

# Ulriken tunnel - Stabilitetsanalyse av bergstabbe mellom tunnellop ved TBM driving

**Marie Rekve**

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2017

Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGP

Medveileder: Helg Tjelmeland, Bane NOR

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for geovitenskap og petroleum





## MASTEROPPGAVEN

**Kandidatens navn:** Marie Rekve

**Oppgavens tittel:** Ulriken tunnel –  
Stabilitetsanalyse av bergstamme mellom tunnellop ved TBM driving

**English title:** Ulriken tunnel –  
Stability analysis of rock pillar between tunnel tubes during TBM-excavation

**Utfyllende tekst:**

1. TBM-driving av den 7,8 km lange Ulriken tunnel er i gang fra Arna-siden for etablering av dobbeltspor mellom Arna og Bergen. Ved gjennomslaget i Fløen på Bergensiden av fjellet vil det bli en bergstamme med bare noen få meters tykkelse mellom TBM-tunnelen og eksisterende, sprengt tunnellop. I denne masteroppgaven skal det gjennomføres en detaljert analyse av stabiliteten av stammen under tunnelboring mot gjennomslaget i Fløen.

Masteroppgaven representerer en oppfølging av fordypnings-prosjekt utført av samme student høsten 2016, hvor problemstillinger knyttet til stabilitet av bergstammen mellom to nærliggende tunnellop ved TBM-driving ble diskutert på grunnlag av litteraturstudier, og hvor rekognoserende feltbefaring og prøvetaking også ble utført som forberedelse for masteroppgaven.

I denne oppgaven skal det innledningsvis utføres laboratorieanalyser av innsamlet prøvemateriale fra Fløen og foretas mer grundig befaring med spesiell vekt på sprekkekartlegging og registrering av parametre for beregning av skjærfasthet langs sprekkeplan. Stabiliteten av stammen skal analyseres på grunnlag av relevante beregningsmodeller. Både «enkle» likevektsmodeller og numeriske modeller ( $RS^2/RS^3$  eller lignede) skal benyttes, og det skal i disse analysene tas høyde for usikkerheter i inngangsparametre og gjennomføres parameterstudier.

Avslutningsvis i oppgaven skal det foretas en vurdering av eventuelle behov for spesiell tilpasning av TBM-drivingen ved gjennomføring mot Fløen, og av eventuelle bergsikringstiltak som kan være aktuelle for å redusere risikoen.

2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Bane NOR, med geolog Helge Tjelmeland som kontaktperson og ekstern medveileder.

**Studieretning:** Ingeniør- og miljøgeologi

**Hovedprofil:** Ingeniørgeologi og bergmekanikk

**Tidsrom:** 15.1.- 11.6.2017

  
Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder



# Sammendrag

Eksisterende Ulriken tunnel i Bergen har nådd sin kapasitetsgrense og Bane NOR er i gang med utbygging av ny tunnel for etablering av dobbeltspor. I den forbindelse drives det 7,8 km TBM-tunnel parallelt med eksisterende tunnel, der avstanden mellom løpene hovedsakelig er 30-40 m. Ved gjennomslag i Fløen vil avstanden minke og bli kritisk smal, ned mot 2,7 m på det minste. Ettersom det er kontinuerlig togtrafikk i eksisterende tunnel, vil konsekvensen av innpressing av bergblokk ved driving være svært uheldig. På bakgrunn av dette er hovedfokuset i denne oppgaven å undersøke stabiliteten til den mellomliggende bergstammen ved bruk av likevektsanalyse og numerisk analyse i programvaren  $RS^2$ . Vurderingene er i all hovedsak basert på ingeniørgeologisk kartlegging, prøveinnsamling og laboratorietester.

Den største begrensningen i numerisk analyse ligger i påliteligheten til inngangsparametrene. I den forbindelse har det blitt utført parameterstudier på de parametrene antatt å ha størst innvirkning på stabiliteten i stamben; grippertrykk, horisontalspenning, GSI, E-modul og sprekker. Analysen viser en tydelig sammenheng mellom deformasjon i stamben og økende grippertrykk. Ettersom bruddutvikling og deformasjon øker med økende trykk, anbefales det å drive gjennom påhugget ved Fløen med lavt grippertrykk. Sikkerhetsfaktoren funnet ved likevektsanalysen indikerer også at det å drive med redusert grippertrykk vil være gunstig.

Videre har effekten av sprekker på resultatene i den numeriske analysen blitt undersøkt ved å sammenligne deformasjon i stamben ved ingen, to og et nettverk av sprekker. Her har pessimistiske antagelser blitt lagt til grunn for å estimere deformasjon ved de verst tenkelige tilfellene. Et nettverk av sprekker i stamben viste seg å gi størst deformasjon, men det er derimot svært usannsynlig at dette skal være tilfelle grunnet alle antagelsene. Videre utgjør de antatte spenningene i modellen en stor usikkerhet i resultatene, ettersom bergspenningsmålinger ved Fløen ikke foreligger. Analysene viste ulikt resultat for innvirkningen av horisontalspenningene på bergstammen og det er derfor anbefalt å utføre bergtrykkmåling ved Fløen for å minske usikkerhetene.



# Abstract

Existing Ulriken tunnel in Bergen has reached its capacity and Bane NOR is under way building a new tunnel for the establishment of double tracks. This is performed by excavating 7,8 km of tunnel by TBM, parallel to the already existing tunnel, where the distance between the two tunnels is mainly 30-40 m. By the location of breakthrough, the distance will decrease and become critically small, as low as 2,7 m at the shortest. Because of the continuous traffic of trains in the already existing tunnel, the consequences of the destabilization of the rock pillar between the two tunnels could be disastrous. Based on this, the main focus of this thesis is to investigate the stability of this rock pillar by the use of equilibrium analysis and numerical analysis through the software *RS<sup>2</sup>*. The assessments in this thesis are mainly based on geological mapping, the collection of rock samples and laboratory testing.

The greatest limitation of the numerical analysis is the reliability of the entry parameters. Because of this, a parameter study has been conducted of the parameters deemed most influential of the stability of the pillar; gripper force, horizontal tension, GSI, Young's modulus, and fractures. The analysis shows a clear correlation between the deformation of the pillar and the increasing of the gripper force. As the level of pillar deformation increase with the gripper force, a reduced force of the grippers is recommended while approaching the location of breakthrough. This recommendation is further supported by the safety factor found by the equilibrium analysis.

The effects of fractures in the numerical analysis have been studied by comparing the deformation of the pillar in the face of no, two and a network of fractures. To estimate the deformation in the worst case scenario, slightly pessimistic assumptions regarding the fracture shapes have been made. A network of fractures turns out to give the greatest deformation, but due to the overly pessimistic assumptions this is a highly unlikely scenario. Furthermore, the assumed tensions of the model constitutes a significant uncertainty, as rock stress measurements have not been conducted. As the numerical and equilibrium analysis yields varying results for the effect of horizontal tension, rock stress measurements are recommended to reduce the uncertainty.





## Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Institutt for geovitenskap og petroleum, ved Norges naturtekniske universitet våren 2017. Oppgaven er en videreførelse av prosjektoppgaven skrevet høsten 2016 innen samme prosjekt.

Masteroppgaven er gjennomført i samarbeid med Bane NOR med geolog Helge Tjelmeland som kontaktperson og medveileder. Takk for at jeg fikk skrive masteroppgave om et så spennende prosjekt, samt for god mottagelse ved besøk og befaring til prosjektet.

Ved NTNU har veileder Bjørn Nilsen bidratt med god veiledning gjennom hele masteroppgaven. Tusen takk for at det har vært mulig å gå inn en åpen dør når det har vært behov for det, for lærerike og konstruktive diskusjoner og de gode innspillene du har hatt på hvordan ting kan gjøres.

Jeg vil rette en takk til de som har bistått med gjennomføring av undersøkelsene utført i forbindelse med denne oppgaven. Dette gjelder spesielt overingeniør Gunnar Vistnes som har utført laboratorietestene og Quoc Nghia Trinh som har vært behjelpelig med veiledning med den numeriske modelleringen.

Takk rettes også til medstudenter på lesesalen som har bidratt med nyttige diskusjoner under skriving av masteroppgaven. Til slutt vil jeg takke Brynjulv Rekve og Gerd Hole for gode innspill til forbedring av oppgaven samt Martin Hals for all hjelp med programmet *Latex* som oppgaven er skrevet i.

Trondheim, 11.06.2017

Marie Rekve

*Forsidebilde: Påhugget og bergstabben ved Fløen. Tatt av forfatteren på befaring med Bjørn Nilsen og Helge Tjelmeland til Ulriken 11. oktober 2016.*



# Innhold

<b>1</b>	<b>Innledning</b>	<b>1</b>
1.1	Formål og omfang . . . . .	2
1.2	Fremgangsmåte . . . . .	2
1.3	Grunnlagsmateriale . . . . .	3
1.4	Avgrensninger . . . . .	4
<b>2</b>	<b>Resyme av prosjektoppgaven</b>	<b>5</b>
2.1	Internasjonale prosjekter . . . . .	5
2.2	Norske prosjekter . . . . .	6
2.2.1	Fløyfjells- og Eidsvågtunnelen . . . . .	7
2.2.2	Bergstabbe på Arna-siden . . . . .	9
<b>3</b>	<b>Viktige momenter for stabilitet av bergstabbe</b>	<b>12</b>
3.1	Bergmassens egenskaper . . . . .	12
3.2	Bruddkriterier . . . . .	13
3.3	Spenninger . . . . .	15
3.4	Sprekkes mekaniske egenskaper . . . . .	16
3.5	Geometri og størrelse på tunnel . . . . .	17
3.6	Bergsikring . . . . .	20
3.7	Påkjenning fra TBMs grippers . . . . .	21
<b>4</b>	<b>Ingeniørgeologiske forhold ved Fløen</b>	<b>23</b>
4.1	Lokasjon . . . . .	23
4.2	Bergarter . . . . .	24
4.3	Løsmasser . . . . .	26
4.4	Sprekkeretninger . . . . .	27
4.5	Topografi . . . . .	28
4.6	Overdekning . . . . .	28
4.7	Spenningsforhold . . . . .	29
4.7.1	Målinger fra nærliggende anlegg . . . . .	30
4.7.2	Vurdering utifra teori . . . . .	31
4.8	Bergstabbens tykkelse . . . . .	35

4.9	Sikring av eksisterende tunnel . . . . .	37
<b>5</b>	<b>Feltarbeid</b>	<b>39</b>
5.1	Ingeniørgeologisk kartlegging og prøveinnsamling . . . . .	39
5.2	Q-verdi . . . . .	40
5.3	GSI . . . . .	42
5.4	Schmidt hammer måling . . . . .	45
5.5	JRC . . . . .	46
5.6	Polplott . . . . .	48
<b>6</b>	<b>Laboratorieundersøkelser</b>	<b>50</b>
6.1	Bergartsprøver . . . . .	50
6.2	Enaksial trykkfasthet . . . . .	51
6.3	Densitet . . . . .	53
6.4	Tilt-test . . . . .	54
6.5	XRD-analyse . . . . .	56
6.6	Tynnslipmikroskopering . . . . .	57
<b>7</b>	<b>Likevektsanalyse</b>	<b>60</b>
7.1	Geometri . . . . .	61
7.2	Beregning . . . . .	62
	7.2.1 Drivende krefter . . . . .	62
	7.2.2 Stabiliserende krefter . . . . .	63
7.3	Sikkerhet mot utpressing . . . . .	65
<b>8</b>	<b>Numerisk Analyse</b>	<b>67</b>
8.1	$RS^2$ . . . . .	68
8.2	Inngangsparametre . . . . .	69
	8.2.1 Hoek-Brown konstanten ( $m_i$ ) . . . . .	69
	8.2.2 Forstyrrelsesfaktor ( $D$ ) . . . . .	70
	8.2.3 Elastisitetsmodul ( $E_i$ ) . . . . .	71
	8.2.4 Dilatans-parameteren . . . . .	71
	8.2.5 Bergspenninger i modellplanet . . . . .	72
	8.2.6 Residualparametre . . . . .	73
	8.2.7 Oversiktstabell over inngangsparametre . . . . .	73
8.3	Etablering av modell . . . . .	74
8.4	Resultater fra numerisk analyse . . . . .	76
	8.4.1 Grippertrykk . . . . .	76
	8.4.2 Horisontalspenningens innvirkning . . . . .	79
	8.4.3 GSI-verdiens innvirkning . . . . .	79
	8.4.4 E-modulens innvirkning . . . . .	80
	8.4.5 Med innlagte sprekker . . . . .	80
	8.4.6 Installering av sikring . . . . .	83
<b>9</b>	<b>Diskusjon av beregningsresultatene</b>	<b>84</b>

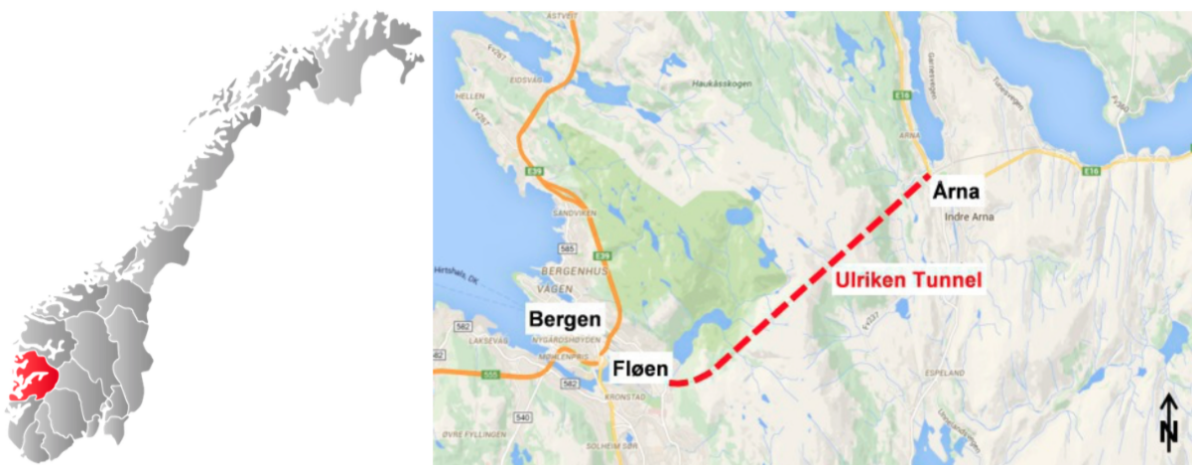
9.1	Resultater fra likevektsanalyse . . . . .	84
9.2	Resultater fra numerisk analyse . . . . .	85
9.3	Sammenstilling av analysene . . . . .	87
9.4	Behov for tilpasning og bergsikring . . . . .	87
<b>10</b>	<b>Konklusjon og oppfølging under driving</b>	<b>88</b>
	<b>Appendices</b>	<b>93</b>
<b>A</b>	<b>Ingeniørgeologisk kart</b>	<b>94</b>
<b>B</b>	<b>Lengdeprofil Arna - Bergen</b>	<b>96</b>
<b>C</b>	<b>Tuneneltraseen ved Fløen</b>	<b>98</b>
<b>D</b>	<b>Plan og profiltegning ved Fløen</b>	<b>100</b>
<b>E</b>	<b>Parameterbestemmelse Q-systemet</b>	<b>102</b>
<b>F</b>	<b>Schmidt hammer målinger</b>	<b>104</b>
<b>G</b>	<b>Estimering av UCS basert på Schmidt hammer</b>	<b>106</b>
<b>H</b>	<b>Estimering av JRC</b>	<b>108</b>
<b>I</b>	<b>UCS-kjerner før test</b>	<b>110</b>
<b>J</b>	<b>UCS-kjerner etter test</b>	<b>112</b>
<b>K</b>	<b>Tilt-test</b>	<b>114</b>
<b>L</b>	<b>XRD-analyse</b>	<b>116</b>
<b>M</b>	<b>Ulike GSI-verdier</b>	<b>118</b>
<b>N</b>	<b>Q-systemets sikringsdiagram</b>	<b>119</b>



# Kapittel 1

## Innledning

Eksisterende Ulriken tunnel, som stod ferdig i 1964, går mellom Arna og Fløen gjennom fjellet Ulriken i Bergen. Kapasitetsgrensen for tunnelen er nådd og en utvidelse til dobbeltspor med nytt tunnellop gjennom Ulriken er igangsatt (Jernbaneverket, 2009). I november 2014 startet Jernbaneverket med utbygging av den 7,8 kilometer lange nye Ulriken tunnel fra Arna. De første 765 metrene ble fra november 2014 og frem til oktober 2015 sprengt på tradisjonelt vis for å romme ekstra spor til togpassering og større tverrsnitt. Tunnelboremaskinen (TBM), som har fått navnet Ulrikke, startet i januar 2016 på de resterende 7 kilometrene av den nye tunnelen. TBMen er 155 meter lang og har et borhode med diameter på 9,3 meter. Det meste av togstrekningen mellom Arna og Bergen går gjennom Ulriken og det nye sporet bygges parallelt med eksisterende tunnel. Planlagt gjennomslag ved Fløen er sommeren 2017. Etter innredning av spor, elektroarbeid og signalanlegg skal den nye tunnelen etter planen være klar til å åpnes for trafikk i 2020. Nye Ulriken tunnel vil være den første jernbanetunnelen i Norge som drives med fullprofilboring. Når dobbeltsporet står ferdig vil det legge til rette for større hastighet og mer fleksibel trafikkavvikling (Eikeland, 2017). Beliggenheten til prosjektet er vist i figur 1.1.



Figur 1.1: Plassering av eksisterende og nye Ulriken tunnel (Ramoni, 2016).

Avstanden mellom det eksisterende og nye løpet er stort sett 30-40 meter, der den nye tunnelen ligger syd for den eksisterende. Ved gjennomslaget i Fløen vil avstanden bli betydelig mindre, og bergstabben som står igjen vi kunne bli kritisk smal. Det er estimert at den minste avstanden på stabben mellom de to løpene kan bli så smal som 2,7 meter (Tjelmeland, 2016).

## 1.1 Formål og omfang

Masteroppgaven er en videreførelse av prosjektoppgaven *Ulriken tunnel - Diskusjon av aktuelle problemstillinger knyttet til stabilitet av bergstabben mellom to tunnellop ved TBM-driving*, skrevet av undertegnede høsten 2016. I arbeidet med fordypningsprosjektet ble det gjort en gjennomgang av grunnlagsmaterialet som forelå. Dette inkluderte geologiske rapporter samt kart fra eksisterende tunnel, rapporter fra nærliggende prosjekter som Fløyfjellstunnelen og Eidsvågtunnelen, sattelittbilder, NGUs løsmassekart samt berggrunnskart over Bergen i målestokkene 1:250 000 og 1:50 000. Det ble lagt stor vekt på Norconsults rapport for bergstabben ved Arna-siden *Stabilitet av bergstabben mot diagonal tunnel i startstrekningssområde*. Rapporten var spesielt nyttig ettersom den hadde mye lik problemstilling som for bergstabben ved Fløen. Ettersom arbeidet gjort i fordypningsprosjektet er en del av bakgrunnen for masteroppgaven er det tatt med et kort resymé slik at masteroppgaven skal kunne leses uavhengig.

Formålet med masteroppgaven har vært å vurdere stabiliteten til bergstabben mellom to tunnellop ved TBM driving, eventuelle behov for spesiell tilpasning av TBM-drivingen ved gjennom boring mot Fløen, og bergsikringstiltak.

## 1.2 Fremgangsmåte

20. februar 2017 ble det foretatt en befaring til påhugget ved Fløen som en del av arbeidet med masteroppgaven, der formålet var å danne seg et bilde av de ingeniørgeologiske forholdene. Det ble kartlagt GSI og Q-verdi, utført spekkekartlegging/kartlegging samt registrering av parametre for beregning av skjærfasthet langs sprekkeplan. I forbindelse med prosjektoppgaven ble prøver til laborietesting samlet inn fra påhugget høsten 2016 av Helge Tjelmeland. Hovedformålet med laborietestene utført i forbindelse med dette arbeidet har vært å få nødvendige inngangsparametre til likevektsberegning og numerisk analyse. Beregningene i oppgaven er utført med fokus på risiko for mulige stabilitetsproblemer i bergstabben. I tillegg til laborietestene utført i forbindelse med inngangsparametrene til beregning har det blitt utført tynnslipmikroskopering av to bergartslip samt XRD-analyse etter ønske fra Bane NOR.



I likevektsanalysen og den numeriske analysen er det foretatt parameterstudier for å undersøke innvirkningen de ulike parametrene har på stabiliteten. På bakgrunn av informasjonen som er innhentet samt resultatene fra beregningene, er det foretatt vurdering og diskusjon av spesielle ingeniørgeologiske utfordringer som kan tenkes å oppstå i bergstabben. Videre er det vurdert behov for ytterligere ingeniørgeologiske undersøkelser, oppfølging ved driving den siste strekningen mot Fløen samt sikringstiltak for bergstabben.

## 1.3 Grunnlagsmateriale

Det er i denne oppgaven benyttet tilsendt grunnlagsmateriale fra Bane NOR. I tillegg er kart fra NGU (Norges Geologiske Undersøkelse) og satellittfoto brukt. Listen nedenfor inneholder en fullstendig oversikt over grunnlagsmaterialet som har vært benyttet:

- Kart over berggrunnsgeologien fra NGU i målestokk 1:50 000 og 1:250 000 hentet fra NGU sine hjemmesider, tilgjengelig på <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/>
- Løsmassekart over området, tilgjengelig på <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>
- Satellittbilde av området mellom Arna - Fløen, tilgjengelig på <https://kart.gulesider.no>
- Hovedplan Arna-Fløen, Forlenget krysningspor Arna, Dobbeltsportunnel Ulriken, IUP-00-A-00435
- Norconsult 2011. Ulriken tunnel - Geologisk rapport for detaljplan
- Norconsult 2013. Ulriken tunnel - Ingeiørgeologisk - hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag
- Norconsult 2015. Stabilitet av bergstabben mot diagonaltunnelen i startstrekningsområdet
- Dr. Ing. Bjørn Buen 2014. Ulriken tunnel - Notat fra befaring 11.-12. okt. 2014
- Byggherremeldinger: diverse meldinger til entrepenør fra Bane NOR, mottatt fra byggherren

## 1.4 Avgrensninger

I denne oppgaven ble det tatt prøver fra Fløen høsten 2016 som ikke ble testet i laboratoriet før februar 2017. Optimalt sett burde testene blitt gjennomført like etter innsamling av prøvematerialet. Kjernene som ble testet for enaksial trykkfasthet ble lagt i et vannbad i over ett døgn før testen for å optimalisere resultatene.

I den numeriske analysen gjennomført i oppgaven er det kun brukt programmet *RS<sup>2</sup>* (*Rock and Soil 2-dimensional analysis program*) til å gjøre analyse. *Phase<sup>2</sup> 9.0* er en tidligere versjon av programmet som det er undervist i ved NTNU, og som undertegnede hadde kunnskap til å bruke. Det ville vært av interesse å se hvilke resultater andre programmer hadde gitt, men ettersom det hadde vært tidskrevende er det derfor ikke gjennomført. I analysen ble flere av bergartsegenskapene og andre brukte variabler antatt. Å få hentet inn riktige tall på alle parametre er både tidskrevende og kostbart. Det er derfor antall at de input-verdiene som er brukt er tilfredsstillende nok til å få et godt resultat til denne type analyse.

## Resyme av prosjektoppgaven

Masteroppgaven er en videreføring av prosjektoppgaven skrevet av undertegnede høsten 2016. Etersom oppgaven skal kunne leses uavhengig er det innledningsvis valgt å ta med et resyme av de viktigste resultatene fra prosjektoppgaven. Oppgaven ble i hovedsak basert på tilgjengelig litteratur og beskrivelser av tidligere prosjekter med lignende problemstilling, der målet var å få en bedre forståelse av utfordringer som kan oppstå knyttet til stabilitet av bergstabber mellom to tunnellop ved TBM-driving. For flere detaljer henvises det til prosjektoppgaven.

### 2.1 Internasjonale prosjekter

I litteratursøket gjort i forbindelse med prosjektoppgaven ble det funnet flere eksempler på internasjonale prosjekter med to parallelle tunnellop. Prosjektene som ble tatt for seg og diskutert i oppgaven var Manapouri-tunnelen i New Zealand, Lötschberg- og Gotthardt-tunnelen i Sveits samt Second Avenue Subway prosjektet i New York. For å få en mer fullstendig vurdering var det ønskelig å ha med ytterligere prosjekter med mest mulig lik problemstilling som bergstabben ved Fløen. Årsaken til at det kun ble tatt med fire prosjekter var at det viste seg vanskelig å finne lignende prosjekter med kritisk smal avstand mellom løpene. Avstanden var i de fleste tilfellene for store, og for de prosjektene som hadde kort avstand mellom løpene, var det vanskelig å finne relevant litteratur om problemstillingen.

I prosjektoppgaven ble det satt opp en oversikt over relevante fakta funnet for de fire prosjektene, se tabell 2.1. Av tabellen kommer det frem at det var vanskelig å innhente all ønskelig informasjon om prosjektene. Den informasjonen som ikke ble funnet i litteratursøket, er i tabell 2.1 markert som *ukjent*. Avstanden mellom tunnellopene var ved tre av fire prosjekter 40-70 m og for stor til å kunne sammenlignes med Fløen. For Second Avenue Subway prosjektet var derimot avstanden mellom tunnelene omtrent 4-5 m og dermed svært interessant for bergstabben ved Fløen.

Tabell 2.1: Sammenligning av tunnelene med relevante fakta.

	Manapouri	Lötschberg	Gotthard	Second Av. Subway
Lengde	9,6 km	34,6 km	57 km	2,4 km/(tot. 13 km)
Diameter TBM	10,1 m	9,40 m	9,40-9,55 m	7,2 m
Overdekning	100-1200 m	opptil 2000 m	opptil 2300 m	ukjent
UCS	opptil 226 MPa	95-200 MPa	ukjent	ukjent
Avstand mellom tubene	70 m	40 m	40 m	ca. 4-5 m
Maks trykk grippere	2,5 MPa	ukjent	ukjent	ukjent

Av de prosjektene som ble diskutert, var det Second Avenue Subway prosjektet som hadde størst likhet med bergstabben ved Fløen. Her var overdekningen liten samt at avstanden mellom tubene var kun 4-5 m, se figur 2.1. I litteratursøket ble det imidlertid ikke funnet litteratur som beskrev utfordringer med stabiliteten i bergstabben. Antagelsen gjort i prosjektoppgaven på bakgrunn av manglende litteratur, var at stabben var av stor nok tykkelse til at stabiliteten var sikker. Resultatet fra litteraturstudiet på internasjonale prosjekter var at det eksisterer flere prosjekt med smal bergstappe, som ikke nevner stabilitetsproblemer. Dette ble tolket til at det ikke var noen stabilitetsproblemer i de omtalte stabbene.



Figur 2.1: Startområdet til TBMen fra Second Avenue Subway prosjektet (Tris, 2010).

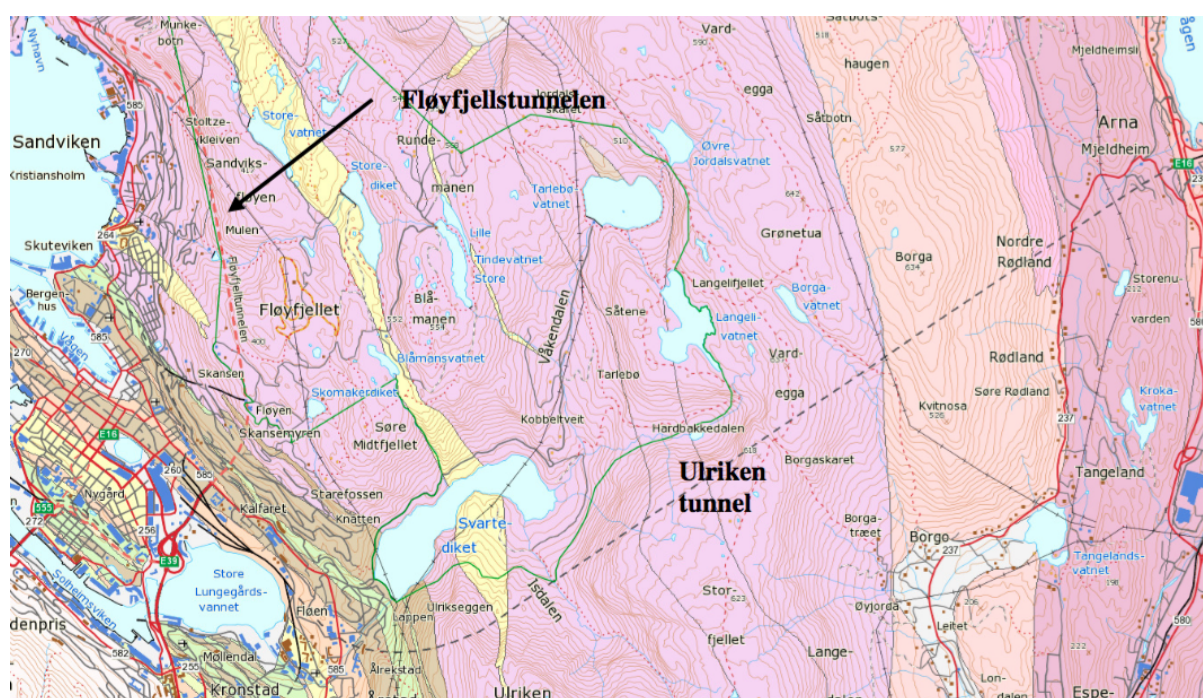
## 2.2 Norske prosjekter

Ettersom det har vært to tidligere TBM-prosjekter med parallelle løp i Bergen (Fløyfjells- og Eidsvåg tunnelen), ble det valgt å diskutere de nærmere i prosjektoppgaven. Fløyfjells-tunnelen er relevant ettersom den ligger like ved og ble drevet i mye av de samme berg-

artene som TBM-prosjektet i Ulriken. Det samme gjelder for Eidsvågtunnelen, som ble drevet like etter og rett i nærheten av Fløyfjellstunnelen.

### 2.2.1 Fløyfjells- og Eidsvågtunnelen

Fløyfjellstunnelen går gjennom Fløyfjellet i Bergen og ble drevet i 1984-1986 med tunnelboremaskin. Det ble drevet en tunnel for hver kjøretning, der hver tunnel skulle ha to kjørefelt. Sørgående tunnel var 3,2 km og nordgående var 3,7 km (NFF, 1998). Veitunnelen går mellom Kalfaret og Sandviken, nord for Bergen. Av figur 2.2 kommer det frem at Fløyfjellstunnelen går gjennom mange av de samme bergartene som nye Ulriken tunnel vil gå i (Norconsult, 2013).



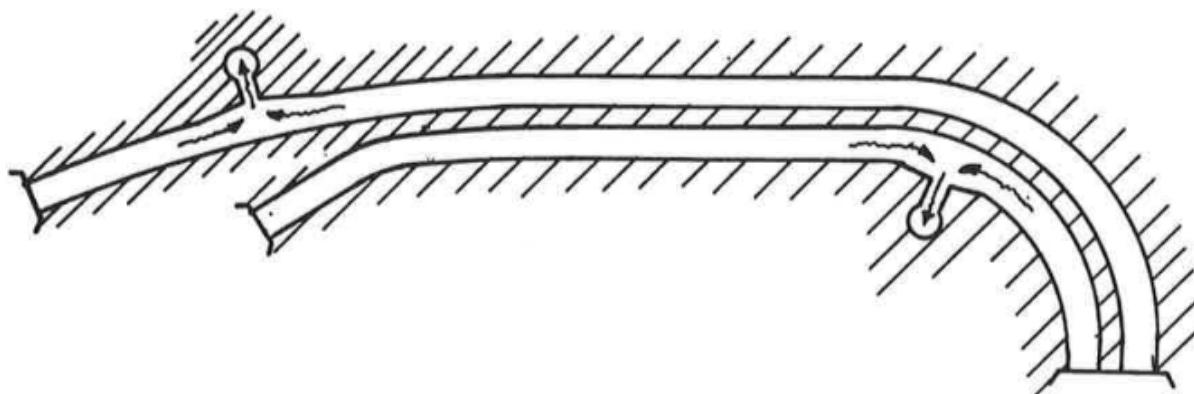
Figur 2.2: Geologisk kart over Bergen som viser avstanden mellom Fløyfjells- og Ulriken tunnel (Norconsult, 2013). 1 cm på kartet er ca. 500 m.

Lengdeprofilen til Fløyfjellstunnelen er vist i figur 2.3. Sett fra høyre mot venstre på profilen er bergartsfordelingen: grønnskifer/amfibolitt, gneis, kvartsitt og granittisk gneis. Foreliggende data på bergartens trykkfasthet fra Fløyfjellstunnelen viser at den folierte gneisen i den sørlige delen av tunnelen hadde en enaksial trykkfasthet på 130 MPa. Under driving ble det erfart at foliert gneis/båndgneis sør for kvartsittpartiet hadde relativt høy oppsprekningsgrad, men sterk forskifring i enkelte partier. Den granittiske gneisen var relativt lite oppsprukket og var moderat - grovkornet (Norconsult, 2013). Ettersom tunnelboremaskinens tverrsnitt på 7,8 m var for smal til å møte høyde og breddekravene som gjaldt i 1982, ble det nødvendig med spregning samt bergsikring i tunnelveggene i ettertid (NFF, 1998).



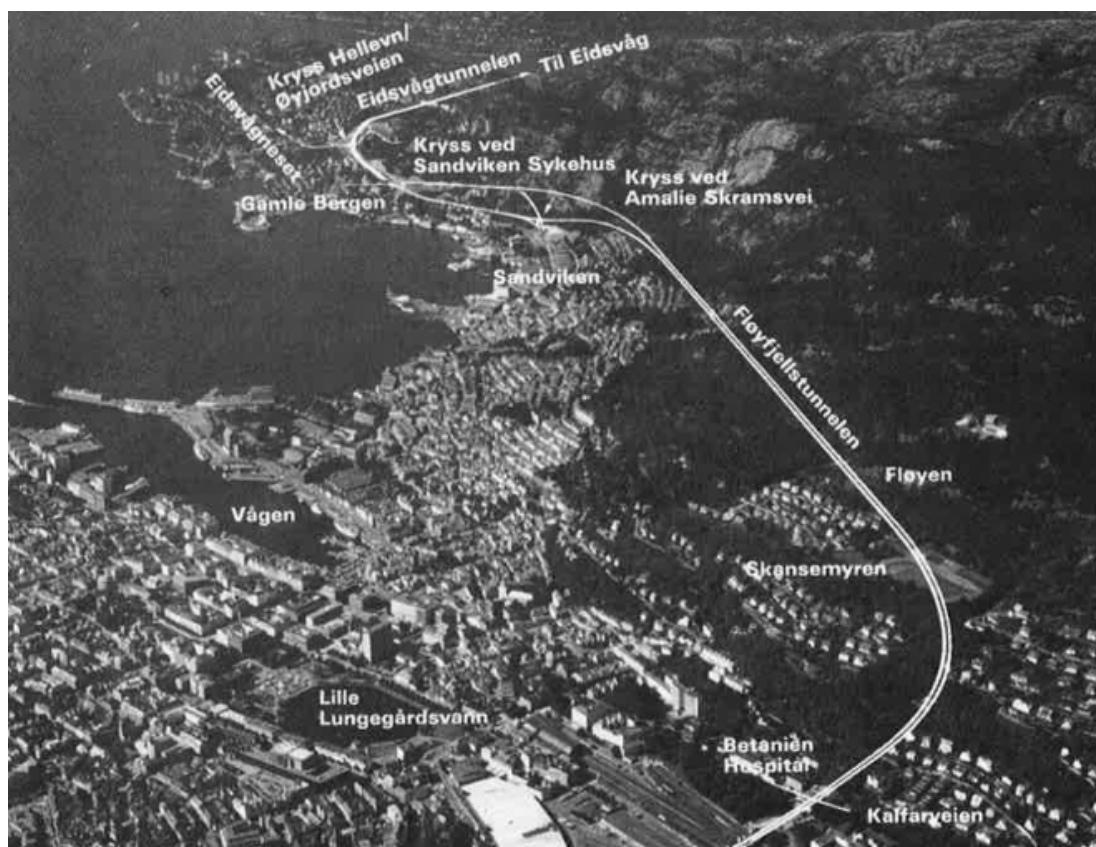
Figur 2.3: Lengdeprofil for Fløyfjellstunnelen (Norconsult, 2013).

Figur 2.4 er opprinnelig ment for å illustrere ventilasjonsprinsippet, men gir samtidig en indikasjon på hvordan de to løpene er plassert i forhold til hverandre. Etter mailkorrespondanse med Gunnar Gjæringen, som jobbet på prosjektet da Statens vegvesen bygget Fløyfjellstunnelen, kom det frem at avstanden mellom de to løpene var fra 2-25 m, med et snitt på ca. 6 m. Ved påhugget ved Kalfaret er det ca. 2 m avstand mellom tunnelene, men først ble det støpt ca. 20 m portal for begge løp i Fløyfjellstunnelene. I følge Gjæringen (2016) var det ikke problem med stabiliteten mellom de to løpene.



Figur 2.4: Ventilasjonsprinsipp i Fløyfjellstunnelen (Hegernæs, 1987).

Plasseringen til Eisvågtunnelen er vist i figur 2.5. I 1987 ble tube nr. 2 i Eidsvågtunnelen drevet av en TBM med diameter 8,5 m, parallelt med eksisterende tunnel (Hegernæs, 1985). Avstanden mellom løpene var ca. 10 m i hele tunnelens lengde, og det var i følge Gjæringen (2016) ingen stabilitetsproblemer mellom tunnelene.

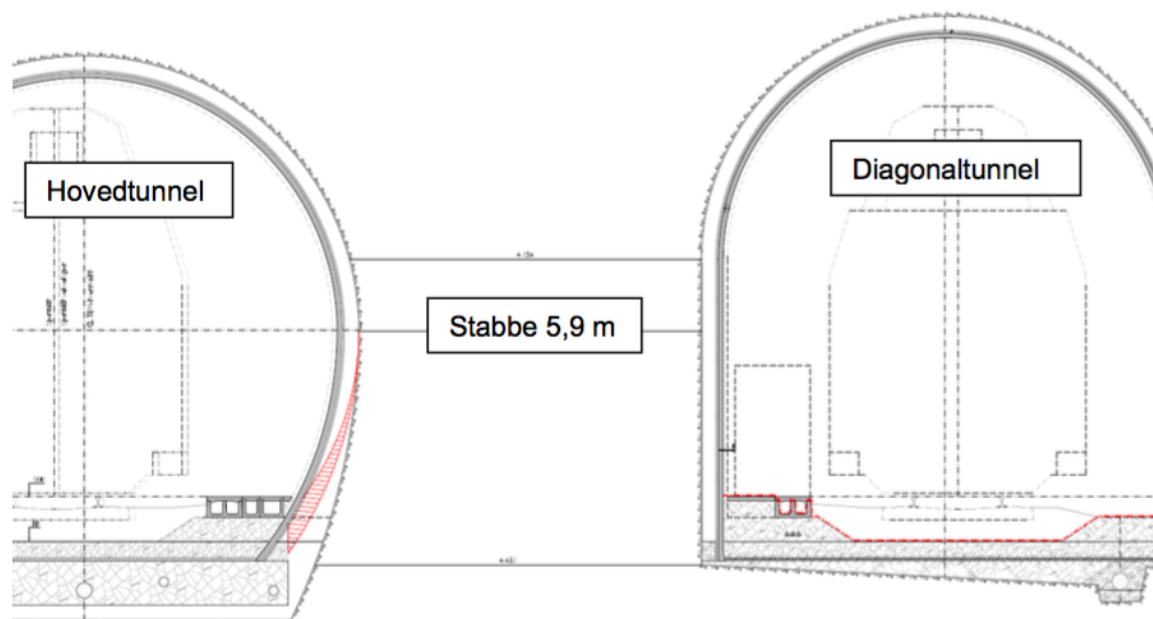


Figur 2.5: Eidsvågtunnelen og Fløyfjellstunnelen i Bergen (Hegernæs, 1987).

TBM-prosjektet i Fløyfjells- og Eidsvågtunnelen er meget relevant ettersom de ble drevet i mye av de samme bergartene som Ulriken, og hadde liten avstand mellom de to løpene. I litteratur tilsendt fra Jernbaneverket var det andre utfordringer enn stabilitetsproblemer ved bergstabbene som ble nevnt. Indirekte ble dette tolket til at stabilitetsproblemene var små eller ikke eksisterende. Denne antagelsen viste seg å stemme etter mailkorrespondanse med Gjæringen (2016).

### 2.2.2 Bergstappe på Arna-siden

Den numersike modelleringen utført av Norconsult i 2015 av stabiliteten på bergstappen ved Arna, ble i prosjektoppgaven grundig diskutert. Stappen omhandlet i rapporten ligger mellom diagonaltunnelen og startstrekningområdet for TBMen. I startområdet for TBMen var den teoretiske bredden på bergstappen beregnet til å være ca. 5,9 m på det minste, illustrert i figur 2.6.

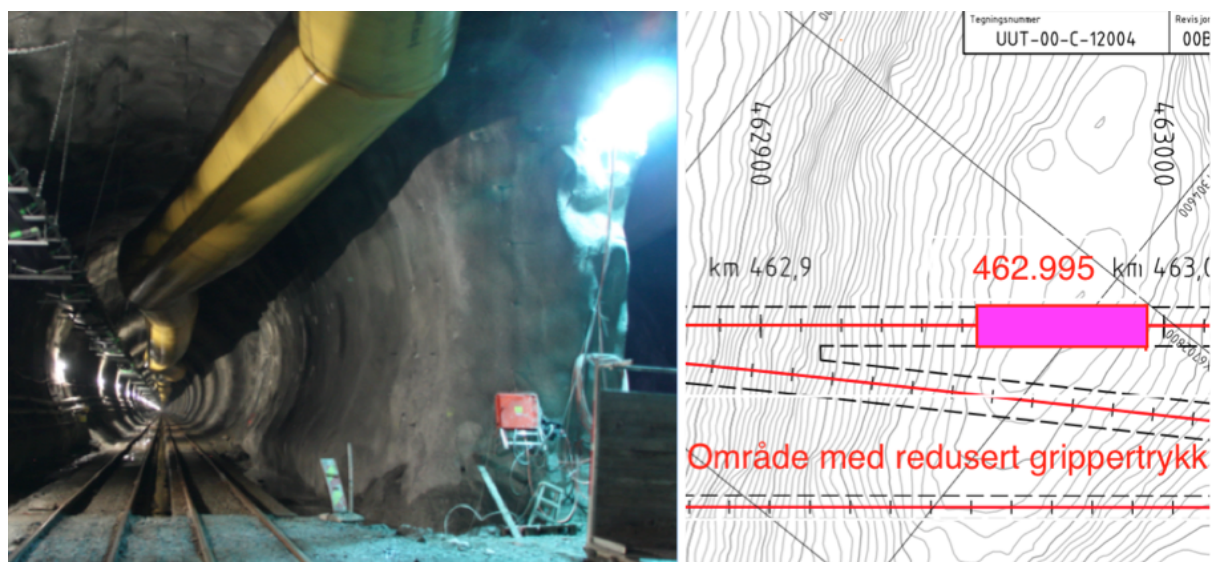


Figur 2.6: Tykkelse av bergstabben ved startområde for TBMen (Norconsult, 2015).

