

## Rogfasttunnelen

Analyse av drivetekniske forhold, stabilitet og  
sikringsbehov for avgreining til Kvitsøy

**Leif Egil Friestad**

Geofag og petroleumsteknologi

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileiar: Bjørn Nilsen, IGB

Medveiledar: Anne-Merete Gilje, Statens vegvesen Region vest

Noregs teknisk-naturvitenskaplege universitet  
Institutt for geologi og bergteknikk



# MASTERKONTRAKT

## - uttak av masteroppgave

### 1. Studentens personalia

Etternavn, fornavn <b>Friestad, Leif Egil</b>	Fødselsdato <b>19. jan 1986</b>
E-post <b>leif.egil.friestad@gmail.com</b>	Telefon <b>40474527</b>

### 2. Studieopplysninger

Fakultet <b>Fakultet for Ingeniørvitenskap og teknologi</b>	
Institutt <b>Institutt for geologi og bergteknikk</b>	
Studieprogram <b>Geofag og petroleumsteknologi</b>	Studieretning <b>Ingeniørgeologi og bergteknikk</b>

### 3. Masteroppgave

Oppstartsdato <b>16. jan 2012</b>	Innleveringsfrist <b>11. jun 2012</b>
Oppgavens (foreløpige) tittel <b>Rogfasttunnelen</b> <b>Analyse av drivetekniske forhold, stabilitet og sikringsbehov for avgrening til Kvitsøy</b>	
Oppgavetekst/Problembeskrivelse Denne masteroppgaven er en oppfølging av fordypningsprosjekt utført av kandidaten høstsemesteret 2011, med hovedfokus på beskrivelse, vurdering og analyse av ingeniørgeologiske vurderinger for avgreningen til Kvitsøy. I denne oppgaven skal det som foretas en nærmere analyse av drivetekniske forhold, stabilitet og sikringsbehov for kryssområdet og avgreningen. Som del av arbeidet skal det inngå:  <ul style="list-style-type: none"><li>- Oppfølging av tilleggsundersøkelser i form av refraksjonsseismikk, resistivitetsmålinger, bergspenningsmålinger mv. som er planlagt/under utførelse.</li><li>- Vurdering/analyse av borbarhet og sprengbarhet, inkl. laboratorieanalyse av relevante borbarhetsparametere.</li><li>- Stabilitetsvurderinger, inkl. numerisk analyse på grunnlag av Phase2 med spesiell vekt på forholdene ved krysning av markerte svakhetssoner.</li><li>- Vurdering av sikringsbehov for antatt mest aktuell trase for avgrening.</li></ul>	
Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Statens vegvesen, Region vest med Ingeniørgeolog Anne-Merete Gilje som ekstern veileder/kontaktperson. <b>Oppgaven skal leveres i 2 trykte eksemplarer samt pdf-versjon.</b>	
Hovedveileder ved institutt <b>Professor Bjørn Nilsen</b>	Medveileder(e) ved institutt
Ekstern bedrift/institusjon <b>Statens vegvesen Region vest</b>	Ekstern veileder ved bedrift/institusjon <b>Anne-Merete Gilje</b>
Merknader <b>1 uke ekstra p.g.a påske.</b>	

#### 4. Underskrift

**Student:** Jeg erklærer herved at jeg har satt meg inn i gjeldende bestemmelser for mastergradsstudiet og at jeg oppfyller kravene for adgang til å påbegynne oppgaven, herunder eventuelle praksiskrav.

Partene er gjort kjent med avtalens vilkår, samt kapitlene i studiehåndboken om generelle regler og aktuell studieplan for masterstudiet.

IGB 16.1.2012.....

Sted og dato

Lil Egil Friestad

Student

Jørgen Nilsen

Hovedveileder

## Førord

Masteroppgåva er utført ved Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU, Trondheim. Hovudrettleiar har vore professor Bjørn Nilsen, som har vore til god fagleg hjelp.

Oppgåva er utført i samarbeid med Statens vegvesen region vest, der Anne-Merete Gilje har vore kontaktperson og medrettleiar. Vegvesenet har støtta oppgåva økonomisk og gjeve ut materiale til testing.

Under labtesting har SINTEF og NTNU vore svært hjelpsame. Ein spesiell takk må rettast til dei ansette ved SINTEF berglaboratorium ved Filip Dahl, og til Gunnar Vistnes, NTNU, for hjelp med dei bergmekaniske testane av kjerneprøvane. Geophysix med Morgan Waale i spissen skal takkast for moglegheita til å vera med på seismikkundersøking ved Kvitsøy.

NGU og Einar Dalsegg var med på å utføra resistivitetsmålingar, og har vore hjelksam med å tolka resistivitetsprofila. Nghia Quoc Trinh var ein viktig støttespelar i den numeriske analysen. Ole Morten Haaland har lest gjennom oppgåva og kome med kommentarar og korreksjonar til språket.

Trondheim juni 2012

Leif Egil Friestad



## Samandrag

Rogfast er ein planlagt 26 km undersjøisk to løps T12,5 tunnel som skal kryssa Boknafjorden mellom Randaberg og Bokn. Djupaste punkt er på 390 meter under havet og skal i tillegg ha eit toplans kryss med ein T10,5 enkel 4 km tunnel til Kvitsøy. Det siste året er det gjort ein del undersøkingar for armen opp til Kvitsøy. Desse undersøkingane er brukt som grunnlag for denne oppgåva. Drivetekniske og bergmekaniske parametrar for bergartane som er funne under kjerneboring er undersøkt. Det er også vurdert sikringsbehov for tunnelen etter Statens Vegvesen sine sikringsklassar. Dette er gjort ut frå seismikk, flyfoto og numeriske analysar.

Seismikken som er utført kring Kvitsøy, viser ein del svakhetssoner med i hovudsak strøk N-S. Det er oppdaga lågast seismisk hastighet i Kjørkjessundet. Dei borhola som er bora nord på Krågøy viser høg Q-verdi ( $>10$ ) for subvertikalt hol, 80 grader, medan 30 gradershol viser høg Q-verdi dei øvste 150 metrane med därlegare fjell under ( $Q\text{-verdi}<1$ ). I desse borhola og tidlegare utførte borhol er det utført vasstapsmålingar som visar tett materiale med lite vasstag. Samanliknar ein Lugeon-verdien med Q-verdien er det ein viss samanheng. Det subvertikale borholet blei bora for spenningsmåling som er svært usikre grunna få målingar og lite eigna materiale for testing. Det blei funne spenning ved omlag 77 meter ( $\sigma_v=2,9$  MPa,  $\sigma_h=0,4$  MPa,  $\sigma_H=1,7$  MPa) og 202 meter ( $\sigma_v=7-11$  MPa,  $\sigma_h=2-6$  MPa,  $\sigma_H=4-8$  MPa med antakingar) djup. Utførte resistivitetsmålingar indikerer at fallet til svakhetsoner i området er steilt, eller svakt fall mot aust.

Testing av bergmekaniske eigenskapar stadfestar tidlegare utførte målingar. Bergartane som er testa er grønnstein og svartskifer. Dei drivetekniske parametrane til svartskiferen indikerer middels sprengbarhet (SPR), låg til høg borbarhet (DRI), låg til veldig låg borslitasje (BWI) og medium til høg levetid på TBM kuttarar (CLI). Testar på grønnsteinen indikerer god sprengbarhet, middels borbarhet, veldig låg borslitasje, og veldig høg til ekstremt høg CLI.

Phase<sup>2</sup> er brukt som modelleringsprogram i numerisk analyse. Inngangsparametra er valgt ut frå dei bergmekaniske testane, spenningsmålingane, i tillegg til samanlikning med tidlegare utførte analysar. Det er modellert med grønnstein, tre kvalitetar på svartskifer i tillegg til å sjå på kryssing av svakhetssoner. Analysen har i hovudsak lagt vekt på deformasjonar som er oppnådd med ulike sikringstypar. Grønnsteinen og beste kvaliteten på svartskiferen er det tilstrekkeleg å sikra med spredt bolting, sikringsklasse I. Svartskifer av middels kvalitet bør sprøytebetong og systematisk bolting kombinerast (sikringsklasse III). Forbehandling av berget vil vera ein fordel, men ikkje naudsynt ut i frå deformasjonar. Dårleg svartskifer og ved kryssing av svakhetssoner bør forbehandling av berget utførast. Dette kan gjerast som injeksjon og forbolting. Analysen viser at det bør leggast ein del arbeid ned i å få god injeksjon og forbeting av eigenskapane til berget. Tunnelen bør anten ha full utstøying eller boltast i mønster og brukast sprøytebetongbogar for knusingssona og dårleg svartskifer. Ein kan også vurdera å støypa sålen, men då bør han krummast. Ved kryssing av svakhetssone er det endå viktigare å forbehandla berget. Dette for å avlasta sikringa og la fjellet ta opp meir krefter.

Analyse av sikringsomfang for tunnelen viser at omlag 55 % av tunnellengda er forventa å koma i sikringsklasse I og II, medan omlag 10 % vil koma i sikringsklasse V og VI. Det bør fokuserast spesielt kring kryssing av fjordarmane på Kvitsøy, og kjerneboring på stuff bør utførast for å vita om forbehandling av berget er naudsynt.



# Abstract

Rogfast is a planned 26 km subsea T12,5 tunnel with two races that will cross the Boknafjord between Randaberg and Bokn. The deepest point is 390 meters below sea level and a two leveled intersection with one 4 km T10,5 single race tunnel to Kvitsøy is also planned. The last year it has been done investigations for the arm to Kvitsøy. These investigations are used as a basis for this thesis. Drillability/blastability and rockmechanical parameters are found from core material. It is also considered the need of support for the tunnel according to the Norwegian Road Authority's support classes, based on seismic reports, airborne photo and numerical analyzes.

The seismic data around Kvitsøy shows weakness zones with mainly N-S strike. The lowest seismic velocity arround Kvitsøy, was found in Kjørkjesundet . The drill holes north at the Krågøy island shows a high Q-value ( $> 10$ ) for a 80 degree inclined drill hole, while the 30 degree inclined shows a high Q-value for the upper 150 meters and lower rock quality below (Q-value  $< 1$ ). In these drill holes and previously performed drill holes Lugeon measurements shows small water loss. Comparison of Lugeon-value and Q-value shows a certain correlation. The 80 degree inclined drill hole were drilled for stress measurement. The measurements are very uncertain because of few measured points and unsuitable material for testing. The stress were measured at approximately 77 meter ( $\sigma_v=2,9$  MPa,  $\sigma_h=0,4$  MPa,  $\sigma_H=1,7$  MPa) and 202 meters ( $\sigma_v=7-11$  MPa,  $\sigma_h=2-6$  MPa,  $\sigma_H=4-8$  MPa with assumptions) deep. Ground resistivity indicates the dip of the weakness zones in the area to vertical or gently dip to the east.

Testing of rock mechanical properties confirm earlier measurements. The rocks that are tested are greenstone and blackshale. The blackshale indicates medium blastability (SPR), low to high drillability (DRI), low to very low bit wear index (BWI) and medium to high TBM cutter life index (CLI). The greenstone indicates good blastability, medium drillability, very low bit wear index, and very high to extremely high CLI.

Input parameters for Phase<sup>2</sup> are selected from the rock mechanical testing, stress measurements, as well as comparison with previous performed analyzes. It is modelled with one quality of greenstone, three of blackshale, and crossing of weakness zones. The analysis has mainly focused on deformations obtained with different combination of support. The greenstone and the best quality of blackshale is it sufficient to support with scattered bolting, support class I. The blackshale of medium quality should shotcrete and systematic bolting be combined (support class III). Pretreatment of the rock would be an advantage but not necessary. In the poor quality blackshale and the crossing of weakness zones pretreatment of the rock should be performed. This can be done by pregrouting and use of spiling bolts. The analysis shows that putting effort into good grouting and improvement of rock properties is beneficial. As support either a cast-in-place concrete lining or rock bolts combined with shotcreteribs should be used. The sole can also be casted, but then it should be curved. When crossing a weakness zone, it is even more important to pretreat the rock. This is to help the support and let the rock it self take the most of the forces.

Analysis of support of the tunnel shows that about 55 % of tunnel length is expected to be within support class I and II, while about 10 % will comes within support class V and VI. It should be focused particularly arround the strait crossing, and core drilling from the tunnel face should be performed to get knowledge about the need for pretreatment of the rock.



# Innhold

<b>1 Innleiing</b>	<b>1</b>
1.1 Rogfast . . . . .	1
1.2 Prosjektoppgåve . . . . .	2
1.3 Masteroppgåve . . . . .	3
1.4 Grunnlagsmateriale . . . . .	5
<b>2 Geologi og bergartar</b>	<b>7</b>
2.1 Hovudtunnel . . . . .	7
2.2 Arm til Kvitsøy . . . . .	10
<b>3 Metode</b>	<b>15</b>
3.1 Phase <sup>2</sup> . . . . .	15
3.2 Drivetekniske parametrar . . . . .	17
3.2.1 Borbarhetstestar . . . . .	17
3.2.2 Sprengbarhet . . . . .	20
3.3 Resistivitet mot seismikk . . . . .	22
3.3.1 Seismikk . . . . .	22
3.3.2 Resistivitet . . . . .	25
<b>4 Undersøkingar ved Kvitsøy</b>	<b>31</b>
4.1 Tidlegare utførte undersøkingar . . . . .	32
4.1.1 Kjerneboring Krågøy nord . . . . .	32
4.2 Undersøkingar utført vinteren/våren 2012 . . . . .	36
4.2.1 Vasstapsmålingar . . . . .	36
4.2.2 Bergspenningsmåling . . . . .	38
4.2.3 Refraksjonsseismikk . . . . .	40
4.2.4 Seismikkoversikt . . . . .	43
4.3 Utførte undersøkingar i samband med oppgåva . . . . .	45
4.3.1 Testmateriale . . . . .	45
4.3.2 Youngs modul og trykkfasthet . . . . .	48
4.3.3 Sprengbarhettestestar . . . . .	50
4.3.4 Borbarhetstestar . . . . .	52
4.3.5 Resistivitet . . . . .	56

<b>5 Parametrar i Phase<sup>2</sup></b>	<b>59</b>
5.1 Bergartspametrar . . . . .	59
5.1.1 Grønnstein . . . . .	59
5.1.2 Svartskifer . . . . .	61
5.1.3 Knusingssone . . . . .	62
5.1.4 Bergartspametrar i Phase <sup>2</sup> . . . . .	63
5.2 Sikringsparametrar . . . . .	64
5.2.1 Boltar . . . . .	64
5.2.2 Armert sprøytebetong . . . . .	66
5.3 Spenningar . . . . .	66
<b>6 Numerisk modellering</b>	<b>71</b>
6.1 Modell . . . . .	71
6.1.1 Dårleg svartskifer og knusingssone . . . . .	72
6.2 Grønnstein . . . . .	74
6.2.1 77 meter . . . . .	74
6.2.2 202 meter . . . . .	75
6.2.3 Generelle vurderingar av grønnsteinen . . . . .	76
6.3 Svartskifer . . . . .	77
6.3.1 God svartskifer . . . . .	77
6.3.2 Middels svartskifer . . . . .	78
6.3.3 Dårleg svartskifer . . . . .	79
6.3.4 Generelle vurderingar av svartskiferen . . . . .	81
6.4 Knusingssone . . . . .	82
6.5 Usikkerhet i modelleringa . . . . .	86
<b>7 Driving og sikring</b>	<b>87</b>
7.1 Driving og sikring i norske tunnelar . . . . .	87
7.1.1 Driving gjennom svakhetssoner . . . . .	87
7.1.2 Driving under vanlege forhold . . . . .	89
7.1.3 Vanskelege forhold . . . . .	89
7.2 Sikringssklassar og moglege svakhetssoner . . . . .	91
7.2.1 Sikringsklassar . . . . .	91
7.2.2 Svakhetssoner . . . . .	94
7.2.3 Driving av svakhetsoner . . . . .	98
7.3 Driving og sikring langs trasé . . . . .	100
7.3.1 Påhogg til profil 3500 . . . . .	100
7.3.2 Profil 3500-2500 . . . . .	102
7.3.3 Profil 2500 fram til kryssområde . . . . .	104
7.3.4 Sikringsbehov for tunnel . . . . .	106
7.3.5 Vurdering av trasé . . . . .	107
7.3.6 Vurdering av kryssområdet . . . . .	107
7.4 Vidare undersøkingar . . . . .	109
<b>8 Konklusjon</b>	<b>111</b>
<b>Litteratur</b>	<b>113</b>

<b>Vedlegg</b>	<b>117</b>
<b>A Vasstapsmålingar</b>	<b>A.1</b>
<b>B Laboratorietestar</b>	<b>B.1</b>
B.1 Densitet, Youngs modul og trykkfasthet . . . . .	B.2
B.2 Lydhastighet og SPR . . . . .	B.3
<b>C Feltarbeid</b>	<b>C.1</b>
<b>D Phase<sup>2</sup></b>	<b>D.1</b>
D.1 Grønnstein 77 meter . . . . .	D.2
D.2 Grønnstein 202 meter . . . . .	D.5
D.3 God svartskifer . . . . .	D.8
D.4 Middels svartskifer . . . . .	D.11
D.5 Dårleg svartskifer . . . . .	D.14
D.6 Knusingssone . . . . .	D.17
<b>E Sikringsestimat</b>	<b>E.1</b>
E.1 Påhogg til profil 2500 . . . . .	E.3
E.2 Profil 2500 - kryssområdet . . . . .	E.4



# Figurar

1.1	Oversikt Rogfasttraséen, modifisert frå [54]. . . . .	2
2.1	Oversikt over tolka regionalgeologi [29]. . . . .	9
2.2	Mogeleg geologi i Boknafjorden ut frå seimikk, batymetri og magnetometri [29].	10
2.3	Skisse av dei to ulike traséalternativa og ei oversikt over brukte stadnamn. . . . .	11
2.4	Flyfoto Bussholmen, der ein tydeleg ser dei ulike sprekkesetthaugen att på Kvitsøy [23]. . . . .	13
2.5	Ei oversikt av utførte sprekkemålingar ved Kvitsøy. Modifisert frå [9] og [16]. .	14
3.1	GSI-systemet teke frå RocData [39]. . . . .	16
3.2	Oppsett for måling av Sievers J-verdi [4]. . . . .	18
3.3	Oppsett og utføring for måling av sprøhetstalet [4]. . . . .	19
3.4	Oppsett for abrasjonstest [4]. . . . .	19
3.5	Diagram brukte til å estimera DRI og BWI [4]. . . . .	20
3.6	Prinsipp seismikk. Venstre; Refleksjonsseismikk, Høgre; Refraksjonsseismikk. Modifisert frå [13]. . . . .	22
3.7	Utlegging av seismikkabel. . . . .	23
3.8	Eksempel på gangtidsdiagram med tolking [43]. . . . .	24
3.9	Avgrensingar for refraksjonsseismikk [43]. . . . .	26
3.10	Soner markerte med grønt er fallet viktig for sikringsomfanget for tunnelen. Modifisert frå [9]. . . . .	27
3.11	Opp; Oppsett brukte metodar, Midten; Oppsett og flytting i felt, Nede; Oppbygging av pseudoseksjon [43]. . . . .	29
4.1	Oversikt utførte grunnundersøkingar kring Kvitsøy med vektlegging på trasé til Kvitsøy før 2012. . . . .	31
4.2	Vertikalplott av borhol på nordsida av Krågøy. Aust er i aukande x-retning. . .	33
4.3	Q-verdi plotta mot borholsdjup for Krågøy nord borhol A og B. Plotta etter [56].	34
4.4	Q-verdiane subvertikalt borhol. Samanstilt frå [56]. . . . .	35
4.5	Prinsippskisse av Lugeon-testen [20]. . . . .	36
4.6	Vasstapsmålingar og Q-verdiane i borhol C på Hestholmen. . . . .	37
4.7	Prinsipp ved bergspenningsmåling [49]	39
4.8	All seismikk som er utført ved Kvitsøy. Figuren er samanstilt av informasjon frå alle seismikkrapportar [11], [12]og [14]. . . . .	42
4.9	Fordeling av seismisk hastighet rundt Kvitsøy. . . . .	44
4.10	Kjernekasse frå Krågøy nord hol A, 41-47 meter. Prøver vert seinare omtala som KN 30 41-47. . . . .	46

4.11	Kjernekasse frå Krågøy nord hol A, 354-360 meter. Prøver vert seinare omtala som KN 30 354-360. . . . .	46
4.12	Kjernekasse frå Krågøy nord subvertikalt hol, 180-186 meter. Prøver vert seinare omtala som KN 80 180-186. . . . .	47
4.13	Kjernekasse frå Krågøy nord subvertikalt hol, 214-221 meter. Prøver vert seinare omtala som KN 80 214-221. . . . .	47
4.14	Venstre: Kjerneprøve med grensesjikt mellom grønnstein og svartskifer; Opp: Brudd langs lagdeling under testing av Youngs modul; Nede: Brudd langs bergartsgrense under testing av trykkfasthet. . . . .	49
4.15	Måling av lydhastighet aksialt (øvst) og måling med lagdelinga (nedst). . . . .	51
4.16	Logg frå Sievers J-testing . . . . .	53
4.17	Plassering av profil og oppdaga soner på resistivitetsprofil. Soner markert med grønt, S1 og S2, er dei som vart undersøkt med tanke på fall. Modifisert frå [6].	58
5.1	Slik grønnsteinen framstår i kjernekasse. . . . .	60
5.2	Slik middels til god svartskifer opptrer i kjernekassane. . . . .	61
5.3	Knusingssone slik den opptrer i kjernekassar. . . . .	63
5.4	Parametrar i Phase <sup>2</sup> etter handsaming i RocData . . . . .	64
5.5	Inngangsparametrar for CT-bolt ø20 mm, i Phase <sup>2</sup> . . . . .	65
5.6	Fordeling av spenningar kring ein svakhetssone, eller ei sone med mindre kompetent bergart. Modifisert etter [26]. . . . .	68
5.7	Skisse av Mohr-Coulombs brotkriterie der omsluttingstrykk blir auka for å unngå brot. . . . .	69
6.1	Viser initiell deformasjon og oppsett av modell for svakare materiale. . . . .	73
6.2	Aksielle krefter som verkar i sprøytebetongen som sikring i grønnsteinen med minste horisontalspenning i vinkelrett på tunnelaksen. Distanse 0 er såle venstre side. . . . .	75
6.3	Deformasjonar og broelement i grønnsteinen ved 202 meter overdekning og sprøytebetong og boltar som sikring. . . . .	76
6.4	Viser broelement i bergmassen kring profilet, med berre boltsikring (høgre), og med forbehandla berg til venstre. . . . .	81
6.5	Aksielle krefter i utstøypinga der alle kombinasjonane av kvalitetar kringkonturen er plotta. . . . .	84
6.6	Krefter langs bolter med dei ulike kombinasjonane av kringliggende materiale. . . . .	85
6.7	Aksielle krefter i spøytebetong,bogar og såle . . . . .	85
7.1	Opp venstre: Sikring i svellesoner, Oppe midten: Prinsipp sprøytebetongbogar, Oppe høgre: Frysing, Venstre midten: CT-bolt, Midten: Påføring sprøytebetong, Høgre midten: Gitterdragarar; Venstre nede:Prinsipp sprøytebetongbogar med forboltar; Midten nede: Støypeskjold for full utstøyping; Høgre nede: Prinsipp røyrskjermar . . . . .	90
7.2	Prinsippet med ground reaction curve [24]. . . . .	91
7.3	Tolka utgåande til låghastighetssoner og låghastighetssoner. I tillegg er det lagt til moglege soner som er oppdaga på kart og i terrenget . . . . .	95
7.4	Eksempel på ulike typar svakhet og knusingssoner [52]. . . . .	97

