Skjærspenning
- σ = Normalspenning
- c = Kohesjon
- ϕ = Friksjonsvinkel

Ved valg av materialtype kan det velges mellom plastisk eller elastisk materialoppførsel. Velges elastisk vil bergmassen ikke kunne gå i brudd, og modelleringer for deformasjon og spenninger blir ikke påvirket. Velges plastisk vil bergmassen gå i brudd hvis styrkeparameterne som blir oppgitt overskrides. Da vil residualverdiene være med på å definere deformasjonen og fordelingen av spenninger. Altså vil de delene av bergmassen som har gått i brudd ha innvirkning på deformasjon og spenningsfordeling i både det deformerte berget, men også i det omkringliggende, ikke deformerte berget (Rocscience.com, rocscience.com/Strength parameters, 2016).

Friksjonsvinkel, kohesjon og strekkstyrken kan kalkuleres i RocData utfra inngangsverdiene som gis. Strekkstyrken til bergmassen definerer bergets tåleevne ovenfor strekkspenninger (negative spenninger i bergmekanikk). Blir strekkspenningen større enn den definerte strekkstyrken vil bergmassen gå i brudd. Det kan også anvendes verdier som er beregnet ut ifra bergets enaksiale trykkfasthet (UCS). Utregningen finnes i Tabell 13, og er hentet fra Norsk bergmekanikkgruppe (Norsk-bergmekanikkgruppe, 2016):

Tabell 13. Alternativ måte å fastslå strekkstyrken i en bergmasse.	
UCS (MPa)	Strekkstyrke (MPa)
100-200	UCS/20
50-99,9	UCS/16
25-49,9	UCS/14

For bergmasser med plastiske egenskaper er det nødvendig å definere residualverdier for overstående styrkeparametere (strekkstyrke, friksjonsvinkel og kohesjon). En rimelig antagelse er at residualverdiene ligger mellom 1/3 og 2/3 av peak-verdiene (Trinh, 2016).

Stivhetsparametere

Et materiales egenskaper før brudd (elastiske egenskaper) vil ha betydning for utfallet i en modellering. I Phase2 kan det velges blant flere elastisitetmodeller. Alle står beskrevet på rocscience sine egne nettsider (Rocscience.com, rocscience.com/Elastic properties, 2016):

- **Isotropisk:**
Denne modellen antyder at materialegenskapene er de samme i alle retninger. I praksis betyr dette at E-modul og Poisson's ratio er lik i alle retninger i bergmassen.
- **Transversely isotropiske:**
Denne modellen velges dersom bergmassen har to forskjellige materialegenskaper i to forskjellige retninger som står nitti grader på hverandre. Denne stivhetsmodellen kan ikke brukes dersom plastisk materialtype er valgt.
- **Ortotrofisk:**
Denne modellen velges dersom bergmassen har tre forskjellige materialegenskaper i tre forskjellige retninger som står nitti grader på hverandre. Denne stivhetsmodellen kan ikke brukes dersom plastisk materialtype er valgt.
- **Duncan chang hyperbolisk:**
Denne modellen er vanligst brukt ved modellering av jordsmonn.

(Rocscience.com, rocscience.com/Elastic properties, 2016).

Spenninger i Phase2

I Norge er det mange tilfeller hvor de horisontale bergspenningene er relativt høye helt opp til overflaten. Dette betyr at det ofte kan antas en K-verdi både $K > 1$ og $K \gg 1$ (og med at σ_H kan være stor helt opp i overflaten hvor σ_v går mot 0) (Myrvang, 2002). K-verdien er et forholdstall mellom horisontalspenningen og vertikalspenningen. I Phase2 kan horisontalspenningen bestemmes ut i fra en K-verdi og/eller fra «locked in» residuale horisontalspenninger. Hvis det velges å sette på slike residuale spenninger vil disse virke med samme styrke langs hele modellen uavhengig av overdekningen. Velges det å bare definere horisontalspenningen fra K-verdien er det vertikalspenningen som er styrende. Vertikalspenningen kan fastsettes på flere måter.

I Phase2 kan det i hovedsak velges mellom to in-situ spennings situasjon: «konstant spenningsfelt» og «gravitativt spenningsfelt». Førstnevnte egner seg spesielt godt på modelleringer der overdekningen er meget stor. Overdekningen må være så stor at

gravitasjonsgradienten langs høyden på modellen blir neglisjerbar i forhold til den totale overdekningen. «Gravitativt spenningsfelt» egner seg best for modeller med grunne eller åpne utgravinger. Her vil gravitasjonsgradienten langs høyden til modellen ha betydning, og spenningene vil øke nedover langs modellen (Rocscience.com, rocscience.com/fieldstress, 2016).

Ved definering av modellens overflate kan det velges mellom å bruke selve terrengoverflaten til modellen («use actual ground surface») som bakkenivå, eller å definere en overflate x antall meter over modellen («effective stress ratio»). For den førstnevnte er fordelene at det gir et godt bilde av de in-situ vertikale spenningene som virker langs hele modellen. Spesielt godt er det for overflater som ikke er flate, men som er irregulære, som et kuppert terreng. Modellen må i dette tilfellet ta inn hele området fra overflaten og ned til det området det skal modelleres for. Modellen kan bli stor, og kan trenge mye datakraft. For den sistnevnte kan en imaginær overflate plasseres i koordinatsystemet med respekt på utgravningsområdet (sjakt/tunnel) slik at modellen utsettes for det riktige vertikalktrykket (Rocscience.com, rocscience.com/fieldstress, 2016).

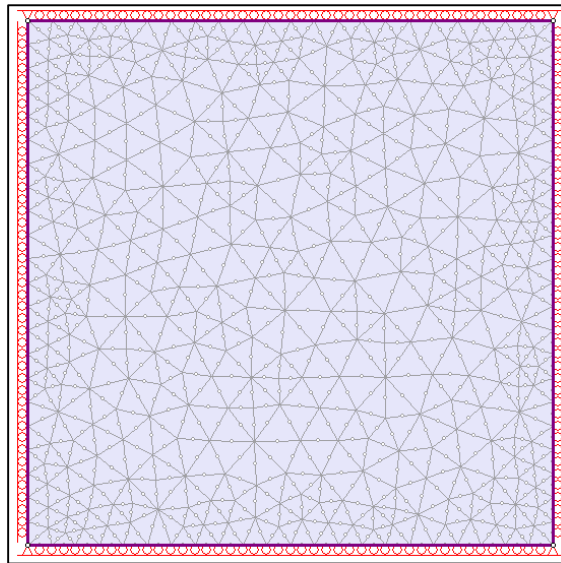
Grensebetingelser

Yttergrensen definerer modellens størrelse og kan i utgangspunktet være så stor som brukeren måtte ønske. Det skal sies at om modellen lages for liten kan informasjon gå tapt, og lages modellen for stor vil unødvendig mye datakraft trenge for å gjøre beregningene (Rocscience.com, rocscience.com/Boundary Condition, 2016).

En modell kan ha fire forskjellige grensebetingelser:

- Låst i x-retning men glidende i y-retning. Denne funksjonen gjør at materialet står fritt til å deformere seg opp og ned, men ikke utover sidene. I Figur 30 er denne funksjonen anvendt på begge sidene.
- Låst i y-retning men glidende i x-retning. Denne funksjonen tillater deformasjon sidelengs, men ikke over eller under modellen. I Figur 30 er dette anvendt på toppen og i bunnen av modellen.
- Låst i både x- og y-retning. Ingen deformasjon tillates. I Figur 30 er dette anvendt i alle hjørnene.

- Åpen i både x- og y-retning. Deformasjon ut av modellen tillates. Sistnevnte kan brukes der den reelle terrengoverflaten er ytre begrensning i modellen (Rocscience.com, rocscience.com/Boundary Condition, 2016).



Figur 30 viser hvordan en tilfeldig modell kan se ut. Nettet som ligger over figuren brukes av programmet for å gjøre beregninger. På sidene er det satt på glidelager som er frie i y-retning. I toppen og bunnen er det satt på glidelager som er frie i x-retning. Hjørnene er gjort helt fast. Figuren er et utsnitt fra en modell i Phase2.

Sprøytebetong

2-D overboringsmålinger av spenninger i sprøytebetong brukt som sikring i områder med sprakefjell, viser at sprøytebetongen praktisk talt ikke tar opp noen spenninger (Davik, 1996). Målingene ble utført gradvis innover i sprøytebetongen og til slutt innover i berget bak sprøytebetongen. Det ble utført målinger i både tørrsprøytet og våtsprøytet betong, med og uten fiberarmering. Selv om sprøytebetongen tok opp så å si null spenninger ble berget bare få centimeter bak målt til å ha relativt høye spenninger (helt opp til 100 MPa). I regi av Statens vegvesen, «riktig bruk av sprøytbetong» ble det også gjennomført målinger i to vegtunneler 11 og 14 år etter at de først ble sprøytet. Det viste seg at betongen fremdeles ikke tok opp noe spenninger av betydning etter disse tidsperiodene, og at spenningen i berget like bak var den samme som ved initialmålingene. Dette viser at sprøytebetongen først og fremst skal betraktes som «lim» og ikke en konstruksjon for å ta opp noe særlig trykk ved høye bergspenninger. «Limet» fungerer ved at det holder på plass spenningsavløste, løse blokker og stein, og hindrer dette fra å falle ut (Myrvang, 2002). Slik bidrar sprøytebetongen til å unngå deformasjon av profilet, og opprettholder slik bergets bæreevne (Davik, 1996). Undersøkelsen i regi av statens vegvesen viste også at tykkelsen på sprøytbetongen var av avgjørende betydning, og burda ha

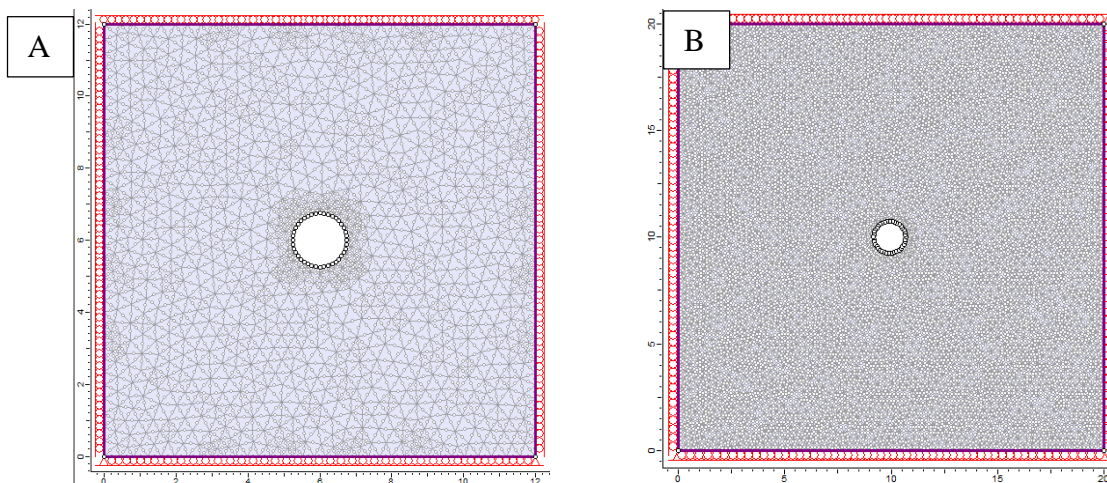
et minimum på 4-5 cm. Derimot viser målinger fra tykkere, mer strukturell og armert sprøytbetong fra svakhetssoner at denne har betydelig evne til å ta opp spenninger (Myrvang, 2002).

3.3.2 Metodikk

Det har blitt modellert for to spenningssituasjoner i oppgaven. Fremgangsmåten i Phase2 er lik for begge, men det er noe forskjellig inngangsparametere for de to situasjonene. Det vil her bli gått gjennom de viktigste innstillingene for modelleringen i oppgaven og hvilke parametere som ble brukt.

Grensebetingelser og «mesh»

I «bounderies» ble modellens størrelse, geometri, sjaktdiameter og sjaktform bestemt. For den minste spenningssituasjonen ble det definert en modell på 12x12 m. Sjakta ble plassert midt i modellen (koordinat 6 m, 6 m). For den største spenningssituasjonen ble det valgt en noe større geometri, 20x20m. Sjakta ble plassert midt i modellen (koordinat 10 m, 10 m). Yttergrensene på modellen ble gitt glidelager som låser i x-retning på sidene, glidelager som låser i y-retning på topp og bunn, og ble gjort helt fast i begge retninger i alle hjørnene. Ved generering av «mesh» ble default-innstillinger valgt: Graded, med 6-noded triangles og gradation factor =0,1.



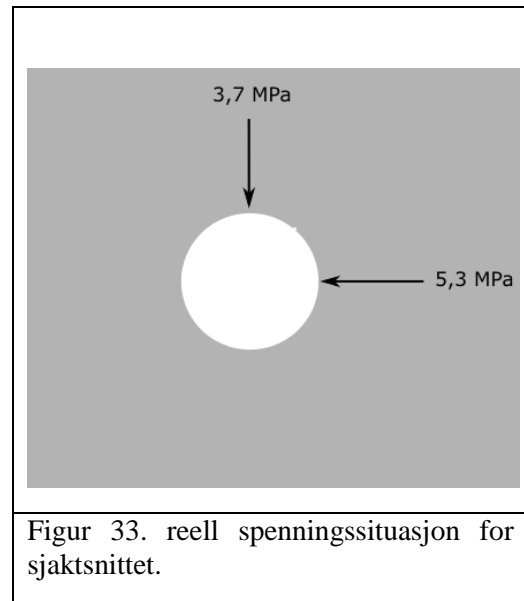
Figur 31 Bildene viser modellene med «mesh», grensebetingelser og sjaktsnitt. Bilde A viser modell brukt for den minste spenningssituasjonen, mens bilde B viser modell brukt for den største. Bildene er utklipp fra Phase2

tilfellet være det dobbelte av V. V finnes ved avlesning fra modellering av terrengprofilen. Den beregnede avstanden m og input avstand m er heller ikke helt lik. Dette er på grunn av at sjakta ikke ligger på bunnen av modellen, men 6 og 10 meter over bunnen henholdsvis for modell 3:2:1 og 3:1:2 (tallene refererer til forholdet mellom Største horisontalspenning, vertikalspenningen og minste horisontalspenning).

For $\sigma_H:\sigma_V:\sigma_h = 3:2:1$

Tabell 14. Tabellen viser utregning av inngangsparametre til «field stress properties» i phase2.

Størrelse	Utregning
V= 3,5 MPa	Avlesning fra terrengprofil
h= 1,75 MPa	0,5*V
V1' = 2,5 MPa	Sin(45)*3,5 MPa
V2' = 1,2 MPa	Cos(45)*1,75 MPa
V' = 3,7 MPa	V1'+V2'
H = 5,3 MPa	h*3
m = 143	(3,7MPa/0,027MN/m ³)+6m
H/V' = 1,43	5,3MPa/3,7MPa



Field Stress Properties

Field Stress Type: Gravity

Use actual ground surface Use effective stress ratio Use variable stress ratio

Ground Surface Elevation (m): 143

Unit Weight of Overburden (MN/m³): 0.027

Effective Stress Ratio (horiz/vert in plane): 1.43

Effective Stress Ratio (horiz/vert out-of-plane): 1

Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +): 0

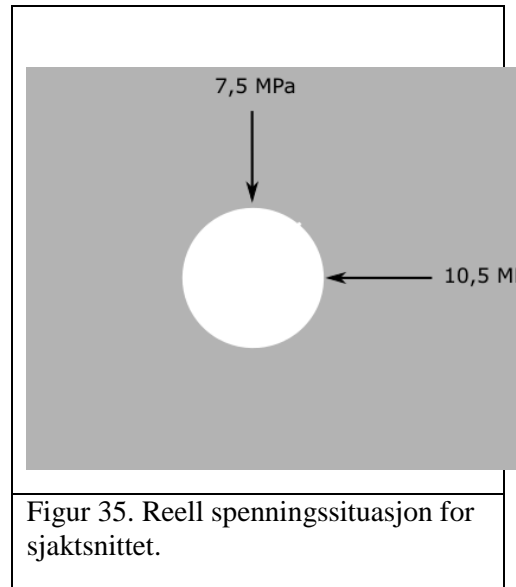
Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +): 0

OK Cancel Statistics... Advanced >>

Figur 34. Inngangsparametre for spennings situasjonen. Merk at det er satt horiz/vert- out of plane = 1. Dette fordi det ikke vil bli modellert for resultater av spenningen som går igjennom sjakta.

For $\sigma_H:\sigma_V:\sigma_h = 3:1:2$

Tabell 15 viser utregning av inngangsparametre til «field stress properties» i phase2	
Størrelse	Utregning
V= 3,5 MPa	Avlesning fra terrengprofil
h= 7 MPa	2*V
V1'= 2,5 MPa	Sin(45)*3,5 MPa
V2'= 5 MPa	Cos(45)*7 MPa
V'= 7,5 MPa	V1'+V2'
H= 10,5 MPa	3*V
m= 288	(7,5MPa/0,027MN/m ³)+10m
H/V'=1,4	10,5MPa/7,5MPa



Figur 35. Reell spennings situasjon for sjaktsnittet.

Field Stress Properties ? X

Field Stress Type: Gravity

Use actual ground surface Use effective stress ratio Use variable stress ratio

Ground Surface Elevation (m): 288

Unit Weight of Overburden (MN/m³): 0.027

Effective Stress Ratio (horiz/vert in plane): 1.4

Effective Stress Ratio (horiz/vert out-of-plane): 1

Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +): 0

Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +): 0

OK Cancel Statistics... Advanced >>

Figur 36. Inngangsparametre for spennings situasjonen. Merk at det er satt horiz/vert- out of plane = 1. Dette fordi det ikke vil bli modellert for resultater av spenningen som går igjennom sjakta.

Materialparametere

Under alle modelleringene ble det benyttet Plastiske materialegenskaper med Mohr Coulomb som bruddkriterium. I tillegg måtte det defineres to sett med parametere henholdsvis for granitt og svakhetssonen. For begge tilfellene ble verdier fra laboratorieforsøk og felldata brukt som inngangsverdier i RocData som beregnet styrkeparametere. Stivhetsparametere ble hentet direkte fra laboratorieresultatene. Mi-parameteren for granitt er definert i RocData som 32+/-3. For svakhetssonen ble «default-verdien» 10 valgt. Forstyrrelsesfaktoren etter sprenging, D, ble

satt til 0 for begge tilfellene siden sjakta er boret og ikke sprengt. Residualverdien for styrkeparameterne ble satt til halvparten av peak-verdien (Trinh, 2016).

Granitt

Tabell 16 Input i RocData	
UCS (MPa)	76
E-modul (MPa)	41470
GSI	70
mi	32 +/-3

Tabell 17. Stivhetsparametere	
Type	Isotropisk
E-modul (MPa)	41470
Poisson's ratio	0,22

Tabell 18. Styrkeparametere			
Peak-verdier		Residual-verdier	
Strekstyrke (MPa)	4,74	Strekstyrke (MPa)	2,3
Friksjonsvinkel (gr.)	46,5	Friksjonsvinkel (gr.)	23,25
Kohesjon (MPa)	7	Kohesjon (MPa)	3,5

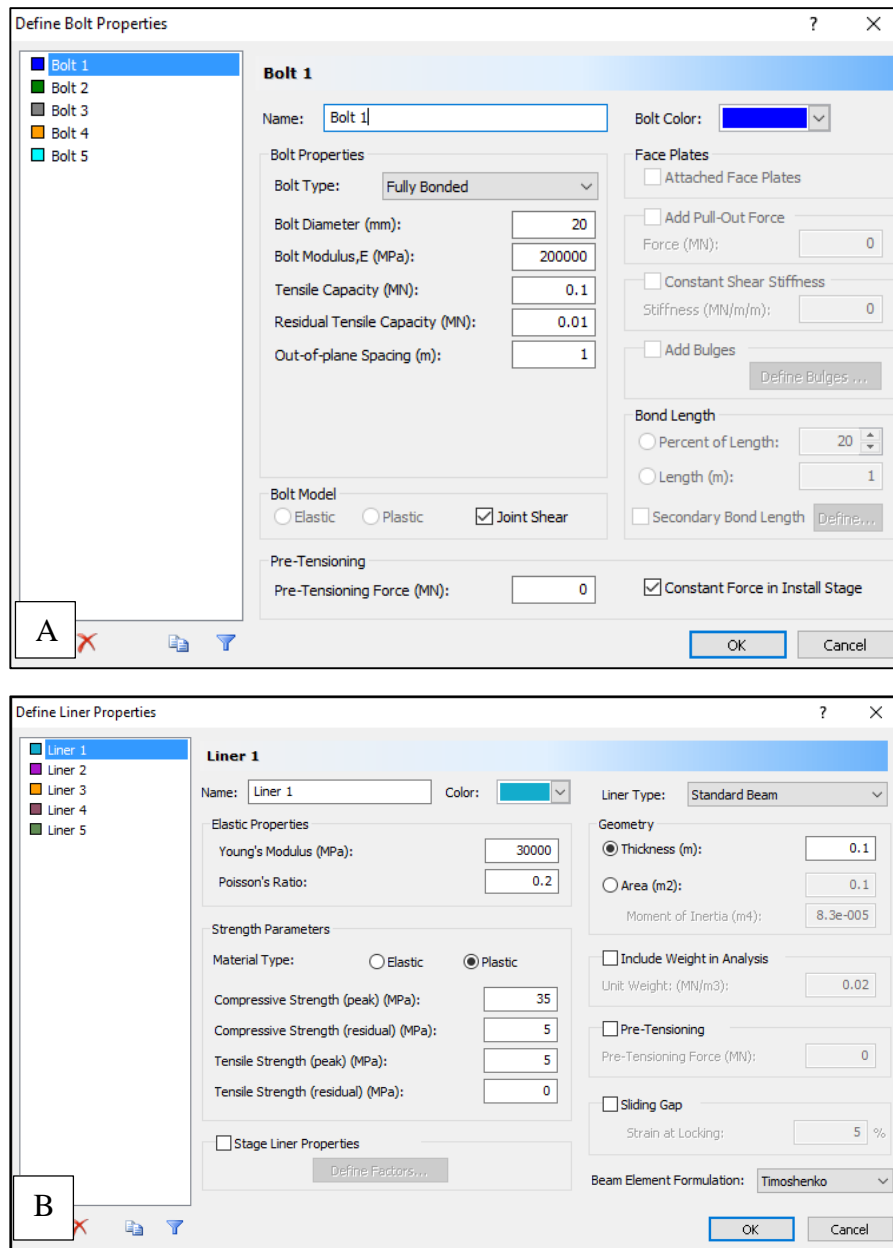
Svakhetssone

Tabell 19 Input i RocData	
UCS (MPa)	21,8
E-modul (MPa)	12870
GSI	40
mi	10

Tabell 20. Stivhetsparametere	
Type	Isotropisk
E-modul (MPa)	12870
Poisson's ratio	0,175

Tabell 21. Styrkeparametere			
Peak-verdier		Residual-verdier	
Strekstyrke (MPa)	1,57	Strekstyrke (MPa)	0,79
Friksjonsvinkel (gr.)	27,57	Friksjonsvinkel (gr.)	13,79
Kohesjon (MPa)	0,923	Kohesjon (MPa)	0,46

Sikringsmidler



Figur 37. Bilde A viser egenskapene som ble gitt boltene i modelleringen. Bilde B viser egenskapene som ble gitt sprøytebetongen i modelleringen. Bilde A og B er utklipp fra Phase2.

4 Feltarbeid og Resultater

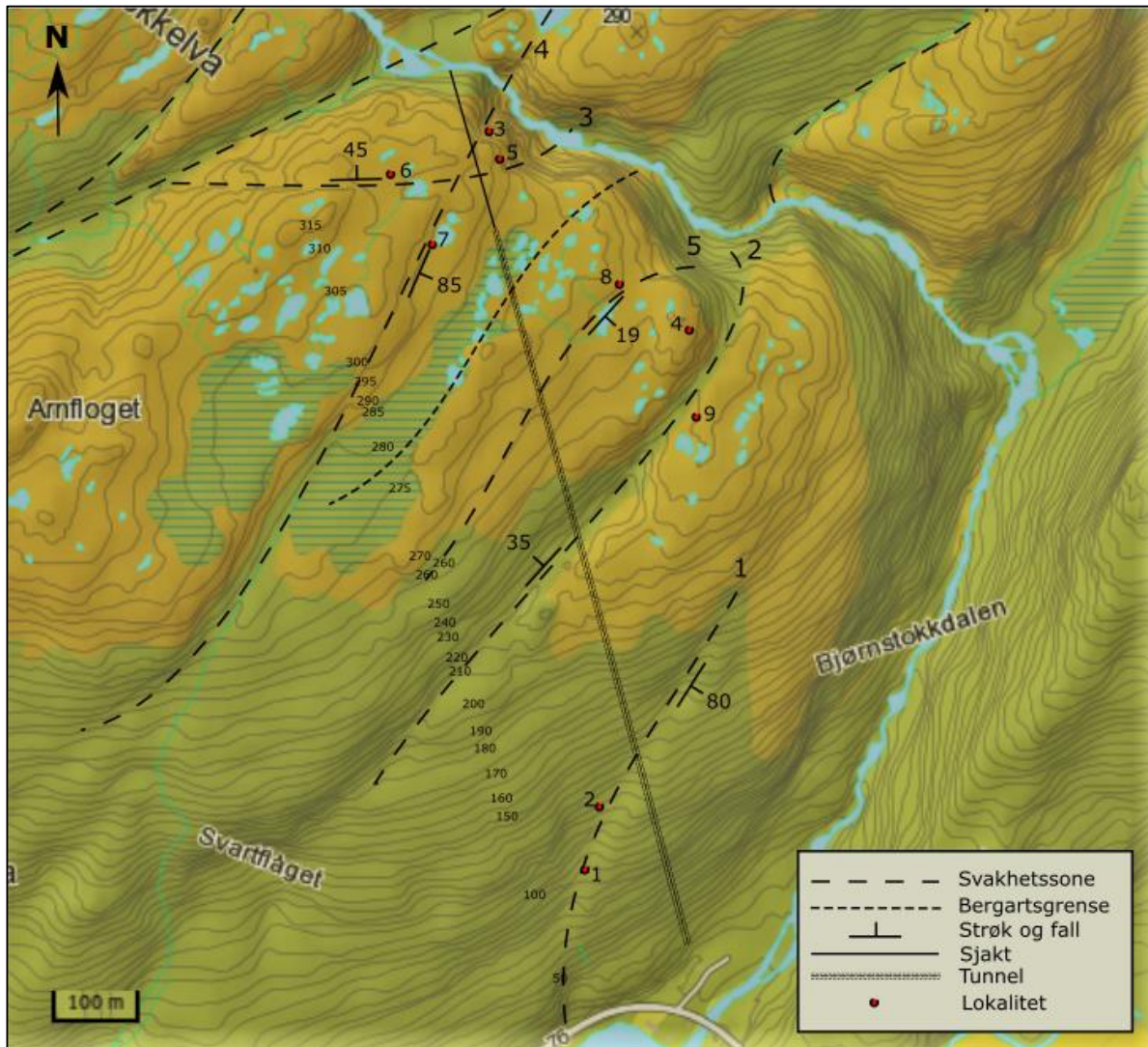
Dette kapitlet presenterer observasjoner og data innhentet fra feltarbeidet, resultater fra laboratorieforskene og den numeriske modelleringen.

4.1 Feltarbeid

Feltarbeidet ble gjennomført 27, 28 og 29 Oktober, 2015. Resultatene fra feltarbeidet står kronologisk med hensyn på rekkefølgen lokalitetene ble besøkt i felt. Det er ikke gjort noen videre tolkninger av svakhetssoner i dette kapitlet. Dette kommer under analysen i kapittel 5. Det er valgt å sette inn det ingeniørgeologiske kartet her (Figur 38), selv om det baserer seg på tolkninger av feltresultatene. Dette er gjort for å gjøre det enklere for leseren.

Området rundt Bjørnstokk kraftverk er det området det er lagt størst vekt på under denne oppgaven. Det er her det er brukt lengst tid i felt, og datagrunnlaget herfra er dermed størst.

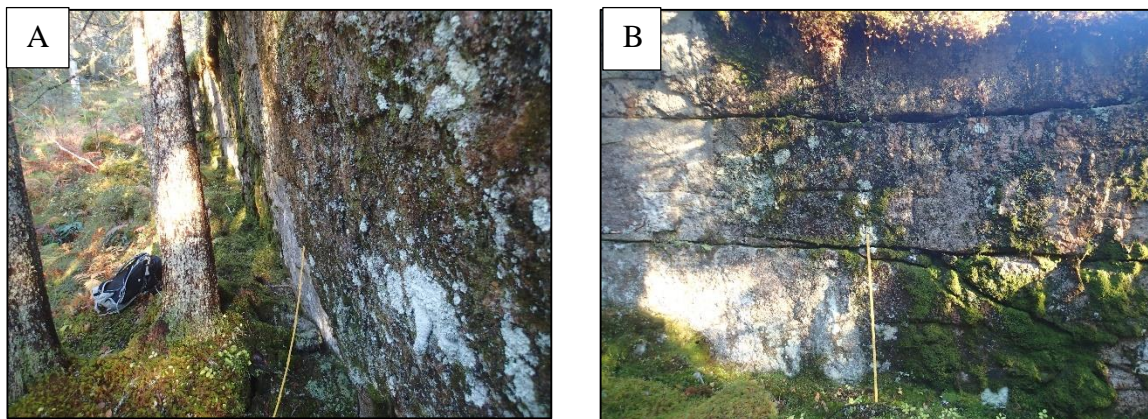
4.1.1 Bjørnstokk



Figur 38. Ferdig utarbeidet ingeniørgeologisk kart over området rundt Bjørnstokk kraftverk. Kartet viser tunnel og sjakt-trase, samt numrerte svakhetssoner med anslått strøk og fall. Det er også satt inn en antatt bergartsgrense. Selve grensen er ikke observert, men basert på observasjoner av ulike bertarter på begge sidene. Grønn farge representerer vegetasjon, mens brun representerer områder med bart fjell eller tynt dekke. Kartet er laget i Inkscape med kartgrunnlag fra norgeskart.no.

Lokalitet 1

Det er en depresjon i terrenget som ble fulgt i fra veien og oppover i NØ-retning i ca. 500 meter. Depresjonen kan sees på kart Figur 38 og er blitt nummerert som svakhetszone 1. Vest for depresjonen steg terrenget slakt og var preget av delvis overvokst ur. Flere steder langs linjasjonen, blant annet ved lokalitet 1, kunne en bergvegg observeres. Bergveggen lå øst for selve svakhetssonen og er trolig dens østlige ytre begrensnig. Bergveggen hadde fra fotografen sitt ståsted ett tydelig sprekkesett med ca. 80-90 cm sprekkavstand. Sprekkesettet var parallelt med overflaten, noe som kan være en indikator på høye horisontale bergspenninger (Myrvang, 2001). Bergveggen lå, som svakhetssonen, i NØ-SV retning, og ble ved lokalitet 1 målt til å ha et strøk og fall på N33/80Ø. Bergarten på stedet var en Monzonitt.



Figur 39. Bergveggen utgjør trolig østre begrensnig for en svakhetszone 1. Bilde A er tatt mot nord, mens bilde B er tatt mot øst. Legg merke til de horisontale sprekkenene på bilde B. dette kan være tegn på store horisontale spenninger, såkalt exfoliasjon (Myrvang, 2001). Foto: Rune Fagerheim.

Tabell 22: måling av bergvegg i svakhetssonen	
Svakhetszone	1
Strøk / fall	N33/80Ø

Lokalitet 2

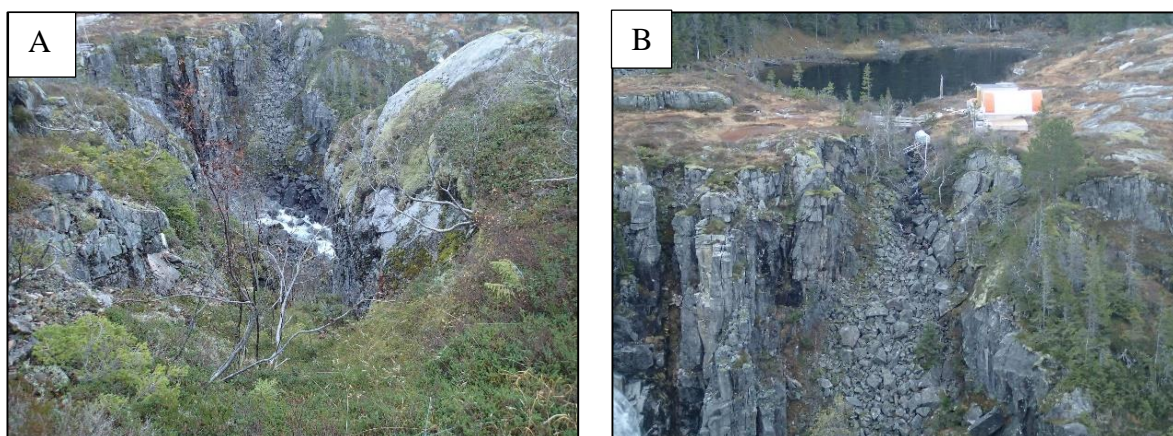
På lokalitet 2 ble det observert ugrodd berg. Blotningen lå i et området hvor det tidvis trolig er rennende vann, og hadde derfor ingen mose eller algevekst. Dette gjorde det lett å studere bergarten, og bestemme at det var en monzonitt (Figur 40). Det foreligger imidlertid usikkerhet om hvorvidt dette var en del av fast fjell eller en løs blokk, da den lå omtrent midt i det som er antatt å være en svakhetsone. Bergarten var svart og hvit i fargen. De hvite mineralene var opptil 5 mm i diameter. De sorte var mindre, og varierte rundt 1 mm i diameter.



Figur 40. Blotning av monzonitt. Foto: Rune Fagerheim

Lokalitet 3

Drøyt 100 meter sør for inntaket til sjakta ble det observert en depresjon i terrenget som sannsynligvis er en svakhetszone. Den hadde utgående mot øst i elvedalen (Bjørnstokk elva), og fortsatte på andre siden av elva. Et «hakk» i fjellet på begge sider av elva tyder på at materialet består av lettere eroderbare masser enn omkringliggende berg. Denne sonen gikk i en tilsynelatende NNØ-SSV-retning. En måling av veggens øst i sonen ga et strøk og et fall på henholdsvis N16/85Ø.