Resultatene fra modelleringen samt beregningen av sikkerhet mot blokkutpressing indikerte at det ville være gjennomførbart å starte opp TBMen i det valgte området uten store stabilitetsproblemer. Tykkelsen på stabben ble vurdert til å være forholdsvis god og berget ble antatt å være godt innspendt grunnet overliggende berg på omtrent 145 m. Norconsult (2015) anbefalte at TBMen i oppstartsfasen, samt over den første strekningen mellom hovedtunnelen og diagonaltunnelen, ikke ble kjørt med høyere enn normal grippertrykk. Videre ble en kombinasjon av tett systematisk bolting av bergstabben i sprengt hovedtunnel og diagonaltunnel ansett som tilstrekkelig bergsikring. Da det i følge modelleringen kunne ventes noe lav innspenning i hovedtunnelens heng og vederlag ble det anbefalt å holde området under oppsyn (Norconsult, 2015).

Ved driving ble grippertrykket redusert tilsvarende normalt grippertrykk. For å detektere oppsprekning eller andre tegn på deformasjon ble bergstabben holdt under jevnlig oppsyn under drivingen (Tjelmeland og Andresson, 2016). Det ble ikke observert noe som tydet på deformasjon av bergstabben under drivingen gjennom området med smal bergstamme (Tjelmeland, 2016). Figur 2.7 viser hvordan oppstartsområdet så ut etter TBMen hadde drevet seg forbi, samt en oversikt over området som ble kjørt med redusert grippertrykk.





Figur 2.7: Bergstabben på Arna-siden etter gjennomdriving. Bildet til høyre er et utklipp fra en plantegning der området med redusert grippertrykk er markert.

Tabell 2.2 oppsummerer nøkkeltall fra de to bergstabbene som tilhører samme prosjekt, og viser at tykkelsen for Fløen-siden er betydelig mindre enn for Arna-siden. Den minste tykkelsen ved Fløen gjelder like innenfor påhugget. Innover i tunnelen vil tykkelsen på stabben gradvis øke. Gripperne på TBMen sitter 19 m bak borhodet, og ved gjennomslag av nye Ulriken tunnel vil tykkelsen på stabben der gripperne er være på omtrent 5 m.

Tabell 2.2: Sammenligning av bergstabben på Arna- og Fløen-siden.

	Arna-siden	Fløen-siden
Bergstabe (minste tykkelse)	5,9 m	2,7 m
Bergart	Anortositt	Mylonittgneis
Enaksiell trykkfasthet	120 MPa	ukjent
Overdekning	145 m	12-14 m
Størrelse nabotunnel	H: 9,4 m/ B: 8,4 m	H: 5,8 m/B: 5,7m

## Viktige momenter for stabilitet av bergstabbe

Den planlagte stabben mellom ny og eksisterende tunnel ved Fløen kan bli kritisk smal. Dette kapitlet tar derfor for seg grunnleggende bergmekaniske og ingeniørgeologiske forhold som er viktige for stabilitet av bergstabber. Stabiliteten avhenger av mange momenter og spesielt for stabben ved Fløen er at den vil få ekstra påkjenning fra gripperne til TBMen som skal drive nye Ulriken tunnel. Ettersom det er mange momenter som innvirker, er det valgt å fokusere på de viktigste forholdene som påvirker stabiliteten for den aktuelle bergstabben. Teorien er grunnlaget for mange av vurderingene som gjøres senere i oppgaven. Kapitlet er valgt å ta med innledningsvis for å gi en oversikt og bidra til at analysene senere i oppgaven virker rimelige.

### 3.1 Bergmassens egenskaper

For å finne styrken til en bergart brukes ofte enaksialt trykkforsøk. Det er den mest anvendte metoden for å bestemme de mekaniske egenskapene til bergarter (Nilsen og Broch, 2012), også kalt UCS-test (unaxial compressive strength). Trykkfastheten ( $\sigma_c$ ) for bergartsprøver måles ved å belaste et sylindrisk prøvestykke til brudd i en prøvemaskin. I følge Myrvang (2001) er trykkfastheten ved kjent bruddlast ( $P$ ) og tverrsnittarealet til prøven ( $A$ ) gitt ved formel følgende formel:

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (3.1)$$

Ved gjennomføring av enaksialt trykkforsøk blir tøyning og spenning av prøvestykket registrert. Elastisitetsmodul ( $E$ ) og Poissons forholdstall ( $\nu$ ) kan derfor bestemmes ut fra en spennings-/tøyningskurve. I denne oppgaven er det valgt å bruke tangentmodulen, definert som helningen til tangenten i et bestemt punkt, og er gitt ved formel (3.2).

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (3.2)$$

Poissons forholdstall angir forholdet mellom tverrtøyning og aksialtøyning av bergmassen. Formelen for Poissons forholdstall er gitt i ved følgende formel:

$$v = \frac{\varepsilon_{tverr}}{\varepsilon_{aksial}} \quad (3.3)$$

(Myrvang, 2001).

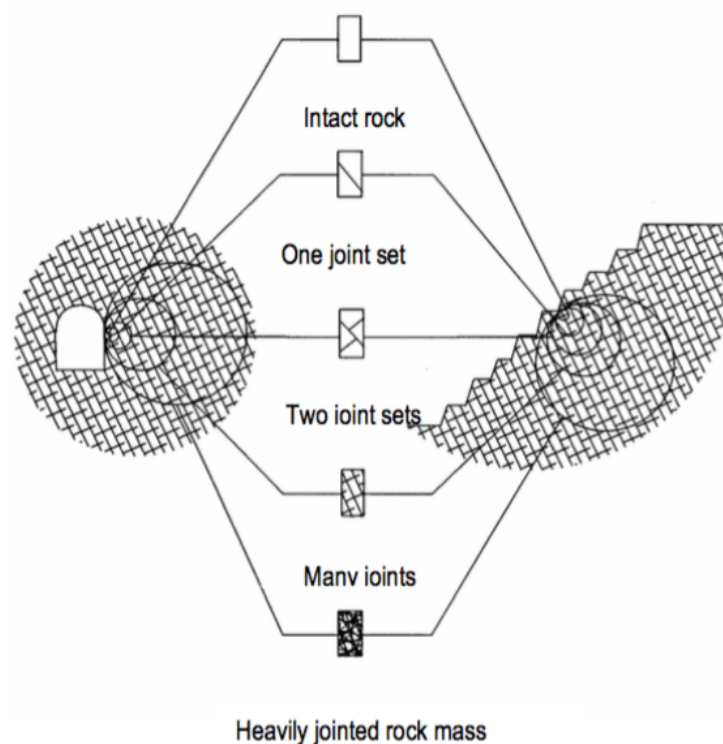
## 3.2 Bruddkriterier

En rekke teorier eller kriterier er utviklet for prøve å forklare eller forutsi hvor og hvordan brudd forekommer i bergarter. Ved å anta at bruddet skjer ved en bestemt mekanisme er det forsøkt å finne ut når den mekaniske størrelsen overskrides. Flere klassiske bruddkriterier som Mohr-Coulomb kriteriet viser ikke optimal overensstemmelse med eksperimentelle erfaringer. Det generaliserte Hoek-Brown kriteriet er et bruddkriterie som viser god overstemmelse med eksperimentelle erfaringer. Kriteriet er et forsøk på rent empirisk bruddkriterium basert på store mengder prøvedata og er ifølge Myrvang (2001) gitt ved:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_c \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (3.4)$$

der  $\sigma'_1$  og  $\sigma'_3$  er største og minste effektiv spenning ved brudd,  $\sigma_c$  er enaksialt trykkfasthet funnet i laboratoriet, og  $m_b$ ,  $a$  samt  $s$  er empiriske konstanter basert på bergmassekvalitet.

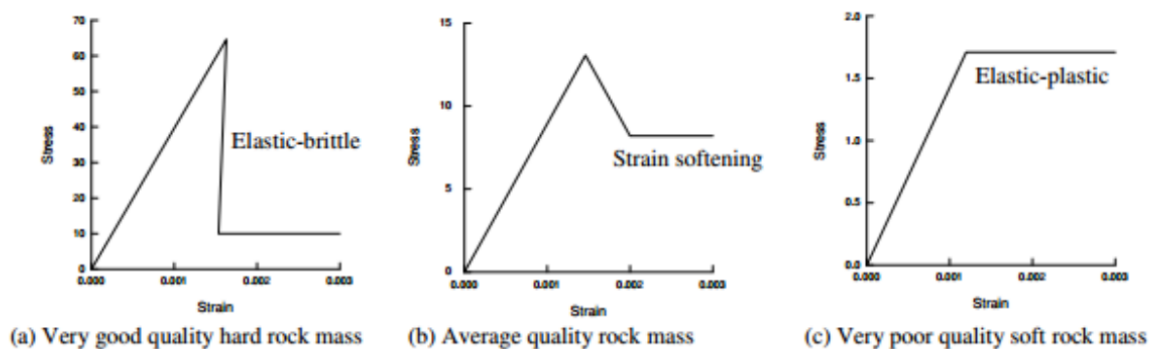
Ettersom Hoek-Brown kriteriet antar isotropisk bergmassekvalitet bør kriteriet kun brukes for bergmasser med et tilstrekkelig antall sprekkesett. Figur 3.1 illustrerer bergmassens overgang fra intakt isotropisk steinprøve til anisotropisk bergmasse der bruddet kontrolleres av 1-2 sprekkesett, over til en meget oppsprukket masse (Hoek og Brown, 1997).



Figur 3.1: Idealisert diagram der overgang fra intakt til meget oppsprukket bergmasse ved økende prøvestørrelse er illustreret (Hoek og Brown, 1997).

Numerisk analyse kan brukes for å finne ut hvor brudd kan oppstå i et bergrom. For å simulere dette må det settes inn et bruddkriterium i modellen (Myrvang, 2001). I den numeriske oppgaven, presanert senere i oppgaven, er det generelle Hoek-Brown kriteriet brukt ettersom det viser størst overensstemmelse med eksperimentelle erfaringer.

For å kunne simulere brudd i en numerisk analyse må det benyttes plastiske modeller. I den forbindelse velges residualparametre som beskriver egenskapene til bergmassen etter brudd. Basert på erfaringer fra numerisk analyse av flere praktiske eksempler beskrives tilstanden til bergmasser etter brudd ved figur 3.2.



Figur 3.2: Spennings-/tøyningskurve diagram etter brudd for forskjellig bergmassekvalitet (Hoek, 2007).

Når styrken til bergmasser med god kvalitet overskrides, faller bergmassestykken brått. Dette illustreres til venstre i figur 3.2, der det er et elastisk sprøtt bruddforløp til en bergmasse med veldig god kvalitet. Antatt bruddforløp for bergmasse med middels kvalitet er illustrert i figur 3.2, b. Diagrammet er utformet basert på antagelsen om at tilstanden til bergmassen etter brudd foregår ved et konstant spenningsnivå. Til høyre i figur 3.2 illustrerer resultatene fra analyser av bergmasser med veldig dårlig kvalitet som tyder på at bruddforløpet kan forklares ved perfekt plastisk oppførsel. Ved et konstant spenningsnivå vil bergmassen fortsette å deformeres, men det forekommer ikke volumendring i forbindelse med bruddet.

### 3.3 Spenninger

Spenningsstilstanden i et bergmassiv er alltid tredimensjonal og kan beskrives med hovedspenningene  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  og  $\sigma_3$ . Hovedspenningene defineres som de spenningene som virker på planene der skjærspenningen er lik null. Det er vanlig å kalle hovedspenningene  $\sigma_v$ ,  $\sigma_H$  og  $\sigma_h$  i bergmassen. Henholdsvis er dette vertikalspenning samt største og minste horisontalspenning. Størrelsen på spenningene varierer i forhold til hvilke spenninger som opptrer på stedet. Gravitasjonsspenninger kommer av de spenningene som gravitasjonen setter opp i berget. Forutsatt at det ikke forekommer horisontale forskyvninger av bergmassen, vil skjærspenningen være null i alle plan rett under en plan og horisontal overflate der tettheten til bergmassen er  $\rho$ . Vertikalspenningen bestemmes av vekten til de overliggende massene, gravitasjonsakselerasjonen samt dypden og uttrykkes ved følgende formel:

$$\sigma_v = \rho gh \quad (3.5)$$

der  $\rho$  er massetetthet,  $g$  er tyngdens akselerasjon og  $h$  er overdekning.

Rett under overflaten kan berget utvide seg fritt. Etter hvert som dybden øker og man beveger seg nedover i massene forhindres tverrutvidelsen. Det genereres da en spenning  $\sigma_h$  i horisontalplanet, gitt ved formelen:

$$\sigma_h = \frac{v}{1-v} \sigma_v \quad (3.6)$$

der  $v$  er Poissons forholdstall.

Spenningsforholdene vil ofte avvike fra det som ble definert i formel (3.5) og (3.6) ettersom terrengoverflaten i Norge vanligvis hverken er plan eller horisontal. De topografiske forholdene innvirker derfor i stor grad på spenningsbildet. Geologisk betingede spenninger som tektoniske- og residualspenninger finnes i tillegg til gravitasjonsspenninger. I jordskorpen opptrer tektoniske spenninger som kan utløses ved plutselige bevegelser som jordskjelv eller med landhevning som pågår i Norge. Spenninger som er låst fast i materialet fra dets

tidligere historie kalles residualspenninger. De kan oppstå ved volumforandringer eller på grunn av hurtig avlastning.

I Norge viser målinger at enkelte geologiske områder skiller seg ut med høye horisontalspenninger. Ettersom det horisontale spenningsfeltet ofte er anisotrop, er forskjellen mellom største og minste horisontalspenning ofte betydelig. De prekambriske grunnfjellsbergartene på Vestlandet er et av disse, og her er det mer en regel enn unntak at horisontalspenningene er større enn vertikalspenningene, til og med på store dyp (Myrvang, 2001).

### 3.4 Sprekkes mekaniske egenskaper

Med de mekaniske egenskapene til sprekke menes hovedsakelig friksjonsforholdene eller skjærstyrken langs sprekkeplanet. Sammen med normalspenningen er de avgjørende for om utglidninger langs sprekkeplan kan inntreffe (Nilsen og Broch, 2012). De avgjørende forholdene for sprekkes skjærstyrke er sprekkeplanets ruhet, innhold av sleppematerialer og sidebergets styrke i tilfeller der store normal- og strekkspenninger forekommer. Skjærstyrken til sprekker kan som følge av dette variere stort, fra svak for leirfylte soner til høy for sprekker med høy ruhet. En metode for å beregne sprekkes skjærstyrke er Barton-Bandis skjærstyrkekriterium. Det er en metode som implementerer sprekkeruhten gjennom parametrene  $JRC$  og  $JCS$ . For beregning av sprekkes skjærstyrke benyttes følgende formel:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left[ JRC \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] \quad (3.7)$$

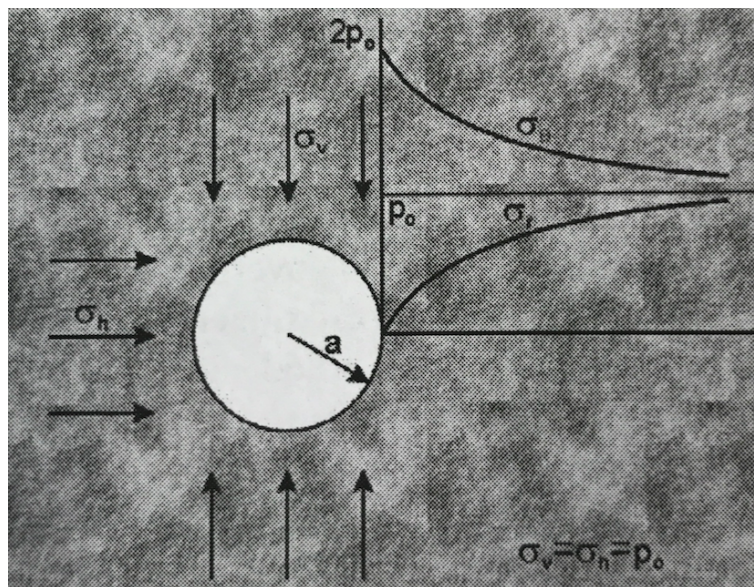
der  $\tau$  er skjærstyrke,  $\sigma_n$  er normalspenning på sprekkeplanet,  $JRC$  (*Joint Roughness Coefficient*) er ruhetskoeffisienten,  $JCS$  (*Joint Compressive Strength*) er sprekkeflatens styrke og  $\varphi_r$  er residual friksjonsvinkel (Bandis, Lumsden og Barton, 1981).

$JRC$  og  $JCS$  bestemmes ut fra undersøkelser i felt.  $JRC$  kan estimeres ved å måle ruhetsamplituden og sprekkelengden for å så benytte skjemaet i vedlegg H. Estimering av  $JCS$  utføres ved å ta Schmidt hammer målinger av sprekkeflaten. Bergartens tetthet må videre være kjent for å kunne benytte skjemaet gitt i vedlegg G.

I en pilar vil det ofte være sprekke som styrer mye av stabiliteten, i forhold til bredden av pilaren. Det er derfor viktig å innhente god informasjon om sprekke i bergarten. Spesielt er det viktig å ta hensyn til sprekkeretning ettersom noen retninger på sprekke kan være spesielt kritiske for stabiliteten. Friksjonsvinkelen til sprekke er også et viktig moment, ettersom blokker kan gli ned dersom friksjonsvinkelen er ugunstig (Li, 2015).

### 3.5 Geometri og størrelse på tunnel

Umiddelbart etter et rom åpnes i et spenningspåkjent medium vil det oppstå forandring i det opprinnelige spenningsfeltet. Etersom spenningsene som tidligere ble tatt opp av massen fjernes, vil åpningen resultere i en spennings-omlagring, der spenningsene overføres til de gjenværende massene. Omlagringen fører til en spenningskonsentrasjon rundt bergrommet, der spenningsforandringen teoretisk vil inntre i ethvert punkt som ikke ligger uendelig langt bort fra åpningen (Myrvang, 2001). Spenningsene som oppstår rundt et bergrom som åpnes er et resultat av bergrommets form og de spenningsene som eksisterte på stedet før rommet ble drevet ut. Ved å betrakte en sylindrisk åpning med radius  $a$  i et homogent, isotropisk og elastisk materiale, vil spenningsen fordele seg som illustrert i figur 3.3.

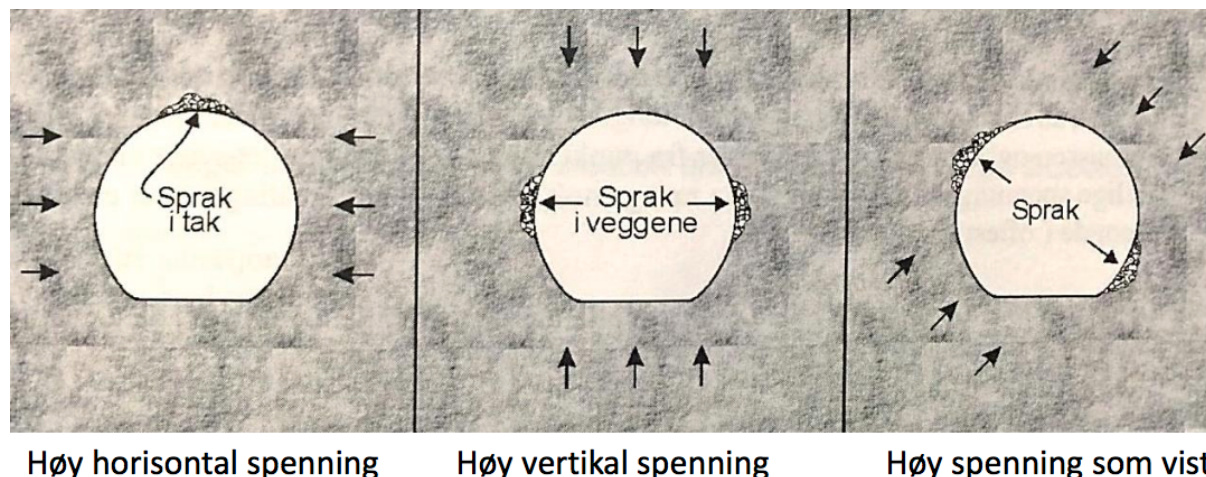


Figur 3.3: Opprinnelig spenningsituasjon (Myrvang, 2001).

Med en isostatisk spenningstilstand er hovedspenningene lik i alle plan. Rundt det sirkulære tunnelprofilen vil det i en slik situasjon induseres en tangentialspenning som er dobbelt så stor som utgangsspenningen. Etersom størrelsene på største og minste horisontalspenning varierer mye er ikke en slik tilstand vanlig i berggrunnen. Dette fører til at tangentialspenningene som induseres i overflaten av en sirkulær åpning vil variere i størrelse langs sirkelens periferi. De maksimale tangentialspenningene inntreffer der retningen for største hovedspenning tangerer periferien. Brudd vil kunne inntreffe i trykk eller strekkområdet dersom de tangentielle spenningsene blir store eller små nok i forhold til bergmassens styrke. Utvikling av brudd i de to områdene gir normalt veldig forskjellige stabilitetsmessige problemer (Nilsen og Broch, 2012).

Evnen bergmassen har til å motstå strekkspenninger er vanligvis veldig lav, spesielt dersom bergmassen er oppsprukket. Radiale riss og sprekker vil derfor lett dannes i strekkområdene, selv ved relativt små spenningsnivå. Etersom oppsprekningen ikke tvinger masser inn mot det åpne bergrommet medfører det vanligvis ingen stabilitetsproblemer.

Dersom tangentielle trykkspenninger i et område langs periferien i et bergrom blir store nok, kan det føre til at bergmassen får dannet et bruddplan tagentielt i rommet. Det kan da oppstå bruddannelse parallelt med belastningen. Dette blir kalt sprakeberg, og oppfører seg forskjellig ved ulike spenningsnivå, se figur 3.4.

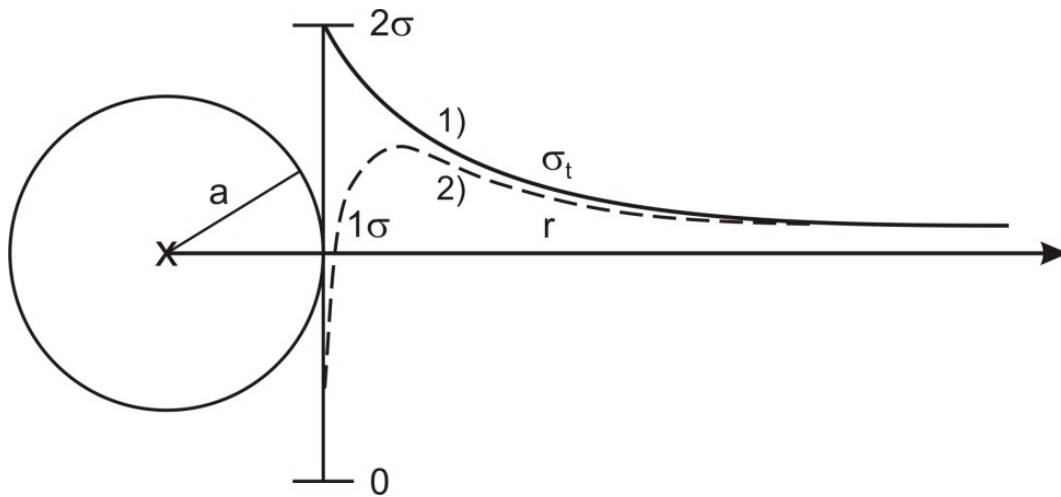


Figur 3.4: Spraking og bergslag i tunneler som indikatorer på høye bergspenninger (Myrvang, 2001).

I situasjoner med midlere spenningsnivå vil den tangentielle oppsprekningen føre til bomberg. Dannelsen av bomt berg vil ved høyere spenningsnivå bli så kraftig at avskallinger i overflaten finner sted og kan skje med voldsom kraft ved meget høyt spenningsnivå. Store steinflak kan da slynges ut fra berget med stor hastighet. Avskallinger som dette kalles bergslag og kan føre til store problemer ved tunneldrift. Dersom den oppsprukne bergmassen blir stående av seg selv, eller holdes på plass ved hjelp av bolter vil dette være i stand til å oppta en del av spenningene. Som et resultat vil spenningsvolden få et noe flatere utseende og en langsom reduksjon av sprakbergaktiviteten vil inntreffe. Det vil etter hvert inntreffe en likevektssituasjon, og bergslags- samt sprakebergaktiviteten vil opphøre (Nilsen og Broch, 2012).

I følge Nilsen og Broch (2012) vil en tunnel drevet med tunnelboremaskin få en høyere spenningsoppbygning enn for en sprengt tunnel. Ved en sprengt tunnel oppstår det sprekker og riss rundt åpningen som følge av selve spregningen, noe som ikke oppstår i en tunnel drevet med TBM.

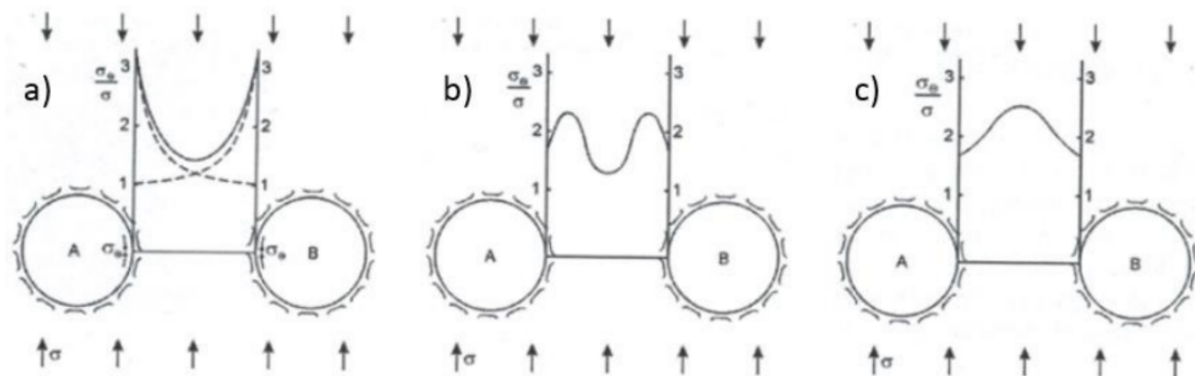




Figur 3.5: Fordeling av tangentialspenning og radialspenning rundt en sirkulær åpning der den primære spenningstilstanden var isostatisk (Nilsen og Broch, 2012).

Den stiplede linjen i figur 3.5 (markert som 2) illustrerer tangentialspenningen ved en sprengt tunnel. I en sprengt tunnel vil det dannes oppsprekning og riss i konturen fra sprengningen. Det forflytter toppen av tangentialspenningen et stykke inn i bergmassen, vekk fra tunnelkonturen. Linje 1, markerer tangentialspenningen ved TBM-drevet tunnel. Ved tunneler drevet med tunnelboremaskin får man ikke dannet sprekker og riss rundt tunnelprofilen. Spenningstoppen vil derfor oppstå helt i nærheten av tunnelkonturen. Et stykke vekk fra profilet vil spenningene i en sprengt og TBM-drevet tunnel være lik. Forskjellene finner kun sted inn mot tunnelkonturen.

I følge Myrvang (2001) vil tilfeller med to åpninger påvirke hverandre gjensidig dersom de er nær nok. Figur 3.6 viser to like store tunneler i et enakset spenningsfelt, der det dannes en bergpilar mellom tunnelene. Spenningsforholdene i pilaren påvirkes både av pilar A og B. Den stiplede linjen i bildet til venstre i figuren representerer spenningsfordelingen i berget dersom A og B var uavhengige av hverandre. Ved å summere de to kurvene fås den heltrukne linjen, og denne kurven viser hvordan spenningsfordelingen i pilaren blir mellom åpningene. Maksimalverdiene vil være nærmest tunnelkonturen med et utpreget minimum midt i pilaren. I praksis vil berget nærmest den sirkulære åpningen ofte være oppsprukket på grunn av spenning og eventuelt på grunn av overbelastning. Det ytterste sjiktet har derfor lavere stivhet og er derav mindre i stand til å ta opp spenning. Spenningsfordelingen vil av den grunn ofte ha form som en “kamelrygg” der spenningstoppene flyttes fra kanten og innover i berget. Dersom oppsprekningen sprer seg lengre innover i berget kan en til slutt få en sammensmeltning av de to puklene slik at en får en “dromedarrygg”. Ut fra figuren vil man også se at en økning av pilarbredden utover ca. 1,5 romdiameter vil ha en liten betydning for pilarspenningen.

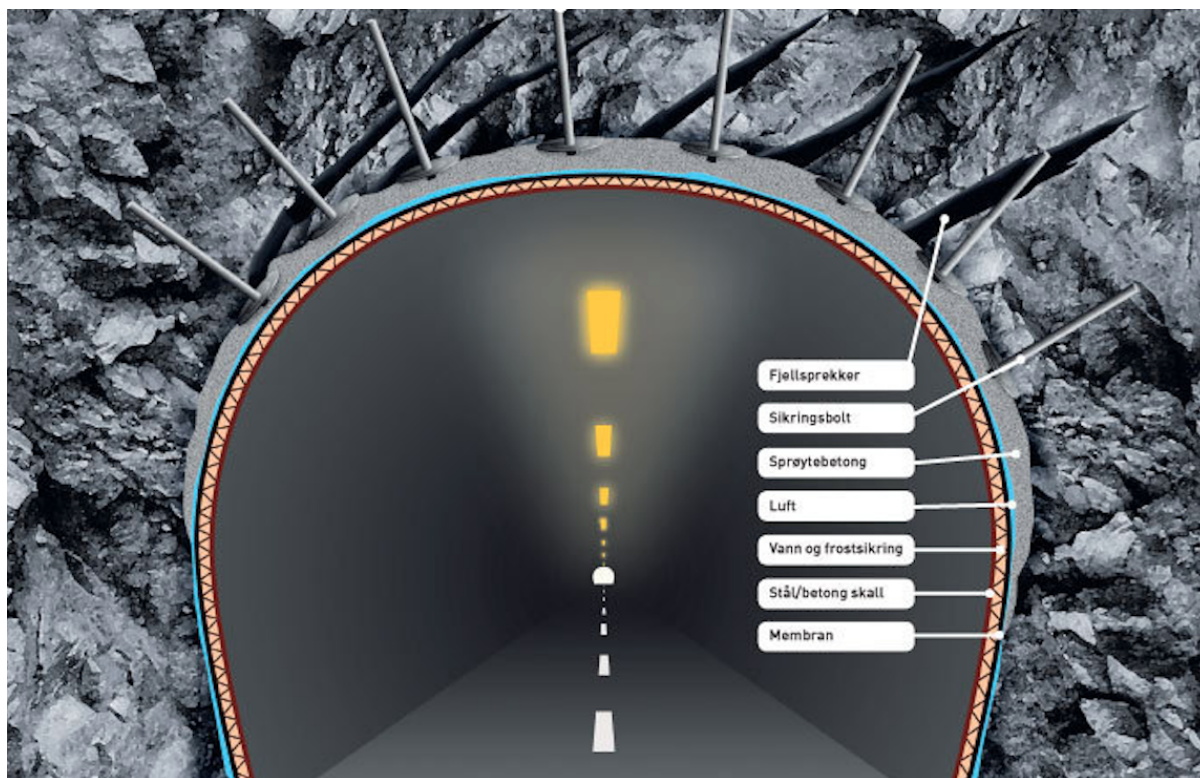


Figur 3.6: Ulike spennings situasjoner i en pilar mellom to tunneler. De ulike figurene (a-c) viser en økende grad av deformasjon. Modifisert fra Myrvang (2001).

Ved konvensjonell drift kan formen på tunnelprofilen tilpasses forholdene. Det kan ikke gjøres ved fullprofilboring ettersom det bores ut et sirkulært tverrsnitt i en operasjon. En av ulempene ved TBM er derfor at det ikke er mulig til å tilpasse tunnelprofilen for å redusere spenningskonsentrasjonen. Overdekning er gunstig ved at man trenger noe spenning for å presse bergmassen i pilaren sammen. For høy overdekning kan derimot være ugunstig ettersom det kan føre til for høye vertikalspenninger og sprak i veggene (Li, 2015). For å vite mer eksakt hvor mye de enkelte punktene vil innvirke på stabiliteten i bergstabben, er det nødvendig å kartlegge de lokale forholdene og få så mye informasjon om geologien på stedet som mulig. I mange tilfeller vil det være vanskelig å få all informasjon ettersom det man skal undersøke og analysere ofte ikke er drevet (Nilsen, 2016).

### 3.6 Bergsikring

Bergsikring omfatter metoder for å stabilisere overflaten i et bergrom. Hovedhensikten er i de fleste tilfeller å mobilisere eller bevare bergets egen styrke slik at det i størst mulig grad blir selvberende. Normalt vil bare en liten del av de krefter som virker rundt bergrommet tas opp av forsterkningen. Uansett hvilken bergsikring som benyttes er det snakk om et samvirke mellom bergsikringen og det omgivende berget. Eksempler på bergsikring som er vanlig å benytte er bergbolting, sprøytebetong, stålbuer og injeksjon (Myrvang, 2001). I figur 3.7 er noen av sikringsmetodene illustrert.



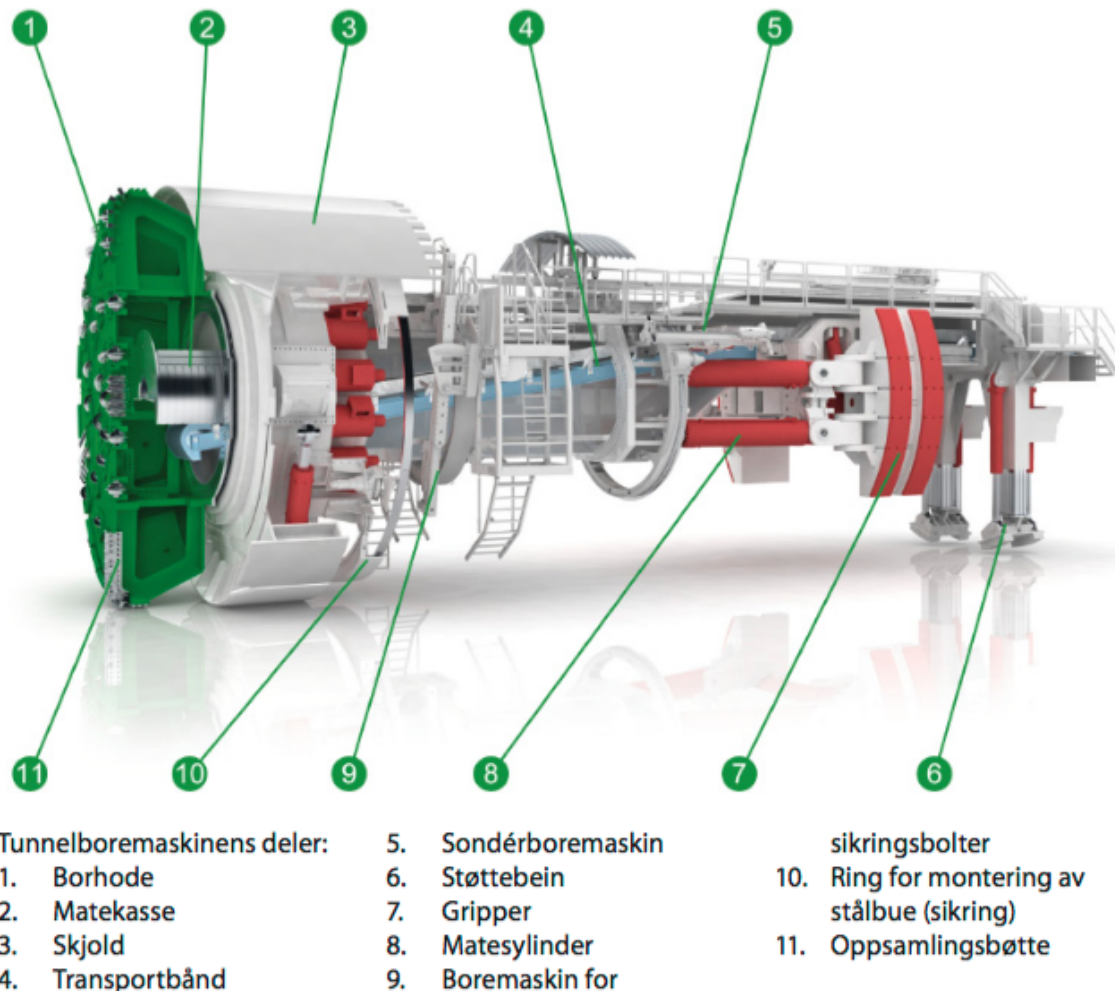
Figur 3.7: Illustrasjon av bergsikring i en tunnel med sprøytebetong og bolter (Seehusen, 2007).

For pilarer er det vanligst å bruke sprøytebetong og bolter som sikring. Sprøytebetong påføres i stor grad for å holde overflaten og konturen intakt samt hinde at enkeltblokker glir ut. Dersom en blokk glir ut kan det føre til en slags dominoeffekt som kan føre til at flere blokker glir ut. Sprøytbetongen er også med på å øke effekten av boltene. Ved å bolte gjennom sprøytebetongen kan boltene være med på å binde opp bergmassen sammen med sprøytebetongen. I forbindelse med sikring av pilarer er bolting den metoden som bestandig benyttes og som i alle tilfeller vil ha en stabiliserende effekt (Nilsen, 2016). Ved å sikre stabben fra begge sider, vil bergmassen bli bundet sammen og på den måten vil bergets evne til å ta opp trykkspenninger samt motstå strekkbelastning øke (Norconsult, 2015). I følge Nilsen (2016) vil det i en situasjon der to tunneler drives parallelt, og den ene tunnelen blir drevet før den andre være mulig å sikre bergstaben fra nabetunnelen.

### 3.7 Påkjenning fra TBMens grippere

Trykket som skapes ved driving fra tunnelboremaskinen foran stuff er forholdsvis lav. Det er derfor lite trolig at selve borhodet på TBMen vil skape stabilitetsproblemer i en bergstabe. Som illustrert i figur 3.8, sitter gripperne et godt stykke bak borhodet. I følge Tjelmeland (2016) sitter gripperne på TBMen som skal drive nye Ulriken tunnel 19 m bak borhodet. I motsetning til borhodet, kan TBMens grippere overføre store krefter til

bergmassen og dette kan føre til en ugunstig spenningsoppbygning. Ved å kjøre gripperne med redusert grippertrykk, kan trykket i bergmassen minkes. Gripperne med stor overflate er fordelaktig ettersom spenningen fordeles over et større område i bergmassen.



Figur 3.8: Illustrasjon av tunnelboremaskinen Ulrikke med gripperne (Eikeland, 2017).

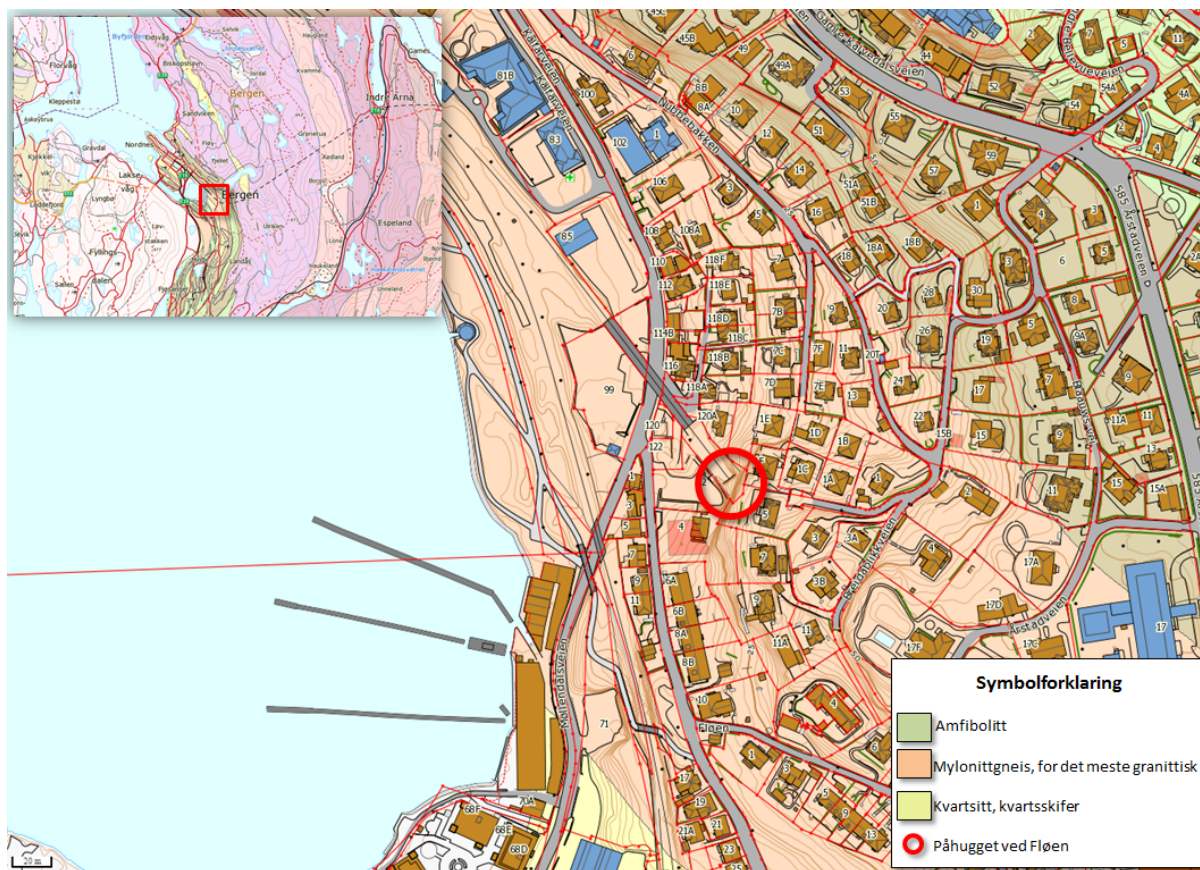
Dersom stabilitetssituasjonen i bergstabben blir funnet svært kritisk og kraften fra gripperne kan tenkes å ha en uheldig virkning på bergmassen, finnes det flere tiltak. I tilfeller der det ikke er tilstrekkelig å redusere kraften fra gripperne er en annen løsning å kun belaste øvre og nedre del av gripperne. Det er her den største spenningen forårsaket fra grippertrykket forekommer. Ved å legge stålplater øverst og nederst på gripperne mellom gripperne og bergmassen vil ikke midtre del av veggen i TBM-tunnelen belastes like mye. Trykket vil da fordele seg mer gunstig i bergmassen ettersom midtdelen av tunnelveggen vil bli avlastet. Eksempler på tilfeller som kan være spesielt ugunstige er dersom bergarten er svak, pilaren er kritisk smal eller ved innpressing av ugunstige sprekker (Li, 2016).