7.5	Tilrådd boltelengd med bruk av likning 7.4 - 7.6 i ein T10,5 tunnel med 6 meter høg vegg. . . . .	99
7.6	Sone ved Krossøy der det er opne sprekker i dagen. Dette er tolka som same soner som er funne på seismikk. . . . .	101
7.7	Flyfoto over området på nordsida av Kvitsøy. Ser dei såkalla 'benkane' kring SS16 og 17, i tillegg til tydeleg Ø-V sone og oppsprekking parallelt med denne sona. . . . .	105
7.8	Kryssområdet med ramper på flyfoto med tolka soner, i tillegg til borhol Sauholmen med knusingssone. . . . .	108
8.1	Prosentvis fordeling av dei ulike sikringsklassane. . . . .	112
<b>Vedlegg</b>		<b>117</b>
A.1	Vasstapsmåling og Q-verdiar Hestholmen A. . . . .	A.1
A.2	Vasstapsmåling og Q-verdiar Hestholmen B. . . . .	A.2
A.3	Vasstapsmåling og Q-verdiar Hestholmen C. . . . .	A.2
A.4	Vasstapsmåling og Q-verdiar Krågøy sør A. . . . .	A.2
A.5	Vasstapsmåling og Q-verdiar Krågøy sør B. . . . .	A.3
A.6	Vasstapsmåling og Q-verdiar Krågøy sør C. . . . .	A.3
A.7	Vasstapsmåling og Q-verdiar Krågøy nord A. . . . .	A.3
A.8	Vasstapsmåling og Q-verdiar Krågøy nord B. . . . .	A.4
B.1	Grønnstein frå kjernekassar med innbaka svartskifer. Viser også kvartsårer og kalkspat. . . . .	B.1
C.1	Resistivitetsprofil 1 [6]. . . . .	C.1
C.2	Resistivitetsprofil 2 [6]. . . . .	C.2
C.3	Resistivitetsprofil 3 [6]. . . . .	C.2
C.4	Resistivitetsprofil 4 [6]. . . . .	C.3
C.5	Resistivitetsprofil 5 [6]. . . . .	C.3
C.6	Bilete frå refraksjonsseismikk. Oppe; Utlegg av kabel, Venstre; Posisjonering av kabel, Høgre; Detonasjon av skot. . . . .	C.4
C.7	Bilete frå resistivitetsmålingar. Oppe; Oversikt over utstyr, Venstre; Kabelutlegg, Midten; Utlegg i fjord, Høgre; Elektrodar med koblingar . . . . .	C.5
D.1	Sigma 1 utan og med sikring. . . . .	D.2
D.2	Deformasjonar kring konturen utan sikring . . . . .	D.3
D.3	Deformasjonar kring konturen med bruk av boltar og sprøytebetong. . . . .	D.3
D.4	Element kring konturen som har gått i brot utan bruk av sikring. . . . .	D.4
D.5	Element kring konturen som har gått i brot med bruk av boltar og sprøytebetong. D.4	D.4
D.6	Sigma 1 utan og med sikring. Minste hovudspenning i vegg . . . . .	D.5
D.7	Sigma 1 utan sikring. Største horisontalspenning i veggen. . . . .	D.6
D.8	Sigma 1 med bruk av boltar og sprøytebetong. Største horisontalspenning i veggen. . . . .	D.6
D.9	Element kring konturen som har gått i brot utan sikring. Minste horisontalspenning i veggen. . . . .	D.7

D.10 Element kring konturen som har gått i brot med bruk av boltar og sprøytebetong. Minste horisontalspenning i veggen. . . . .	D.7
D.11 Sigma 1 utan og med sikring. . . . .	D.8
D.12 Deformasjonar utan sikring. . . . .	D.9
D.13 Deformasjon med bruk av boltar og sprøytebetong. . . . .	D.9
D.14 Element som har gått i brot, med sprøytebetong og boltar øvst, og utan sikring nedst. . . . .	D.10
D.15 Sigma 1 utan og med sikring . . . . .	D.11
D.16 Deformasjon utan sikring. . . . .	D.12
D.17 Deformasjon med bolt og sprøytebetong. . . . .	D.12
D.18 Element i brot kring konturen utan sikring. . . . .	D.13
D.19 Element i brot med bolt og sprøytebetong. . . . .	D.13
D.20 Sigma 1 utan og med sikring. . . . .	D.14
D.21 Deformasjon utan sikring. . . . .	D.15
D.22 Deformasjon med sikring. . . . .	D.15
D.23 Element i brot utan sikring. . . . .	D.16
D.24 Element i brot med sikring. . . . .	D.16
D.25 Deformasjon flat og krumma såle. Dårleg svartskifer i injeksjonsområdet, og middels i forboltområdet. . . . .	D.17
D.26 Sigma 1, dårleg svartskifer i injeksjonsområdet og dårleg i forboltområdet. . . . .	D.18
D.27 Sigma 1 middels svartskifer i injeksjon, og god i forboltområdet. . . . .	D.18
D.28 Deformasjon dårlegaste forbehandling. . . . .	D.19
D.29 Deformasjon beste forbehandling. . . . .	D.19
D.30 Element i brot dårlegaste forbehandling. . . . .	D.20
D.31 Element i brot med beste forbehandling. . . . .	D.20
D.32 Deformasjon med svelletrykk dårlegaste forbehandling . . . . .	D.21
D.33 Deformasjon med svelletrykk beste forbehandling. . . . .	D.21
E.1 Oversikt av traséen til Kvitsøy, samt tilhøyrande profilnummer [55] . . . . .	E.2
E.2 Q-verdi skjema . . . . .	E.5

# Tabellar

1.1	Grunnlagsmateriale brukt i oppgåva . . . . .	6
2.1	Fordeling av antal meter kjerne, og prosentvis fordeling av sikringsklasse for kjerneborringa som er logga i prosjektoppgåve [9]. . . . .	12
2.2	Resultat frå utførte laboratorietestar av [9]. Standardavviket er gitt som $\pm$ ein verdi. . . . .	12
3.1	Klassifisering av sprengbarhet (SPR). Modifisert frå [58]. . . . .	21
4.1	Fordeling av antal meter kjerne, og prosentvis fordeling av sikringsklasse for kjerneborringa ved Krågøy nord. Samanstilt frå [56]. . . . .	32
4.2	Klassifisering av Lugeon-verdiar. Modifisert frå [42]. . . . .	37
4.3	Lugeon resultat frå alle borhol. Henta frå [10]. . . . .	38
4.4	Resultat frå spenningsmålingane utført på Krågøy. Henta frå [1]. Måling ved 202 er basert på ei måling, og difor er det ved bruk av antakingar gjeve eit spenningsintervall for djupet (202a). . . . .	39
4.5	Teoretiske spenningar ut frå eigenvekt og Poissons tal for dei ulike djupa. . . . .	40
4.6	Resultat frå Youngs modul og trykkfasthet. Gjennomsnitt frå kvar kasse er presentert med $\pm$ standardavvik. . . . .	48
4.7	Sprengbarhet for bergartane i dei ulike kjernekassane. Utrekna frå densitet, og lydhastighet på langs ( $v_n$ ) og på tvers ( $v_p$ ) av kjerneakse. . . . .	50
4.8	Resultat frå Sievers J-testen. . . . .	52
4.9	Resultat frå sprøhetstesten. . . . .	54
4.10	Resultat frå abrasjonstesten. . . . .	55
4.11	Resultat frå borbarhetstesten . . . . .	55
5.1	Inngangsparametrar til RocData for bergartsparametrane til Phase <sup>2</sup> . . . . .	59
5.2	Inngangsparametrar i Phase <sup>2</sup> for sikringa. . . . .	65
5.3	Inngangsparametrar i Phase <sup>2</sup> for spenningar. GS står for grønnstein SS står for svartskifer . . . . .	67
6.1	Bruk sikring i dei ulike modellane. All sprøytebetong og boltar er utført til såle. . . . .	74
6.2	Maksimale deformasjonar målt i Interpret funksjonen i Phase <sup>2</sup> for grønnstein med 77 meter overdekning. . . . .	74
6.3	Maksimale deformasjonar for grønnstein med 202 meter overdekning målt i Interpret funksjonen i Phase <sup>2</sup> . . . . .	75
6.4	Bruk sikring i dei ulike modellane. All sprøytebetong og boltar er utført til såle. . . . .	77

6.5	Maksimale deformasjonar målt i Interpret funksjonen i Phase <sup>2</sup> for god svart-skifer med 202 meter overdekning. . . . .	77
6.6	Maksimale deformasjonar målt i Interpret funksjonen i Phase <sup>2</sup> for middels svartskifer med 202 meter overdekning. . . . .	78
6.7	Maksimale deformasjonar målt i Interpret funksjonen i Phase <sup>2</sup> for middels svartskifer med 202 meter overdekning. . . . .	79
6.8	Kvalitet av bergmasse kring konturen som følgje av forbehandling og tilhøy-rande deformasjonar for svartskifer med bruk av sprøytebetongbogar. . . . .	80
6.9	Spenningar som skal verka på i hengen i tunnelen. . . . .	83
6.10	Kvalitet av bergmasse kring konturen som følgje av forbehandling og tilhøy-rande deformasjonar. . . . .	83
7.1	Sikringsklasser i forhold til Q-verdi [53]. . . . .	92
7.2	Statens Vegvesen sitt sikringsestimat i dei ulike sikringsklassane [53]. . . . .	92
7.3	Seismisk hastighet for dei ulike sikringsklassane vurdert ut frå likning 7.1 og ut frå NGI sin geologiske samlerapport for Rogfast [16]. . . . .	93
7.4	Skildring av dei ulike svakhetssonene som er funne på seismikk, resistivitet og ved hjelp av kartstudie. . . . .	96
7.5	Fordeling av seismisk hastighet i område der det ikkje er utført seismikk, eller er oppdaga svakhetssoner. . . . .	100
7.6	Fordeling av seismisk hastighet i områder der det ikkje er utført seismikk, og det er moglege svakhetssoner. . . . .	105
7.7	Fordeling av sikringsklassar langs tunnelprofilen, oppgitt i meter og prosent. . . . .	107

## **Vedlegg** 117

B.1	Resultat frå laboratorietestar. . . . .	B.2
B.2	Resultat frå måling av lydhastighet i bergart langs kjerneaksen ( $\perp$ ) og parallelt med lagdelinga ( $  $ ). . . . .	B.3
B.3	Resultat frå måling av lydhastighet i bergart langs kjerneaksen ( $\perp$ ) og parallelt med lagdelinga ( $  $ ). Prøvane er henta frå KN 30 354-360, og er kortare enn 2,6 x diameter, og difor ueigna til testing av trykkfasthet og Youngs modul. . . . .	B.4
E.1	Antekne sikringsklassar med lengde frå påhogg, profil 4550, til profil 2500. . . . .	E.3
E.2	Antekne sikringsklassar med lengde frå profil 2500 til kryssområdet, profil 570. . . . .	E.4

# Kapittel 1

## Innleiing

### 1.1 Rogfast

Statens vegvesen har prosjekt om ein fergefri E-39, der ein ser på løysingar for fjordkryssing langs heile vestlandet. For Boknafjorden i sør er det undersjøisk tunnel som er alternativet. Prosjektet er kalla Rogfast og er planlagt å gå frå Harestad ved Randaberg, i sør, til Arsvågen på Bokn, i nord. Som ein del av prosjektet skal også Kvitsøy gjerast landfast. Figur 1.1 viser plassering av trasé. Tunnelen er meint å erstatta fergesambanda mellom Arsvågen og Mortavika, og fergesambandet mellom Mekjarvik, Kvitsøy og Skudeneshavn. Reisetida mellom Stavanger og Bergen vil bli korta ned med 35 minutt som følge av tunnelen [7].

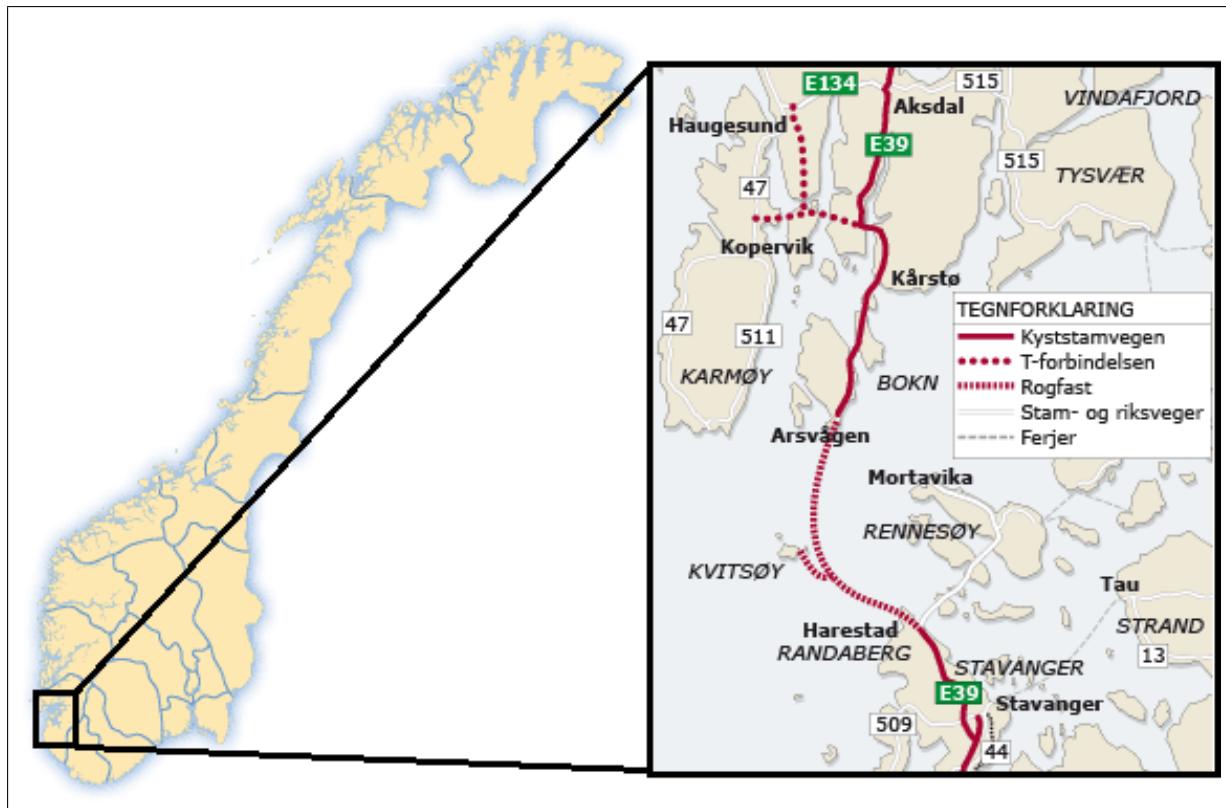
Boknafjorden er som fjordar flest med ein terskel yttst. Dette er ein høgare ryggformasjon, oftast ytst i ein fjord som følge av istida. Det er i ein slik terskel tunneltraséen er lagt. Lengre inne i fjorden, mellom Mortavika og Arsvågen er det for store djup til at det er forsvarleg å byggja tunnel dersom krava til vertikalkurvatur skal overholdast.

Rogfasttunnelen er eit pilotprosjekt innan norsk tunnelbransje. Den er planlagt som to parallelle tunnelar med tverrsnitt T12,5, som tilsvrarar eit teoretisk sprengingsprofil på 96,24 m<sup>2</sup> og ei lengd på omlag 26 km. Djupaste punkt i tunnelen er planlagt til å bli omlag 390 meter under havnivå. For å få fleire tverrslag og for å gje Kvitsøy fergefri fastlandssamband er ein omlag 4 km lang tunnel planlagt til øygruppa. Armen til Kvitsøy er planlagt som ein enkel T10,5 tunnel med teoretisk sprengingsprofil på 78,83 m<sup>2</sup>. Tunnelane skal knyttast saman ved hjelp av eit toplans kryss på omlag 250 meters djup. Maksimal vertikalkurvatur for både hovudtunnelen og armen til Kvitsøy er planlagt til 7 %. Hovudtunnelen er dim ensjonert til ei fartsgrense på 100 km/t [7].

Hovudtraséen er planlagt ned frå Harestad ned til omlag 330 meters djup, og er vidare i 1 % stigning til kryssområdet under Kvitsøy. Derifrå skal armen til Kvitsøy gå med 7 % stigning i ein spiral opp til øy-gruppa. Hovudtraséen går vidare nordover frå kryssområdet, og er planlagt med 4,5 % fall ned mot djupaste punktet på prosjektet som er omlag 390 meter. Derifrå skal han gå med 7 % stigning opp til Arsvågen på Bokn [55].

Ei av dei største utfordringane med prosjektet er lite kunnskap om geologien mellom Kvitsøy og Arsvågen. Denne strekninga har ingen blotningar i dagen, og er den strekninga med mest låghastighetssoner på utført seismikk. I tillegg til seismikk er batymetri i samband med magnetiske flymålingar nytta.

Boknafjorden framstår i dag som ei transportbarriere for transport mellom Stavanger og Haugesund/Bergen. Fergeruta Mortavika - Arsvågen er ei av dei mest trafikkerte fergestrekning-



Figur 1.1: Oversikt Rogfasttraséen, modifisert frå [54].

gane i landet, der ei ventetid på fleire timar ikkje er uvanleg. Ei fergefri kryssing av Boknafjorden vil difor ha stor transportøkonomisk verdi.

Måla som er sette for Rogfast-prosjektet er at det skal [54]:

- Medvirka til å utvikla E39 som ein viktig sambindingsveg for Vestlandet og Vestlands-kysten.
- Medvirka til å utvikla eit samanhengande godstransportsystem med tilførsel mot dei sentrale hamnene og knutepunkt langs Vestlandskysten.
- Medvirka til å utvikla ein felles bu- og arbeidsmarknad for Nord-Jæren og Haugalandet.

Prosjektet er ei estimert kostnadsramme på omlag 8 mrd. NOK, og skal i hovudsak finansierast av bompengar. I Nasjonal Transport Plan er det sett av 500 mill. NOK til prosjektet, med forutsett byggestart i 2017. Lokalt blir det arbeida for tidlegare byggjestart [7].

Det siste året, 2011-2012, er det utført fleire grunnundersøkingar kring Kvitsøy. Kjerneborring og seismikk er nokre av desse, og har vore medverkande til at traséen vorte endra.

## 1.2 Prosjektoppgåve

I samband med utførte og pågående forundersøkingar hausten 2011 kring Kvitsøy i regi av Statens Vegvesen Region vest vart det utført utført ei prosjektoppgåve ved NTNU av underteikna med tittelen *Rogfasttunnelen - Ingeniørgeologiske vurderingar for avkøyring til Kvitsøy*.

Oppgåva tek føre seg tidlegare tunnelanlegg med kryssløysingar, både under og over havnivå og erfaringar derifrå. Ho ser også på tidlegare utførte undersøkingar, i tillegg til undersøkingane som vart utført hausten 2011. Ein stor del av desse undersøkingane omfatta kjerneboring og kartlegging av kjernar. Desse har vorte logga og vurderte opp mot Q-metoden, og bergmekaniske parametrar blei funne [9]. Synfaring i felt blei utført, og sprekkekartlegging som ein viktig del. Ut frå alle desse undersøkingane blei to ulike traséalternativ vurderte, eitt som gjekk i ein spiral under Kvitsøy, og eitt som kryssa ein djupål aust for Kvitsøy. I denne djupålen vart det utført kjerneboring som viste svært därlege bergmassar. I kombinasjon med därlege bergmassar, bergoverdekning for hovudtunnel og vertikalkurvatur for hovudtunnel blei førstnemnde alternativ konkludert med som det mest drivverdige. Oppgåva blir avslutta med forslag til vidare arbeid og undersøkingar for tunnelarmen til Kvitsøy.

## 1.3 Masteroppgåve

Denne masteroppåva vil vera ei vidareføring av prosjektoppgåva, og vil i hovudsak sjå på drive-tekniske forhold, stabilitet og sikringsbehov for avgreininga til Kvitsøy.

Kjerneboringane som vart utført i samband med avkøyringa til Kvitsøy, synte at det var därleg bergmateriale i området, og somme stadar var Q-verdien mindre enn 0,01 [9]. Kryssing av slike soner med sikringsbehov vil bli studert ut frå numerisk analyse. Det vil også bli gjort analyse av sikring i dei ulike bergartane som er oppdaga i borhola. Programvaren for numerisk analyse, Phase<sup>2</sup>, vil verta brukt for å sjå på effekt av ulike sikringskonstellasjonar. Resultat frå bergspenningsmålingar som er utført vil verta brukt som grunnlag for analysen.

Metoden som vil bli brukt ved numerisk analyse vil gå ut på å:

- Laga ulike sikringskombinasjonar, der ulike typar boltar, boltelengde, sprøytebetong-tjukkleik, sprøytebetongbogar, eller fullutstøyping vil bli brukt.
- Vurdera effekten av dei ulike kombinasjonane opp mot deformasjonar og brotutvikling i fjellet.
- Vurdera effekt av forbehandling i därleg fjell.

Kjernematerialet vil verta brukt i borbarhets- og sprengbarhetsanalyse for å vurdera drive-tekniske parametrar. Dette vil kunna vera grunnlag for kostnadsanalyse for tunnelen, og vil verta utført for dei to bergartane som i hovudsak er funne i kjernehola som er utført. Øvst i kjernehola er det funne grønstein/skifer og lengre ned er det funne sterkt metamorfisert svart-skifer, med mylonittiske trekk. Svartsiferen framstår som svært varierande både i oppsprekking og i mekaniske eigenskapar [9].

Borbarhets- og sprengbarhetsanalysane vil verta utført ved ingeniørgeologisk laboratorium NTNU/SINTEF etter gjeldande standardar. I tillegg er det gjort supplerande undersøkingar til utført prosjektoppgåve, der Youngs modul, Poissons tal, eigenvekt, samt trykkfasthet blei undersøkt ut frå nye kjerneprøvar.

Vinter/vår 2012 vil det bli utført refraksjonsseismikk og resistivitetsmålingar, samt at bergspenningsmålingar vil bli fullført. Undersøkingane vil bli vurdert opp mot trasé og brukt til å gje eit estimat på bergkvalitet langs mest sannsynleg trase. Dette vil vidare bli brukt til å estimera sikringsklassar langs traséen, og vil også verta fulgt opp i felt.



## **1.4 Grunnlagsmateriale**

Det er eksisterer store mengder litteratur og teikningar som omhandlar Rogfast prosjektet. Denne oppgåva har i hovudsak lagt vekt på materiale som er nytt og er tilknytta Kvitsøy, slik som seismikk, resistivitetsmålingar, spenningsmålingar, kjerneboring og nye plan og profil teikningar. Dette er lista opp i tabell 1.1. Tidlegare rapportar er brukt der det ikkje eksisterer anna informasjon.

Mykje av viktig materiale som er brukt i oppgåva har kome til undervegs i arbeidet. Dette har gjort at det har vore ein del venting, og problem med å ferdigstilla delar av oppgåva før rapportar var på plass. I tillegg var det store problem med å få testmateriale til testing. Kjerneprøvar og bergartsprøve frå påhoggsområdet vart sendt frå Statens Vegvesen i Stavanger, men det kom aldri fram til Trondheim, grunna problem hjå transportør som ikkje klarde å finna prøvane att. Testing måtte difor utsettast, og den blei gjort då nytt materiale kom inn rett før påske. I tillegg kom feltarbeid rett etter påske som forseinka arbeidet med innkomne rapportar. Siste rapport som er brukt kom i slutten av mai. Desse forseinkingane, spesielt spenningsmålingane frå Kvitsøy, har avgrensa tidsbruken med den numeriske analysen.