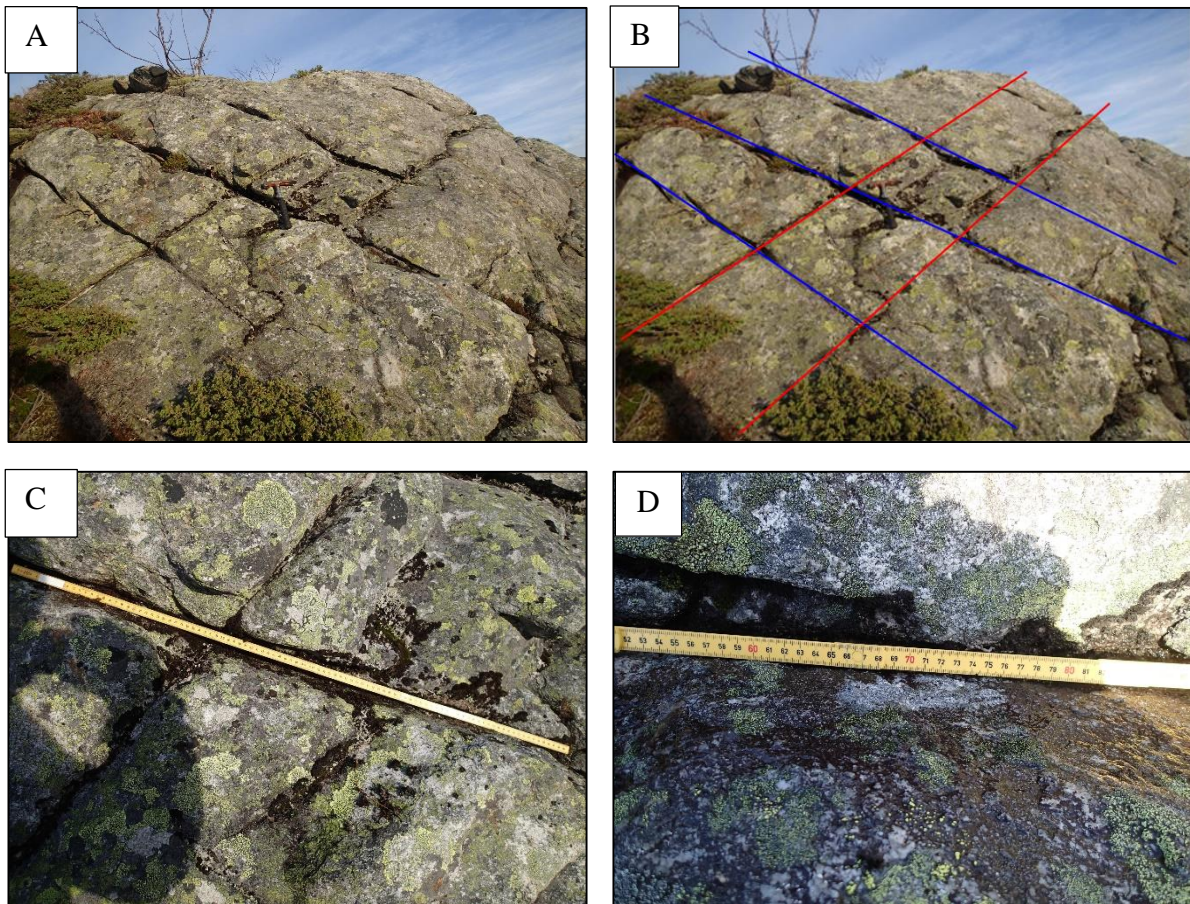


Figur 41. Bildene viser tydelige eroderte hakk i fjellet på begge sidene av Bjørnstokkelva. På bilde B kan et tjern sees i forlengingen av hakket. Dette skyldes trolig en depresjon skapt av at svakhetssonen forsetter på andre siden. Brakkeriggen for mannskapet til Implenia sees i forkant av tjernet. Bildene er tatt mot NØ. Foto: Rune Fagerheim.

Tabell 23: måling av svakhetszone	
Svakhetszone	4
Strøk / fall	N16/85Ø

Lokalitet 4

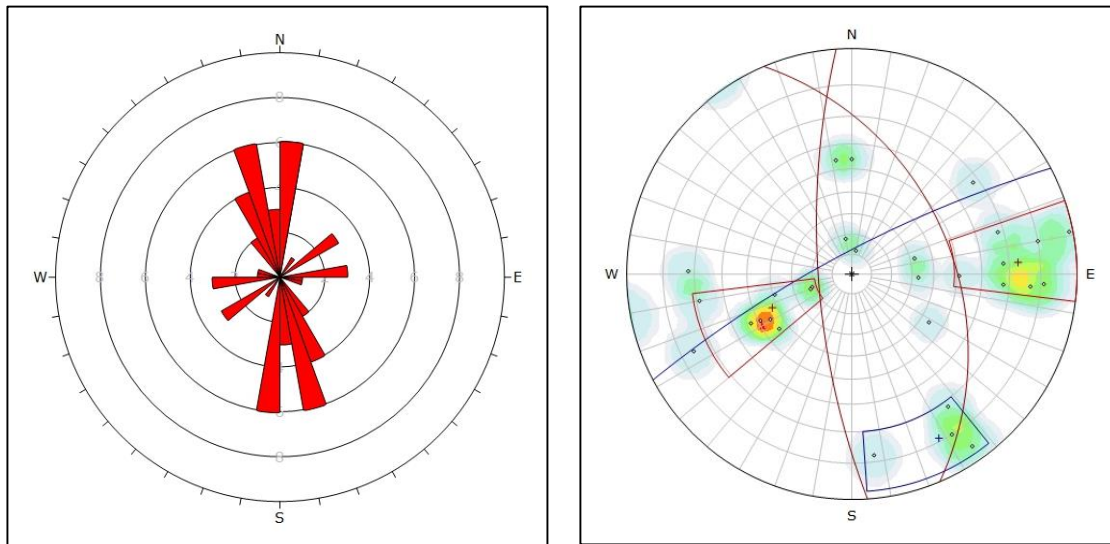
Bergarten på lokaliteten var en monzonitt med to tydelige sprekkesett. Det var vanskelig å si om det var ett vertikalt sprekkesett langs overflaten på bergknausen eller om dette bare var svaberg. Det forekom få uregelmessige sprekkesett her hvor bildet er tatt, men på lokaliteten utenfor bildet var dette tilfellet enkelte steder. Bergarten fremsto som hard og uforvitret med sprekkeflater som enten var helt eller nesten helt i kontakt med hverandre. Det ble ikke observert rust eller fyll i sprekken. Overflatene i sprekken var røe og plane.



Figur 42. Bilde A og B viser blotningen med to tydelige sprekkesett. På bildene C og D fremkommer det at sprekken var plane med stor grad av bergkontakt, og hadde røe overflater. Bildene er tatt mot Nord. Foto: Rune Fagerheim.

Tabell 24. Grunnlag for utregning av Q-verdi og GSI.

Lokalitet		4
Rock quality designation	RQD	80
Tall for sprekkesett	Jn	6
Sprekkeruhetstall	Jr	1,5
Tall for sprekkefylling	Ja	1
Sprekkevannsfaktor	Jw	1
Spenningsfaktor	SRF	2
Rock mass quality	Q-verdi	10
Geological strength index	GSI	75

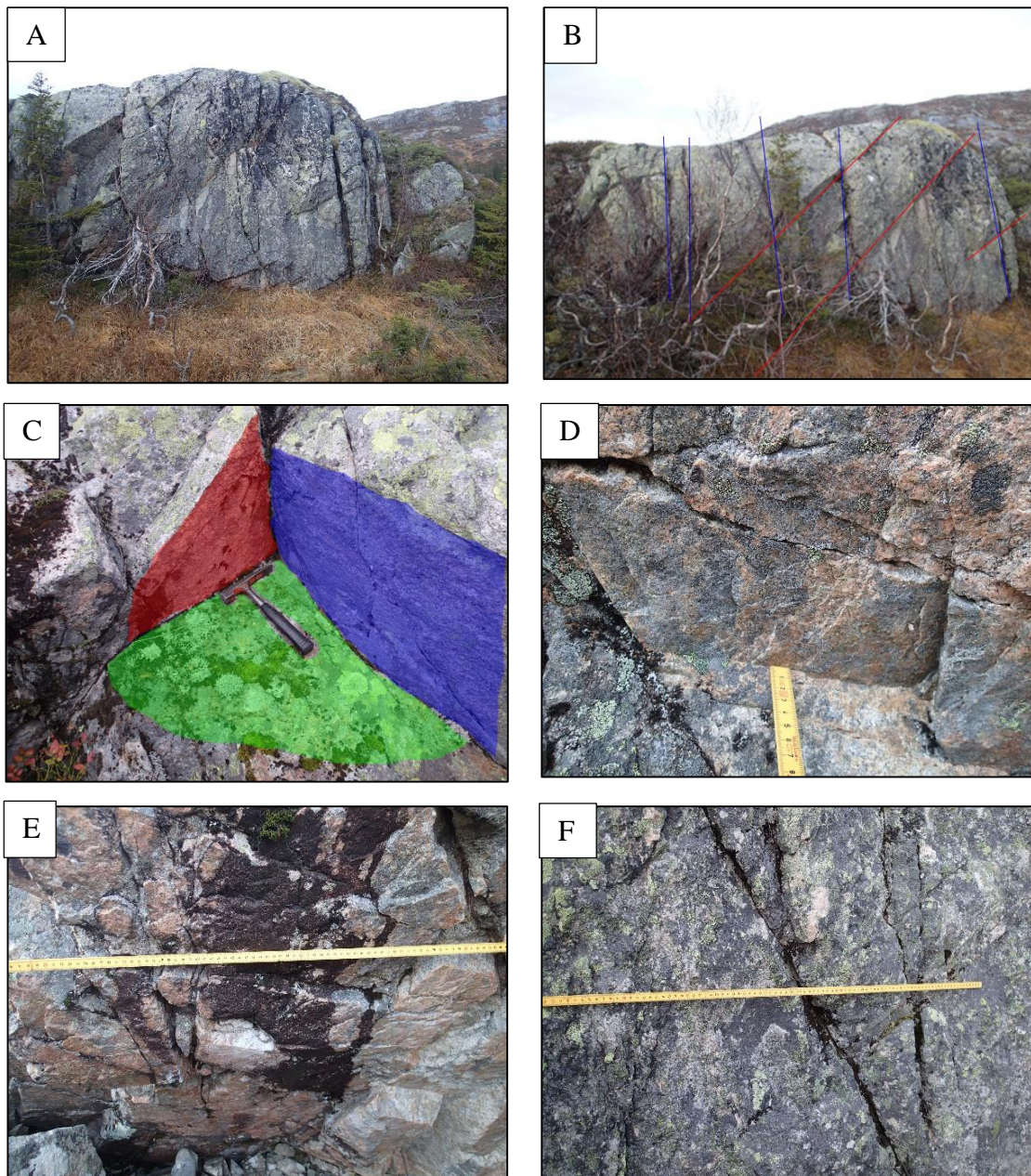


Figur 43. Sprekkerose og polplott med storsirkler for hovedsprekkesettene. To hovedsprekkesett vist med røde storsirkler. Et mulig sprekkesett med større variasjon er vist med blåe storsirkler. Det er gjort 30 målinger. Sprekkeroser og polplott brukt i oppgaven er framstilt i Dips.



Figur 44. Begge bildene viser blotning av monzonitt ca 10 meter nord for forestående bergblotning (lokalitet 4). Foto: Rune Fagerheim

Lokalitet 5:



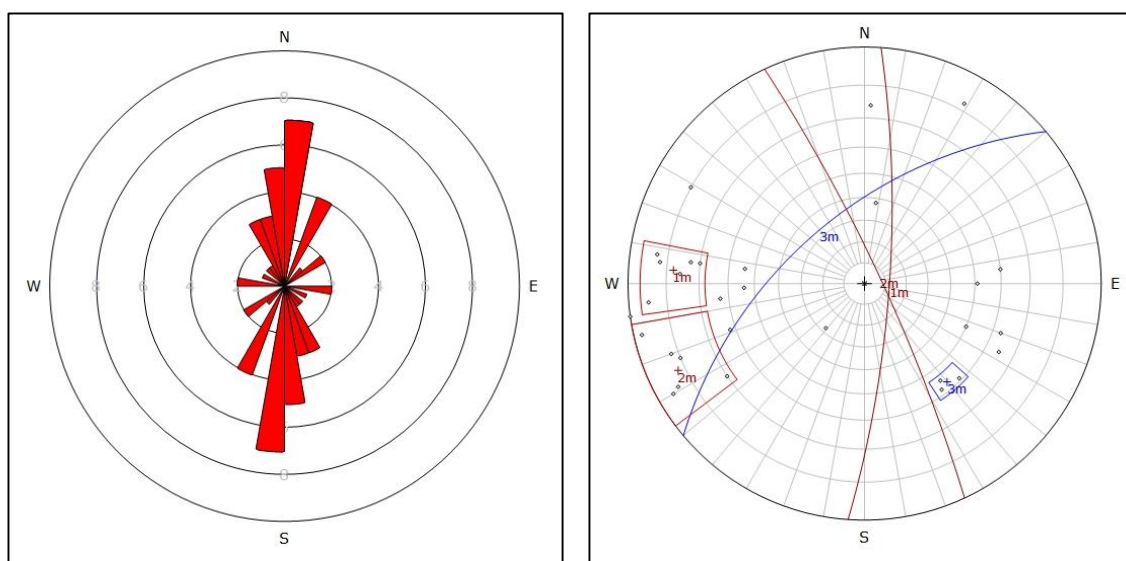
Figur 45. Bilde A og B viser blotningen som er vurdert for lokalitet 5. På bilde B kan 2 sprekkesett sees. Det steile sprekkesettet som er skissert med blå strek fremstår som mer sporadisk, og med mer varierende sprekkeavstand. Sprekkesettet med rød strek har sprekkeavstand på ca 1m. Det tredje sprekkesettet er vanskelig å se på grunn av dets fall i mot fotografen. I bilde C derimot kan tydelig alle tre sprekkesettene sees. Fra bilde D kan plane, glatte flater observeres. Tendensen var allikavell at overflatene var røe. I E og F kan man se bakgrunnen for den estimerte RQD-verdien. Bildene er tatt mot NV. Foto: Rune Fagerheim

Berget hadde to til tre sprekkesett. Det fantes også her enkelte sporadiske sprekker som ikke korresponderte med mønstrene. Det tredje sprekkesettet var til dels steilt og varierte i frekvens. Her økte sprekketykkelsen ut mot flankene på lokaliteten og utveltnings-senarioer oppstår på grunn av at innspenningen fra sidene forsvinner. De to andre sprekkesettene opptrådte med bergkontakt. På blotningen ble det sett eksempler på at sprekkene sammenfalt på en slik måte at de utløste kiler/ blokker. Det kan antas at dette også kan skje i sjakta som befinner seg i grunnen rett under denne lokaliteten (Nilsen, Broch, 2011).

Det ble ikke observert fyllmateriale i noen av sprekkene. Dette kan imidlertid være vasket bort av regn, vind og snø. Det kan ikke utelukkes at sprekkene dypere ned har fyll. Sprekkeoverflatene var plane og på enkelte plasser dels glatte. Hovedbildet var allikevel at de fleste flater var ru. Ved en fastsetting av J_r , sprekkeruhetstall, i Q-metoden ble en mellomting mellom 1 (glatte, plane) og 1,5 (ru, plane) benyttet (Norges geotekniske institutt, 2013). Ved denne lokaliteten har J_r fått tildelt en verdi på 1,25.

Tabell 25. Beregning av Q-verdi og GSI-tall

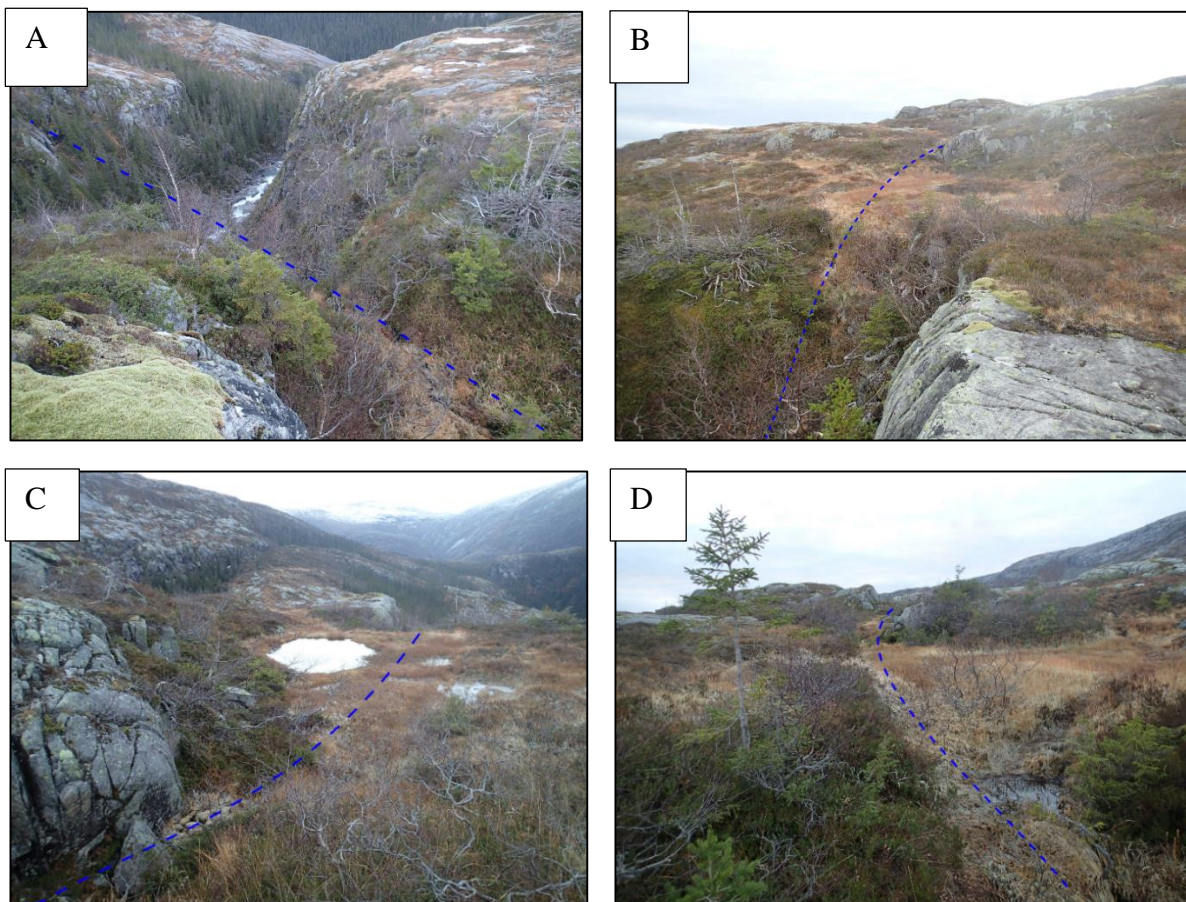
Lokalitet		5
Rock quality designation	RQD	75
Tall for sprekkesett	Jn	9
Sprekkeruhetstall	Jr	1,25
Tall for sprekkefylling	Ja	1
Sprekkevannsfaktor	Jw	1
Spenningsfaktor	SRF	2
Rock mass quality	Q-verdi	5,2
Geological strength index	GSI	65



Figur 46. Sprekkerosen viser en tydelig retning for de fleste sprekke. Polplottet indikerer to sprekkesett pluss et mer tilfeldig. De to sprekkesettene som har røde storsirkler lå relativt nært, og det foreligger en usikkerhet hvorvidt disse egentlig tilhører det samme sprekkesettet.

Lokalitet 6:

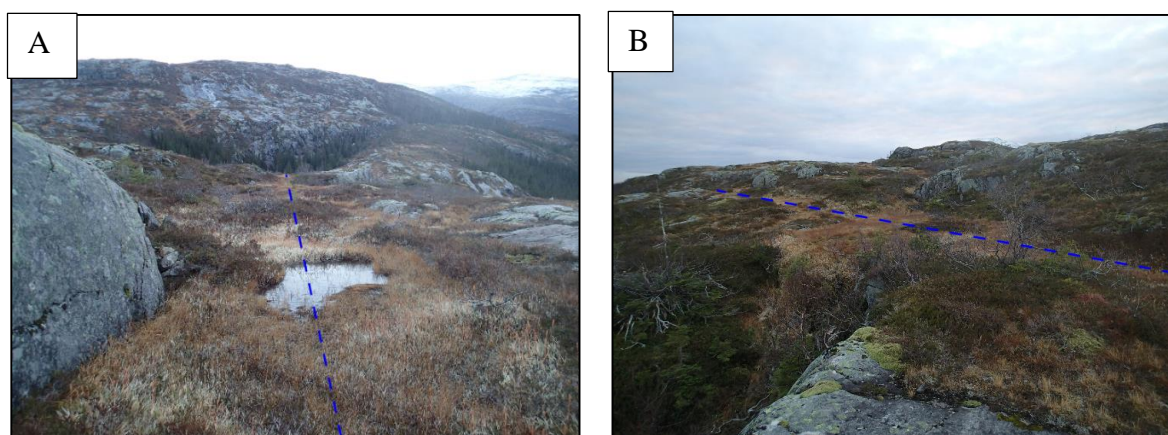
Lokaliteten er en mulig svakhetszone med utgående fra østre siden av Bjørnstokkelva. Den kunne sees i elvedalen som et erodert «hakk» med spiss mot sør-vest og fortsatte trolig over myren der den skiftet retning noe. Svakhetssonens utgående så ut til å bøye noe av vestover i takt med fallende kotehøyde. Myr med vegetasjon og pyttdannelse forekom på lokaliteten. Vannet fra pyttene kan stå i sleppene helt ned til der sjakta går. Dette vil kunne gi en nokså høy vannsøyle (ca. 150 m på det meste) som igjen gir høyt sprekkevannstrykk. Svakhetssonen er merket på ingeniørgeologisk kart som sone 3 (Figur 38).



Figur 47. Figuren viser bilder av en antatt svakhetszone gitt nr 3. Dens utgående krommet over varierende kotehøyde, noe som antyder at den ikke er steil (Nilsen, Broch, 2011) . Bilde A og B er tatt fra samme posisjon. Bilde A er tatt i mot SØ, mens bilde B er tatt i mot SV. Bilde C og D er tatt fra samme posisjon. Bilde C er tatt i mot SØ, mens bilde D er tatt mot vest. Foto: Rune Fagerheim.

Lokalitet 7

Det som trolig er samme svakhetssone som ved lokalitet 3, fortsatte her i en SSV-retning. Svakhetssonen vises som en depresjon med myr og vegetasjon som strakk seg over et par hundre meter i tilnærmet rett linje. Det forekom pytter og små dammer på enkelte steder. Det kan ikke utelukkes at vann fra disse vil følge sleppene nedover i grunnen, og komme ut i sjakta/tunnelen. Strøk og fallmåling er utført på bergnabb til N211Ø/80Ø. Det vil trolig være mest hensiktsmessig å vektlegge målinger fra lokalitet 3 i større grad enn denne, da lokalitet 3 befinner seg rett over sjakta. Svakhetssonen er merket på ingeniørgeologisk kart som sone 4.

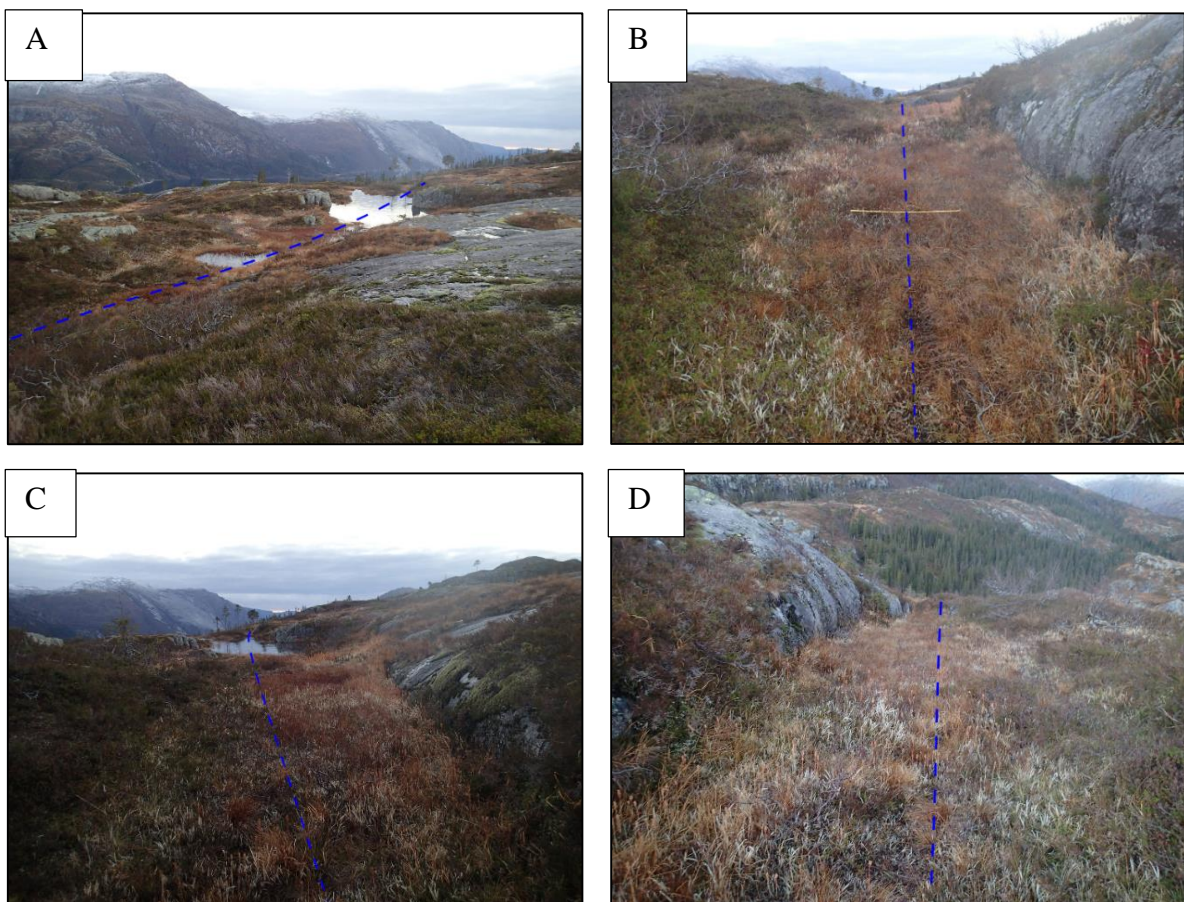


Figur 48. Bilde A er tatt mot NNØ. Bilde B er tatt mot SV. Foto: Rune Fagerheim

Tabell 26: måling av svakhetssone	
Svakhetssone	4
Strøk / fall	N211Ø/80Ø

Lokalitet 8:

Lokalitet 8 ble krysset av en depresjon i terrenget som gikk i SV-NØ retning. Depresjonen var preget av myr og vegetasjon med enkelte pytter. I sør-vest kunne et tjern sees (bilde A). En rekke bergknauser stakk opp langs sidene, og det ble foretatt en strøk-fall måling langs en av disse. I NØ-enden dreide svakhetssonen østover i takt med fallende kotehøyde. Dette har også blitt tatt i betraktning for å bestemme strøk og fall, da avmåling fra en tilfeldig bergvegg trolig kan gi et unøyaktig og lite representativt resultat. Depresjonen hadde en mektighet på ca. 5-10 meter. Sonen er vist som svakhetszone nr. 5 på ingeniørgeologisk kart Figur 38.

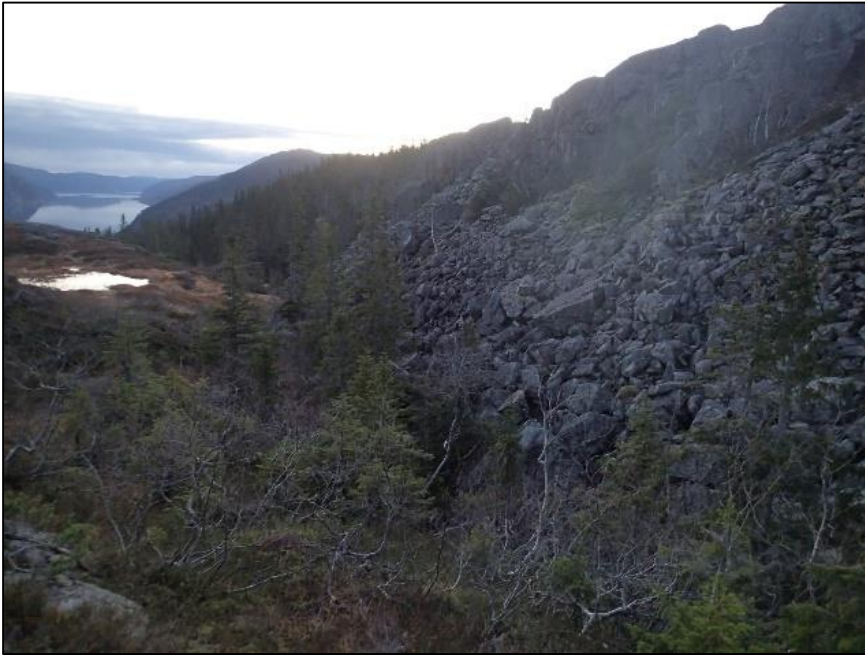


Figur 49. Bilde A er tatt mot sør. Bilde B og C er tatt mot SV. Bilde D er tatt mot NØ. Foto: Rune Fagerheim

Tabell 27: måling av bergvegg ved svakhetszone	
Svakhetszone	5
Strøk / fall	N230Ø/81Ø

Lokalitet 9

En mulig svakhetszone strakk seg i SV-NØ retning, og krysset i dagen over tunneltraseen. Depresjonen i terrenget var markant og varierte for det meste mellom ca. 2 m - 20 m fra depresjonens bunn til toppen av sidene. I nord var skråningen høyest og brattest. Her raget en fjellknaus ca. 25 m - 30 m over bunnen. Det var avsatt steinur i en tallusskråning på ca. 40 grader ned mot den mulige svakhetssonen. I syd var skråningen slakere og kortere. Skråningen steg i 2 m -5 m før den gikk over i nesten flatt myrterreng.



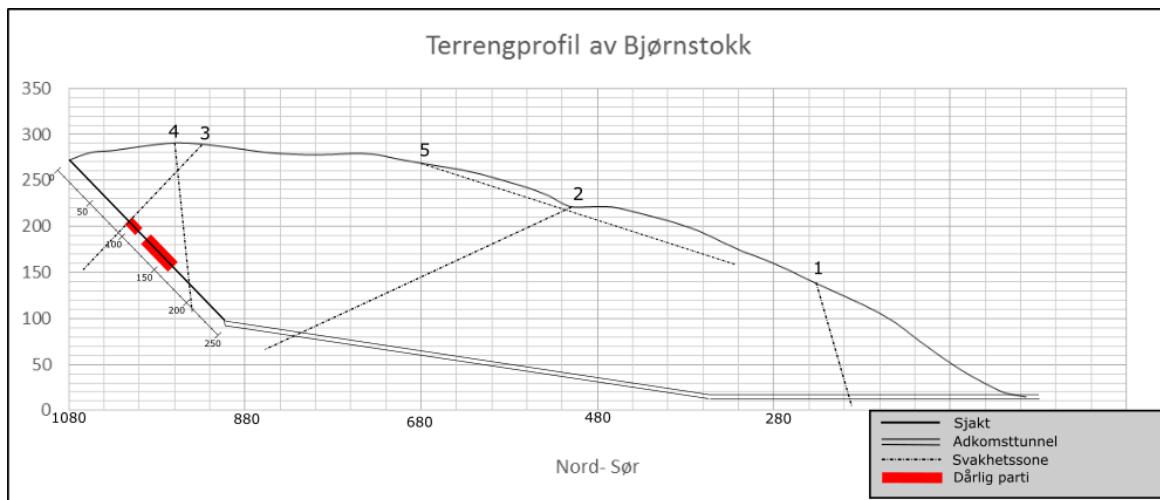
Figur 50. Stor depresjon i terrenget som går i SV-NØ retning. Bildet er tatt mot SV. Foto: Rune Fagerheim.

Svakhetssoner

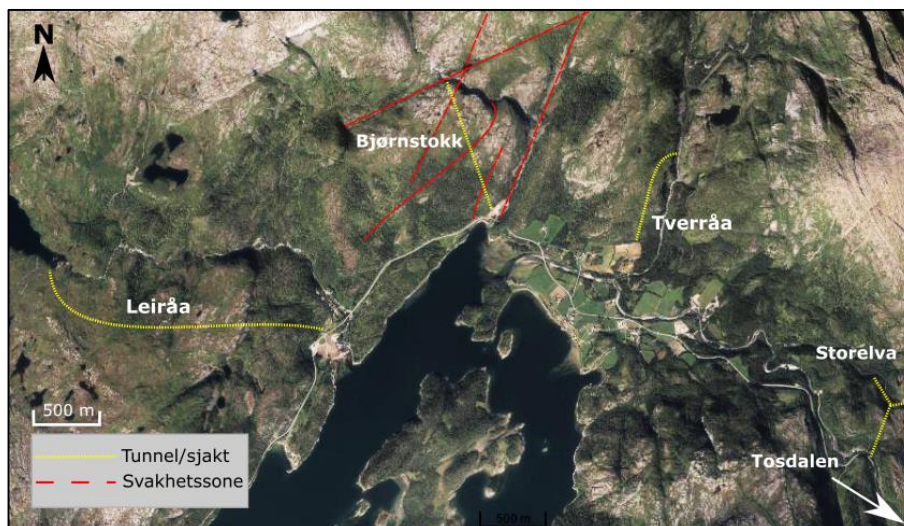
Ved bruk av alignment og Likning 1 ble tilsynelatende fall for de fem svakhetssonene funnet. Resultatene finnes i Tabell 28. Verdiene fra likningen ble benyttet i profilet.

Tabell 28. Beregnet tilsynelatende fall for svakhetssoner langs Bjørnstokk kraftverk

svakhetszone	sant fall	horizontalvinkel	tilsynelatende fall (likning)	tilsynelatende fall (Alignment metoden)	middelverdi
1	80	45	80	75	77
2	35	54	30	29	29
3	45	85	45	46	45
4	85	62	84	84	84
5	19	55	16	15	15



Figur 51. Snittet viser terrengprofilen av Bjørnstokk kraftstasjon med estimerte svakhetssoner og de dårlige partiene i sjakta. Snittet er laget i ArcGIS med FKB-data fra Statens kartverk. Oppløsningen er 10 m og variasjoner i terrenget som er mindre enn dette vil gå tapt. Snittet er modifisert i Incskape.



Figur 52 viser de mest markante svakhetssonene som krysser eller går i umiddelbar nærhet av sjakt- og tunneltraseen ved Bjørnstokk. Tosdalen er utenfor bildet. Alle sonene har en SV-NØ-retning, og kommer ikke til å krysse Tverråa, Tosdalen eller Storelva kraftstasjon. Kart: Finn.no

Tunnel

For å kompensere for manglende tilgang til selve sjakta under feltarbeidet, ble det gjort beregning av Q-verdi og GSI innerst i trykktunnelen, like ved sjaktas munning.