## Ingeniørgeologiske forhold ved Fløen

For å få en helhetlig oversikt er det valgt å ta for seg de akutte og forventede ingeniørgeologiske forholdene i påhugget ved Fløen. Vurderingene gjort i kapittelet baserer seg på foreliggende grunnlagsmateriale, samt resultater fra utførte undersøkelser. Kapittelet fokuserer på de viktigste ingeniørgeologiske forholdene for bergstabben ved Fløen og tar derfor ikke for seg forholdene langs hele traseen til nye Ulriken tunnel. Det henvises i denne sammenheng til prosjektoppgaven skrevet høsten 2016.

### 4.1 Lokasjon

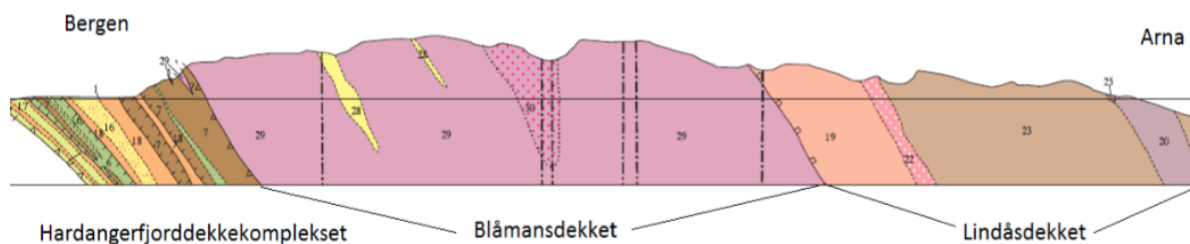
Påhugget til eksisterende og nye Ulriken tunnel ligger ved Fløen på Bergensiden av Ulriken, like ved Store Lungegårdsvannet. Den røde sirkelen i figur 4.1 viser inngangen til eksisterende og snart nye Ulriken tunnel. I vedlegg C vises en detaljert oversikt over hvor tunnelstrekningen går videre fra Fløen og inn i fjellet mot Arna. Påhugget ved Fløen ligger på omtrent km 469.810 (Norconsult, 2011).



Figur 4.1: Påhuggsområdet ved Fløen, med bergartsgrenser og bergartsforklaring. Kartbasis er fra ngu.no, Berggrunn N50 (Fossen og Ragnhildstveit, 2008).

## 4.2 Bergarter

Det geologiske feltet som ligger rundt Bergen er en del av den kaledonske fjellkjeden og kalles Bergensfeltet. I Bergensfeltet ligger bergensbuene som to konsentriske buer. De består av bergarter fra kambro-silur og har en overskjøvet blokk av prekambriske bergarter imellom (Askheim, 2016). Bergartene mellom Arna og Fløen består av bergartskomplekser fra tre skyvedekker som er skjøvet inn under den Kaledonske fjellkjedefoldningen. Skyvedekkerne inneholder bergarter som varierer fra ulike omdannede sedimentære og magmatiske bergarter. De stammer fra Proterozoisk og Ordovicium til Silursk tid. Figur 4.2 illustrerer de tre skyvedekkerne som den nye Ulriken tunnel skal drives gjennom (Norconsult, 2011).



Figur 4.2: Geologisk snitt mellom Arna og Bergen som illustrerer de tre dekkene (Fossen og Ragnhildstveit, 2008). Se vedlegg A og B for bergartsforklaring samt mer detaljer.

Ettersom de tre skyvedekkenene ble gjennomgått i prosjektoppgaven, vil det i denne oppgaven kun fokuseres på bergartskomplekset bergstabben befinner seg i; Harangerfjordkomplekset. Dette komplekset består av de tre bergartene glimmerskifer, amfibolitt samt mylonittgneis. Det vil videre kun gis en beskrivelse av mylonittgneisen ettersom det er denne bergarten som finnes på den første strekningen i påhugget ved Fløen.

Mylonittgneisen (Løvstakkengneisen) ligger innerst i buen av bergartene i Ulriken tunnelen. Bergarten fremstår for det meste som hard og solid, men er mer skifrig enn de øvrige gneisene på tunnelstrekningen. Sprekkene ble noen steder kartlagt i dagen som lukkede eller igjengrodde med mineralfylling (kvartsårer). Det ble kartlagt glidestriper på sprekkplan og tydelig foliasjon av bergarten. Beskrivelsen NGU har gitt av bergarten er *mylonittgneis, for det meste granittisk* (Norconsult, 2011).



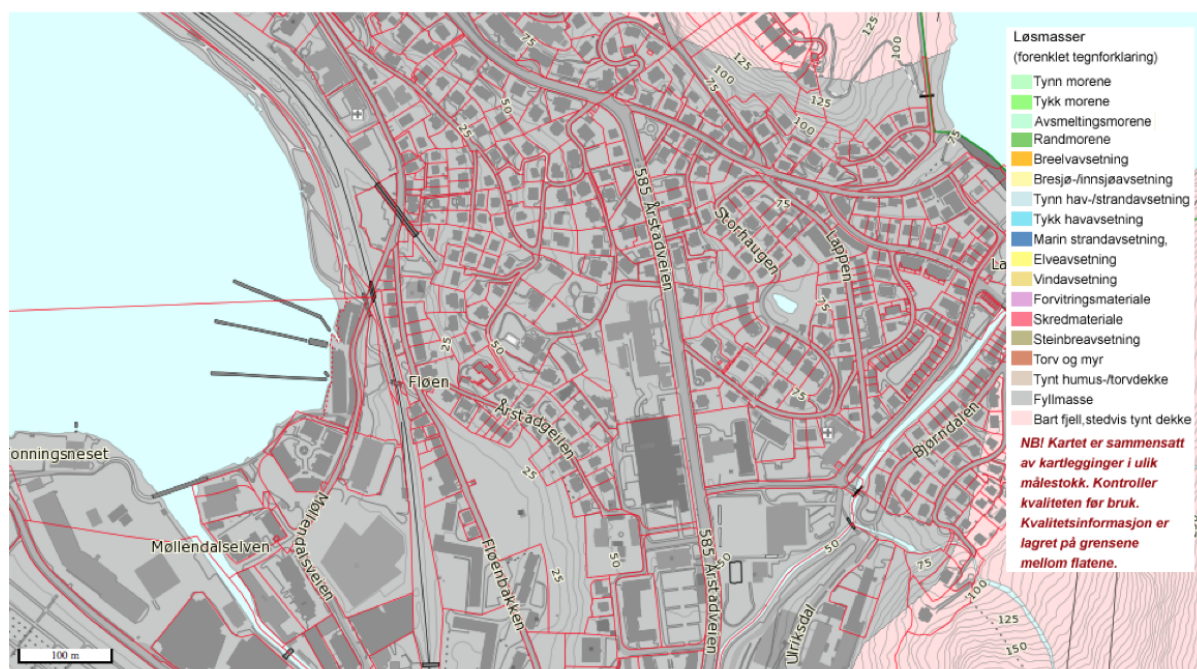
Figur 4.3: Avstandsbilde av mylonittgneisen tatt på befaring til Fløen.

Bildet på figur 4.3 ble tatt av forfatteren 20. mars 2017 på befaring til påhugget ved Fløen. Observasjonene gjort i felt av mylonittgneisen stemmer godt overens med beskrivelsen fra Norconsult (2011). På bildet fremkommer det at bergarten er tydelig foliert ved påhugget, og nærmere undersøkelser viste at mylonittgneisen var hard og solid.

### 4.3 Løsmasser

I følge Norconsult (2011) er det meste av bergoverflaten over traseen på strekningen ved Fløen dekket av tett bebyggelse, vegar og løsmasser. Ut fra terrengformene er det vanskelig å vurdere løsmasseemektigheten ettersom få bergblotninger er synlige. Som følge av utbygging og utfylling i området er terrenget endret en god del (Norconsult, 2011).

Ved å studere NGUs løsmassekart for området rundt Fløen fremgår det at det i all hovedsak er fyllmasser og bart fjell i området, se figur 4.4. Områder med tynt eller sammenhengende løsmassedekke forekommer imidlertid enkelte steder. Sannsynligvis er det ikke veldig tykt lag av løsmasser oppe i skråningen over påhugget ved Fløen da løsmassene blir beskrevet av NGU som fyllmasse. NGU beskriver løsmassene som *tilført eller sterkt påvirket av menneskers aktivitet, vesentlig i urbane områder*.



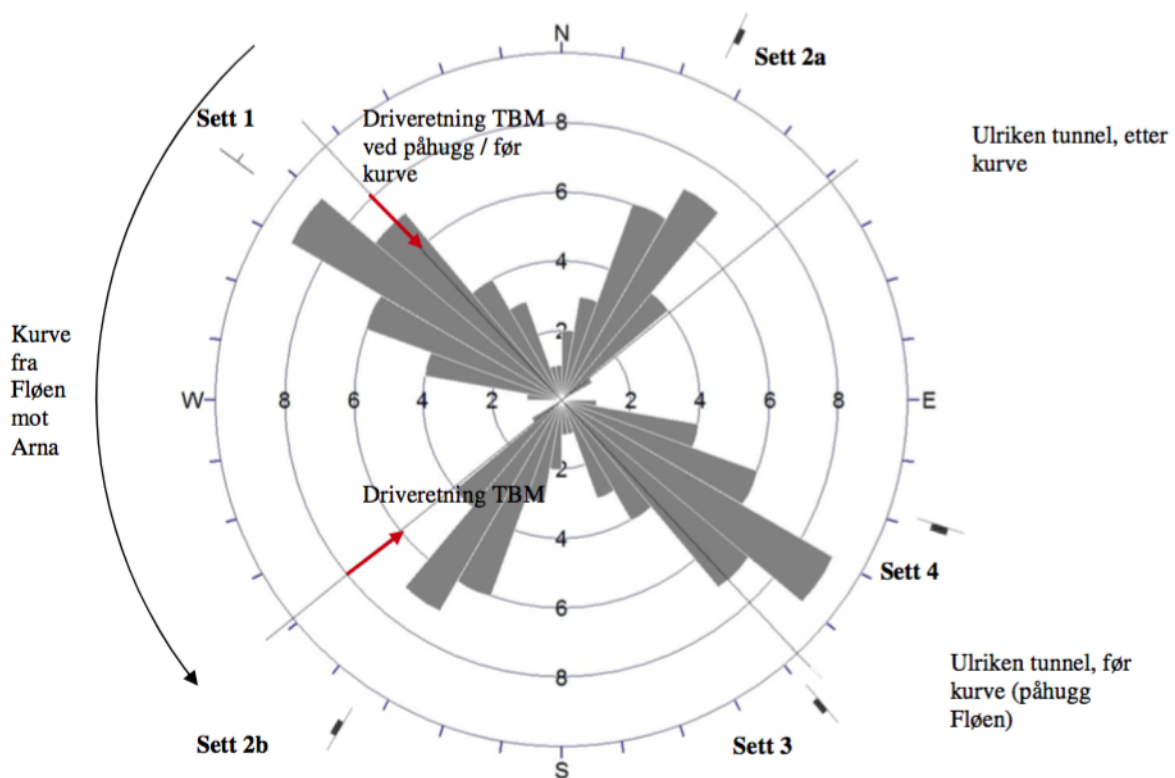
Figur 4.4: Kartillustrasjon som viser løsmassene i området rundt påhugget ved Fløen (Thoresen mfl., 1995).

I mailkorrensponsanse med Isachsen (2017) kom det frem at data fra de nærmeste grunnboringene viser en løsmasseemektighet på 1,5 m, og det er rimelig å anta at løsmasseemektigheten i området ligger et sted mellom 0-3 m.



## 4.4 Sprekkeretninger

Ulriken tunnel vil fra påhugget ved Fløen og innover i fjellet gå i en S-kurve, vist i vedlegg A. Tunnelen kommer på denne strekningen til å gå med en spiss vinkel i forhold til foliasjonsretningen. Som det fremgår av sprekkerosen i figur 4.5, vil de opptredende sprekkeretningene være mindre fordelaktige på første del av strekningen. Traseen orienterer seg i løpet av kurven slik at tunnelaksen står mer eller mindre vinkelrett på foliasjonen, og med spiss vinkel i forhold til ett - to av sprekkesettene (sett 2a/b), i enden av kurven. I den første delen av traseen går tunnelen i mylonittgneis, amfibolitt/ grønnskifer samt glimmerskifer. Mylonittgneisen kan følges fra påhugget og ca. 550 m innover i tunnelen til km 469.250. Foliasjonsretningen, som har strøk NV-SØ, har den mest markerte sprekkeretningen, men det er også fremtredende sprekker i andre retninger. Det er sprekker parallelt med foliasjonsretningen, men med motsatt fallretning (strøk SØ-NV og fall mot SV). For det meste har sprekkene høy fallvinkel, med unntak av nokså flattliggende sprekker med strøk NV-SØ og fall mot SV (Norconsult, 2013).

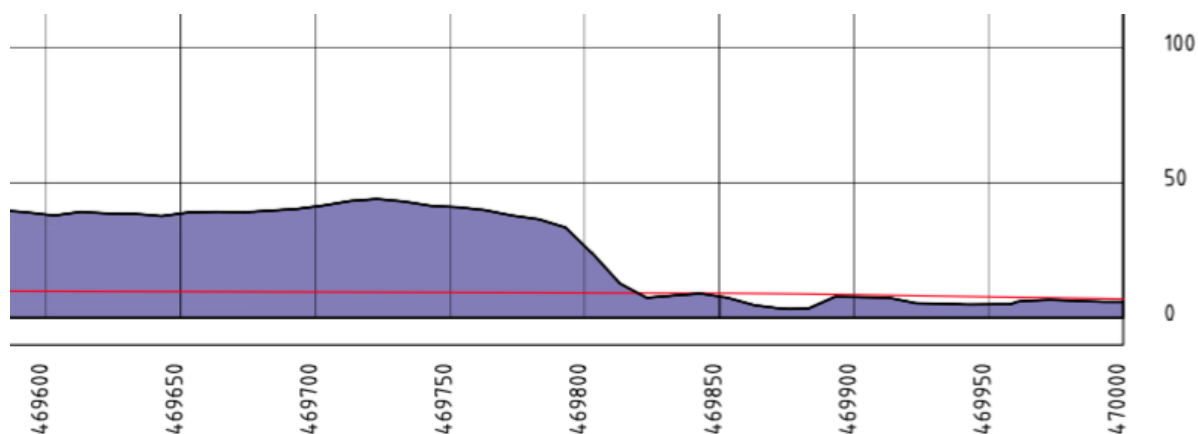


Figur 4.5: Kartlagte sprekker i dagen ved Fløen og i tunnel nær Fløen. Det er gjort 59 registreringer (Norconsult, 2013).

Norconsult (2011) kartla foliasjonsoppsprekkingen i mylonittgneis til å være 5-10 cm eller mer. Sprekkeavstanden for mylonittgneis er typisk fra 0,3 m til 1,0 m og oppover. Det er kartlagt inntil fire samtidig opptredende sprekkesett ved Fløen.

## 4.5 Topografi

Figur 4.6 viser et utklipp fra vedlegg C som illustrerer topografien ved Fløen. Den røde streken illustrerer plasseringen til jernbanesporet i forhold til terrenget. Profilhøyden på tunnelsålen er 9,85 m ved påhugget. Som det kommer frem av figuren stiger terrenget fra påhugget (ved ca. km 469.810) en del oppover før det slaker ut. Ettersom figur 4.6 ikke viser en nøyaktig måleskala, kan høyden leses mer nøyaktig av i vedlegg D. Høyden ved profil 469.700 kan leses av fra vedlegg D til å være 55,3 m. Da dette ikke stemmer helt overens med figur 4.6 antas det at høyden oppgitt i vedlegg D er mest nøyaktig.



Figur 4.6: Illustrasjon over topografien ved Fløen der høyden er oppgitt på høyre side i meter (utklipp fra vedlegg C, (BaneNOR, 2017)).

## 4.6 Overdekning

Påhugget ved Fløen er lagt til en synlig vertikal bergvegg med grovblokkig bergmasse. Som illustrert til høyre i figur 4.7 er det lite overdekning over påhugget. I følge Norconsult (2013) er overdekningen ved påhugget ca. 12-14 m. Fra synlig topp av bergveggen og innover mot Ulriken langs traseen er terrenget nokså flatt. Terrengoverdekningen er tilnærmet konstant over en strekning på ca. 600 m.



Figur 4.7: Satellittbilde av påhugget ved Fløen til venstre (utklipp fra [www.gulesider.no](http://www.gulesider.no)) og bilde som illustrerer overdekningen ved påhugget til høyre (Sve, 2016).

I mailkorrespondanse med Isachsen (2017) kom det frem at det ikke er oppgitt informasjon om nøyaktig overdekning på den første strekningen fra Fløen og innover Ulriken mot Arna. På tegninger tilsendt fra Bane NOR ligger profilhøyde og terrenghøyde ved Fløen innlagt, se vedlegg D. Ved beregning av stabiliteten til stabben er det valgt å ta utgangspunkt i tykkelsen på stabben der gripperne vil være ved gjennomslag, omtrent 19 m bak borhodet. Her vil terrenghøyden være omtrent 40 m. Utifra det som ble diskutert i delkapitlet 4.3 er 2 m løsmassedekning en rimelig antagelse. Profilhøyden på tunnelsålen er 9,85 m og diameteren på tunnelen er 9,3 m. Utregningen for overdekningen blir da som følger:

$$h_{\text{overdekning}} = 40\text{m} - 2\text{m} - 9,85\text{m} - 9,3\text{m} = 18,85\text{m} \quad (4.1)$$

I ligning 4.1 er det en del usikkerheter i inngangsparametrene. Ettersom den utregne- de overdekningen ikke er en nøyaktig måling, rundes det opp og antas at den aktuelle overdekningen er 19 m.

## 4.7 Spenningsforhold

Det eksisterer flere måter å få informasjon om bergspenninger på, der den mest nøyaktige måten er å måle spenningene i berget med et måleinstrument. I følge Tjelmeland (2017) foreligger det ingen bergspenningsmålinger i forbindelse med driving av nye eller eksisterende Ulriken tunnel. Ettersom det ikke er gjort målinger for prosjektet må bergspennin- gene for påhugget estimeres ved hjelp av målinger fra nærliggende anlegg eller basere seg på skjønn, generell kunnskap om regionalgeologiske forhold samt hvilket spenningsbilde en normalt har i Norge.

### 4.7.1 Målinger fra nærliggende anlegg

De nærmeste bergspenningsmålingene som ble funnet i nærheten av Fløen er fra Sture og Mongstad. Fra metoden med NTH-målecelle ble utviklet og frem til 1992, samlet Hanssen (1998) all tilgjengelig informasjon om tredimensjonale spenningsmålinger som ble utført med målecellen. Resultatene ble satt sammen i to tabeller, der det blant annet ble oppgitt følgende informasjon om de utføre målingene:

- Målt vertikalspenning ( $\sigma_v$ )
- Målt største horisontalspenning og orientering ( $\sigma_H$ )
- Målt minste horisontalspenning og orientering ( $\sigma_h$ )
- Teoretisk vertikal- og horisontalspenning ( $\sigma_{vt}$ ,  $\sigma_{ht}$ )
- Overdekning
- Kvalitetsrangering av målingene (A-D)

Da det kun er målingene gjort like ved Ulriken som er av interesse for denne oppgaven er det valgt å bare se på målingsresultater fra Sture og Mongstad. Tabell 4.1 viser målingene som ble gjort i forbindelse med Sture-terminalen og Mongstads produksjonsanlegg.

Tabell 4.1: Tredimensjonale spenningsmålinger fra Sture og Mongstad (Hanssen, 1998).

Borhull	$\sigma_v$ [MPa]	$\sigma_H$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_{vt}$ [MPa]	$\sigma_{ht}$ [MPa]	Overdekning [m]	Kvalitet
Sture 1	0,1	1,1	0,1	2,3	0,7	90	D
Sture 2	-0,4	1,4	-0,3	1,3	0,4	50	C
Mongstad 1	3,7	5,8	4,7	2,2	0,8	75	C
Mongstad 2	2,7	3,9	1,6	2,1	0,4	75	D

Av tabellen fremkommer det at de målte og teoretiske verdiene for vertikal- og horisontalspenningene ikke stemmer overens. Målinger der største horisontalspenning er 2-3 ganger større enn vertikalspenningen er i samtale med veileder rimelige spenningsverdier. Etter som største horisontalspenning på den første målingen på Sture er opp mot 11 ganger større enn vertikalspenningen er det derfor valgt å se bort fra denne. Ved måling nummer to ved Sture ble det målt strekkspenninger i berget. I diskusjon med veileder kom det frem at dette var usannsynlig og muligens et resultat av dårlige målinger. Fra målingene på Mongstad er vertikalspenningen høyere enn det overdekningen tilsier. I slike tilfeller mistenkes det at målingene har blitt påvirket. Målingene fra Mongstad har fått dårligst og nest dårligst kvalitetsrangering, noe som medfører en ekstra usikkerhet for gyldigheten av målingene.



Figur 4.8: Lokalteten til målingene foretatt på Sture og Mongstad, der Fløen ligger på andre siden av fjorden i forhold til målingene (utklipp fra [www.googlemaps.no](http://www.googlemaps.no)).

Figur 4.8 viser et kartutsnitt der Fløen, Sture og Mongstad er markert. Luftlinjeavstanden fra Fløen er 38 km til Sture-terminalen og 51 km til Mongstad. Til tross for at målingene er de nærmeste som ble funnet, er de et godt stykke unna Fløen. Det er i tillegg en markert fjord mellom målingene og påhugget ved Fløen. Ettersom avstanden er såpass stor i tillegg til at det er en fjord som ligger imellom lokalitetene, gir ikke målingene noe sikkert grunnlag. Det er derfor valgt å ikke benytte de målte bergspenningene fra de nærliggende anleggene for å bestemme spenningene ved Fløen.

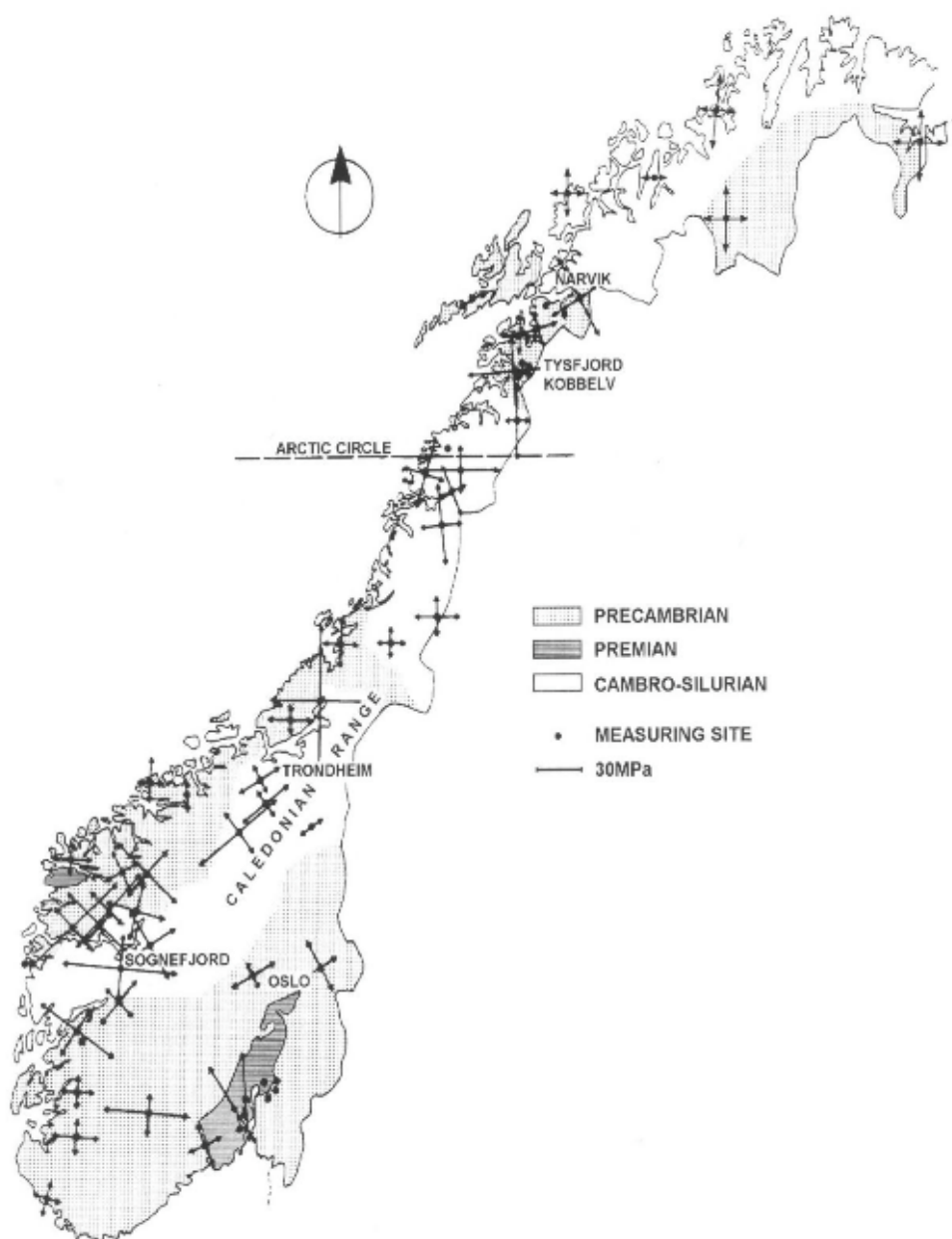
#### 4.7.2 Vurdering utifra teori

Erfaringer fra målinger gjort over hele verden viser at den målte vertikale spenningskomponenten viser rimelig overensstemmelse med den gravitative verdien. Ut fra et likevekts-synspunkt er dette også et logisk resultat. Med en eventuell ekstra vertikalkomponent vil det kun resultere i en etterjustering ved at massene heves opp. Ved å anta at spenningstilstanden i et gitt punkt i berget er entydig bestemt av vekten av de overliggende masser, vil vertikalspenningen i følge Myrvang (2001) være gitt ved formel (3.5). I diskusjon med veileder stemmer det med den generelle erfaringen innenfor ingeniørgeologi

at vertikalspenningen i de fleste tilfellene tilsvarer vekten av det overliggende berg, rent gravitativt. Det antas derfor at det vil gi en riktig antagelse for vertikalspenningen ved Fløen.

Estimering av horisontalspenningene er mye mer komplisert ettersom de svært ofte avviker betydelig fra de gravitative spenningene. Det horisontale spenningsfeltet er ofte anisotrop, noe som vil si at forskjellen mellom største og minste horisontale (hoved)spenning er markant. Generelt er det klart at horisontalspenningene svært ofte er betydelig høyere enn de gravitative horisontalspenningene og ofte virker disse spenningene helt opp til overflaten. Målinger gjort i Norge viser at det er enkelte geologiske områder som skiller seg ut med særlig høye horisontalspenninger, der de kan skape tildels store problemer i forbindelse med tunneldrift. Prekambriske grunnfjellsbergarter (mest gneiser og granitter) på Vestlandet er et av disse områdene. I figur 4.9 er retning og størrelse på de horisontale spenningene i Norge inntegnet på et forenklet geologisk kart. De horisontale spenningene ser ut som at de er tilnærmet orientert parallelt/normalt med den kaledonske fjellkjede. På Vestlandet har de en tilnærmet retning NØ-SV (Myrvang, 2001).

I diskusjon med veileder er horisontalspenningen som står normalt på den midtatlantiske rygg som regel største horisontalspenning, der minste horisontalspenning står vinkelrett på denne. Det stemmer godt overens med horisontalspenningene som gjelder for Bergensområdet i figur 4.9. Det kompliseres og forstyrres imidlertid av topografien, som kan ha stor innflytelse på hovedspenningsretningene. Ved å se regionalt på spenningsbildet, vil de geologiske spenningene i en viss grad følge topografiske hovedtrekk, med spenningsavlastning på bratte fjell og spenningskonsentrasjon i daler. På Vestlandet er det vanlig å ha fjorder og daler, og nær dalsidene vil en av hovedspenningene være steiltstående og parallell overflaten. En hovedspenning vil være nærmere horisontal og den siste hovedspenningen vil stå normalt på overflaten. Ved å se på regionalgeologien er det forholdsvis uryddig topografi rundt Ulriken, men det eksisterer noen topografidrag i nordlig retning. Påhugget ved Fløen ligger ved foten av fjellet Ulriken, og det kan påvirke retningen på spenningene. Et forhold som er spesielt for Fløen er at overdekningen er såpass liten.



Figur 4.9: Retning til horisontalspenningen ulike steder i Norge (Myrvang, 2001).

Ut ifra figur 4.9 kan retningen for største horisontalspenning i Bergensområdet leses av til å være omtrent  $N110^\circ O$ , der minste horisontalspenning står vinkelrett på denne. Orienteringen til hovedspenningene ved Fløen er valgt og baseres på gjennomsnittsorienteringen til største horisontalspenning i Bergensområdet ettersom det ikke foreligger mer nøyaktige måter å finne retningen på.

Etter diskusjon med veileder kom det innspill på følgende formler som kunne brukes for bergspenningene ved Fløen:

$$\sigma_v = \rho gh \quad (4.2)$$

$$\sigma_H = 2\sigma_v \quad (4.3)$$

$$\sigma_h = \sigma_v \quad (4.4)$$

der  $\sigma_v$  tilsvarer tyngden av det overliggende (rent gravitativt),  $\sigma_H$  har en retning vinkelrett på kystlinja (Ø-V) og  $\sigma_h$  har en retning parallelt kystlinja (N-S).

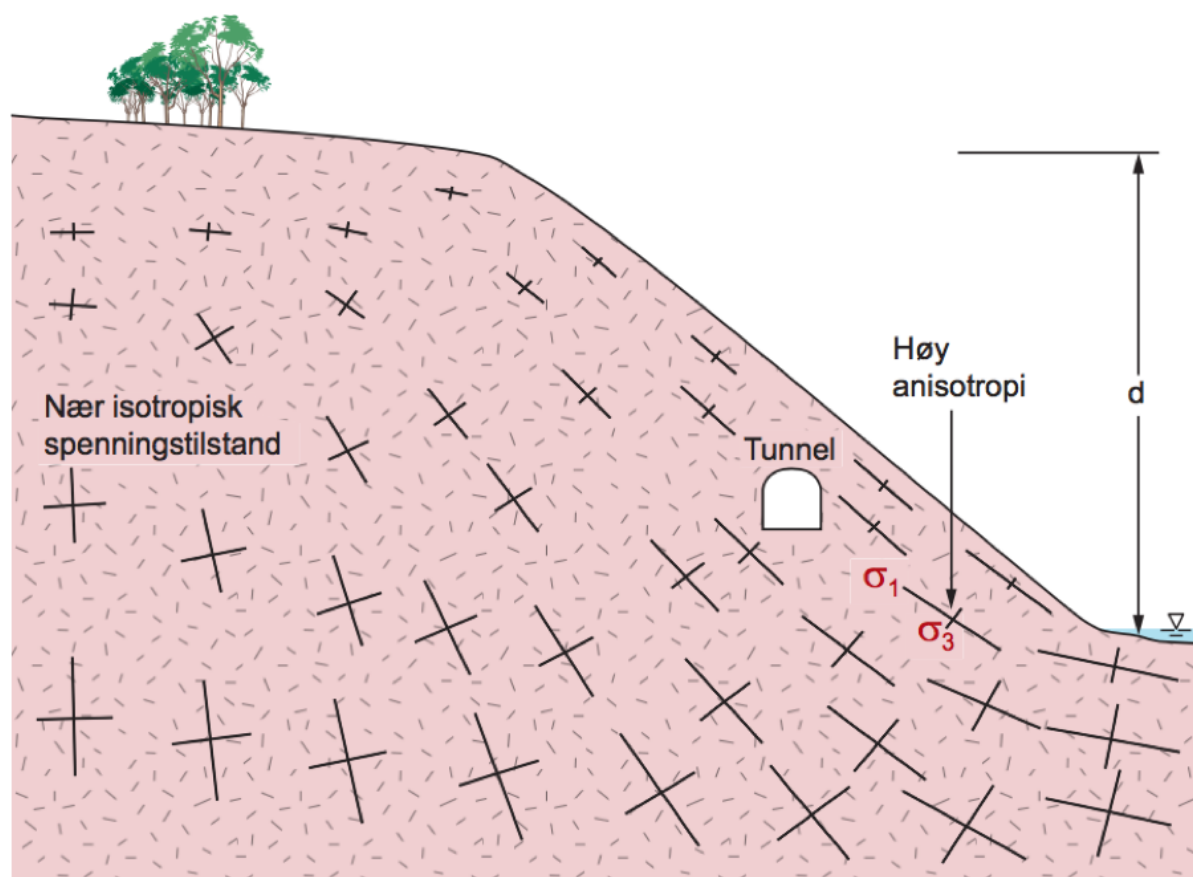
Ettersom den regionale geologien rundt Ulriken er såpass uryddig, er det valgt å følge anbefalingen fra veileder. Det forligger ingen informasjon om bergspenningene i området og det er derfor valgt å benytte spenningsverdier som erfaringsmessig har vist seg å være vanlige i områder med lignende geologi og topografi som Ulriken tunnel. Vertikalspenningen ( $\sigma_v$ ) antas å utgjøre minste hovedspenning og tilsvarer vekten av det overliggende berget. Største og minste hovedspenning ( $\sigma_H$  og  $\sigma_h$ ) antas å være orientert henholdsvis N110°Ø og vinkelrett på denne. Uansett hvor mye som blir tatt hensyn til vil spenningene utgjøre en stor usikkerhetsfaktor i målingene. Det er derfor valgt å bruke de utregnede spenningene fra tabell 4.2, som er basert på formel 4.2 til 4.4:

Tabell 4.2: Anslåtte spenninger for Fløen. Spenningene er regnet ut ved hjelp av tetthetsverdier funnet i laboratoriet (2662 kg/m<sup>3</sup>).

Km fra Oslo S	Overdekning	$\sigma_v$ [MPa]	$\sigma_H$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]
469.781	19 m	0,47	0,94	0,47

Ettersom påhugget ved Fløen ligger i foten av fjellet Ulriken antas det at dette vil påvirke retningene til spenningene. Figur 4.10 viser at største hovedspenning nær dalsiden løper omtrent parallelt med denne, og at den i nedre del av dalsiden er av betydelig størrelse.



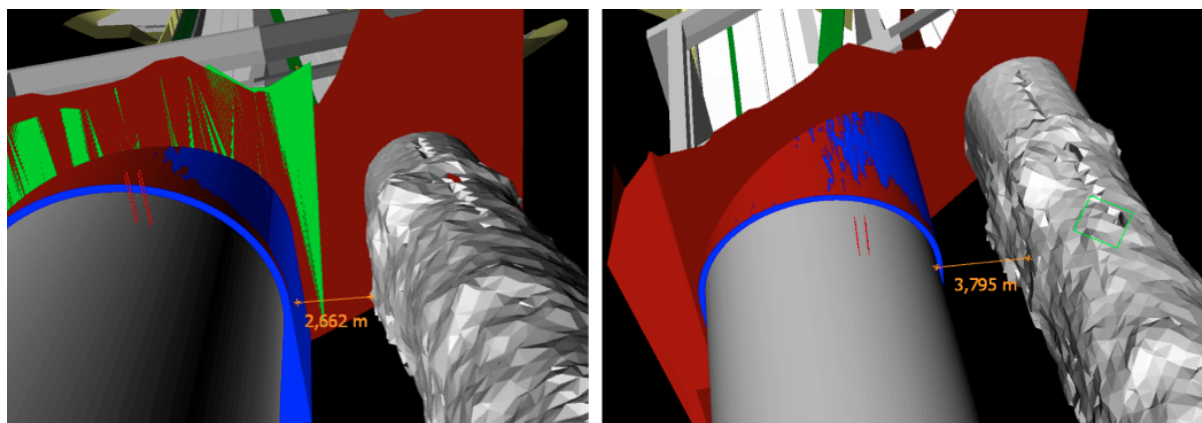


Figur 4.10: Tektoniske horisontalspenninger påført en matermatisk modell. Viser hovedspenningenes retninger og størrelser i en dalside med  $40^\circ$  helning (NGI, 2015).

I kapittel 4.6 ble overdekningen 19 m inn fra påhugget beregnet til å være 19 m. Ved å sette opp en enkel ligning blir terrengoverflaten regnet ut til å ha en omtrentlig helning på  $45^\circ$ . Det antas at største hovedspenning følger terrengoverflaten og har en helning på  $45^\circ$ , der minste horisontalspenning står vinkelrett på denne.

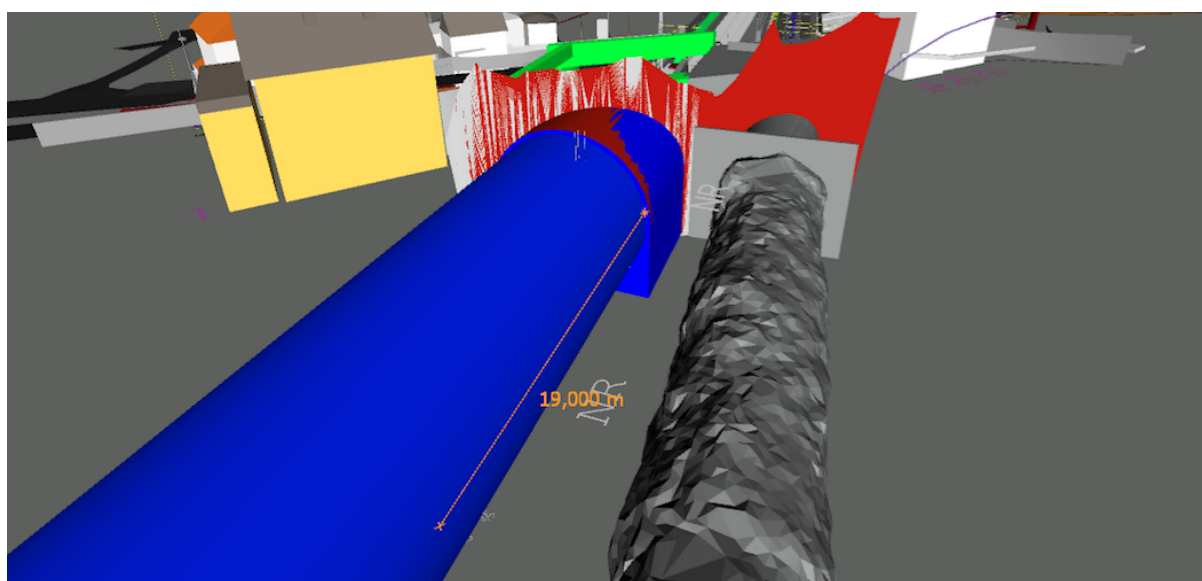
## 4.8 Bergstabbens tykkelse

Ved Fløen er første del av nye Ulriken tunnel sprengt og er omtrent 25 cm større enn selve TBM-profilet (markert med blått på figur 4.11). Bergstabben vil her være på sitt smaleste, og som vist til venstre i figur 4.11 vil avstanden her være omtrent 2,7 m. Ettersom oppløsningen på 3D-modellen som målingene er gjort i er noe høy, har det vist seg vanskelig å finne den eksakte teoretisk minste avstanden mellom TBM-tunnelen og eksisterende tunnel. Det antas likevel at målingene er nøyaktige nok til dette formålet. Bilde til høyre i figur 4.11 illustrerer den antatt minste avstanden mellom TBM-pofilet og den eksisterende tunnel bak den sprengte delen, som vil være på rundt 3,8 m.