<i>Publisert</i>	<i>Tittel</i>	<i>Forfattar</i>
25.06.2010	Rogfast - Geologisk samlerapport	NGI/Eystein Grimstad
07.05.2012	Geologisk rapport for E39 Rogfast	COWI/SINTEF
29.08.2002	E39 Rogfast - Foreløpige vurderinger av grunnforholdene	Statens vegvesen
12.01.2007	E39 Rogfast Vegtunnel mellom Tungenes på Randaberg og Arsvågen på Bokn	Geomap
29.11.2010	Ev 39 Rogfast Parsell Rogfast alternativ 1	Geophysix
30.03.2012	Ev 39 Rogfast Parsell Rogfast alternativ 1 km 10.600 - 15.500 og arm Kvitsøy	Geophysix
11.04.2011	Geofysisk logging av borhull på Alstein, Randaberg kommune, Rogaland	Harald Elvebakk og Aline Saintot, NGU
20.12.2011	Geological investigations by drill core logging for the Rogfast tunnel project, preliminary report	Aline Saintot og Arne Solli, NGU
16.03.2012	Bergspänningsmätningar i borrhål BH-04-11, Krågøy, Kvitsøy kommune	Daniel Ask, Pöyry
29.05.2012	Geofysiske målinger på Kvitsøy, Kvitsøy kommune, Rogaland. Foreløpig rapport	Einar Dalsegg, NGU
19.12.2011	Rogfasttunnelen - Ingeniørgeologiske vurderinger for avkøyring til Kvitsøy	Leif Egil Friestad
22.02.2012	Kjernelogging Krågøy nord. upublisert	Statens vegvesen
xx.xx.2011 05.03.2011 10.06.2011 31.07.2011 20.08.2011 14.09.2011 10.10.2011	Vasstapsmålingar - Krågøy A, B og C Hestholmen A Hestholmen B Hestholmen C Krågøy nord A Krågøy nord B	Geodrilling
16.09.2011	E39 Rogfast teikning D201-2	Statens vegvesen
24.02.2012	E39 Rogfast Normalprofil Kvitsøy teikning F211	Statens vegvesen
xx.09.2011	Skisse alternativ under Kvitsøy	Statens vegvesen
xx.xx.2012	www.norgebilder.no - Flyfoto over Kvitsøy	Statens kartverk

Tabell 1.1: Grunnlagsmateriale brukt i oppgåva

# Kapittel 2

## Geologi og bergartar

Geologien i Boknafjorden er svært komplisert, med fleire skyvedekke og større forkastingar. Det er fire skyvedekke som er skildra i litteratur; Visteflaket, Storheiadekket, Boknafjorddekket og Hardangerdekket, der førstnemnde ligg på botn og sistnemnde øvst. Bergartane i Storhei- og Boknafjorddekket kjem i dagen aust for tunneltraséen, slik at det er uvisst om dei vil koma i kontakt med tunnelen. I sør vil tunnelen gå i Visteflaket, medan lengre nord er det forventa at bergartar frå Hardangerdekket vil bli møtt. Hovudproblemet med skyvedekker er at dei vil kunna årsaka stabilitetsproblem for ein tunnel over ei lengre strekning. Dette fordi dei oftast er liggande og har dårlig fjell kringom.

Fjorden er også sterkt prega av forkastingar og lineament. Desse er funne ut frå batymetri og magnetometri og kjem tydeleg fram på kart presentert i NGU sin rapport [37].

Dette kapitlet tek føre seg dei ulike bergartane tunnelen truleg vil gå gjennom, og vil spesielt vektlegga geologien rundt traséen opp til Kvitsøy.

### 2.1 Hovudtunnel

Ved påhogget på Harestad, Randaberg, er det Ryfylkeskiferen i Visteflaket som er dominante. Dette består av fyllitt og glimmerskifer med små kvartslinser. Mektigheita på dette laget er usikkert, men det er anteke til å vera omlag hundre meter tjukt. Desse bergartane er sannsynlegvis å finna heilt til ein kjem til ei forkasting nord for Tungenes. Denne er tolka som overgangen mellom Ryfylkeskiferen og Karmøyofiolittane.

Karmøyofiolittane består i hovudsak av intrusive mafiske og ultramafiske bergartar og er ein del av Hardangerfjorddekket. Det er utført kjerneboring ved Alstein, ei øy/holme, nordvest for Randaberg for å kartlegga bergartar mot djupet, og avklara om tunneltraséen vil kryssa eit eventuelt skyvedekke. Boringa blei utført ned til omlag 300 meter djup, utan at ei skyvesone vart avdekka, slik at ei slik sone må ligga djupare enn 300 meter. Bergarten i borholet er i hovudsak kompetent gabbro, men i botn av holet er det funne granittisk bergart med mylonitisk preg, samt ein finkorna foliert mafisk bergart. Det vart heller ikkje oppdaga sprekker eller sprekkesoner med betydning for stabiliteten for tunneldriving [28].

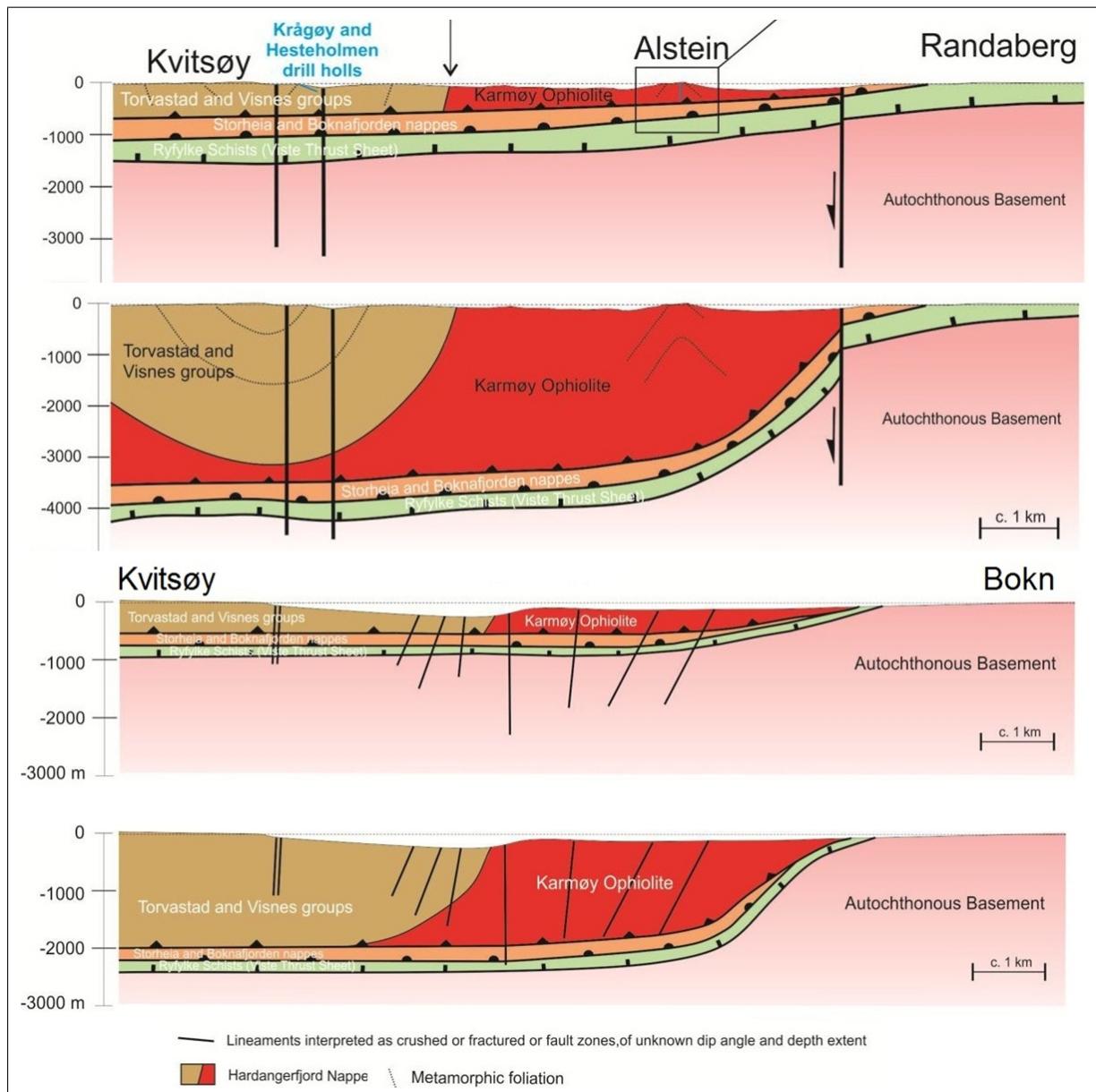
Nord for Alstein vil tunnelen kryssa under holmane søraust for Kvitsøy. Bergartane her er også ein del av Hardangerfjorddekket, men er innafor Torvastad og Visnesgruppa som består i hovudsak av vulkanske sediment, grønnstein, tuff, pute- og breksjelava, samt svartskifre og diabasgangar [29]. Desse bergartane har opphav som sjøbotnskorpe basalt, og er metamorfisert i låg grad. Ute på desse holmane er bergartane tett oppsprukke i dagen og det er sterk folding

[9]. Mellom desse holmane og Kvitsøy er det ei større regional forkasting, som blei stadfest gjennom kjerneboringer frå fleire stadar på Kvitsøy der det blei funne breksjeaktig svartskifer, og knusingssoner. Svartskiferen, som ikkje har vore oppdaga før, har stadvis mylonittisk preg og er sterkt folda. Den er også prega av grafittlag og har eit varierande innhald av svolkis. Grønnsteinen er stadvis massiv, og opptrer i 'benkar' der det er dårlegare fjell mellom 'benkane'. Det er også observert svært oppsprukken, næraast flisig grønnskifer.

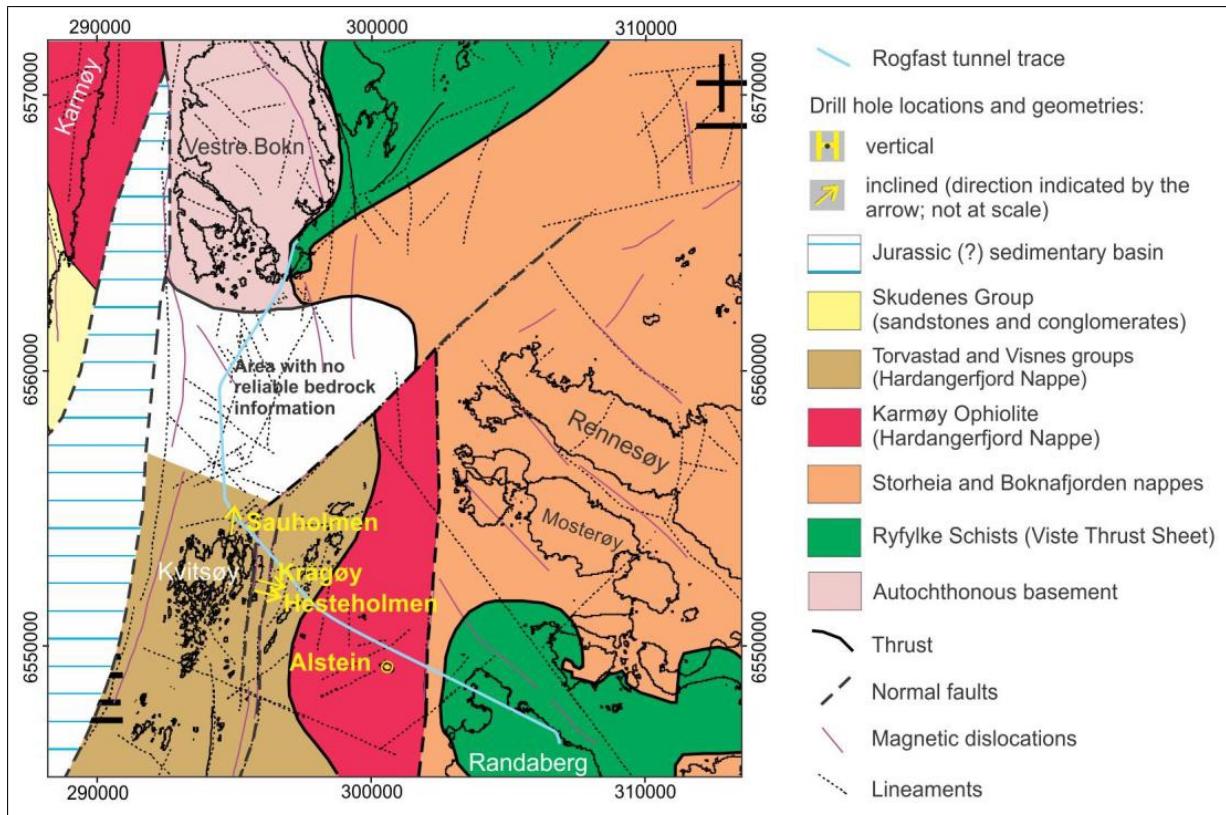
Mellom Kvitsøy og Bokn er geologien særslig usikker. Utført refraksjonsseismikk viser at det er mange soner med låg seismisk hastighet. Sidan det ikkje er blotningar i dagen, kan ein berre basera seg på seismikk tolkinga som grunnlag for fjellkvalitet på strekninga. Nord for Kvitsøy er det truleg ei større forkasting som tunnelen må kryssa. Ved Bokn kjem tunnelen inn i grunnfjellsgneis og eit lite stykke med Ryfylkeskifer. Det er også utført flymagnetiske målingar som avdekker anomaliar som tolkar mogleg djupforvitring i området [37].

NGU har logga kjernehola som er bora ved Kvitsøy og dette kombinert med tidlegare undersøkingar har dei kome fram til mogleg strukturgeologi langs tunneltraséen. Modellane dei har kome fram til er ganske usikre. Modellane mellom Randaberg og Kvitsøy er skildra med 3-400 meter tjukke dekker, der Hardangerdekket, med Karmøyofiolittane og Torvastad og Visnes gruppa er omlag 6-700 meter tjukt eller det er omlag 3500 meter tjukt. Begge modellane, figur 2.1, skildrar møte med Hardangerdekket ved forkastninga nord for Randaberg. Modellen mellom Kvitsøy og Bokn er i hovudsak lik som den sør, med ein modell med tynne dekke og ein med tjukt Hardangerdekke.

Figur 2.2 viser anteken geologi i Boknafjordområdet. Den viser ei oversikt over forkastningar, grenser mellom skyvedekker, lineament og magnetiske anomalier. Dei ulike borhola som er utført og brukt for å tolka geologien er også markert på figuren.



Figur 2.1: Oversikt over tolka regionalgeologi [29].



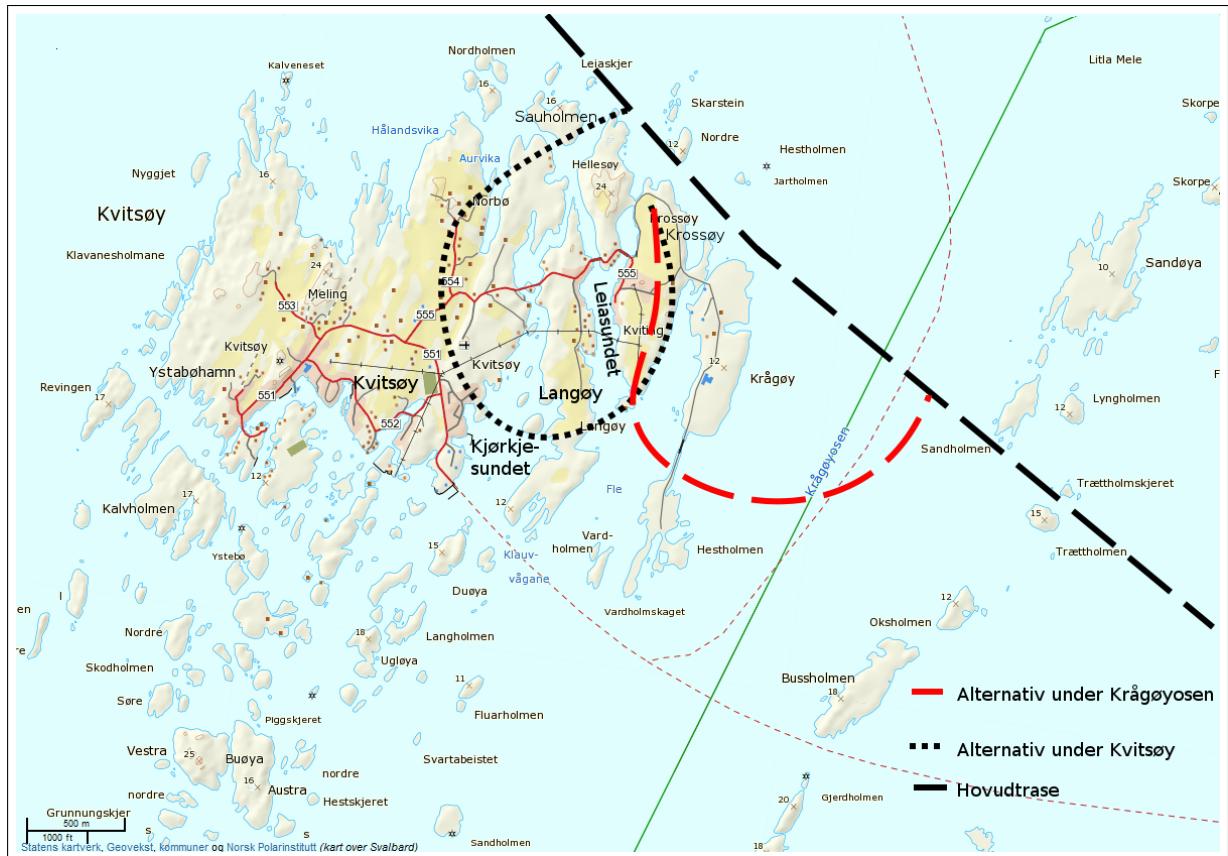
Figur 2.2: Mogeleg geologi i Boknafjorden ut frå seimikk, batymetri og magnetometri [29].

## 2.2 Arm til Kvitsøy

Tunneltraséen frå hovudtunnelen og til Kvitsøy har vorte lagt om fleire gonger på grunnlag av utførte grunnundersøkingar. I hovudsak er det to ulike alternativ som har vore vurderte: eitt alternativ aust for Kvitsøy og eitt alternativ under Kvitsøy. Grunnundersøkingar som er gjort har vist dårlegare kvalitet på fjellet dess djupare i borhola ein har kome [9]. Difor har det vorte meir interessant å få til eit alternativ som skal gå under Kvitsøy. Dette alternativet er mindre undersøkt, og er difor undersøkt nærmare med både seismikk og resistivitetsmålingar. Figur 2.3 viser ei skisse av dei to ulike alternativa, samt oversiktskart over Kvitsøy med stadnamn som er brukte i oppgåva.

Bergartane som er funne i borhola på Kvitsøy er grønnstein/skifer, og svartskifer med mylonittisk preg nær knusingssonen som alle utførte borhol kom i kontakt med [9]. På holmane søraust for Kvitsøy er det klorittskifer og glimmerskifer i tillegg til vulkanske bergartar [16]. På nordvestsida av Kvitsøy er det vulkansk tuff og lavabergartar opptrer i dagen [30].

Grønnsteinen/skiferen i dagen på Kvitsøy framstår forvitra og prega av utvasking i lagdeilinga. Kjerneprøvane som er tekne opp, og seismikk som er skutt på land viser at det er berre dei øvste metrane som er utvaska. Etter 4-10 meter er det ein meir homogen og bergart. Tynnslipstudie av bergarten viser et mineralsett som er typisk for grønnskiferfacies, med innhald av biotitt, kloritt, epidot, plagioklasfeltspat, kalkspat og litt kvarts. Innhaldet av flakige mineral som biotitt og kloritt kan få betydning for sikringsnauksynet [41]. Grønnsteinen har varierande oppsprekkingsgrad i borhola, men er generelt meir oppsprukke dess lengre ned i holet ein kjem. Overgangane mellom grønnstein og svartskifer flytande, sjå vedlegg B laboratorietestar, og det



Figur 2.3: Skisse av dei to ulike traséalternativa og ei oversikt over brukte stadnamn.

er ikkje oppdaga sprekkesoner i overgangane. Det som er generelt for dei borhola som er bora er at dei alle har hatt dårlegare bergmassekvalitet dess djupare i hola ein har kome. Dette er fordi det er ein regional forkastingssone som borhola går mot. Slik traséen er tenkt i skrivande stund, skal ikkje armen opp til Kvitsøy kryssa denne regionale sona, men den skal kryssa fleire parallelle N-S soner som går på Kvitsøy. Grønnsteinen har klorittbelegg når ein kjem lengre ned i hola, som vil ha konsekvensar for stabiliteten i ein tunnel. I svartskiferen er det grafittbelegg som påverkar stabiliteten [9]. Svartskiferen er også veldig lagdelt, med glidespeilflater. Den har mylonittisk preg og rekrystallisering av feltspat er å finna. Minerala i han er i hovudsak mørke. Svartskiferen er også prega av at den inneholder svovelkis, som vil gi surare korrosivt miljø.

Bergmassekvalitet har vorte logga etter Q-metoden og plassert inn i sikringsklasse ut frå Statens Vegvesen sitt klassifiseringssystem [9]. Generelt for hola som er logga er den beste kvaliteten i den øvste grønnsteinen. Her ligg Q-verdien mellom 10 og 100, medan verdien lengre ned i hola kjem under 1. I knusingsonen som nokre borhola har klart å koma gjennom er Q-verdien nede i under 0,01. Dette er jordaktige massar, og det er utført svelletestar på materiale som viser moderat svelletrykk (0,1 - 0,3 MPa) [5] og [9]. Fordelinga av logga kjernemateriale er presentert i tabell 2.1, der ein ser at det er mest bra fjell, sikringsklasse I, som er logga.

Sikringsklasse	I	II	III	IV	V	VI
Totalt meter	798	179	152	135	88	66
Total prosent	56,28%	12,62%	10,72%	9,52%	6,21%	4,65%

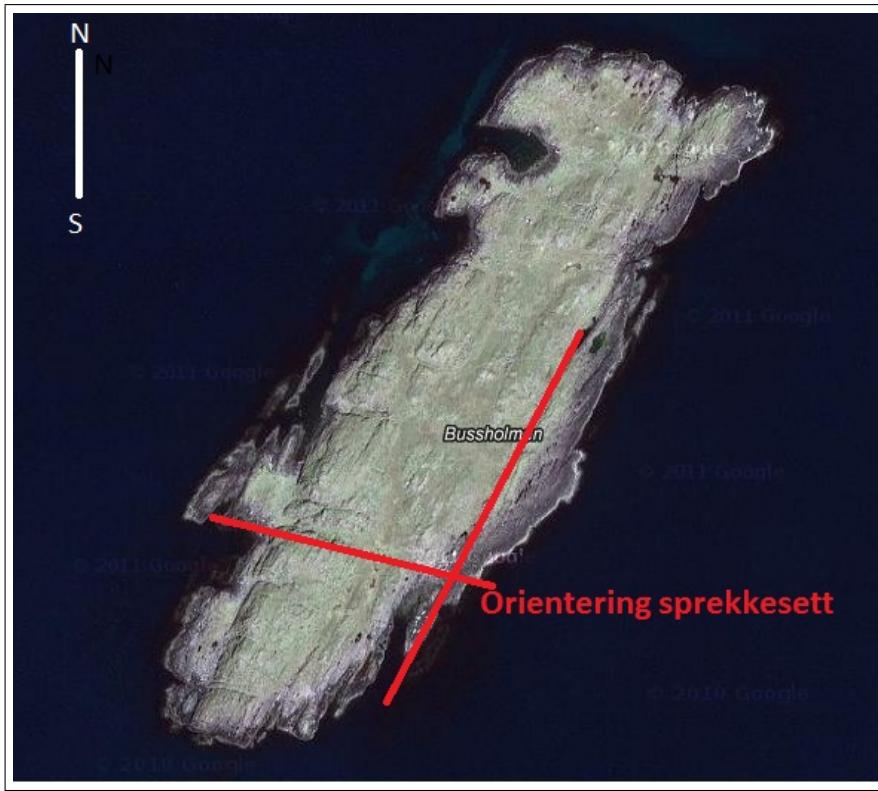
Tabell 2.1: Fordeling av antal meter kjerne, og prosentvis fordeling av sikringsklasse for kjerneboringa som er logga i prosjektoppgåve [9].

Det har vorte utført bergmekaniske testar på kjernane frå borhola. Dette er gjort med tanke på å kunna gjera numeriske analysar. Resultata frå laboratorieundersøkingane er vist i tabell 2.2. Grønnsteinen er generelt sterkare og stivare enn svartskiferen, som nær knusingssona er særsvak og lagdelt. Det er mogleg å knusa han berre med handmakt. Sidan det er krav til lengd på kjernene er berre det sterkeste materialet som er testa. Det svakaste er så oppsprukke at det ikkje er mogleg å finna lange nok kjernebitar.

Borhol	Youngs modul [GPa]	Poissons tal	Eigenvekt [kg/m <sup>3</sup> ]	Trykkfasthet [MPa]	Bergart
HH-B 470-475	62,41 ± 19,38	0,25 ± 0,04	2928 ± 49	43,4 ± 9,4	Grønnstein
HH-B 485-486	13,83 ± 8,66	0,13 ± 0,03	2710 ± 26	28,5 ± 8,6	Svartskifer
HH-C 329-332	46,12 ± 11,61	0,17 ± 0,03	2743 ± 11	54,5 ± 7,5	Svartskifer
HH-C 392-399	37,16 ± 10,21	0,39 ± 0,30	2715 ± 10	20,3 ± 9,2	Svartskifer
KRG-A 28-32	62,43 ± 8,72	0,25 ± 0,03	2943 ± 34	79,5 ± 10,5	Grønnstein
KRG-C 240-244	43,32 ± 29,31	0,22 ± 0,11	2657 ± 46	39,1 ± 29,8	Svartskifer

Tabell 2.2: Resultat frå utførte laboratorietestar av [9]. Standardavviket er gitt som ± ein verdi.