Pel 880 m

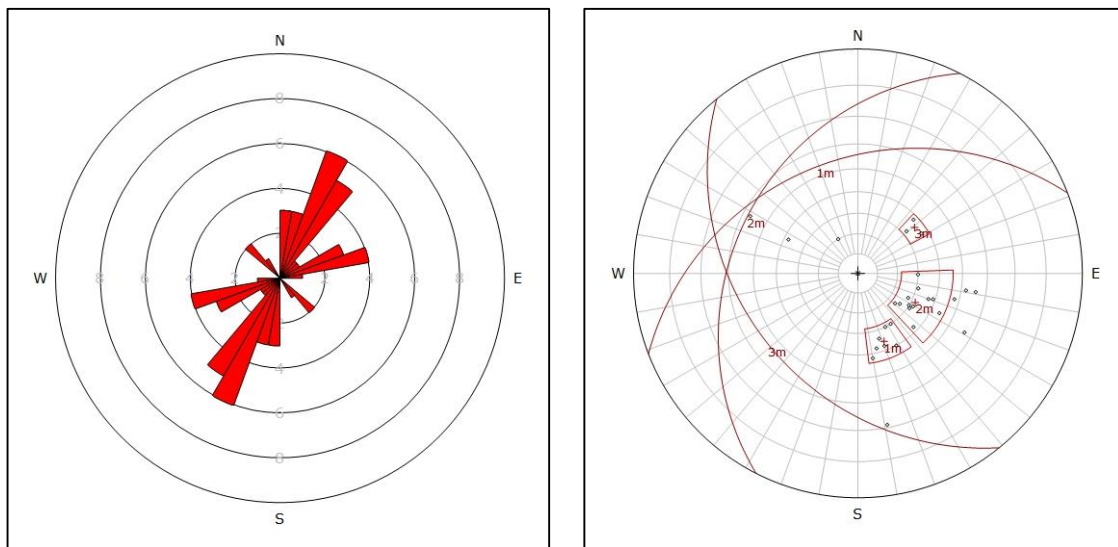


Figur 53. Bildet er tatt mot sjakta fra trykktunnelen. Foto: Rune Fagerheim.

Strøk og fallmålinger ble gjort på såle, da vegger og heng var sprøytet med sprøytebetong. Antall sprekkesett så ut til å være to med noen sporadiske sprekker. I polplottet under kan dette studeres nærmere. Samtlige sprekker hadde god kontakt, med lite eller ikke noe fyll. Det ble observert vann rennende ut av gysehullet til en bolt. Vannstrømmen anslås til ca. 1 L/min. Ellers var det lite tegn til innlekasje. Det ble også observert mye vann i tunnelen i form av pytter, men dette skyldes trolig spylereensk som ble utført noen dager før feltarbeidet.

Tabell 29.

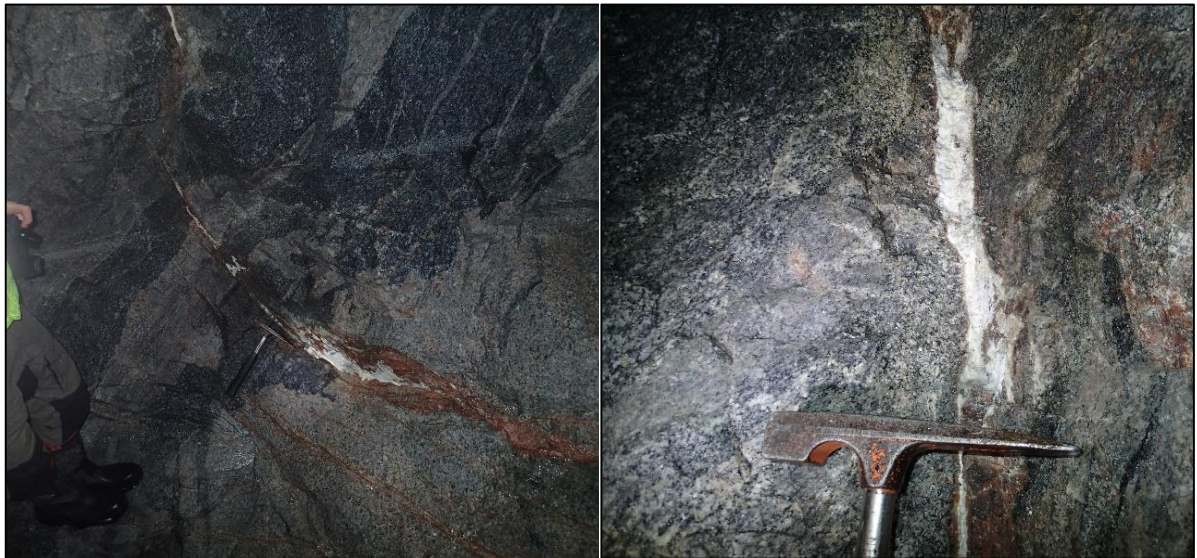
Lokalitet	Tunnel	
Rock quality designation	RQD	65
Tall for sprekkeseett	Jn	6
Sprekkeruhetstall	Jr	1
Tall for sprekkefylling	Ja	0,88
Sprekkevannsfaktor	Jw	1
Spenningsfaktor	SRF	2
Rock mass quality	Q-verdi	6,2
Geological strength index	GSI	70



Figur 54. Polplottet antyder tre sprekkeseett. Fra observasjoner i tunnel ble det antydnet to pluss tilfeldige sprekker. Ved å studere polkonsentrasjonen «3m» kan man se at det er relativt få sprekker som inngår. Derfor vil det bli brukt en J_n -faktor på 6 (Norges geotekniske institutt, 2013).

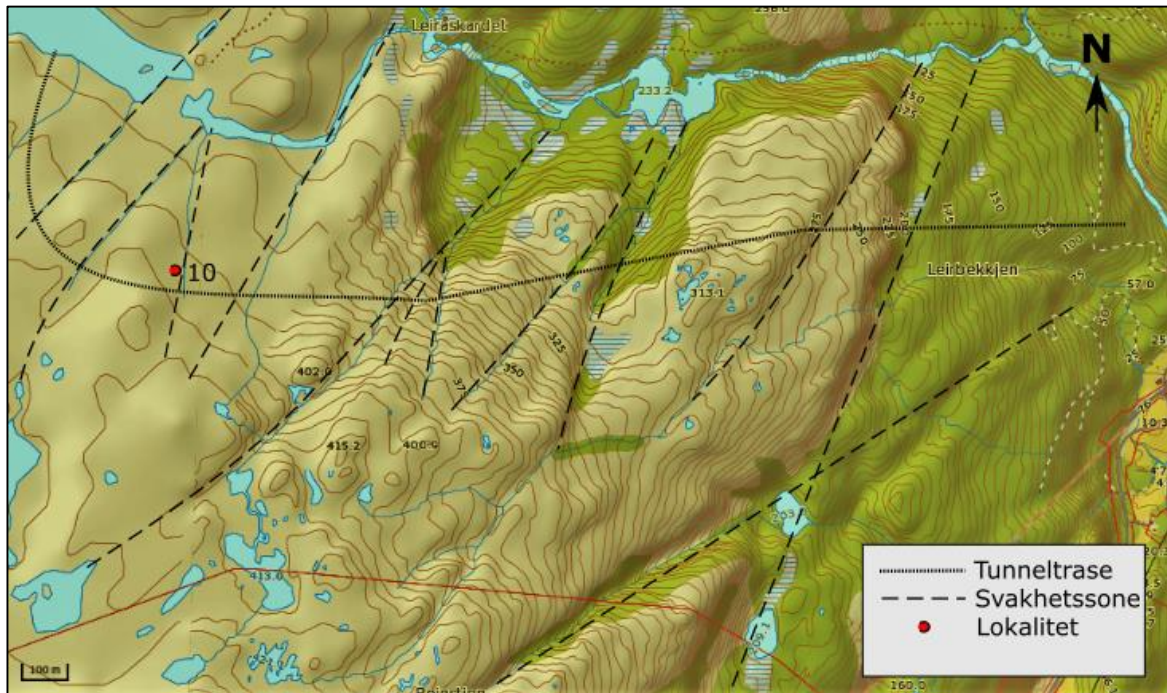
Pel 540 m

Ved pel 540 ble det observert en sprekk med noe fyll. Fyllet var hvitt og ble hakket ut som harde klumper. Når det ble utsatt for fukt løsnet det til en viss grad opp og kjentes såpeaktig mellom fingrene. Det ble tatt prøver av dette for å sjekke materialet for svulleegenskaper.



Figur 55. Sprekk med sprekkfyll. Det ble tatt prøve av sprekkefyllet for testing av svulleegenskaper på laboratorium. Foto: Rune Fagerheim.

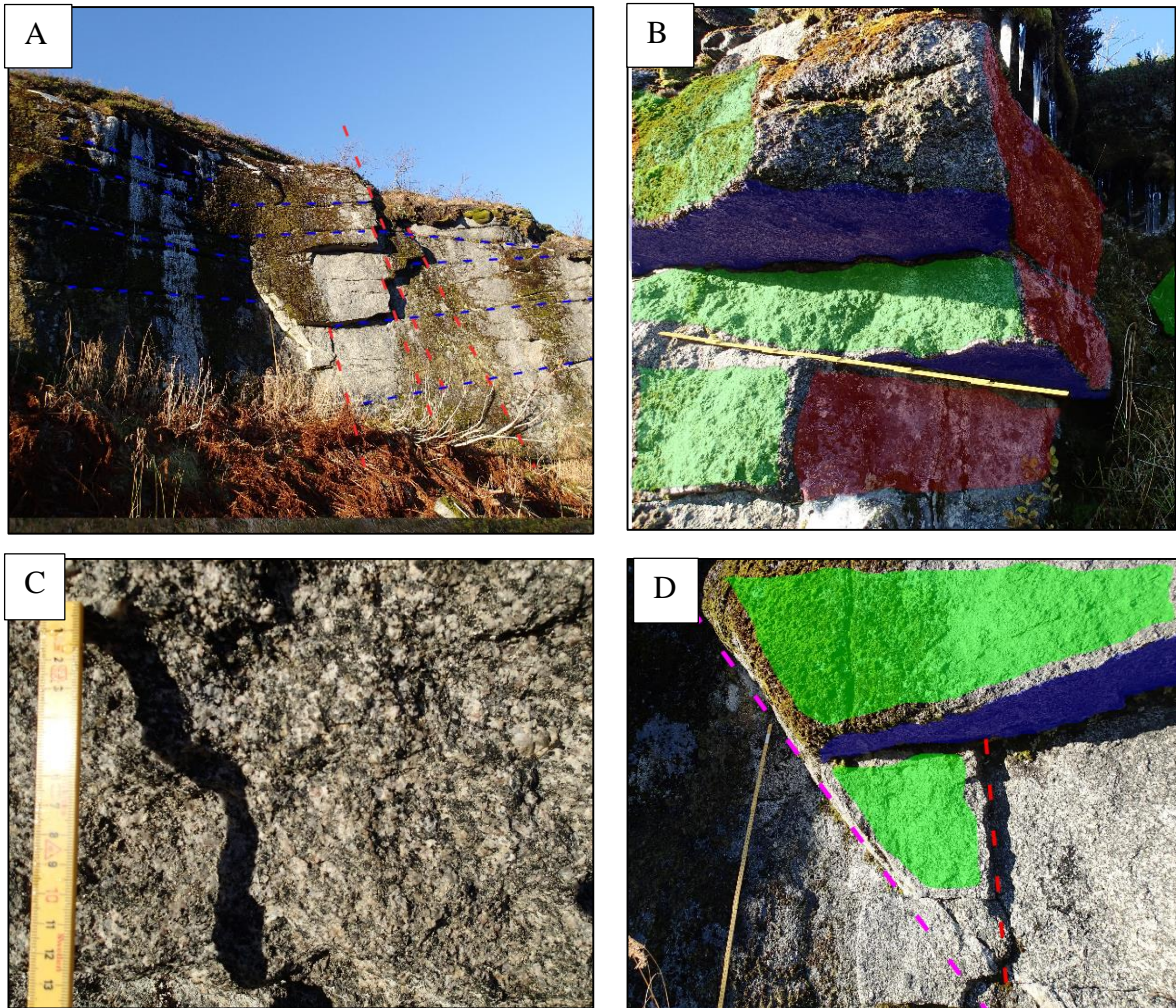
4.1.2 Leiråa



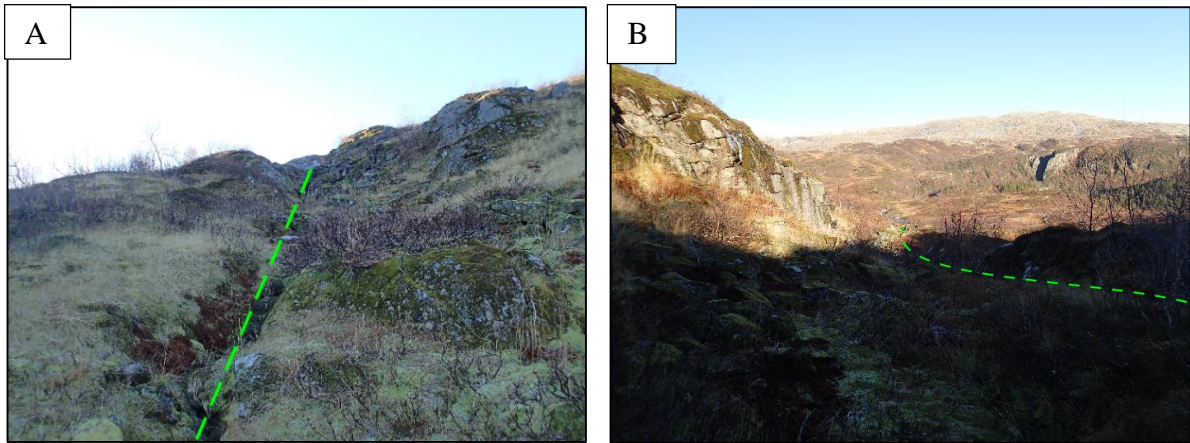
Figur 56. Ingeniørgeologisk kart laget i Inkscape. Bakgrunnskart fra Norgeskart.no

Lokalitet 10

Lokaliteten ligger like vest for en depresjon i terrenget, som trolig er en svakhetszone. Lokaliteten er en bergvegg på ca. 5 meter i høyde og ca. 30 meter i lengde. Begge lineamentene (bergvegg og svakhetszone) fulgte hverandre i N-S-retning. Bergveggen hadde flere sprekkesett. Mest markant var et tilsynelatende sub-horisontalt sprekkesett med sprekkelavstand mellom 30 og 50 cm. Dette er merket med blå farge på Figur 57. Noe sjeldnere er et sprekkesett nr. 2, men det kommer godt frem på enkelte av bildene. Dette sprekkesettet gikk i Ø-V-retning og sees der hvor blokker har falt ut (sprekkesettet er gitt rød strek i Figur 57). Det tredje sprekkesettet kunne også observeres der blokker har falt ut langs bergveggen. Strøket på dette sprekkesettet hadde altså samme retning som bergveggen. Sprekkesettet var sub-vertikalt, og er i Figur 57 markert med grønn farge. Det var også noen sporadiske sprekker. Både steile og mer skråstilte (lilla farge i Figur 57), men disse hadde så store avstander imellom seg at de vanskelig kan regnes som sprekkesett med påvirkning på stabiliteten i sjakta. Det ble derfor valgt å sette $J_n=9$ (Norges geotekniske institutt, 2013).



Figur 57. Bilde A er tatt mot NV. Bilde B, C og D er tatt mot vest. På bilde D er en skrå sprekk merket med lilla strek. Flere sprekker med denne orienteringen ble observert, men sprekkavstanden er flere meter og vil nettopp ha innvirkning på stabiliteten i sjakta (Norges geotekniske institutt, 2013).

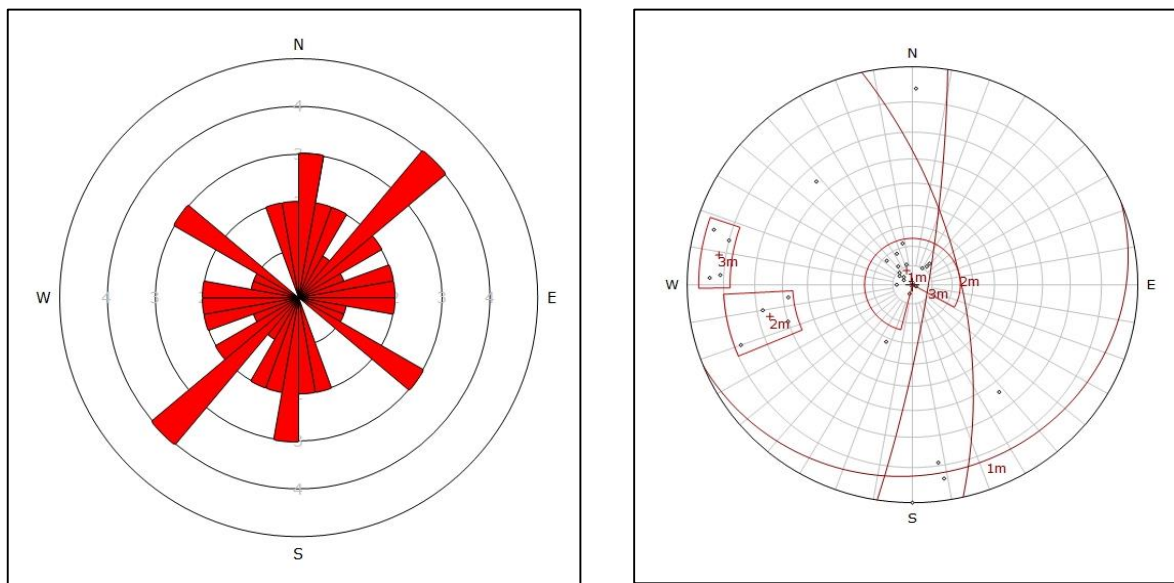


Figur 58 viser bilder av antatt svakhetszone som går i NS-retning. Svakhetssonen har retning mot demningen ved inntaket til Leiråa kraftstasjon. Bilde A er tatt mot sør. Bilde B er tatt mot nord.

Bergarten på lokaliteten var en Monzonitt (se Figur 57, bilde C), og fremsto som hard og uforvitret. Sprekkene hadde liten eller ingen åpning. Det forekom heller ingen sprekkefylling. I underkant av bergveggen lå det blokker i størrelsesorden $0,5 \text{ m}^3 - 1 \text{ m}^3$. Dette er tett nok til å innvirke på stabiliteten i sjakta som har en diameter på 1,5 meter (Norges geotekniske institutt, 2013). Q-verdi og GSI fremkommer av tabell Tabell 30.

Tabell 30.

Lokalitet		10
Rock quality designation	RQD	80
Tall for sprekkeseett	Jn	9
Sprekkeruhetstall	Jr	1,5
Tall for sprekkefylling	Ja	0,9
Sprekkevannsfaktor	Jw	1
Spenningsfaktor	SRF	2
Rock mass quality	Q-verdi	7,4
Geological strength index	GSI	75



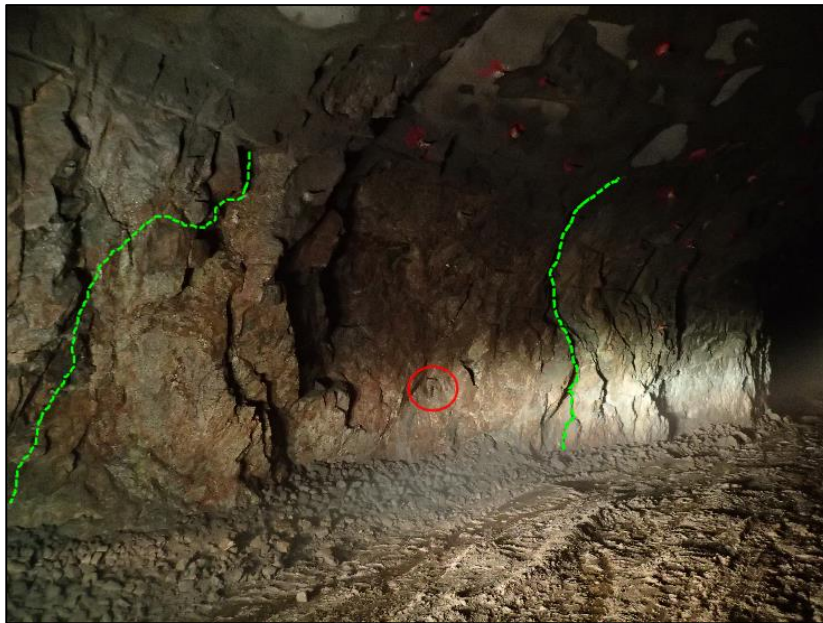
Figur 59. Fra polplottet kan det observeres fire sprekkeseett. Det ene sprekkesettet har imidlertid så store avstander ($> 1,5$ m) at det trolig ikke vil ha innvirkning på stabiliteten i sjakta.

Tunnel, Leiråa

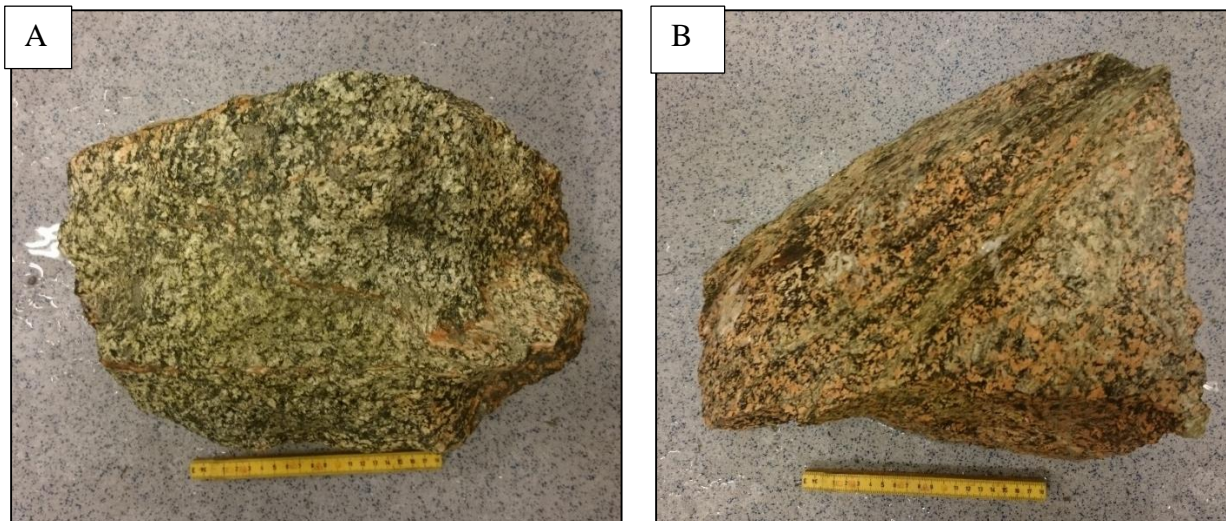
Det ble hentet to prøver fra en svakhetszone i tunnelen som er tilknyttet Leiråa kraftverk. Svakhetssonen hadde den samme rødlig fargen som de fleste svakhetssonene i området har, inkludert svakhetssonene i Bjørnstokk sjakt. Dette er basert på egne observasjoner, bilder fra Implenia og Helgeland kraft, samt samtaler med folk fra Implenia. Det ble også tatt en prøve av sprekkefyllet funnet i en sleppe nærmere kraftstasjonen.

Pel 2410

Prøvene satt løst og kunne hakkes ut med hammer. Ved slag ga berget her en bom lyd, og bar preg av å være spenningsavløst. Dette stemmer godt overens med kunnskap om svakere bergarters evne til å ta opp spenning i forhold til nærstående, sterkere berg (Trinh, 2015). Tilsynelatende mektighet var ca. 10 m.



Figur 60. De grønne stiplede linjene indikerer svakhetssonens flanker i tunnelen. Tilsynelatende tykkelse er ca. 10 meter. Inni den røde ringen er en geologihammer ment som målestokk. Hengen var sprøytet. Det gikk derfor ikke an å få et inntrykk av svakhetssonens retning lengre opp. Bildet er tatt på høyre side av tunnelen, sett i retning med stigende pelnr. Foto: Rune Fagerheim



Figur 61. Prøvene som ble hentet ut i fra tunnelen. Begge er gjennomsatt av flere plan i forskjellige retninger. A var hovedsakelig hvit i fargen, myk, og fremstår som meget svak. Det var forholdsvis lett å bryte biter av den med bare hendene. B er rødlig og fremsto som sterkere. Det lot seg ikke bryte biter av denne med hendene. Begge prøvene hadde en rekke plan i forskjellige retninger. Foto: Rune Fagerheim

Tabell 31. Det ble gjort to strøk- og fallmålinger på veggene i svakhetssonen for å prøve å bestemme retningen.		
Strøk	Fall	Fallretning
15	76	Ø
8	70	Ø

Pel 1630

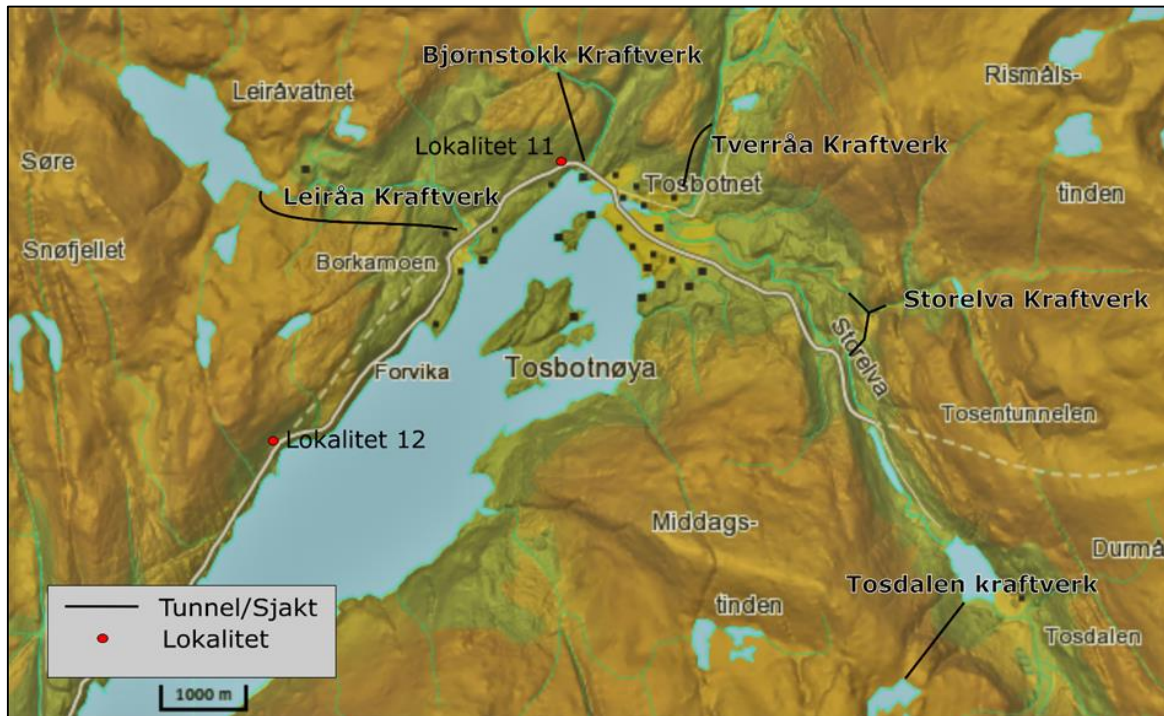
Det ble tatt en prøve av sprekkefyllet fra en markant sleppe som krysset tunnelprofilen ved pel 1630. Sleppematerialet var hardt og hvitt, men lot seg delvis løse opp og kjentes glatt og såpeaktig mellom fingrene.



Figur 62. Bilde er tatt på høyre side av tunnelen, sett i retning med stigende pelnr. Bildet viser sleppen som krysset tunnelen. Hammer er lagt på som målestokk.

Tabell 32. Retning og fall av sleppen ble målt til:		
Strøk, fra N mot Ø	Fall	Fallretning
42	40	NV

4.1.3 Veiskjæringer

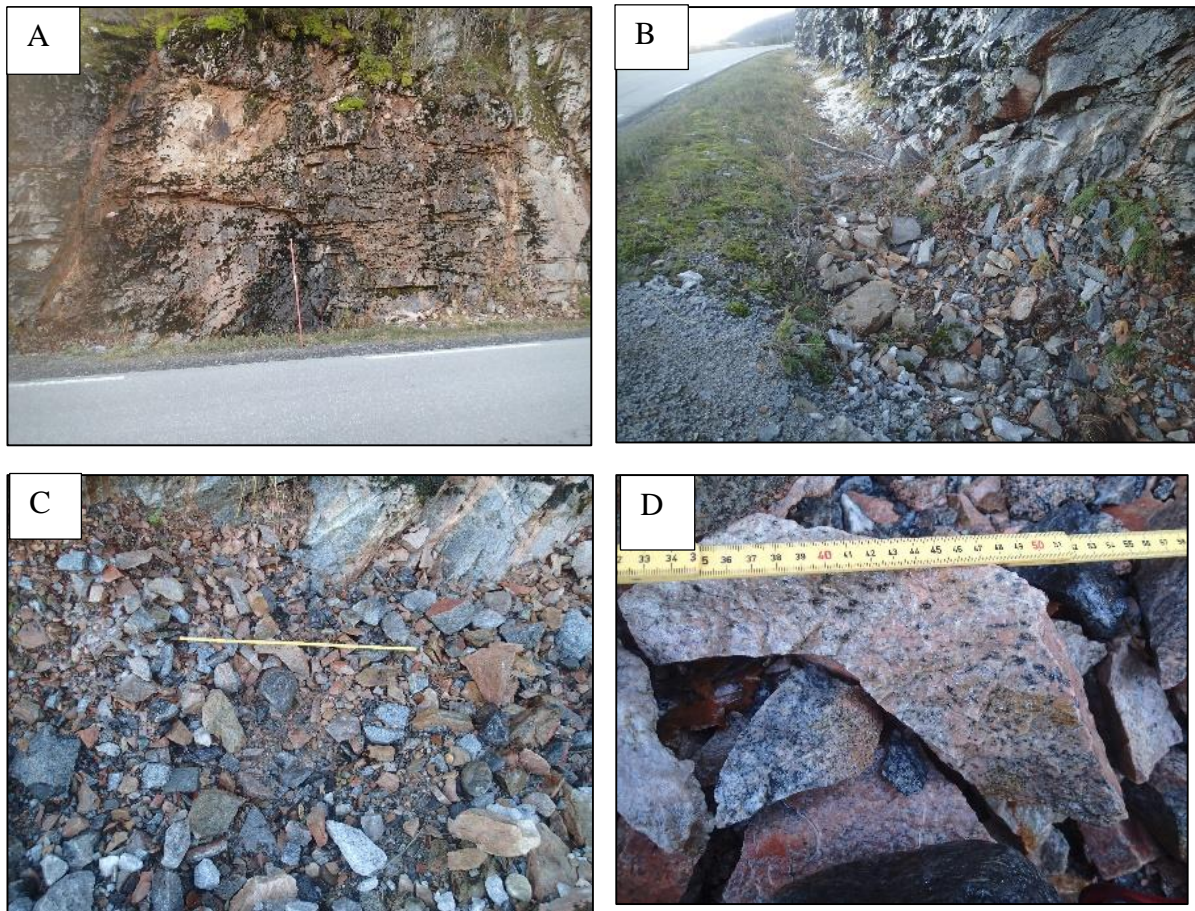


Figur 63. Områdekart med lokaliteter for to veiskjæringer.

Lokalitet 11

Ca. 200 m sørover på fylkesvei 76 fra Bjørnstokk kraftstasjon ligger en veiskjæring hvor en svakhetsone har utgående. Bergmassen i svakhetssonen var rødlig i fargen og minnet om de svakhetssonene som var observert tidligere i feltarbeidet. Fjellkvaliteten kan beskrives som småfallent. Det lå en rekke biter i størrelsesorden grus og stein i grøfta i underkant av skjæringen. Dette gjorde det imidlertid ikke til sidene for svakhetssonen der fjellet etter alt å dømme var av bedre kvalitet.

En rekke tette sprekker ga lav RQD, men det så ikke ut til å være mer enn 3-4 sprekkesett. Det ble ikke observert noe sprekkefyll, og det så ut til å være relativt god bergkontakt mellom sprekkenes.



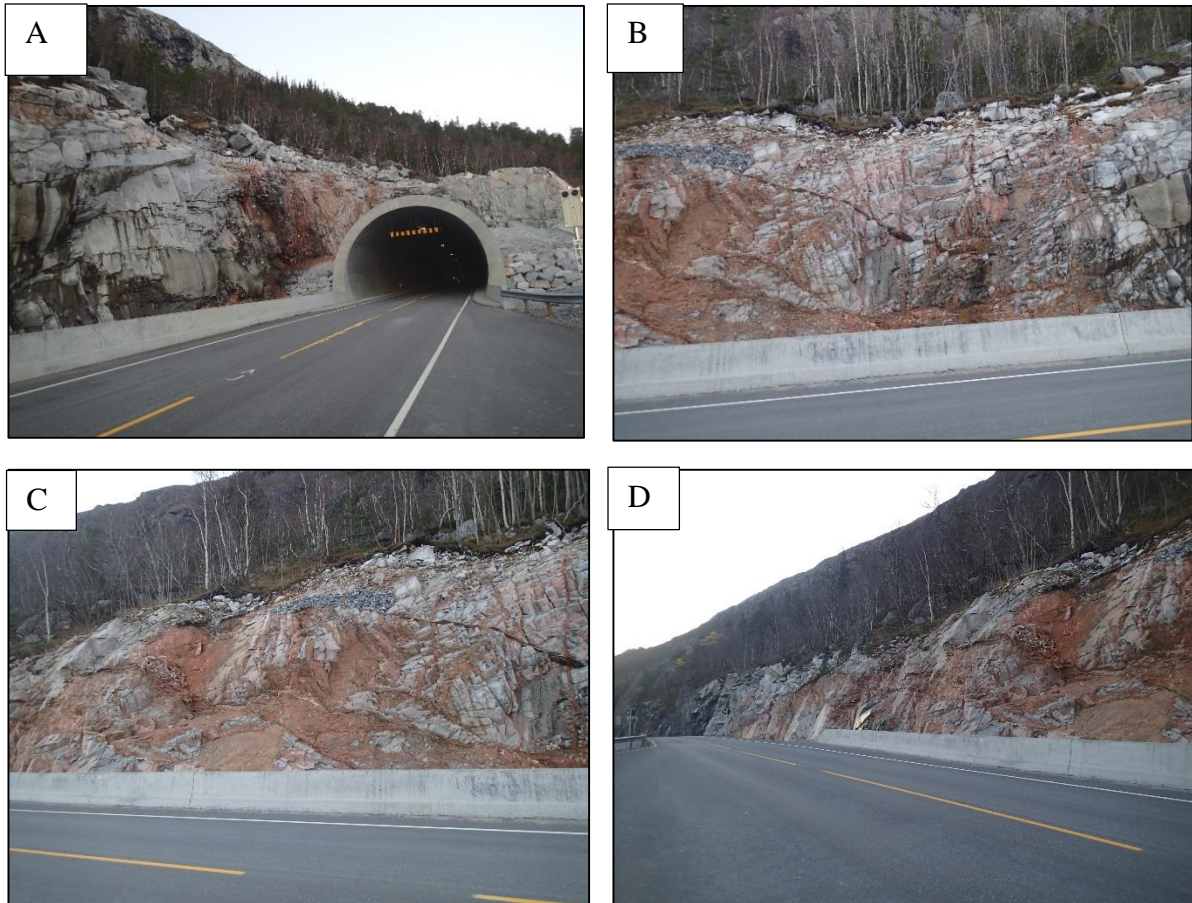
Figur 64. Bilde A, C og D er tatt mot nord. Bilde B er tatt mot SV. Bildene gir et inntrykk av hvor lett de to forskjellige bergkvalitetene (svakhetssonen og sideberget) forvitrer.