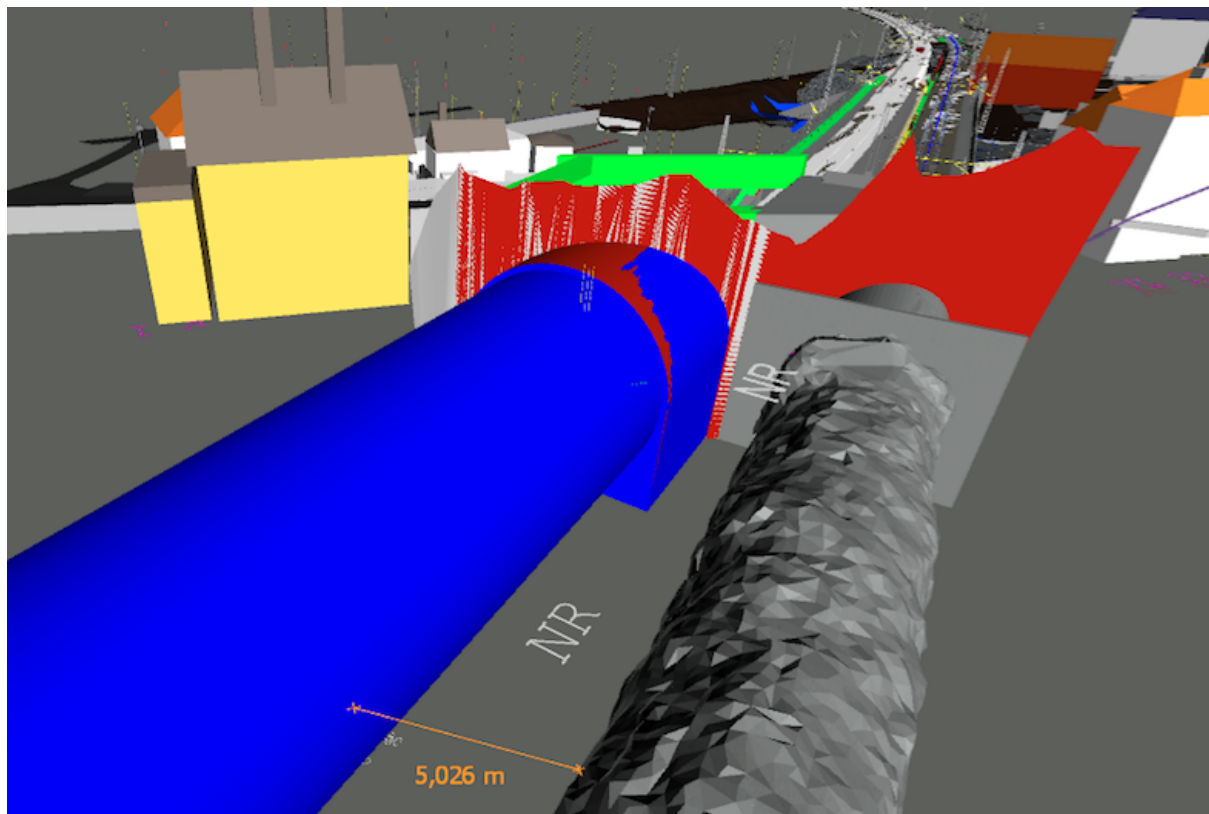
Figur 4.11: 3D-modell som illustrerer 2,7 m avstand til venstre og 3,8 m avstand til høyre (Tjelmeland, 2016).

Senteret av gripperne på Ulrikke sitter 17,2 m bak kutterhodet og maksimal steglengde på TBMen er 1,8 m. Dette gjør at senteret av gripperne mest sannsynlig vil være ca. 19 m bak kutterhodet ved gjennomslag av tunnelen.



Figur 4.12: Bilde av 3D-modellen som viser omtrent hvor gripperne vil være ved gjennomslag (Tjelmeland, 2016).

Figur 4.12 viser omtrent hvor gripperne vil være plassert ved gjennomslag. Avstanden mellom løpene 19 m inn i TBM-tunnelen er omtrent 5 m, se figur 4.13. Høyde og bredde på den eksisterende tunnelen er henholdsvis 5,8 m og 5,7 m (Tjelmeland, 2016). Det er en forholdsvis lang strekning på ca. 100-150 m der det vil bli kort avstand (5-6 m) mellom løpene.



Figur 4.13: Tykkelsen på bergstabben der gripperne vil være ved gjennomslag (Tjelmeland, 2016).

## 4.9 Sikring av eksisterende tunnel

Sikring i eksisterende tunnel er etter dagens standard svært tynn. Jevnt over er det ikke montert bolter i tunnelen, med unntak av en håndfull bolter som er montert i ettertid på 90-tallet. Innenfor portalen ved Fløen er det påført sprøytebetong over hele profilet. Denne er oppgitt til å være 8 cm tykk, men i følge Tjelmeland (2017) er den mye tynnere. Sprøytebetongen er uten fiber eller annen form for armering og antas å være 3-4 cm, noe som er svært tynt. I følge Buen (2014) var inntrykket fra befaring i eksisterende tunnel at det var brukt tykkere uarmert sprøytebetong, uten at det kan betegnes som tung sikring.

Tabell 4.3: Notater fra befarings i eksisterende tunnel 12.10.14, (Buen, 2014).

Pel nr fra Arna	Bemerkning
7050	Litt fukt, PE-plater
7100	Sprutet vegg, noe fuktutslag
7150	PE - plater
7200	Drypp/rust/fuktutslag
7220	Generelt mye fukt/ drypp
7300	Generelt mye fukt/ drypp
7400	Tørrere/tørt
7500	Sprutet hele profilet, mest tørt
7600	Steil foliasjon, tørt
Fløen	-

Notatene fra befarings gjort i eksisterende tunnel av Buen (2014), oppført i tabell 4.3 illustrerer at det er installert lite sikring i eksisterende tunnel. Utifra notatene antas tunnelen også å være relativt tørr, men enkeltdrypp og fuktutslag er ganske vanlig.

## Feltarbeid

20. februar 2017 ble det gjennomført en befaring til påhuggsområdet ved Fløen. Hensikten var å foreta ingeniørgeologisk kartlegging med innhenting av inngangsparametre til likevekts- og numerisk analyse, samt å oppnå større innsikt i de ingeniørgeologiske forholdene ved Fløen. Spesielt ble det lagt vekt på sprekkekartlegging og registrering av parametre for beregning av skjærfasthet langs sprekkeplan. Befaringen ble gjennomført av undertegnede i samarbeid med veileder Bjørn Nilsen og Helge Tjelmeland fra Bane NOR.

### **5.1 Ingeniørgeologisk kartlegging og prøveinnsamling**

Høsten 2016 ble det i forbindelse med prosjektoppgaven samlet inn bergartsprøver av mylonittgneisen i påhuggsområdet ved Fløen. Prøvene ble tatt av Helge Tjelmeland etter utsprengning av påhugget og sendt til laboratoriet på NTNU. Steinprøvene ble lagret for senere analyser i laboratoriet i forbindelse med arbeidet til masteroppgaven. Ettersom bergartsprøver var samlet inn og sendt var målet med kartleggingen å få gode målinger fra felt som senere kunne legges inn i likevektsberegning og numerisk modellering.

Den ingeniørgeologiske kartleggingen ble utført i løpet av en dag. Ettersom det ikke var mulig å få tilgang til eksisterende tunnel på grunn av konstant togtrafikk, ble det kun gjennomført kartlegging i de tilgjengelige områdene rundt påhugget (se figur 5.1). Befaringen var preget av ugunstige feltforhold med kaldt vær og regn. Ved slike forhold blir kartleggingen gjerne noe forhastet og sett i ettertid hadde det vært fordelaktig å satt av en ekstra dag i felt for å få tatt flere målinger.



Figur 5.1: Området der det ble foretatt ingeniørgeologisk kartlegging.

## 5.2 Q-verdi

For å beskrive bergmassekvaliteten ble det tatt Q-verdi i felt. Q-verdien til bergmassen finnes ved å bruke Q-systemet som ble utgitt av NGI i 1974. Det er et klassifiserings-system for bergmasser med hensyn til stabilitet av tunneler samt bergrom. Systemet baserer seg på de seks parametrene oppsprekkningsstall ( $RQD$ ), antall sprekkesett ( $J_n$ ), sprekkeflatens ruhet ( $J_r$ ), sprekkematerialets styrke ( $J_a$ ), sprekkevannsmengde og -trykk ( $J_w$ ) samt bergspenningsfaktor ( $SRF$ ). Hver parameter gis tallverdi etter den betydning de antas å ha for stabiliteten og bestemmes ut ifra de seks tabellene gitt i vedlegg E. Til sammen angir parametrene bergmassens kvalitet og regnes i følge NGI (2015) ut fra følgende formel:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (5.1)$$

Q-verdien kan variere fra 0,001 til 1000, der lave verdier indikerer dårlig stabilitet mens høye verdier betyr god stabilitet. Q-verdien finnes ved geologisk kartlegging i bergrom under driving, kartlegging i dagen eller ved kjernelogging (NGI, 2015).

På befaring til Fløen ble det foretatt kartlegging av Q-verdien i dagen. Det ble tatt to målinger, der Q-verdi 1 ble tatt på høyre side av påhugget, og Q-verdi 2 ble tatt til venstre for stoffen og rett ved eksisterende tunnel. Figur 5.2 og 5.3 viser områdene de to Q-verdiene ble tatt.



*Figur 5.2: Q-verdi 1 ble estimert til høyre for påhugget, nede til venstre i bildet.*



*Figur 5.3: Q-verdi 1 ble estimert til venstre for påhugget, mot eksisterende Ulriken tunnel.*

I følge NGI (2015) vil vannforholdene ( $J_w$ ) i et bergrom være vanskelig å forutsi kun fra feltkartlegging, ettersom påliteligheten av resultatene fra bestemmelsen av Q-verdiene er avhengig av tilgjengelige blotninger. Dersom det eksisterer gode blotninger, er det mulig å utføre en forholdsvis sikker bestemmelse av Q-verdien. I felt ble  $J_w$  kartlagt til å være 0,9 og 1. Verdiene ble delvis valgt på bakgrunn av forholdene i eksisterende tunnel vurdert av Helge Tjelmeland. I følge Buen (2014) ble det ved befaring i eksisterende tunnel nærmest

Fløen kun registrert enkelte fuktutslag i gneisområdet. Observasjonen gjort i tunnelen stemmer altså godt overens med vurderingen av  $J_w$  som ble tatt i felt.

Bestemmelsen av sprekkematerialstyrke kan også være spesielt usikkert ved kartlegging i dagen ettersom sprekkematerialet kan være vasket ut. Andre sprekkeparametre kan i tillegg være vanskelig å bestemme ved overflatekartlegging. Ved kartlegging av Q-verdi i vegskjæringer finnes det derimot ofte fortsatt sprekketrylling. Det vil gi et mer pålitelig grunnlag for å estimere  $J_n$ ,  $J_r$  i tillegg til  $J_a$  (NGI, 2015). Ved Fløen var påhugget nylig sprengt og det antas derfor at sprekkematerialet ikke var vasket ut samt at de andre sprekkeparametrene ble vurdert riktig. De tallfestede parametrene fra kartleggingen, samt utregnet Q-verdi er vist i tabell 5.1.

Tabell 5.1: Parametre til beregning av Q-verdi samt kalkulert Q-verdi.

Lokalitet	RQD	$J_n$	$J_r$	$J_a$	$J_w$	SRF	Q-verdi
1	85	9	1,5	1,5	0,9	5	1,7
2	75	9	1,5	1,5	1	1	8,3

Foliasjonen ble ikke observert der Q-verdi 2 ble estimert, men i et mer heltetlig område av påhugget ble foliasjonen tydelig observert.  $J_n$  verdien for Q-verdi 2 ble derfor satt i felt til å ha en verdi fra 6 - 9, der den høyeste verdien representerer verdien som generelt gjaldt for påhugget, mens den laveste verdien er valgt ut kun fra det stedet Q-verdi 2 ble estimert. I utregningen ble det valgt å bruke 9, ettersom det representerer verdien sett ut ifra et mer helhetlig bilde for påhugget.

Utrekningen av de to Q-verdiene i tabell 5.1 viser at Q-verdien i området varierer fra 2 - 8. De to kartlagte verdiene fra felt ligger et stykke fra hverandre. I samtale med veileder ble det antatt rimelig at Q-verdien for påhugget ligger et sted innenfor området til de to kartlagte Q-verdiene, altså fra 2 til 8.

### 5.3 GSI

For å modellere i det numeriske programmet  $RS^2$  er man avhengig av GSI-verdi (*geological strength index*) for bergmassen. Med bakgrunn i dette ble det foretatt en vurdering av GSI-verdien ved Fløen. GSI er et system som brukes for bergmasseklassifisering og ble utviklet for å møte behovet for pålitelige inngangsparametere knyttet til bergmassens egenskaper i forbindelse med numerisk analyse (Marinos, Marinos og Hoek, 2005). GSI indeksen baseres på visuell inspeksjon av skjæringer i overflater. Eksempler på dette er tunnelstuffer, vegskjæringer eller borhullskjerner. I forbindelse med inspeksjon gjøres en vurdering av litologi, struktur samt karakteren til diskontinuiteter i bergmassen. Basert på disse forholdene velges en GSI-verdi (Marinos, Marinos og Hoek, 2007). For å bestemme GSI-verdien, brukes et GSI-skjema, se figur 5.4. Her er bergmassens struktur oppgitt på den vertikaleaksen, og rangeres fra *Intact or massive* til *Laminated/sheared*. På den horisontaleaksen er overflatekvalitet oppgitt, og rangeres fra *very good* til *very poor*.

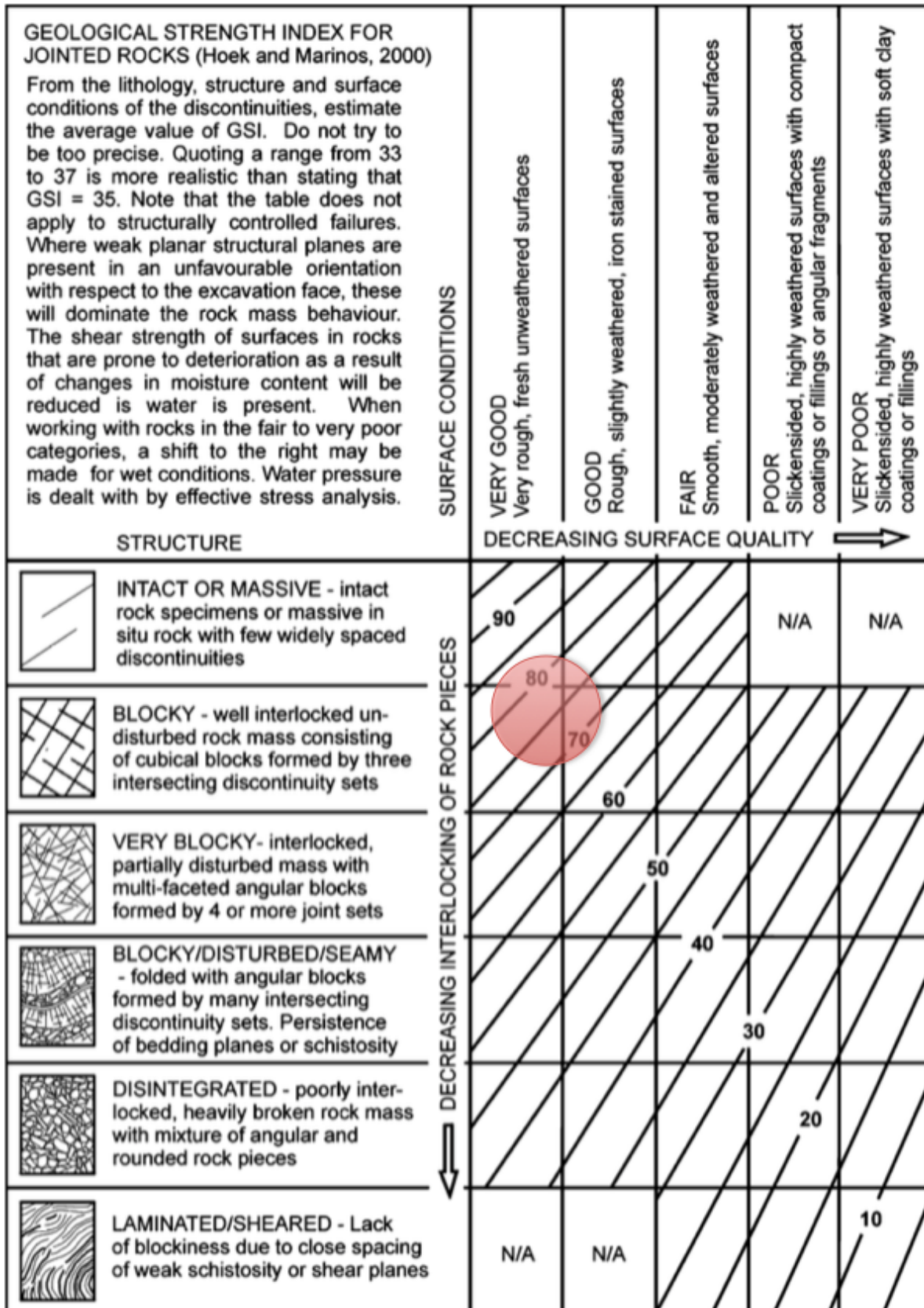


GSI verdiene ble estimert i forskjæringen, der vurderingene ble gjort sammen med Bjørn Nilsen og Helge Tjelmeland. Bergmassen ble observert som *blocky* på høyre side av stuff, mens i selve stuffen ble bergmassen observert mer som *very blocky*. Overflateforholdet kan beskrives som *very good* ettersom det meste var fersk, uforvitret overflate. GSI-verdien for høyre side av stuff ble vurdert til 80, mens selve stuffen ble vurdert til 70. Den samlede GSI-verdien ble dermed anslått til å være omtrent 75, som er gjennomsnittet for høyre side av stuff og selve stuffen. GSI-verdiene er ført opp i tabell 5.2.

Tabell 5.2: Estimert GSI-verdi ved Fløen.

Lokalitet	GSI-verdi
Høyre side av stuff	80
I stuff	70
Gjennomsnitt	75

I diskusjon med veileder kan GSI vanskelig klassifiseres som et konsist tall, men ligger mer innenfor et område. I figur 5.4 er GSI-verdien for påhugget derfor markert med en rød sirkel som angir området der det antas at GSI-verdien er for påhugget ved Fløen.



Figur 5.4: GSI-skjema der GSI-verdien til lokaliteten ved Fløen er markert med rød sirkel, (Marinos, Marinos og Hoek, 2005).

## 5.4 Schmidt hammer måling

Instrumentet Schmidt hammer brukes for ikke destruktiv, in situ testing av bergarter. Målinger gjennomføres ved å plassere instrumentet mot bergoverflaten, som vist i figur 5.5. Et stempel utløses ved en kraftig fjær, slik at stempelet slår mot bergoverflaten og energien som reflekteres blir registrert. Verdien som registreres kalles Schmidt hardhet. Den største delen av anslagsenergien vil for sterke, harde bergarter bli reflektert, mens for bergarter som er myke/svake vil mye av energien bli absorbert (Nilsen og Broch, 2012).



*Figur 5.5: In situ måling av Schmidt hardhet ved Fløen.*

Schmidt hammer ble brukt i felt på sprekkeflater for å regne ut JCS verdien til mylonittgneisen. ISRM (1979) anbefaler ved in situ måling på bergarter at det foretas 20 målinger, der Schmidt hardheten beregnes som middeler verdien av de 10 høyeste verdiene. Korrelasjonsdiagramet som er utarbeidet for omregning av Schmidt hardhet til enaksial trykkstyrke er lagt ved i vedlegg G. Slagretningen ved Schmidt hammer måling og bergartens densitet må bli tatt hensyn til ved omregning (Nilsen og Broch, 2012). Ved estimering av JCS ble den gjennomsnittlige tettheten utregnet fra laboratorieundersøkelsene brukt. Det gir mylonittgneisen en enhetsvekt på  $26,1 \text{ kN/m}^3$ . Det ble gjort én måling på intakt berg og seks på sprekkeplan, der fire var tverrsprekker og to var foliasjonsflater. Tabell 5.3 viser en oversikt over de estimerte JCS-verdiene samt snittet av målingene gjort med Schmidt hammer for de ulike planene. Samtlige Schmidt hammer verdier fra testene med fullstendige resultater er vist i vedlegg F.

Tabell 5.3: Estimerte JCS verdier med middelveidi.

Stuff	Strøk/fall	JCS
Intakt massivt fjell ved stuff	-	225
Høyre side av stuff, markert sprekkeretning	N108/30NØ	215
Høyre side av stuff, tverrsprekk	N51Ø/89SØ	300
Høyre side av stuff, tverrsprekk	N49Ø/79NV	265
Høyre side av stuff, nederste foliasjonsflate	Ikke målt	245
Høyre side av stuff, tverrsprekk	N36Ø/82SØ	230
Nede ved bro/vei, foliasjonsflate	N114Ø/41NØ	245
<b>Middelveidi JCS</b>		<b>234</b>

JCS-verdiene i tabell 5.3 er regnet om ved å ta hensyn til retningen målingen ble tatt i (se vedlegg F). De to målingene som er markert i kursiv i tabell 5.3 havnet utenfor skjemaet ved utregning av JCS-verdien. Ved omregning av verdiene måtte de ekstrapoleres utenfor skjemaet og ble ekstrapolert til henholdsvis 300 og 265. Ekstrapoleringen gir en ekstra usikkerhet og de ble derfor ikke tatt med for å regne ut middelveidi. Det ble også valgt å avrunde til nærmeste 5 intervall ettersom skjemaet ikke var så nøyaktig. Grunnet dårlig vær med nedbør på befaringen ble alle målingene gjort på våt bergoverflate. I følge Kveldevik mfl. (2008) blir det aldri målt både i tørr og våt tilstand ettersom det har vist seg at det ikke har særlig effekt. I påhugget der alle målingene ble foretatt var det også nylig sprengt. Det antas derfor at målingene ble gjort på uforvitret bergoverflate.

Verdien på sprekkeflatene ble noe høyere enn verdien på intakt berg. Det kan skyldes tilfeldigheter ettersom det normalt sett skal være motsatt. Sprekkeflatene kan muligens ha vært mer massiv enn der det ble målt for intakt berg. Ved måling av intakt berg kan det ha vært en sprekk i bakkant som førte til at verdien ikke ble maksimal eller den kan ha bli tatt på en dårlig lokalitet der det forelå forvitring på eller bak flaten. Ettersom dette er en empirisk metode kan man enkelte ganger komme ut i slike uvanlige forhold. Forskjellen kan forklares ved at det er skutt mot intakt berg der det kan ha vært noe forvitring eller statistisk variasjon. Dersom det hadde blitt målt for massivt fjell et annet sted er det godt mulig at verdien hadde blitt høyere. Ut fra måleresultatene samt det som ble observert i felt antas det at den estimerte JCS verdien er lik for intakt berg og sprekkeflatene.

## 5.5 JRC

JRC er et mål for ruheten til en bergflate og det er en potensielt viktig faktor for skjærfastheten til diskontinuiteter. Ved måling av ruheten til sprekkeflater ble  $a/L$  metoden benyttet. Det er en enkel feltmetode der en bruker en rett målestav med lengde  $L$  som blir lagt på bergflaten og videre måles den maksimale avstanden (amplituden)  $a$  fra bergflaten (Bandis, Lumsden og Barton, 1981).



Figur 5.6: Måling av ruheten til sprekkeplan med bruk av a/L metoden.

I felt ble det brukt en meterstokk på 1 m som stav og til å måle amplituden ble linjalen på siden av kompasset benyttet. I tilfeller der sprekkeflaten var kortere enn 1 m, ble stavlengden redusert til 0,6 eller 0,4 m. For å estimere JRC-verdien for sprekkeflaten ble amplituden og stavlengden plottet i skjemaet i vedlegg H.

Det er anbefalt å måle ruheten i fire retninger: langs fallretningen, langs strøkretningen og  $\pm 45^\circ$  til fallretningen (Grøneng og Nilsen, 2009). Studier gjort av Kveldevik mfl. (2008) viser at forskjellen i ruhet mellom de forskjellige retningene er relativt små. Det endte opp med en konklusjon der han brukte middelerdien. Det ble på bakgrunn av dette ikke målt ruhet i de fire retningene. Resultatene fra målingene i felt er ført opp i tabell 5.4.

Tabell 5.4: Estimert JRC fra felt.

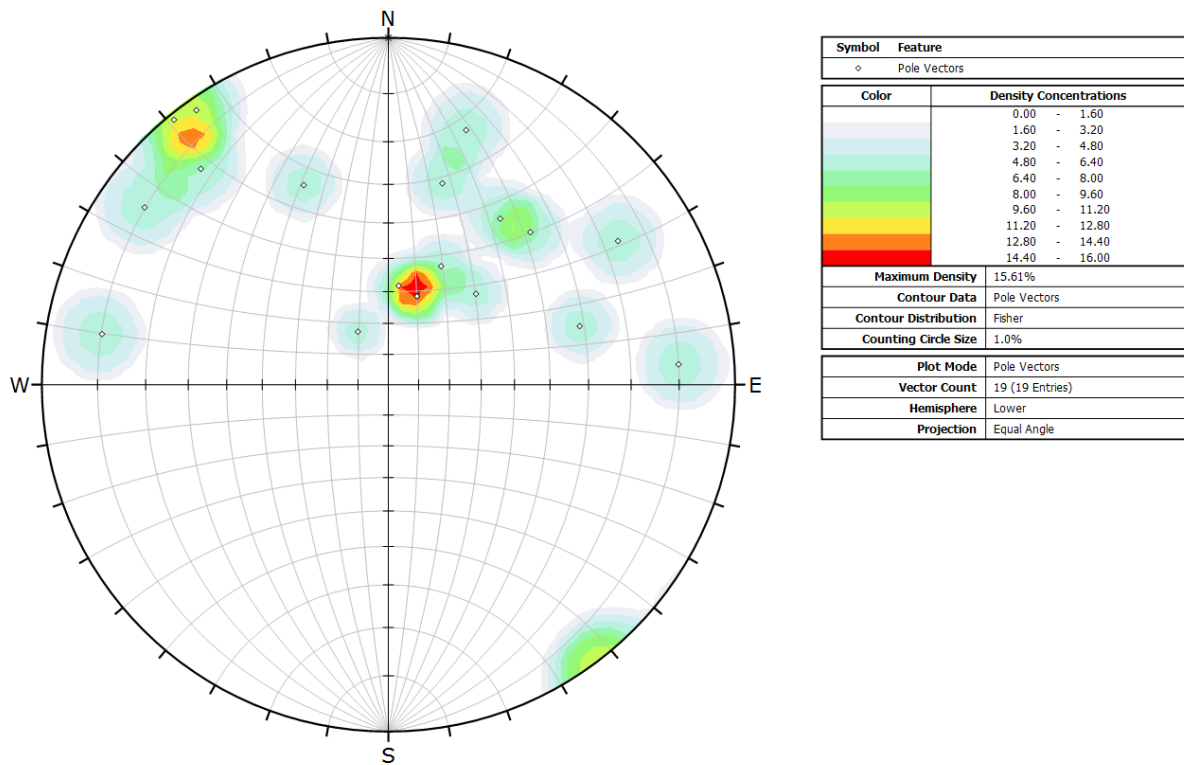
Strøk/fall	Måleretning	Profillengde [m]	Amplitude [mm]	JRC
N96°Ø/32°NØ	N150°Ø	1	27	12
N96°Ø/32°NØ	N150°Ø	1	30	14
N96°Ø/32°NØ	N150°Ø	1	15	7
N108°Ø/30°NØ	N60°Ø	0,4	10	11
N108°Ø/30°NØ	N60°Ø	0,4	17	18
N134°Ø/40°NØ	I fallretning	1	13	6
N134°Ø/40°NØ	Skrått på/diagonalt	0,4	6	6
N134°Ø/40°NØ	I strøkretning	0,4	12	12
<b>Gj.snitt JRC</b>				<b>11</b>

Tabell 5.4 viser at JRC verdien for påhugget representerer en ganske ru flate ut fra alle målingene som ble gjort i felt. Den store variasjonen fra 6 til 12 antas å skyldes foldning av mylonittgneisen. Det er logisk å legge mest vekt på de JRC målingene som går i den retningen glidningen antas å oppstå. Sett at en blokk skal presses inn mot eksisterende tunnel, så vil blokken være avløst fra foliasjonssprekker i topp og bunn samt tverrsprekker som vil avløse blokken i sidene på hver side. I felt ble det observert tydelige sprekker som gikk vinkelrett på tunnelen (tverrsprekker). De vil utgjøre avløsningssprekker for en blokk i sidene. Dersom det blir en innpressing av en blokk i stabben, så vil glidningen delvis skje langs avløsningssprekkene i sidene samt langs de flattliggende foliasjonssprekkene. Det vil derfor være logisk å ta hensyn til ruheten både på tverrsprekkene og foliasjonssprekkene. Som utgangspunkt for videre beregninger brukes gjennomsnittsverdien av alle målingene.

## 5.6 Polplott

På grunn av dårlige værforhold og knapt med tid ble det ikke tatt mer enn 19 strøk/fall målinger ved påhugget. For å få en god sprekkerose burde det ideelt sett blitt tatt flere målinger enn de få som ble tatt i felt. Til tross for få målinger er det likevel valgt å lage en sprekkerose fra Fløen, slik at det er mulig å sammenligne målingene med sprekkerosen laget av Norconsult (se figur 4.5). Ved plotting av dataene i programmet Dips kom det av ukjente årsaker kun opp 13 strøk/fall målinger i sprekkerosen. Det ble derfor valgt å heller ta med polplottet i oppgaven da den viser alle de 19 målingene tatt i felt.

Norconsult (2013) målte over et større område ved Fløen og har derfor fått en del variasjon i sprekkerosen, trolig på grunn av foldning av bergarten. I hovedsak er det samme sprekkensystemene som er målt, der verdiene fra påhugget ligger i den ene ytterligheten. Tverrsprekkene som har strøk på  $49\text{--}55^\circ\text{NV}$  stemmer rimelig bra med Norconsults målinger. For foliasjonen ved Fløen på  $108\text{--}114^\circ\text{NØ}$  ligger også de verdiene i yttergrensen av foliasjonsmålingene gjort av Norconsult. Grovt sett stemmer tverrsprekker og foliasjonssprekker med hovedretningene målt av Norconsult. Videre er det valgt å bruke egne målinger av tverrsprekker og foliasjon ettersom Norconsult har målt over et større område.



Figur 5.7: Polplott fra målingene gjort ved påhugget.

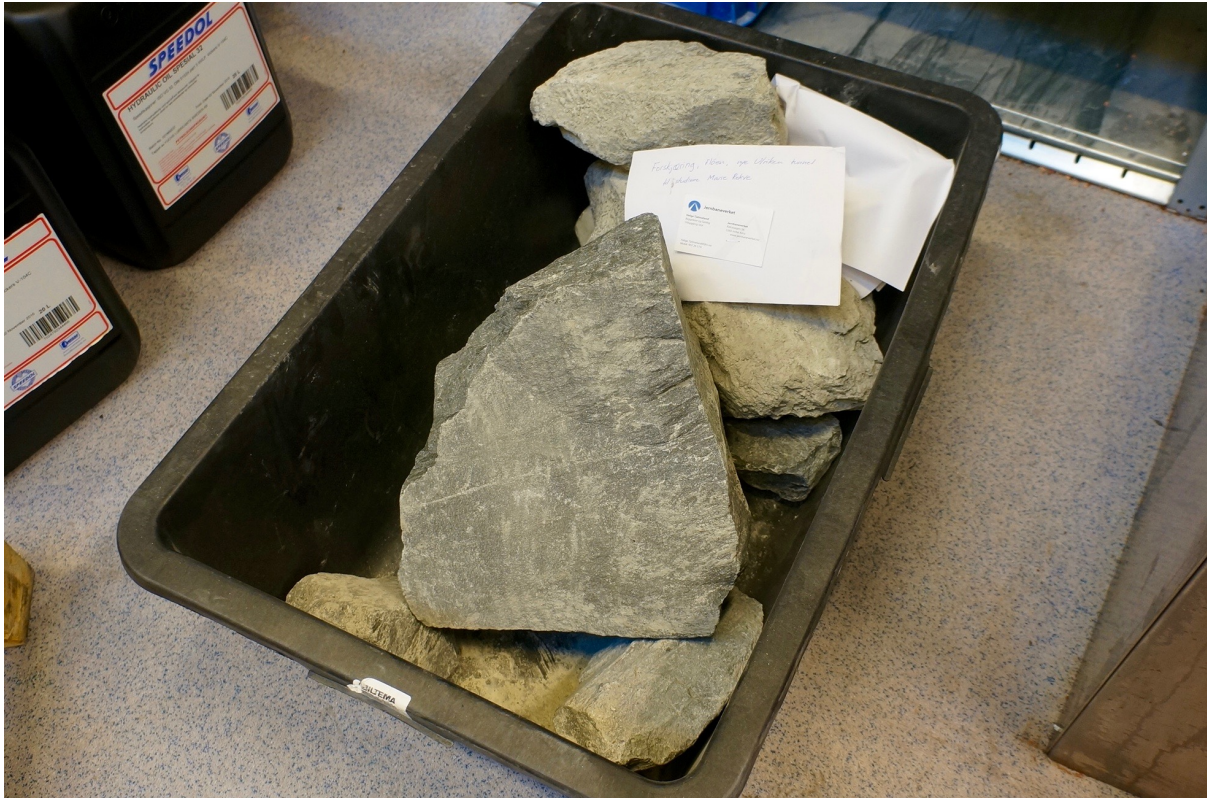
## Laboratorieundersøkelser

Følgende kapittel tar for seg laboratorietestene utført i forbindelse med masteroppgaven. Testene ble i hovedsak utført etter ISRM standarden og beskrivelsene av testene er forholdsvis korte ettersom de antas å være kjent. Hovedformålet med undersøkelsene har vært å bestemme inngangsparametre til analysene utført i kapittel 7 og 8. I den forbindelse er det gjennomført UCS- og tilt-test. I tillegg har det etter ønske fra Bane NOR blitt utført XRD-analyse og tynnslipmikroskopering.

### 6.1 Bergartsprøver

Jernbaneverket samlet høsten 2016 inn bergartsprøver i forbindelse med sprengning av påhugget i Fløen, og sendte de deretter til laboratoriet ved Institutt for geovitenskap og petroleum ved NTNU. I følge Palmstrøm mfl. (2003) er det spesielt viktig at de representative bergartsprøvene som hentes i dagen tas fra uforvitret berg. Prøvene fra Fløen ble tatt fra sprengningsmassen like etter sprengning i påhugget. De tilsendte bergartsprøvene ses derfor på som uforvitret og pålitelige prøver. Testene ble i slutten av januar preparert av Chhatra Bahadur Basnet i henhold til standarder, og onsdag 15. februar utførte Gunnar Vistnes UCS- og tilt-testing med undertegnede tilstede. Prøvene er vist i figur 6.1.





Figur 6.1: Tilsendte bergartsprøver fra påhugget ved Fløen.

## 6.2 Enaksial trykkfasthet

Enaksial trykkfasthetstest, også kalt UCS-test ble gjennomført for å klassifisere og måle styrken til det intakte berget ved Fløen. Forsøket utføres ved å bruke en enaksiell trykkcelle som bruker et hydraulisk stempel til å påføre last på prøvene med konstant spenningsøkning (ISRM, 1979). For at foliasjonen ikke skulle ha innvirkning på resultatene, ble kjerneprøvene boret vinkelrett på foliasjonen til bergblokken. Det ble benyttet et gjennomsnittlig lengde-/diameter forhold på 2,6 på prøvene for i størst mulig grad å redusere uheldig innflytelse fra lasthodene på spenningstilstanden i prøvestykket. Kvaliteten på prøvene er svært viktig for å få et mest mulig riktig resultat. Prøvene skal derfor være så glatte og rette som mulig både i endene og på sidene (ISRM, 1979). Preparering av borkjerner samt trykkcellen som ble brukt til testen er vist i figur 6.2.

Før testing ble de fire borkjernene veid og gjennomsnittlig diameter samt lengde målt. I følge Bieniawski (1979) bør testen gjennomføres innen 30 dager etter innsamling, siden prøvene helst skal testes med det naturlige vanninnholdet. Ettersom bergartsprøvene fra Fløen ble testet noen måneder etter innsamling, ble borkjernene lagt i et vannbad i over et døgn, slik at testen kunne utføres på vannmettede prøver. Før kjernene ble plassert i testcellen ble en gummistrømpe tredd på og tilpasset. Dette gjøres i følge Vistnes (2017) for å hindre at kjernene beveger seg, samt beskytte maskinen for skader ved brudd. Prøvene ble plassert i en trykkpresse for å bli belastet aksialt til brudd. For å måle

den aksielle og radielle tøyningen til prøven under lastning ble tøyningmåler festet til prøven før start av testen. Tøyning blir plottet mot lasten i spennings-tøyningsskurver (Palmstrøm mfl., 2003).



Figur 6.2: Preparering av steinprøve til UCS-test. Trykkcellen som ble brukt for enaksielt trykkforsøkt er vist i bildet til høyre.

Gjennomsnittslengden på de fire kjernene var 128,4 mm, mens gjennomsnittsdiameteren var 49,75 mm. Det er anbefalt at prøvene skal ha en diameter på omtrent 54 mm (Bieniawski, 1979). Testen oppfylder anbefalingene oppgitt i standarden med unntak av naturlig vannmetning og diameter. Resultatene fra UCS-forsøkene er oppgitt i tabell 6.1, med verdiene for trykkfastheten ( $\sigma_c$ ), Youngs modulus ( $E_i$ ) og Poissons forhold ( $\nu$ ).

Tabell 6.1: Resultater fra UCS-testing.

Prøve nr.	UCS ( $\sigma_c$ ) [MPa]	E-modul ( $E_i$ ) [GPa]	Poissons forhold ( $\nu$ )
1	247	50,81	0,31
2	230	53,20	0,32
3	243	55,76	0,29
4	243	51,78	0,28
<b>Gjennomsnitt</b>	241	52,84	0,30

I vedlegg I og J er det lagt ved bilder av alle prøvene før og etter de har gått i brudd. Ut ifra bildene kan man se at det ikke er noen ren skjærflate på borprøvene, men at de har blitt knust kraftig opp. Prøvene har eksplodert under påkjenningen og bruddene var veldig sprø. Borkjernene varierer fra å ha blitt splittet til oppknust. Dette er i følge Vistnes (2017) typisk for sterke bergarter utsatt for høye spenninger.

Med henvisning til tabell 6.2 der de fem ulike trykk-klassene er vist, kan en ut fra UCS-testen plassere prøven fra Fløen i øvre del av klassen *høy styrke*.

Tabell 6.2: Klassifisering av enakset trykkfasthet (Myrvang, 2001).

Betegnelse/klasse	Enakset trykkfasthet $\sigma_c$ [MPa]
Meget høy styrke	> 250
Høy styrke	150 - 250
Middels styrke	75 - 150
Lav styrke	26 - 75
Meget lav styrke	< 25

Youngs modulus og Poissons forholdstall blir beregnet ut fra spennings-tøyningskurver, der youngs modulus varierer mellom 50,81 og 55,76 MPa, og Poissons forhold varierer mellom 0,28 og 0,32. Det er forholdsvis liten variasjon i verdiene for trykkfastheten, Youngs modulus og Poissons forhold. Som vist i tabell 6.1 er snittverdiene for trykkfastheten til bergarten 241 MPa, Youngs modulus er 52,84 GPa og Poissons forhold 0,30. Videre i oppgaven er det kun gjennomsnittsverdiene som blir benyttet.

### 6.3 Densitet

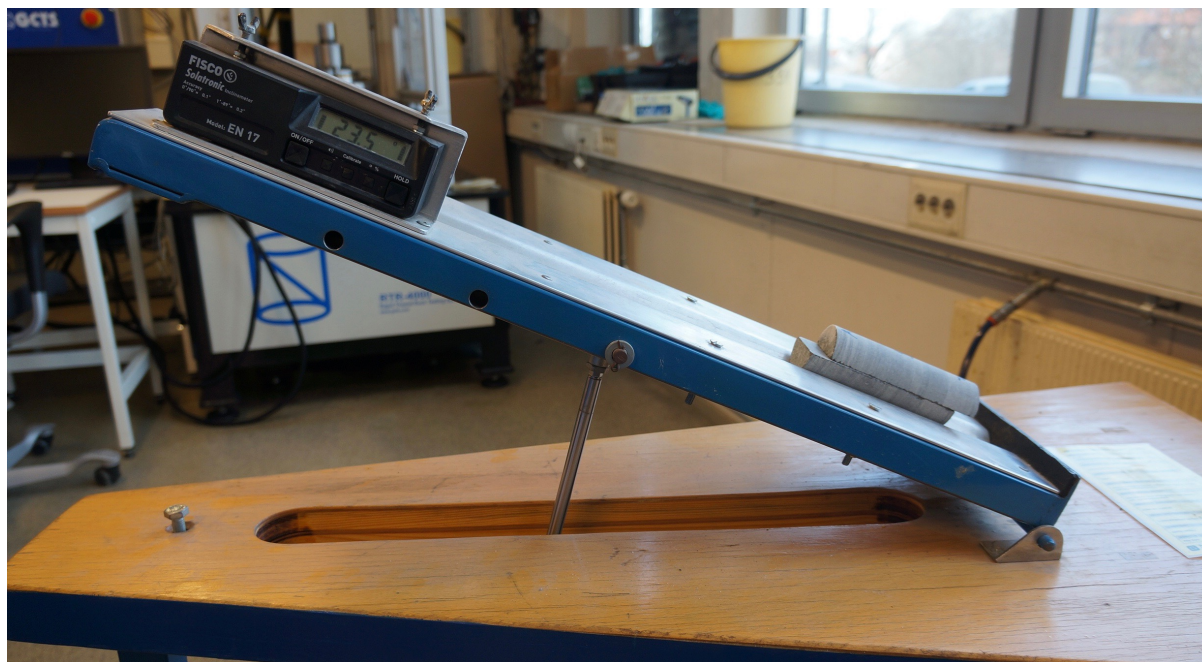
Densiteten til mylonittgneisen ble bestemt ut fra tyngden samt volumet til prøvene som ble brukt i UCS-forsøket. For hver enkelt prøve ble vekten, diameteren og lengden målt i laboratoriet. Densiteten ble regnet ut fra formel (6.1), der  $\gamma$  er tyngdetetthet,  $m$  er masse,  $g$  er tyngdeakselerasjon og  $V$  er volum.

$$\gamma = \frac{m \cdot g}{V} \quad (6.1)$$

Fra målingene gjort i laboratoriet ble den gjennomsnittlige vekten til prøvene funnet til å være 664,6 g. Ved å sette masse og volum inn i formel (6.1), ble densiteten til mylonittgneisen funnet til å være 2662 kg/m<sup>3</sup>.