Det er fleire som utført sprekkestrekning kring Kvitsøy. NGU, Gjerde [16] og underteikna [9] har utført målingar kvar for seg, og målingane stadfestar kvarandre. Figur 2.5 viser dette. I hovudsak er det to sprekkesett som er oppdaga, der det eine er lagdelinga. Lagdelinga går omlag N-S, med varierande fall mot aust og vest. Sidan bergartane er generelt sterkt folda i området, kan fallet på lagdelinga variera stort berre innanfor få meter. Det andre sprekkesettet som er



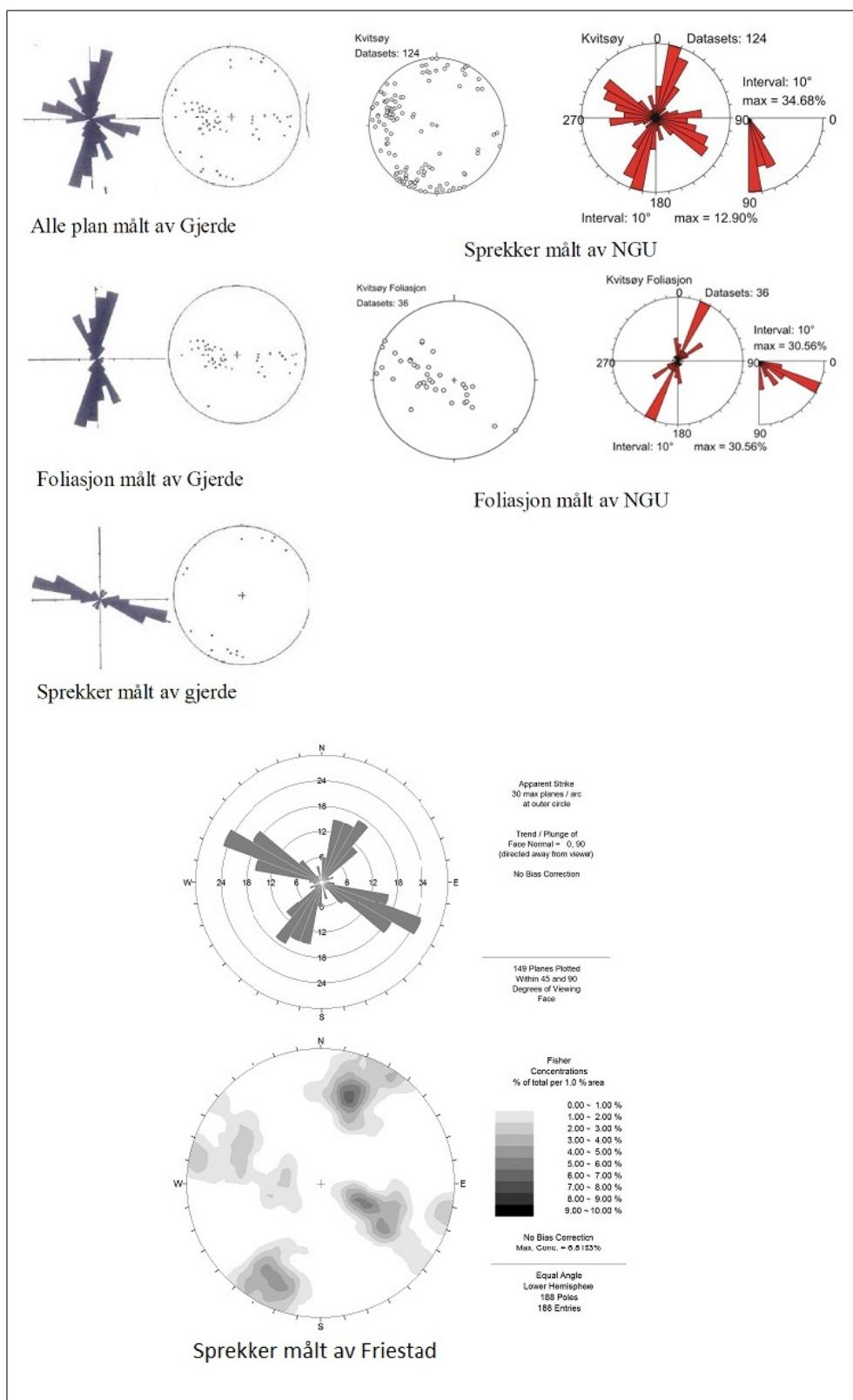
Figur 2.4: Flyfoto Bussholmen, der ein tydeleg ser dei ulike sprekkesetta funne att på Kvitsøy [23].

funne har strøk omlag N100Ø, og eit varierande steilt fall. Dette sprekkesettet er uthaldande og ein klarer å sjå begge frå lufta, som vist i figur 2.4. Svakhetssonene som er i området har omlag same strøk som desse sprekkesetta. Dei fleste går med strøk N-S. Sidan tunnelen er planlagt til å gå i ein spiral under Kvitsøy, vil det ikkje vera mogleg å unngå kryssing av desse sonene, men tunnelen kan planleggast slik at den vil kryssa mest mogleg normalt på svakhetssonene og unngå tangering.

Ut frå borkjernane som er tekne opp på austsida av Kvitsøy er fallet til svakhetssonen vurdert til å vera omlag 45 grader mot vest. Ved eit så slakt fall vil ein tunnel med slakare fall enn borhol ha lengre kryssing av svahetssone [9].

Det er utført vasstapsmålingar for borhola som er utført på austsida av Kvitsøy, ved Krågøy og Hestholmen. Høgaste verdi som vart funne var nedst i borholet sør på Krågøy, borhol C. Her var innlekkasjen 2,16 l/(min m). Sjå meir detaljar i kapittel 4.2.1.

Fordelinga av geologien kring Kvitsøy er svært usikker, og grensa mellom svartskifer og grønnstein er ikkje tydeleg, og ut frå borhol er dei innbaka i kvarandre. Om svartskiferen berre er å finna kring knusingssonene er usikkert.



Figur 2.5: Ei oversikt av utførte sprekkelåsingar ved Kvitsøy. Modifisert frå [9] og [16].

# Kapittel 3

## Metode

Dette kapitlet vil ta føre seg dei metodane som er brukt i oppgåva. Eksisterande standardar vil ikkje verta gjennomgått, men referert til undervegs. Phase<sup>2</sup>, drivetekniske parametrar og bruken av seismikk og resistivitet vil verta forklart.

### 3.1 Phase<sup>2</sup>

Phase<sup>2</sup> er eit verktøy frå Rocscience som gjer 2D modellering etter endeleg elementmetoden (FEM). Programmet er designa for overflate og undergrunnsuttak av masser, både fjell og jord. Modellen som blir designa blir delt opp i eit endeleg antal mindre element, der eit element er til dømes triangulært eller rektangulært. Elementa er knytta opp til kvarandre, og til dømes krefter eller deformasjon i eit element påverkar alle naboelement. For å oppnå likevekt i eit steg er fleire iterasjonar ofte naudsynte. Inngangsparametrane i Phase<sup>2</sup> er funne ved hjelp av RocData. RocData er eit program som tek inn bergartsparametra og tilpassar desse til eit brotkriterie. Naudsynte data for denne analysen er (alle parametrar er for intakt berg):

- Einaksa trykkfasthet ( $\sigma_{ci}$ )
- Geological Strength Index (GSI)
- Materialkonstant ( $m_i$ )
- Forstyringsfaktor (D)
- Youngs modul (E) eller Modul rate (MR), der  $E=MR \sigma_{ci}$

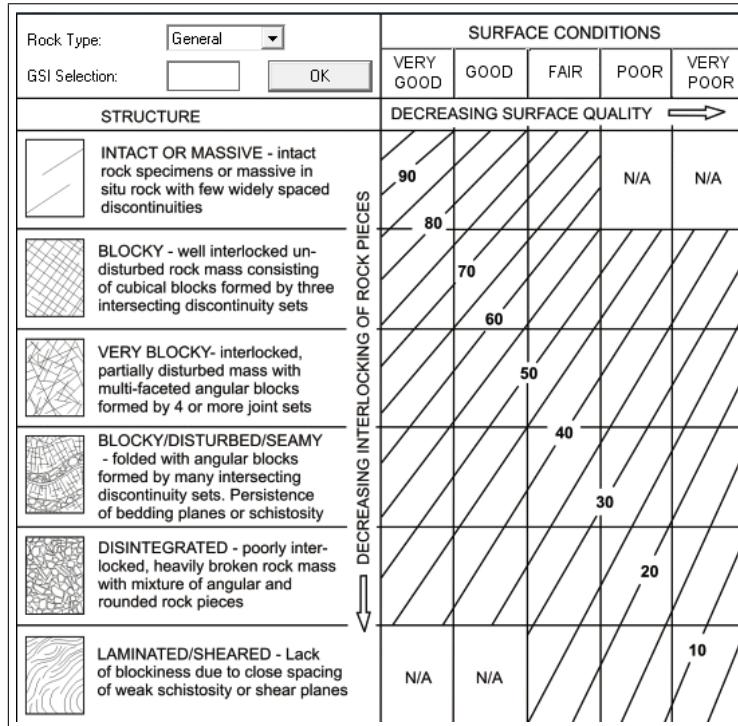
Einaksa trykkfasthet er definert som den lasta ein prøvesylinder har ved brot, dividert på det arealet som lasta verkar på. Dette er ein vanleg parameter som er mykje brukt i analysar av både tunnelar og pilarar i gruvedrift.

GSI [39] er ein klassifiseringsverdi av bergmasse på lik linje med Q-verdien [38]. Systemet er basert på oppsprekkingsgrad av bergart, og overflate tilstand. GSI-verdien minkar dess meir oppsprukken og dess dårlegare bergarten er i overflata. Figur 3.1 viser korleis estimering av GSI føregår i RocData. Sidan kjernane ikkje er kartlagt etter GSI-systemet, er verdiane tekne etter kva inntrykk ein har frå kartlegging av kjernar og frå sprekkekartlegging i dagen [9]. Det er gjort forsøk på å korrelera Q-verdi med GSI, etter formel 3.1 og 3.3 [36]. For overgangen frå RMR til Q-verdi har Bieniawski sin korrelasjon vorte brukt, likning 3.2 [31].

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad \text{for } GSI \geq 18 \text{ eller } RMR \geq 23 \quad (3.1)$$

$$RMR = 9 \times \ln Q + 44 \quad (3.2)$$

$$GSI = 9 \times \ln Q + 44 \quad \text{for } GSI < 18 \quad (3.3)$$



Figur 3.1: GSI-systemet teke frå RocData [39].

Materialkonstanten,  $m_i$ , er det ikkje gjort noko prøvetakingsarbeid for å finna. Denne er estimert ut frå verdiar funne i programmet RocData. Dersom parameteren skal estimerast må einaksielle og triaksielle testar eller strekktestar utførast. Verdien blir deretter funne ut i frå iterasjon og tilpasning til brotkriterie. Det er fleire måtar å estimera verdien på ut i frå utførte testar [40].

Forstyrringsfaktoren (Disturbance factor),  $D$ , er avgjort ut i frå kva skade sprenging vil gjere på bergmassen. Ved konvensjonell driving vil det verta ei sone i fjellet som vil bli betydeleg skada av sprenginga. Faktoren seier noko om kor mykje av kringliggende bergmasse som vil få mekaniske eigenskapane sine endra. Ein faktor på 0 seier at det er minimal påverking på sidefjell, medan ein faktor på 0,8 seier at sidefjellet er sterkt skada 2 - 3 meter inn frå konturen.

Youngs modul blir estimert ut i frå likning 3.4 til 3.6. Youngs modul blir bestemt ved hjelp av den såkalla tangent metoden. Denne går ut på å finna tangenten for grafane, radiell tøyting mot spenning og aksuell tøyting mot spenning, og finna denne for området nærmest mogleg maksimal spenning som er påført prøvestykke. Ut frå påført last ( $P$ ) på eit areal ( $A$ ) og tøyting ( $\epsilon$ ) blir Youngs modul ( $E$ ) funne. Youngs modul seier noko om kor stift eit materiale er. Dess større Youngs modul dess større spenning kan eit prøvestykke ha før deformasjon skjer, Hooks lov likning 3.6

Av desse 5 parametrane var Youngs modul og einaksa trykkfasthet funne i prosjektoppgåva utført av underteikna [9], i tillegg til supplerande testar gjort i denne oppgåva.

$$A = \pi \times \frac{d^2}{4} \quad (3.4)$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (3.5)$$

$$\sigma = E \times \epsilon_{aksuell} \quad (3.6)$$

Inngangsparametrane som er tekne inn i RocData blir omforma til parametrar som er tilpassa valt brotkriterie. I denne oppgåva er det valt Hoek-Brown generalisert brotkriterie, likning 3.7, sidan dette tek meir hensyn til bergartspametrane. Omforminga frå inngangsparametrane i RocData og tilpassa brokriteriet er gjort etter likning 3.8 til likning 3.10. For meir teori kring modelleringa, sjå [44].

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci} + s} \right)^a \quad (3.7)$$

$$m_b = m_i e^{\left( \frac{GSI-100}{28-14D} \right)} \quad (3.8)$$

$$s = e^{\left( \frac{GSI-100}{9-3D} \right)} \quad (3.9)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (3.10)$$

## 3.2 Drivetekniske parametrar

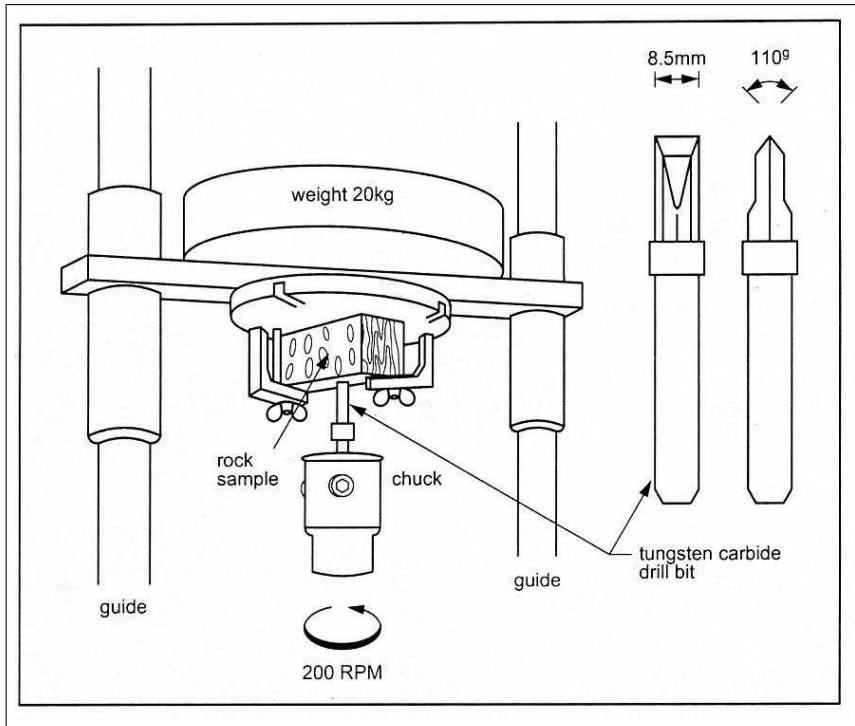
Drivetekniske parametrar er ein viktig del av kostnadsestimeringa for ein tunnel, med tanke på tidsbruk og slitasje på utstyr. Dette kapitlet tek føre seg borsynk (DRI), borslitasje på borkroner med karbid (BWI), og for TBM-kuttarar (CLI). Sprengbarhet (SPR) inngår også i desse parametrane, men er ein anna test.

### 3.2.1 Borbarhetstestar

Borbarhetstestane undersøker tre parametrar; Sievers J-verdi (SJ), Sprøhetstal ( $S_{20}$ ) og abrasjons verdi for tungsten karbid (AV) og TBM-kuttarar (AVS). SINTEF har laga ein standard for testing [4]. Sievers J-verdi blir funne ved å montera ein avsagd bit av testbergarten mot eit bor, som blir lasta med 20 kg som vist i figur 3.2. Verdien blir funnen av borsynken i mm/10 etter 200 omdreiingar.

Det er viktig at prøvestykket har to parallelle flater, der den eine blir brukt mot boret. Testtinga bør også utførast parallelt med lagdelinga for å unngå boring i vekselvis harde/mjuke lag som vil gjera resultata ujamne og därlege å tolka. Ved å bora parallelt vil boret heile tida vera i kontakt med dei same laga.

Sprøhetstalet blir funne ved å knusa bergarten og sikta aggregata med 16 mm og 11,2 mm kvadratisk sikt. Det som kjem gjennom blir sikta med rektangulære sikt på 11,2 mm og 8 mm,



Figur 3.2: Oppsett for måling av Sievers J-verdi [4].

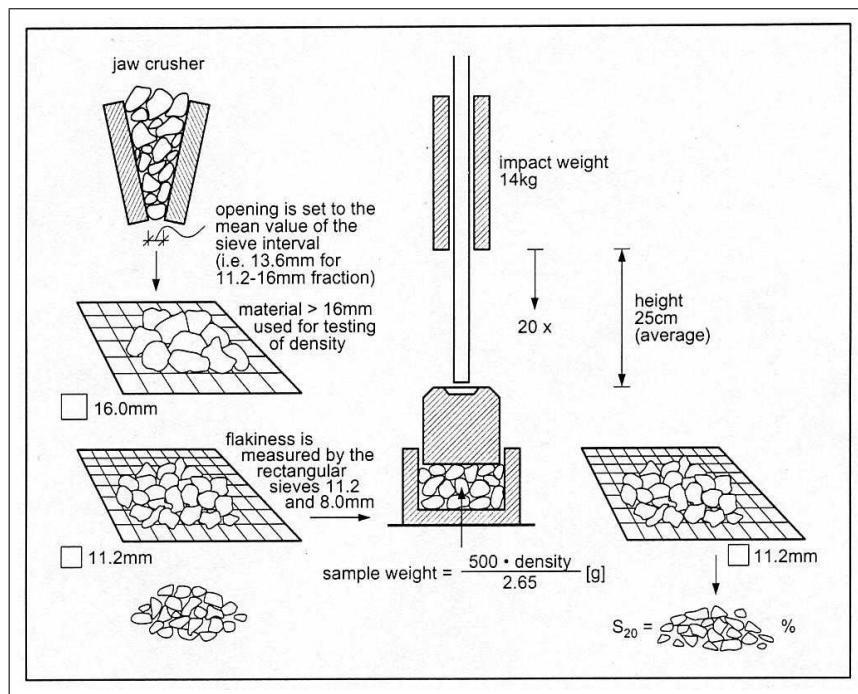
og lagt oppi ein mortar der materialet blir utsett for 20 slag med 14 kg lodd frå 25 cm høgd. Sprøhetstalet er den prosentvise vekta av materialet som er mindre 11,2 mm kvadratisk sikt, slikt som vist i figur 3.3.

Abrasjonsverdien blir funne ved vekttap i mg for tungsten karbid (AV), eller for kutterstål (AVS) etter at det har gjennomgått slitasje frå bergartspulver. Bergartspulveret blir framstilt i frå materialet frå sprøhetesten. Det blir knust i fleire omgangar, 2 gonger med kjefteknusar (5mm opning), deretter blir skiveknusar (5, 1 og 0,5 mm opning) brukt til ønska fraksjon er oppnådd. Ønska fraksjon er  $99\% < 1\text{mm}$  og  $70\% \pm 5\% < 0,5\text{ mm}$ . Oppsett og skildring er vist i figur 3.4.

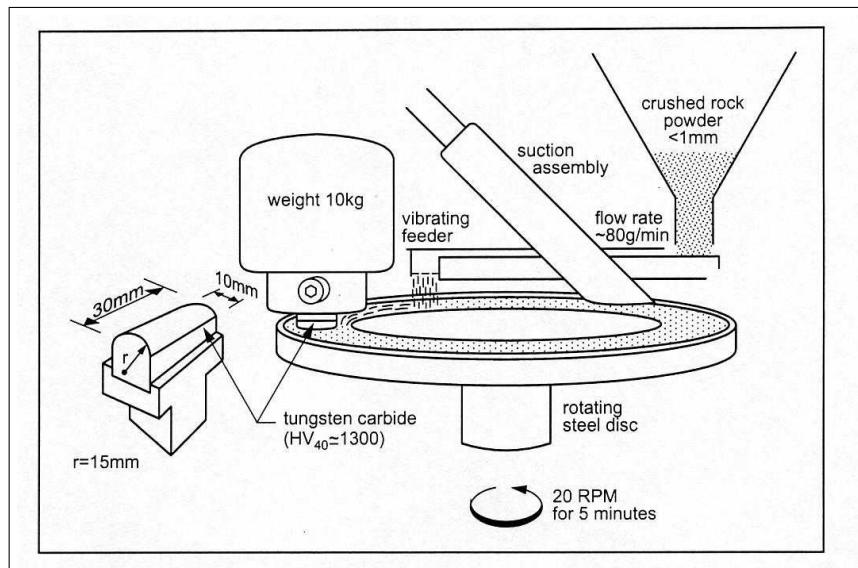
Parametrane for borbarhet (DRI) og borslitasje blir funne ut frå diagram i figur 3.5. Borbarheten er avhengig av Sievers J-verdi og sprøhetstalet. Borslitasje (BWI) blir funne ut frå DRI-verdien og abrasjonsverdien for tungsten karbid (AV). Borslitasjen og levetida på TBM-kuttarar (CLI) blir funne ut frå likning 3.11.

$$CLI = 13,84 \times \frac{SJ}{AVS}^{0,3847} \quad (3.11)$$

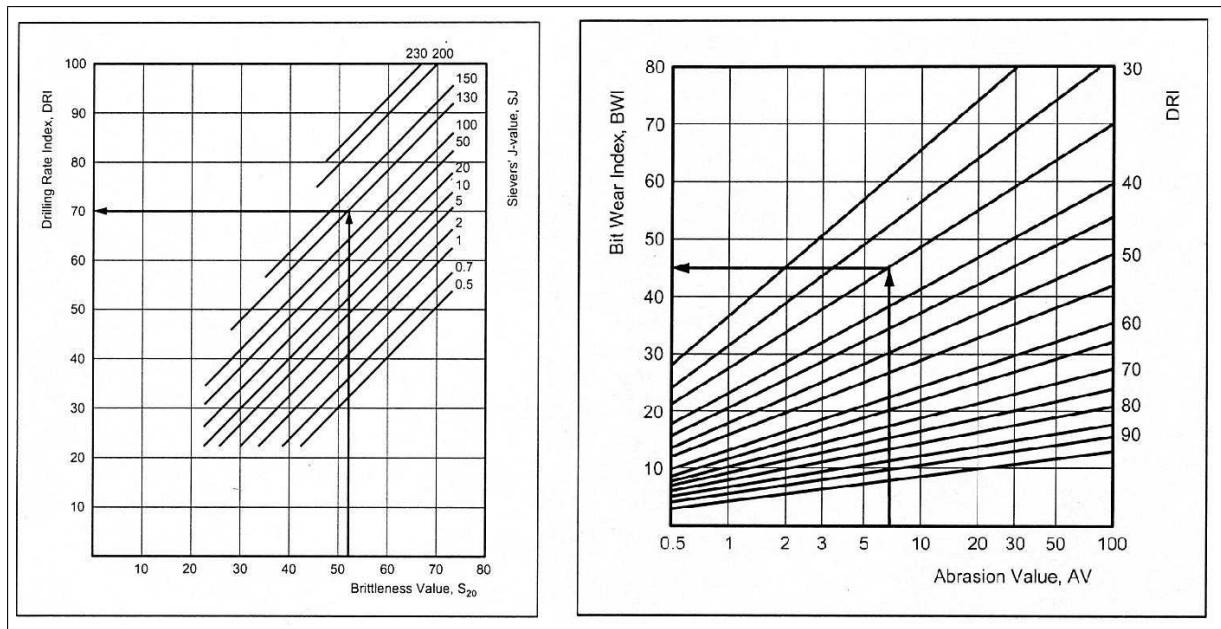
Alle desse verdiane er indeksar, som vil seie at dei ikkje er eit direkte mål, som kan brukast direkte. Verdiane er indikasjonar og kan bli brukt som eit hjelpemiddel til klassifisering av borbarhetseigenskapane til fjellet. For å kunna bruka verdiane direkte må det gjerast korrelasjonsforsøk med aktuelt borutstyr. Dette er ikkje ofte utført i dag.