Tabell 33

Lokalitet		11
Rock quality designation	RQD	15
Tall for sprekkesett	Jn	12
Sprekkeruhetstall	Jr	1,25
Tall for sprekkefylling	Ja	2
Sprekkevannsfaktor	Jw	1
Spenningsfaktor	SRF	10
Rock mass quality	Q-verdi	0,08
Geological strength index	GSI	40

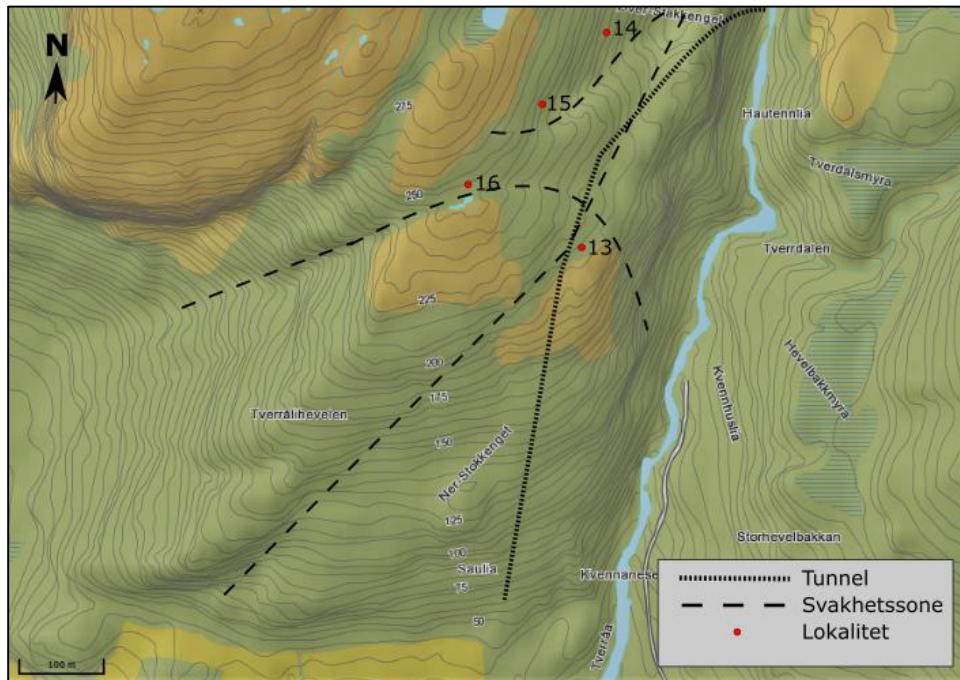
Lokalitet 12

Det er flere svakhetssoner som kommer ut i de mange vegskjæringene langs Tosenfjorden. De fleste har fellestrekkene rødlig farge og småfallent berg. Svakhetssonen i en veiskjæring sør for Målvikhammartunnelen var nok et eksempel på dette.



Figur 65. Veien går i SV-NØ retning, og viser en svakhetsone med utgående sør for Målvikhammartunnelen. Bilde A og B er tatt mot nord. Bilde C og D er tatt mot vest. Foto: Rune Fagerheim.

4.1.4 Tverråa



Figur 66. Ingeniørgeologisk kart for Tverråa. Kartet er laget i Inkscape med kartdata fra Norgeskart.no

Lokalitet 13

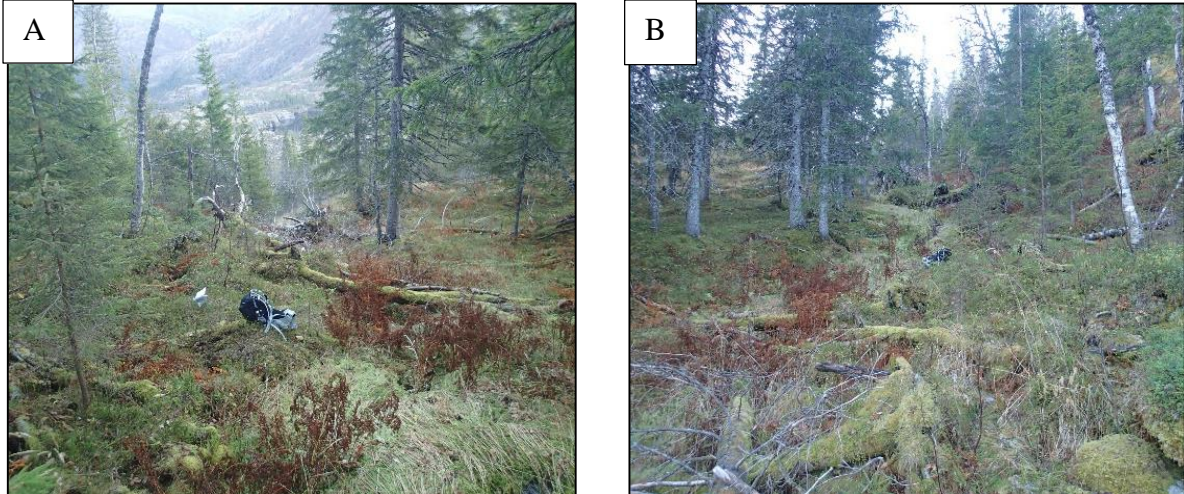
Det ble observert en mulig svakhetszone gående i en NØ-SV-retning. I et ellers slakt skrående terreng var området hvor denne linjasjonen strakk seg flatere og besto av myr eller vegetasjon som ofte vokser på myr. Terrenget langs linjasjonen var generelt meget fuktig. For det omkringliggende terrenget lå trolig berget tett under overflaten slik at vannet ble drenert vekk. I linjasjonen som antas å være en svakhetszone er trolig de øvrige deler av berget sterkt forvitret slik at vann trenger inn og blir stående. På enkelte steder lå sonen noe dypere i terrenget enn omkringliggende terreng. Sonens tilsynelatende mektighet i dagen var 3-4 m.



Figur 67. Mulig svakhetszone. Bilde er tatt mot SV. Foto: Rune Fagerheim.

Lokalitet 14

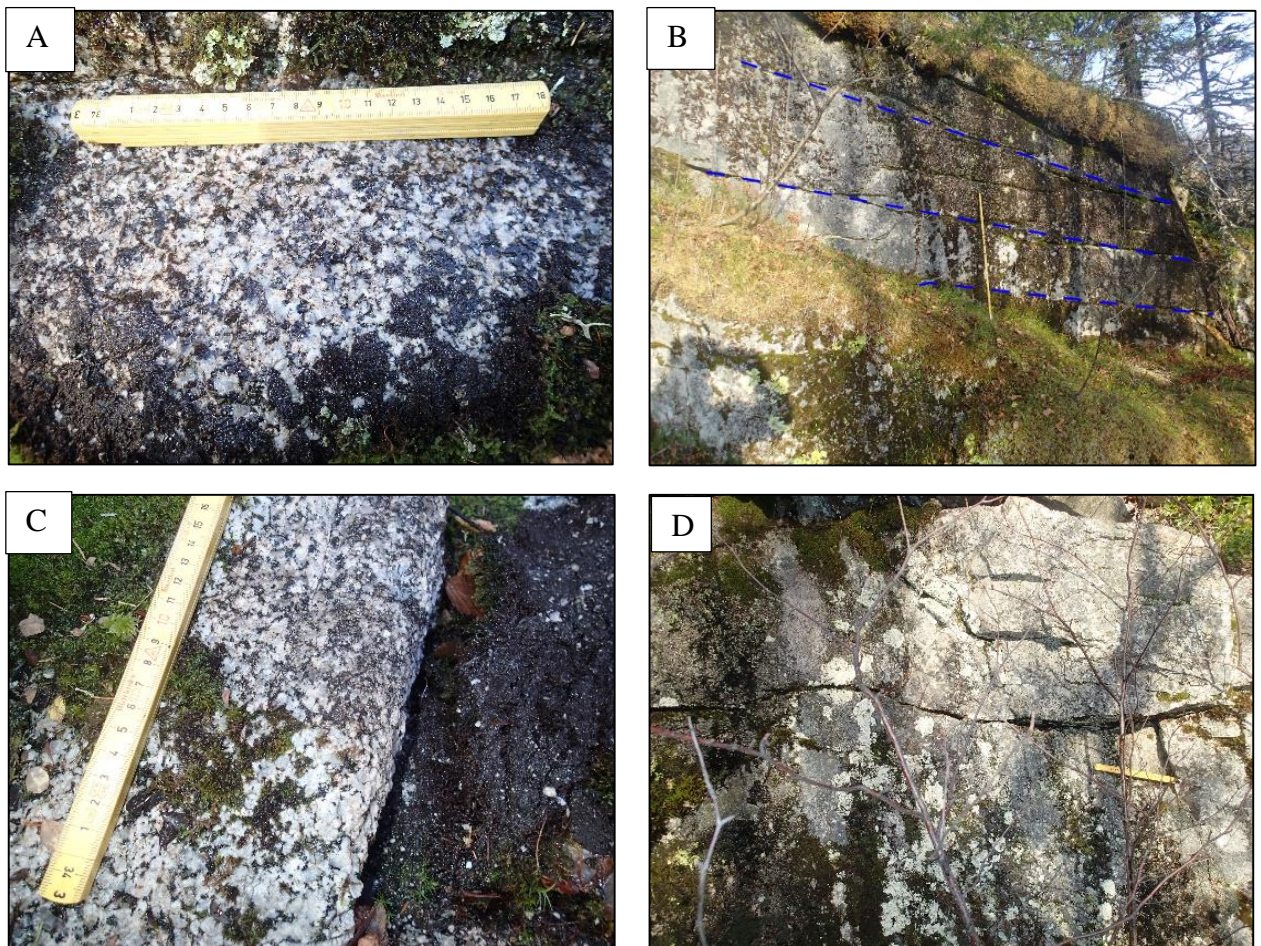
Figur 68. Bilde A er tatt mot NØ. Bilde B er tatt mot SV. viser en depresjon i terrenget som går i NØ-SV retning. Depresjonen kan være en svakhetszone.



Figur 68. Bilde A er tatt mot NØ. Bilde B er tatt mot SV.

Lokalitet 15

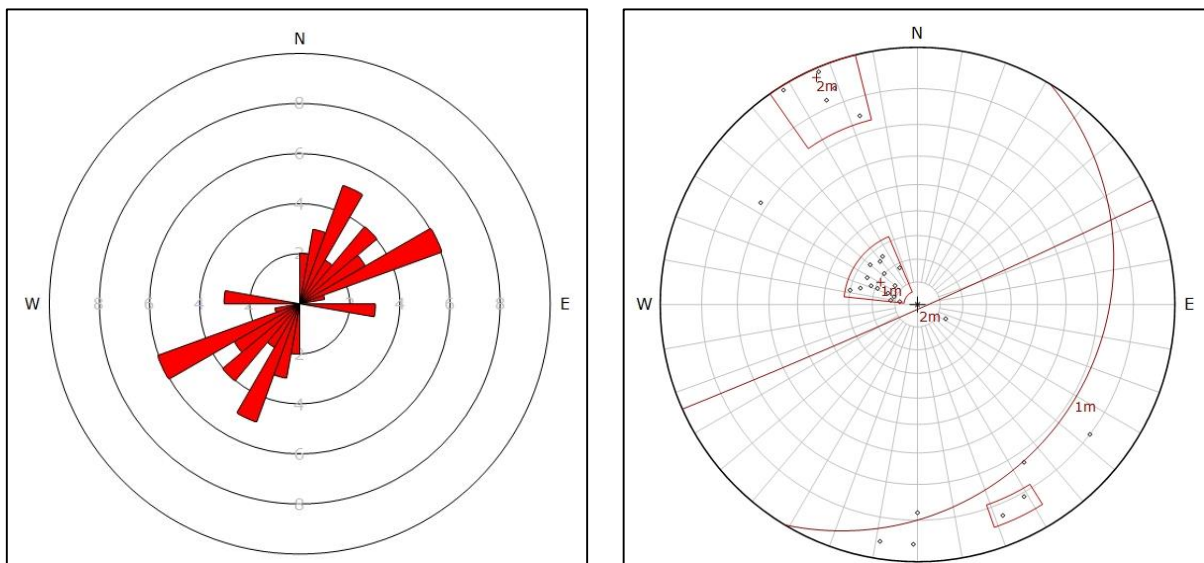
Ved lokalitet 15 lå en sub-vertikal bergvegg. Bergveggen hadde en NØ-SV-retning, og fulgte den samme lineasjonen som den mulige svakhetssonen ved lokalitet 14. Berget hadde 2 tydelige sprekkesett. Ett sub-horisontalt og ett sub-vertikalt. Det horisontale settet kom klarest frem, da det hadde utgående i selve fronten på bergveggen. Det vertikale så ut til å skjære nedover med strøk likt fronten av veggen. Sprekkeavstanden til det sub-horisontale sprekkesettet var ca. 0,5-0,8 meter. Det var ikke mulig å studere eventuelle baksprekker parallelt med fronten, da bergveggen var overdekt av vegetasjon på toppen. Bergarten var en monzonitt, og så ut til å være noe mer grovkornig enn ved tidligere observasjoner. Berget var hardt og relativt uforvitret med sprekker som hadde god bergkontakt. Tidvis sammenvoksing av harde mineraler forekom. Sprekkestrukturen var både plan og bølgete, med ru overflate.



Figur 69. Bilde A og C er nærbilde av bergarten. Selv om berget stort sett fremsto som uforvitret kan man se av bilde C at det ligger en del korn på bakken. Det kunne virke som at bergarten var i ferd med å forvitre enkelte plasser. Bilde B viser bergveggen med det sub-horisontale sprekkesettet indikert med blå stiplelinje. På bilde D fremkommer det at sprekkestrukturen enkelte steder var mer bølgete enn planar (se tommestokk). Foto: Rune Fagerheim.

Tabell 34.

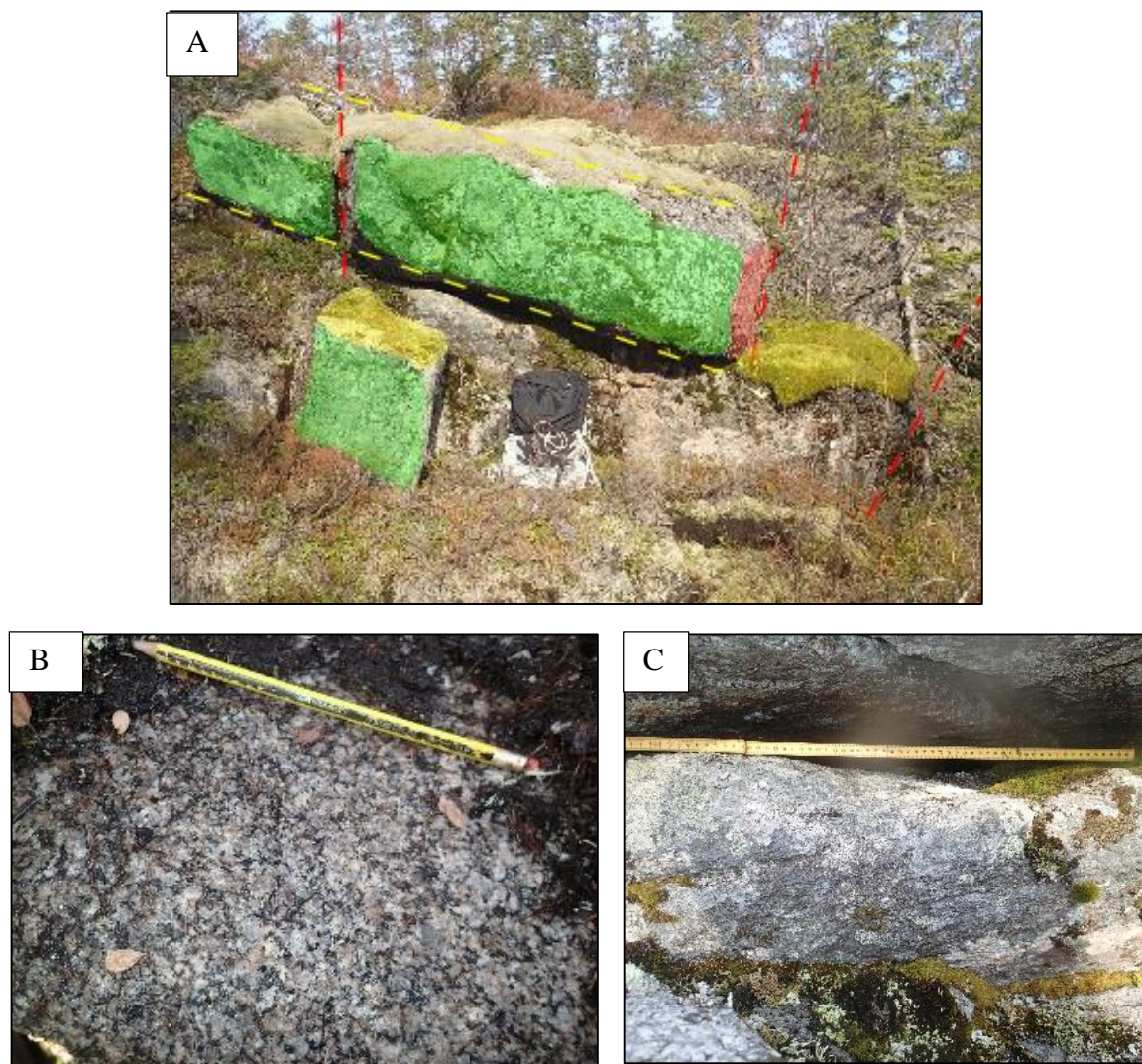
Lokalitet		15
Rock quality designation	RQD	80
Tall for sprekkeseett	Jn	4
Sprekkeruhetstall	Jr	2
Tall for sprekketrylling	Ja	1
Sprekkevannsfaktor	Jw	1
Spenningsfaktor	SRF	2
Rock mass quality	Q-verdi	20
Geological strength index	GSI	75



Figur 70. Sprekkerose og pol-plott med storsirkler for lokalitet 15.

Lokalitet 16

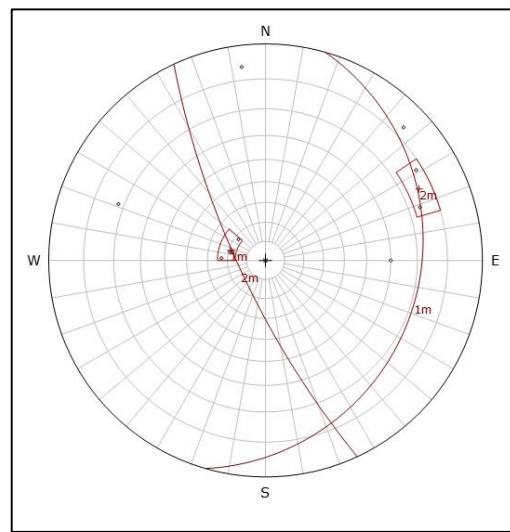
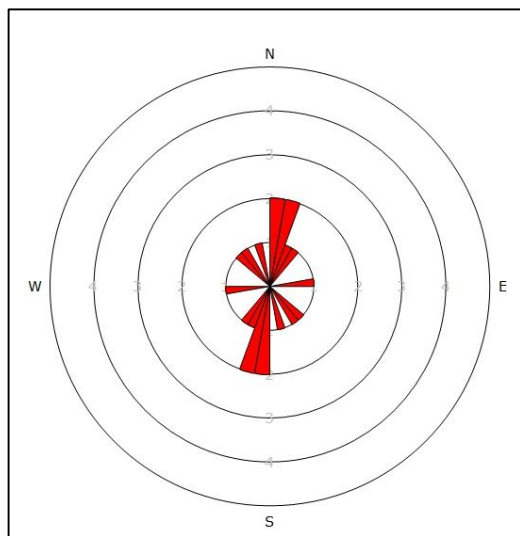
Berget fremsto som hardt og lite forvitret. Noen av blokkene hadde trolig ligget oppe i dagen i lengre tid, da de var godt avrundet i kantene. Bergarten var Monzonitt, men var noe rødere i fargen enn hva som var observert på tidligere Monzonitt-lokaliteter. Berget her besto av tre hovedsprekkeretninger, der sprekkeene var plane og bølgete (Figur 71, bilde C) med røe overflater. Bergkontakten var varierende. Det ble ikke observert tegn til sprekkefyll i form av hverken leire, sand eller sammenvoksing av harde mineraler. Dette skyldes trolig erosjon på grunn av den lange eksponeringstiden i dagen.



Figur 71. Bildene er tatt mot nord. Bilde A viser det som ble tolket som 3 sprekkesett. Merket med grønn strek er et sub-vertikalt sett med fall mot SV. Gul strek indikerer et sub-horisontalt sprekkesett. Dette har fall mot øst. Sprekkesettet med rød strek hadde fall mot NØ.

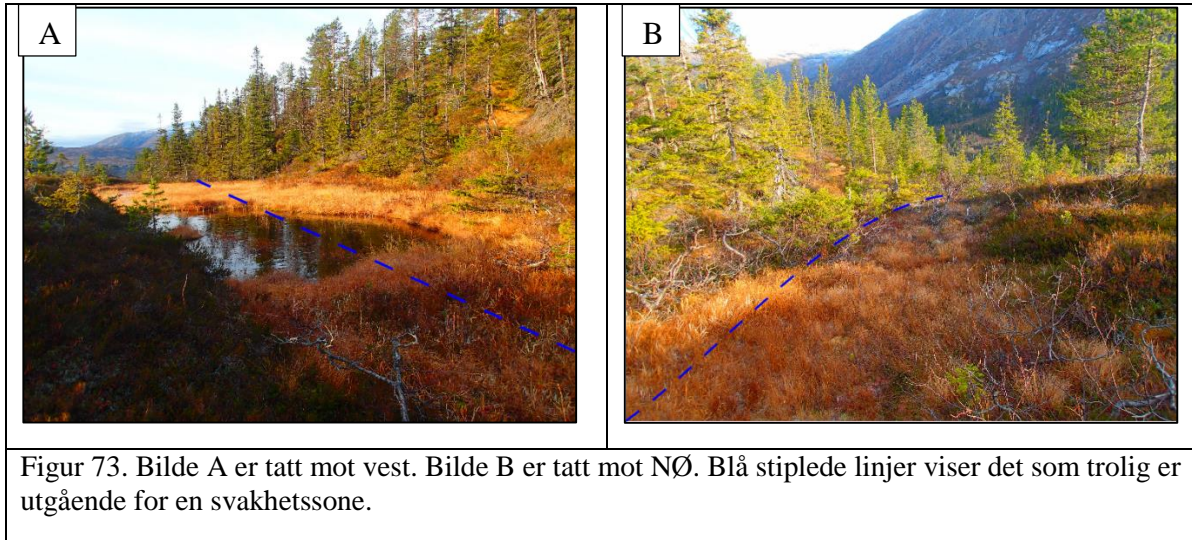
Tabell 35.

Lokalitet			16
Rock quality designation	RQD		90
Tall for sprekkesett	Jn		9
Sprekkeruhetstall	Jr		2
Tall for sprekkefylling	Ja		1
Sprekkevannsfaktor	Jw		1
Spenningsfaktor	SRF		2
Rock mass quality	Q-verdi		10
Geological strength index	GSI		70



Figur 72. Fra sprekkerosen og polplottet ser det ut til at blotningen har to sprekkesett. Dette er motsatt av hva som ble tolket visuelt i felt og fra bilde A, Figur 71. Det bør legges merke til det begrensede antall strukturmålinger som ble gjort her på grunn av begrenset tid: 10 målinger. Det er sprekkesettet merket med rød strek i Figur 71 som ikke kommer med i polplottet.

Det gikk også trolig en svakhetssone like ved lokaliteten. Sonen opptrådte som en tydelig depresjon i terrenget med en SVV-NØØ retning. Depresjonen var preget av myr, gress og enkelte pytter/små tjern. På begge sidene i terrenget lå bergknauser som raget noe høyere enn den antatte svakhetssonen.



4.2 Laboratorieundersøkelser

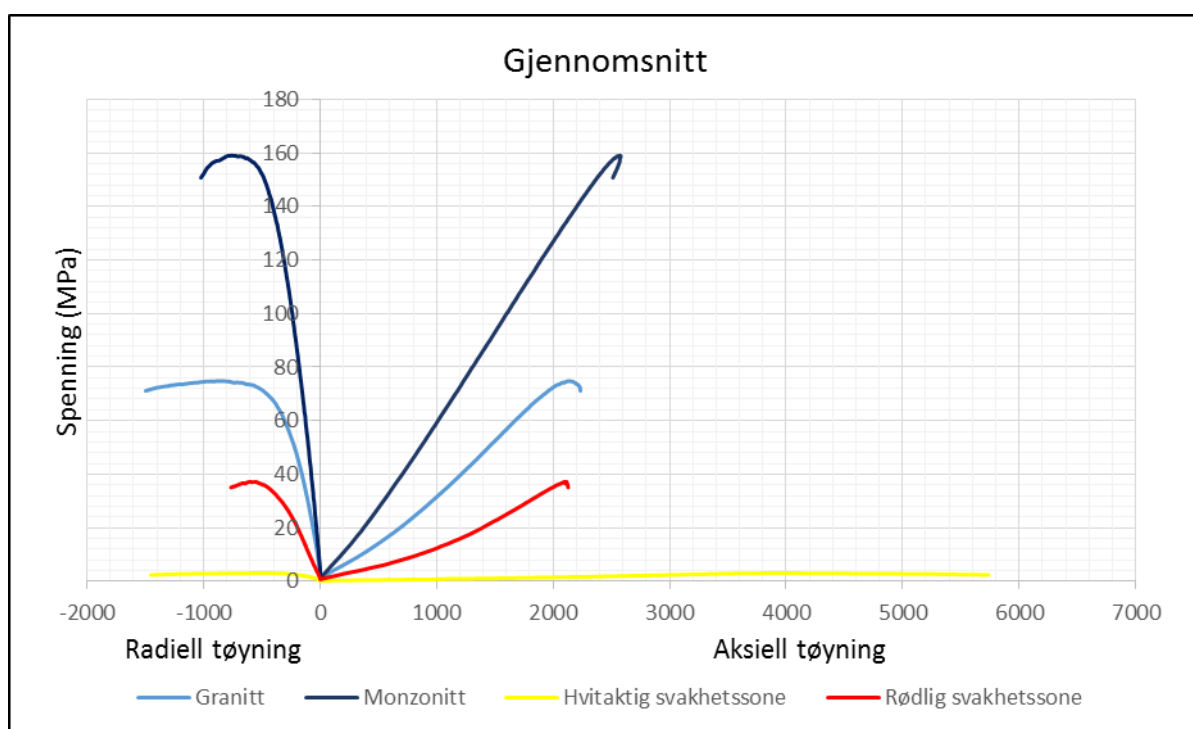
Resultater funnet på laboratorium blir presanter her.

4.2.1 Enaksiell trykkfasthet (UCS)

Under et forsøk samles det inn data om spenning, radiell tøyning og aksiell tøyning. Disse dataene konverteres over til Excel-fil. Under vises fem bilder. Hvert bilde viser grafisk fremstilling av de resultater som er innsamlet under forsøkene.

Det lyktes å lage fem kjerner av granittprøven som ble tatt ut i løpet av feltarbeidet. Fra grafen ser man at alle prøvene hadde relativt like egenskaper, både med tanke på stigningstall og størrelse, for både radiell og aksiell tøyning. Dette gjør det enklere å bestemme en endelig verdi for UCS, E-modul, og poisson's ratio. Sånn kan en representativ verdi finnes og brukes for alle granittlokalitetene i feltområdet. Dessverre lyktes det bare å ta ut to hele kjerneprøver av monzonitten. Dette skyldes at det gikk et kløv på tvers av prøven som ikke ble observert når prøven ble tatt. Dette gjorde at mange kjerner knakk under boringen. Fra grafen kan man imidlertid se at prøvene hadde svært like egenskaper, og det vil være lett å bestemme en representativ verdi. Det faktum at det bare lyktes å ta ut to kjerner må sees på som en usikkerhet.

Det ble samlet to prøver fra en svakhetszone i feltområdet. For den rødlige prøven lyktes det å bore ut fire hele sylindere som kunne testes i bergpressa. Fra grafen ser man at resultatene varierte i stor grad, og det blir vanskeligere å finne en representativ verdi for E-modul, UCS og Poissons ratio. Fra den hvitaktige prøven lyktes det bare å bore ut tre hele sylindre. Fra grafen ser man at også her er det en del variasjon, og det vil være vanskelig å finne en representativ verdi for E-modul, UCS og Poissons ratio.



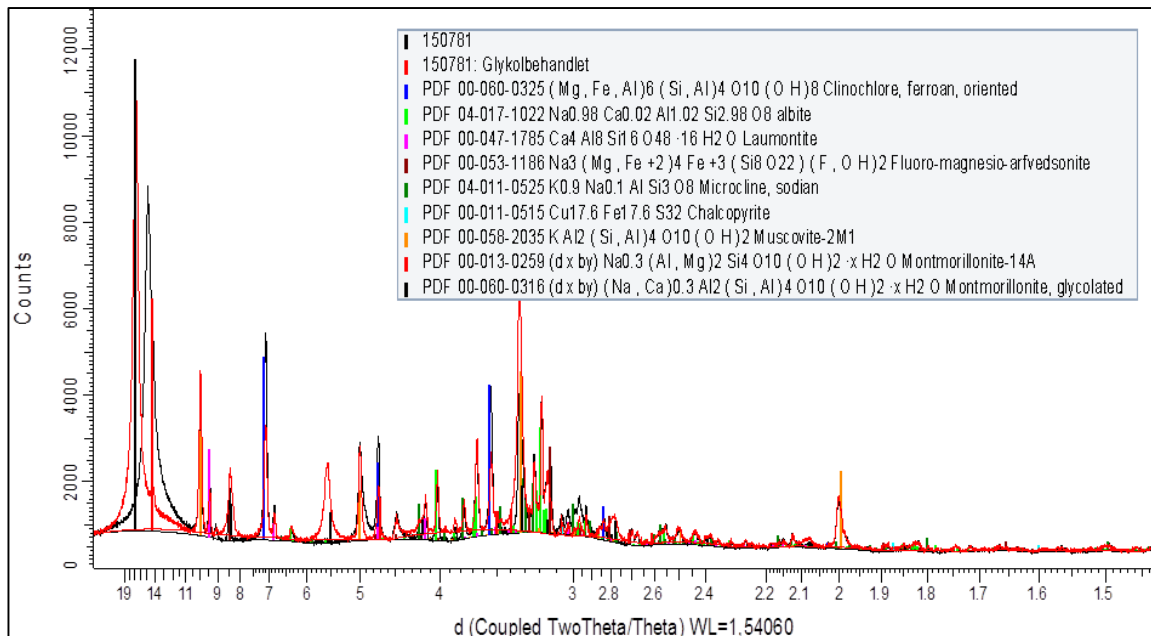
Figur 76 Det er laget en grafisk fremstilling over gjennomsnittskurven for hver bergart. Dette ble gjort for å få en relativ sammenlikning mellom bergartene i feltområdet. Her sees den store forskjellen i enaksiell styrke på bergarten fra den hvite delen av svakhetssonen og monzonitten.

Tabell 36 viser data fra UCS-forsøkene. I tillegg er det regnet ut snittverdier for UCS, E-modul og Poissons ratio. G1 er granittkjerne nr. 1, G2 er granittkjerne nr. 2 osv. M er monzonitt, H er hvitaktig svakhetszone og R er rødlig svakhetszone.

Prøve	UCS (MPa)	E-modul (GPa)	Poissons Ratio	UCS-snitt (MPa)	E-modul-snitt (GPa)	Poissons Ratio snitt
G1	78,2	44,48	0,18	75,8	41,47	0,22
G2	73,5	40,42	0,21			
G3	78,5	41	0,22			
G4	81,8	44,59	0,25			
G5	67,2	36,86	0,22			
M1	162,7	67,74	0,17	162,0	67,82	0,19
M2	161,3	67,9	0,21			
H1	3,1	1,15	0,09	3,3	0,95	0,10
H2	3,1	0,79	0,06			
H3	3,6	0,9	0,15			
R1	34,5	28,47	0,3	40,3	24,79	0,25
R2	19,5	10,38	0,22			
R3	43,5	22,58	0,29			
R4	63,7	37,71	0,18			

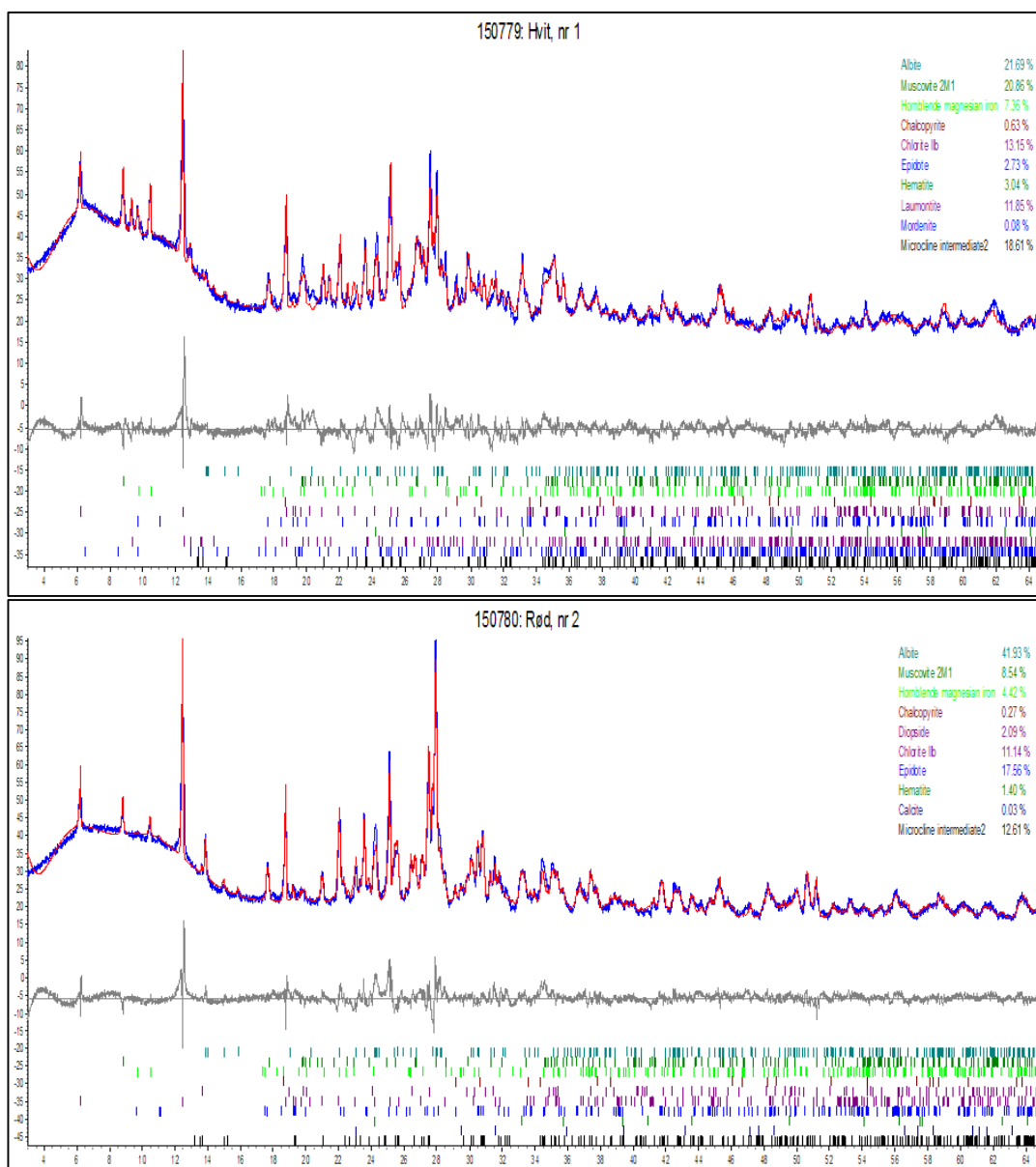
4.2.2 XRD

Test av svellepotensialet



Figur 77 viser to diffraktogrammer av finstoff (<6 mikrometer). Den svarte grafen er fra analysen av finstoff etter lufttørring, mens den røde er etter glykolbehandling og tørring. De svarte toppene har forskjøvet seg noe mot venstre og svelleleire er dermed påvist. Langs x-aksen plottes avstanden mellom atomene, og y-aksen viser intensiteten av de reflekterte røntgenstrålene (Tijhuis, 2016).