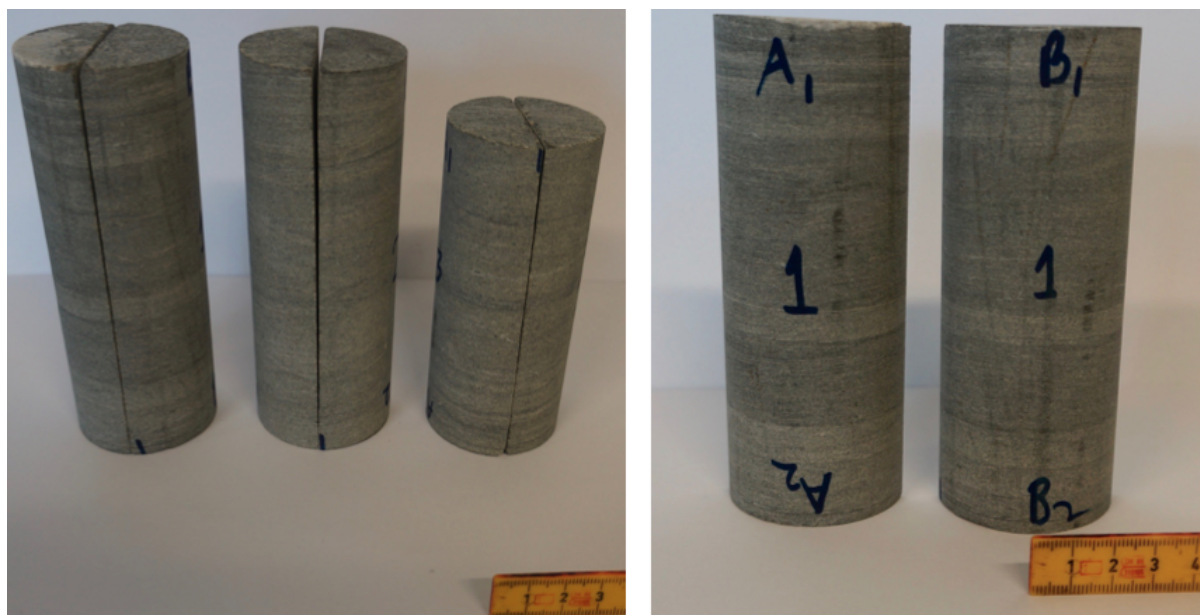
## 6.4 Tilt-test

For å estimere basis friksjonsvinkel ( $\phi_b$ ) benyttes en tilt-test. Testen er en skjærttest som gjennomføres med svært lav normalspenning. Oppsettet til testen er illustrert i figur 6.3. Basis friksjonsvinkel er den vinkelen hvor øvre del av borkjernen (som er skåret på langs med diamantsag) begynner å gli langs flaten av nedre del som er fastlåst (Grøneng og Nilsen, 2009). I følge Nilsen og Broch (2012) ligger vinkelen, som avhenger av mineralinnholdet, vanligvis på rundt  $30^\circ$ .



Figur 6.3: Måling av basis friksjonsvinkel  $\phi_b$  i laboratoriet. Testen startes med planet horisontalt.

I laboratoriet ble det utført tilt-test på tre kjerner, vist i figur 6.4. Før testen kunne utføres ble kjernene skåret på langs i to like store deler med diamantsag. Ved gjennomføring av testen plasseres de to halvdelene av kjernen i apparatet i horisontal posisjon, som om det var en intakt kerne. Apparatet tiltes så av en hydraulisk pumpe til den øvre delen av kjernen starter å gli (se figur 6.3). Basis friksjonsvinkel  $\phi_b$  leses deretter av fra inklinometeret som er festet på apparatet. Testen gjennomføres i fire ulike kombinasjoner (først i begge retninger med kjernehalvdel  $A$  på toppen, og deretter tilsvarende med  $B$  i toppen), repetert tre ganger for hver kombinasjon. Hver kerne måles altså 12 ganger (Grøneng og Nilsen, 2009). Ved gjennomføring av testen var kjernene i tørr tilstand (se figur 6.4).



Figur 6.4: De tre kjernene som ble utført tilt-forsøk på, vist til venstre. Markering av kjerne 1 vist til høyre.

Fra tilt-testen ble basis friksjonsvinkel estimert for de tre kjerneprøvene. Gjennomsnittsverdien for hver kjerne og den totale gjennomsnittsverdien er vist i tabell 6.3. For å studere alle resultatene henvises det til vedlegg K.

Tabell 6.3: Resultater fra tilt-testen i laboratoriet.

Kjerne nummer	Basis friksjonsvinkel, $\phi_b$
1	24,2°
2	25,2°
3	25,6°
<b>Gjennomsnitt</b>	25,0°

Fra basis friksjonsvinkel kan residual friksjonsvinkel ( $\phi_r$ ) estimeres basert på den empiriske ligningen

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \cdot \frac{r}{R} \quad (6.2)$$

beskrevet av Barton og Choubey (1977), der  $\phi_b$  er basis friksjonsvinkel,  $r$  er tilbakeslagskraft fra Schmidts hammer på intakt berg og  $R$  er tilbakeslagskraft fra Smidts hammer på sprekkeflate.

I følge Barton og Choubey (1977) vil  $\phi_r$  være lik  $\phi_b$  dersom sprekkeoverflaten in situ ikke er forvitret. Ved forvitret in situ sprekkeflate, estimeres  $\phi_r$  ved hjelp av resultater fra registrert tilbakeslagskraft fra Schmidt hammer målinger med linging 6.2. Verdiene for  $r$  og  $R$  er vist i kapittel 5.4. Som det kommer frem av tabell 5.3 er målingen utført på intakt berg noe lavere enn verdiene fra sprekkeflatene. Vanligvis er målingene fra uforvitret bergoverflate noe større enn de fra forvitret bergoverflate. Ettersom påhugget

nylig var sprengt før gjennomføring av målingene, antas det at de målte flatene var uforvitret. Etter diskusjon med veileder antas det at berget ved Fløen er uforvitret og  $r$  er lik  $R$  og forskjellen ligger innenfor målenøyaktigheten. Ved å sette det inn i (6.2) fører det til:

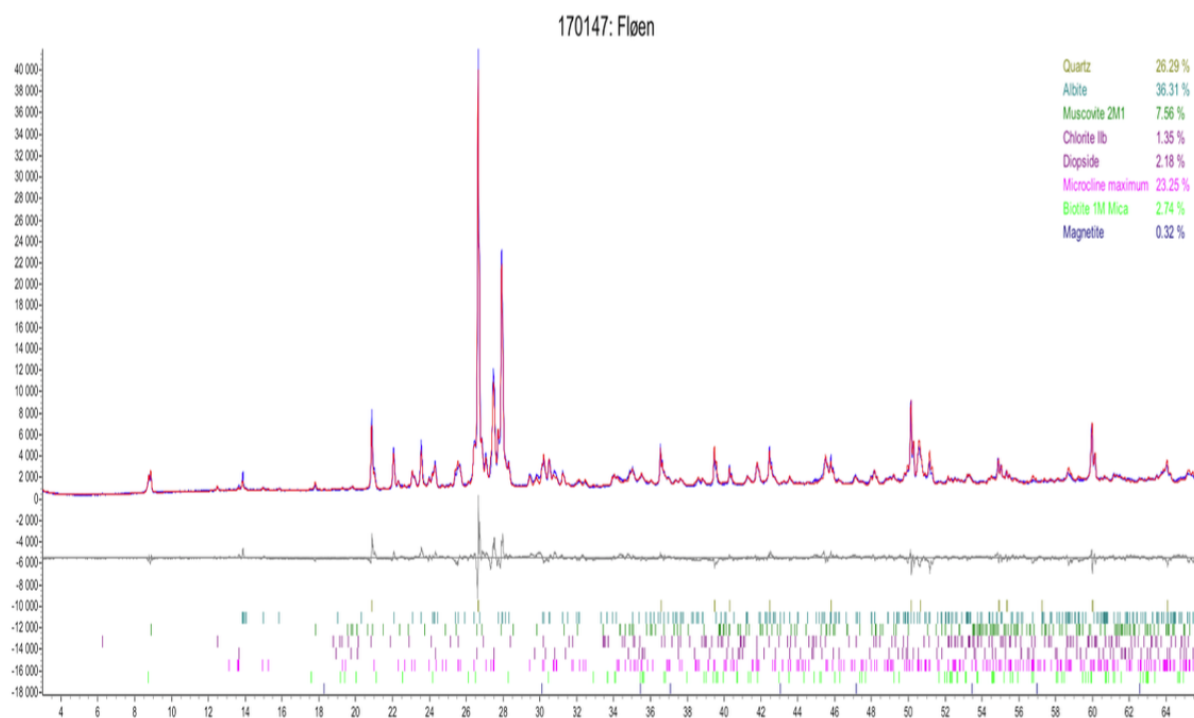
$$\phi_r = \phi_b = 25,0^\circ \quad (6.3)$$

## 6.5 XRD-analyse

På befaring kom det frem at Bane NOR ønsket tynnslipmikroskopering og XRD-analyse på de tilsendte prøvene. Årsaken var at slike tester ikke var utført, i tillegg til at analysene gir nyttig informasjon om kvartsinnholdet i forbindelse med fullprofilboring. Med kjent kvartsinnhold vil man lettere kunne estimere hvor lang tid det vil ta for TMBen å drive gjennom mylonittgneisen ved Fløen.

XRD-analyse (røntgendiffraksjonsanalyse) er en kvantitativ analyse som identifiserer hvilke mineraler og hvor mye av hvert mineral som befinner seg i en prøve. Testen utføres ved hjelp av registrering av interferens som oppstår ved refleksjon av røntgenstråler fra krystallgitteret i mineralet. Den reflekterte strålen vil i en gitt krystallstruktur reflekteres når gangforskjellen er lik et helt antall bølgelengder (Tijhuis, 2017).

Preparering av prøven fra Fløen samt utførelse av selve XRD-analysen ble gjort av overingeniør Laurentius Tijhuis med undertegnede tilstede. Resultatet av XRD-analysen vises i figur 6.5.



Figur 6.5: Resultatet fra XRD-analysen.

Resultatet viser at prøven for det meste består av kvarts, plagioklas (albitt), glimmer (muskovitt og biotitt) samt feltspatt (microcline). Analysen er av interesse for karakterisering av bergarten. Resultatet vil ikke direkte bli brukt videre i oppgaven og vil derfor ikke bli diskutert ytterligere.

For å lettere kunne lese resultatene er målingen lagt ved som vedlegg L. Dette spesielt med tanke på Bane NOR som forespurte analysen.

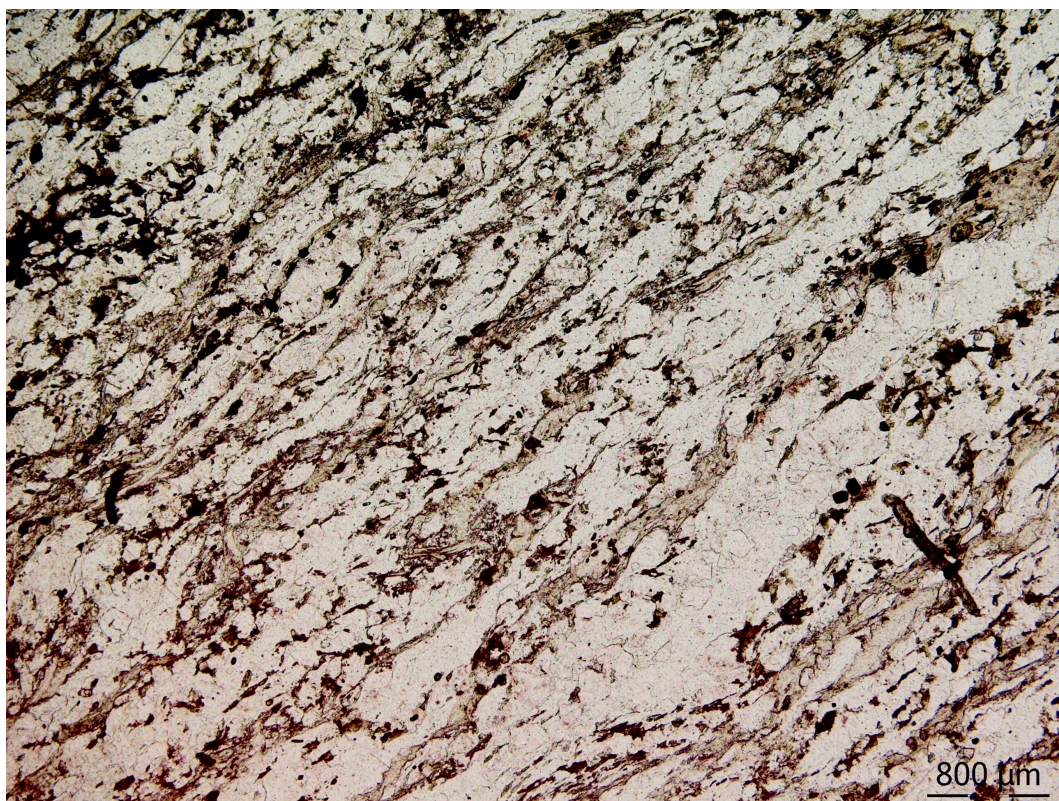
## 6.6 Tynnslipmikroskopering

For å sammenligne resultatet fra XRD-analysen og studere mineralsammensetningen til bergarten, ble det laget to tynnslip av mylonittgneisen.

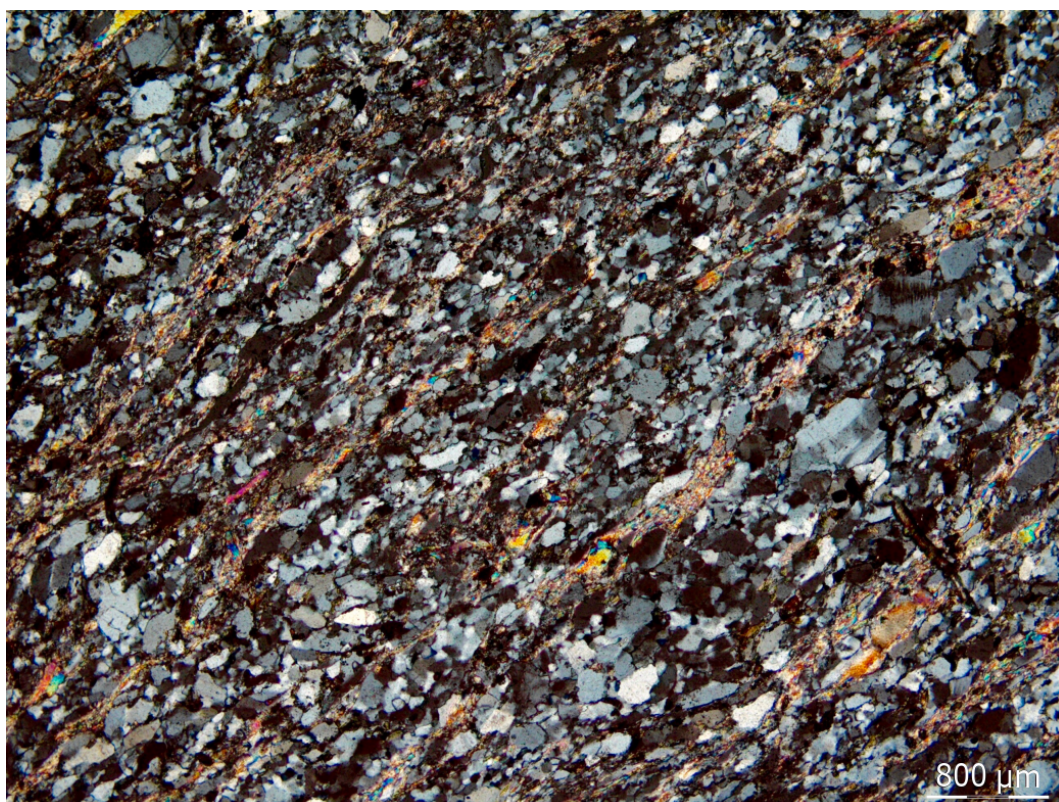
Den eneste metoden for sikker bestemmelse av mineralsammensetning og detaljerte studier av struktur er ved tynnslipmikroskopering. For å avskjære sprekkeretningene er det fordelaktig dersom det minimum lages to slip av en bergartsprøve, der slipene lages vinkelrett på hverandre (Palmstrøm mfl., 2003). Den nevnte anbefalingen ble fulgt og det ble derfor preparert to tynnslip, orientert vinkelrett på hverandre. Tynnslipene ble laget på sliplaboratoriet ved Institutt for geologi og bergteknikk på NTNU. Etter preparering av tynnslipene var faglærer i mineralori, Bjørn Eske behjelpelig med å ta bilder gjennom mikroskop. Da tynnslipene ble gjennomført etter forespørsel fra Bane NOR er det kun valgt å gi en kort beskrivelse til bildene.

Slip 1 og slip 2 er tatt fra samme bergartsprøve, men vinkelrett på hverandre. Slipene ble studert i mikroskop og de ligner naturlig mye på hverandre, se figur 6.6 - 6.9. På bildene som ble tatt med krysspolarisert lys er det som er svart, grått og hvitt i all hovedsak kvarts og albitt. Det som vises med farger i krysspolarisert lys er for det meste muskovitt.

Ved studering av slipene i mikroskopet ble foliasjonen i tynnslipene tydelig observert. Dette kommer tydeligst frem på bildene tatt av slip 1 (figur 6.6 og 6.7). Mineralsammensetningen og strukturen i tynnslipene er godt forenelig med det en vanligvis har i en granittisk gneis. Tynnslipene bekrefter dermed informasjonen fra geologikartet om at dette er en gneisbergart. Ved studering av slipene med Eske (2017) ble det observert at bergarten har fullstendig oppknuste samt omkrystalliserte deler. Tynnslipene bestod stort sett av finkornete, finstripede, båndete samt stedvis småfoldete og fargerike mineraler. Dette stemmer godt overens med at mylonitt er noe som har blitt oppknust en gang for deretter å bli rekrystalisert ved en senere anledning. Bergartsbestemmelsen mylonittgneis stemmer dermed godt overens med klassifiseringen gjort av Bane NOR og det geologiske kartverket.

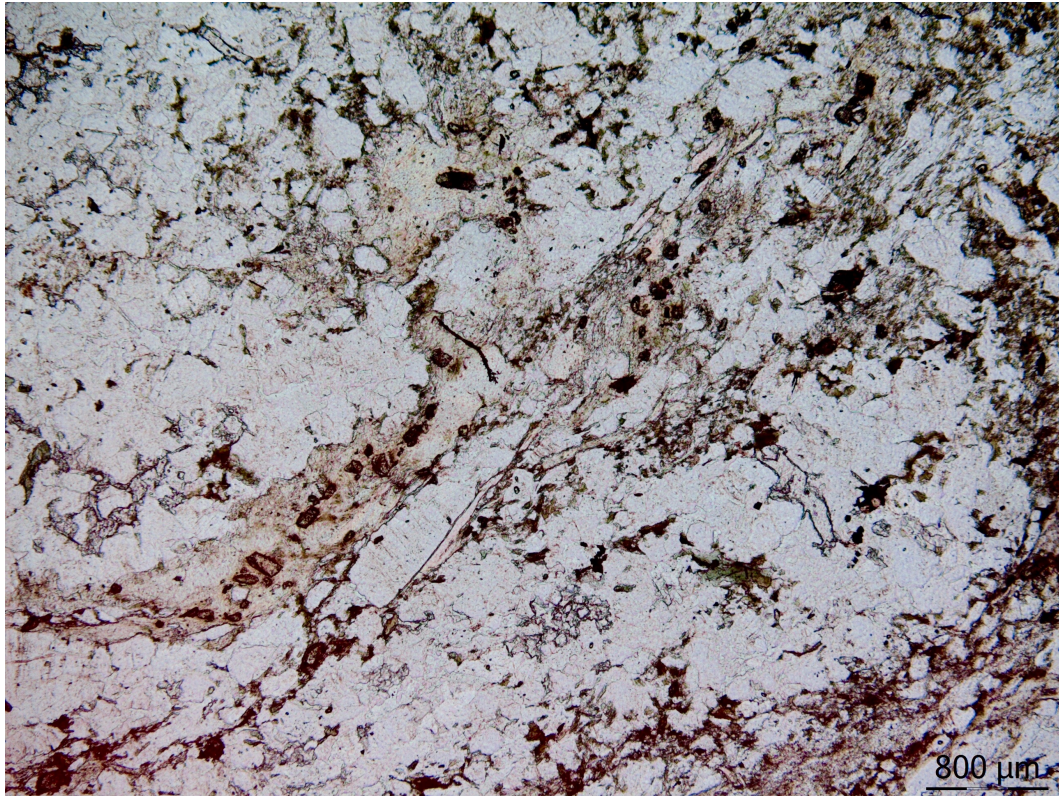


*Figur 6.6: Slip 1 i planpolarisert lys. Målestokk nederst i høyre hjørne.*

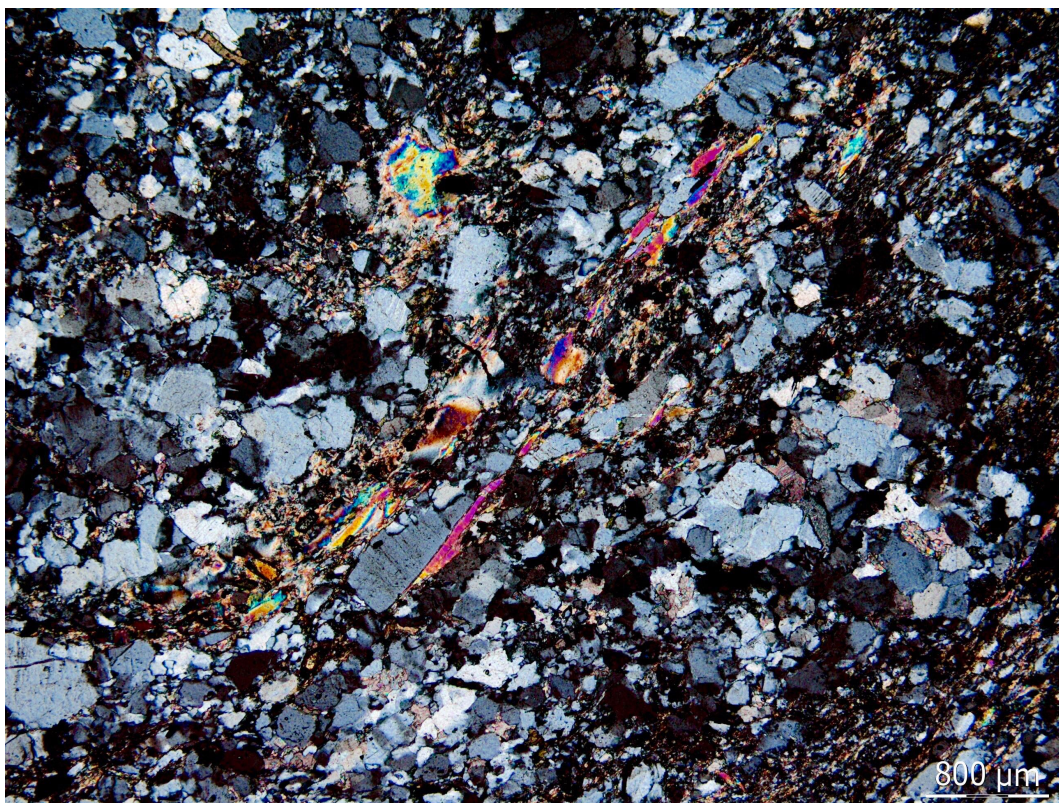


*Figur 6.7: Slip 1 i krysspolarisert lys. Målestokk nederst i høyre hjørne.*





*Figur 6.8: Slip 2 i planpolarisert lys. Målestokk nederst i høyre hjørne.*



*Figur 6.9: Slip 2 i krysspolarisert lys. Målestokk nederst i høyre hjørne.*

## Likevektsanalyse

Dette kapitlet tar for seg en likevektsanalyse av bergstabben ved Fløen, der det er gjort en beregning av sikkerheten mot utpressing av en teoretisk sprekkeavgrenset blokk i stabben mellom ny og eksisterende tunnel. Beregningen er utført ved å sammenligne stabiliserende og drivende krefter. Resultatene diskuteres i kapittel 9.

Beregning av likevekt er en vanlig brukt metode for å beregne stabilitet i ingeniørgeologi. Metoden går ut på å beregne de stabiliserende og drivende kreftene som virker på en bergblokk som er omgitt av diskontinuiteter. I følge Wyllie, Mah og Hoek (2004) kan sikkerhetsfaktoren ( $SF$ ) for bergblokken beregnes ved å sette kreftene opp mot hverandre, som vist i følgende formel:

$$SF = \frac{\textit{Stabiliserende krefter}}{\textit{Drivende krefter}} \quad (7.1)$$

En sikkerhetsfaktor større enn 1,0 betyr at de stabiliserende kreftene er større enn de drivende, og følgelig at tilstanden er stabil. Dette er likevel ikke automatisk tilfellet, ettersom det alltid er en viss grad av usikkerhet knyttet til inngangsparametrene. Følgende kriterier benyttes ofte i følge Nilsen (1999) for å ta hensyn til usikkerheten og differensiere sikkerhetskravet for ulike typer konstruksjoner:

- Korttidsstabilitet (f.eks. midlertidige vegger i dagbrudd):  $SF \geq 1,3$
- Langtidsstabilitet (f.eks. permanente dagbruddsvegger):  $SF \geq 1,5$

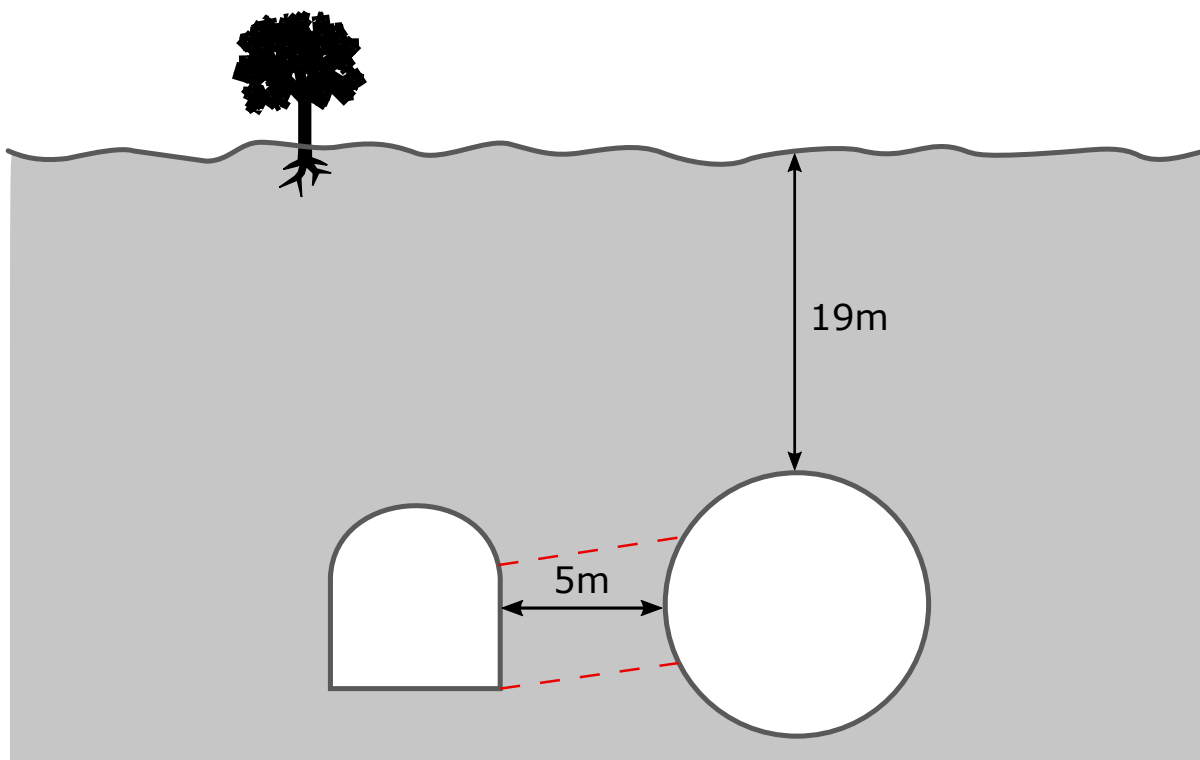
For å få et godt resultat er det svært viktig å definere stabilitetsproblemet og finne de riktige inngangsparametrene før en starter beregningen. Dette er fordi en ønsker å beregne stabiliteten for det mest kritiske scenarioet slik at resultat tilsvarer de faktiske forholdene (Nilsen, 2000).

De aller fleste stabilitetsproblemer skjer ved utglidning langs eksisterende diskontinuiteter som foliasjonsplan, forkastninger etc. Ved å se bort fra deformasjoner i bergmassen samt

brudd i intakt fjell, kan det lages en forenklet modell av denne rasprosessen. I likevektsberegninger forutsettes det at utglidning inntreffer når den såkalte grenselikevektstilstanden nås. Det vil si når virkningen av de drivende krefter overskrider virkningen av de stabiliserende krefter (Nilsen og Broch, 2012).

## 7.1 Geometri

For å demonstrere forholdene ved verst tenkelig situasjon, er beregningene utført på blokkgeometrien som antas å være minst gunstig med hensyn til sikkerhet mot utpresing av bergstabben. En slik blokk i stabben vil være avgrenset i hver side av antatt gjennomgående sprekker. Den vil i tillegg være utsatt for grippertrykket over hele flaten som vender mot eksisterende tunnel. Geometrien for blokken er skissert i figur 7.1, der sprekken som avgrenser bergblokken i pilarens lengderetning går parallelt med papirplanet. Blokken har høyde som er lik gripperhøyden til TBMen som er 5,2 m og en tykkelse lik gripperbredden på 1,4 m (Tjelmeland, 2017).

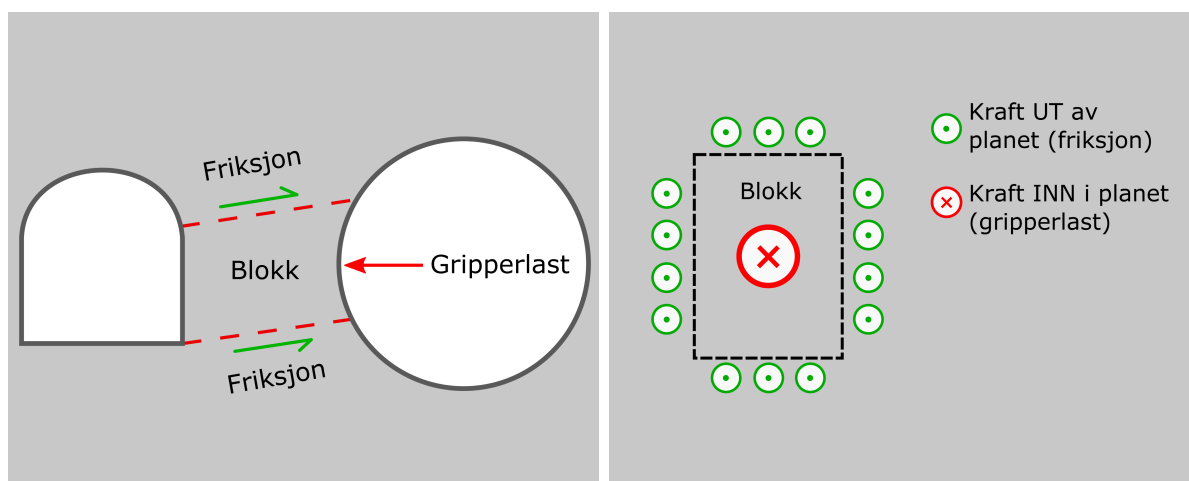


Figur 7.1: Antatt bergblokk i bergstabben mellom eksisterende og nye Ulriken tunnel.

Ved å ta hensyn til vertikalkomponenten til gripperlasten i utregningen vil det føre til et positivt bidrag på sprekkefriksjonen. Det er derfor valgt å kun ta hensyn til horisontalkomponenten i beregningen. Videre antas det derfor at all last fra gripperene er orientert parallelt med sprekkeretningen over hele gripperens angrepsområde. Kraftene fra gripperen brukt i beregningene vil på grunn av dette være noe større enn den faktiske verdien.

## 7.2 Beregning

Sikkerheten mot utpressing for blokken vil være lik forholdet mellom de stabiliserende og drivende krefter. I dette tilfellet utgjør friksjonen langs sprekkeflatene de stabiliserende krefter, mens kraften fra gripperne som presser mot stabben utgjør de drivende krefter. Beregningen av sikkerhet mot utpressing av den definerte blokken i stabben vil derfor bli utført ved å sammenligne de to kreftene. Kraftene som virker på bergblokken er illustrert i figur 7.2. I beregningene er det brukt en enhetslengde på 1,4 m i retning av tunnelaksene.



(a) Sett fra påhugget og innover.

(b) Bergblokk sett fra siden.

Figur 7.2: Ideell bergblokk i bergstabben, med markerte gjennomgående sprekker i topp og bunn av bergblokk.

### 7.2.1 Drivende krefter

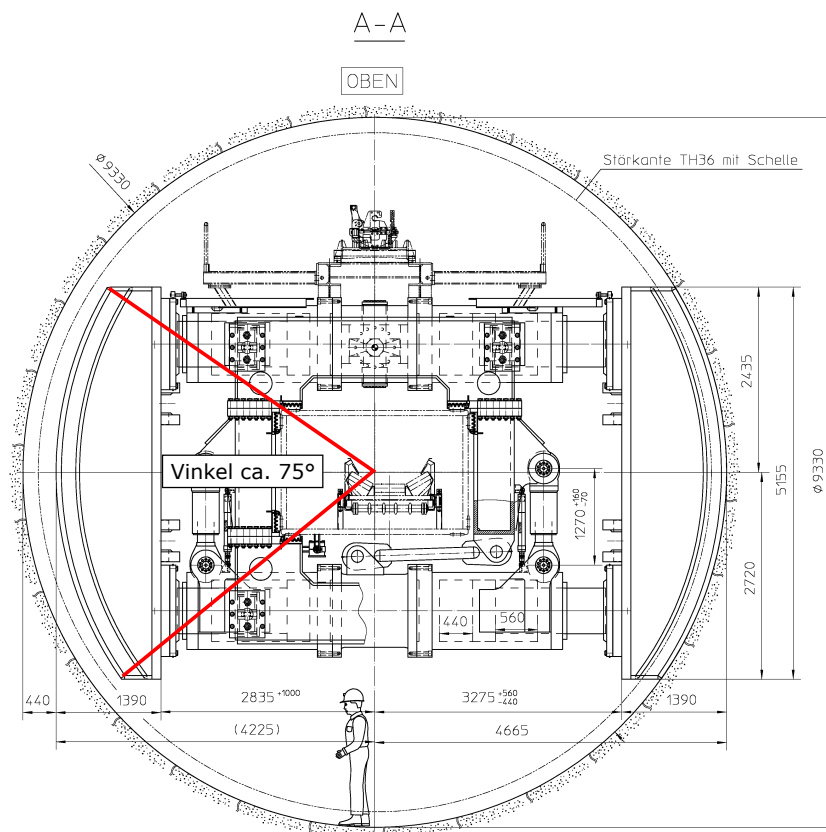
Kraften fra gripperne som presser mot bergstabben utgjør de drivende kreftene på stabben og beregnes etter følgende formel:

$$\text{Gripperkraft} = \text{Trykk} \cdot \text{Angrepsflate} \quad (7.2)$$

Angrepsflaten på gripperne er av entreprenøren oppgitt å være  $5,2 \text{ m}^2$ , se figur 7.3. TBMen som driver nye Ulriken tunnel kan settes til å påføre tre ulike grippertrykk på berget; lav, normal og maks (Norconsult, 2015). Ettersom det kan være tre ulike trykk fra TBMen på bergstabben, vil det gjøres en parameterstudie for å se på effekten av de forskjellige trykkene. Beregnet kraft fra gripperen mot bergveggen er oppgitt i tabell 7.1.

Tabell 7.1: TB Mens tre ulike størrelser på gripperkraft.

Grippertrykk [MPa]	Angrepsflate [ $m^2$ ]	Gripperkraft [MN]
Lav = 4,68	5,2	24,3
Normal = 6,74	5,2	35,1
Maks = 8,04	5,2	41,8



Figur 7.3: Gripperens angrepsområde (Skanska, 2017).

### 7.2.2 Stabiliserende krefter

Friksjonen langs sprekken i den definerte blokken vil motvirke kraften fra gripperen og utgjøre de stabiliserende kreftene. Friksjonskraften ( $R$ ) langs hver bergflate er beregnet med utgangspunkt i følgende formel:

$$R = \tau \cdot A \quad (7.3)$$

der  $\tau$  er skjærmotstand og  $A$  er sprekkeflatearealet til bergflaten.

For å regne skjærmotstanden brukes Barton-Bandis skjærstyrkekriterium (Bandis, Lumsden og Barton, 1981):

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left[ JRC \cdot \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (7.4)$$

Der spenningen i berget normalt på sprekkeflaten ( $\sigma_n$ ) er:

$$\sigma_n = \frac{W \cdot \cos(\alpha)}{A} \quad (7.5)$$

For sprekke i topp og bunn av den avgrensede blokken tilsvarer  $\sigma_n$  gravitasjonsspenningen og for tverrsprekkene tilsvarer det horisontalspenningen. Ettersom det ikke foreligger spenningsmålinger fra påhuggsområdet er det vanskelig å estimere ut fra teori hva horisontalspenningen er. Det er derfor valgt å se på sikkerhetsfaktoren for horisontalspenning lik  $1/2\sigma_v$ ,  $\sigma_v$  og  $2\sigma_v$ . For sprekke i sidene regnes dermed friksjonskraften ut for tre ulike spenninger. Sprekkeflatearealet for sprekke i topp og bunn er  $7 \text{ m}^2$ , og  $26 \text{ m}^2$  for tverrsprekkene som avgrenser blokken i sidene.

I følge Nilsen og Broch (2012) vil skjærstyrken langs glideplanet være sammensatt av et kohesjonsledd og et friksjonsledd. Ved å bruke Barton-Bandis empiriske formel legges kohesjonen til sprekkeflaten inn i parameteren  $\phi$ .

På befaring i eksisterende Ulriken tunnel ble det i følge Buen (2014) observert lite vann i tunnelen ved Fløen. Det antas derfor at vanntrykket er lik null ettersom det virker lite sannsynlig at det blir bygget opp vanntrykk på dette området i tunnelen.

Tabell 7.2: Parametre til ligning 7.4.

Parameter	Verdi	Verdi funnet fra
JRC	11	Felt
JCS	234 [MPa]	Felt
$\alpha$	34°	Felt
$\phi_r$	25°	Laboratoriet

Ved å sette parametrene fra tabell 7.2 inn i formel (7.4) regnes friksjonskraften ut for sprekke i topp, bunn og sidene av bergstabben. Resultatene fra utregningen er satt opp i tabell 7.3.

Tabell 7.3: Resultater fra utregning. \*Summen av høyre og venstre side i blokken.

Hvor	$\sigma_n$ [MPa]	Areal [ $\text{m}^2$ ]	Friksjonskraft [MN]
Sprekk i topp	0,461	7	4,57
Sprekk i bunn	0,573	7	5,46
Sprekker i sidene: $\sigma_n=1/2\sigma_v$	0,259	26	21,2*
Sprekker i sidene: $\sigma_n=\sigma_v$	0,517	26	37,2*
Sprekker i sidene: $\sigma_n=2\sigma_v$	1,0	26	64,4*

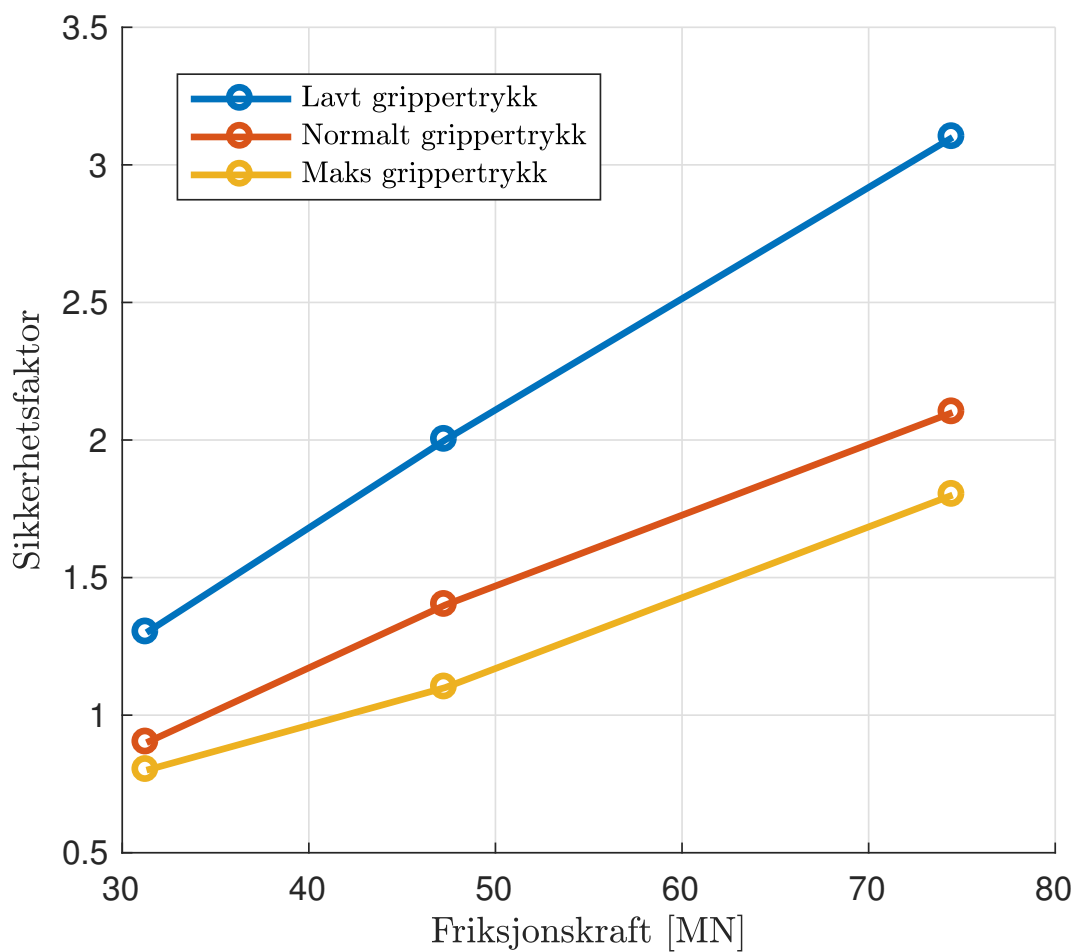
De totale stabiliserende kreftene i blokken for de tre ulike horisontalspenningene vises i tabell 7.4.

Tabell 7.4: Summen av de stabiliserende kreftene.