Figur 3.3: Oppsett og utføring for måling av sprøhetstalet [4].



Figur 3.4: Oppsett for abrasjonstest [4].



Figur 3.5: Diagram brukte til å estimera DRI og BWI [4].

### 3.2.2 Sprengbarhet

Sprengbarheten til ein bergart er avhengig av mange ulike faktorar. Ladningsmengd, detonasjonshastighet for sprengstoff, type sprengstoff, kutt-type og geologiske forhold er døme på påverkande faktorar. Ved testing er det i hovudsak dei geologiske faktorane som blir testa. Døme på geologiske faktorar er [34]

- Densitet
- Seismisk hastighet
- Motstandsevna mot nedknusing
- Dampingsevna til bergmassen
- Strekkstyrken til bergart
- Anisotropi
- Oppsprekking
- Mineralogi og kornbinding

Ved testing av sprengbarheten, SPR, er det densitet, og lydhastighet parallellt og vinkelrett på lagdelinga som blir målt. Anisotropien blir funne ved forholdet mellom lydhastighet vinkelrett og parallellt på lagdelinga. Stor anisotropi kan føra til sterk damping av detonasjonen i ei retning, medan i andre retning vil det vera liten damping av detonasjonen. Dette gjer at tunnelgeometrien kan verta annleis enn det som er planlagt og borhol vil ekspandera meir i ei retning enn i ei anna. Dersom dette er kjent på førehand kan borplanar endrast for å kompensera dette. Bergartar slik som glimmerskifer og fyllitt der minerala ligg parallellorientert vil føra til

stor skilnad i dei bergmekaniske eigenskapane i dei ulike retningane. Driving langs lagdelinga vil vera den mest ugunstige situasjonen, medan tunnelar som skjer lagdelinga på skrå vil vera eit betre alternativ.

Impedansen er definert som produktet av lydhastighet og densiteten. For bergartar med større impedans enn sprengstoffet er det funne at dei maksimale spenningane som blir indusert av støtbølga vil vera større enn for bergartar med lågare impedans. Den totale energien i støtbølga til ein bergart med høgare impedans vil vera mindre enn ein med lågare [34].

Ein bergart si evne til å dempa støtbølga frå sprengstoffet er indikert i lydhastigheten til bergarten. Høg lydhastighet indikerer dårleg dempingsevne, og liten dempingsevne indikerer god dempingsevne.

Det eksisterer ikkje nokon internasjonal standard på sprengbarhetstestar i skrivande stund, men SINTEF og NTNU utfører etter eige oppsett. Denne testen går ut på å testa bergartsprøvar for densitet ( $\rho$ ) og lydhastighet parallelt (vp) og normalt (vn) på lagdelinga. Forholdet mellom hastigheten i dei ulike retningane blir brukt til å skildra anisotropien (Ia) til bergarten. I utrekninga av bergartens sprengbarhet er også sprengstoffparametrar naudsynt. Både detonasjonshastighet (w) og ladetettleik (LH) blir brukt. I utrekningane for sprengbarhet (SPR) er verdiar for dynamitt brukt som referanseladning i utrekninga, med detonasjonshastighet på 3000 m/s og ladningstettleik på 1,06 kg/l. Likning 3.12 [48] viser korleis sprengbarheten til ein bergart blir utrekna, der gjennomsnittleg hastighet i bergarten v blir brukt. Tabell 3.1 viser klassifiseringa av sprengbarhet ut frå likning 3.12.

$$SPR = \frac{0,736 \times I_a^{0,61} \times LH^{0,72}}{\frac{v}{1000}^{0,4} \times \frac{w}{v}^{0,25} \times \rho^{0,19}} \quad (3.12)$$

Klassifisering pallsprening	SPR	Typiske bergartar
God sprengbarhet	0,38	Grovkorna homogene granittar, syenittar og kvarts diorittar
Middels sprengbarhet	0,47	Gneis
Dårleg sprengbarhet	0,56	Metamorfe bergartar med skifrig struktur, ofte med høgt glimmerinnhald og låg trykkstyrke.

Tabell 3.1: Klassifisering av sprengbarhet (SPR). Modifisert frå [58].

Densiteten til bergarten blir utrekna ved å finna ein bergartssylinder og måla radius (R) og lengde (L) tre stadar og bruka gjennomsnittet til å rekna ut volumet (V) til prøvestykket. Vidare blir det massen (M) undersøkt på ei vekt med ein desimals nøyaktighet. Densiteten ( $\rho$ ) blir då som i likning 3.13.

$$\rho = \frac{M}{\pi \times R^2 \times L} \quad (3.13)$$

Lydhastighet blir målt ved bruk av eit apparat som sender og mottek trykkbølger. Det blir sendt eit elektrisk signal til ein sendar som overfører dette signalet til ei mekanisk bølge som blir sendt gjennom eit prøvestykke. På andre sida av bergarten er det ein mottakar som tek imot den mekaniske bølga og omformar det til elektrisk signal, som så blir sendt attende til apparatet. Apparatet målar tida som blir brukt på ein slik syklus. Denne tida (t) blir brukt til i

utrekninga av hastigheten ( $v$ ) i eit materiale, ved hjelp av å måla strekninga ( $s$ ) som bølga har gått. Hastigheten blir utrekna etter formel 3.14. Ut frå ISRM-standard som testen blei utført etter må minste lengda til prøvestykke ikkje vera mindre enn 10 gonger største kornstorleik [22].

$$v = \frac{s}{t} \quad (3.14)$$

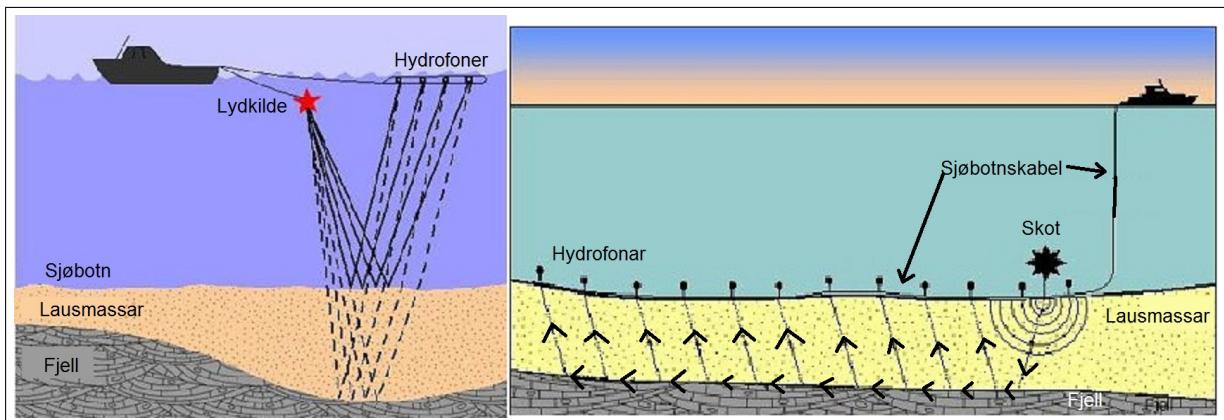
For å oppnå god overføring av mekanisk bølge mellom sendar og prøvestykke, og prøvestykke og mottakar blir ultralydkrem brukt. Sidan det er kjerner som blir testa er det eit problem med å få ei god måling på tvers av kjernane, der sendar og mottakar får eit mykje mindre areal mot prøvestykket enn måling langs kjernen. For å kompensera mot dette er det brukt ekstra mykje ultralydkrem i dette tilfellet.

### 3.3 Resistivitet mot seismikk

Seismikk er i dag ein av dei vanlegaste måtane å få informasjon om grunnen eit bergrom skal byggast i. Ein mindre brukte metode er elektrisk motstandsevne; resistivitet. Dette delkapitlet tek føre seg dei to ulike metodane, og vurderer bruken av dei.

#### 3.3.1 Seismikk

I dag er seismikk den vanlegaste undersøkinga å bruka i samband med forundersøkingar for undersjøiske tunnelar. Det eksisterer i hovudsak to typer seismikk; refleksjon og refraksjonsseismikk. Skilnaden på desse to er måten trykkbølga går i grunnen. I refleksjonsseismikk går trykkbølga frå sendar til ei laggrense. Ved laggrensa vil delar av energien bli reflektert og delar vil bli avbøyd i neste medium. Den delen av energien som blir reflektert går til ein mottakar og gangtida blir registrert. I refraksjonsseismikk går energien langs laggrensa, og blir ikkje reflektert. Det er i hovudsak refraksjonsseismikk som vil blir gjennomgått her. Figur 3.6 viser skilnaden på dei ulike seismiske metodane.



Seismikk kan utførast på fleire måtar. Det går an å skyta på land, med til dømes vibratorplate eller dynamitt som kilde. I sjøen er dynamitt, og luftkanon det mest brukte. På land og sjø blir

utlegg plassert ut og skot blir avfyrt langs utlegget. For å kunna få informasjon i djupet ved bruk av seismikk må tomografi brukast. Dette er seismikk utført i borhol, anten mellom to borhol, eller mellom borhol og ei overflate som eit utlegg kan plasserast på.

Planlagt seismikk var å gå rett over hovudtraséen, men enkelte stadar var ikkje dette mogleg, grunna installasjonar på sjøbotn og land, som gjorde at linja blei flytta lenger bort. Ved utlegging av seismikkabel blei straumar i området registrert og utlegget blei forsøkt å bli lagt mot straumen, slik at kabelen fekk ønska posisjon på botn. For å posisjonera båten blei det brukt differensiell GPS (DGPS), for å oppnå best mogleg nøyaktighet. Seismikkabel vart ankra til sjøbotn med to dreggar i eine enden. Kabelen består av hydrofonar og elektriske detonatorar, samt mindre ladningar på dei yttste skota langs linja. For å hindra å skyta av seismikkabelen blei ladninga festa til ein bøyle som var festa i kabelen. Figur 3.7 viser utlegging av kabelen frå båten.

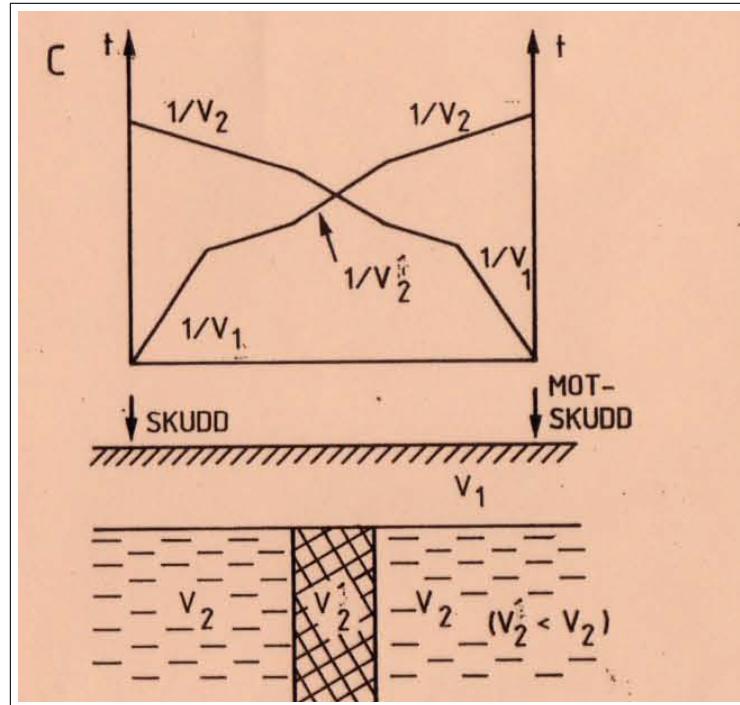


Figur 3.7: Utlegging av seismikkabel.

For å få hydrofonane på kabelen til å registrera i rett tid vart eit 'trigger-system' brukt. Dette gjorde at når ei lading blei detonert vart det registrert at det gjekk straum til detonatoren og signal blei sendt til mottaksenheten for hydrofonane, som registrerte signal i eit kort tidsvindauge. For posisjonering av kabelen på sjøbotn blei same system brukt for å få registrera rett seismisk hending. Posisjoneringa blei utført ved at 6 skot blei skutt frå havoverflata i eit kjent punkt, målt med DGPS. Desse blei registrert av hydrofonane, og med kjent seismisk hastighet i vatn er avstandane til dei ulike geofonane frå skotpunktet mogleg å finna ut, og derifrå finn ein posisjon og djup til geofon.

Prosessering av data er utført av Geophysix. I hovudsak går dette ut på lesa ut førstean-komsten frå dei ulike trasane (målingane) registrert under utføring. Desse blir brukt til å finna

ein gangtidsdiagram, som blir bruk til vidare tolking av mektighet av til dømes lausmassar, svakhetssoner, dagfjell og fjellhastighetar. Dette blir igjen bruk til å seia noko om kvaliten til bergmassen, og om det er noko ein må vera obs på under driving. Eksempel på gangtidsdiagram med tolking er vist i figur 3.8. Her blir skot og motskot brukt for å finna ut om det er horisontale strukturar eller om det er dippande. Det blir også bruk for å avgjera avgrensing av låghastighetssoner.



Figur 3.8: Eksempel på gangtidsdiagram med tolking [43].

Utlegra til seismikk og verdien av desse er avhengig av korleis dei blir plassert ut. Soneane som blir oppdaga på seismikk er ofte kryssande soner av profilet. soner som går langs eit seismisk profil blir oftast ikkje oppdaga. Dersom ein skal undersøka ei mogleg sone bør difor seismikkprofilet leggast på tvers av denne sona.

Avgrensingane til refraksjonsseismikk er lista opp under (henta frå [43]):

- Hastighetsinversjon
- Ingen hastighetskontrast
- Blindsone
- Geofonavstand
- Siderefraksjon
- Kabelheng

Hastighetsinversjon kan forklarast i ein trelagsmodell der øvste laget har større hastighet enn midtre, slik at ved registrering i geofonane, vil signalet frå nedre lag vil koma før signal

frå midtre lag. Modellen vil då verta tolka som ein tolagsmodell, sidan hastigheten i midtre lag ikkje har blitt registrert.

Dersom det ikkje er hastighetskontrast mellom to lag, men det er ulik type masse, vil ein trelags modell då også verta tolka som tolags.

Blindsone er når signalet frå til dømes midtre lag kjem seinare fram enn signalet frå nedre lag. Gangtidsdiagrammet vil då ikkje visa midtre lag. Same problem kan oppstå dersom det er for stor avstand mellom geofonar, slik at der geofonane er plasserte vil berre signal frå øvre og nedre lag verta registrert. Dersom dei hadde vore tettare plasserte ville signalet frå midtre lag blitt registrert. Figur 3.9 viser ulike problem med refraksjonsseismikk med tilhøyrande gangtidsdiagram.

Siderefraksjon skjer for eksempel ved ei kløft som er fyllt med lausmassar. Då vil signal frå sidefjellet kunna koma lenge før signalet frå fjellet rett under geofon. Då vil tolka lausmassemektighet vera mykje mindre enn den reelle. Ved sjøseismikk kan kabelheng oppstå. Dette er når kabelen grunna topografi ikkje ligg på sjøbotn, men heng i sjøen. Dette fører til låge tolka verdiar, som kan gi ei tolking som gir dårligare resistivitet enn det som er realiteten.

Det som også er verdt å nemna i samband med avgrensingar er at refraksjonsseismikk registrerer berre hastighetar i dei øvste metrane, slik at det vil ikkje koma ankomst frå djupareliggende lag. Djupet ein ser er avhengig av avstand mellom skot og mottakar.

### 3.3.2 Resistivitet

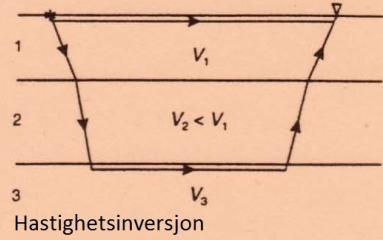
Resistivitetsmåling går ut på å senda elektriske impulsar i bakken for å måla motstanden i grunnen. Denne metoden gjer det mogleg å få eit bilet av bergkvaliteten nedover mot grunnen, samstundes som det er mogleg å tolka fall og fallretninga til geologiske strukturar mot djupet.

I tilfellet på Kvitsøy er det av stor interesse å finna ut fallet til allereie oppdaga svakhetssoner, sidan tunnelarmen til øya er tenkt å gå i ein spiral. Svakhetszonene som er mest bekymningsverdige er markert i figur 3.10. Dersom det er ugunstig fall på desse, mot tunneltraséen, vil det kunna føra til at det vil vera lengre strekk der det er naudsynt med meir og tyngre sikring. Det er i dette tilfellet meir interessant å finna ut fallretninga til ei sone, enn det er å finna ut kor dårlig sona eigentleg er.

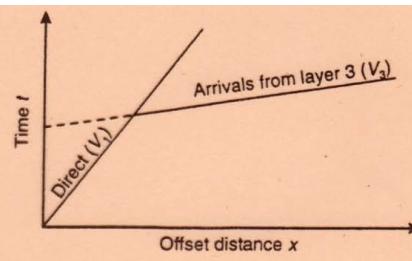
Utstyret som er brukt i resistivitetsmålingane til denne oppgåva er 5 100 meter lange kablar med koblingar kvar femte meter. For å få kontakt med bakken og senda straum ned i bakken er det brukt elektrodar av rustfritt stål, som blir kobla til kabelen med koblingsledningar. For å få god kontakt mellom kabel og grunn blir to elektrodar brukt pr. målepunkt. Kablane blir kobla saman med eit koblingsstykke. Eit instrument kalla terrameter blir brukt til å senda straum og måla potensialet mellom elektrodar, samt styra kva elektrodar som skal vera i bruk til kvar tid, avhengig av metode. Dette instrumentet blir sett midt på profilet som skal målast. For å måla profil som er meir enn 400 meter lange må det leggast ut 100 meter meir kabel til den sida ein skal flytta instrumentet mot, og deretter starta ny måling, som vist i figur 3.11. Under måling med terrameteret er 10 meter elektrodeavstand brukt på dei yttste kablane, medan kablane i midten av profilet bruker 5 meter avstand.

Sjølvе resistivitetsmålinga blir utført ved at 4 elektrodar er i bruk. 2 blir brukt som senderarar, som sender straum, medan 2 blir brukt som mottakarar som måler motstanden i grunnen. Med ulike konfigurasjonar av senderarar og mottakarar blir det laga ein såkalla pseudoseksjon, som er ei samansetjing av rådataane som er målte, sjå figur 3.11. For å få danna seg eit bilet over korleis grunnen ser ut, må pseudoseksjonen prosesserast. Etter prosessering vil ein få eit

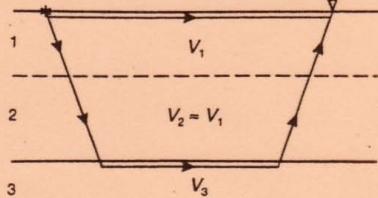
(A)



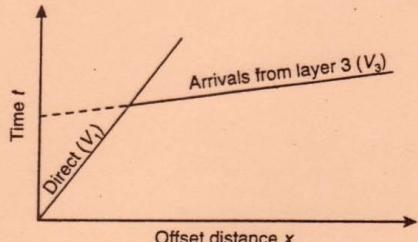
Hastighetsinversjon



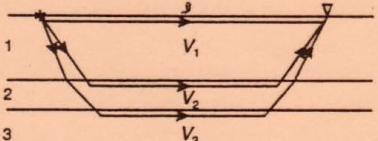
(B)



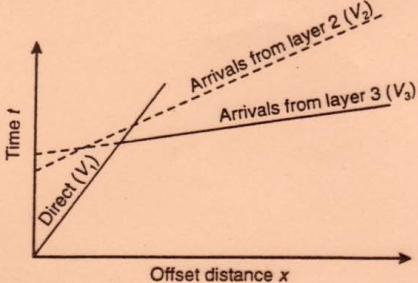
Ingen hastighetskontrast



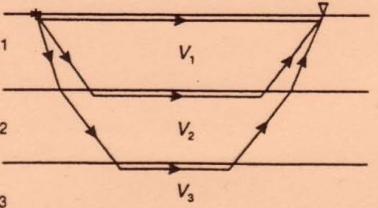
(C)



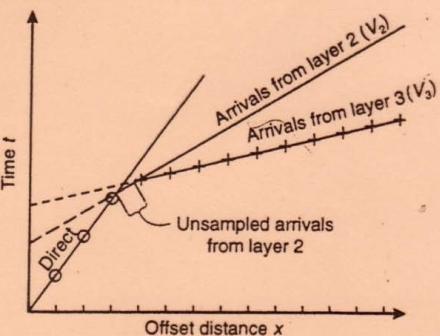
Blindsone



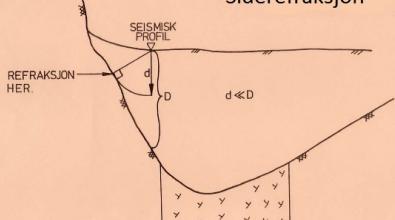
(D)



Geofonavstand



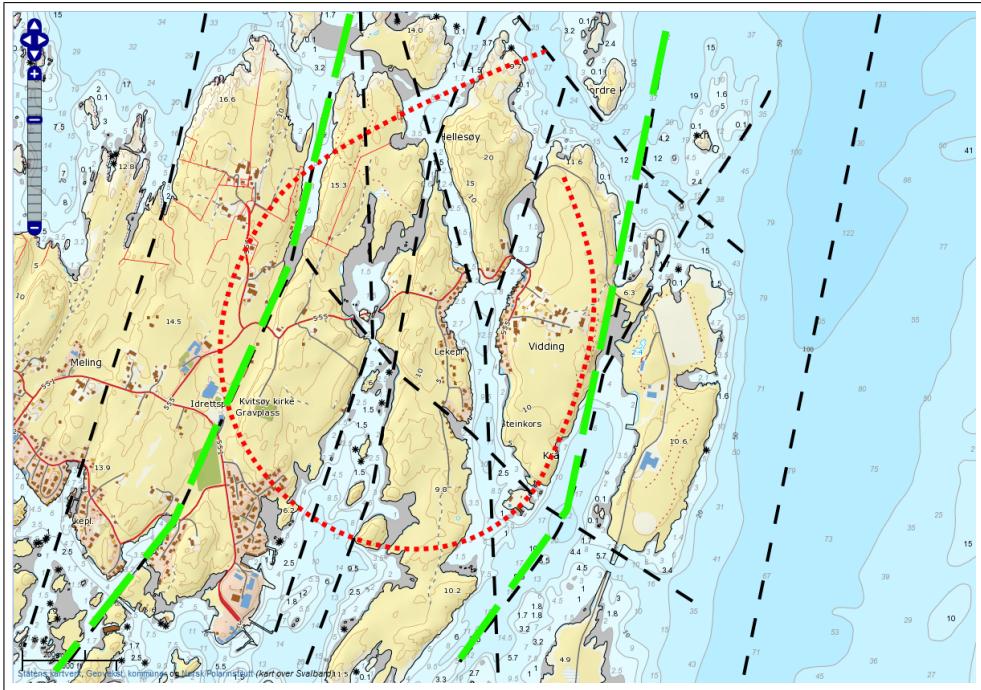
## Siderefleksjon



## Kabelheng



Figur 3.9: Avgrensingar for refraksjonsseismikk [43].



Figur 3.10: Soner markerte med grønt er fallet viktig for sikringsomfanget for tunnelen. Modifisert frå [9].

bilete av resistiviteten i grunnen langs profilet plotta mot djup. Prosesseringa går ut på at eit dataprogram inverterer eit profil og prøver å få det til å likna mest mogleg på pseudoseksjonen som er målt i felt.

Svakheten til resistivitetsmålingar er at dei er sensitive for støy frå elektromagnetiske installasjonar i nærleiken, slik som radiosendarar o.l. Metoden er ofte ikkje gunstig å bruke i bystrøk grunna for mykje støy. Den er heller ikkje like detaljert som refraksjonsseismikk på bergartsgrenser, lausmassemektighet, grense til fjell o.s.b.