Test av mineralinnhold



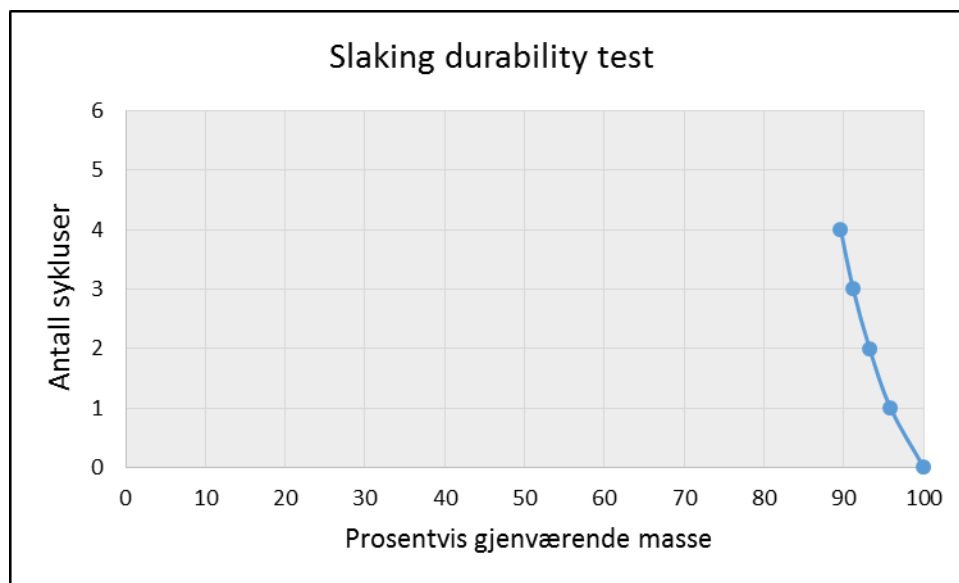
Figur 78 Grafisk utskrift fra XRD-analysen av mineralinnholdet. En omskriving av resultatet blir gjort under diskusjonen i denne oppgaven.

4.2.3 Slake-durability test

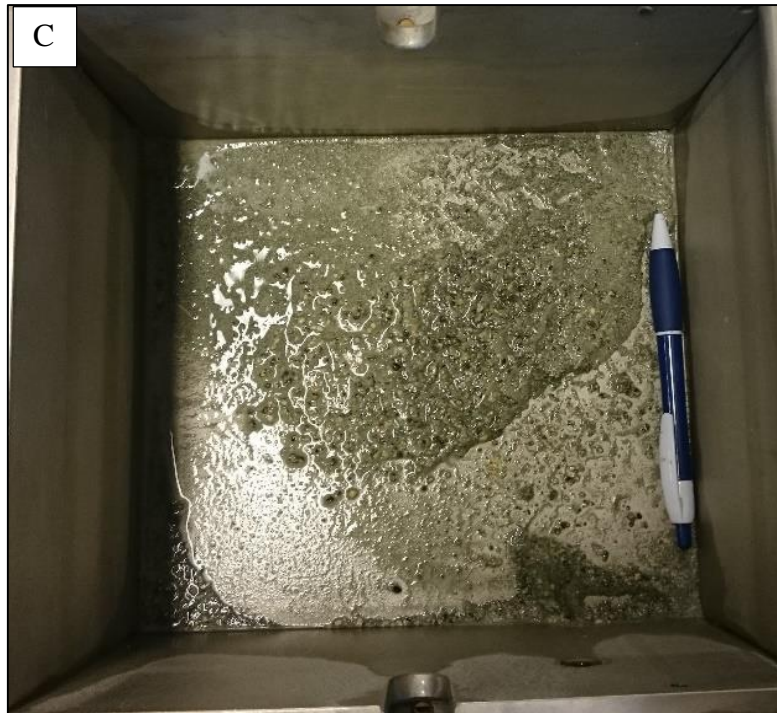
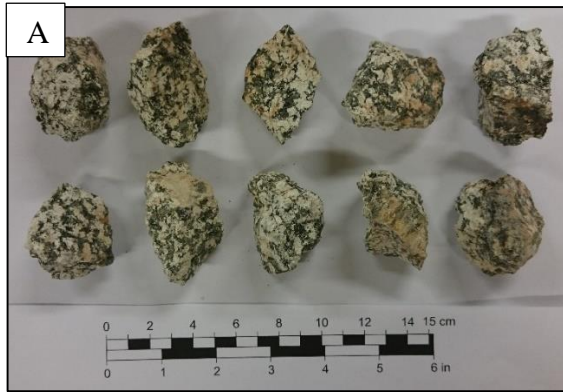
Som beskrevet i metodekapittelet og etter gjeldende standard (ISRM, 1977), ble det kjørt to sykluser hvor verdier for index I_{d1} og I_{d2} ble funnet. I Tabell 37 vises disse henholdsvis som index for prøve B og index for prøve C. Prøve A er vekten etter første tørking. Altså før første syklus. Videre ble det beregnet ytterlige to index-verdier for å få et bedre bilde av kurven. Under sees en tabell over oppnådde data.

Tabell 37. Vekt og Index etter fire sykluser.

Prøve	Syklus	masse (g)	Index
A	0	2385,3	100
B	1	2364,6	95,8
C	2	2351,6	93,2
D	3	2341,4	91,2
E	4	2333,6	89,6

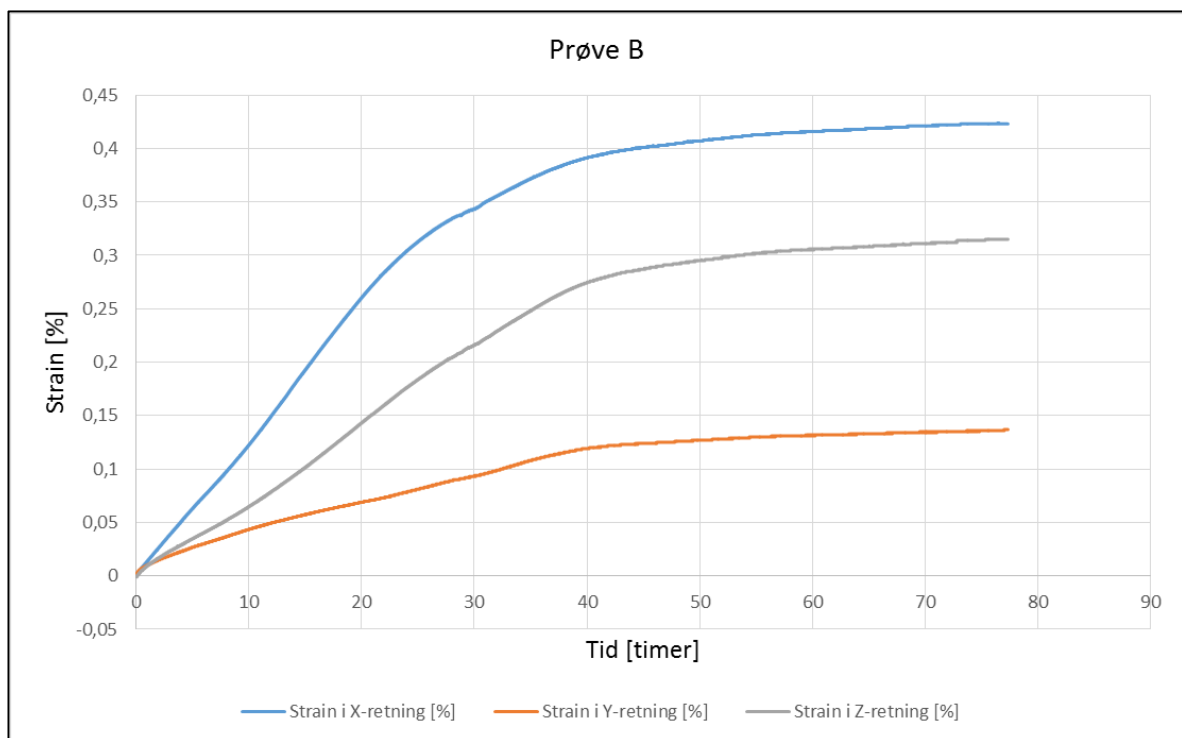
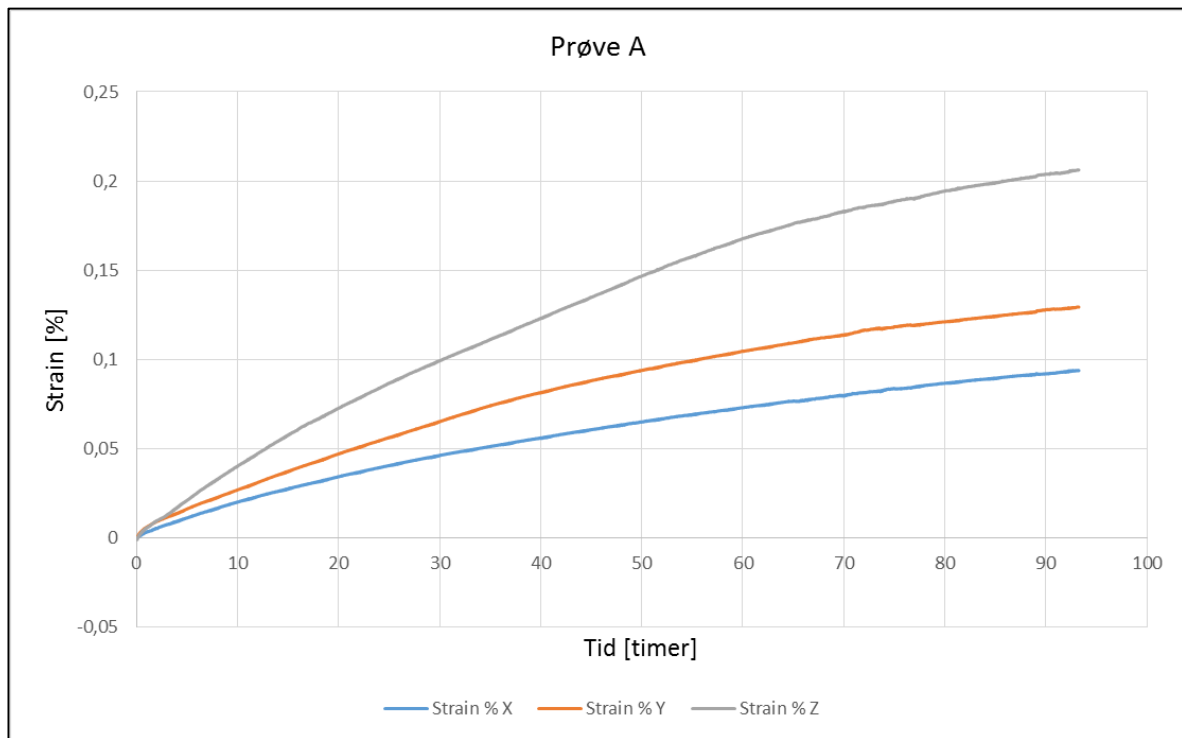


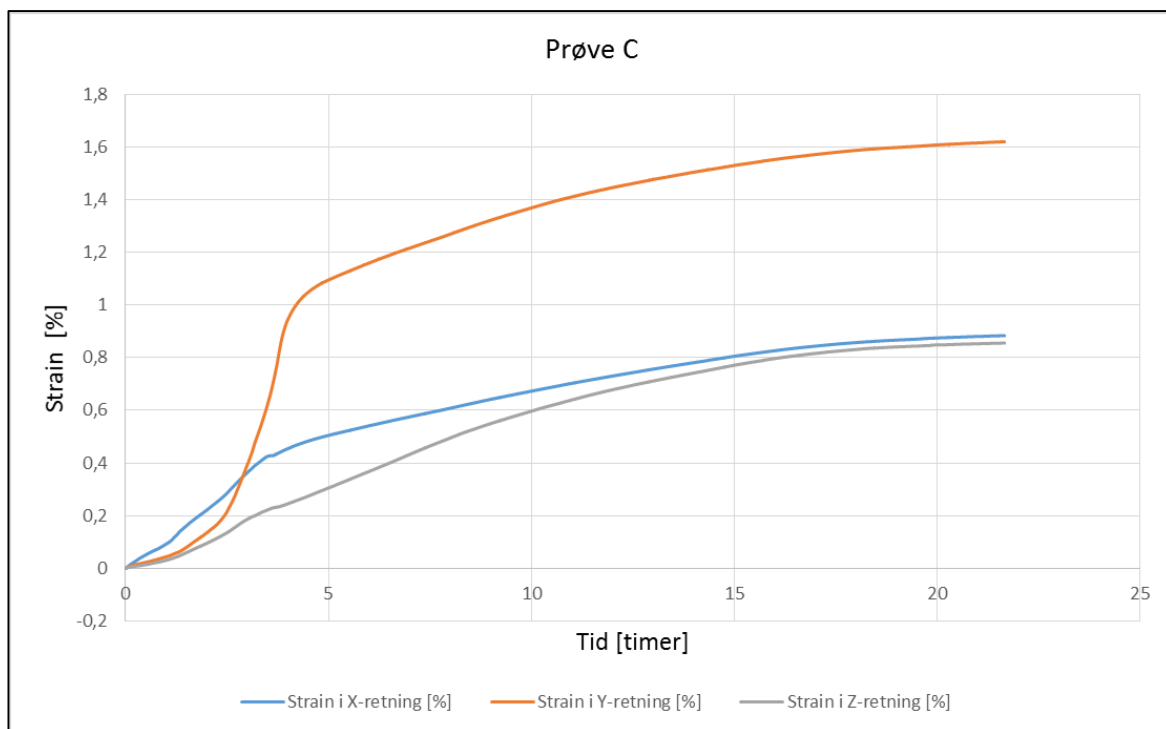
Figur 79 I henhold til teori klassifiseres en massebevaring på 93,2 % etter to sykluser som middels høy (ISRM, 1977).



Figur 80. Bilde A viser prøven før første syklus. Bilde B viser prøven etter siste syklus. Grusen nede til venstre i bilde B er avslåtte biter som ikke har gått gjennom gitteret (> 2 mm). Dette stoffet regnes fremdeles som en del av prøven. Bilde C viser stoffet som er gått igjennom gitteret (< 2 mm). Det ser ut til at det aller meste er av meget fin karakter (fin sand, silt og leir) med unntak av noen få korn som ser ut til å være grov sand. Kornklassifisering etter (Folk, 1954).

4.2.4 3D-test av svelling



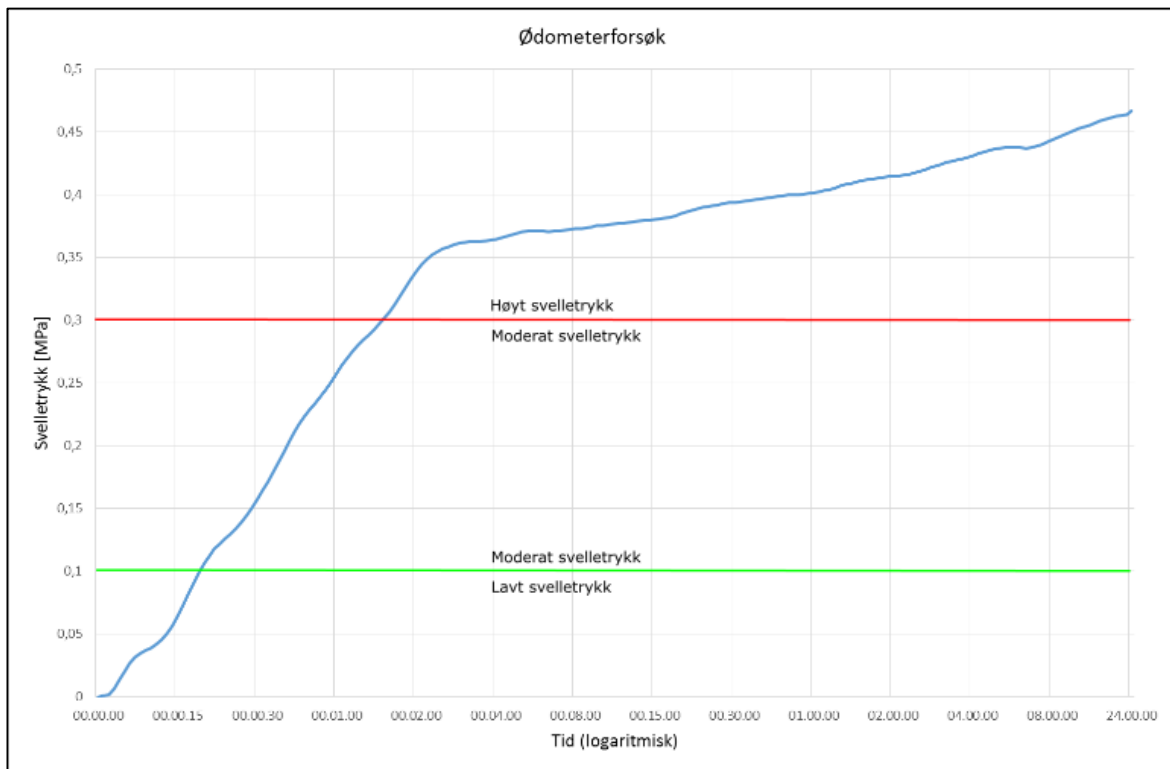


Figur 81. viser svellingen i angitt retning for tre bergartsstykker, A, B og C fra hvitaktig svakhetssone. Merk at skalaene for de tre forsøkene ikke er like.

Tabell 38. Oppnådde data fra forsøket viser at størst prosentvis svelling skjedde for prøvestykke C. Det svullet med 1,62 % i forhold til prøvestykkets lengde før forsøket.

Prøve	Svelling, X-retning		Svelling, Y-retning		Svelling, Z-retning	
	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]
A	0,032	0,09	0,044	0,13	0,070	0,21
B	0,2123	0,423	0,06615	0,137	0,1644	0,315
C	0,4575	0,883	0,8386	1,619	0,4369	0,855

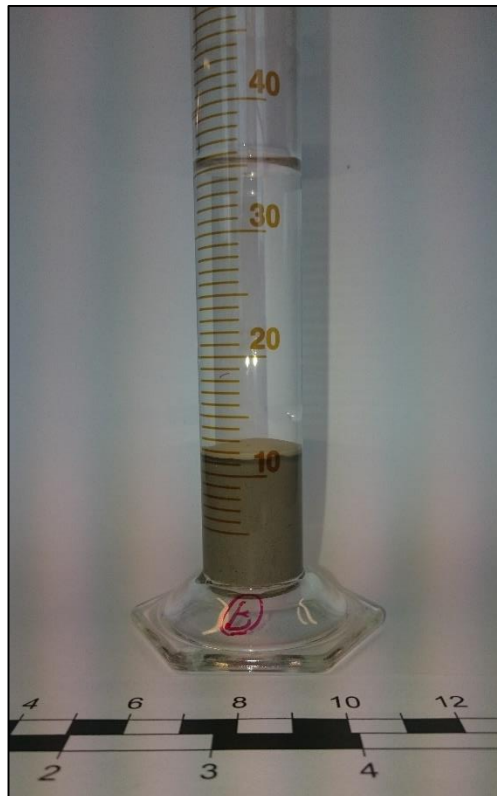
4.2.5 Ødometerrest (bulk)



Figur 82 Viser resultatet av ødometerforsøk (svelltrykk under konstant volum) presentert med logaritmisk tidsskala.

Grønnstrek markerer grensen mellom det som klassifiseres som et lavt og moderat svelletrykk. Rød strek markerer grensen mellom det som klassifiseres som et moderat og høyt svelletrykk. Fra data settet som ikke er tatt med i denne oppgaven ble det observert at svelletrykket flatet veldig ut etter 24 timer. Forsøket pågikk imidlertid lengre, og det ble registrert en toppverdi på 0,5 MPa etter ca. 83 timer. Svelletrykket for prøven vil dermed klassifiseres som høyt.

4.2.6 Fri svelling (bulk)



Figur 83 Resultat etter ca 1 uke. Prøvevolumet har økt fra 10 ml til 12 ml. Et tynt lag (ca. 0,75 ml) la seg i toppen etter flere dager. Foto: Rune Fagerheim

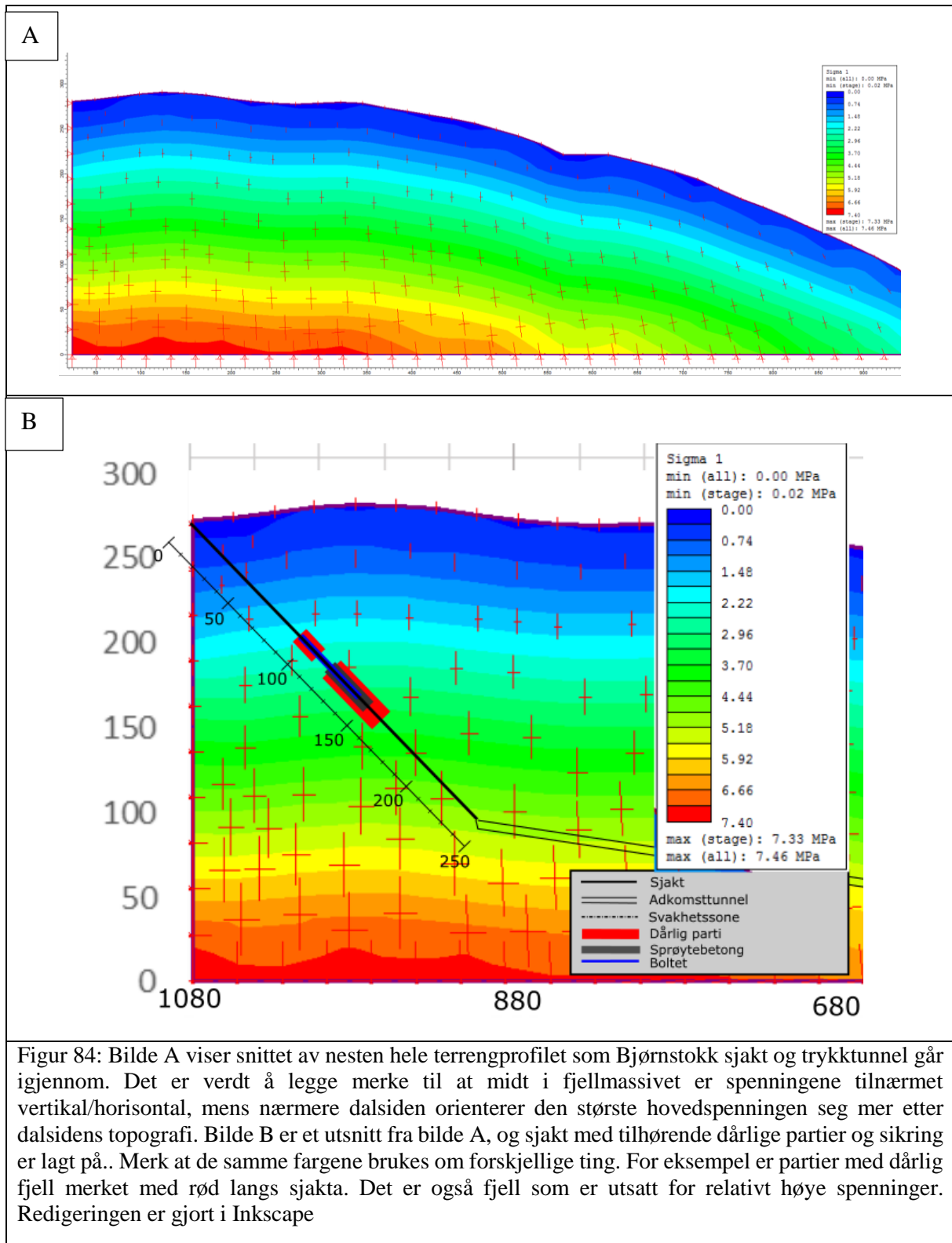
Tabell 39 resultat fra fri svelling på bulkprøve av bergart «hvitaktig svakhetsone»			
V₀ [ml]	V₁ [ml]	Fri svelling [%]	klassifisering
10	12	120	Lite til middels aktivt

4.3 Numerisk modellering

Det var ønskelig med en numerisk modellering av et utsnitt av sjakta for å studere deformasjon og brudd i bergmassen rundt. Det ble gjort modelleringer av forskjellige spenningssituasjoner og ulike bergkvaliteter. Skjermdumper fra modelleringen er plassert i bilagslista, og må brukes sammen med teksten i dette kapitlet.

4.3.1 Vertikalspenning

Det ble modellert et snitt av terrengprofilet i Phase2 for å se hvordan hovedspenningene var orienterte i fjellet og i forhold til sjakta (Figur 84). Merk at det er kun vertikalspenningen og den ene horisontalspenningen som det blir modellert for. Siste hovedspenning går tvers gjennom snittet og vil ikke vises da Phase2 bare modellerer i 2D. For terrengmodellen er derfor spenningsforholdet mellom hovedspenningene som følger; $\sigma_H:\sigma_v:\sigma_h = 3:2:1$, der σ_H går igjennom planet. Derfor vil i dette tilfellet den største hovedspenningen, σ_1 være den vertikale, mens σ_h blir den minste hovedspenningen, σ_3 .



Fra terrenget fremkommer det at σ_1 virker loddrett langs hele sjakta. Dermed virker σ_3 horisontalt på sjakta. Siden sjakta løper på skrå med et fall på 45 grader må trykkvektorene dekomponeres for å finne kreftene som virker rett på et snitt. Sjaktsnittet det er valgt å modellere for befinner seg ca. ved pel 140 meter i sjakta. Dette er et av områdene hvor sjakta

gjennomsettes av en svakhetssone og det er satt både bolter og sprøytebetong som sikringsmiddel. Dette sjaktsnittet vil bli modellert som svakhetssone og som granitt for å sammenlikne resultater.

4.3.2 Spenningsfelt $\sigma_H:\sigma_v:\sigma_h - 3:2:1$

Ved denne spennings situasjonen er vertikalspenningen, V , en funksjon av overdekning og enhetstyngden til bergmassen. Den minste horisontalspenningen, h , er halvparten av vertikalspenningen. Den største horisontalspenningen, H , er tre ganger så stor som h .

Granitt

Selv om berget ved pel 140 i sjakta ikke er klassifisert som granitt, men svakhetssone, er det likevel blitt gjort modelleringer for dette for å få et godt sammenlikningsgrunnlag. Figur 89 i bilagslisten, Figur 89 viser resultatet for σ_1 , største hovedspenning i det 2-dimensjonale snittet. Figuren viser at sjakta får spenningskonsentrasjon i heng og såle på opp til ca. 11,5 MPa, og et spenningsminimum i begge sidene på ca. 5,5 MPa. Dette er ikke nok til å gi verken skjærbrudd eller strekkbrudd i bergmassen. Figur 90 i bilagslisten viser total deformasjon, deformasjonsvektorer og deformerte grenser- den formen spenningene ønsker å gi sjaktsnittet. Den største totale deformasjonen observeres i sidene og er ca. 0,126 mm.

Svakhetssone

Figur 91 og Figur 92 i bilagslisten viser resultater for sjaktsnittet uten at det er montert noen sikringsmidler. Figur 93 og Figur 94 viser sjaktsnittet med monterte sikringsmidler. Figur 91 viser resultater for σ_1 , største hovedspenning i det todimensjonale snittet. Spenningskonsentrasjonen ligger et stykke over og under selve profilet og har et maksimum på ca. 10 MPa. Generellt sett er berget som ligger like inntil sjakta gjennomsatt av små spenninger (helt ned til 0 MPa). Et området med kryss rundt snittet antyder skjærbrudd i bergmassen. Bruddområdet er størst i heng og i såle. Figur 92 viser at den største deformasjonen finnes i heng og såle, og er inntil 2,07 mm. Deformasjonsvektorer og deformerte grenser indikerer formen spenningene prøver å påføre sjakta. Figur 93 viser spenningsfordelingen etter at sikring ble satt. Den største spenningen finnes litt over og under heng og såle og er ca. 9 MPa. Den minste spenningen er ca. 5 MPa og er i sidene. Det observeres også spenninger helt ned til 2 MPa i berget der hvor boltene er satt inn. Figur 94 viser at deformasjonen med sikring er størst i sidene og er ca. 0,36 mm.

4.3.3 Spenningsfelt H:V:h – 3:1:2

Ved denne spennings situasjonen er vertikalspenningen en funksjon av overdekning og enhetstygde til bergmassen, og er dermed lik vertikalspenningen i den tidligere spennings situasjonen. Her er derimot minste horisontalspenning definert som dobbelt så stor som vertikalspenningen, og største horisontalspenning er definert som tre ganger så stor som vertikalspenningen. I praksis betyr dette at spenningene i denne situasjonen er større enn tidligere.

Granitt

Også for denne spennings situasjonen ble det gjort modellering for granitt. Figur 95 viser at det ikke oppsto brudd i berget, hverken rundt profilet eller lengre inn i bergmassen. Sjaktsnittet fikk spenningskonsentrasjon i såle og heng, og den største spenning fra σ_1 er ca. 24 MPa. Minste spenning er i begge sideveggene og er ca. 11,5 MPa. Figur 96 viser at den største deformasjon skjer i sidene. Her er deformasjonen opptil ca. 0,26 mm. Minste deformasjon er i såle og heng. σ_1 ønsker å forme sjaktsnittet som en stående ellipse.

Svakhetssone

Figur 97 viser at et relativt stort område i bergmassen rundt sjakta er gått i brudd (skjærbrudd). Bruddsonen hadde størst utbredelse i bergmassen over heng og under såle. Her var også spenningskonsentrasjonen størst: ca. 23 MPa. Det er verdt å merke seg at disse konsentrasjonene fant sted et stykke inn i berget. Bergmassen nært profilet er gjennomført av svært små spenninger, helt ned til 1 MPa. Figur 98 viser at deformasjonen på sitt største er ca. 1,6 cm og er størst i såle og heng. Figur 99 og Figur 100 viser resultater fra modellering med sikringsmidler. Figur 99 viser at det forekommer noe brudd i bergmassen, hovedsakelig rundt hele profilet med fordypninger i såle og heng. Spenningskonsentrasjon ligger et stykke inn i bergmassen i såle og heng og er ca. 17 MPa. Den minste spenningen finnes i sideveggene og er ca. 10 MPa. Det er verdt å merke seg at berget som ligger helt inntil sjakta har lave spenninger rundt hele profilet, ned til ca. 3 MPa. Fra Figur 100 framgår det at deformasjonen innover på sitt meste er ca. 0,7 mm. Denne deformasjonen skjer i sidene.

5 Analyse og diskusjon

I denne delen av oppgaven vil det bli gitt en sammenstilling av de viktigste resultatene fra feltundersøkelse, laboratoriearbeid og numerisk modellering. Resultatene er så vurdert i lys av teoretiske forventninger, avvik fra disse, mulige feilkilder og den reelle situasjonen i sjakta. Det er også gjort en videre tolkning fra kartleggingen av svakhetssoner i feltområdet, og hvordan disse fortsetter innover i bakken. For en mer detaljert beskrivelse av observasjoner i felt se kapittel 4. Til slutt ble det gjort en vurdering om hvorvidt resultatene kan si noe om de ingeniørgeologiske forholdene i de andre kraftverkene i nærområdet.

5.1 Feltarbeid

5.1.1 Bergmassekvalitet og sprekkeorientering

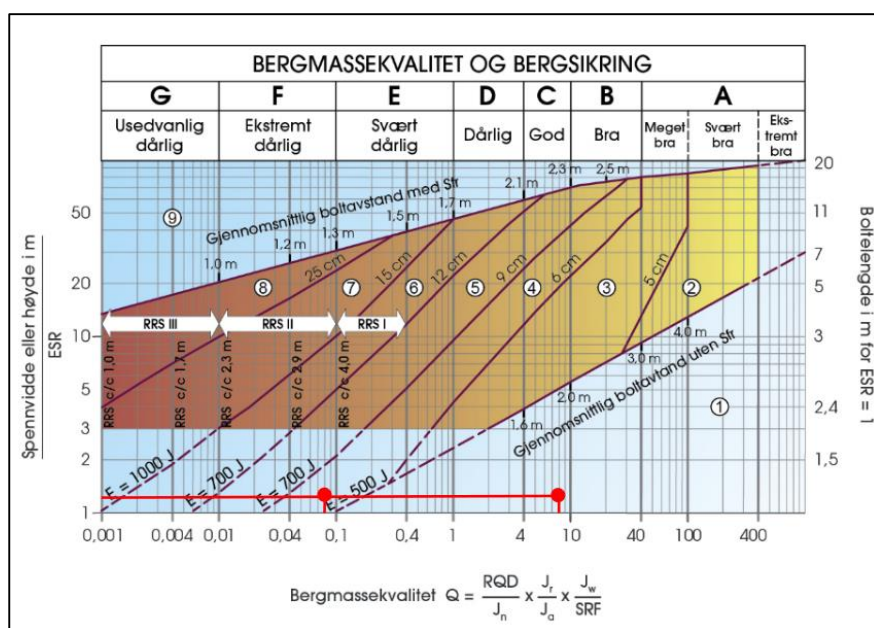
Hovedinntrykket fra feltarbeidet var at bergmassen var av relativt god kvalitet. Dette ble også bekreftet fra Q-verdier beregnet på ulike lokaliteter i feltområdet. Gjennomsnittet av alle Q-verdiene, med unntak av svakhetssonen, er oppgitt i Tabell 40, og gir en Q-verdi på 9,4. Dette klassifiseres som god, nesten som bra (grensen mellom god og bra er $Q=10$) (Norges geotekniske institutt, 2013). Trolig ble det gitt et noe konservativt estimat av parametere på de fleste lokalitetene, noe som har ført til litt lavere Q-verdier enn hva som er realiteten. Som eksempel er det under fastsettelse av RQD for lokalitet 5 (Figur 45, bilde E), valgt et området som hadde tettere sprekker enn det ellers var på lokaliteten. Det kan også diskuteres hvorvidt det er tre sprekkesett eller to sett pluss sporadiske sprekker. Fra polplottet i Figur 46 kan denne situasjonen studeres nærmere.

Det ble valgt et sprekkevannstall på 1 for alle lokalitetene. Dette på bakgrunn av beskrivelsen til NGI der det framgår at: sitat, «tørre bergrom eller med mindre innsig (fuktig eller med små drypp)» skal settes til 1 (Norges geotekniske institutt, 2013). Beskrivelsen passer godt overens med forholdene i trykktunnellen helt inntil sjakta (Figur 53), der eneste innsig registrert på feltarbeidet var på ca. 1 L/min. For denne lokaliteten ble også en relativt lav RQD registrert (65). Berget fremsto ellers som hardt og uforvitret på alle lokaliteter (unntatt svakhetssonen) med to til tre sprekkesett. Det ble sjelden observert noe sprekkefyll, men dette kan skyldes erosjon, siden de fleste lokalitetene var i dagen. Sprekkeavstanden var ofte over 10 cm, noe som i henhold til Q-systemet, ga en relativt god RQD (Norges geotekniske institutt, 2013).