Horisontalspenning	Total friksjonskraft [MN]
$\sigma_n=1/2\sigma_v$	31,3
$\sigma_n=\sigma_v$	47,3
$\sigma_n=2\sigma_v$	74,5

### 7.3 Sikkerhet mot utpressing

For å regne ut sikkerhetsfaktoren brukes formel (7.1), der de utregnede stabiliserende kreftene divideres på de drivende kreftene. Resultatene er vist i figur 7.4, der sikkerhetsfaktoren er vist som funksjon av økende horisontalspenning.



Figur 7.4: Sikkerhet mot blokkutpressing plottet mot økende horisontalspenninger.

Av figur 7.4 kommer det frem at både størrelsen på gripperkraften og horisontalspenningen har stor innvirkning på sikkerhetsfaktoren. Dette vil bli diskutert nærmere i kapittel 9.



## Numerisk Analyse

Formålet med den numeriske analysen har vært å undersøke hvorvidt det vil oppstå stabilitetsproblemer i bergstabben mellom de to tunnellopene ved Fløen. For å se hvor mye endring av enkelte parametre påvirker stabiliteten i bergstabben, har det blitt gjennomført parameterstudier. Kapitlet gir en beskrivelse av numerisk modellering med forklaring av inngangsparametrene, oppsettet av modellen og presentasjon av resultatene. Resultatene diskuteres i kapittel 9.

Innenfor bergteknikk har numerisk modellering blitt et stadig mer populært verktøy. I følge Trinh og Holmøy (2012) har numerisk modellering sammelignet med empiriske og analytiske metoder flere fordeler som gjør det til et nyttig verktøy:

- Analyse av komplekse undergrunnsforhold og tunnelgeometri
- Detaljert informasjon om bergmassens og bergsikringens ytelse, slik som sikringslast, forskyvninger og stressfordeling rundt et bergrom

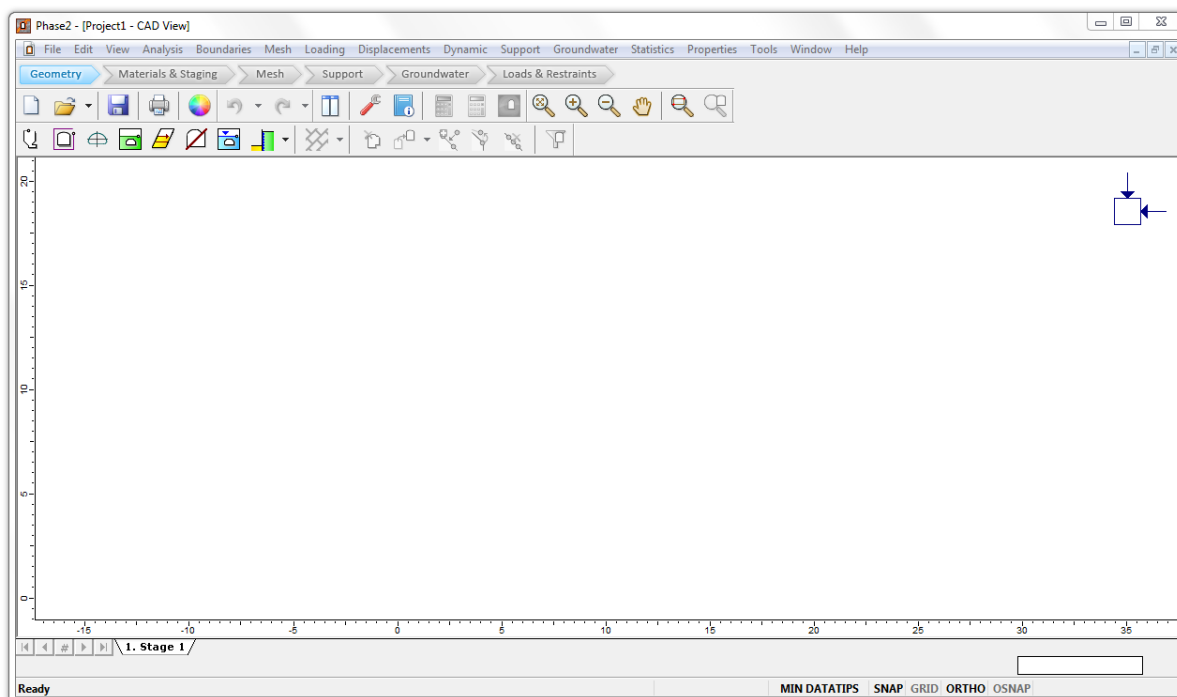
Ved bruk av numeriske beregningsmetoder kan spenninger og deformasjoner rundt berganlegg regnes ut. Samvirket mellom installert sikring og berget kan også finnes ved bruk av modellene. Kontinuumsmodeller og diskontinuumsmodeller er de to hovedgruppene numeriske modeller som eksisterer. Kontinuumsmodeller betrakter hovedsakelig bergmassen som et kontinuerlig medium der effekten av sprekker kun i begrenset grad kan inkluderes. *Endelig elementmetoden (FEM)*, *endelig differanse-metoden (FDM)* og *grenseelementmetoden (BEM)* er eksempler på slike modeller. I diskontinuumsmodeller beskrives bergmassen som en koplet modell, der det er en modell for intakt berg og en for diskontinuitetene. Bevegelser i berget beskrives med deformasjonsmekanismer for glidning langs sprekkeplan, separasjon og rotasjon. *Blokkelementmetoden* er et eksempel på en slik modell. Uansett hvilken model som benyttes er kvaliteten på resultatene avhengig av riktigheten til inngangsparametrene (Myrvang, 2001).

Ved bruk av numerisk analyse er det viktig å være klar over at numeriske modeller har flere svakheter. Dersom en numerisk analyse ikke er korrekt utført kan det å fatte beslut-

ninger på bakgrunn av analysen være direkte farlig. Det er derfor viktig å sammenligne resultatene fra en slik analyse med analytiske metoder samt erfaringer fra lignende prosjekter (Trinh og Holmøy, 2012).

## 8.1 $RS^2$

I denne oppgaven er det valgt å bruke programmet  $RS^2$  (tidligere kalt  $Phase^2$  9.0), for den numeriske modelleringen.  $RS^2$  er et todimensjonalt FEM-modellprogram som er svært mye brukt innenfor bergmekanikk. Programmet er elastisk-plastisk og ble utviklet for å vurdere spenninger, deformasjoner og dimensjonering av sikring i under- og overflateanlegg i løsmasser og berg. Det er en differensialmetode der berggrunnen i modellen betraktes som et kontinuerlig medium. Ved oppsett av modellen defineres det et gitt område (domene) som skal modelleres. Området i modellen må være så stort at bergrommet som modelleres innenfor området ikke influeres av ytterbegrensningene til domenet, kalt randeffekter. Domenet blir delt opp i et endelig antall elementer, der hvert element er knyttet sammen gjennom noder. Ved oppsetting av modellen må geometri, randbetingelser av domeet, inngangsparametre og situasjonen ved start defineres (Rocscience, 2017). Figur 8.1 viser oppsettet til programmet.



Figur 8.1: Numerisk modellering i programmet  $RS^2$ .

Programmet er valgt fordi det er et brukervennlig program som er mye brukt innen ingeniørgeologi og bergmekanikk. En av fordelene ved programvaren er at samvirket mellom bergmassen og sikring kan undersøkes fordi forskjellige sikringstiltak som bol-

ter, sprøytbetong og betongutstøpning kan modelleres (Rocscience, 2017). For ytterligere informasjon om  $RS^2$  vises det til Rocscience sin hjemmeside.

## 8.2 Inngangsparmetre

Verdien av resultatet i numerisk analyse vil være avhengig av riktigheten til material-egenskapene beregningene baseres på. Dette gjelder uansett hvor riktig modellen er geometrisk sett, samt hvor omfattende beregningsprogrammet er. Den kvantitative beskrivelsen av (ofte det meget kompliserte) materialet som bergmassen representerer setter ofte grenser for hvor godt spenningsfordeling og deformasjoner kan beregnes (Nilsen og Broch, 2012). Det er derfor kvaliteten på inngangsparmetrene som er helt avgjørende i en numerisk analyse for at analysen blir bra. Myrvang (2001) setter de viktigste inngangsparmetrene i numerisk analyse til å være:

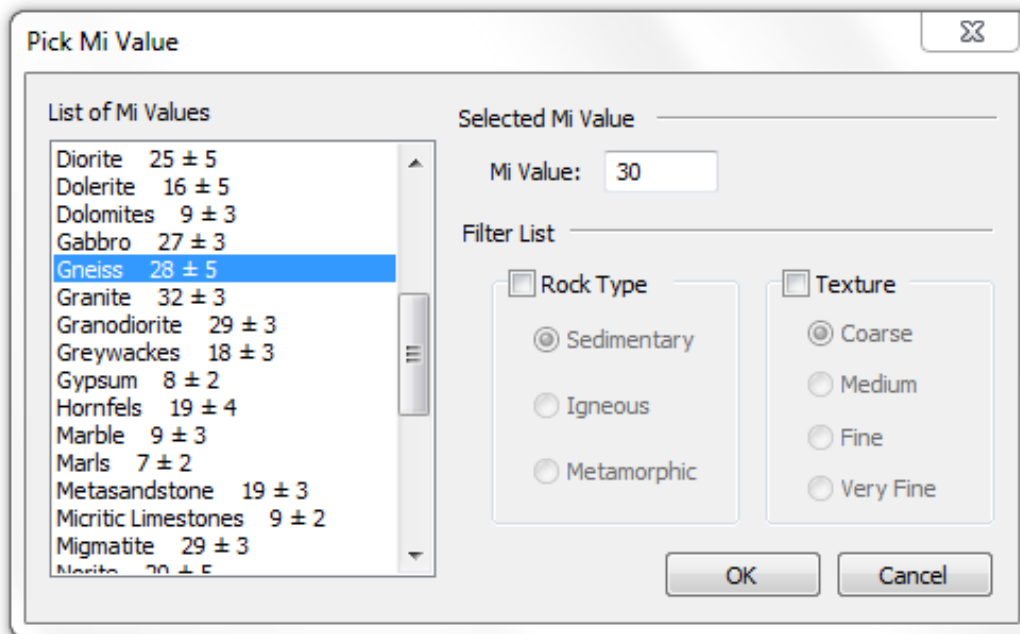
- In situ bergspenninger
- Deformasjonegenskaper- konstitutive lover (E-modul)
- Styrkeegenskaper- bruddkriterier
- Oppsprekningsgrad- sprekkeegenskaper (spesielt ved diskontinuerlige modeller)

I denne oppgaven er de benyttede inngangsparmetrene basert på resultater fra laboratorietestene, programmet RocData, i tillegg til ulike antagelser forklart underveis. Programvaren *RocData* brukes til å bestemme bergmassens styrkeegenskaper basert på et valgt bruddkriterie. Det er i denne oppgaven valgt å bruke det generaliserte Hoek-Brown kriteriet. RocData har en funksjon hvor man ut fra tabeller kan anslå en tilnærmet verdi for inngangsparmetre. Det er kun for utvelgelse av Hoek-Brown konstanten  $m_i$  og forstyrrelsesfaktoren  $D$  at tabellene i RocData ble brukt, ettersom de andre parametre har blitt funnet ved befaring eller laboratorietester. Basert på inngangsparmetrene enaksial trykkfasthet,  $GSI$ , materialkonstanten for intakt berg ( $m_i$ ) samt forstyrrelsesfaktoren  $D$ , får man ut bergmasseparametrene  $m_b$ ,  $s$  og  $a$ . I tillegg beregnes E-modulen for bergmassen  $E_{rm}$ . De fire verdiene er alle inngangsparmetre som behøves for å gjøre analysen i  $RS^2$ . Det er kun de parametrene som ikke har blitt diskutert tidligere i oppgaven som vil forklares i dette kapitlet.

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

Hoek-Brown konstanten,  $m_i$ , kan bestemmes ved triaksial testing i laboratoriet eller ved hjelp av estimator for verdien (Hoek og Brown, 1997). I denne oppgaven var det ikke anledning til å finne verdien eksakt ved triaksial forsøk i laboratoriet. Verdien for  $m_i$  ble derfor bestemt ut fra tabellen i RocData som er basert på erfaringsdata. Figur 8.2 viser tabellen fra RocData der  $m_i$  verdien kan velges ut fra den aktuelle bergarten. I Fløen er bergarten kartlagt å være mylonittgneis, for det meste granittisk. Tabellen i RocData

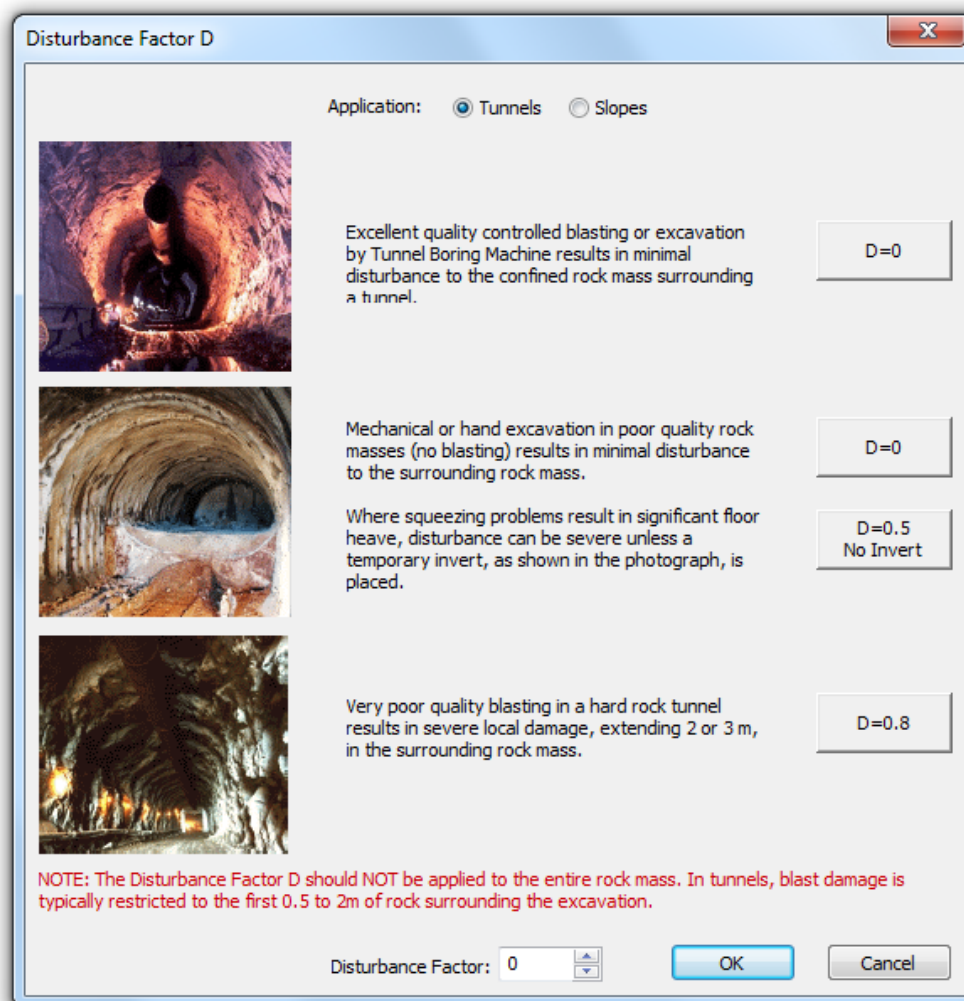
oppgi verdien for gneis til  $28 \pm 5$ . Etersom gneisen er granittisk, antas det at verdien ligger et sted mellom verdien for gneis og granitt. Gjennomsnittsverdien for granitt i tabellen er gitt som  $32 \pm 3$ .  $m_i$ -verdien for mylonittgneisen antas å være 30, ettersom det ligger mellom verdien for granitt og gneis.



Figur 8.2: Tabell i RocData for utvelgelse av  $m_i$ .

### 8.2.2 Forstyrrelsesfaktor ( $D$ )

I RockData er det mulig å legge inn forstyrrelsesfaktor rundt en tunnelåpning avhengig om tunnelen er drevet konvensjonelt eller med TBM. I figur 8.3 vises tabellen for bestemmelse av forstyrrelsesfaktoren i RocData. For fullprofilborede tunneler oppgis forstyrrelsesfaktoren til å være  $D=0$ . Etersom nye Ulriken tunnel fullprofilbores, settes  $D$  derfor lik null rundt tunnelåpningen til TBM tunnelen. Eksisterende Ulriken tunnel ble drevet konvensjonelt på 60-tallet og vil på grunn av spregning ha en høyere forstyrrelsesfaktor enn TBM-tunnelen. I følge Tjelmeland (2017) ble tunnelen forsiktig sprenget den første strekningen fra Fløen og innover i tunnelen. Det antas derfor at forstyrrelsesfaktoren rundt eksisterende tunnel har en verdi på 0,2. For å få med effekten spregningsskadene har på forholdene rundt tunnelåpningen til eksisterende tunnel er skadesonen lagt inn i modellen. Størrelsen på skadesonen er vanskelig å beregne ettersom det avhenger av hvor skånsomt det er sprenget. I samtale med veileder ble det valgt å legge inn en skadesone på 1 m i modellen.



Figur 8.3: Tabell for forstyrrelsesfaktor i RocData.

### 8.2.3 Elastisitetsmodul ( $E_i$ )

I laboratoriet ble det ut i fra spennings-tøyningskurvene for borprøvene beregnet E-modul for hver av de fire kjernene. På bakgrunn av målingene ble gjennomsnittet regnet ut og oppført i tabell 6.1. Etersom E-modulen til intakte bergartsprøver i følge Hoek og Brown (1997) er høyere enn hva som er tilfellet for bergmassen i felt, blir  $E_i$  skalert ned av RocData. Ved å legge inn E-modulen til den intakte bergmassen fått fra laboratorieforsøket, beregnet RocData E-modulen for bergmassen,  $E_{rm}$ , til å være 43,14 GPa.

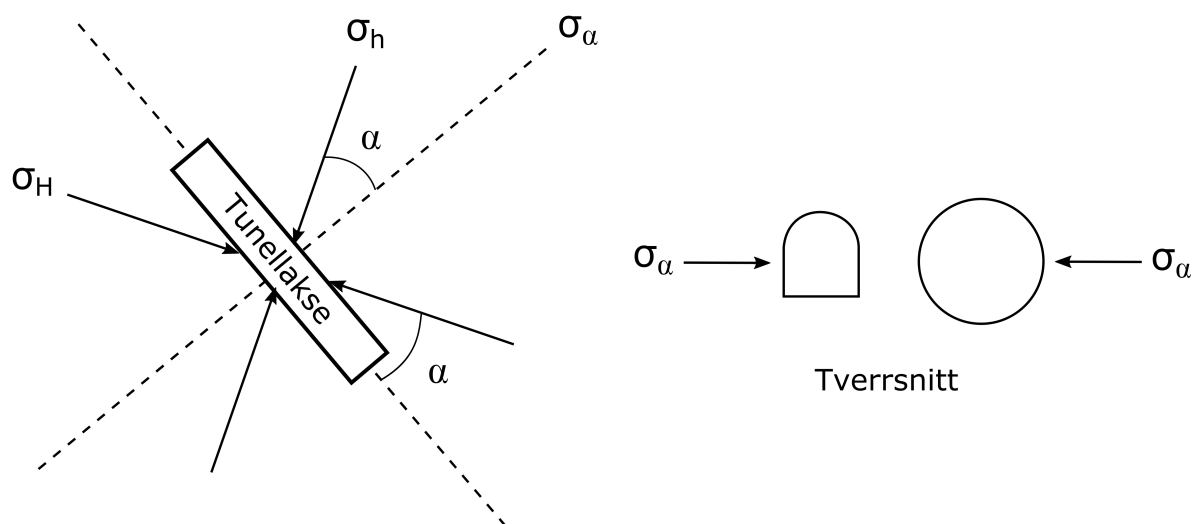
### 8.2.4 Dilatans-parameteren

Dilatans er et mål på volumutvidelsen som forekommer dersom et materiale blir delt. For Hoek-Brown materialer defineres dilatans som en dimensjonsløs parameter som generelt varierer fra null til  $m_b$ . Dilatans-parameteren kan bli definert for Hoek-Brown dersom

materialtypen er plastisk. Myke bergarter har vanligvis lav dilatans, mens harde bergarter har høy dilatans. Ved estimering av dilatans-parameteren er det et godt utgangspunkt å anta at dilatasjonen er  $0,333m_b$  for myke bergarter og  $0,666m_b$  for harde bergarter (Rocscience, 2017). I diskusjon med veileder ble det valgt å bruke en dilatans-parameter på  $0,666m_b$ , ettersom mylonittgneis er en forholdsvis sterk bergart.

### 8.2.5 Bergspenninger i modellplanet

Ettersom  $RS^2$  er et to-dimensjonalt program, må horisontalspenningene funnet i kapittel 4.7 dekomponeres slik at de virker vinkelrett på og parallelt med modellen. Gjennomsnittsretningen på største horisontalspenning i Bergensområdet ble funnet til å være N110°Ø, der minste horisontalspenning står vinkelrett på denne. Det er i denne oppgaven antatt at dette er orienteringen til horisontalspenningene ved Fløen. Orienteringen til Ulriken tunnel er N138°Ø ved Fløen. Den numeriske modellen vil bli laget vinkelrett på tunnelaksen, se figur 8.4. Dette fører til at horisontalspenningene må dekomponeres i en kraft som virker inn i planet og en ut av planet.



Figur 8.4: Illustrasjon av dekomponering av hovedspenningene.

De dekomponerte kreftene er regnet ut som vist i følgende formel:

$$\sigma_{in} = \sigma_H \cos \alpha + \sigma_h \sin \alpha \quad (8.1)$$

$$\sigma_{ut} = \sigma_H \sin \alpha + \sigma_h \cos \alpha \quad (8.2)$$

Spenningene som virker i planet til den numeriske modellen er oppgitt i tabell 8.1.

Tabell 8.1: Spenningene som virker i modellplanet i  $RS^2$ .

Overdekning	$\sigma_v$ [MPa]	$\sigma_H$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]
19 m	0,47	1,05	0,85

### 8.2.6 Residualparametre

Ettersom det er ønskelig at modellen skal kunne simulere brudd i bergstabben, er det benyttet en plastisk modell for den numeriske analysen. Elastiske modeller er i følge Rocscience (2017) ikke egnet til å simulere brudd og derfor ikke valgt. Parametrene  $m_b$ ,  $s_r$  og  $a$  reduseres etter eventuelle brudd for å simulere elastisk-sprø-plastisk brudd i  $RS^2$ . De tre parametrene kalles residualparametre, og er avhengig av residualverdien til GSI. Forholdet mellom  $GSI_r$  og  $GSI$  varierer i følge Trinh (2017) mellom 0,5 og 0,67, der 0,5 er gjeldende for høye GSI verdier og 0,67 for lave. For bestemmelse av residualparameterne  $m_b$ ,  $s_r$  og  $a$  er det brukt følgende formler (Cai mfl., 2007):

$$m_r = m_i \exp\left(\frac{GSI_r - 100}{28}\right) \quad (8.3)$$

$$s_r = \exp\left(\frac{GSI_r - 100}{9}\right) \quad (8.4)$$

$$a = 0,5 + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI_r}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (8.5)$$

Ettersom bergarten mylonittgneis har en høy styrke er  $GSI_r$  valgt til å være  $0,5 \cdot GSI$  etter anbefaling fra Trinh (2017). En oversikt over residualparametrene brukt i  $RS^2$  er gitt i tabell 8.2.

Tabell 8.2: Residualparametre i  $RS^2$  for mylonittgneisen.

Residualparameter	Mylonittgneis
$GSI_r$	37,5
$m_r$	3,22
$s_r$	0,0009
$a_r$	0,5

### 8.2.7 Oversiktstabell over inngangsparametre

Inngangsparametrene lagt inn i RocData og  $RS^2$  er oppgitt i tabell 8.3. Basert på de fem øverste verdiene i tabellen regner RocDala ut de følgende fire parametrene som skal brukes i  $RS^2$ .

Tabell 8.3: Fullstendig oversikt over inngangsparametre til RocData og RS<sup>2</sup> for modellen det er tatt utgangspunkt i.

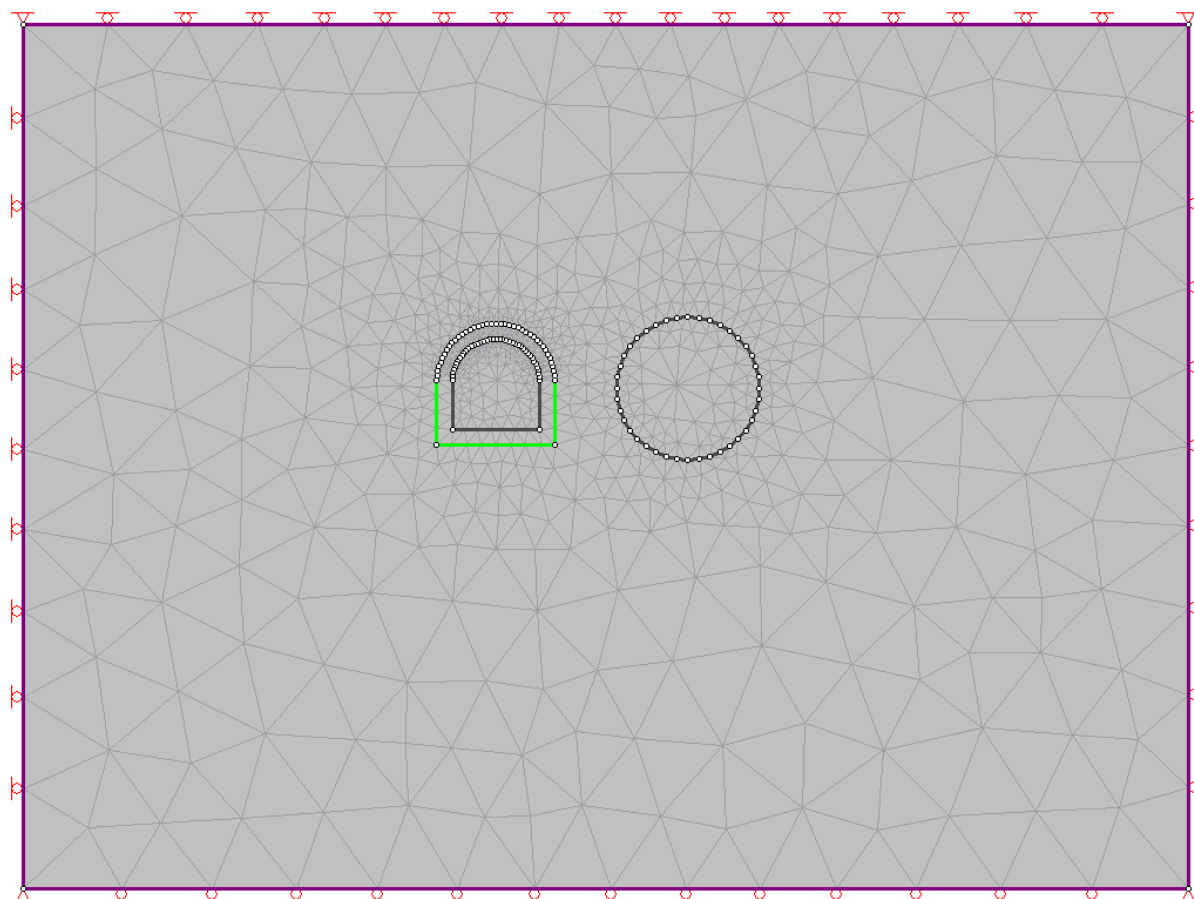
Inngangsparameter	Verdi bergmassen	Verdi skadesone	Utregnet fra
GSI	75	75	Felt
$\sigma_{ci}$	241 [MPa]	241 [MPa]	Laboratoriet
$E_i$	52,84 [GPa]	52,84 [GPa]	Laboratoriet
$m_i$	30	30	Tabell i RocData
D	0	0.2	Tabell i RocData
$E_{rm}$	43,14 [GPa]	36,65 [GPa]	RocData
$m_b$	12,285	11,124	RocData
$s$	0,062	0,051	RocData
$a$	0,501	0,501	RocData
$m_r$	3,22	3,22	Formel 8.3
$s_r$	0,0009	0,0009	Formel 8.4
$a_r$	0,500	0,500	Formel 8.5
Dilatans	8,18	7,41	Formel 8.3
$\sigma_H$	1,05 [MPa]	1,05 [MPa]	Estimert
$\sigma_h$	0,85 [MPa]	0,85 [MPa]	Estimert
$\sigma_v$	0,47 [MPa]	0,47 [MPa]	Estimert

Som følge av de nødvendige antagelsene gjort for inngangsparametrene foreligger det en del usikkerheter i analysen. Modellen ansees likevel å være et nyttig verktøy for å undersøke spenningsforholdene og deformasjonene i de potensielt utfordrende partiene i bergstabben.

### 8.3 Etablering av modell

I den numeriske modellen er eksisterende og nye Ulriken tunnel lagt inn i et 2D plan. Modellen er illustrert i figur 8.5, der eksisterende tunnel befinner seg til venstre, mens den sirkulære tunnelåpningen til høyre er nye Ulriken tunnel. Den grønne sonen rundt eksisterende tunnel illustrerer skadesonen på 1 m som er lagt inn. For å unngå endeffekter er det valgt et domene som en boks med ekspansjonsfaktor på 3 i forhold til det utdrevne arealet, der begge tunnelene er tatt hensyn til. Dette gjelder ikke for overdekningen, ettersom den kun er 19 m over TBM-tunnelen. I modellen ble det valgt å ha et gradert nett, og standardinstillingene som ligger inne i programmet ble beholdt. Standardinstillingene vil i de fleste tilfellene lage et passende gradert nett for den numeriske modellen (Rocscience, 2017). Blant instillingene er *Graduation factor* med en verdi på 0,1 samt triangelementer med tre noder.





Figur 8.5: Modell i  $RS^2$  med oppsett av nodene og størrelsen på dometet illustrert.

I mailkorrespondanse med Tjelmeland (2017) kom det frem at det er lite sikring i den første delen av eksisterende tunnel ved Fløen. Det velges derfor å ikke legge inn noe sikring i modellen. I delkapittel 4.7.2 ble det antatt at hovedspenningen har en vinkel på  $45^\circ$  ettersom påhugget ligger ved foten av et fjell. Snittet av tunnelene som er lagt inn i  $RS^2$  er lagt vinkelrett på tunnelaksen. Modellen står da skrått på spenningene og horisontalspenningene er derfor ikke lagt inn med en vinkel i modellen.

På grunn av en spenningssituasjon der de horisontale spenningene dominerer, er konstant felt spenninger valgt for modelleringen. For nøyaktighetsnivået i denne analysen, vil det være akseptabelt.

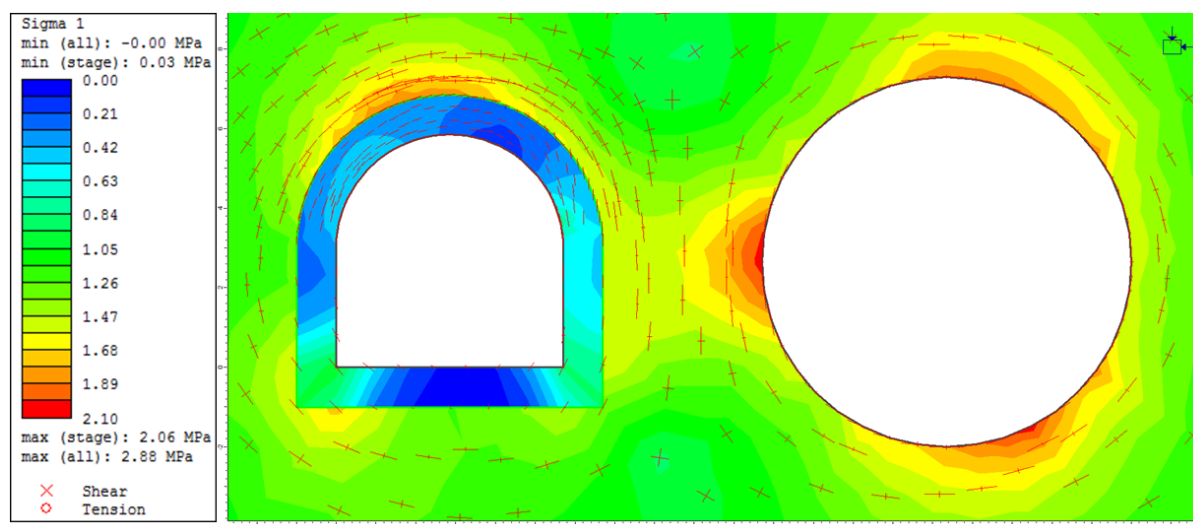
## 8.4 Resultater fra numerisk analyse

Ettersom mange av inngangsparametrene i den numeriske analysen er usikre, er det valgt å gjennomføre parameterstudier. Det er gjort for å undersøke parametrenes påvirkning på stabiliteten i stabben. I samtale med veileder ble det valgt å gjennomføre parameterstudie for grippertrykket til TBMen, horisontalspenningene, GSI-verdien til bergmassen og E-modul. Hvordan de forskjellige parametrene er variert blir forklart underveis i oppgaven. Det er tatt utgangspunkt i modellen vist i figur 8.5 og fullstendig oversikt over inngangsparametrene er gitt i tabell 8.3.

### 8.4.1 Grippertrykk

Grippertrykket fra TBMen kan kjøres på tre ulike nivå: lav, normal og maks. For å se hvor mye grippertrykket påvirker deformasjonen i stabben vil grippertrykket endres til de tre forskjellige trykkene. I  $RS^2$  er det mulig å sjekke *yielded elements* i bergmassen, heretter omtalt i oppgaven som bruddelement. For alle figurene vises størrelsesforholdet mellom største horisontalspenning og vertikalspenningen opppe i høyre hjørne.

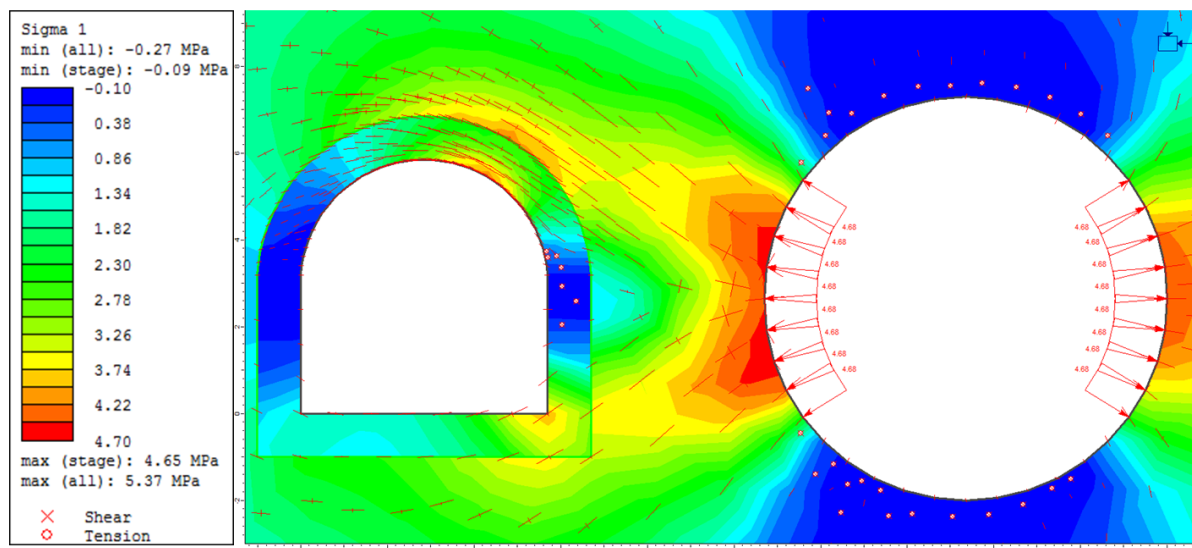
**Uten trykk fra gripperne:** For å ha en referanse ble den numeriske modellen først kjørt uten last på berget fra TB Mens gripperne. Figur 8.6 viser spenningene som oppstår rundt tunnelene uten grippertrykk. Spenningene er relativt moderate, uten store områder med spenningskonsentrasjon eller spenningsavlastning. Deformasjonene i stabben er ubetydelige og ingen noder i modellen viser bruddutvikling.



Figur 8.6: Største hovedspenning uten grippertrykk. Kryssymbolene viser hovedspennings orientering i planet.

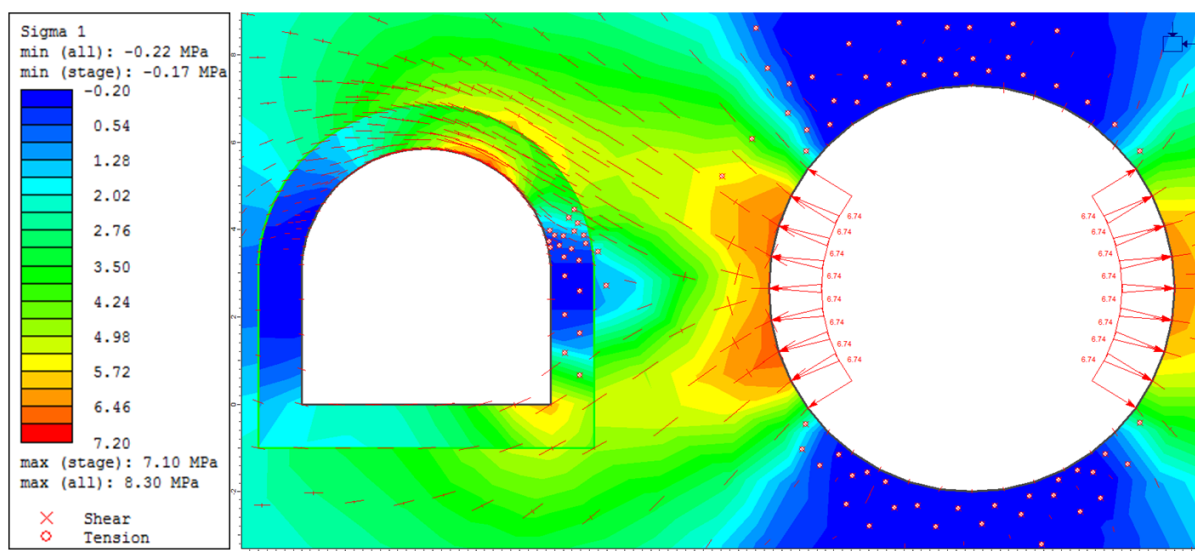
**Ved kjøring på lavt grippertrykk:** Grippertrykket er modellert som trykkvektorer på 4,68 MPa som virker normalt på bergflaten på begge sider av tunnelen, vist i figur 8.7. Bergspenningene er størst i berget ved gripperne som vender mot bergstabben (opp til

ca. 4,7 MPa) og lavest i TBM tunnelens heng og såle. I bergstabben mellom tunnelene er spenningene størst nærmest TBM-tunnelen, med lave spenninger i veggene mot eksisterende tunnel. Deformasjonen i bergstabben er opp mot 0,9 mm ved gripperne og minker noe innover mot eksisterende tunnel. I modellen er det bruddelementer i TBM-tunnelens heng og såle samt øverst i veggene i eksisterende tunnel.



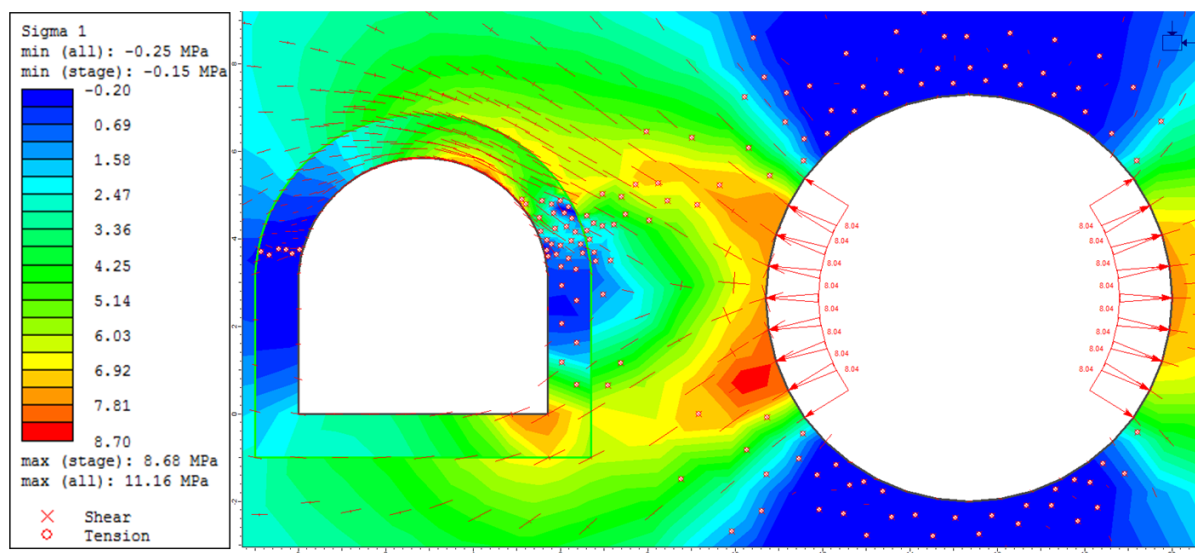
Figur 8.7: Største hovedspenning med lavt grippertrykk. Totalt 34 bruddelementer.

**Ved kjøring på normalt grippertrykk:** Trykket fra gripperen utgjør ved normal drift 6,74 MPa. Bergspenningsomlagringen er tilsvarende som for kjøring med lavt grippertrykk. Den økte belastningen i forhold til lavt grippertrykk fører imidlertid til høyere og lavere spenninger i områder med henholdsvis spenningskonsentrasjon og spenningsavlastning. Spenningskonsentrasjonen er høyest i bergstabben mot TBM-tunnelen, med en toppverdi på 7,1 MPa, se figur 8.8. I TBM-tunnelen vil heng og såle over store områder tilnærmet være helt avspennt. Den totale deformasjonen i stabben er 1,4 mm inn mot eksisterende tunnel. Bruddutviklingen har mye det samme mønsteret som for kjøring ved lavt grippertrykk, men i noe større utstrekning. Det venstre vederlaget i eksisterende tunnel viser økt belastning og bruddutvikling.



Figur 8.8: Største hovedspenning med normalt grippertrykk. Totalt 86 bruddelement.