Største skilnaden på seismikk og resistivitet er at resistivitet kan sjå endring i fjellkvalitet mot djup, i motsetning til seismikk som berre seier noko om kva bergkvalitet ein vil ha dei øvste metrane. Seismikk er godt eigna til å finna mektighet til lausmassar og djup ned til fjell. Det er også godt eigna til å identifisera låghastighetssoner og potensielle svakhetssoner. Resistiviteten er ikkje like god til å gje eit godt bilet av grensa til fjell, og mektighet til lausmassar, men metoden er fullt brukande til å identifisera moglege svakhetssoner. Hovudeigenskapen til resistivitetsmåling er at den klarar å sjå retningar mot djup. Dette kan brukast for å finna fallet til ei elektrisk godt leiande sone. Ei godt leiande sone kan vera ein svakhetssone eller ei mineralåre. For å skilja mellom desse to kan ein måla indusert polarisasjon (IP). Dette målar korleis motstanden endrar seg med tid etter at straumen blir slått av. Ei mineralåre vil slå ut på IP, medan ei svakhetssone ikkje vil slå ut.

Resistivitetsmålingar vil i tillegg kunne indikera om ei sone er vassførande eller om ho vil innehalda leire. Dette blir avgjort ut frå kva resistivitetsverdi sona vil ha. Dersom bergmassen generelt har låg resistivitet kan det tyda på oppsprukken bergmasse, eller at bergmassen inneholdt elektrisk leiande mineral.

Det vart nytta tre ulike metodar under målingane av resistivitet. Desse er gradient, pol-dipol og pol-pol. Dei to sistnemnde er avhengige av ein og to fjernelektrodar som det blir brukt

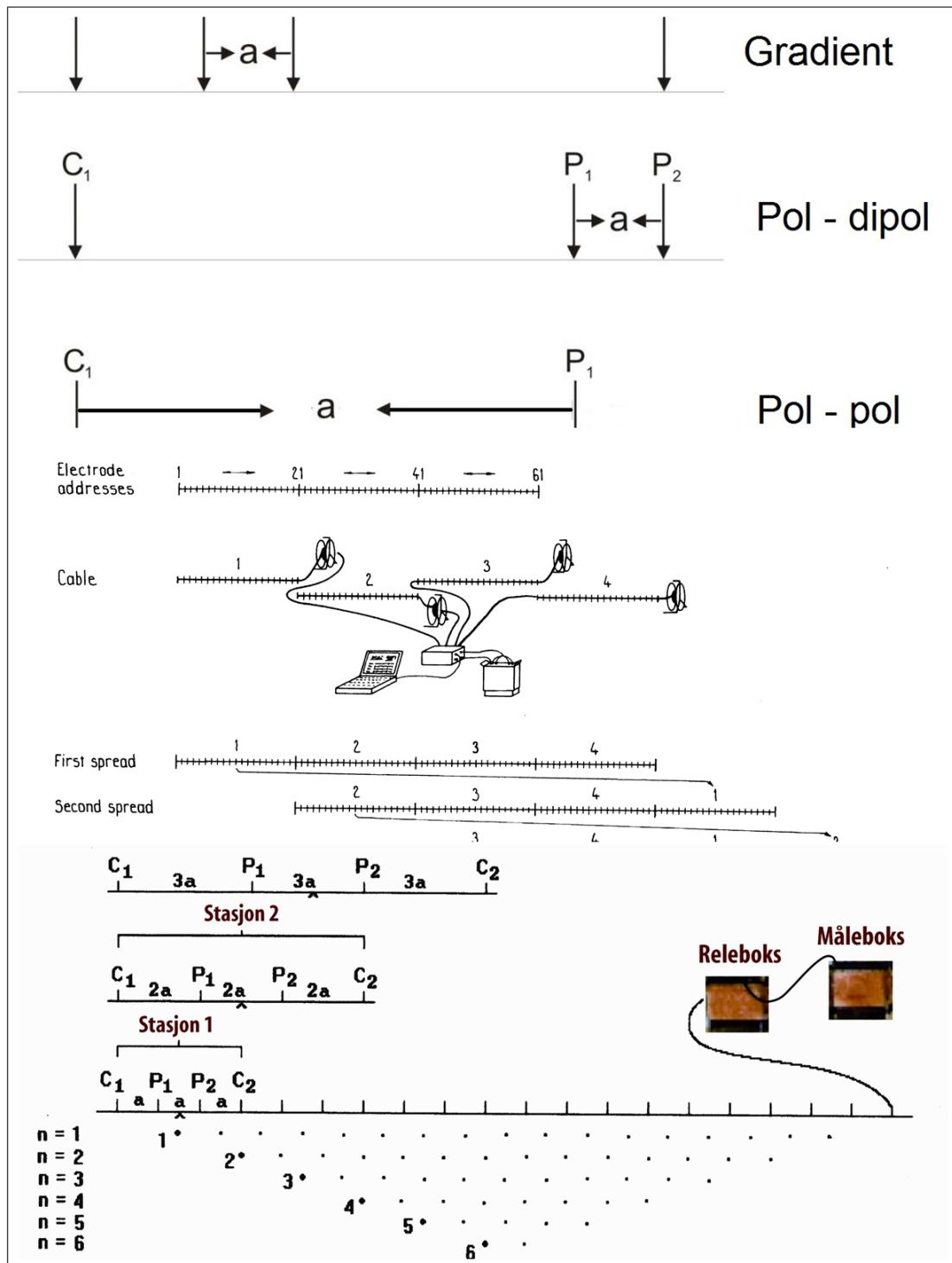
som målar av potensial og som straumsendar. Desse fjernelektrodane bør plasserast normalt på profilet.

Ved måling etter gradientmetoden er to av elektrodane i bruk som sendarar, og to i bruk som potensialmålarar. For kvart sendarpar blir mange kombinasjonar av avstandar mellom mottakarane brukt. Først kan det vere til dømes 5, 10 eller 15 meter mellom målarane, og når alle moglege kombinasjonar er brukt blir sendarane flytta.

Med pol-dipol blir ein fjernelektrode nytta til å sende straum i tillegg til ein elektrode i profilet. Elektrodane som målar elektrisk potensial flyttar seg langs profilet og ulike avstandar mellom desse blir brukt. Avstanden frå sendar i profilet til måleelektrode er konstant gonger avstanden mellom målarar.

Pol-pol metoden brukar to fjernelektrodar. Den eine er straumelektrode og den andre er potensialelektrode. Begge blir kombinert med ein elektrode i profilet. Målingane går ut på at det skal vere ein konstant avstand mellom elektrodane som er i profilet under måling, først t.d 5 meter, deretter 10 meter og så bortetter.

Figur 3.11 viser oppsett og prinsipp ved dei ulike metodane brukt under måling. For meir detaljar kring teori i resistivitet kan [25] tilråast.



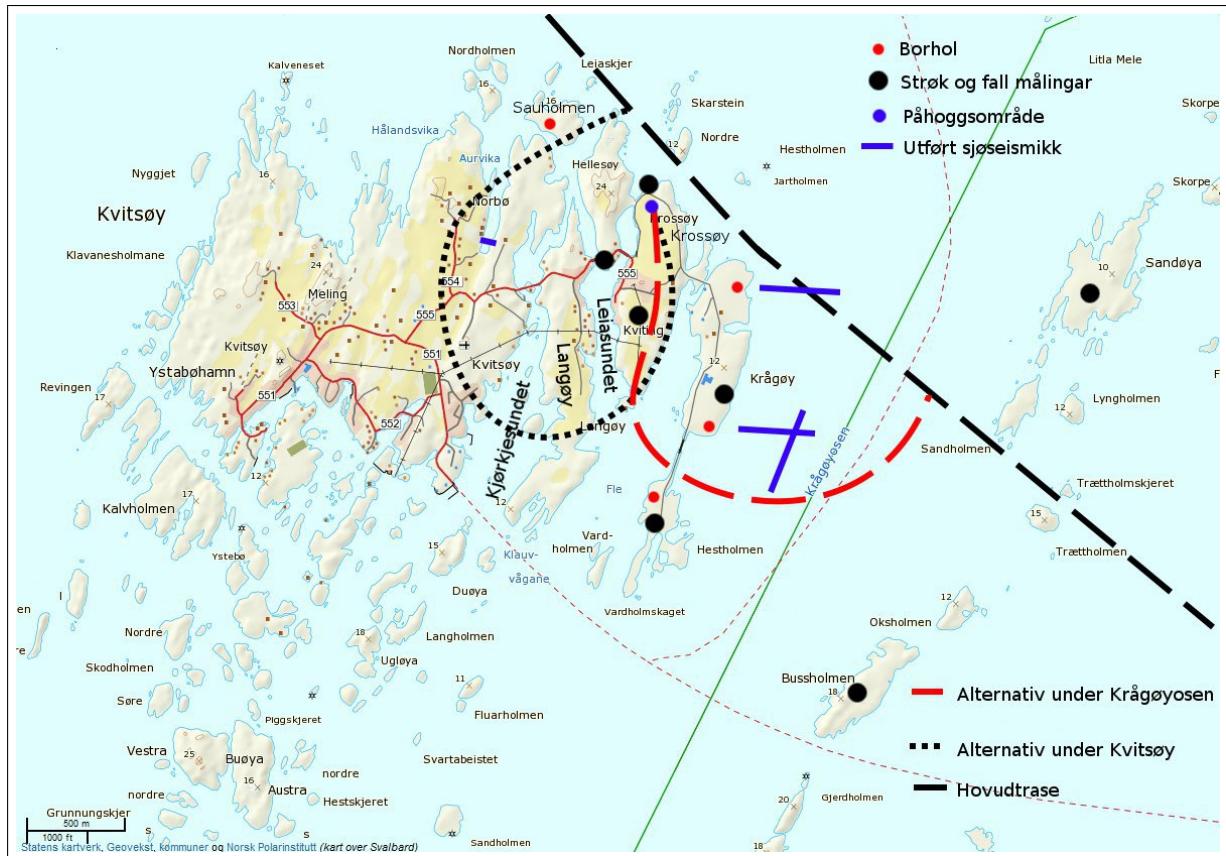
Figur 3.11: Oppe; Oppsett brukte metodar, Midten; Oppsett og flytting i felt, Nede; Oppbygging av pseudoseksjon [43].



# Kapittel 4

## Undersøkingar ved Kvitsøy

Dette kapitlet presenterer dei undersøkingane som er gjort, og går gjennom resultata frå utførte undersøkingar det siste året.



Figur 4.1: Oversikt utførte grunnundersøkingar kring Kvitsøy med vektlegging på trasé til Kvitsøy før 2012.

## 4.1 Tidlegare utførte undersøkingar

Prosjektoppgåva utført av underteikna hausten 2011 [9], tek føre seg tidlegare undersøkingar og ser nærmere på trasévalg ut i frå utførte grunnundersøkingar. Det er utført fire refraksjonsseismiske profil både på land ved Kvitsøy, samt det er utført fleire profil i sjøen aust for Kvitsøy. Desse er i hovudsak for å dekka dei det første alternativet som går opp til Kvitsøy. Sidan det blei oppdaga fleire låghastighetssoner i refraksjonsprofila i sjøen aust for Kvitsøy blei det sett i gang kjerneboring på strekninga. Kjerneborringa avdekkja særskilt bergmassekvalitet, og gjorde at traséalternativet blei revurdert, og ein kom fram til alternativ nummer to; ein spiral under Kvitsøy. Figur 4.1 viser plassering av undersøkingar som er utførte før vinteren 2011/12 kring Kvitsøy, samt dei to ulike traséalternativa.

Kjernane har vorte logga etter Q-metoden i utført prosjektoppgåve [9] og av Statens vegvesen [56]. Bergmekaniske testar er også utført med dei same kjernane. Eigenvekt, Youngs modul, Poissons tal og einaksa trykkfasthet er testa. For resultat sjå [9].

### 4.1.1 Kjerneboring Krågøy nord

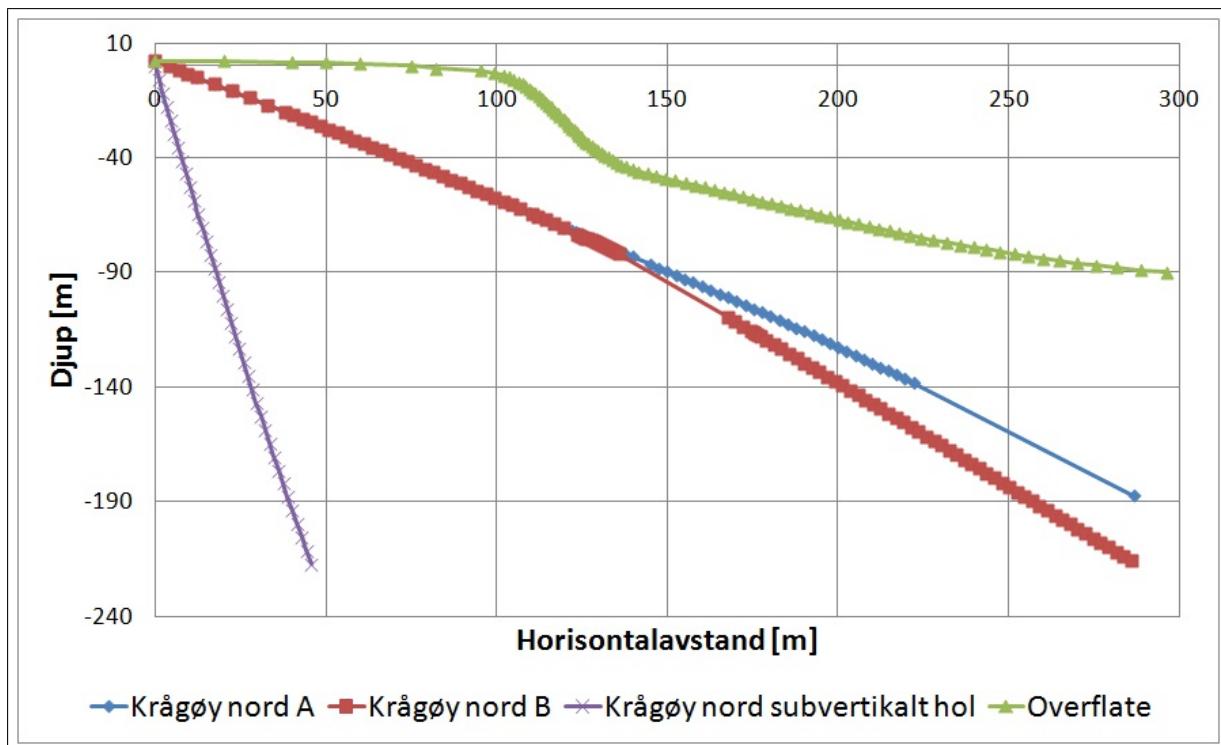
På nordsida av Krågøy er det bora tre kjernehola. To med utgangspunkt i ein vinkel på 30 grader og eit subvertikalt hol på 80 grader. Dei to første hola var tenkt som eit siste forsøk på å koma gjennom svakhetssona som var oppdaga på dei tidlegare borhola. Ein klarte å koma gjennom svakhetssona med første holet, men ved bytte av borkrone kollapsa borholet på omlag 200 meter. Borholet var då kome til 345 meter. Borhol B blei starta 125 meter ned i borhol A og styrt under. Same problem oppstod ved dette holet også og det vart difor gitt opp å koma gjennom sona [15]. 80 graders holet blei brukt til å utføra spenningsmålingar. Alle hola blei bora frå omlag same punkt i dagen. Figur 4.2 viser korleis dei ulike borhola går ned i grunnen, med overdekning.

Q-verdiane som er registrert på Krågøy nord varierer mellom 50 og 0,05 i 30 graders hola. Kjernane frå begge desse borhola har ein Q-verdi over 10 ned til omlag 150 meter borholsdjup. Deretter fell Q-verdien til under 1, med sporadiske område med høgare verdi. Eit eksempel på dette er mellom omlag 250 og 270, der begge borhola har høgare Q-verdi. Etter 320 meter ned i borholet er det teikn på betring i fjellkvaliteten, der Q-verdien er mellom 1 og 10. Figur 4.3 viser korleis Q-verdien varierer nedover i A og B borholet. Grafen er plotta logaritmisk for å betre visa små variasjonar.

Sikringsklasse	I	II	III	IV	V	VI
Hol A	140	25	26	124	27	0
	40,94 %	7,31 %	7,60 %	36,26 %	7,89 %	0%
Hol B	25	28	43	117	29	0
	10,33 %	11,57 %	17,77 %	48,35 %	11,98 %	0%
80°hol	202	9	3	3	0	0
	93,09 %	4,15 %	1,38 %	1,38 %	0 %	0 %

Tabell 4.1: Fordeling av antal meter kjerne, og prosentvis fordeling av sikringsklasse for kjerneborringa ved Krågøy nord. Samanstilt frå [56].

Tabell 4.1 viser oversikt over kor mange meter av kjernane som er i dei ulike sikringsklassane. Dei dominante sikringsklassane er klasse I ( $Q > 10$ ) og klasse IV ( $1 < Q < 0,1$ ). Det er

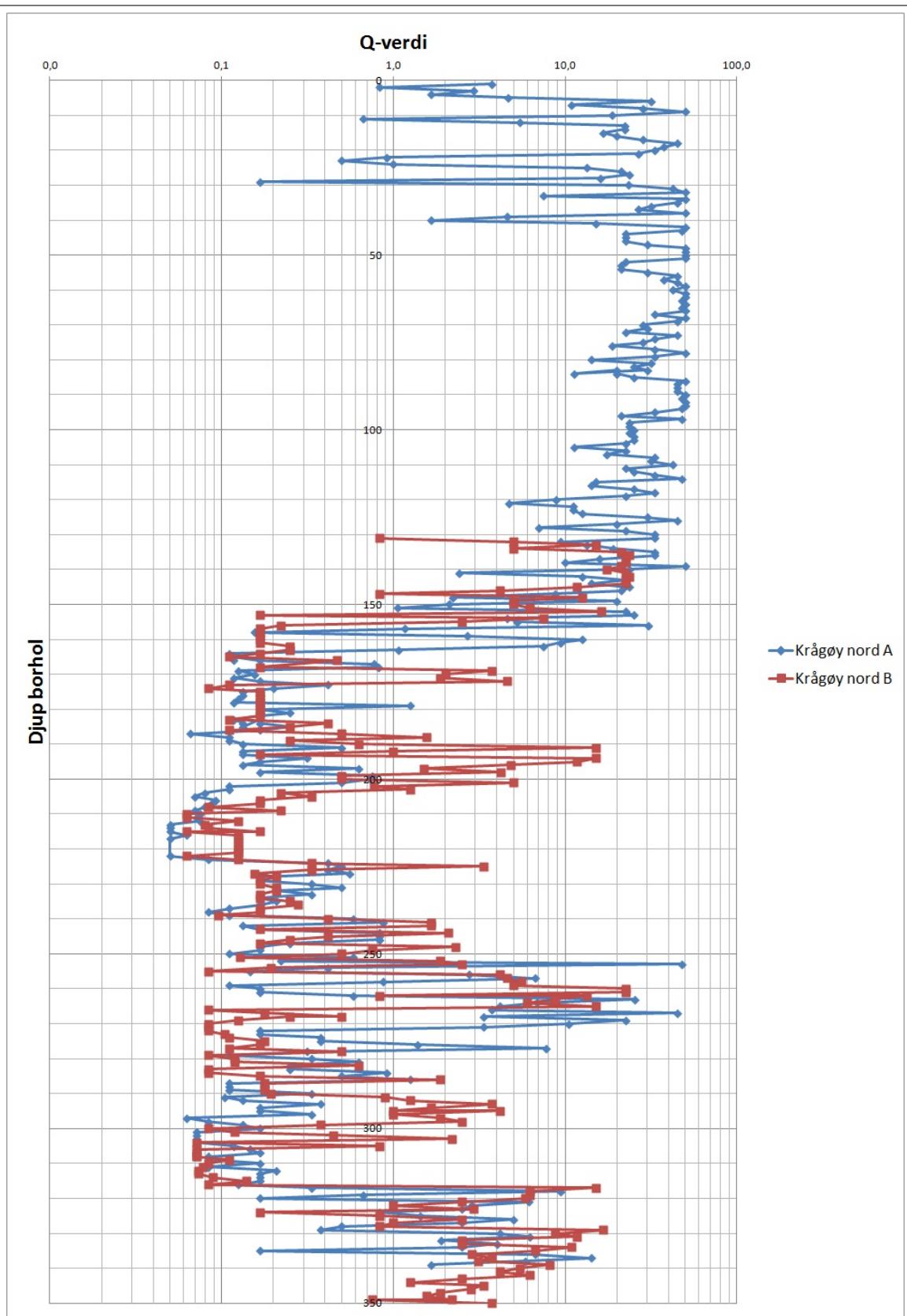


Figur 4.2: Vertikalplott av borhol på nordsida av Krågøy. Aust er i aukande x-retning.

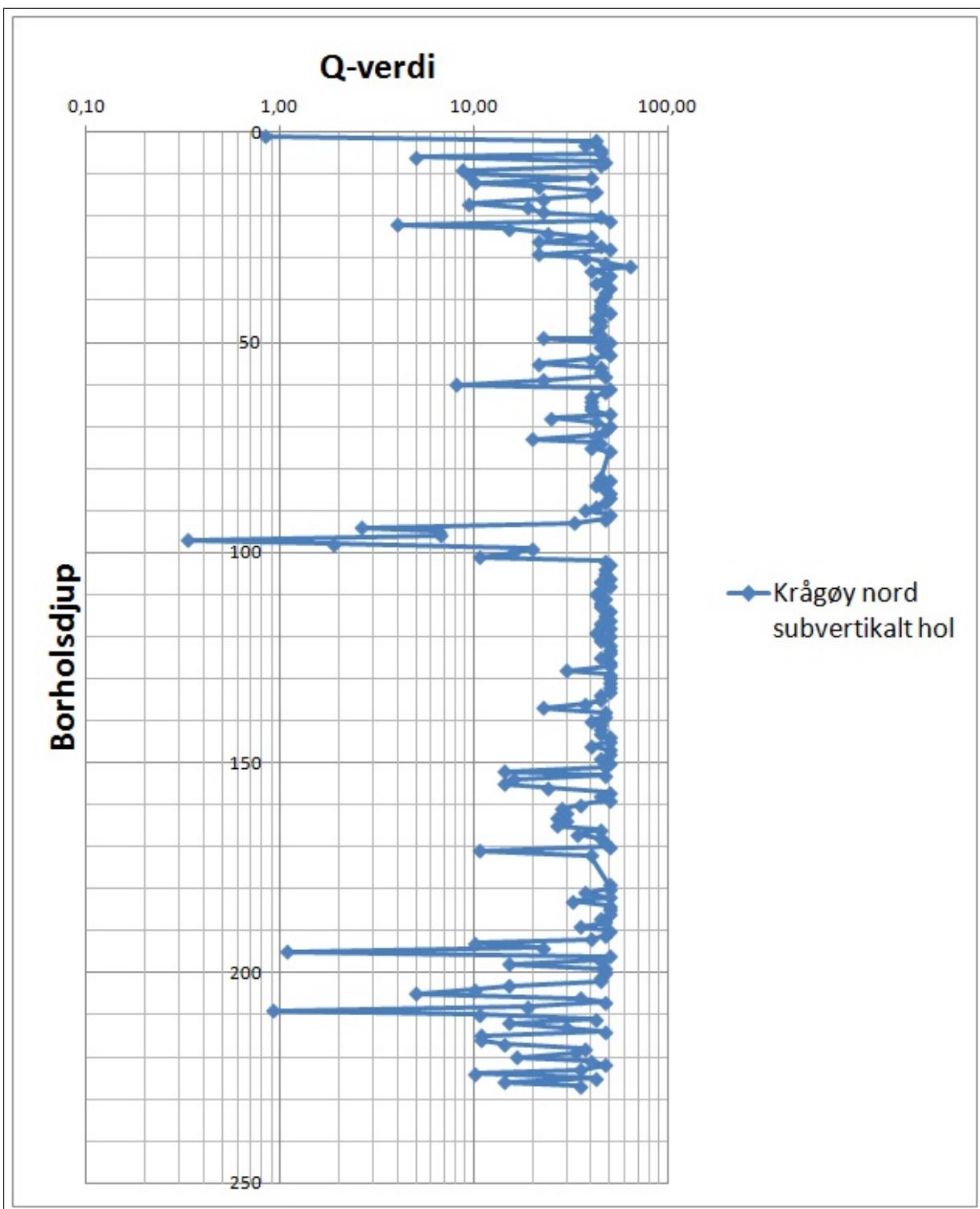
ikkje registrert kjernar i sikringsklasse 6. Dette skuldast at spenningsfaktoren SRF ikkje er sett til anna enn 1, og sprekkevatnsfaktoren ( $J_w$ ) er sett til 1. Q-verdiane som er plotta bør difor sjåast på som lite konservative verdiar, og det er ein sjanse for at det vil vera lågare verdiar under driving av tunnel. SRF-verdien burde vore korrigert for svakhetssone ved lengre därlege soner i kjernekassane. Sprekkevatnsfaktoren bør sjåast i samanheng med vasstapsmålingar. Ut frå vurdering av kjernane ut frå biletet, er det mindre därleg materiale enn det som har vore i dei tidlegare borhola, Hestholmen og Krågøy sør.