Siden det ikke ble gjort befarings i selve sjakta fantes det ikke noen Q-verdi for denne. Gjennomsnittet for alle Q-verdiene med unntak av svakhetssonen (Tabell 40) er 9,4. Snittet for

Q-verdiene fra Bjørnstokk, som vist i Figur 86, er 7,3. Det ble valgt å vektlegge verdiene fra Bjørnstokk i større grad enn verdiene fra de andre områdene på grunn av geografisk nærhet, og det ble satt en Q-verdi til 8. Vektingen er en betydelig feilkilde, men alle verdiene ligger innenfor samme bergmassekvalitets kategori (god), og dermed innenfor samme sikringsanbefaling.

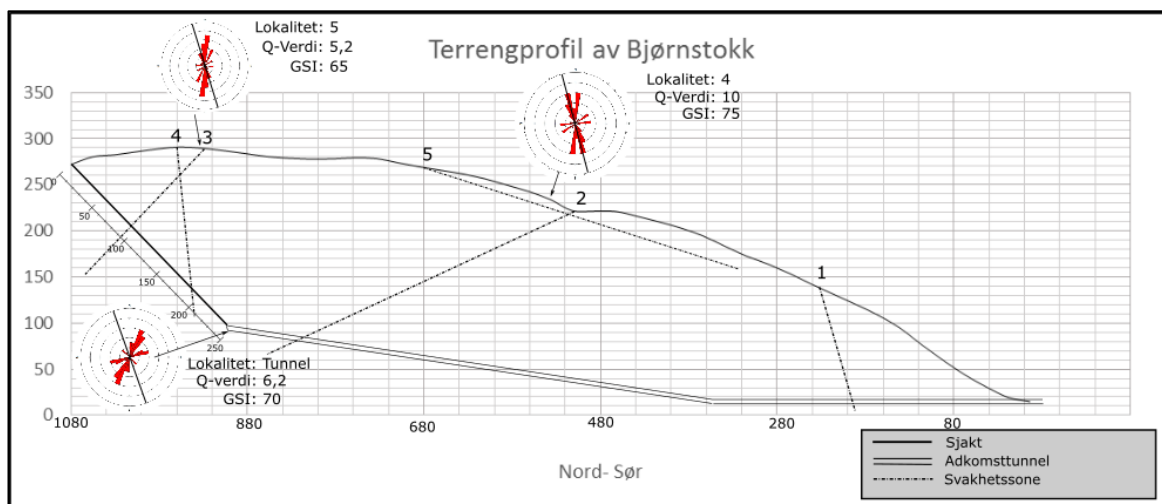
For å fastsette en Q-verdi for svakhetssonene som krysser sjakta, ble det lagt til grunn at soner med noen lunde lik orientering og som opptrer i det samme området vil ha lik geologisk opprinnelse. Videre betyr dette at de som regel innehar mange av de samme egenskapene, både med tanke på mineralogi og oppsprekking (Nilsen, Broch, 2011). Dette stemmer overens med observasjoner av svakhetssoner som kommer ut i veiskjæringene langs Tosenfjorden (Fagerheim, Flore, 2015). På Figur 64 ved lokalitet 11, og Figur 65 ved lokalitet 12, kan dette også bekreftes. Fra en vurdering av lokalitet 11 ble det bestemt en Q-verdi på 0,08. Dette klassifiserte til bergmassekvaliteten «ekstremt dårlig». Geolog fra Sweco har tidligere vurdert svakhetssonen i sjakta til å ha en Q-verdi = 0,02-0,04 (Jacobsen, 2015). Dette ble bestemt på bakgrunn av innbrakt prøvemateriale og studie av bilder fra Implenja. Dette anslaget ga også en bergmassekvalitet på «ekstremt dårlig».



Figur 85. Sikringsbehov estimert etter Q-systemet gjør at svakhetssonen faller innunder kolonne F som gir sikringsklasse 4 (vist med rød prikk nede til venstre i diagrammet). Berget for øvrig (vist med rød prikk nede til høyre) i sjakta faller innunder kolonne C som gir sikringsklasse 1. Figuren er hentet fra NGI (Norges geotekniske institutt, 2013) og modifisert i Inkscape.

Det ble vurdert å sette en ESR-verdi til 1,6 men på grunn av trykksituasjonen som vil oppstå når det står vann i sjakta ble en verdi på 1,3 valgt. Dette var en tolkning gjort på bakgrunn av beskrevne bruksområder for underjordsanlegg i NGI sine håndbøker (Norges geotekniske institutt, 2013). Av Figur 85 ser man at Q-systemet anbefaler at svakhetssonen blir sikret etter sikringsklasse 4. Dette innebærer 6-9 cm fiberforsterket sprøytebetong med en elastisitets modul på 500 -700 J, og en gjennomsnittlig bolteavstand på 1,2 -1,3 m. Boltelengden er anbefalt til ca. i under kant av en meter. Av den samme figuren fremgår det at det øvrige berget i sjakta anbefales sikret etter sikringsklasse 1: usikret eller spredt bolting. Med tanke på berget sin plassering i Q-systemet (ned og til høyre i Figur 85) kan det vise seg at det ikke er nødvendig å benytte sikringsmidler i det hele tatt. Det må uansett gjøres en vurdering av om hvorvidt det finnes enkelttilfeller som har behov for ekstra sikring (Norges geotekniske institutt, 2013). På grunn av den lave spennvidden (1,5 m) plottet sjakta langt nede på sikringsdiagrammet (Figur 85). I disse partiene har alle sikringsanbefalingene bare stiplede linjer som betyr at det ikke finnes empiriske data for området. Dette innebærer en ekstra usikkerhet for sikringsanslaget (Norges geotekniske institutt, 2013).

Siden Q-systemet er best egnet til hardt og oppsprukket berg, kan trolig resultatene for det øvrige fjellet i sjakta (sikringsklasse 1) sees på som mer pålitelige enn resultatet fra svakhetssonen (sikringsklasse 4). Q-systemet er dårligere egnet for svake og myke bergarter. Ved lave Q-verdier ($Q < 1$) er det viktig å kombinere med numeriske modelleringer (Norges geotekniske institutt, 2013). Ja-faktoren skal ta inn om det finnes svelleleire i slepper og liknende, men Q-systemet er ikke utviklet til bruk på svellende bergarter (Norges geotekniske institutt, 2013). Dette må også tas i betraktning under en vurdering av sikringsmidlene ut ifra Q-systemet.



Figur 86. Viser profilet av Bjørnstokk med estimert løp for svakhetssoner, Q-verdier, GSI-verdier og sprekkeroser med sjaktas orientering. Sjaktas orientering er indikert med sort strek i sprekkerosen. Figuren er laget i Inkscape med utgangspunkt i FKB-data fra kartverket.

Av Figur 86 framgår det at sjaktas orientering til en viss grad sammenfaller med strøket for sprekkestettene. Spesielt gjelder dette for lokalitetene 4 og 5. Dette er ugunstig med tanke på stabiliteten i sjakta, og kunne i teorien ha økt sikringsbehovet (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen, Grundt, 2003). Det skal imidlertid sies at det ikke har vært stabilitetsproblemer med unntak for svakhetssonene (Fagerheim, Flore, 2015). Forholdene for sjakta som helhet kan representeres med Figur 5. Bildet viser en sjakt med ingen gjennomskjærende slepper eller utfall. Det kan tenkes at sprekke i sjakta har orientering som likner mer på situasjonen innerst i trykktunnellen (Figur 86). Her var strøket for den dominante sprekkeretningen orientert slik at de krysset tunnelen med ca. 45 grader, som er mer gunstig (Nilsen, Broch, 2011). Til tross for ugunstig sjaktplassing i forhold til sprekkeretningene, er plasseringen fornuftig med tanke på strøket til svakhetssonene i området. Svakhetszone 3 krysser sjakta med nesten 90 grader, noe som er optimalt (Palmstrøm et al. 2003). Svakhetszone 4 skjærer med ca. 45 grader (Figur 38). Dette kan forklare hvorfor den dårlige sonene lengst ned i sjakta fremstår med tilsynelatende større mektighet, og dermed har gitt større stabilitetsproblemer (se Figur 86). Det ser altså ut til at svakhetssonene fremfor sprekkeretningen var årsak til stabilitetsproblemene, og man kan dermed si at sjaktas plassering/orientering var riktig.

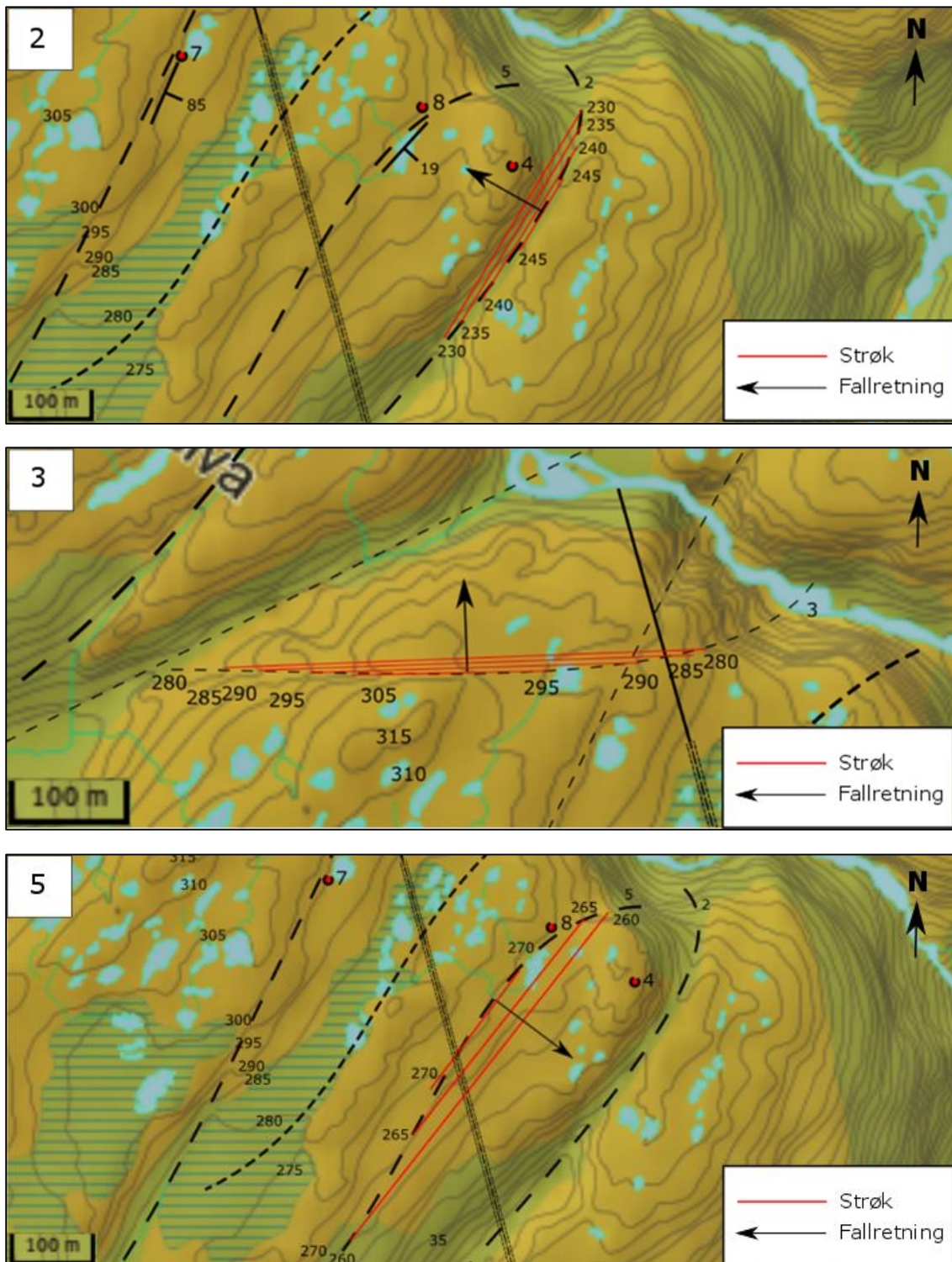
5.1.2 Svakhetssoner

På grunn av begrenset tid i felt ble det gjort en grundigere analyse av svakhetssonene kun ved Bjørnstokk kraftstasjon. Ved bestemmelse av strøk og fall for de fem kartlagte sonene ble forskjellige teknikker benyttet. Alle sonene er å finne på det ingeniørgeologiske kartet i Figur 38. Alle teknikkene legger til grunn at svakhetssonene er plane lag. Dette kan være en feilkilde for samtlige beregninger. Figur 87 viser hvordan strøk og fall for tre av sonene ble bestemt ved å konstruere plan. Sone 1 og 2 ble bestemt med andre metoder.

Sone 1

Sonen var en tydelig depresjon i terrenget som gikk i tilnærmet rett linje over økende høydekoter i ca. 500m. Dette tyder på at sonen er relativt steil (Nilsen, Broch, 2011). I SV så sonen ut til å dreie av noe i sydlig retning i takt med det økende fallet til terrenget. Dette er en indikasjon på at fallretningen er mot sør (Nilsen, Broch, 2011). Det ble gjort en måling på bergveggen, som så ut til å kunne være sonens østlige begrensnig (Figur 39), til N33/80Ø. Dette stemmer overens med de overstående resonnement og ble sett på som gjeldene for denne sonen. En stor feilkilde med anslaget er at det bare ble gjort en måling, og verdiene kan variere fra sted til sted.

Sone 2, 3 og 5



Figur 87. Svakhetssonene 2,3 og 5 fremsto ikke som rette lineamenter, og i henhold til teori (Nilsen Bjørn, 2011) kunne det konstrueres strøklinter for planene. Kartene er redigerte utklipp fra Figur 38. Kart laget i Inkscape med bakrunnskart fra norgeskart.no.

Sone 2

I tillegg til konstruksjonen av planet i Figur 87, ble det observert at vestsiden til sonen var betydelig brattere enn østsiden (Figur 50). Dette bekrefter resultatet fra konstruksjonen; at sonen fortsetter vestover, innunder den brattere talluskråningen (Selmer-Olsen, 1966). Strøk og fall fra konstruksjonen ble sett på som gjeldene for denne sonen.

Sone 3

Svakhetssonen er trolig ikke steil da den bøyer av over et høydedrag. Flere punkter med parvis lik høyde ble funnet og strøklinjer for planet kunne derfor konstrueres (Figur 87). Det kunne også observeres et «hakk» i fjellet i bekkedalen (Figur 47). «Hakket» viser sonens utgående ved bratt fallende terreng og bekrefter det konstruerte planet (Nilsen, Broch, 2011). I Figur 51 ser man at den predikerte svakhetssonen innover i dypet så vidt treffer det faktisk dårlige partiet. Dette tyder på at konstruksjonen var riktig og at svakhetssonen trolig kan betraktes som et plan

Sone 4

Det ble gjort en måling på bergveggen i sonen til N16/85Ø. Et fall på 85 grader fra en måling kan ikke bekrefte eller avkrefte sonens fall, men en studie av bildene på Figur 41 og det ingeniørgeologiske kartet (Figur 38), viser at sonens fall opprettholdt i stor grad den vertikale tendensen selv om utgående forandret høyde. Dette kunne bety at fallet var tilnærmet 90 grader. Under beregningen ble målingen fra bergveggen lagt til grunn. Dette var trolig en feil, da man fra Figur 51 kan se at den estimerte svakhetssonen bommer på det svake partiet med ca. 20 m (ca. 40 m. fra senter av dårlig parti). Feil/unøyaktighet under konstruksjonen, eller manglende planhet kan også være feilkilder.

Sone 5

På lik linje med sone 2 og 3 gikk også her sonens utgående over en høyde og ga flere punkt med parvis lik høyde (Figur 87). Konstruksjon av et plan var dermed mulig (Nilsen, Broch, 2011). Det ble også gjort en måling av en bergvegg langs svakhetssonen: N230Ø/81Ø. Fallet fra konstruksjonen ble beregnet til 19 grader. Resultatet fra konstruksjonen ble vurdert som langt mer pålitelig, og resultatet fra målingen direkte på bergvegg kan trolig mer eller mindre sees vekk i fra.

5.2 Numerisk modellering

Det har blitt gjort modelleringer av et terrengprofil og flere sjaktsnitt i Phase2 i denne oppgaven. Inngangsparameterne har vært variert med hensyn på spenninger, materialeegenskaper og sikringsmidler slik at det har være mulig å studere bergmassens respons under ulike forhold. For å oppnå et resultat som representerer virkeligheten i størst mulig grad, var det av meget stor betydning at inngangsparameterne var så representative som mulig. Phase2 er et numerisk program som gjør beregninger utfra kvantifiserte inngangsparametere, og bør ikke tillegges all vekt under helhetsvurderingen. Inngangsparameterne stammer fra laboratoriarbeid (UCS, E-modul, Poisson's ratio), feltobservasjoner (GSI), RocData (kohesjon og friksjonsvinkel) og et par andre kilder (residualverdier og strekkfasthet) (Trinh, 2016) (Norsk-bergmekanikkgruppe, 2016).

5.2.1 Materialeegenskaper

Det ble definert egenskaper for to forskjellige bergarter: granitt og svakhetszone. Svakhetssonen er ikke klassifisert som noen egen bergart, men materialeegenskaper ble funnet og kvantifisert slik at de kunne brukes til modellering. Derfor er det valgt å omtale den som en bergart i denne oppgaven. Det er også monzonitt i området, men på bakgrunn av egne feltobservasjoner og berggrunns kart (Gustavson, 1981) er det sannsynligvis granitt som dominerer i den delen av fjellet som sjakta går i. Det vil allikevel være mulig å bruke resultatene for andre sjakter som måtte være drevet i monzonitt. Dette kan begrunnes med at UCS-forsøk viste at monzonitten var sterkere enn granitten (Tabell 36). Materialeegenskapene som her blir brukt vil trolig være gjeldene for områder i nærheten med de samme bergartene. Kraftstasjoner i nærheten som går i like bergarter er Leiråa, Tverråa og Tosdalen.

Styrkeparametere

RocData ble benyttet for å beregne friksjonsvinkel og kohesjon. RocData estimerte også tall på strekkfasthet, men den foreslåtte verdien ble negativ. Dette ga strekkbrudd i hele bergmassen under modelleringen. Det ble forsøkt å variere de andre inngangsverdiene i RocData for å prøve å lokalisere en feilkilde, men ingen fornuftige variasjoner ga et positivt resultat. Derfor ble det i samråd med veileder professor Bjørn Nilsen valgt å bruke Norsk bergmekanikkgruppe sin metode for å fastslå strekkfastheten med bakgrunn i UCS-verdiene (Norsk-

bergmekanikkgruppe, 2016). Om disse residualverdiene skulle være noe feil, vil det trolig ikke ha mye å si for resultatet. Det oppstår nemlig svært lave/ingen strekkspenninger i bergmassen rundt sjaktprofilen på grunn av den relativt isotrope spenningssituasjonen. Under utregning av strekkfastheten til svakhetssonen ble formelen UCS/14 brukt. Denne formelen gjelder i UCS-området 25-50 MPa (Norsk-bergmekanikkgruppe, 2016). Siden gjennomsnittet av de to prøvene fra svakhetssonen var 21,8 MPa vil dette også være en feilkilde. Det lyktes ikke å finne noen formel for lavere verdier.

Trinh foreslår å sette residualverdiene til mellom 1/3 og 2/3 av peak-verdiene (Trinh, 2016). Derfor ble det valgt å sette alle til middelverdien av dette: 50% av peak-verdiene. Dette kan være en vesentlig feilkilde, da differansen mellom valgt verdi (50%) og mulig verdi (1/3 og 2/3) er 16,7%. Det kan også tenkes at anslaget fra Trinh ikke er like gyldig for disse bergartene.

Stivhetsparametere

E-modul og Poisson's ratio ble funnet i forsøk på laboratoriet for begge bergartene. Det ble brukt gjennomsnittsverdier fra alle fem kjernene som ble testet. For svakhetssonen ble det tatt to prøver med vesentlig forskjell i UCS, E-modul og Poisson's ratio (se Figur 76). Fra den sterkeste av disse prøvene (rødlig svakhetssone) lyktes det å ta ut 4 kjerner som kunne testes. Fra den svakeste (hvitaktig) lyktes det bare å ta ut 3 kjerner. Gjennomsnittet for alle prøvene (rødlig og hvitaktig svakhetssone) finnes i Tabell 36. Siden det ikke er gjort noen befaring i selve sjakta under feltarbeidet kan det vanskelig sies hvilken av prøvene som representerer sjakta best. Det velges derfor et 1:1 forholdstall mellom de to prøvene. Dette kan være en betydelig feilkilde. Hvis det i realiteten er den rødlige prøven som dominerer, vil sjakta være sterkere med mindre brudd og deformasjon enn hva som framkom i modelleringen. Hvis den hvitaktige dominerer vil den være svakere.

Det ble ikke observert noen foliasjoner eller kløv i granitten, så det ble valgt isotropiske egenskaper for stivhetsparameterne. Det ble valgt det samme for svakhetssonen også selv om disse prøvene var noe mindre isotropiske (flere gjennomskjærende soner, mineralinnfyllinger og variasjon i farge/mineralkonsentrasjon). Det ble vurdert at disse forholdene var såpass tilfeldig fordelt gjennom prøven at de ikke ville ha noen «favorisering» i noen bestemt retning. En annen grunn til at isotropiske egenskaper ble valgt var at det ikke ble fastsatt E-modul og Poisson's ratio for flere retninger av prøvestykkene i laboratoriet. Da dette er

inngangsparameterne for de andre alternativene, ble isotropisk stivhet sett på som det riktige valget (Rocscience.com, rocscience.com/Elastic properties, 2016).

5.2.2 Spenninger

Det har vært en utfordrende oppgave å fastsette riktig spennings situasjon for området. Spennings situasjonen må sies å kanskje være en av de største mulige feilkildene under hele modelleringen. Det er ikke utført spenningsmålinger eller målinger for å fastslå orientering til hovedspenningene for bergmassen ved Bjørnstokk kraftverk, men Sintef har utført hydraulisk splitting ved Tosdalen kraftverk. Her ble σ_3 målt til et snitt på 10,6 MPa der overdekningen var ca. 450 m (Larsen, 2015), altså et forholdstall på $\sigma_3/\sigma_v = 0,9$. Det er imidlertid ikke gjort noen undersøkelse for å fastslå orienteringen av denne. Sintef har plassert borehullene parallelt med dalen, som etter teori om hydraulisk splitting betyr at enten σ_1 eller σ_2 har den samme retningen (N155Ø) (Larsen, 2016). Rapporten fra Sintef ser således ut å legge til grunn at topografien er av stor betydning for orienteringen av horisontalspenningene.

Det finnes også andre kilder som antyder retning og størrelse for horisontalspenningene. Et spenningskart fra boken bergmekanikk (Myrvang, 2001) viser at σ_H i Nordland har NS-orientering. Det samme bekreftes i en artikkel fra fjellspregningskonferansen (Myrvang, 2002). Derimot framgår det i den fennoskandiske databasen at σ_H er orientert vinkelrett på fjellkjeden, altså motsatt (Fejerskov, 1993). De tre sistnevnte kildene er vanskelige å anvende fordi de ikke tar hensyn til lokale topografiske forhold, og målingene er gjort langt unna Tosbotn.

For den numeriske modelleringen ble det derfor valgt to forskjellige spennings situasjoner. Det er for begge antatt at største hovedspenning er orientert parallelt med dalen/fjellkjeden. Dette stemmer godt overens med nyere teori basert på målinger (Myrvang, 2002), og er blitt gjort av Sintef ved hydraulisk splitting i nærområdet (Larsen, 2016). Orienteringen av σ_2 og σ_3 ble funnet ved å studere resultatet fra modelleringen av terrengprofilet i Figur 84. Disse spenningene virket tilnærmet horisontalt og vertikalt langs hele sjakta. Ofte vil spenningene ut mot fjellsiden orientere seg slik at σ_2 følger topografien, og σ_3 står vinkelrett på denne, mens spenninger lenger inn i fjellet står mer horisontalt og vertikalt (Myrvang, 2002). Det kan være flere årsaker til at spenningene i dette tilfellet orienterer seg horisontalt og vertikalt: Sjakta kan befinne seg med tilstrekkelig avstand til fjellsiden, at topografien i fjellene bak ikke genererer

spenninger skrått mot Arnflogen, eller at modelleringen av terrengprofilet var unøyaktig. Terrengprofilet tar ikke inn fjellpartiene i bakkant, og dette er trolig den største feilkilden.

Orienteringen til hovedspenningene ble dermed lik for begge spenningssituasjonene. Det var størrelsene som skulle variere. Den vertikale spenningen, σ_v , ble bestemt rent gravitativt etter formel (Myrvang, 2001), og ble dermed lik for begge tilfellene. Det som varierte i de to spenningssituasjonene var forholdet mellom σ_H , σ_v og σ_h .

$\sigma_H:\sigma_v:\sigma_h - 3:2:1$

I dette tilfellet vil K-faktoren være $\sigma_H/\sigma_v = 3/2 = 1,5$. At $\sigma_h < \sigma_v$ kan forsvares ved at erfaring fra spenningsmålinger i Tosdalen viser det samme: $\sigma_h/\sigma_v = 10,6 \text{ MPa}/12,15 \text{ MPa} = 0,9$ (Larsen, 2015).

Forklaringen kan være at distansen ut til dalsiden er relativt kort (ca. 600 m mot fjorden fra midten av sjakta), og aksens vinkelrett på fjellet vil trolig ikke ivareta store residualspenninger, da små fjell og topper har en tendens til å være spenningsavløst i denne retningen (Larsen, 2016). Gravitativt induuerte horisontalspenninger vil likevel oppstå, og disse er mindre enn σ_v (Myrvang, 2001). Denne spenningssituasjonen er den minste det ble modellert for i denne oppgaven.

$\sigma_H:\sigma_v:\sigma_h - 3:1:2$

Det ble også valgt å modellere for en situasjon hvor K-faktor = $3/1 = 3$. Dette ble gjort med bakgrunn i en artikkel om in-situ bergspenninger i Norge (Myrvang, 2002), hvor det fremkommer at K-faktor vil øke mot overflaten. I teorien skal K kunne gå mot uendelig da σ_v går mot null nært overflaten. Dette forutsetter at σ_H er konstant, noe som er lite sannsynlig. Etter samtale med veileder Professor Bjørn Nilsen ble det bestemt at en K-faktor på 2-3 var realistisk (Nilsen, 2016).

5.2.3 Sjaktsnitt

Det ble gjort flere modelleringer for sjaktsnittet med hensyn på spenningssituasjon og bergart. Det var ønskelig å studere forskjeller i brudd og deformasjon ved de forskjellige tilfellene og

hvordan dette ble påvirket der det ble satt sikring. Alle modelleringene ble gjort på samme nivå i sjakta, ved pel 140. På dette området ble det satt både bolter og sprøytbetong som sikringsmidler, og det var her sjakta ble gjennomslått av den tilsynelatende største svakhetssonen. Dermed ville det være mulig å modellere et slags «worst case scenario». Det er rimelig å anta at de omkringliggende sjaktae i Tosbotn vil ha liknende spenningssituasjon, da fjellpartier i området har noenlunde lik høyde, og residualspenninger i nære områder er like (Myrvang, 2002).

$\sigma_H:\sigma_v:\sigma_h - 3:2:1$

Det ble gjort en modellering for granitt med denne spenningssituasjonen. Fra Figur 89 fremgår det at det ikke oppstår brudd noen plass i bergmassen, og følgelig vil deformasjonen ha elastisk oppførsel. Dermed får den deformerte grensen en form som en stående ellipse, som forventet i forhold til spenningssituasjonen (Rocscience.com, rocscience.com/Deformed boundaries, 2016). Spenningskonsentrasjonen er størst i såle og heng, helt inntil sjaktveggen, noe som stemmer overens med teori om tangentialspenninger i bergrom der horisontalspenningen er størst (Nilsen, Broch, 2011). Det ble ikke modellert for sikringsmidler i dette tilfellet, da berget fint tåler spenningene det utsettes for. Ut i fra dette resultatet er det rimelig å anta at de deler av sjakta som består av granitt er å betrakte som trygge, og trenger trolig ikke å sikres.

Når materialparameterne ble forandret slik at bergmassen tilsvarte svakhetssonen, oppsto det brudd rundt hele snittet og et godt stykke inn i bergmassen. Bruddsonen er dypest i heng og såle. Dette skyldes at det er her spenningene er størst. Til forskjell fra modellering med granitt, fikk svakhetssonen spenningskonsentrasjon et stykke inn i bergmassen. Fra Figur 91 vises det tydelig at områdene med spenningsmaksimum ligger rett utenfor det ytterste området med brudd. Dette kan forklares ved at materialet som er gått i brudd har lavere lastbæringskapasitet (residualverdier er satt til halvparten av maksimumsverdier) som foreslått av Nghia Trinh (Trinh, 2016). Det observeres også at berget nært sjakta hadde høy konsentrasjon av elementer i brudd, og følgelig tar berget her opp svært små spenninger. Faktisk er spenningene helt ned mot null. Dette gir lav/ingen innspenning og faren for utfall/ras av løst materiale øker (Martin, Kaiser, McCreath, 1999). I Figur 92 vises en deformert grense som ser ut til å ha motsatt form i forhold til granitten fra samme spenningssituasjon. Grensen har form som en liggende ellipse. Dette skyldes trolig at bergmassen i større grad er gått til brudd i såle og heng, og bergets evne til å ta opp spenninger her er ekstra svekket. Resultatet blir, som man ser fra deformasjonsvektorene, at deformasjonen omfordeles.

$\sigma_H:\sigma_v:\sigma_h - 3:1:2$

Det ble også gjort en modellering for granitt under denne spenningssituasjonen (Figur 95). Det fremgår av figuren at spenningsmaksimumet ligger helt inntil sjaktveggen, og det oppsto ingen brudd i bergmassen. Dermed vil deformasjonen være elastisk og den deformerte grensen fikk form som en stående ellipse. Dette var som forventet og likt med resultatet fra den andre spenningssituasjonen for granitt.

Når materialparameterne ble forandret til å gjelde for svakhetssonen, oppsto et relativt stort område hvor bergmassen var gått i brudd. Som for den lavere spenningssituasjonen var det også her i heng og såle at bruddsonen hadde størst utbredelse. Like utenfor bruddsonen fikk vi også i dette tilfellet spenningsmaksimumet. Siden det også for denne spenningssituasjonen var horisontalspenningen som var størst er dette som forventet, og kan forklares fra Likning 4 og Likning 5. Konsentrasjonen av antall elementer som gikk i brudd økte mot sjaktveggen, og som en følge av dette evnet berget å ta opp mindre spenninger (Trinh, 2016). Dette kommer klart fram i Figur 93. Bergmassen som ligger nærmest sjaktveggen er gjennomslått av spenninger på rundt 1 MP (minste observerte er -0,70 MPa). Dette gir som i forrige eksempel svært lav/ingen innspenning, og faren for nedfall/ras øker (Martin et al., 1999). Siden relativt mye av bergmassen er gått i brudd, påvirkes deformasjonsvektorene slik at den deformerte grensen tar form som en liggende ellipse.

Sikring

For begge spenningssituasjonene observeres det ingen bruddannelse i bergmassen når det modelleres for granitt (Figur 89 og Figur 95). Det kan derfor tyde på at beslutningen fra Helgeland Kraft etter råd fra Sweco om ikke å sikre sjakta i disse områdene var riktig. Det skal sies at det ikke er utført modelleringer i bunnen av sjakta der hvor spenningene vil være høyest, men en enkel beregning viser at det trolig ikke vil være noe problem. Hvis man tar utgangspunkt i at overdekningen doubles, vil alle spenningene doubles (hvis man legger til grunn spenningsforholdene som er brukt i denne oppgaven). Etter dekomponering med hensyn på sjaktas orientering er da $\sigma_1=21$ MPa og $\sigma_3=17$ MPa. Ved anvendelse av Likning 4 og Likning 5 blir største tangentielle spenning i sjaktveggen = 46 MPa og minste tangentielle spenning i sjaktveggen = 30 MPa. Dette er lavere enn UCS verdien for granitten (75,8 MPa).

Trykkfastheten til bergmassen vil imidlertid alltid være lavere enn for selve prøvestykke. Dette er på grunn av at bergmassens utbredelse øker sannsynligheten for inkorporering av sprekker og svakhetssoner som det bevisst søkes å unngå for prøvestykket (Myrvang, 2001).

Det oppstår heller ikke strekkspenninger (minste tangentialspenning =30 MPa), så faren for strekkbrudd er utelukket. Dette bekreftes ved å studere bilde fra sjakta i Figur 5. Bilde er tatt et stykke nedenfor svakhetssonen og det observeres ingen tegn til brudd eller utfall.

For svakhetssonen viser modelleringen relativt store områder med bergmasse som har gått i brudd under begge spenningssituasjonene når sikring ikke ble satt. Fra Figur 93, Figur 94, Figur 99 og Figur 100 vises betydelig reduksjon i elementer som er gått i brudd og deformasjon der hvor sikring ble satt. For den største og minste spenningssituasjonen ble det oppnådd en reduksjon i total deformasjon henholdsvis på ca. 14 mm og 2 mm. Deformasjonsformen endres i begge tilfeller fra liggende ellipse til stående ellipse. Dette skyldes trolig at sikringen hindrer bergmassen å gå i brudd, som igjen øker bergets evne til å ta opp og fordele spenninger. Berget ivaretar sine elastiske egenskaper i en mye større grad (som beskrevet i teorikapittelet vil elementer som går i brudd avhenge av residualverdier og ikke «peak-verdier»).

Modelleringen viste at sikringen hadde relativt stor effekt. Det skal sies at i denne modelleringen ble sikring satt på umiddelbart etter utgraving. I virkeligheten tok dette noe tid, og bergmassen ville til en viss grad ha fått mulighet til å både gå i brudd og å deformere (Rocscience.com, rocscience.com/Ground reaction view, 2016). Fra Figur 5 Er tatt ved profil 177. Det er tatt med som en referanse til de andre profilene. Bildet viser godt berg med lite/ingen gjennomgående sprekker eller svakhetssoner. Dette var forhold som preget store deler av sjakta.

Foto: Bergteamet

Figur 6 Er tatt ved profil 103. Dette er i det første partiet med dårlig fjell. Partiet strakk seg fra profil 96 m til 110 m. Foto: Bergteamet

Figur 7 kan dette bekreftes. Der vises det tydelig at store mengder bergmasse har falt ut (søkk på opp til 1 m i sjaktprofilet (Fagerheim, Flore, 2015)). Det ble også rapportert at mye av berget i sjaktveggen var løst, hadde hul lyd og trolig var spenningsavløst (Fagerheim, Flore, 2015). Det er derfor fornuftig å anta at antall elementer som er gått i brudd og total deformasjon reelt ligger en plass mellom resultatene for uten sikring og med sikring. Det oppsto ingen brudd i sikringselementene, hverken for bolter eller sprøytebetong. Siden denne modelleringen legger til grunn at sikringen installeres umiddelbart, og dermed bærer all deformasjonen, er det god

grunn til å tro at dimensjonene på sikringen er tilstrekkelig. På grunn av sjaktas geometri er boltene relativt korte (0,8 m), men i begge spenningssituasjonene rakk boltene godt forbi bergmassen som var gått i brudd. For at effekten av disse ikke uteblir, er det viktig at ikke bruddsonen strekker seg utover dette. Med tanke på det reelle tidsrommet mellom utgraving og satt sikring, kan det ikke utelukkes at dette vil forekomme i enkelte områder.