**Ved kjøring på maksimalt grippertrykk:** Med et grippertrykk på 8,04 MPa er bergspenningsomlagringen også her omtrentlig tilsvarende som for de to forrige modellene, men med høyere og lavere verdier i områder med henholdsvis spenningskonsentrasjon og spenningsavlastning. Høyeste spenning opptrer i nederst i bergstabben mot TBM-tunnelen med en toppverdi på 8,7 MPa, se figur 8.9. Heng og såle i TBM-tunnelen vil være tilnærmet helt avspennt. Deformasjonen i stabben er opp mot 1,9 mm ved gripperne og minker noe inn mot eksisterende tunnel. Bruddutvikling inntreffer i samme mønster som for de to forrige modellene, men i noe større utstrekning.



Figur 8.9: Største hovedspenning med normalt grippertrykk. Totalt 146 bruddelement.

En oppsummering av resultatene fra parameterstudiet med de ulike grippertrykkene er vist i tabell 8.4.

Tabell 8.4: Deformasjon i bergstabben ved de fire ulike situasjonene.

Drift	Trykk [MPa]	Bruddelement	Deformasjon i stabben [mm]
Uten grippertrykk	0	0	Ubetydelige
Redusert	4,68	34	0,9
Normal	6,74	86	1,4
Maksimal	8,04	146	1,9

Tabell 8.4 viser hvordan deformasjonen i bergstabben øker med økende gripperlast. Ettersom deformasjonen i bergstabben er minst ved 4,68 MPa grippertrykk, er det valgt å gjennomføre de resterende parameterstudiene med *lavt grippertrykk*.

### 8.4.2 Horisontalspenningens innvirkning

De antatte horisontalspenningene er basert anbefaling fra veileder. Ettersom det er usikkert hvor riktig denne antagelsen er for spenningssituasjonen for Fløen er det valgt å gjennomføre parameterstudie for å se hvor mye stabiliteten endrer seg ved ulike spenninger. Det er kun horisontalspenningene som bli endret ettersom det antas at de er mer usikre enn vertikalspenningen. For å få frem hvordan endringen av horisontalspenningene påvirker stabiliteten av stabben er det valgt å endre disse i fem ulike spenningssituasjoner, som vist i tabell 8.5.

Tabell 8.5: Maksimalverdien til  $\sigma_1$ , bruddelement og total deformasjon i stabben ved variasjon av horisontalspenningene.

Forhold	$\sigma_H$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_v$ [MPa]	$\sigma_1$ [MPa]	Bruddelement	Deformasjon [mm]
0,5×estimert	0,53	0,43	0,47	5,3	74	1,0
Estimert	1,05	0,85	0,47	4,6	34	0,9
1,5×estimert	1,58	1,28	0,47	5,0	16	0,8
2×estimert	2,1	1,7	0,47	5,6	1	0,7
3×estimert	3,15	2,55	0,47	7,5	0	0,8

Fra tabell 8.5 kan man se at deformasjonen i stabben minker forholdsvis lite ved økende horisontalspenninger.

### 8.4.3 GSI-verdiens innvirkning

Ettersom den antatte GSI-verdien brukt så langt i oppgaven er kartlagt i påhugget, er det godt mulig at verdien varierer innover i tunnelen. Det kan derfor være nyttig å se hvordan GSI-verdien påvirker forholdene i bergstabben. I diskusjon med veileder

ble det valgt å legge inn tre ulike GSI-verdier for å analysere virkningen den har på deformasjonen i stabben. Ved å forandre GSI endres  $E_{rm}$ , bergartsparametrene  $m_b$ ,  $s$  og  $a$  samt residualparametrene til disse. Vedlegg M oppgir parametrene som ble brukt for tilfellet med en GSI-verdi på 50 og 90. Resultatene fra parameterstudiet vises i tabell 8.6.

Tabell 8.6: Deformasjon og antall bruddelement som har gått i brudd ved varierende GSI-verdier.

GSI-verdi	Bruddelement	Deformasjon [mm]
50	197	2,4
75	35	0,9
90	0	0,7

Tabell 8.6 viser resultatene fra parameterstudiet som viser at deformasjonen minker med økende GSI-verdi.

#### 8.4.4 E-modulens innvirkning

For E-modulen ble det valgt å se på deformasjon i bergstabben ved  $\pm 50$  prosent av verdien funnet i laboratoriet, 52,84 [GPa]. Ved å endre E-modulen må  $E_{rm}$  for bergmassen (B) og skadesonen (S) regnes ut i RocData. Resultatene er ført opp i tabell 8.7.

Tabell 8.7: Deformasjon og antall bruddelement som har gått i brudd ved varierende GSI-verdier.

E-modul	B [MPa]	S [MPa]	Bruddelement	Deformasjon [mm]
0,5×estimert	21568	18327	34	1,7
Estimert	43136	36655	34	0,9
2 × estimert	64704	54982	34	0,6

Ut fra modellen kan det forventes mindre deformasjon ved høyere E-modul.

#### 8.4.5 Med innlagte sprekker

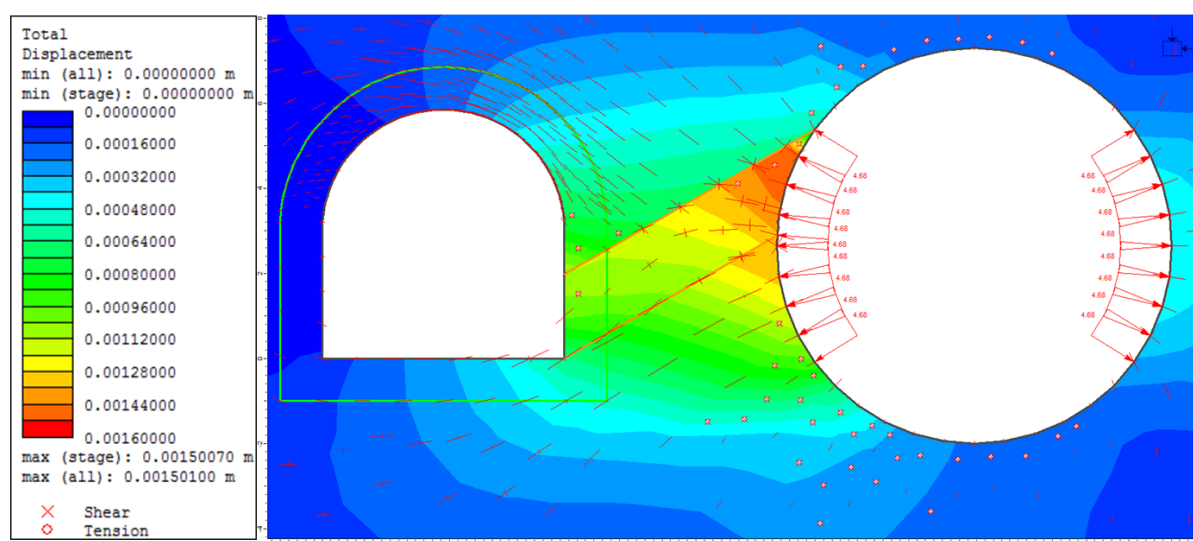
Ettersom parameterstudiene så langt har vist moderat endring i deformasjonene er det valgt å se på effekten av innlagte sprekker i modellen. I modellen er det kun mulig å legge inn foliasjonssprekkene, og ikke de avløsende tverrsprekkene ettersom modellen er laget i 2D. I teorien får man likevel noe som kan trykkes inn. Ved å legge inn sprekker må sprekkenes egenskaper velges i  $RS^2$ . For sprekkenes er Barton-Bandis kriteriet valgt ettersom den er brukt tidligere i oppgaven og parametrene er funnet i felt og laboratorieundersøkelser. To av egenskapene som må legges til for sprekkenes i  $RS^2$  er normal stivhet

$K_n$  og skjærstivhet  $K_s$ . I mailkorrespondanse med Nilsen og Li (2017) kom det frem at formelverket ikke ble riktig å bruke for den massive bergarten som gjelder ved Fløen.  $K_n$  og  $K_s$  bør kobles mot sprekkeflatene, og laboratoriemålinger på dette kan i prinsippet utføres. Etersom det ikke ble tid til å finne parametrene i lab ble det valgt å basere verdiene på litteraturredata. De to parametrene ble valgt på grunnlag av parametrene funnet for sprekker i tilsvarende bergartstype. Basert på verdier fra Sandøy, Oppikofer og Nilsen (2016) som hadde estimert verdiene for gneis, ble  $K_n$  antatt å ha en verdi på 5000 MPa/m og  $K_s$  ble antatt å ha en verdi på 2000 MPa/m.

Tabell 8.8: Sprekke egenskaper for Barton-Bandis kriteriet.

Parameter	Verdi	Fra
JCS	234 [MPa]	Felt
JRC	11	Felt
Residual friksjonsvinkel	25°	Laboratorieundersøkelse
Normal stivhet, $K_n$	5000 [MPa/m]	(Sandøy, Oppikofer og Nilsen, 2016)
Skjærstivhet, $K_s$	2000 [MPa/m]	(Sandøy, Oppikofer og Nilsen, 2016)

**To sprekker i stabben:** Det ble først valgt å se på deformasjonen i stabben ved å legge inn en sprekke i øvre og nedre del av bergstabben.

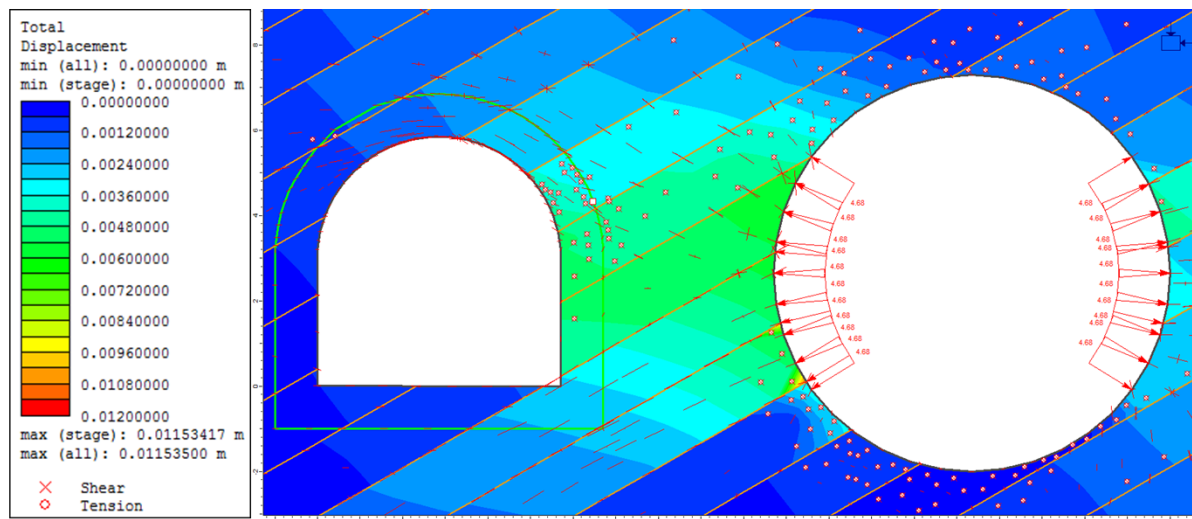


Figur 8.10: Deformasjon med to innlagte sprekker i bergstabben. Totalt 44 bruddelement.

Ved å legge inn to sprekker i stabben som avgrensner en bergblokk førte det til en total deformasjon på 1,5 mm.

**Nettverk av sprekker:** Ved å studere figur 5.1 er det mulig å se at det eksisterer et nettverk av forholdsvis gjennomsettende foliasjonssprekker ved Fløen. Sprekkeene er forholdsvis gjennomsettende ettersom lengden på sprekkeene er mye større enn tykkelsen på stabben. Avstanden mellom sprekkeene varierer i stor grad, men i modellen er det

valgt å legge inn avstanden på den sprekken som ser ut til å gå gjennom bergstabben. Den foliasjonssprekken som ser ut til å gå gjennom stabben, ble estimert til å ha en tykkelse på omtrent 1,5 m. For å se hva som vil skje i verste tilfelle ble det derfor valgt å legge inn et nettverk med foliasjonssprekker i modellen med 1,5 m avstand.



Figur 8.11: Deformasjon i bergstabben med et gjennomgående nettverk av foliasjonssprekker. Totalt 163 bruddelement.

Som det er mulig å lese av tabellen i figur 8.11 er den totale deformasjonen i bergstabben her 11,5 mm. For å se hvilken effekt grippertrykket hadde i denne situasjonen ble det valgt å legge inn normalt og maks grippertrykk i modellen.

Tabell 8.9: Bruddelement i stabben med ulik grad av sprekker.

Grippertrykk:	Lavt	Normalt	Maks
Uten innlagt sprekker	34	86	144
To sprekker	44	117	167
Nettverk av sprekker	163	239	291

Tabell 8.10: Deformasjon i stabben med ulik grad av sprekker.

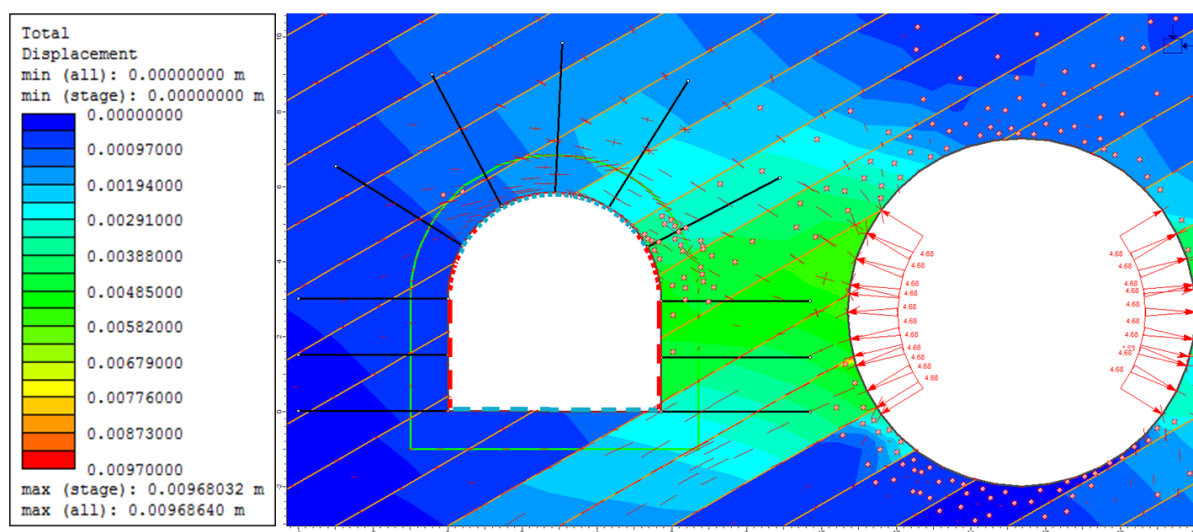
Grippertrykk:	Lavt	Normalt	Maks
Uten innlagt sprekker	0,9 mm	1,4 mm	1,9 mm
To sprekker	1,5 mm	2,5 mm	3,1 mm
Nettverk av sprekker	11,5 mm	16,9 mm	21,5 mm

Tabell 8.9 og 8.10 viser en oppsummering og sammenligning av bruddelement samt deformasjon i stabben ved ulike sprekkeforhold og gripperlaster.



### 8.4.6 Installering av sikring

Ettersom deformasjonen i bergstabben ble 11,5 mm med et nettverk av foliasjonssprekker ble det valgt å legge inn sikring i eksisterende tunnel for denne modellen. Dette var for å beregne hva slags effekt en sikring ville hatt i tunnelen. Q-verdien ble i felt funnet til å være fra 2 til 8. For dette tilfellet er det valgt å basere sikringen på den laveste Q-verdien. For å regne ut sikringen er vedlegg N benyttet. Spennvidden av eksisterende tunnel er 5,7 m. Ettersom nye Ulriken tunnel er en viktig tunnel som skal ha lang levetid ble ESR valgt til å ha en verdi på 0,5. Ved å legge inn verdiene havner tunnelen i sikringskategori *Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 6-9 cm*. Boltene er lagt inn i modellen med en lengde på 4 m.



Figur 8.12: Deformasjon i bergstabben med sikring i eksisterende tunnel.

Resultatene fra den innlagte sikringen i eksisterende tunnel er vist i tabell 8.11.

Tabell 8.11: Effekt av innlagt sikring.

	Bruddelement	Deformasjon	Brudd i sprøytebetong	Brudd i bolt
Uten sikring	163	11,5 mm	-	-
Sprøytebetong	161	9,7 mm	22	-
Sprøytebetong og bolter	163	9,7 mm	22	0

Installering av sikring viser i den numeriske modellen liten endring i deformasjon i bergstabben. Sikring antas derfor å ikke være nødvendig ettersom den ikke gir noe særlig effekt ettersom deformasjonene er såpass små.

## Diskusjon av beregningsresultatene

### 9.1 Resultater fra likevektsanalyse

Resultatene fra likevektsanalysen er vist i figur 7.4, der sikkerhetsfaktoren for blokkutpressing ble plottet mot tre forskjellige horisontalspenninger. Sikkerhetsfaktoren går fra et minimum på 0,8 til et maksimum på 3,1. Som tidligere nevnt må sikkerhetsfaktoren være 1,0 og helst over 1,5 for at det skal være sikkert.

I likevektsanalysen ble det gjort en god del forenklinger og antagelser, spesielt for sprekkeplanene som definerer blokken. Beregningen forutsetter utpressing av en idealisert blokk med fire helt gjennomsettende sprekkeplaner som antas å bli trykt inn på samme tid som et regelmessig prisme, på størrelse med gripperen. I realiteten er antagelsene svært usannsynlige og er tilfellet. Dersom antagelsene mot formodning skulle være tilfellet i bergstammen, gir utregningen en indikasjon på sikkerhetsfaktoren. Resultatet vurderes å gi en tilfredsstillende grad av sikkerhet mot utpressing på bakgrunn av de konservative inngangsparameterne. For at forutsetningene for regnestykket blir helt forandret, er det nok at kun en av antagelsene ikke stemmer, som at en av de fire sprekkeplanene ikke er helt gjennomgående, har en mer kompleks geometri eller at de ikke er parallelle med hverandre. Dersom sprekkeplanene vinkler mot hverandre ville det resultere i en forkiling av blokken og stabilisere ved fare for utpressing. Det er kun under de mest pessimistiske forutsetningene at alle sprekkeplanene er helt gjennomsettende og at de ikke gir en forkiling. På bakgrunn av antagelsene indikerer resultatene at likevektsberegningen er mye på den sikre siden.

Resultatet fra likevektsanalysen indikerer at horisontalspenningen har mye å si for sikkerhetsfaktoren, der minkende horisontalspenning fører til lavere sikkerhetsfaktor. For horisontalspenning lik  $1/2\sigma_v$  er sikkerhetsfaktoren godt under 1,5 for alle grippertrykkene. Det er imidlertid svært sjelden at horisontalspenningen er så lav som halvparten av vertikalspenningen. Vanligvis er den like stor og ofte betydelig større enn vertikalspenningen. Det mest sannsynlige antas derfor at horisontalspenningene iallfall er av samme størrelse som vertikalspenningen ved påhugget. For denne situasjonen er sikkerhetsfaktoren godt over 1,5 ved lavt grippertrykk. Ved antatt horisontalspenning lik  $2\sigma_v$

er sikkerheten god nok for alle grippertrykkene. I følge resultatene vil det være trygt å drive med lavt grippertrykk dersom horisontalspenningene antas å være like stor eller større enn  $\sigma_v$ . Etersom horisontalspenningen ble estimert grunnet manglene data utgjør det en stor usikkerhet i resultatene. For å være på den sikre siden ville det derfor være en fordel med bergspenningsmåling ved Fløen. Da ville en fått horisontalspenninger ved påhugget og eliminert usikkerheten.

Beregningene viser at grippertrykket fra TBMen har stor innvirkning på sikkerhetsfaktoren, ettersom den minker ved økende trykk. Ut fra resultatet vil det være fordelaktig å drive med lavt grippertrykk for å ha god nok sikkerhet. Ved å drive TBMen med redusert gripperlast med antagelsen om at horisontalspenningen er lik  $\sigma_v$ , vil sikkerhetsfaktoren være godt over 1,5. Sannsynligvis vil sikkerhetsfaktoren være en del høyere ettersom  $\sigma_H$  ofte er mye større enn  $\sigma_v$ . Det understrekes samtidig at det eksisterer en usikkerhet for at horisontalspenningen kan være lavere enn det den normalt ville ha vært ved Fløen. I et slikt tilfelle vil sikkerhetsfaktoren reduseres.

Resultatene fra likevektsberegningen virker både fornuftige og lovende. Samtidig illustreres det at problemstillingen for Fløen er en reel problemstilling. Dersom alt skulle gå i ugunstig retning indikerer beregningene at det kan være fare for innpressing. Derimot er det tvilsomt at alle de fire sprekkeflatene skal være helt gjennomgående, med riktig vinkel og på riktig sted i forhold til gripperen. Sannsynligheten er svært lav for at alle antagelsene vil gjelde, men den kan være til stede. Etersom det er kontinuerlig togtrafikk i eksisterende tunnel, ville konsekvensen vært stor dersom det skulle være tilfelle. Dersom en bergblokk skulle bli presset inn i tunnelen med trafikk, er det svært uheldig. Sannsynligheten for at det skal skje er som sagt liten og det vil trolig merkes dersom berget skulle gi etter.

## 9.2 Resultater fra numerisk analyse

Grunnet usikre inngangsparametere i modellen ble det utført parameterstudier i den numeriske analysen. Ved å endre parameterne i forhold til den estimerte eller antatte verdien, ble påvirkningen på stabiliteten i bergstabben indikert. Resultatene fra parameterstudiene er oppsummert i tabeller i kapittel 8.4. Følgende generelle trender ble funnet:

**Grippertrykk:** Modelleringen utført i programmet  $RS^2$  viser en tydelig sammenheng mellom trykk fra gripperen og deformasjon som oppstår i bergstabben. Den induserede spenningsomlagringen fra grippertrykket gir gradvis mer ugunstige spenningsforhold og større deformasjon i stabben ved økende trykk. Deformasjon i stabben er størst ved gripperne og minker noe innover mot eksisterende tunnel. I bergstabben varierer deformasjonen fra 0,9 - 1,9 mm med henholdsvis lavt og maks grippertrykk. I modellen oppstår det en økning i omfanget av bruddutvikling i bergmassen fra lav bruddutvikling ved redusert grippertrykk til forholdsvis utstrakt bruddutvikling ved maksimalt grippertrykk. Til tross for at det ble satt på stort grippertrykk på bergmassen, fordeles trykket utover

i den massive bergmassen utenfor tunnelen. Det har ført til at det er lite av den totale kraften fra gripperne som virker i bergstabben mot eksisterende tunnel.

**Horisontalspenning:** Modellen indikerte at størrelsen på de utvalgte horisontalspenningene som ble analysert hadde lite å si for deformasjonen i stabben. En generell trend er at deformasjonen minker ved økende horisontalspenning. Horisontalspenningen er en av de parametrene med stort usikkerhet ettersom den ikke har blitt basert på målinger. Ettersom innvirkning på stabiliteten viste seg å være lav dersom horisontalspenningen var lavere eller høyere enn antatt, indikerer den numeriske analysen at det ikke er noe stort behov for bergspenningsmålinger

**GSI-verdi:** Ved endring av GSI-verdien indikerer den numeriske analysen at deformasjonen i stabben vil minke noe ved en økende verdi. En GSI-verdi på 50 førte til en deformasjon i stabben på 2,4 mm, noe som er en del mer enn for den estimerte verdien på 75, med 0,9 mm deformasjon. GSI ble estimert i felt og antas være forholdsvis riktig. Dersom den antatte verdien skulle være noe feil for bergstabben i nye Ulriken tunnel ved Fløen, viser resultatene at deformasjonen ikke vil endre seg i betydelig stor grad.

**E-modul:** Den numeriske modellen indikerer at det kan forventes mindre deformasjon i bergstabben ved økende E-modul. Ettersom E-modulen for mylonittgneisen er funnet i laboratoriet antas det at den stemmer godt overens med den faktiske verdien.

Parameterstudiene viste forholdsvis små endringer i deformasjon ved å variere de utvalgte parametrene. Det ble derfor valgt å se på effekten av sprekker og sammenligne deformasjonen i stabben ved ingen, to og et nettverk av sprekker. I modellen ble sprekkeflater lagt inn som gjennomgående sprekkeflater, og på en slik måte at de definerte en blokk som kunne sklidd inn i eksisterende tunnel. Stabilitetsproblemer viste seg å være lite trolig ved ingen og med to sprekker, ettersom deformasjonen ble henholdsvis 0,9 mm og 1,5 mm. Med et nettverk av sprekker ble deformasjonen i stabben betydelig større. At deformasjonen skal bli like stor i virkeligheten er lite trolig ettersom de pessimistiske antagelsene om sprekkeformasjoner er gjort med tanke på et verst tenkelig scenario. Ettersom det er veldig usannsynlig at sprekkeflater er så gjennomsettende, anses det ikke som realistisk at deformasjonen blir noe høyere enn opp mot halvparten av deformasjonen med et nettverk av sprekker. Dette illustrerer litt av problemet med modellering, at rammebetingelsene (inngangsparameterne og selve oppbyggingen av modellen) har mye å si for resultatet. Grunnen til at deformasjonen ikke blir større i tilfellene med en klart avgrenset blokk er antageligvis på grunn av at resultatkraften fra gripperen virker skrått på og peker vekk fra senter av bergstabben. Dette illustreres godt i figur 8.7 til 8.9, som viser hvordan kreftene blir fordelt utover i bergmassen.

Før modellering ble det antatt at bergsikring ville ha en positiv effekt på stabiliteten i stabben. Ettersom deformasjonene i bergstabben var størst ved gripperne og minkende inn mot eksisterende tunnel, viste modellen kun en mindre endring i deformasjon ved installering av sikring. Til tross for at effekten av sikring ikke vises å ha stor effekt i modellen, vil sikring kunne ta opp noe spenning og motvirke deformasjonen samt være med på å binde sammen bergmassen og hindre eventuelle småblokker å rase ned.

Forhold som ikke lar seg modellere kan være avgjørende for bergmassens oppførsel i det aktuelle området. Det understrekes derfor at usikkerheten i denne numeriske modellen er forholdsvis stor.

### 9.3 Sammenstilling av analysene

Resultatene fra likevektsanalysen og den numeriske modelleringen motstrider hverandre når det kommer til innvirkningen av horisontalspenningen. Det er derfor usikkert hvor stor betydning horisontalspenningene har for bergstabben ved Fløen. For å være på den sikre siden ville det derfor vært nyttig å få mer sikker informasjon om spenningene gjennom målinger, ettersom de er viktige inngangsparametere i analysene. Spenningene har betydning for stabiliteten av stabben og ved kjente in situ spenninger blir analysen sikrere og resultatene fra beregningene kan stoles mer på. For innvirkningen av økende grippertrykk, gir begge analysene hovedsakelig likt resultat. Beregningene har indikert at det må forventes synkende sikkerhetsfaktor, økende deformasjon og bruddannelser ved økende trykk fra gripperne.

Til tross for at resultatene om horisontalspenningenes innvirkning er forskjellige, indikerer analysene at det vil være mulig å drive gjennom den smale stabben uten spesielle stabilitetsproblemer, forutsatt lavt grippertrykk.

### 9.4 Behov for tilpasning og bergsikring

Ut ifra resultatene anbefales det i strekningen før gjennomslag ved Fløen å drives forsiktig gjennom bergstabben og med lavt grippertrykk. Bak borhodet på TBMen samt i eksisterende tunnel bør stabben holdes under oppsyn og ved eventuelle observasjoner av sprekk eller riss, stoppe TBMen for vurdering. Dette er spesielt med tanke på at det vil være kontinuerlig togtrafikk i tunnelen som gripperen trykker mot. Om mulig anbefales det å stanse togtrafikk i eksisterende tunnel ved gjennomslag av nye Ulriken tunnel, da utregningene er beheftet med usikkerheter. Ettersom de to analysene gir forskjellig indiksjoner på horisontalspenningens innvirkning anbefaltes det å ta bergspenningsmålinger ved påhugget. Den numeriske analysen indikerte liten effekt av innlagt sikring i eksisterende tunnel. Det anbefales likevel en ingeniørgeologisk vurdering av sikringstiltak underveis i driving.

## Konklusjon og oppfølging under driving

Denne oppgaven har tatt for seg stabilitetsanalyse av bergstabben mellom eksisterende og nye Ulriken tunnel ved Fløen, ettersom stabben er fryktet å kunne bli kritisk smal. Kontinuerlig togtrafikk i eksisterende tunnel gjør at konsekvensene av en eventuell innpressing av bergblokk ved driving, vil være store og svært uheldig. Bergstabbens stabilitet har blitt undersøkt på grunnlag av likevektsanalyse og numerisk analyse i programmet  $RS^2$ . Vurderingene i oppgaven har vært fattet basert på grunnlagsmateriale mottatt fra Bane NOR, ingeniørgeologisk kartlegging, prøveinnsamling og laboratorietester. Resultatene fått på bakgrunn av dette inneholder usikkerheter, spesielt med tanke på inngangsparametrene til analysene, og bør derfor brukes med forsiktighet. Likevektsanalysen og den numeriske analysen har indikert at det vil være mulig å drive tunnelboremaskin gjennom den smale stabben ved Fløen uten spesielle stabilitetsproblemer. Tykkelsen har vist seg å være tilstrekkelig, ettersom kraften fra gripperne har vist seg å fordele seg godt utover i bergmassen. De viktigste funnene i oppgaven er:

- Ettersom resultatene fra likevektsanalysen og den numeriske analysen indikerer ulik påvirkning for horisontalspenningene, anbefales det å foreta bergtrykkmåling ved påhugget i Fløen.
- Det anbefales å drive med lavt grippertrykk gjennom Fløen ettersom likevektsanalysen viser høyest sikkerhetsfaktor ved lavt grippertrykk. Den numeriske analysen indikerer også at det må forventes økende deformasjon samt bruddannelser ved økende grippertrykk.
- Den numeriske analysen viste liten endring i deformasjon ved påføring av sikring i eksisterende tunnel, ettersom deformasjonen var størst i bergmassen nær gripperne. Det anbefales å holde bergstabben under kontinuerlig oppsyn og vurdere sikringstiltak fra begge tunneler.
- Om mulig vil det være fordelaktig å stanse togtrafikk i eksisterende tunnel ved driving gjennom bergstabben til gjennomslag, ettersom analysene inneholder flere usikkerhetsmomenter.

Siden analysene i denne oppgaven er beheftet med en del usikkerhet i inngangsparameterne, vil en endelig vurdering av bergets egenskaper samt sikringsbehov ikke kunne utføres før nye Ulriken tunnel er ferdig drevet og bergstabben er inspisert.

Ved avslutning av masteroppgaven er nye Ulriken tunnel drevet 6,6 av de total 7,8 kilometerne. Under driving gjennom det siste stykket av tunnelen vil det være viktig å overvåke bergets respons på belastningene påført av gripperne. I analyser vil det alltid være en del usikkerheter og fasiten vil kun fremkomme under og etter driving. Det vil være en fordel å kjøre med lavt grippertrykk og ha spesielt nøye kontroll under driving ved å registrere deformasjoner som eventuelt måtte oppstå og om nødvendig stoppe opp for å kontrollere nærmere. Ettersom den numeriske analysen har indikert at deformasjonen vil være størst rundt gripperne, vil det være viktig å se og høre spesielt etter eventuelle riss og sprekkedannelser her. Dersom det blir deformasjon og bevegelse i stabben vil det mest sannsynlig kunne høres, ettersom berget vil gi fra seg lyd ved oppsprekking. Ved mistanke bør TBMen stanses og situasjonen undersøkes nærmere. De ingeniørgeologiske forholdene og eventuelle sikringstiltak i både eksisterende og ny Ulriken tunell bør hele tiden vurderes under drivingen.

# Bibliografi

- [1] S. Askheim. «Bergensfeltet». I: *Store Norske Leksikon*. (2016). <https://snl.no/Bergensfeltet>.
- [2] S. Bandis, A. Lumsden og N. Barton. «Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 18 (1981), s. 1–21.
- [3] BaneNOR. «Tilsendte tegninger på mail fra Bane NOR». I: (2017).
- [4] N. Barton og V. Choubey. «The shear strength of rock joints in theory and practice.» I: *Rock Mechanics* 10 (1977), s. 1–54.
- [5] T. Bieniawski. «Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials.» I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts* 16(2) (1979), s. 137–140.
- [6] B. Buen. «Ulriken tunnel - Notat fra befaring 11.-12. okt.» I: *Dr. Ing. Bjørn Buen As* (2014).
- [7] M. Cai mfl. «Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system.» I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 44 (2007), s. 247–265.
- [8] I. Eikeland. «Brosjyre Arna-Bergen.» I: (2017). <http://www.banenor.no/contentassets/f44b5aeb5bdd425bb4c57d7fa036c86e/brosjyre-arna-bergen-mai-2016.pdf>.
- [9] B. Eske. «Muntlig kommunikasjon». I: (2017).
- [10] H. Fossen og J. Ragnhildstveit. «Berggrunnskart Bergen 1115-1 M 1:50 000». I: *NGU* (2008). <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/>.
- [11] G. Gjæringen. «Mailkorrespondanse». I: (2016).
- [12] G. Grøneng og B. Nilsen. «Procedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation.» I: *Rep. 38. Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU, Trondheim* (2009).
- [13] T. H. Hanssen. «Rock stresses and tectonic activity». I: *Fjellspregningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk. Statoil, Norway* (1998), s. 29.1–29.33.
- [14] A. Hegernæs. «Erfaringer fra Fløyfjellstunnelen i Bergen. Boring av ny Eidsvågtunnel». I: *Fjellspregningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk. Statens vegvesen, Hordaland* (1987).



- [15] A. Hegernæs. «Fullprifilboring av vegtunnel i Bergen.» I: *Fjellspregningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk. Statens vegvesen, Hordaland* (1985).
- [16] E. Hoek. «Practical rock engineering - 2007 Edition.» I: *Hoeks corner. Rocscience Inc.* (2007).
- [17] E. Hoek og E. Brown. «Practical estimates of rock mass strength.» I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34 (1997), s. 1165–1186.
- [18] G. Isachsen. «Mailkorrespondanse». I: (2017).
- [19] ISRM. «Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks». I: *International Journal of Rock Mech, Min. Sci. Geomech* 15(19) (1979), s. 89–97.
- [20] Jernbaneverket. «Hovedplan - Arna - Fløen, Forlenget kryssningsspor Arna, Dobbeltsporstunnel Ulriken.» I: *IUP-OO-A-00435 322* (2009), s. 233–241.
- [21] V. Kveldevik mfl. «Alternative approaches for analyses of a 100,000m<sup>3</sup> rock slide based on Barton-Bandis shear strength criterion.» I: *Landslides* 5 (2008), s. 161–176.
- [22] C. Li. «Bergmekanikk og Geoteknikk, Supplements». I: *Department of Geology and Mineral Resources Engineering, NTNU* (2015).
- [23] C. Li. «Muntlig kommunikasjon». I: (2016).
- [24] P. Marinos, V. Marinos og E. Hoek. «Geological Strength Index (GSI): A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses.» I: *Proceedings International Workshop on Rock Mass Classification for Underground Mining, Mark, Pakalins and Tuchman (editors), Information Circular* (2007), s. 87–94.
- [25] V. Marinos, P. Marinos og E. Hoek. «The geological strength index: applications and limitations.» I: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 64 (2005), s. 55–65.
- [26] A. Myrvang. «Bergmekanikk (kompendium)». I: *Trondheim, Institutt for geologi og bergteknikk* (2001).
- [27] NFF. «Publication no. 11». I: *Norwegian TBM Tunneling, Nff* (1998).
- [28] NGI. «Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsikring.» I: *Norges geotekniske institutt. Oslo* (2015).
- [29] B. Nilsen. «Alternative metoder for stabilitetsanalyse». I: *Fjellspregningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk* (1999), s. 33.1–22.15.
- [30] B. Nilsen. «Muntlig kommunikasjon». I: *Trondheim, Institutt for geologi og bergteknikk* (2016).
- [31] B. Nilsen og E. Broch. «Ingeniørgeologi - Berg grunnkurskompendium». I: *Trondheim, Institutt for geologi og bergteknikk* (2012).
- [32] B. Nilsen og C. Li. «Mailkorrespondanse». I: (2017).
- [33] AS Norconsult. «Stabilitet av bergstappen mot diagonaltunnel i startområde.» I: (2015).
- [34] AS Norconsult. «Ulriken tunnel - Geologisk rapport for detaljplan.» I: *UUT-00-A-10006* (2011).
- [35] AS Norconsult. «Ulriken tunnel - Ingeniørgeologisk - hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag.» I: *UUT-00-A-12002* (2013).
- [36] A. Palmstrøm mfl. «Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg». I: *Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen, Oslo Publikasjon nr. 101* (2003).

- [37] M. Ramoni. «Ulriken Tunnel - The first TBM Drive for a Railway Tunnel in Norway.» I: *Tunnel nr. 3* (2016).
- [38] Rocscience. «RS2». I: (2017). <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs2>.
- [39] G. Sandøy, T. Oppikofer og B. Nilsen. «Why did the 1756 Tjellefonna rockslide occur? A back-analysis of the largest historic rockslide in Norway». I: *Geomorphology* 322 (2016). <http://dx.doi.org/10.1016/j.geomorph.2016.08.016>, s. 233–241.
- [40] J. Seehusen. «Slik sikres tunneler». I: *Teknisk ukeblad* (2007). <https://www.tu.no/artikler/slik-sikres-tunneler/258237>.
- [41] Skanska. «Tilsendt entreprenørtegnning fra Bane NOR, 4328-A-018-00». I: (2017).
- [42] Statens Vegvesen. «Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler». I: *Teknologirapport nr. 2538* (2010).
- [43] R. Sve. «UUT - Nye Ulriken tunnel.» I: (2016). <http://www.skanska.no/no/prosjekter/prosjekt/?pid=10436>.
- [44] M. K. Thoresen mfl. «Hordaland fylke, kvartærgeologisk kart M 1:250 000». I: *NGU* (1995). <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>.
- [45] L. Tjihuis. «Samtale mellom forfatter og Laurentius Tjihuis». I: *Dato for samtale 01.03.2017* (2017).
- [46] H. Tjelmeland. «Mailkorrenspondanse». I: (2016).
- [47] H. Tjelmeland. «Mailkorrenspondanse». I: (2017).
- [48] H. Tjelmeland og T. Andresson. «Byggherremelding». I: *BHM-UUT21-JBVU-01-0056* (2016).
- [49] Q. N. Trinh. «Mailkorrenspondanse». I: (2017).
- [50] Q. N. Trinh og K. Holmøy. «Nummerisk modellering i bergteknikk: Hva det og kan brukes til, fordeler og ulemper, programvare og begrensninger.» I: *Oslo, Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk*. (2012).
- [51] T. Tris. «TBM assembly at NYs Second Avenue Subway». I: *Tunneling Journal* (2010). <http://tunnellingjournal.com/news/tbm-assembly-at-nys-second-avenue-subway/>.
- [52] G. Vistnes. «Muntlig kommunikasjon». I: (2017).
- [53] D. Wyllie, C. W. Mah og E. Hoek. «Rock Slope Engineering: Civil and Mining». I: *London and New York Spon Press* 4th edition (2004).

# Vedlegg

## Ingeniørgeologisk kart

Vedleget viser oversikt over bergartene langs tunneltraseen mellom Arna og Bergen.

Dokument-/tegningsnummer: UUT-00-V-12000, Norconsult, 2012.

(BaneNOR, 2017)



# Vedlegg **B**

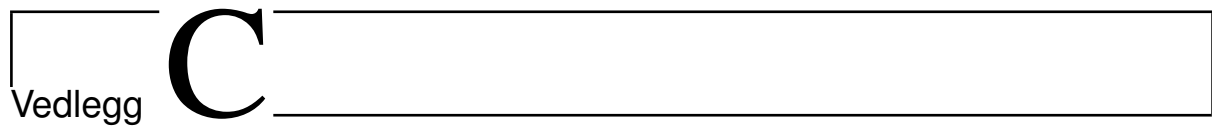
## Lengdeprofil Arna - Bergen

Vedlegget viser ingeniørgeologisk oversiktstegning med lengdeprofil av traseen.

Dokument-/tegningsnummer: UUT-00-V-12008, Norconsult, 2014.