Grunnen til at hol B har vesentleg lågare andel av verdiar i sikringsklasse I er at dette startar omlag 125 meter ned i borholet, og manglar den biten med best bergmassekvalitet, som hol A får med seg.

Det subvertikale holet er prega av bra bergmassekvalitet. Her er over 90 % av logga lengde i sikringsklasse I. Minste registrerte Q-verdi i dette holet er 0,33 og høgaste registrerte er 63,3. Ut i frå figur 4.2 ser ein at dette holet er på same djup som 30 grader holet, men det er lengre inne på land, og lengre bort frå depresjonen i landskapet der svakhetssona går. Dette er sannsynlegvis årsaka til så god kvalitet. Oversikta av Q-verdiar viser lite variasjon, vist i figur 4.4, som gjenspeglar meir homogent materiale. Bergarten som vart observert i borholet er i hovudsak grønnstein/skifer, men mot botnen av borholet er det innslag og meir dominerande med svartskifer.



Figur 4.3: Q-verdi plotta mot borholsdjup for Krågøy nord borhol A og B. Plotta etter [56].



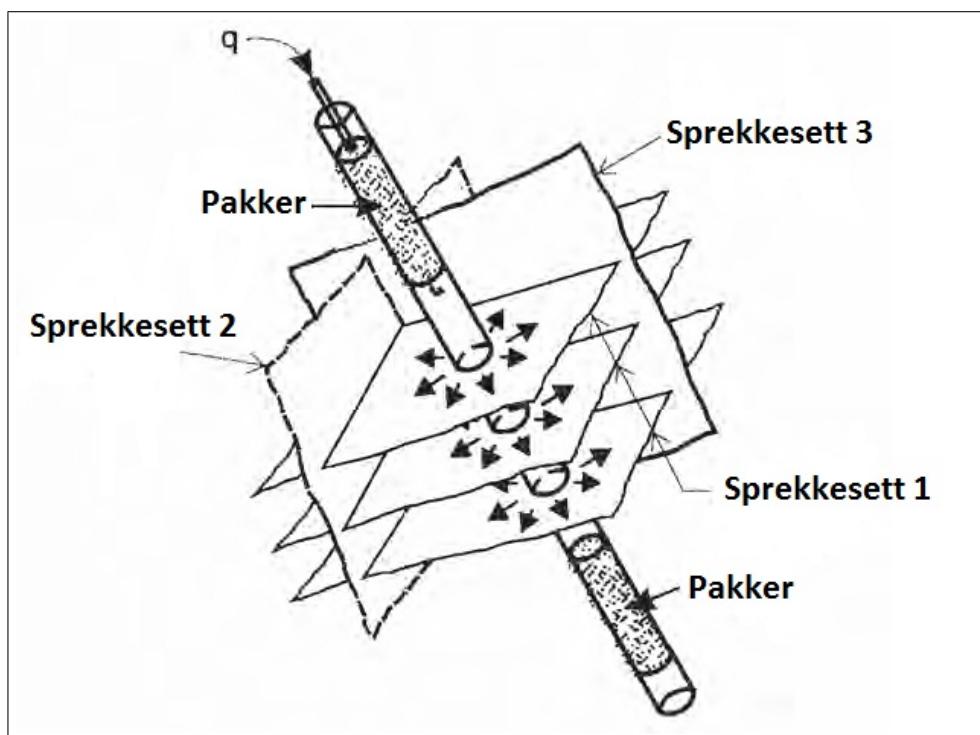
Figur 4.4: Q-verdiar subvertikalt borhol. Samanstilt frå [56].

## 4.2 Undersøkingar utført vinteren/våren 2012

### 4.2.1 Vasstapsmålingar

Vasstapsmålingar er utført undervegs medan boring av kjernehola har vorte utført. Dei fleste av målingane er utført med enkel pakker under boring. Denne metoden går ut på å montera ein pakker ein avstand frå botn av borholet, for så å bygga opp eit overtrykk på 1 MPa. Figur 4.5 viser prinsippet med testen i eit medium med 3 sprekkesett, men det blir brukt dobbelpakker. Ved bruk av enkelpakker er det fjell der den nedste pakkaren er. Vasstap blir målt i Lugeon, som er vasstapet i liter per minutt per meter. Lugeon-verdiane som er funne er samanlikna med Q-verdiar frå logging av kjerner utført av [9] og [56]. Desse er samanlikna for å sjå om det er samanheng mellom bergkvaliteten og fare for innlekkasje. Figur 4.6 viser målt Lugeon-verdi og logga Q-verdi i same graf. Ser av denne at det er ein viss samanheng mellom Q-verdi og målt innlekkasje. Der Q-verdien er stabil er også innlekkasjen stabil, medan ved låg Q-verdi er det også fare for innlekkasje. Lugeon-verdiane som er funne er varierer frå 0 til 2,16 l/(min,m). Sistnemnde verdi er sett på som forholdsvis lite vasstap. Ei klassifisering av Lugeon-testen er lista opp i tabell 4.2.

Dei borhola som er fokuserte på her i oppgåva er borhol som har retning omlag Ø-V. I hovudsak undersøker desse hola N-S soner. Borhola på Sauholmen er ikkje teke med, sidan det ikkje er logga for Q-verdi, men berre RQD. Største målte vasstap på borhola er 5,16 l/(min, m). Denne er i samband med ei strekning i borholet på omlag 140 meter som har låg Lugeon-verdi. Elles er det ikkje lengre strekningar med vasstap. Frå omlag 250 meter under havnivå og djupare er det ikkje registrert vasstap.



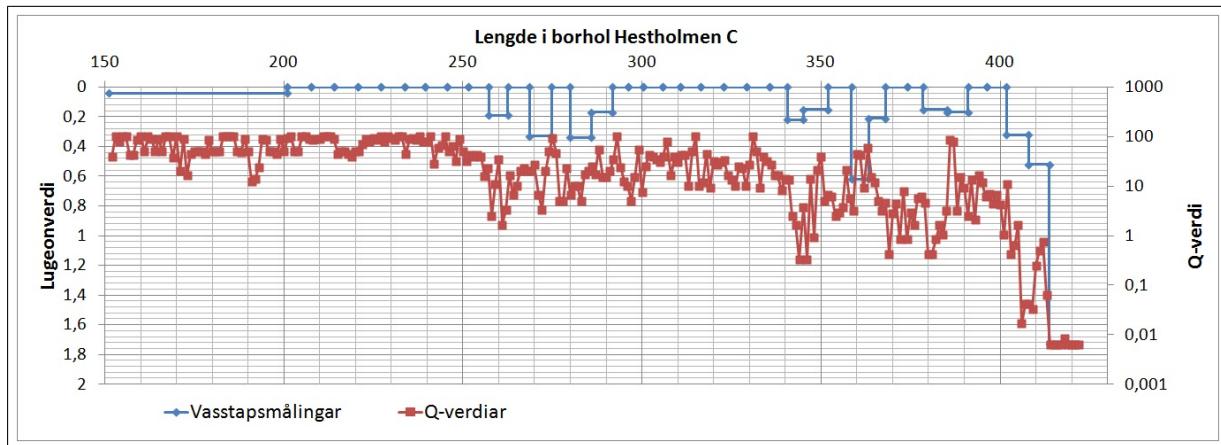
Figur 4.5: Prinsippskisse av Lugeon-testen [20].

Det blei gjort kontrolleringer av utførte undersøkingar på Hestholmen borhol A og Krågøy

Lugeonverdi [l/(min,m)]	Klassifisering	Sprekkeforhold i bergmasse
<1	Veldig låg	Veldig tett
1-5	Låg	Tett
5-15	Moderat	Nokre delvis opne
15-50	Medium	Nokre opne
50-100	Høg	Mange opne
>100	Veldig høg	Opne, tett oppsprukke eller porer

Tabell 4.2: Klassifisering av Lugeon-verdiar. Modifisert frå [42].

nord borhol A. Kontrolleringa blei utført med doble pakkere, som i figur 4.5, slik at ein seksjon av holet blei 'tetta'. Pakkarane blei sett i godt fjell for å vera sikker på at dei klarte halda tett. Måling av vasstap viste at området som vart testa hadde betydeleg mindre tap enn det som var målt med enkel pakker under måling. Dette kan skuldast at pakkeren var sett i svært oppsprukke fjell som kan ha gjort at den ikkje har klart å halda tett når det blei sett på trykk. Sidan kontrollmålinga blei utført etter at heile kontrollerte strekninga var testa, kan borslam ha tetta nokre av sprekkene slik at det har vorte målt mindre verdi. Ved Krågøy nord blei det kontrollmålt eit vasstap på 0-1 l/min over ei strekning på 32 meter. Same strekninga hadde totalt 11 l/min vasstap under måling på kortare strekningar. Truleg er det mindre reelt vasstap enn det som er målt.



Figur 4.6: Vasstapsmålingar og Q-verdiar i borhol C på Hestholmen.

Alle vasstapsgrafane er i tillegg A, Vasstapsmålingar. Generelt for alle desse ser ein at det er ein viss korrelasjon mellom Q-verdi og Lugeon-verdi. Der Q-verdien er høg og konstant er det lite vasstap, men når Q-verdien blir låg eller startar å variera aukar vasstapet. Q-verdiane er registrert for kvar meter, slik at desse vil kunna variera ein del meir enn det Lugeonverdien vil gjera sidan denne er målt omlag kvar femte meter. Slik at høg Q-verdi kan koma inne i ei sone med vasstap. Sjølv om det kan vera ei høg måling av vasstap, er det ikkje sikkert at det er kritisk for tunnelen, dersom det er ei måling på ei kort strekning. Det er verre dersom det er lengre strekk med vasstap, sidan dette indikerer fare for innlekkasje og vil kunna vera verre å hindra enn ei sone over ei kort strekning. Jernbane-tunnelar har krav til innlekkasje på 4 l/(min,100 m) for ferdig tunnel.

Resultata frå vasstapsmålingane er avhengig av kor oppsprukken bergarten er. Dersom pakkaren blir sett i fjell som er sterkt oppsprukke, vil det verta registrert større vasslekkasje enn det som er reelt fordi pakkaren ikkje vil klara tetta godt der. Dette kan testast ved å plassera doble pakkarar i soner med godt fjell og måla same strekning på nytt.

Innlekkasje er ofte knytta til største horisontalspenning. Ofte er soner som er parallelle med største horisontalspenning dei det er knytta mest problem til med innlekkasje, sidan desse har minst normalspenning på sprekkeplanet.

<i>Lugeonverdi [l/(min, m)]</i>	<i>0</i>	<i>0 &lt; L &lt; 1</i>	<i>1 &lt; L &lt; 5</i>
Lengde [m]	1020,3	868,4	193,7
Prosent	49,0%	41,7%	9,3%

Tabell 4.3: Lugeon resultat frå alle borhol. Henta frå [10].

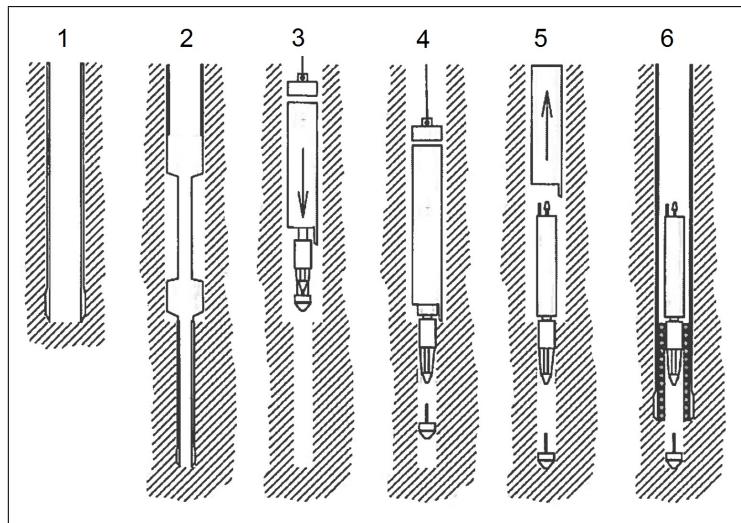
Tabell 4.3 viser fordelinga av dei ulike klassifiseringane i henhold til lugeonklassifiseringa. Nesten halvparten av den registrerte borholslengda har ingen vasstab. Over 40 % har veldig låg Lugeonverdi, medan under 10 % har låg Lugeonverdi. Dette tyder på tette bergartar og svakhetssoner, der det vil vera lite problem med innlekkasje. Problemet vil truleg verta endå mindre grunna kontrollmålingar viste mindre vasstab der det var registrert vasstab. Sidan det ikkje er bora for planlagt trasé under Kvitsøy, kan forholda vera annleis der. Tunnelen vil i tillegg gå i spirial og vil endra vinkel i forhold til sprekkesett og til horisontalspenningar undervegs. Sidan borhol berre er nælestikk, kan det henda at ein vil treffa vassførande soner med ein brei tunnel.

I følge NFF [27] tilsvavar ein Lugeon verdi mindre enn 0 svært små sprekker ( $>0,01\text{cm}$ ), og det er naudsynt å bruka finaste mikrosementen i injeksjon. For Lugeonverdi mellom 1 og 5 er sprekene skildra som små ( $0,01 - 0,1\text{ cm}$ ), og det bør brukast mikrosement som injeksjonsmasse. For å unngå at sementen skal klumpa seg er superplastiserande stoff også anbefalt å bruka i injeksjonsmassen for begge kategoriane.

## 4.2.2 Bergspenningsmåling

Bergspenningsmåling er utført av Pöyry SwedPower AB november-desember 2011. Det var planlagt å gjera målingane i eit subvertikalt hol, omlag 80 grader helling. Holet blei bora til omlag 230 meters djup. Grunna lagdelt fjell var det vanskeleg å få gode data ut or prosessen. Målemetoden som vart brukt er skildra i figur 4.7. Først blir eit 76 mm borhol bora til ønska djup og planslipt. Eit 36 mm pilothol blir bora i senter av eksisterande hol og kjerna blir teken ut for å vurdera om det er tilstrekkeleg kvalitet på berget til å kunne ta måling. Dersom kjerna er tilfredstillande blir holet planslipt og reinspylt. Etter reinspyling blir målecella installert, og må stå i 8-12 timer for at limen skal herda. Borholet blir deretter overbora med 76 mm bor, medan målecella er i kontakt med ein PC, som loggar töyingane som skjer [49].

Resultata frå denne testen er presentert i bergspenningsrapporten frå Kvitsøy [1], og alle resultat er henta frå denne. Før boringa starta var det planlagt å utføra målingar i tre nivå, men på grunn av därlege bergforhold var det berre to stadar som var gunstige nok til å kunna utføra målingar. Totalt vart det utført tre målingar. To målingar vart utført ved 76-77 meters djup, og ei måling vart utført ved 202,6 meter. Planlagte målingar var ved 150 - 200 - 250 meter. Dette lot seg ikkje gjennomføra grunna därlege fjellforhold. Bergmassen var veldig skifrig, og hadde få parti der det ikkje var mikrosprekker eller intrusjonar av kvarts eller feltspat. For at metoden skulle kunna brukast måtte eit parti på minimum 30 cm vera homogen bergart.



Figur 4.7: Prinsipp ved bergspenningsmåling [49]

Det låge talet på målingar som er utført gjer at det er store usikkerheiter ved resultata. Tabell 4.4 viser resultata frå spenningsmålingane. Sidan det er stort avvik i resultatet frå 202 meter samanlikna med gravitiv spenning og i tillegg at orienteringa til dei horisontale spenningane har vesentleg retningsendring, er det utført utrekningar med antakingar. Dette gjer at spenningane for 202 meter er vist som eit intervall.

Djup [m]	$\sigma_v$ [MPa]	$\sigma_H$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	Retning $\sigma_H$ [ $^{\circ}$ ]
77	2,9	1,7	0,4	N006Ø
202	12,0	11,1	4,4	N075Ø
202a	7-11	4-8	2-6	N025Ø $\pm 30$

Tabell 4.4: Resultat frå spenningsmålingane utført på Krågøy. Henta frå [1]. Måling ved 202 er basert på ei måling, og difor er det ved bruk av antakingar gjeve eit spenningsintervall for djupet (202a).

Spenningane som er i området der ein tunnel er plassert avgjer kva type problem som vil oppstå. I ein sirkulær tunnel vil spenningane som er målt i dei ulike tilfella gi ei minste tangentialspenning som varierer mellom -1,7 MPa og 2,2 MPa for 77 meters djup. På 202 meters djup vil denne variera mellom 3 MPa og 9 MPa dersom ein bruker verdiar midt i intervallet oppgitt i tabell 4.4 202a. Dersom måleresultatet blir brukt, varierer tangentialspenningane mellom 1,2 MPa og 21,3 MPa.

Samanliknar ein dei funne spenningane med dei gravitative spenningane, tabell 4.5, ser ein at det er brukbar samanheng ved 77 meter. Ved 202 meter er det eit stort avvik frå det teoretiske. Her ligg dei gravitative spenningane vesentleg lågare enn det som er funne i målingane. Sidan det er så stor skilnad i vertikalspenning tydar det på stor usikkerheit i målingane. Minste horisontalspenning som er gravitativt indusert er vesentleg mindre enn det som er målt ved 202 meter. Dette tyder på at det er andre horisontalspenningar som er inne i biletet.

Grunnen til andre spenninger enn dei gravitive spenningane kan vera både tektoniske og residualspenningar. Tektoniske spenninger kan gi høgare horisontalspenning, medan residualspenningar som følge av folding og innelåste spenninger kan gi høgare spenninger både verti-

kalt og horisontalt.

Djup [m]	$\sigma_v$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]
77	2,3	0,8
202	5,9	1,7

Tabell 4.5: Teoretiske spenningar ut frå eigenvekt og Poissons tal for dei ulike djupa.

I utrekningane av gravitative spenningar er det brukt data frå tabell 4.7. Ved 77 meter er KN 30 41-47 brukt, medan for 202 meter er KN 80 180-186 parametra brukte. Borholet som spenningsmålingane er målt har grønnstein på lågare nivå enn det som er funne ved dei andre borhola som er bora, slik at spenninga sannsynligvis vil ha mindre variasjonar avhengig av kor grensa mellom svartskifer og grønnstein går.

Usikkerheitane i målingane er store sidan det er så därlege bergforhold og lite datamengde. Dei er vurdert til å vera omlag  $\pm 3$  MPa [1]. Målinga ved 77 meter ser målt vertikalspenning ut til å stemma bra overens med gravitativ generert spenning, slik at her er nok usikkerheten litt mindre enn dette. Ved 202 meter er det motsett slik at her er usikkerheita større.

Spenningsmålingar som er utført i området har indikert store horisontale spenningar. Målingar teke både ved Kårstø og i Risavika, i Sola viser store horisontale spenningar. I Risavika er det målt minste horisontalspenning på 3 MPa på 11 meters djup [16]. I tidlegare rapportar har føreslege horisontalspenningar i storleiken 5 - 10 MPa [16] for hovudtunnelen. Samanliknar ein dei tidlegare målte spenningane med målte spenningar ved Kvitsøy ligg Kvitsøy-målingane vesentleg lågare. På 77 meter kan det verka som det berre er gravitativt induserte horisontalspenningar som er målte. Djupare er det høgare horisontalspenningar som tyder på at det ikkje er berre gravitasjonen som gir spenninga. Denne målinga er det også stor usikkerheit i, slik at ein kan ikkje stola skikkeleg på desse resultata. Sjølv med store usikkerheiter i resultata er det ein viss fare for at øya kan vera avspent, slik at det kan verta problem med skikkeleg innspenning og danning av trykkboge kring tunnelkonturen, spesielt ved låg overdekning.

Samanliknar ein retninga på største horisontalspenning med tidlegare målte spenningar i området, stemmer dei bra med kvarandre. Målingar i området viser ei største horisontalspenning med retning omlag N-S [16], same som målinga ved 77 meters djup viste. For vasslekksjær er då sprekker og soner som har strøk omlag parallelt med største horisontalspenning dei mest utfordrande.

### 4.2.3 Refraksjonsseismikk

Ein del av denne oppgåva er å følge opp tilleggsundersøkingar som er utført vinteren/våren 2012. Sjørefraksjonsseismikk blei utført i januar/februar 2012, grunna slakting av fisk i nærliggande oppdrettsanlegg. Grunna därleg ver var fleire av desse dagane stand-by dagar. Under teikna var med 2 dagar på innsamling av data. Profila som blei skote i denne perioden var i hovudsak for hovudtraséen og for der kryssområde er planlagt. Heile dette delkapitlet er basert på den refraksjonsseismiske rapporten frå GeoPhix for armen til Kvitsøy [14] om ikkje anna er nemnt.

## Tidlegare utført seismikk, før 2012

Figur 4.8 viser all seismikk som er utført på Kvitsøy. Figuren er modifisert etter siste seismikkrapport [14] og informasjon er henta fra tidlegare seismikkrapportar [12] og [11]. Informasjon som er lagt til er teikna med svart. Dei tidlegare utførte profila er i hovudsak gjort aust for Krågøy. Der er det oppdaga tre låghastighetssoner der to (3000-3500 m/s) av dei vart funne att på samlede Ø-V profil, P1/02, P15/06 og P8/06. Mektigheta på desse sonene er omlag 20-25 meter, medan den tredje var omlag 38 meter med seismisk hastighet 3800 m/s. Det er utført eit profil med N-S retning vest for Krågøy, P16/06. Dette avdekkja ein låghastighetssone, 3700 m/s med omlag 12 meters mektighet [11].

På land er det utført tre profil, som der to av dei viste låghastighetssoner. Profilet ved på-hoggsområdet, P18/10, viste ingen låghastighetssoner, berre ei dagfjellsone. I sundet mellom Krossøy og Krågøy vart det oppdaga to soner på 6 meter kvar med seimisk hastighet 4000 m/s på profil P19/10. Profilet på Krågøy, P20/10, viste ei sone på 5 meter med seismisk hastighet 4000 m/s [12]. Det er også eit profil på sjølve Kvitsøy i eit sund, P29/06. Her vart det oppdaga ei 17 meter brei sone med hastighet 2200 m/s, som tydar på opa kløft, eller sterk oppknusing [11]. Kringliggende fjell til sonene her, ligg i intervallet 5000-6000 m/s.