Selv om det ble påført sikring, gikk bergelementer nærmest sjaktveggen i brudd. Modelleringen viser at disse elementene også er gjennomslått av svært små spenninger, og at det derfor er sannsynlig med noe utfall (Martin et al. 1999). Sprøytebetongen sin primære oppgave vil trolig være å hindre slike biter fra å falle ut. Slik dannes et mottrykk mot deformasjonen, og noe høyere innspenning kan oppnås etterhvert som berget ønsker å deformere innover i sjaktprofilet.

5.3 Laboratorieundersøkelser

5.3.1 Enaksiell trykkfasthet (UCS)

Forsøkene ble gjort på vannmettede prøver for å etterlikne de forhold som trolig finnes i bergmassen nært sjaktprofilet. Dette vil sette ned UCS-verdiene noe i forhold til tørre prøver (ISRM, 1979). Granittprøven ble målt til et snitt på 76 MPa (middels styrke (Myrvang, 2001)) som er lavere enn forventet (RocData setter UCS for granitt til 250 MPa som anbefaling (RocData, 2016)). Dette skyldes trolig avviket fra standard om at diameteren på en prøve bør være over ti ganger kornstørrelsen til prøven. Dette var ikke mulig å innfri da prøvestykket tatt i felt var for lite til at det kunne tas ut fem kjerner med tilfredsstillende diameter. Kjernens størrelse er en mulig feilkilde for alle forsøkene. Det ble benyttet kjerner på 36 mm for samtlige bergarter. Det er anbefalt av ISRM å bruke kjerner på 54 mm for alle kjerneprøver (ISRM, 79), men det ble vurdert å være viktigere å sikre et høyt nok antall kjerner. Under utboring av kjerner ble det oppdaget et kløv i monzonittprøven. Dette gjorde at kjernene knakk, og det lyktes bare å ta ut to som kunne brukes til testing. Den anbefalte minstemengden er fem kjerner (ISRM, 79), så dette er en ikke ubetydelig feilkilde. Den samme feilkilden gjelder for svakhetssonene også. Her var det først og fremst kvaliteten til berget som gjorde det vanskelig å ta ut hele kjerner. Fra Tabell 36 ser man at UCS-verdiene for bergprøvene varierer noe, men for granitt og monzonitt er variasjonen innad liten. Det var dermed troverdig å bruke gjennomsnittet av disse under videre vurdering og modellering. For prøvene fra svakhetssonen (hvitaktig og

røddig) var variasjonen større, spesielt for den røddige. Variasjonen gjorde et estimat for bergparametere mer usikkert, og resultater oppnådd under modellering vil avhenge av dette. Monzonitt og granitt på andre steder i Tosbotn vil trolig ha like egenskaper.

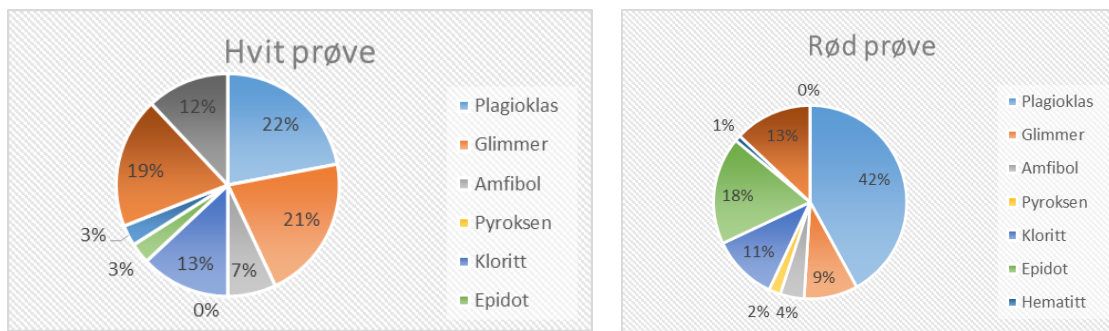
5.3.2 Svelleegenskaper

Opprinnelig var det bestemt at det skulle samles prøver fra slepper i Bjørnstokk trykktunnel for testing av svelleegenskaper. Slik kunne man få indikasjoner på forholdene i selve sjakta. Dette på grunn av at det ofte er sammenheng mellom soner innenfor det samme området. Har man truffet på en sone med en viss karakter er det sannsynlig at parallelle, nærliggende soner vil ha en lignende karakter (Palmstrøm, 1997). Ved befaringen i tunnelen ble det imidlertid observert få slepper som hadde tilstrekkelige mengder finstoff til at det kunne hentes ut som en prøve. Det hadde vært spylet i tunnelen få dager i forveien og dette kan være en forklaring på dette. Det ble derfor tatt en prøve fra Bjørnstokk trykktunnel og en fra Leiråa tunnel. Prøvene bestod av hvite klumper som delvis løste seg opp i kontakt med vann, og kjentes såpeglatt mellom fingrene. Det var derfor grunnlag for å tro at det kunne være knyttet svellende egenskaper til dette materialet (Palmstrøm, 1997). Da disse prøvene senere skulle testes for frivelling lyktes det ikke å separere ut nok finstoff til å gjennomføre testen. Prøvene kan ha vært sammenklumplet kalkspatpulver med sand og grus (Vistnes, 2015), men dette kan ikke sies sikkert da det ikke ble gjort noen XRD-analyse av disse. Det ble derfor ikke testet videre på disse prøvene.

Under preparering av kjerneprøver for UCS-testing ble det klart at bergprøvene tatt fra svakhetssonen i Leiråa hadde fragmenter som til en viss grad lot seg løse i vann. Spesielt gjaldt dette for den «hvitaktige» prøven som også hadde lave styrkeparametere (Tabell 36). Vannet som kom i kontakt med bergprøven ble såpeglatt, og det ble i samråd med laboratorieveileder Gunnar Vistnes besluttet å prøve å ta ut finstoff fra denne for svelletesting. Bergprøven fra den «røddige svakhetssonen» fremsto som mer solid, og løste seg tilsynelatende ikke i vann. Det ble vurdert som mer sannsynlig at den hvitaktige bergprøven skulle ha svellende egenskaper, og det ble derfor bare utført tester av denne. Det ble slått biter av bergprøven som ble lagt i vann. Etter noe tid kunne mindre biter brytes ytterligere ned med bare fingrene. Det var tydelig at berget ble svekket i kontakt med vann, og relativt mye fint materiale ble dannet (fint nok til å holdes i vannfasen over noe tid etter omrøring). Det lyktes imidlertid ikke å isolere nok finstoff på denne måten. I vannfasen så partiklene ut til å fnokke seg (elektrostatisk krefter) og falle til

bunnen fortere enn de ville ha gjort alene. Det ble også forsøkt å skille ut finstoffet ved sikt, men dette ga også relativt lite finstoff. En forklaring på dette kan være at andelen finstoff var relativt lav. Dette kommer også fram i XRD-analysen (andelen montmorillonitt < 3 %).

Det ble gjennomført en XRD-test for å prøve å påvise tilstedeværelse av svelleleirer. På Figur 77 kan det observeres at den svarte grafen har forskjøvet seg noe mot venstre. Videre dukker det opp topper som ikke var der i fra før. Dette betyr at det har blitt en volumøkning, og dermed at det er svelleleire i finstoffet (Tijhuis, 2016). En annen XRD-test fastslo mineralinnholdet.



Figur 88 Etter anbefaling fra Laurentius Tijhuis er mineralinnholdet også presentert med mer «standardiserte» navn på mineralgruppene. Her presentert i sirkeldiagram. Minste mineralforekomst for henholdsvis hvit og rød prøve er 3% kloritt / epidot og 1 % hematitt. Dette betyr at andelen montmorillonitt er mindre enn 3% og 1% for hvit og rød prøve.

På bakgrunn av påviste svelleegenskaper i XRD-analysen ble det anbefalt av laboratoriesjef Filip Dahl ved Sintef å gjøre svelletester av bulkprøver isteden. Den frie svellingen oppnådde et resultat på 120%. Noe som klassifiseres som lite til middels aktivt (StatensVegvesen, 2007). Til sammenlikning er det gjort tilsvarende forsøk tidligere (Skippervik, 2014) for alunskifer, grønnskifer og tuff, som henholdsvis hadde en fri svelling på 130, 100 og 135 %. Bergarten fra svakhetssonen skiller seg altså ikke nevneverdig ut fra disse eksemplene. Under svelletrykkmålingen ble det registrert et maksimalt svelletrykk på 0,5 MPa. Dette klassifiseres som høyt (Dahl, 2013). Til sammenlikning er det under tidligere forsøk for alunskifer, grønnskifer og tuff (Skippervik, 2014), funnet svelletrykk på henholdsvis 0,03, 0,02 og 0,21 MPa. Der de to første klassifiseres som lav, mens sistnevnte klassifiseres som moderat. Det skal sies at forholdene oppnådd i laboratorium ikke direkte kan overføres til forholdene i felt. En rapport antyder at en lastminkings-faktor fra laboratorium svelletrykk til in-situ svelletrykk kan være så høy som 0,5 (Mao et al. 2011). Selv om dette skulle være tilfellet vil det fortsatt være et moderat svelletrykk (0,25 MPa). Rapporten er imidlertid utført på sleppeprøver (ikke bulk

prøver), og det er uvisst hvordan bulkprøvene korrelerer med de in-situ forholdene. Det kan tenkes at prøvene hadde gitt mer svelling (ødometer og fri svelling), dersom det lyktes å separere ut finstoffet, og gjennomføre et standard sleppeprøveforsøk fremfor å gjøre forsøk på bulkprøver.

I enkelte tilfeller ble det registrert at bergarten så ut til å svekkes betraktelig i kontakt med vann. Spesielt under forberedelse av prøver hvor det ble forsøkt å ta ut finstoff. Dette er ugunstig med tanke på 3D-test av svelling fordi prøven kan deformere i vannbadet uavhengig av svelleegenskapene og gi dårlig resultat (ISRM, 1977). Resultatene fra slake durability-testen viste derimot at bergarten hadde en middels til høy (Tabell 6 og Tabell 37) styrke mot å desintegre (ISRM, 1977). Videre viser kurven i Figur 79 at prøven stabiliserer seg og blir sterkere, relativt sett (kurven bli brattere). Dette er egenskaper som kjennetegner bergarter med slake durability verdier i det høyere sjiktet (ISRM, 1977). Resultatet fra slake durability testen var motsatt av hva som var forventet etter observasjonene av bergartsprøven (lett å plukke fra hverandre, og løste seg til dels opp i vann under kjerneboring). Det kan tenkes at de håndstykkene som ble plukket av prøven var ekstra løse og dårlige, og ikke representative. De var i ytterkant og kan ha vært utsatt for ekstra forvitring, mens de som ble slått av med slegge og brukt i forsøk var mer inntakte. Uansett indikerte resultatet fra slake durability at det var mulig å utføre 3D-test av svelling.

3D-testen ga en utvidelse på 1,62 % for C-prøven, langs den aksene som utvidet seg mest (0,21 % og 0,42 % for henholdsvis A og B, snitt for alle prøvene langs mest-svellende akse: 0,75 %). Til sammenlikning har tidligere forsøk vist følgende for mest-svellende akse (Skippervik, 2014): alunskifer: 0,125 %, grønnskifer: 0,048 %, tuff: 0,22 %. Dermed viser forsøket at bergstykket fra svakhetssonen har en større tendens til å utvide seg i vann enn de tre forestående. Fra bilde C i Figur 27 kan det observeres at det mangler et hjørne. Hvorvidt dette kan ha innvirket på resultatet er vanskelig å si, men prøveflaten hvor sensoren står var intakt. Det er tidligere også blitt dokumentert en sammenheng mellom utvidelsen i 3D-test og den frie svellingen (bulk), Figur 25 (Skippervik, 2014).

Det kan ut i fra disse resultatene sies at det sikkert forekommer svellende materiale i bergarten som preger svakhetssonen prøven ble tatt i fra. Dermed er det også stor sannsynlighet for at dette også gjelder de øvrige svakhetssonene i området inkludert for Leiråa, tverråa og Tosdalen, som ligger områder med lik geologi som Bjørnstokk (granitt og monzonitt)(Palmstrøm, 1997).

6 Konklusjon

6.1 Slutninger

På bakgrunn av en ingeniørgeologisk analyse av forholdene i og rundt sjakta i Bjørnstokk kraftverk kan følgende konklusjoner trekkes:

- Granitt og monzonitt er bergartene som dominerer berggrunnen ved Bjørnstokk, Leiråa, og Tverråa kraftverk. Feltarbeid viste at berggrunnen her har god til bra bergmassekvalitet ($Q = 5,2 - 20$ og $GSI = 65-75$). Numerisk modellering viste at det ikke er forventet brudd i sjaktprofil som går gjennom disse bergartene under de betingelsene som er gitt i oppgaven. Det vil derfor ikke være nødvendig med systematisk bolting eller sprøytebetong i disse områdene. Sikring av enkeltstående, løse blokker/kiler må vurderes fra plass til plass.
- Bergarten som utgjør svakhetssonene i området Bjørnstokk og Leiråa kraftverk har ekstremt dårlig bergmassekvalitet ($Q = 0,08$ og $GSI = 40$). Numerisk modellering, med de forutsetningene som er gitt i oppgaven, viste at relativt store områder rundt sjaktprofilen går i brudd, og sjansen for utfall og ras er dermed betydelig. Ved å sette bolter a 0,8 m (4 stk. i snittet) og påføre 10 cm fiberarmert sprøytebetong, ble det oppnådd en betydelig reduksjon av bruddsonen. Sprøytebetongen vil virke som «lim», og hindre løse fragmenter fra å falle ut.
- Bergarten som utgjør svakhetssonene i Bjørnstokk og Leiråa kraftverk har svellende egenskaper. Dette kom frem under laboratorieundersøkelser. Disse ga et høyt svelletrykk fra ødometertest, opptil 1,62 % ekspansjon i tredimensjonal svelling av en intakt bergterning, og XRD-analyse av svellepotensialet. Sikring av fremtidige sjakter som går igjennom slike svakhetssoner må dimensjoneres for dette.
- Det er forholdene ved Bjørnstokk kraftverk som i hovedsak er analysert. Det kan relativt sikkert fastslås at de samme forhold gjelder for Leiråa, Tverråa og Tosdalen kraftverk, både med tanke på egenskaper til svakhetssoner og bergmassen for øvrig. Dette kan begrunnes med de like forholdene som preger områdene: alle befinner seg innenfor granitt/monzonitt området, nærliggende fjellområder har noen lunde lik høyde, og residualspenninger skal være like i nære områder.

- Undersøkelsene i denne oppgaven bør ikke legges til grunn for sjakter og tunneler i Storelva kraftverk. Dette området ligger i glimmerskifer og kalkspatmarmor, og vil sannsynligvis ha helt andre bergkvaliteter enn områdene med granitt og minzonitt. Svakhetssoner i skifer/marmor vil også ha andre egenskaper.
- Ved fremtidig sprøyting i skråstilte sjakter bør det vurderes rørgate fremfor slanger. Dette vil potensielt redusere nedetiden, prell, slitasje på mannskap og materiell. Det må gjøres en vurdering i hvert tilfelle hvorvidt den ekstra kostnaden en rørgate medfører vil lønne seg i forhold til bruk av slanger. Omfanget av sikring som skal settes vil være en betydelig faktor.

6.2 Videre arbeid

- Bergspenningsmålinger for å sikre kunne fastslå retning til største og minste hovedspenning i området.
- Mer forskning på sammenhengen mellom resultater for svellende bergarter i laboratoriet og in-situ svelling.
- Ingeniørgeologisk feltkartlegging i de områder det er planlagt å anlegge sjakter og tunneler, for å avdekke mulige svakhetssoner.

Referanser

- Barton Nick, L. R. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Springer.
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classification. New York: wiley.
- Bjørnå-Hårvik, T. (2012). *Kraftutbyggingen i Tosbotn*. Hentet fra <http://www.hk-nett.no/Global/Anskaffelser/Leverand%C3%B8rseminar%202013/07%20-%20Presentasjon%20Tosbotn%20-%20Mosj%C3%B8en%2030.09.2013%20HS-TBH.pdf>
- Dahl Filip, H. S. (2013). Utvikling innenfor testing av svelleegenskaper- Testapparat og metodikk- svelleleirer og bergarter. *Fjellspregningskonferansen, 2013*(2013).
- Davik, K. I. (1996). Sprøyting i tunneler- bestandighet og langtidsstabilitet. Oslo: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.
- Eggen, j. (2015). *analyse av en sleppeprøve fra Bjørnstokk sjakt*. Trondheim: Sintef.
- Eggen, J. (2015). *Undersøkelse av svelleegenskaper til 2 prøver fra prosjekt 571173*. Trondheim: SINTEF.
- Fagerheim Rune, F. B. (2015). *Implenias arbeider i Tosbotn*. Brønnøysund: Implenia Norge AS.
- Fejerskov, M. (1993). Bergspenninger i Norge og på den norske sokkelen. Oslo: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.
- Finn.no. (u.d.). *Finn.no*. Hentet Mai 8, 2016 fra <http://kart.finn.no/>
- Folk. (1954, modifisert). *NGU*. Hentet fra <http://www.ngu.no/Mareano/Kornstorrelse.html>
- Fossen Haakon, P. R. (2006). En fjellkjede blir til. I I. B. Ramberg Ivar, *Landet blir til* (ss. 180-229). Norsk geologisk forening.
- Gupta, A. (2011). *Tropical Geomorfology* (1. utg.). Cambridge: Cambridge University Press.
- Gustavson, M. (1981). Geologisk kart over Norge, Berggrunnskart Mosjøen - M 1:250 000. Norges geologiske undersøkelser.
- Hoek E., C.-T. C. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. Toronto: NARMS-TAC Conference,.
- ISRM. (1977). Part 2: Suggested methods for determining swelling and slake-durability index properties. I *Commission on swelling Rocks* (ss. 151-156). International Journal of Rock mechanics and mining science and geomechanics.

- ISRM. (1979). Suggested methods for determination of the uniaxial compressive strength of rock materials. I *Suggested methods for determining Compressive strength and deformability* (ss. 137-140). International Journal of Rock mechanics and mining science and geomechanics.
- Jacobsen, K. (2015). *Anbefalinger til sikring av svakhetssone i sjakt Bjørnstokk, 571173-GEO-N06*. Trondheim: Sweco Norge AS.
- Larsen, T. (2015). *Hydraulisk splitting ved Tosdalen kraftverk*. Trondheim: Sintef.
- Larsen, T. (2016, Mars 10). *Bergspenningsmålinger, hydraulisk splitting*. Hentet fra <http://bergmekanikk.no/wp-content/uploads/2013/10/T.-Larsen-2016.pdf>
- Li, C. (2015). *Applied rock mechanics*. Trondheim: NTNU.
- Li, C. (2015). *Rock support and rock reinforcement*. Trondheim.
- Li, C. (2015). *TGP4210 Bergmekanikk, Øving 2*. Trondheim.
- Lippard, S. (2013). *Strukturgeologi grunnkurs*. Trondheim: NTNU.
- Mao Dawei, N. B. (2011). Laboratory testing of swelling gouge from weakness zone-principle and recent update. Alexandria, verginia, USA: American Rock Mechanics Association.
- Marinos Paul, H. E. (2000). Geological strength index for jointed rocks.
- Marinos V., M. P. (2005). *The geological strength Index: application and limitations*. Vancouver: Springer- verlag.
- Martin C. D., K. P. (1999). Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *NRC Canada*, 15.
- Myrvang, A. (2001). Bergmassenes spenningstilstand. I *Bergmekanikk* (s. 1). trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk.
- Myrvang, A. (2001). *Bergmekanikk*. Trondheim: Instiyutt for geologi og bergteknikk.
- Myrvang, A. (2002). How are the in-situ rock stresses doing in Norway. *Fjellsprenningsdagen* (s. 7). Norsk forening for fjellspregningsteknikk.
- Nilsen Bjørn, B. E. (2011). *Ingeniørgeologi-berg, grunnkurskompendium*. Trondheim: NTNU.
- Nilsen, B. (2016, April 20). Muntlig kilde.
- Norges geotekniske institutt. (2013). *Bruk av Q-systemet*. Oslo.
- Norsk-bergmekanikkgruppe. (2016). *Håndbok nr.2. Norsk bergmekanikkgruppe*.

- Opsal, Ø. (2013). *Rapport 571173-R01-B01 Ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlag*. Sweco Norge AS.
- Palmstrøm, A. (1997, Mai 29). *rockmass.no*. Hentet mai 2, 2016 fra http://www.rockmass.no/filer/9_Fjellaere.pdf
- Palmstrøm, A. N. (2003). *Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg*. Oslo: Vegdirektoratet.
- properties, r. (2016). *rocscience.com*. Hentet april 14, 2016 fra https://rocscience.com/help/phase2/webhelp/phase2_model/Initial_Element>Loading.htm
- Raade, G. (2009, 2 14). *Store norske leksikon*. Hentet 5 8, 2016 fra <https://snl.no/monzonitt>
- Raade, G. (2009). *Store norske leksikon*. Hentet mai 10, 2016 fra <https://snl.no/glimmerskifer>
- Raade, G. (2015, 11 3). *Store norske leksikon*. Hentet 5 8, 2016 fra <https://snl.no/granitt>
- Ragan, D. (2009). *Structural geology* (4. utg.). Cambridge: Cambridge University Press.
- Reite, J. (2009). *Bergbolter- kvalitet, krav og dokumentasjon*. Oslo: Norsk forening for fjellspregningsteknikk.
- RocData. (2016). *Intact uniaxial compressive strength*.
- Rocscience.com. (2016). *rocscience.com/Boundary Condition*. Hentet fra https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp/pdf_files/tutorials/Tutorial_04_Surface_Excavation.pdf
- Rocscience.com. (2016). *rocscience.com/Deformed boundaries*. Hentet April 30, 2016 fra https://www.rocscience.com/help/examine2d/webhelp/examine2d/Deform_Boundaries.htm
- Rocscience.com. (2016). *rocscience.com/Elastic properties*. Hentet 2016 fra https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp/phase2_model/Elastic_Properties.htm
- Rocscience.com. (2016). *rocscience.com/fieldstress*. Hentet April 11, 2016 fra <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs2/features/fieldstress>
- Rocscience.com. (2016). *rocscience.com/Ground reaction view*. Hentet April 30, 2016 fra https://www.rocscience.com/help/rocsupport/webhelp/rocsupport/Ground_Reaction_View.htm

- Rocscience.com. (2016). *rocscience.com/Liner_properties*. Hentet fra https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp/phase2_model/Standard_Beam_vs_Reinforced_Concrete.htm
- Rocscience.com. (2016). *rocscience.com/Material-properties*. Hentet april 14, 2016 fra https://rocscience.com/help/phase2/webhelp/phase2_model/Initial_Element>Loading.htm
- Rocscience.com. (2016). *rocscience.com/Mohr Coulomb*. Hentet fra https://www.rocscience.com/help/rocddata/webhelp/rocddata/Mohr-Coulomb_Criterion.htm
- Rocscience.com. (2016). *rocscience.com/Strength parameters*. Hentet fra https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp/phase2_model/Strength_Parameters.htm
- Rocscience.com. (2016). *rocscience.com/Strength criteria*. Hentet fra https://www.rocscience.com/help/rocddata/webhelp/rocddata/Generalized_Hoek-Brown_Criterion.htm
- Selmer-Olsen, R. (1966). *Alminnelig geologi og ingeniørgeologi*. Trondheim: Tapir forlag.
- Skippervik, C. (2014). Study on the swelling potential of some selected rocks. *Fjellsprengningsteknikk*.
- Statens Vegvesen. (2007). Håndbok 14, Laboratorieundersøkelser.
- Thorsnæs, G. (2016, Februar 04). *Store Norske Leksikon*. Hentet fra Store norske leksikon, Tosenfjorden: <https://snl.no/Tosenfjorden>
- Tijhuis, L. (2016, januar). Personlig kommunikasjon.
- Trinh, N. (2015). TGB4260 NUM ANALYSE BERGTEKN HØST 2015. Trondheim: NTNU.
- Trinh, N. (2016). Mailkorrespondanse. Trondheim: Vidreformidlet av Bjørn Nilsen.
- Vistnes, G. (2015, Desember 11). Muntlig kilde.
- Walpole, R. M. (2012). *Probability and statistics for engineers and scientists* (9. utg.). pearson education inc.

Bilag

Q-verdi

Tabell 40. Snittet av alle parameter som inngikk i beregningen av Q-verdier og GSI-verdier. Tall fra den kartlagte svakhetssonen er ikke tatt med.

Lokalitet		snitt
Rock quality designation	RQD	78,3
Tall for sprekkesett	Jn	7,2
Sprekkeruhetstall	Jr	1,5
Tall for sprekkefylling	Ja	1,0
Sprekkevannsfaktor	Jw	1
Spenningsfaktor	SRF	2
Rock mass quality	Q-verdi	9,4
Geological strength index	GSI	71,7

UCS-Forsøk

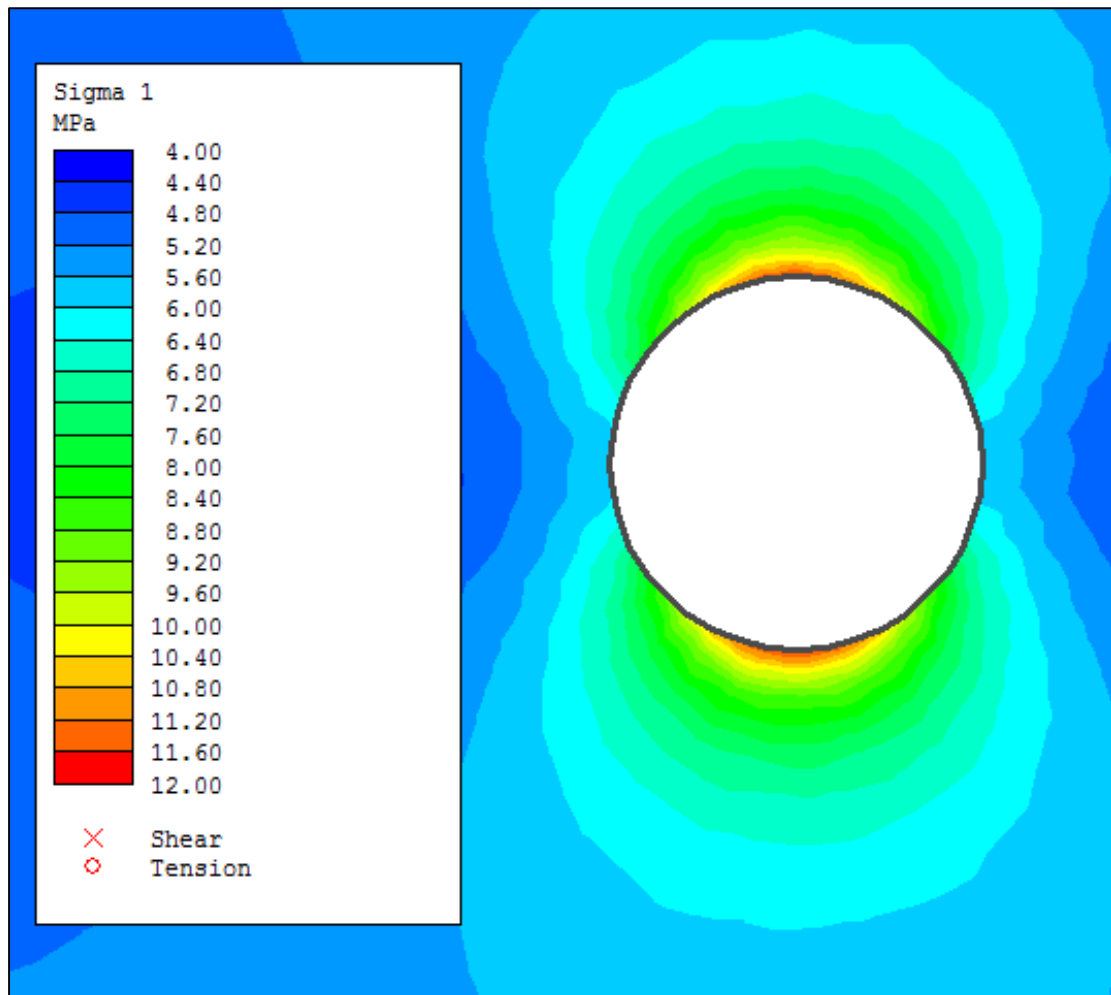
Tabell 41. Målinger gjort på hver kjerne før testing. Måling 1, måling 2 osv. er målinger av diameteren. Snittet av disse er brukt under testingen.

Prøve	Vekt	Lengde	Diameter (snitt)	Måling 1	Måling 2	Måling 3	Måling 4	Måling 5	Måling 6
G1	265,83	92,2	36,15	36,15	36,21	36,15	36,17	36,09	36,13
G2	265,01	92,97	36,15	36,13	36,15	36,15	36,13	36,12	36,22
G3	264,17	92,09	36,13	36,18	36,22	36,03	36,09	36,1	36,13
G4	260,3	91,23	36,13	36,19	36,11	36,08	36,15	36,1	36,12
G5	264,14	92,21	36,12	36,14	36,13	36,09	36,14	36,08	36,13
R1	266	94,81	36,21	36,23	36,22	36,18	36,21	36,22	36,21
R2	260	92,87	36,24	36,38	36,25	36,24	36,18	36,23	36,16
R3	262,84	92,77	36,19	36,29	36,16	36,11	36,22	36,19	36,19
R4	262,41	92,77	36,24	36,25	36,24	36,3	36,22	36,22	36,2
H1	211,66	87,24	36,41	36,65	36,42	36,26	36,66	36,33	36,15
H2	217,46	87,33	36,36	36,22	36,68	36,31	36,16	36,41	36,39
H3	277,33	91,31	36,30	36,48	36,31	36,21	36,32	36,32	36,18
M1	259,28	93,57	36,21	36,23	36,29	36,26	36,11	36,18	36,19
M2	257,35	93,01	36,21	36,21	36,22	36,25	36,18	36,22	36,16

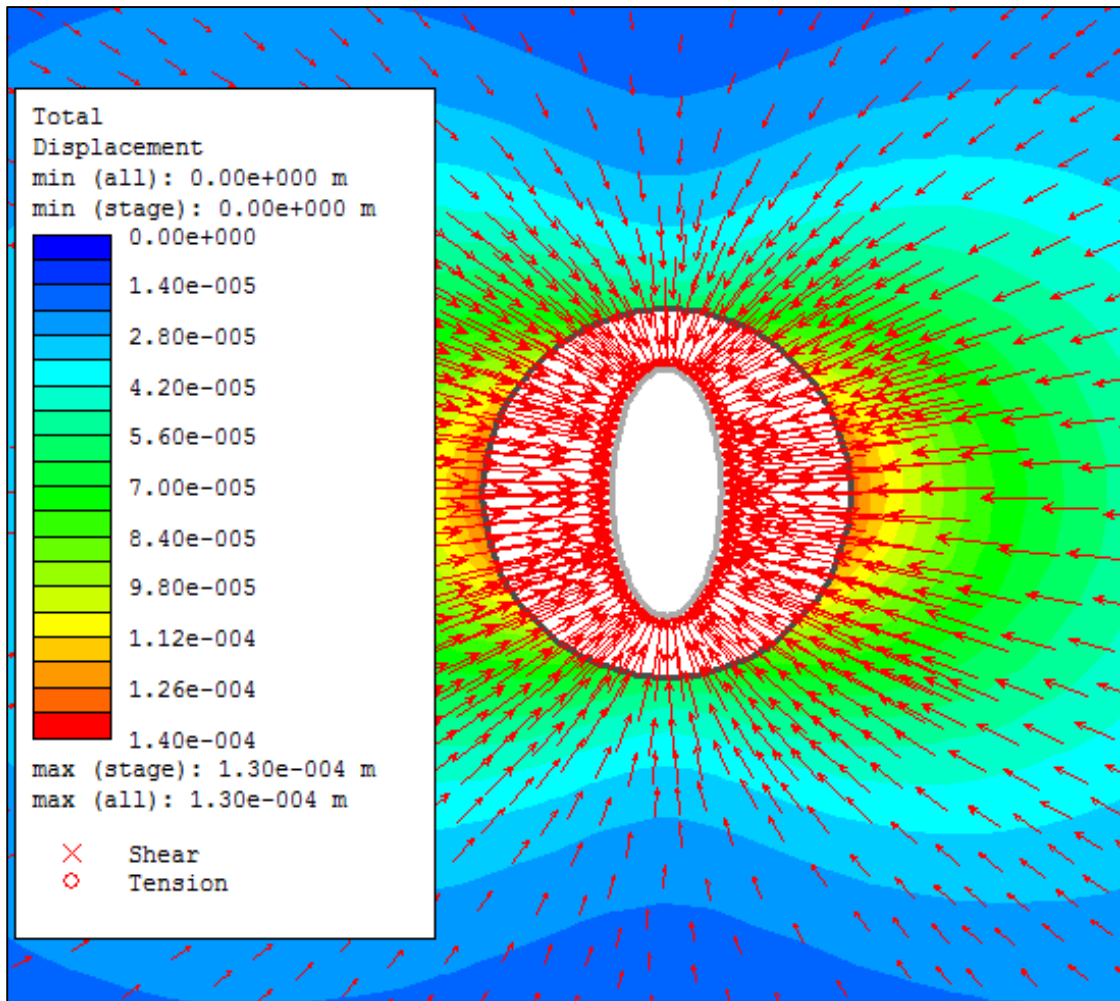
Resultater fra Modellering

Spenningsfelt $\sigma_H:\sigma_v:\sigma_h = 3:2:1$

Granitt

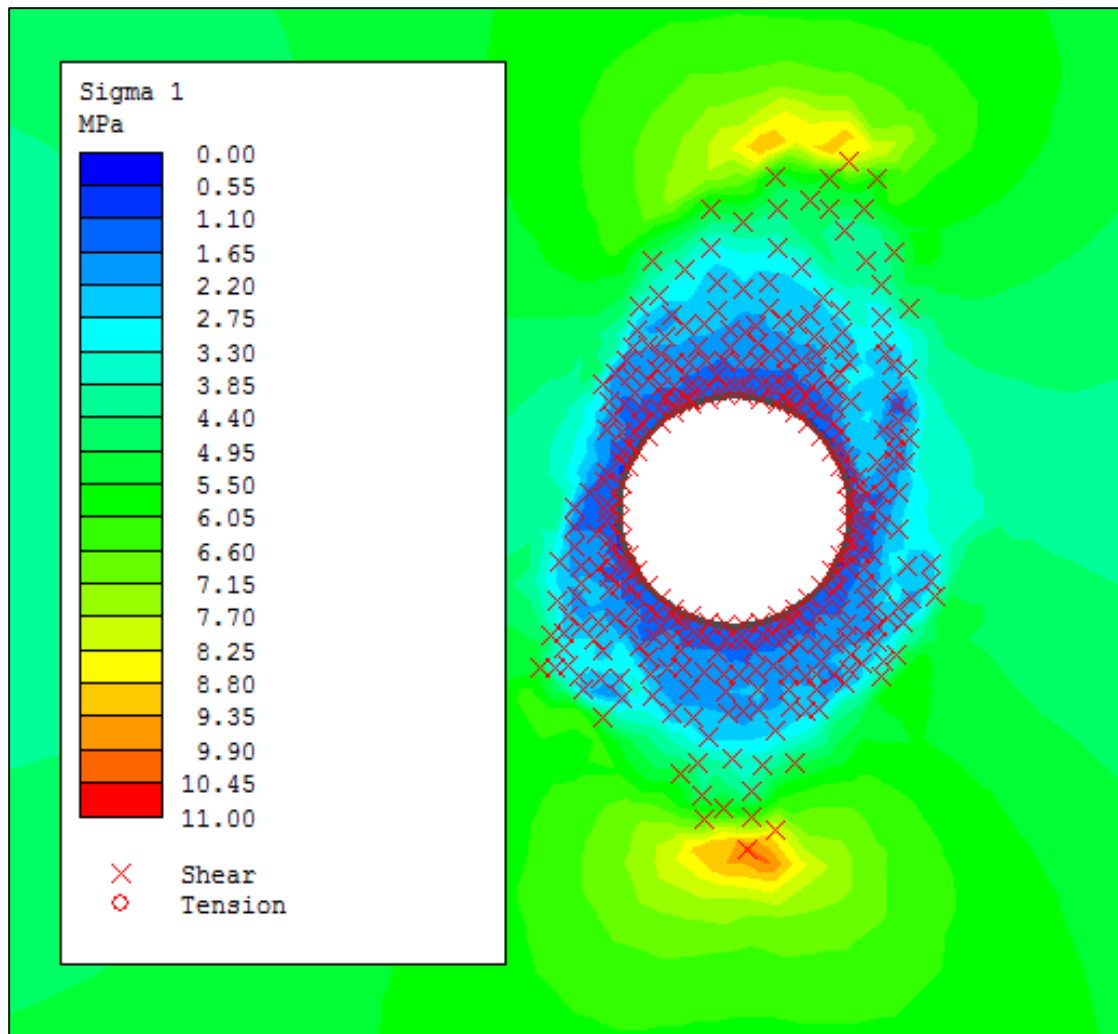


Figur 89: Spenningsfordeling i sjaktsnitt av granitt. Ingen sikring er satt.