(BaneNOR, 2017)





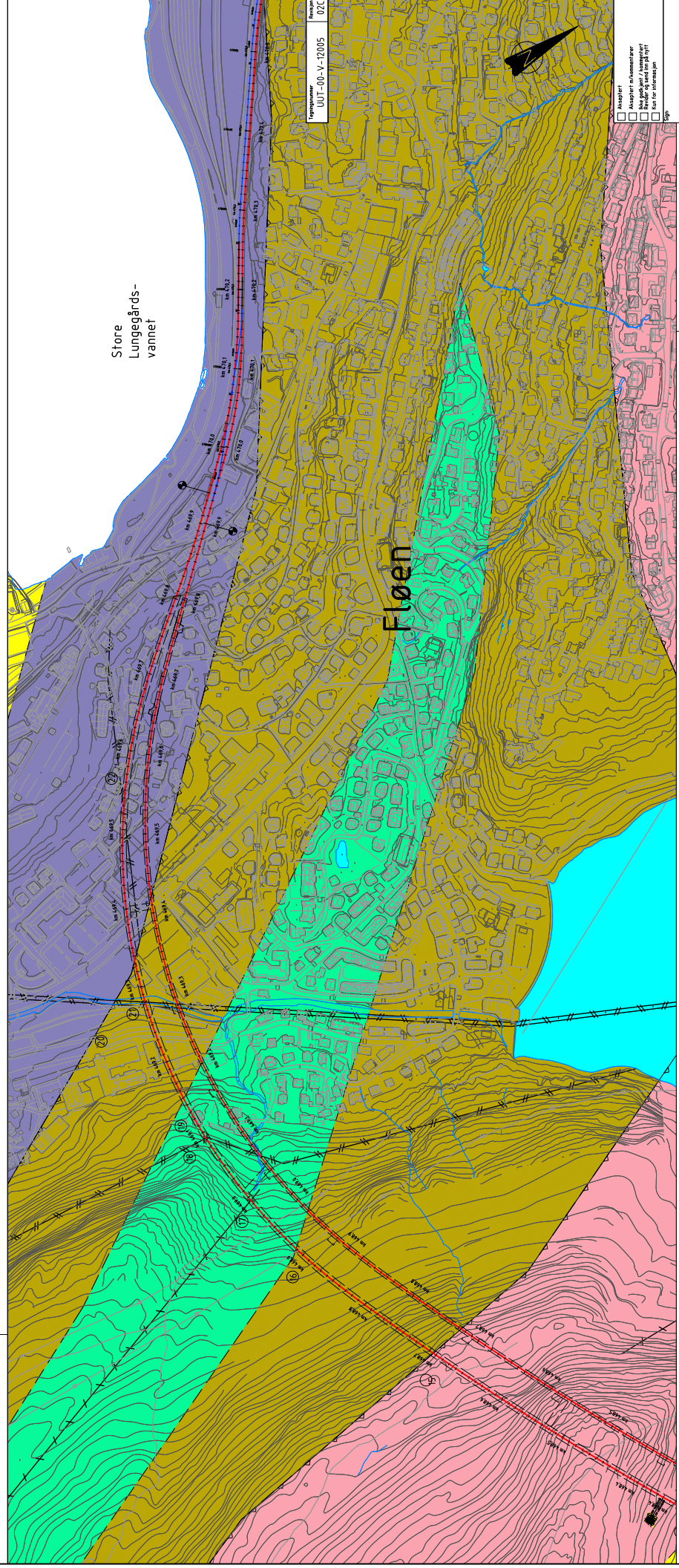
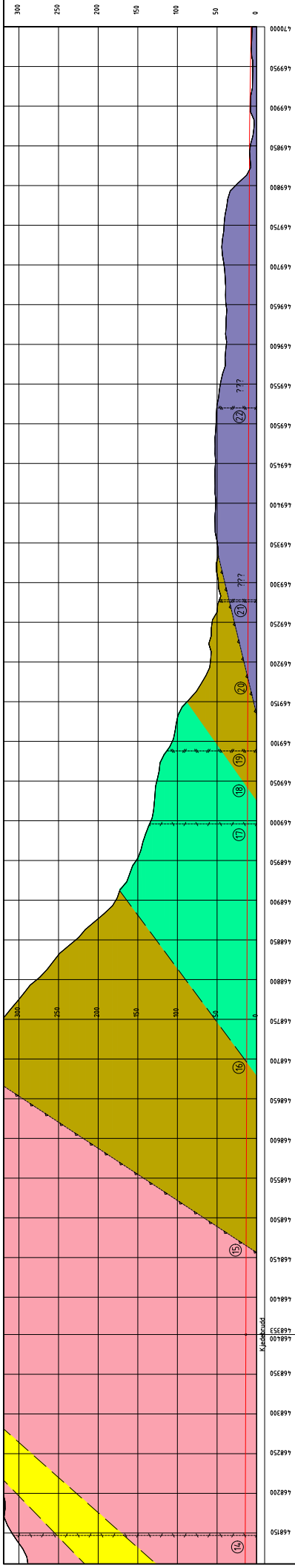
## Tunneltraseen ved Fløyen

Vedlegget viser en oversikt over tunneltraseen for eksisterende og nye Ulriken tunnel ved Fløyen.

Dokument-/tegningsnummer: UUT-00-V-12005, Norconsult, 2016.

(BaneNOR, 2017)





### TEGNFORKLARING

#### Berggrunnsgeologisk kart

Berggrunn  
(Angitt i rekkefølge slik bergartene først forekommer fra Arna mot Bergen)

- Granitisk, syentriske og monzonittiske dybbergarter, for det meste charaktistiske granittifer
- Hovedsakelig granitisk gneis, steovis med basiske bånd og liner, gjennomsatt av granitiske ganger
- Glygneis og båndgneis, ondannet migmatittgneis
- Migmatitt og migmatittgneis, steovis ondannet til øye- og Amfibolitt, ondannet og sterk- deformert gabbro og grønnstein med bånd av trondhjemit
- Amfibol-granatglimmerskifer, steovis med lag av amfibolitt, grønnstein og kvelestein og ganger av trondhjemit
- Mylonittgneis, for det meste granittisk

Angitt i rekkefølge slik bergartene først forekommer fra Arna mot Bergen

- Kvartsitt, kvartsittskifer, lokalt kvartsittkonglomerat
- Migmatitt og migmatittgneis, steovis ondannet til øye- og Amfibolitt, ondannet og sterk- deformert gabbro og grønnstein med bånd av trondhjemit
- Amfibol-granatglimmerskifer, steovis med lag av amfibolitt, grønnstein og kvelestein og ganger av trondhjemit
- Mylonittgneis, for det meste granittisk

#### Antrakt forløp av geologiske grenser og strukturer

- Skyveforåkning
- Bergartsgrense
- Liten svakhetssone
- Middels svakhetssone
- Stor svakhetssone

Fontop av geologiske grenser og strukturer på plantegning viser kartlagt eller tolket utgående i dagen.

Kilde kartdata: Norge digitalt

Geoteknisk referanse  
Horisontalt: EUREF89/UTM Sone 32  
Vertikalt: NN954

Prosjekt: 960242 Arna - Fløen (Ulriken tunnel), JUT 21  
Elevasjon: JUT 21 NYE ULRIKEN TUNNEL

Geoteknisk referanse  
Horisontalt: EUREF89/UTM Sone 32  
Vertikalt: NN954

Prosjekt: 960242 Arna - Fløen (Ulriken tunnel), JUT 21  
Elevasjon: JUT 21 NYE ULRIKEN TUNNEL

Oppgave	Dato	Artdag	Artdag	Artdag	Artdag
02C	2011-06-13	Artdag	Artdag	Artdag	Artdag
02C	2013-09-04	Artdag	Artdag	Artdag	Artdag

Prosjekt: 960242 Arna - Fløen (Ulriken tunnel), JUT 21  
Elevasjon: JUT 21 NYE ULRIKEN TUNNEL

Geoteknisk referanse  
Horisontalt: EUREF89/UTM Sone 32  
Vertikalt: NN954

Prosjekt: 960242 Arna - Fløen (Ulriken tunnel), JUT 21  
Elevasjon: JUT 21 NYE ULRIKEN TUNNEL

# Vedlegg **D**

## Plan og profiltegning ved Fløen

Vedlegget viser en oversikt over plan og profildetaljer ved Fløen.

Dokument-/tegningsnummer: UUT-00-C-12514, Norconsult, 2014.

(BaneNOR, 2017)



# Vedlegg **E**

## Parameterbestemmelse Q-systemet

Vedlegget viser parameterverdier for Q-systemet.

StatensVegvesen (2010), *Arbeider foran stoff og stabilitetssikring i vegtunneler.*, Teknologirapport nr. 2538.

# A Parameterverdier for Q-systemet

1 Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation)	pr. m <sup>3</sup>	RQD
A Meget sterkt oppsprukket	>27	0-25
B Sterkt oppsprukket	20-27	25-50
C Moderat oppsprukket	13-19	50-75
D Lite oppsprukket	8-12	75-90
E Meget lite oppsprukket	0-7	90-100

Anm.: i) Når RQD er ≤ 10 (inkludert 0), blir verdien 10 brukt ved utregning av Q-verdi  
ii) RQD-intervaller på 5, dvs. 100, 95, 90 osv er tilstrekkelig nøyaktig

2 Tall for sprekesett	J <sub>n</sub>
A Massivt, ingen eller få sprekker	0,5-1,0
B Ett sprekesett	2
C Ett sprekesett + sporadiske sprekker	3
D To sprekesett	4
E To sprekesett + sporadiske sprekker	6
F Tre sprekesett	9
G Tre sprekesett + sporadiske sprekker	12
H Fire eller flere sprekesett, meget sterkt oppsprukket, sukkerbitberg osv	15
E Oppknust berg, jordaktig	20

Anm.: i) Ved tunnelkryss brukes (3 x J<sub>n</sub>)  
ii) I portaler brukes (2 x J<sub>n</sub>)

3 Sprekkeruhetstall	J <sub>r</sub>
a) Bergkontakt, og b) bergkontakt for 10 cm skjærdeformasjon	
A Diskontinuerlig, hakkete (ru eller glatte)	4
B Ru, bølgete	3
C Glatte, bølgete	2
D Glidespeil, bølgete	1,5
E Ru, plane	1,5
F Glatte, plane	1
G Glidespeil, plane	0,5

Anm.: Første del av beskrivelsen (Ru, glatt etc.) gjelder ruhet/glatthet  
Andre del gjelder ujevnheter i størrelsesorden dm, m.

c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon	
H Sprekketylling med leir, silt, sand, grus eller knust berg tykk nok til å hindre bergkontakt	1

Anm.: i) Når sprekkavstanden i det aktuelle sprekesettet er mer enn 3 m adderes 1 til ruhetstallet  
ii) J<sub>r</sub>=0,5 brukes for plane sprekker med glidespeil og lineasjon der lineasjon er orientert langs sannsynlig bevegelsesretning

4 Tall for sprekketylling	Φ, (ca)	J <sub>a</sub>
a) Bergkontakt		
A Sammenvekste sprekker med harde mineraler som kvarts, feltspat, epidot		0,75
B Uomvandlede sprekkflater, bare overflateoksidasjon	25-35°	1
C Svakt omvandlede sprekkflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir.	25-30°	2
D Siltig eller sandig sprekkbelegg, litt leir (ikke svelleleire)	20-25°	3
E Oppbløtelig leirbelegg med lav friksjon f.eks kaolinitt eller glimmer. Også kloritt, talk, gips, grafit o.a. Kun små mengder svelleleire.	8-16°	4

b) Bergkontakt for 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineraltylling)		
F Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30°	4
G Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtelig tylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	16-24°	6
H Middels eller litt overkonsolidert tylling av oppbløtelig leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	12-16°	8
J Tylling av svelleleire (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm). Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12

c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineraltylling)		
K Soner og bånd av knust eller desintegert berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) uoppbløtelig tylling.	16-24°	6
L Soner og bånd av knust eller desintegert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtelig tylling.	12-16°	8
M Soner og bånd av leir eller knust eller desintegert berg. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
N Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir, silt eller sand. Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtelig.	16-24°	10
O Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert, oppbløtelig.	12-16°	13
P Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	13-20

5 Sprekkevannsfaktor	J <sub>w</sub>
A Tørre bergrom, fukt eller spredte drypp	1
B Dryppregn, Stedvis utvasking av sprekketylling.	0,66
C Stor innlekkasje eller høyt trykk i berg med sprekker uten tylling	0,5
D Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekketylling.	0,33
E Meget stor innlekkasje eller vanntrykk ved utsprengning, avtagende med tiden.	0,2-0,1
F Meget stor innlekkasje eller vanntrykk. Ikke avtagende med tiden. Ofte utvasking av knust bergmasse	0,1-0,05

Anm.: i) Faktorene C til F er antatte. J<sub>w</sub>-verdien økes når dreneringstiltak blir utført  
ii) Spesielle stabilitetsproblemer ved isdannelse er ikke vurdert

6 Spenningsfaktor	SRF		
a) Svakhetssoner som skjærer tunnelen og som kan medføre nedfall			
A Hyppig oppreden av svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Avspent sideberg. Alle dybder.			10
B Hyppig oppreden av svakhetssoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Avspent sideberg. Alle dybder.			7,5
C Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde ≤ 50 m.			5
D Ukonsoliderte, åpne sprekker, sterkt oppsprukket, sukkerbitberg. Alle dybder.			5
E Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde > 50 m.			2,5

Anm.: i) SRF-verdiene reduseres med 25-50% når svakhetssonene bare innvirker på stabiliteten, men ikke skjærer anlegget.

b) Harde, kompetente bergarter, bergtrykkproblemer	σ <sub>1</sub> /σ <sub>3</sub>	σ <sub>3</sub> /σ <sub>c</sub>	SRF
H Lave spenninger, åpne sprekker. Utfall av blokker pga. lav spenning. Vanligvis nær overflaten.	>200	<0,01	2,5
J Middels høye spenninger, gunstige spenningsforhold.	200-10	0,01-0,3	1
K Høye spenninger. Vanligvis gunstige stabilitetsforhold. Kan være ugunstig for veggstabilitet.	10-5	0,3-0,4	0,5-2 2-5
L Moderat avskalling etter mer enn 1 time i massivt berg.	5-3	0,5-0,65	5-50
M Avskalling og bergslag etter få minutter i massivt berg.	3-2	0,65-1	50-200
N Intenst bergslag og umiddelbart dynamisk deformasjonsbrudd i massivt berg.	<2	>1	200-400

Anm.: ii) I tillegg med sterkt anisotrop, jomfruelig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når 5 ≤ σ<sub>1</sub> / 10 ≤ σ<sub>3</sub>, reduseres σ<sub>c</sub> til 0,75 σ<sub>c</sub>. Når σ<sub>1</sub>/σ<sub>3</sub> > 10, reduseres σ<sub>c</sub> til 0,5 σ<sub>c</sub>, hvor σ<sub>c</sub> = enaksial trykkfasthet, σ<sub>1</sub> og σ<sub>3</sub> er henholdsvis største og minste hovedspenning og σ<sub>a</sub> = maksimal tangentialspenning (antatt fra elastisitetsteorien).  
iii) Når tunnelhengens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, unntatt ved høye horisontalspenninger (se H)

c) Tyteberg, plastisk flytning av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger	σ <sub>0</sub> /σ <sub>c</sub>	SRF
O Moderat tyteberg	1-5	5-10
P Intenst tyteberg	>5	10-20

Anm.: iv) Tilfeller av tyteberg kan forekomme for dybder H>350 Q<sup>1/3</sup> (Singh et al., 1992). Bergmassenes trykkfasthet kan estimeres fra  $scm = sc/100 \times 0.7 \times g \times Q^{1/3}$  (MPa) hvor g = bergartens egenvekt i kN/m<sup>3</sup>, og scm = bergmassens trykkfasthet.

d) Svellende berg. Kjemisk sveileaktivitet som avhenger av tilgangen på vann		
R Moderat svelling		5-10
S Intenst svelling		10-15

Anm.: For J<sub>r</sub> og J<sub>a</sub> brukes verdier fra det sprekesettet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke.  $\tau = \sigma_n \tan(\phi/J_r/J_a)$ . Velg sprekesett eller diskontinuitet hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$



Statens vegvesen

Ref. R. Lien og F. Løsselt

Vedlegg **F**

## Schmidt hammer målinger

Vedlegget viser samtlige Schmidt hammer målinger tatt i felt.

Stoff	L1: Intakt massivt fjell, V.S. av stoff	L2: H.S. av stoff, markert sprekkeretn., sannsynligvis foliasjon	L3: Høyre side av stoff, tverrsprekk	L4: Høyre side av stoff, tverrsprekk	L5: Høyre side nederste fol. flate	L6: Høyre side av stoff, tverrsprekk	L7: Nede ved bro/vei
Strøk/fall	-	N108°Ø/30°NØ	N51°Ø/89°SØ	N49°Ø/79°NV	Ikke målt	N36°Ø/82°SØ	N114°Ø/41°NØ
Måling nr.	Resultat Schmidt hardhet						
1	59 ↙	57 ↓	62 ↙	65 ↙	50 ↘	36 ↙	51 ↘
2	59 ↙	46 ↓	60 ↙	62 ↙	62 ↘	44 ↙	58 ↘
3	47 ↙	58 ↓	66 ↙	56 ↙	63 ↘	52 ↙	37 ↘
4	61 ↙	55 ↓	66 ↙	60 ↙	47 ↘	48 ↙	54 ↘
5	40 ↙	59 ↓	69 ↙	54 ↙	58 ↘	62 ↙	61 ↘
6	44 ↙	48 ↓	66 ↙	44 ↙	56 ↘	58 ↙	58 ↘
7	40 ↙	60 ↓	39 ↙	62 ↙	60 ↘	55 ↙	62 ↘
8	58 ↙	44 ↓	65 ↙	56 ↙	53 ↘	63 ↙	47 ↘
9	43 ↙	44 ↓	68 ↙	62 ↙	50 ↘	55 ↙	59 ↘
10	51 ↙	54 ↓	59 ↙	62 ↙	54 ↘	66 ↙	61 ↘
11	50 ↙	51 ↓	58 ↙	64 ↙	63 ↘	53 ↙	56 ↘
12	54 ↙	58 ↓	64 ↙	58 ↙	47 ↘	58 ↙	62 ↘
13	48 ↙	50 ↓	57 ↙	62 ↙	64 ↘	50 ↙	57 ↘
14	57 ↙	61 ↓	64 ↙	60 ↙	43 ↘	63 ↙	36 ↘
15	62 ↙	48 ↓	66 ↙	59 ↙	42 ↘	62 ↙	56 ↘
16	51 ↙	55 ↓	66 ↙	64 ↙	56 ↘	60 ↙	58 ↘
17	58 ↙	45 ↓	57 ↙	58 ↙	43 ↘	44 ↙	59 ↘
18	54 ↙	50 ↓	58 ↙	58 ↙	60 ↘	57 ↙	60 ↘
19	57 ↙	47 ↓	55 ↙	62 ↙	49 ↘	58 ↙	56 ↘
20	55 ↙	41 ↓	57 ↙	51 ↙	54 ↘	55 ↙	56 ↘
Snitt 10 høyeste	58	57	66	63	60	61	60
Hammer posisjon	↙	↓	↙	↙	↘	↙	↘
JCS	225	215	300	265	245	230	245

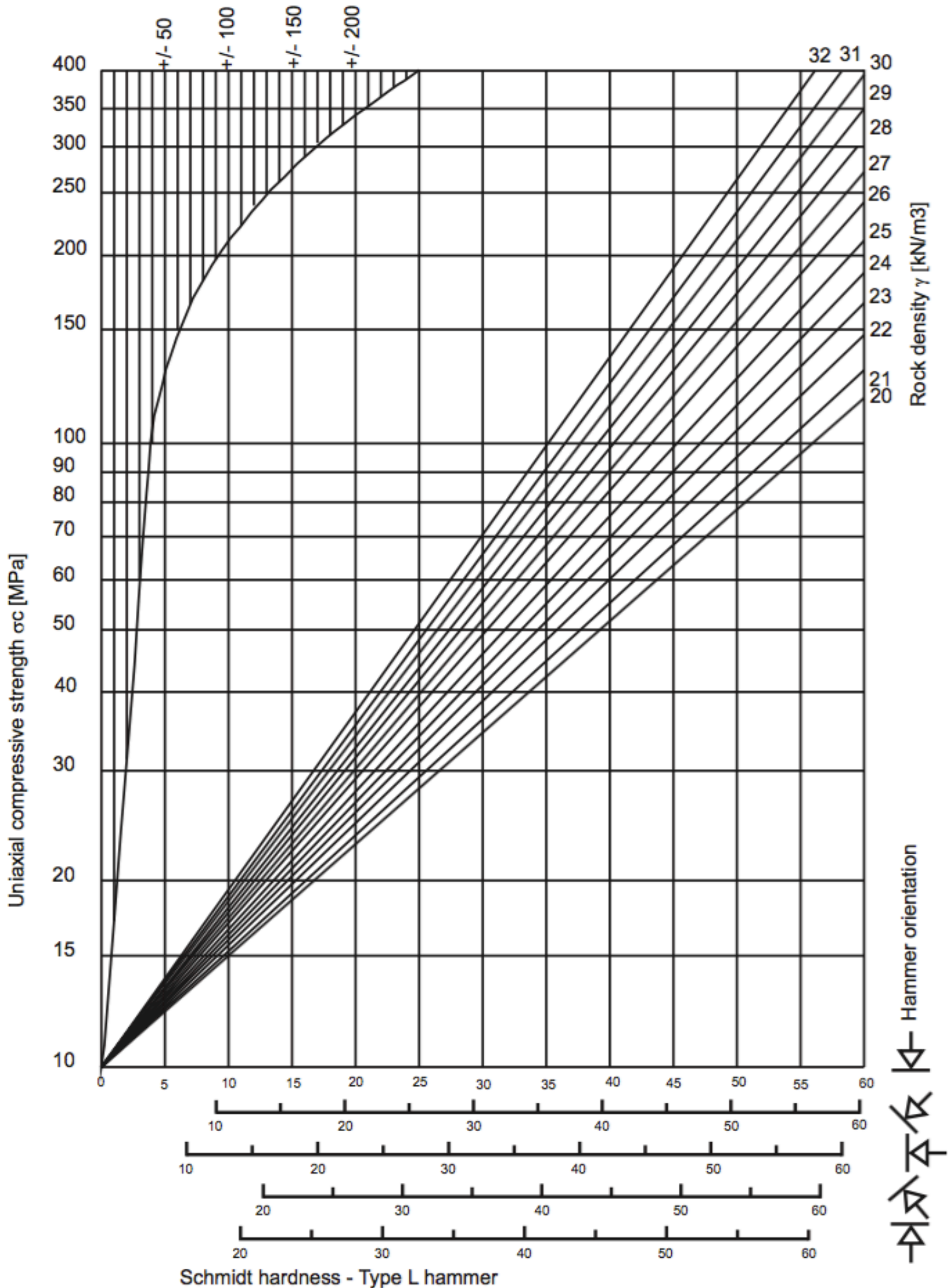
## Estimering av UCS basert på Schmidt hammer

Vedlegget viser estimering av UCS basert på Schmidt hammer.

Grøneng og Nilsen (2009). *Procedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation*. Rep. 38. Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU, Trondheim.



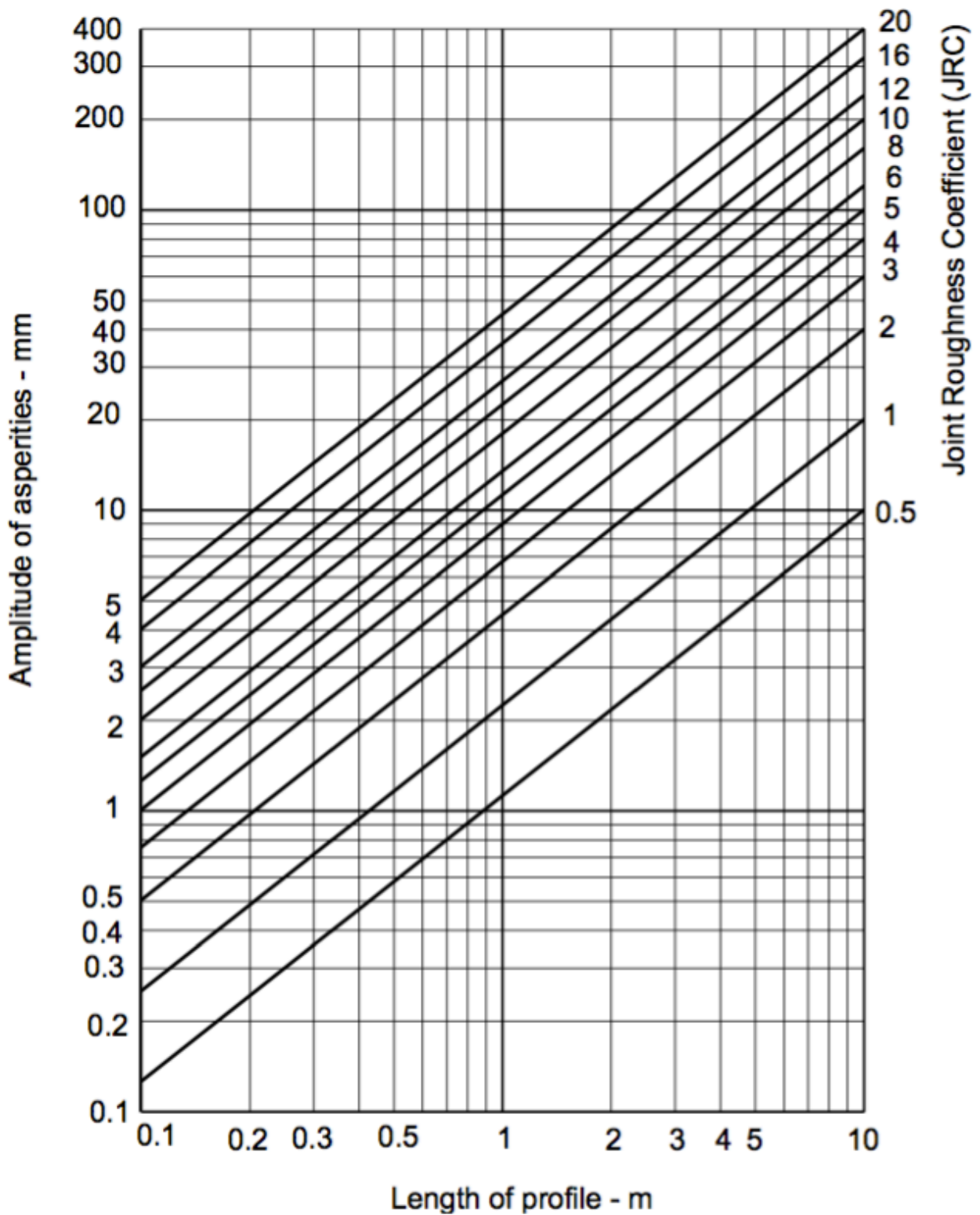
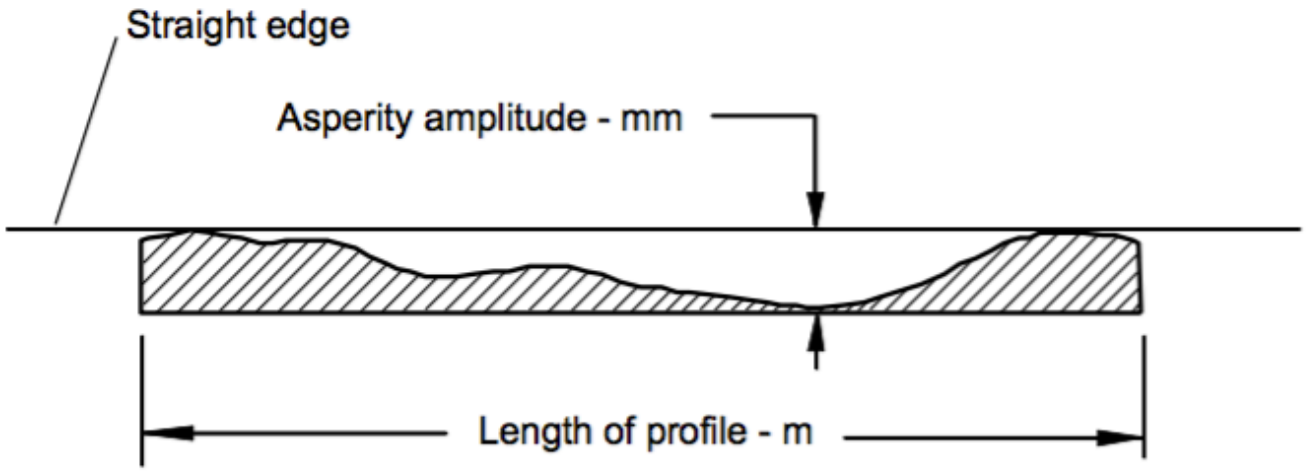
Average dispersion of strength for most rocks [MPa]

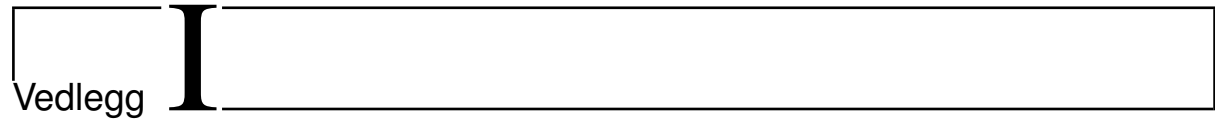


# Vedlegg **H**

## Estimering av JRC

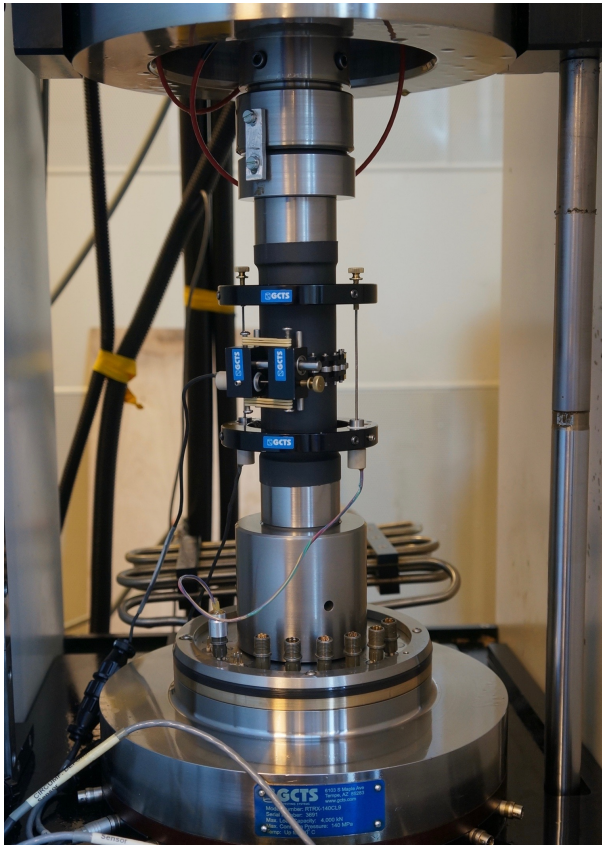
Vedlegget viser skjemaet som brukes til å estimere JRC fra ruhetsmålinger med a/L metoden, (Hoek, 2007) basert på (Bandis, Lumsden og Barton, 1981).





## UCS-kjerner før test

Vedlegget viser bilde av de fire UCS-kjernene etter preparering i laboratoriet til UCS-test.



Prøve 1 kledd i en strømpe og klargjort for test. Det ble ikke tatt bilde av kjernen før testen.



Prøve 2 klargjort for UCS-test.



Prøve 3 klargjort for UCS-test.



Prøve 4 klargjort for UCS-test.

# Vedlegg **J**

## UCS-kjerner etter test

Vedlegget viser bilde av de fire UCS-kjernene etter de har gått i brudd.



Prøve 1 etter brudd.



Prøve 2 etter brudd.



Prøve 3 etter brudd.



Prøve 4 etter brudd.

Vedlegg **K**

## Tilt-test

Vedlegget viser resultatene fra tilt-test målt i laboratoriet.



<b>Prøve*</b>	<b>Repetisjon</b>	<b>Vinkel [°]</b>	<b>Gjennomsnitt rep. [°]</b>	<b>Gjennomsnitt kjerne [°]</b>	<b>Gjennomsnitt totalt [°]</b>	
Kjerne 1 - A1	1	24,7	24,2	24,2		
	2	22,7				
	3	25,1				
Kjerne 1 - A2	1	23,5	24,2			
	2	24,1				
	3	24,9				
Kjerne 1 - B1	1	23,7	25,0			
	2	26,3				
	3	25,0				
Kjerne 1 - B2	1	24,0	23,3			24,2
	2	22,7				
	3	23,3				
Kjerne 2 - A1	1	24,7	25,0	25,2		
	2	26,4				
	3	24,0				
Kjerne 2 - A2	1	25,6	24,5			
	2	23,9				
	3	24,0				
Kjerne 2 - B1	1	26,3	26,3			
	2	23,8				
	3	28,7				
Kjerne 2 - B2	1	24,7	25,0			
	2	26,2				
	3	24,0				
Kjerne 3 - A1	1	23,5	24,7	25,6		
	2	24,3				
	3	26,3				
Kjerne 3 - A2	1	27,6	27,3			
	2	26,3				
	3	28,0				
Kjerne 3 - B1	1	22,4	23,2			
	2	23,8				
	3	23,4				
Kjerne 3 - B2	1	27,1	27,1		25,0	
	2	27,7				
	3	26,4				

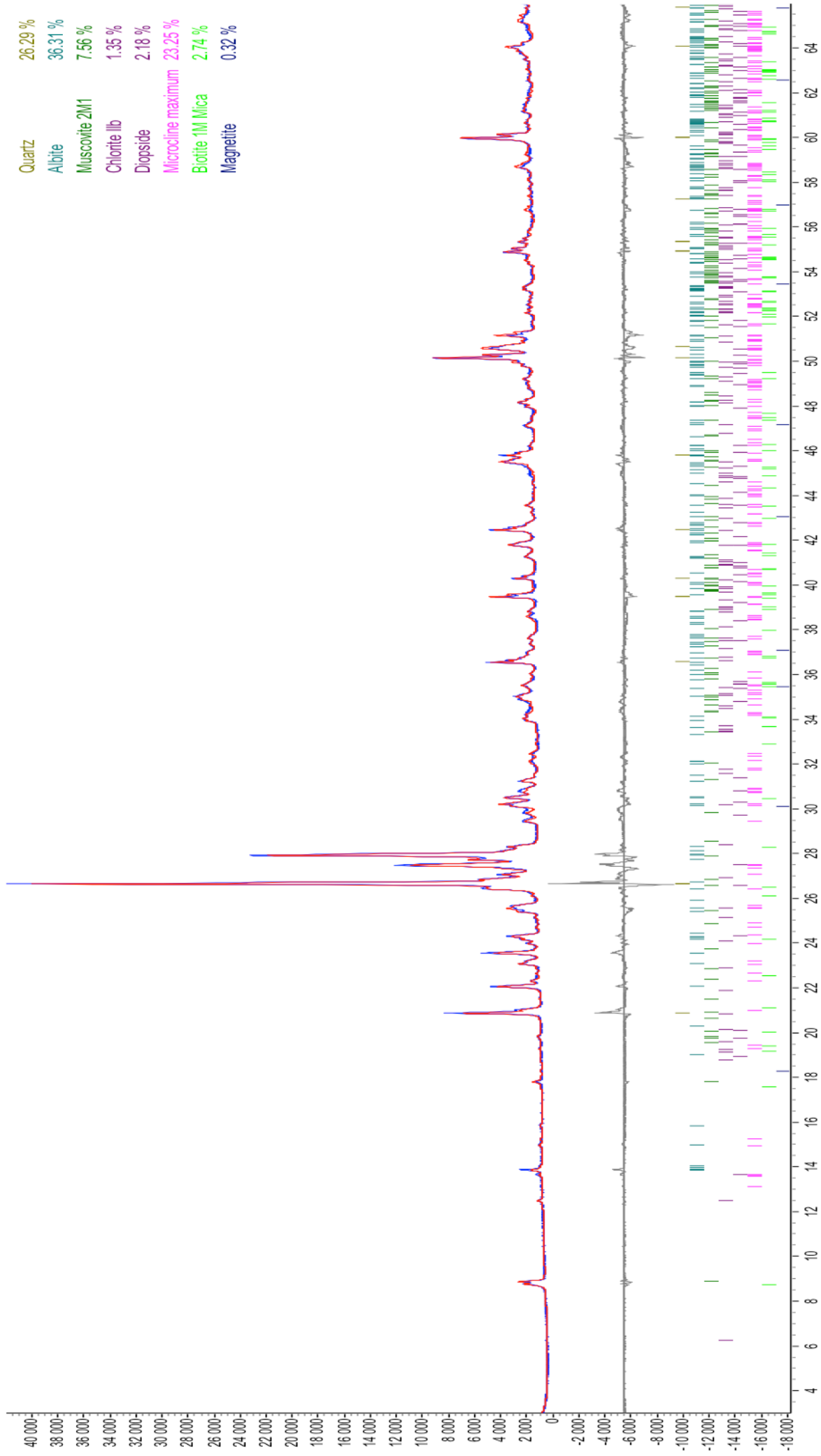
\* På alle kjernene ble den ene halvdel markert A og den andre B. A-halvdelen ble markert med A1 i ene enden og A2 i andre (tilsvarende for B-halvdelen). ”Kjerne 1 – A1” vil si at A-halvdelen lå på topp, der A1 peker nedover skråplanet.

# Vedlegg **L**

## XRD-analyse

Vedlegget viser resultatene fra XRD-analysen målt i laboratoriet på NTNU.

# 170147: Fløen



## Ulike GSI-verdier

Vedlegget viser en oversikt over alle parametrene lagt inn i den numeriske analysen for GSI-verdi på 50 og 70.

*Tabell M.1: Verdier for GSI 50.*

Inngangsparameter	Verdi bergmassen	Verdi skadesone	Utregnet fra
$E_{rm}$	16232 [MPa]	12219 [MPa]	RocData
Dilatasjon	3,35	2,75	Formel 8.3
$m_b$	5,03	4,125	RocData
$s$	0,004	0,003	RocData
$a$	0,506	0,506	RocData
$m_r$	5,03	5,03	Formel 8.3
$s_r$	0,004	0,004	Formel 8.4
$a_r$	0,506	0,506	Formel 8.5

*Tabell M.2: Verdier for GSI 90.*

Inngangsparameter	Verdi bergmassen	Verdi skadesone	Utregnet fra
$E_{rm}$	50653 [MPa]	44851 [MPa]	RocData
Dilatasjon	13,98	13,44	Formel 8.3
$m_b$	20,99	20,174	RocData
$s$	0,329	0,304	RocData
$a$	0,5	0,5	RocData
$m_r$	20,99	20,99	Formel 8.3
$s_r$	0,329	0,329	Formel 8.4
$a_r$	0,500	0,500	Formel 8.5

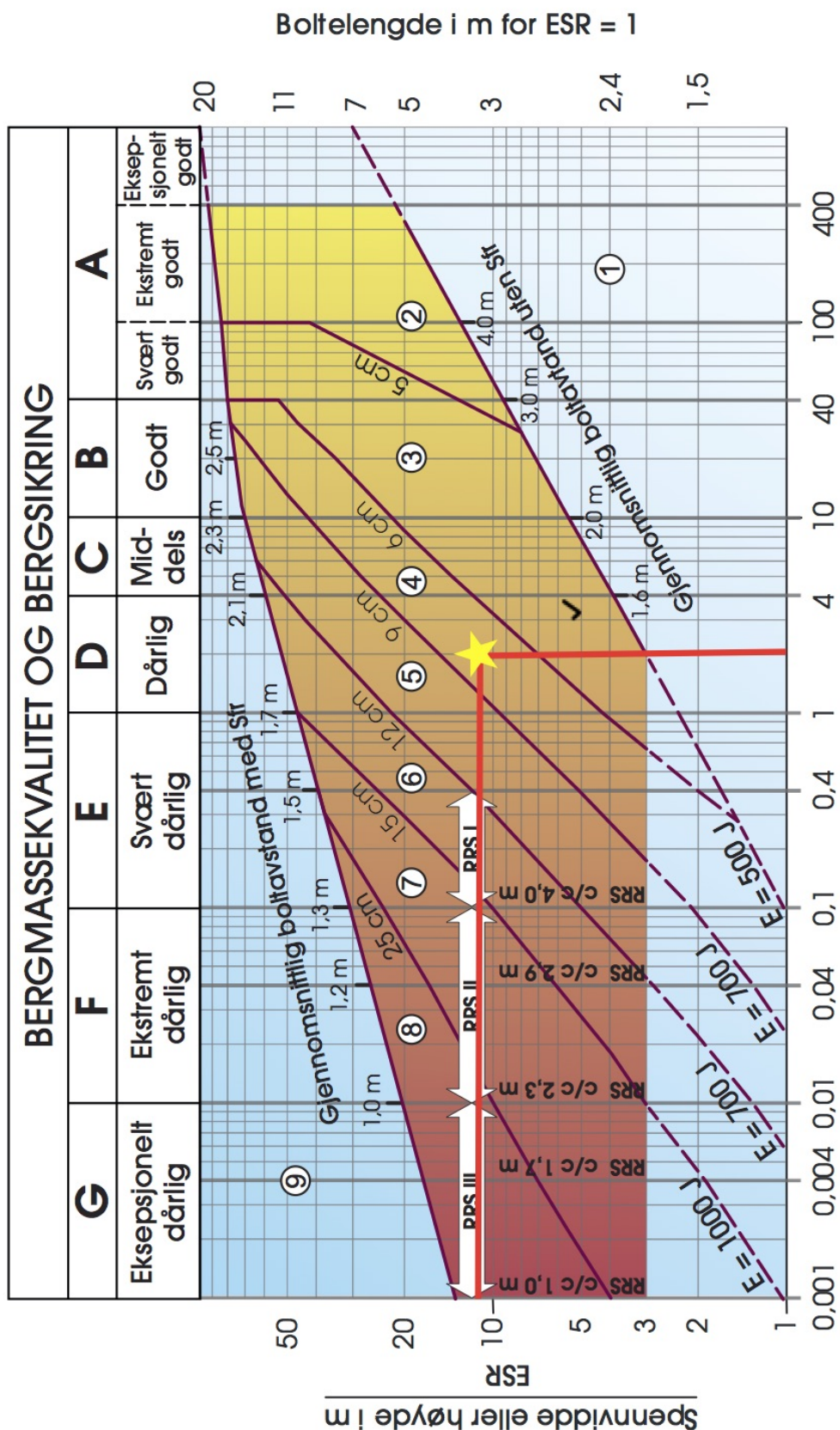
## Q-systemets sikringsdiagram

Vedlegget viser tabell for ESR-verdi og Q-systemets sikringsdiagram. Der de to røde linjene møtes i sikringsdiagrammet representerer hvilken sikringsklasse påhugget ved Fløen havner i. (NGI, 2015)

Tabell 7 ESR-verdier.

7 Type underjordsanlegg		ESR
A	Midlertidige gruveåpninger osv.	ca. 3-5
B	Vertikale sjakter*: i) sirkelformede seksjoner ii) rektangulær / firkantet seksjon * Avhenger av formålet. Kan være lavere enn angitte verdier.	ca. 2,5 ca. 2,0
C	Permanente gruveåpninger, vanntunneler for vannkraft (unntatt fallrør med høyt trykk), vannforsyningstunneler, pilottunneler, drivinger og innganger til store bergrom.	1,6
D	Mindre vei- og togstasjoner, trykkammer, tilkomsttunneler, kloakktunneler, osv.	1,3
E	Kraftstasjoner, lagringsrom, vannbehandlingsanlegg, større vei- og togstasjoner, sivilforsvarkammer, portaler, krysninger, osv.	1,0
F	Underjordiske atomkraftverk, togstasjoner, offentlige anlegg og sportsanlegg, fabrikker osv.	0,8
G	Svært viktige bergrom og tunneler med lang levetid, ≈ 100 år, eller uten tilgang for vedlikehold.	0,5

Figur N.1: Bestemmelse av ESR verdi (NGI, 2015).



$$\text{Bergmassekvalitet } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$