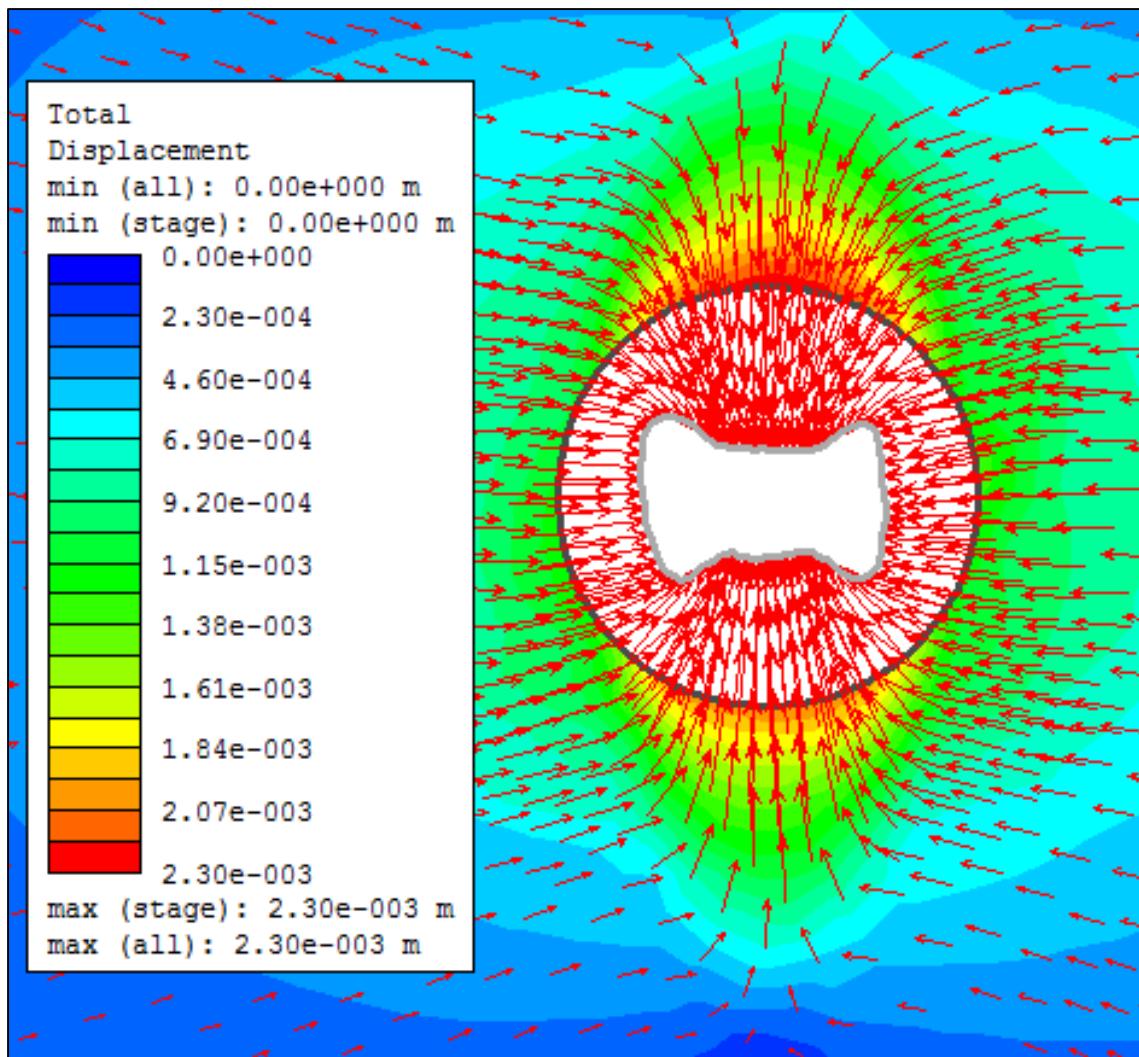


Figur 90: Deformasjon av sjaktsnitt i granitt. Ingen sikring er satt

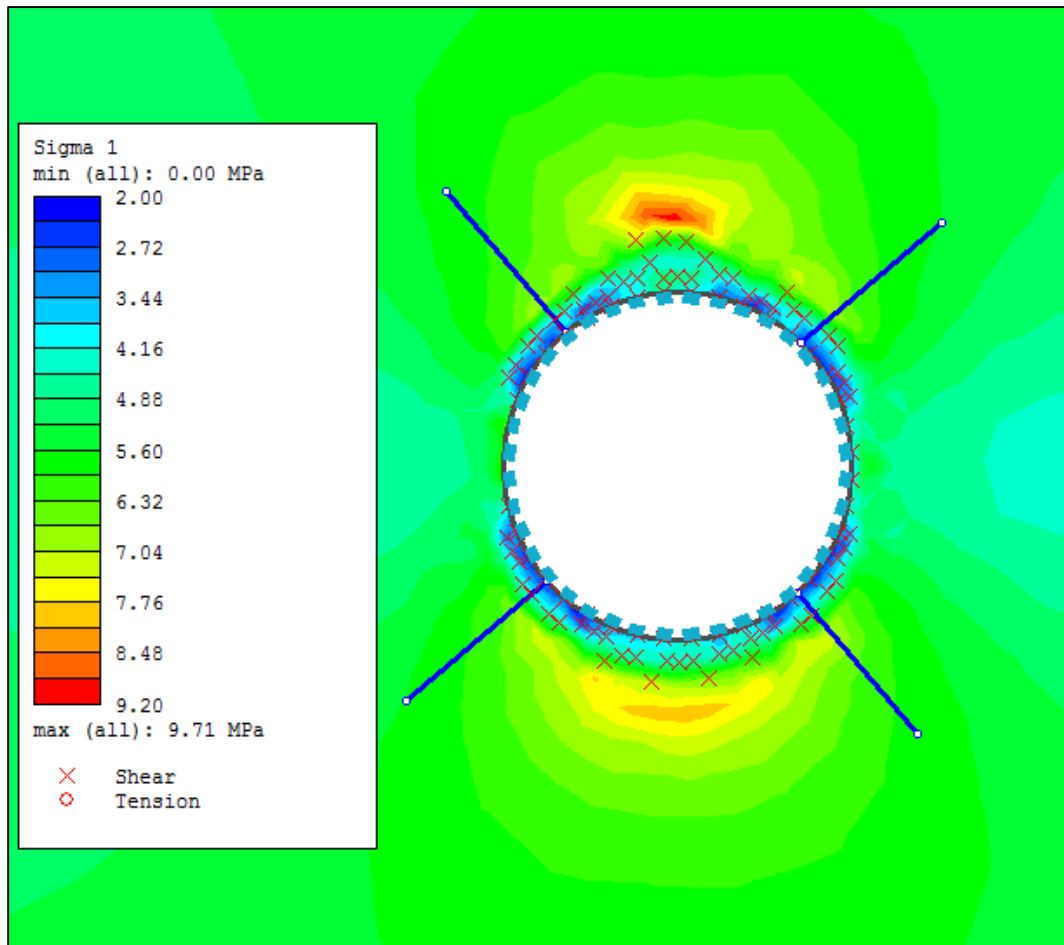
Svakhetssone



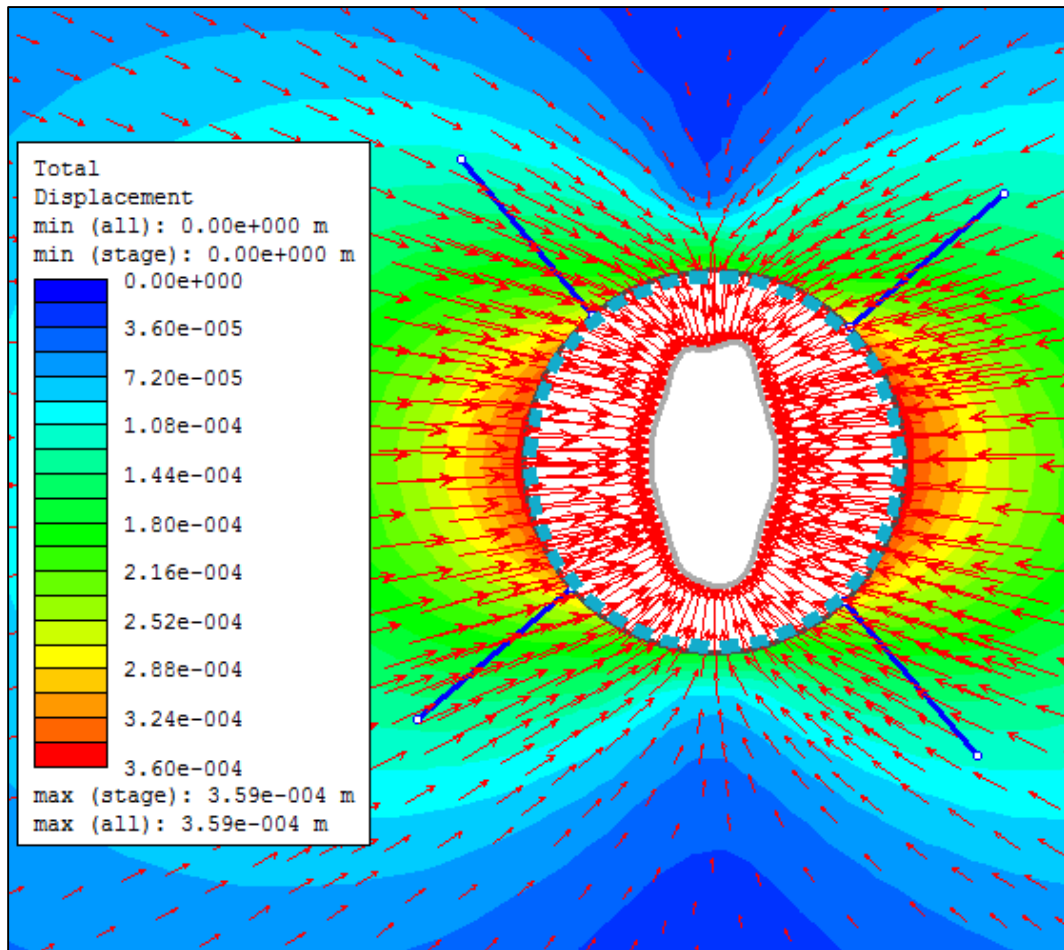
Figur 91 Spenningsfordeling og brudd i svakhetssone uten sikring.



Figur 92. Deformasjon av sjaktsnitt i svakhetssonen uten sikring



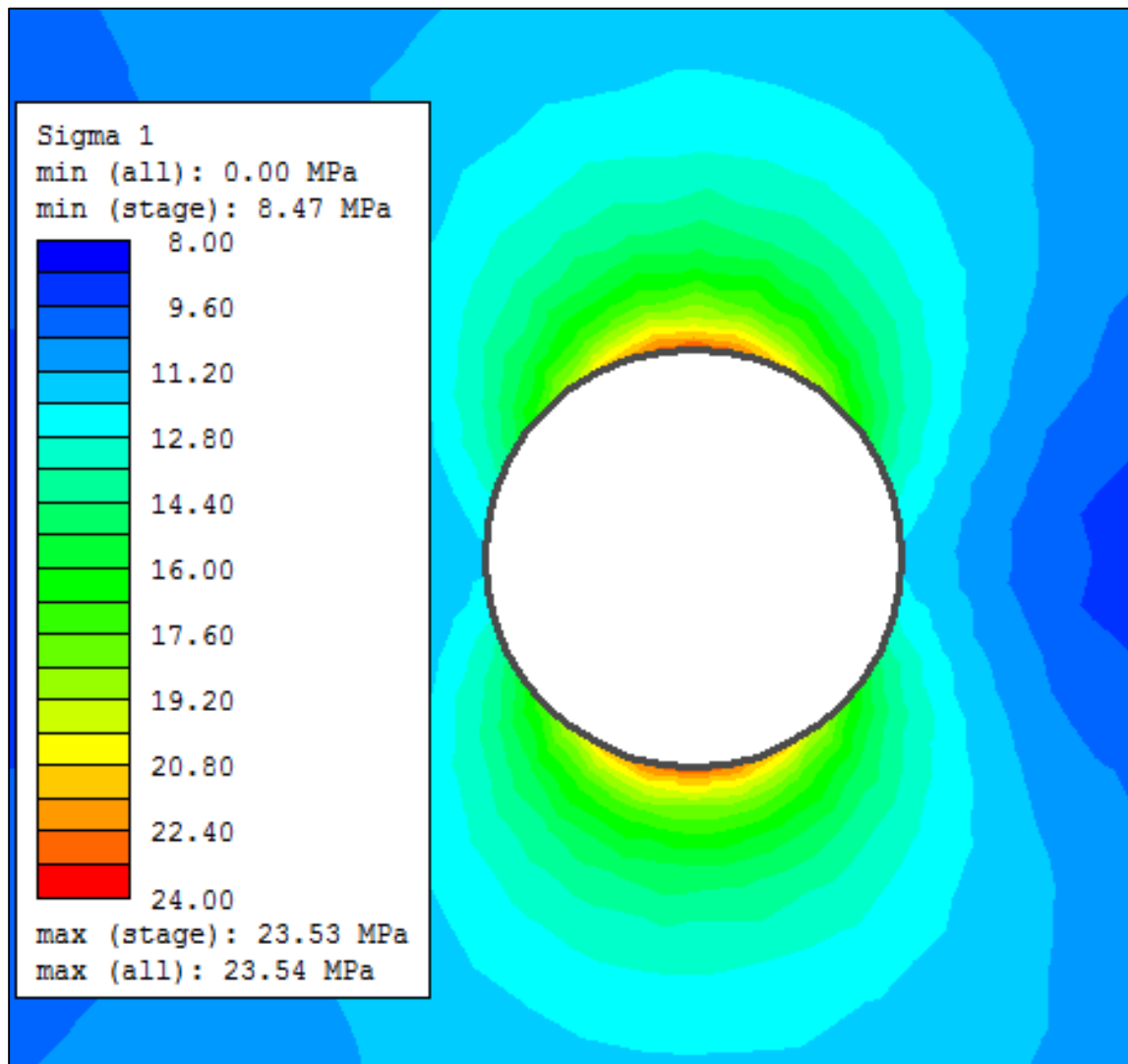
Figur 93. Spenningsfordeling og brudd i svakhetsone med sikring.



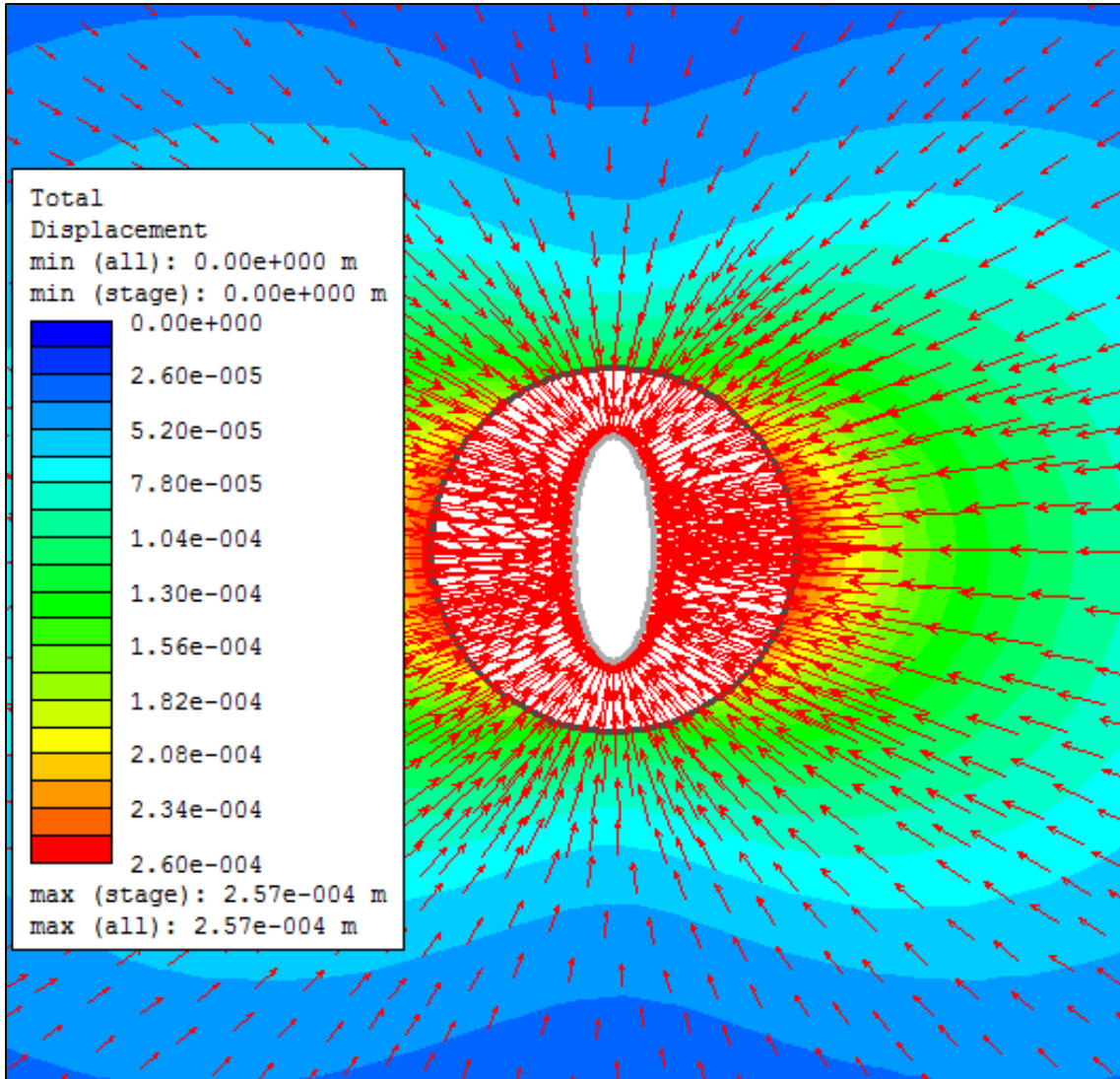
Figur 94. Deformasjon av sjaktsnitt i svakhetszone med sikring.

Spenningsfelt H:V:h – 3:1:2

Granitt

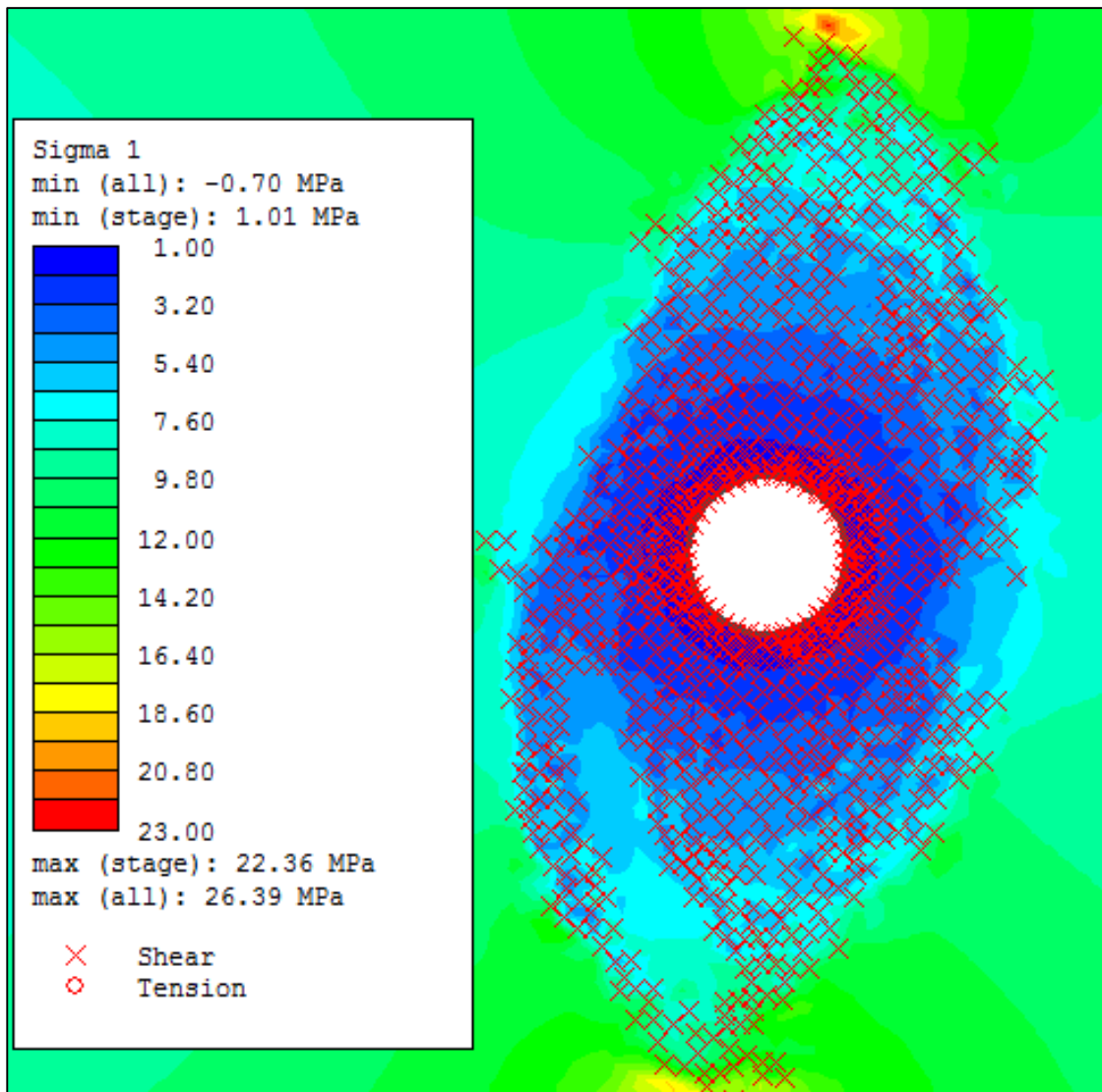


Figur 95 Spenningsfordeling i granitt. Ingen sikring er satt.

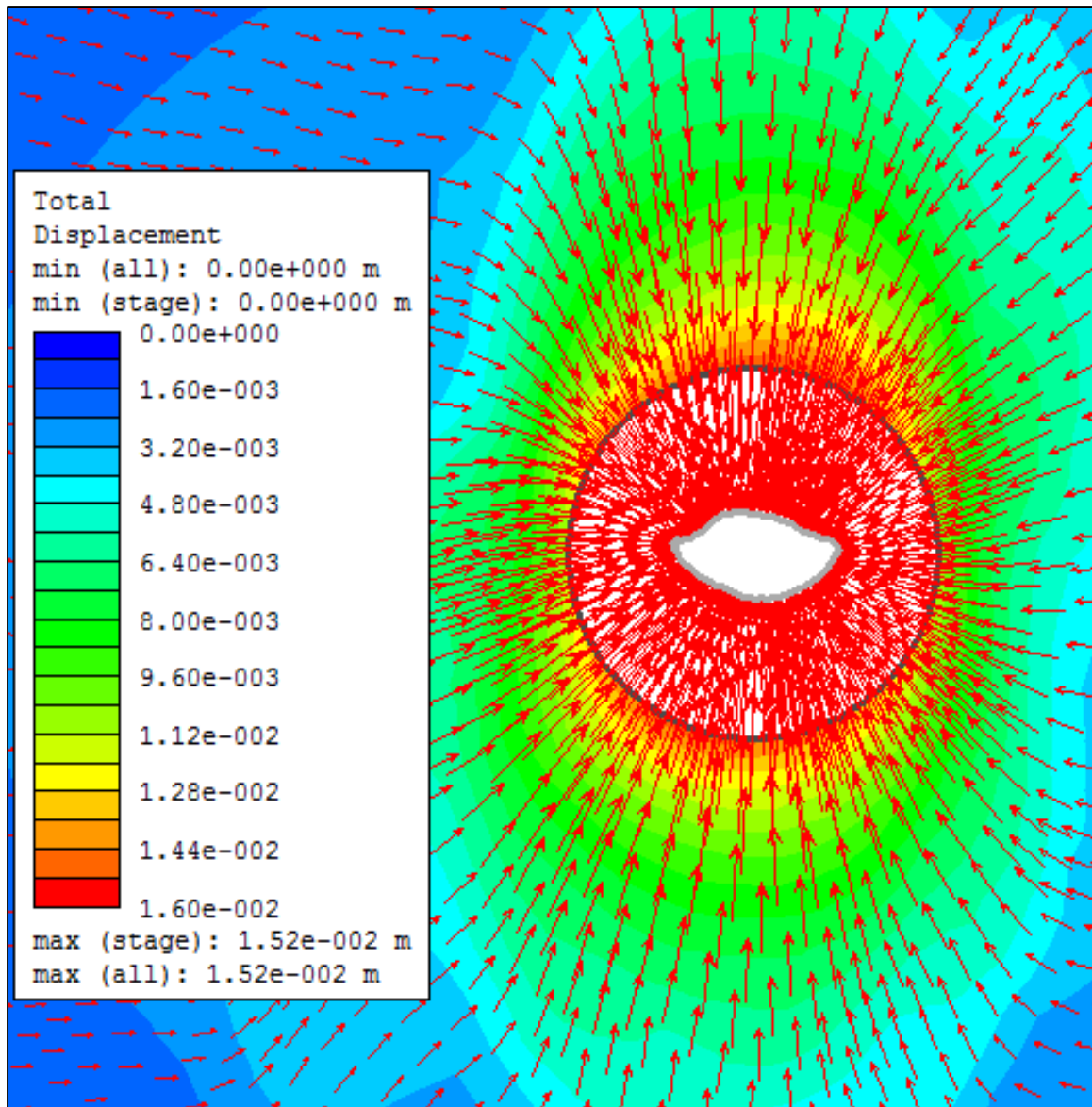


Figur 96. Deformasjon i granitt. Ingen sikring er satt.

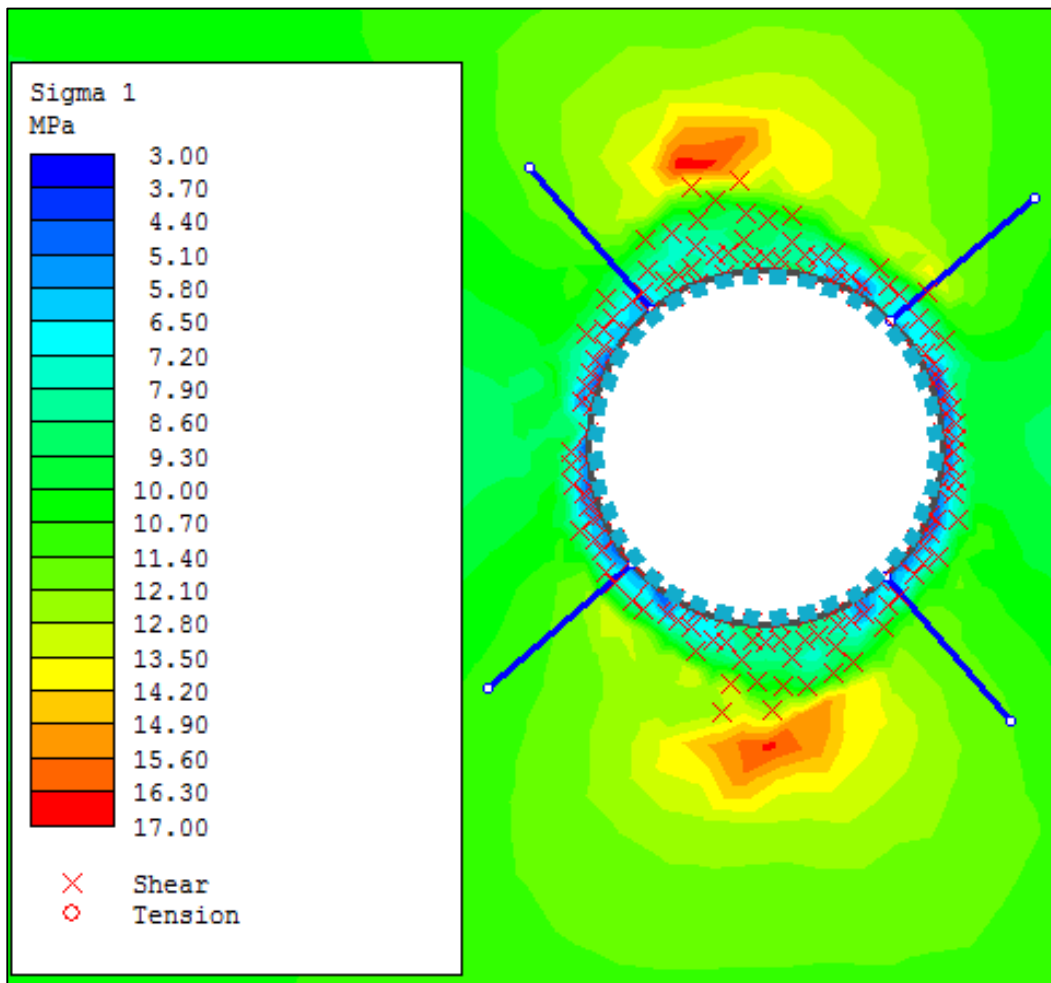
Svakhetssone



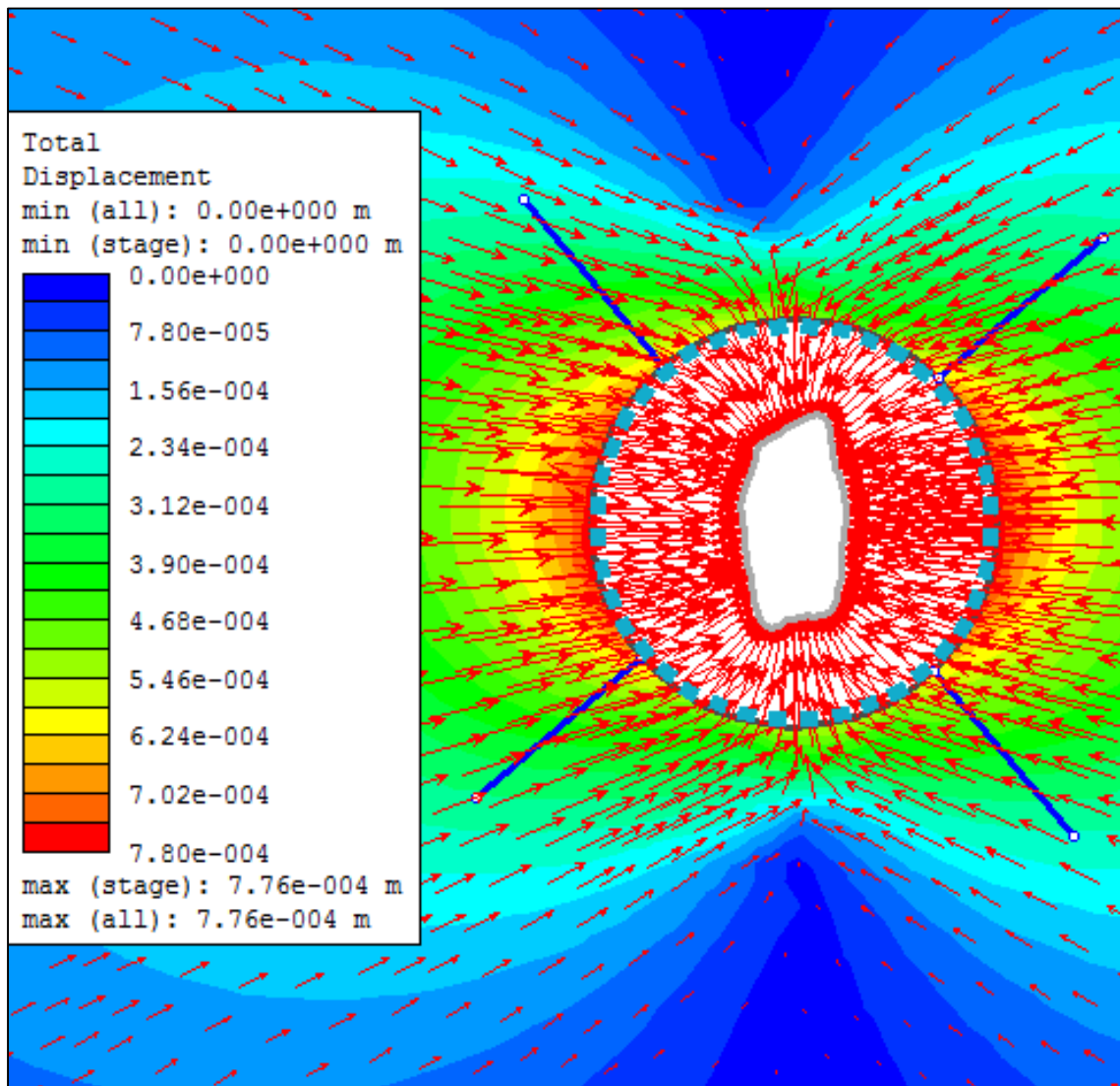
Figur 97. Spenningsfordeling og brudd i svakhetssone uten sikring.



Figur 98. Deformasjon av sjaktsnittet i svakhetssone uten sikring.



Figur 99. Spenningsfordeling og brudd i svakhetszone med sikring.



Figur 100. Deformasjon av sjaktsnitt i svakhetssone med sikring.