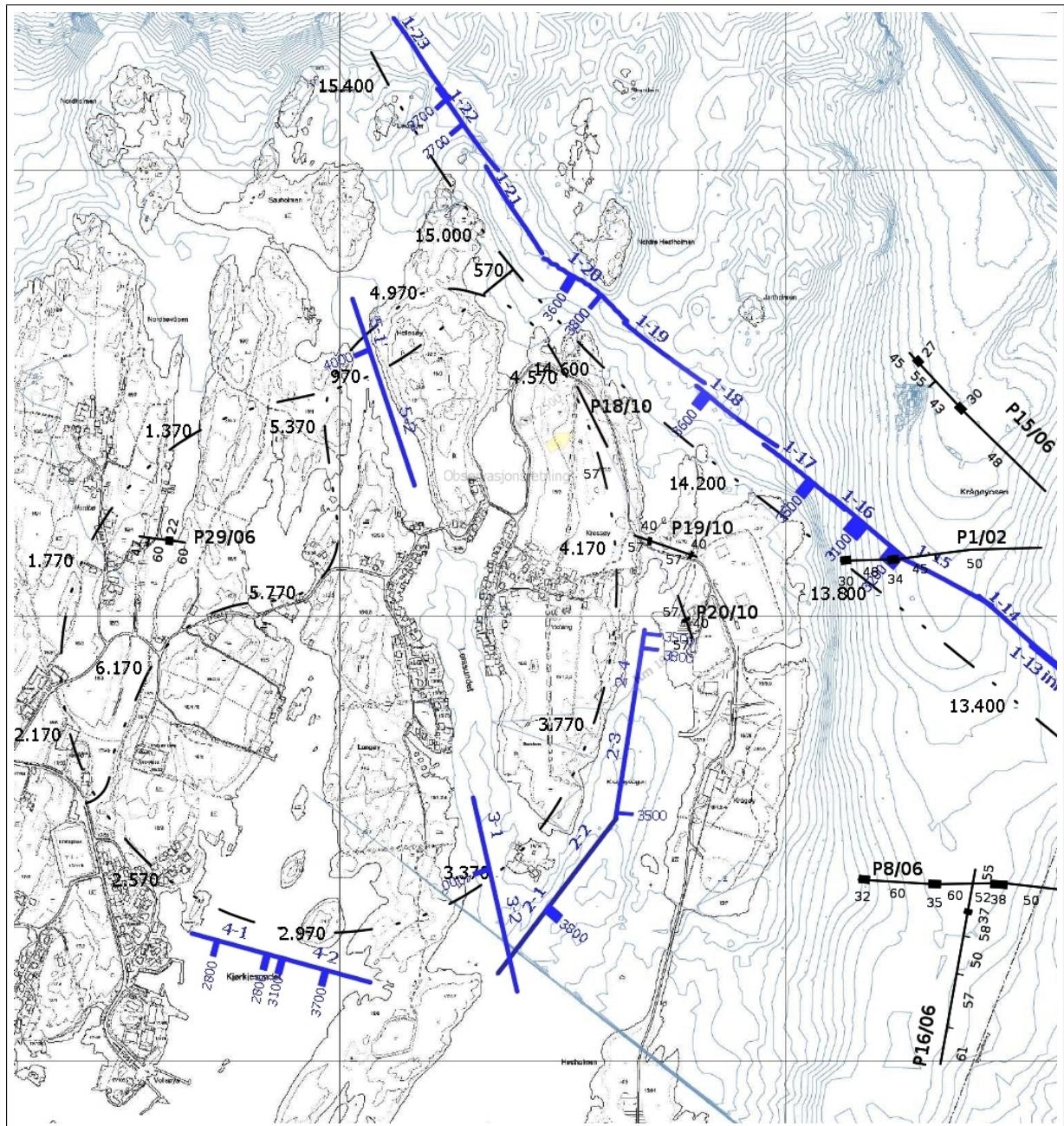
Seismikken som er utført tidlegare er i hovudsak utført for første planlagt alternativ for Kvitsøy, ved at tunnelen skulle gå under Krågøyosen. Sidan tunnelen slik han er planlagt i dag skal gå i ein spiral under Kvitsøy er det berre delar av landseismikken og seismikken av vika på Kvitsøy som er aktuell for traseen ned frå Kvitsøy. Desse gir viktig informasjon som indikerer kva bergmassekvalitet som er å forventa ved passering av sonene.

## Seismikk utført vinter 2012

Refraksjonsseismikken som vart utført vinter 2012, besto av 35 utlegg frå nordsida av Kvitsøy til aust for Bussholmen. 25 av desse var for hovudtunnelen, medan resten er for planlagt trasé ned frå Kvitsøy. Utlegga for armen til Kvitsøy er utført på langs og tvers av fjordarmar ved Kvitsøy. Dette for å avdekka soner som vil kunna kryssa tunnelen. Alle profil ved Kvitsøy utanom profil 4 går langs fjordane som har retning omlag N-S. Dette gjer at det ikkje vil verta oppdaga eventuelle soner som går i fjorden (N-S). Seismikken som er utført for hovudtunnelen vil kunne gi ein indikasjon på N-S sonene som er i fjordarmane på Kvitsøy.

Profil 1 langs hovudtraséen ved Kvitsøy, utlegg 1-23/12 til 1-13/12, viser fleire svakhetssoner. I Krågøyosen, der kjerneboring og tidlegare seismikk er utført, er sannsynlegvis dei same sonene som er vist på dei tidlegare profila funne att. Vidare nordvestover frå desse profila, frå utlegg 1-18/12, kan seismikken frå hovudtraséen brukast som ein indikasjon på kva kvalitet som kan vera i fjordarmane mellom øyene som skal kryssast av tunnelarmen til Kvitsøy. Det er totalt oppdaga 5 låghastighetssoner på profila 1-18/12 til 1-23/12. Alle desse sonene er plasserte slik at dei treff bra med fjordarmane på øygruppa. Hastigheten på dei oppdaga sonene er mellom 2700 og 3800 m/s. Mektigheita til desse varierer mellom 6 og 24 meter. Den generelle fjellhastigheten på strekninga varierer mellom 4500 og 6000 m/s.

Dei sonene som vekker mest oppsikt er to soner på 2700 m/s og to soner som ligg nært til planlagt kryssområde. Sonene på 2700 m/s er omlag 6 og 9 meter breie, og same sonene er truleg funne att lengre sør på utlegg 4-1/12, som to soner på 2800 med mektighet på mellom 10 og 15 meter. Dei to sonene som ligg nærmast planlagt kryssområde, utlegg 1-20/12, vil kunna få konsekvensar for kryssområdet avhengig av fallretning.



Figur 4.8: All seismikk som er utført ved Kvitsøy. Figuren er samanstilt av informasjon frå alle seismikkrapportar [11], [12] og [14].

I dei 4 profila som er gjort for avgreininga til Kvitsøy er det totalt funne 10 låghastighetssoner. Hastighet som er funne på desse er mellom 2800 og 4000 m/s. Profil 2,3 og 5 har retning i N-S som vil avsløra soner med retning Ø-V. Profil 4 går langs traséen i Ø-V retning og vil lettast avsløra N-S soner.

Profil 2 som går mellom Krossøy og Krågøy avslører 4 låghastighetssoner. Desse er har seismisk hastighet mellom 3500 og 3800 m/s. Mektigheta er funne mellom 5 og 22 meter. Sonen med mektighet 22 meter er funne i sør på utlegg 2-1/12 og har hastighet 3800 m/s. Dette kan vera svakhetssone som er mellom Krågøy og Krossøy, og bredden av sona kan skuldast liten skjeringsvinkel med seismikkprofielen. Utlegg 2-4/12 avslører to låghastighetssoner med hastighet 3800 m/s og 3500 m/s. Mektigheita er henholdsvis 6 og 5 meter. Utlegg 2-3/12 viser ei 6 meter brei sone med hastighet 3500 m/s. Alle desse sonene ser ut til å falla saman med topografien på Krossøy og Krågøy, der dei er omlag oppdaga i nærleiken av små søkk eller viker. Generell fjellhastigheten langs profilet varierte mellom 4800 og 6000 m/s.

Profil 3 går omlag N-S i Leiasundet. Det vart oppdaga ei sone på 5 meter med fjellhastighet 4000 m/s. Den generelle fjellhastigheten varierer mellom 4500 og 6000 m/s. Dette profilet kryssar tunneltraséen, og sona er oppdaga omlag der tunnelen er planlagt til å kryssa profilet. Djupet til fjell langs profilet varierer mellom 0 og 11 meter. Der tunnelen er planlagt ser det ut til å vera omlag 10 meter lausmassar og fjellet ligg omlag på 20 meters djup. Ut frå trasé og vertikalkurvatur på tunnelen vil det omlag vere 50 meter overdekning ved kryssing. Hastigheten i lausmassane på strekninga varierer mellom 1700 og 2500 m/s.

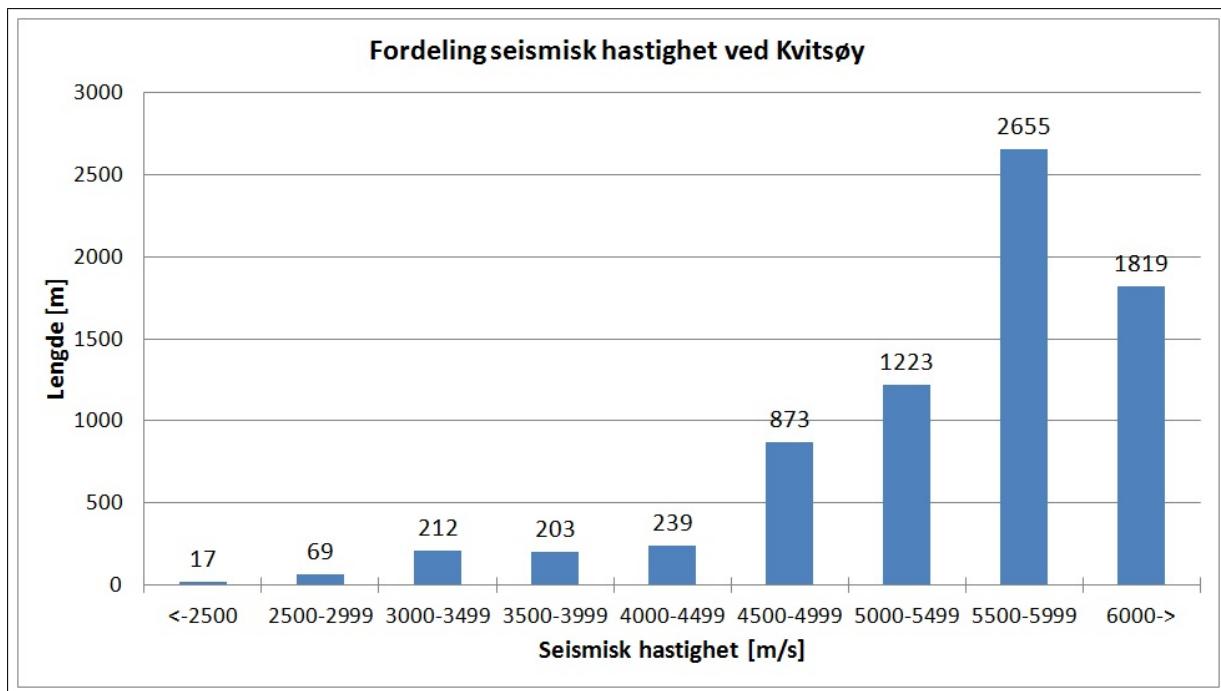
Profil 4 går i Kjørkjesundet. Profilet er orientert langs planlagt tunneltrasé og avslører 4 låghastighetssoner. Hastigheten varierer mellom 2800 og 3700 m/s. Sonene er truleg orientert slik at dei vil kryssa tunnelen omlag vinkelrett. Mektigheta til sonene varierer mellom 10 og 15 meter. Ein 2800 m/s sone er 10 meter, resten er 15 meter. Utlegg 4-1/12 viser to soner, ein på 2800 m/s og ein på 3100 m/s som ligg omlag 15 meter frå kvarandre. Ved ugunstig orientering på desse sonene kan dei gå saman. Fjellet mellom sonene er målt til 6000 m/s. Langs dette profilet er tunnelen omlag på nivå -110 til -130. Fjellet ser ut til å ligga på mellom 4 og 30 metersdjup, med mellom 2 og 15 meter med lausmasse over seg. Lausmassane ser ut til å vera gradvis meir komprimert mot grensa til fjell grunna ei gradvis auke i hastighet.

Profil 5 går i nordenden av Leiasundet. Dette profilet viser ei sone på 10 meter med hastighet 4000 m/s. Orienteringa til denne sona er sannsynlegvis nært parallelt med tunneltraséen. Den generelle fjellhastighet er funne til mellom 5000 og 6000 m/s. Fjelloverflata er funne til å ligga mellom 10 og 20 meter under havoverflata. Tunneltraséen vil her ligga omlag 240 meter under havnivå.

#### 4.2.4 Seismikkoversikt

Figur 4.9 viser fordelinga av seismisk hastighet på alle profila som er målte ved Kvitsøy, både land- og sjøseismikk. Figuren er delt inn i 9 intervall på 500. Profila er summert for lengde med hastighet i dei ulike intervalla. Det er totalt summert for 30 utlegg med seismikk frå 2002 til 2012. Totalt er det omlag 7,3 km refraksjonsseismiske profil som er gjort rundt Kvitsøy, frå Krågøyosen til djuprenna nord for Kvitsøy.

Av figur 4.9 ser ein at største delen av målt hastighet ligg i intervallet frå 4500 m/s til 6000 m/s. Det er 6,8% som er kategorisert som låghastighetssonene, seismisk hastighet 4000 m/s eller mindre. Av låghastighetssonene er det i hovudsak seismisk hastighet mellom 3000 og 4000 m/s som er dominante. Det som er verdt å merka seg med summeringa av seismikken er at



Figur 4.9: Fordeling av seismisk hastighet rundt Kvitsøy.

dersom ei mogleg sone har vorte undersøkt fleire gonger, med fleire profil, vil denne sona bli summert like mange gonger som det antal profil som er over ho, og likeeins med godt fjell.

## 4.3 Utførte undersøkingar i samband med oppgåva

I samband med tidlegare utført kjerneboring ved Krågøy nord, er det teke ut kjerneprøvar til å gjennomføra borbarhet- og sprengbarhetstestar. Kjernane som vart undersøkt i prosjektoppgåva [9] var tekne frå borhol lengre sør, og bort frå hovudtraséen og kryssområdet. Borholet ved Krågøy nord er det holet som ein får kjerneprøvar som er nærest hovudtraséen og nærest planlagt trasé opp til Kvitsøy, og difor det mest interessante med tanke på analysar. Undersøkingar er utført ved Ingeniørgeologisk laboratorium ved NTNU/SINTEF mars 2012. Prosedyre for utførte testar er skildra i kapittel 3.

Materiale for testing vart teke ut i slutten av januar i samband med vitjing av refraksjonsseismiske undersøkingar på Kvitsøy, og sendt opp til Trondheim i starten av februar. Prøvematerialet var teke ut frå ulike djup av borhol, i tillegg til prøver frå dagen ved påhoggsområdet. Transportøren av testmateriale mista kontrollen over kolliet, slik at nytt materiale måtte sendast opp til Trondheim etter ein månads venting. Testing av materiale blei starta opp i starten av mars, ein månad etter planlagt tid. Konsekvensen av at eit kolli blei mista, er at bergartsprøve frå Kvitsøy ved påhoggsområdet også kom bort, slik at alt testmateriale er frå kjerneboring.

Testmateriale er henta frå både 30 grader borhol ved Krågøy nord og det subvertikale holet (80 grader). Det er totalt 4 kassar med kjerner. To innehold grønnstein, ein frå øvre delar av Krågøy nord og ein frå nedre del av det subvertikale holet. Ein kasse er henta frå botn av det eine 30 grader holet, og innehold svartskifer, medan siste kassa er teken frå omlag 215 meter ned i 30°holet og er ei blanding av svartskifer og grønnstein.

Som eit supplement til testane som er utført i samband med prosjektoppgåva er det i samråd med rettleiar avgjort at det skal utførast testar for trykkfasthet, Youngs modul og Poissons tal. Dette er gjort ut frå kjernemateriale som er tilsendt frå Vegvesenet i Stavanger. Tilsendt materiale er i hovudsak teke ut for å få eit innblikk i borbarhet og sprengbarheten til bergarten, slik at det ikkje er alt materiale som er eigna til testing av andre parametrar.

### 4.3.1 Testmateriale

Figurane 4.10 til 4.13 viser dei ulike kjernekassane som det er henta testmateriale frå. Alle kassane kjem frå borhol som er bora ved Krågøy nord, sjå figur 4.1 for plassering. Det er ein kasse som er henta frå Krågøy nord hol A 41-47 meter med grønnstein, figur 4.10 og ein frå hol B 354-360 meter med svartskifer, figur 4.11. Det er teke to frå det subvertikale holet, 180-186 figur 4.12 med grønnstein og 214-221 figur 4.13. Den sistnemnde kassen er ein miks av grønnstein og svartskifer som er baka i saman. Når det gjeld oppsprekking er kassen frå hol B 354-360 desidert mest oppsprukke, og Q-verdien ligg på mellom 0,5 og 0,9 [56]. Kassen frå 214-221 er moderat oppsprukken med Q-verdiar mellom 10 og 48. Dei to grønnsteinskassane er forholdsvis lite oppsprukke og har Q-verdiar mellom 22,5 og 50 [56].

Kassane med berre grønnstein syner at bergarten innehold fleire generasjonar med kalsittårer, nokre kvartsårer og stadvis enkelte biotittlag. Svartskiferkassen, KN 30 354-360, innehold tydelege glideplan med grafitt, som kjernane tydeleg har sprukke opp etter. Den innehold også rekrystallisert feltspat, og har litt svovelkis. Materialet er prega av sterk folding og oppsprekking. Mikskassa, KN 80 214-221, har nokre større kvartsårer og linser. Den er sterkt folda og prega av flakige mineral som grafitt og kloritt. Det er spor etter svovelkis.



Figur 4.10: Kjernekasse frå Krågøy nord hol A, 41-47 meter. Prøver vert seinare omtala som KN 30 41-47.



Figur 4.11: Kjernekasse frå Krågøy nord hol A, 354-360 meter. Prøver vert seinare omtala som KN 30 354-360.



Figur 4.12: Kjernekasse fra Krågøy nord subvertikalt hol, 180-186 meter. Prøver vert seinare omtala som KN 80 180-186.



Figur 4.13: Kjernekasse fra Krågøy nord subvertikalt hol, 214-221 meter. Prøver vert seinare omtala som KN 80 214-221.

### 4.3.2 Youngs modul og trykkfasthet

Testing og preparering blei utført ved SINTEF sine laboratorium ved NTNU i Trondheim. Prøvestykka blei kappa til riktig lengde for å få rett diameter/lengde forhold. Plansliping vart utført med ein synk på slipeskiva på 0,03 mm/periode. Det oppstod eit lite problem under prepareringa av prøvestykka. Eit stykke frå svartskiferen blei øydelagt under saging, og eitt frå same bergart som mista eit lite stykke av kanten som følge av plansliping. Dette gjorde at den prøven fekk mindre areal som kreftene kan verka på enn det som var utrekna. Grønnsteinen var vesentleg enklare å handtera, sidan denne er meir homogen og mindre lagdelt enn svartskiferen. Ein av prøvane frå grønnsteinen blei også øydelagt som følgje av ei sprekke på tvers av kjernen, slik at den ikkje kunne testast.

Under testing av Youngs modul blei alle prøvane lasta opp til 15 MPa og deretter avlasta. Under heile prosessen blei radiell og aksial deformasjon logga. Programmet RobCon blei brukt til å estimera Youngs modull og Poissons tal. Dette blei gjort ved å ta tangenten til dei øvste målingane, frå til dømes 10-15 MPa. Ved avvik i dei to aksiale deformasjonsmålingane blei eit gjennomsnitt mellom dei to ulike målingane brukt.

Ved testing av einaksa trykkfasthet blei prøven lasta til han gjekk i brot, og brotlasta vart avlesen. Vinkelen mellom lagdeling og tryakkakse, sjå vedlegg B, og brotvinkelen vart målte. Testane blei utført etter ISRM-standard [21]. Resultata frå testane er vist i tabell 4.6.

Borhol	Youngs modul [GPa]	Poissons tal	Trykkfasthet [MPa]	Brotvinkel [°]	Bergart
KN 30 41-47	$84,46 \pm 5,38$	$0,27 \pm 0,02$	$76,15 \pm 13,09$	$21,5 \pm 4,2$	Grønnstein
KN 30 354-360	17,73	0,09	13	36	Svartskifer
KN 80 180-186	$62,22 \pm 6,28$	$0,22 \pm 0,05$	$91,68 \pm 13,34$	$32,4 \pm 7,5$	Grønnstein
KN 80 214-221	$37,73 \pm 18,23$	$0,15 \pm 0,04$	$59,93 \pm 30,57$	$37,5 \pm 7,4$	Svartskifer/ Grønnstein

Tabell 4.6: Resultat frå Youngs modul og trykkfasthet. Gjennomsnitt frå kvar kasse er presentert med  $\pm$  standardavvik.

Av tabell 4.6 er det verdt å merka seg at det ikkje var meir enn eitt prøvestykke frå 30 graders holet på strekninga mellom 354 og 360 som var i god nok stand til å bli testa i lab. Kassen generelt var tett oppsprukke svartskifer med berre to bergartsstykkje som var lengre enn 2,6 til 3 gonger diametern. Av desse var det berre dette eine som tolte prepareringa. Under pålasting for testing av Youngs modul gjekk prøvestykket i brudd på omlag 13 MPa, sjå figur 4.14. Det slapp då langs eit grafittlag.

Ut frå tidlegare funne verdiar, tabell 2.2, er det no funne høgare verdiar på grønnsteinen. Grønnsteinen som er teken frå nærmere overflata, frå 30 graderholet 40-47 meter, er stivare enn tidlegare funne, og har omlag same trykkstyrke. Den andre grønnsteinen som er teken frå 80 graderholet djup 180-187 har omlag same stivhet som grønnsteinen som er testa i prosjektoppgåva, men den har høgare trykkstyrke enn det som er funne tidlegare. Dette kan ha med at dette borholet ikkje er retta ned mot aktuell svakhetssone slik som alle andre hol er, og difor meir homogen og sterk bergart. Vinkelen til lagdelinga på kjernen vil variera mellom 30 grader- og 80 graderholet, og vil difor pga denne vinkelskilnaden også få forskjell i verdiar.

Nedste delen av 80 graderholet ved Krågøy nord er ein miks av svartskifer og grønnstein. Prøvane som er testa varierer frå svartskifer til grønnstein med ein del mørke mineral. Nokre



Figur 4.14: Venstre: Kjerneprøve med grensesjikt mellom grønnstein og svartskifer; Opp: Brudd langs lagdeling under testing av Youngs modul; Nede: Brudd langs bergartsgrense under testing av trykkfasthet.

av prøvane har tydelege lag med grønnstein og svartskifer. Ut frå resultata ser ein at det er stort avvik både på Youngs modul og trykkfasthet for denne testgruppa. Det var prøvestykka med grønnstein som gav dei høgaste verdiane, og som i hovudsak er årsaken til det store avviket som er registrert. Ved testing av trykkfasthet slapp nokre av prøvane i overgangen mellom grønnstein og svartskifer, som vist i figur 4.14. Dei prøvane som var meir utprega svartskifer slapp langs grafittlaget i lagdelinga. Alle desse representerer dei sterkeste prøvane, og det vil i tunnelsamanheng truleg vera ein viss fare for at oppsprekking vil skje i grafittlagdelinga eller i overgangen mellom bergartane.

Sidan testane vart utført på allereie ferdig bora kjerner er det ikkje mogleg å ta særskild hensyn til å testa normalt og parallelt med lagdelinga. Sidan vinkelen mellom lagdeinga og lastakse er mindre enn 90 grader vil det vera lettare for prøven å sleppa langs lagdelinga. Ein vil ikkje få den maksimale trykkfastheten som prøven vil tola, og testinga er ikkje optimal i forhold til statistikk sidan denne vinkelen vil kunne variera i frå prøvestykke til prøvestykke. Dette gjeld spesielt i svartskiferen, sidan den er veldig folda, men det vil også kunna vera tilfelle i grønnsteinen, spesielt mellom borhola med vinkel 30 grader og 80 grader. Vinkelen var ikkje alltid like lett å måla, spesielt i grønnsteinen som er meir homogen og vanskeleg å sjå orienteringa på minerala. Nokre prøvar frå kasse 214-221 var veldig metamorfisert og deformert, slik at nokon lik vinkel på lagdelinga gjennom prøven ikkje var mogleg å måla.

Ved klassifisering av trykkstyrken til ISRM [21] er alle gjennomsnitta, utanom svartskiferen i kategori høg styrke. Svartskiferen ligg i kategori låg styrke. Grønnsteinen har enkelte målingar som er oppe i veldig høg styrke, men er stabil i øvre sjiktet av høg styrke. Blandingskassen er den som desidert varierer mest og går frå nedre del av medium styrke til nedre del av veldig høg styrke.

### 4.3.3 Sprengbarhettestar

Resultat frå sprengbarhetstesten er vist i tabell 4.7:

Borhol	Densitet [kg/m <sup>3</sup> ]	$v_p$ [m/s]	$v_n$ [m/s]	Anisotropi	SPR
KN 30 41-47	$2938 \pm 35$	$6328 \pm 2$	$5975 \pm 179$	1,06	0,37 (God)
KN 30 354-360	$2714 \pm 14$	$5494 \pm 586$	$2907 \pm 532$	1,89	0,49 (Middels)
KN 80 180-186	$2962 \pm 16$	$6415 \pm 134$	$5760 \pm 126$	1,11	0,38 (God)
KN 80 214-221	$2747 \pm 23$	$6072 \pm 263$	$4237 \pm 578$	1,43	0,43 (Middels)

Tabell 4.7: Sprengbarhet for bergartane i dei ulike kjernekassane. Utrekna frå densitet, og lydhastighet på langs ( $v_n$ ) og på tvers ( $v_p$ ) av kjerneakse.

Lydhastighet blei testa langs og på tvers av kjernen, slik som vist i figur 4.15. Det er difor ikkje teke hensyn til lagdelinga. Dei fleste prøvane hadde ein vinkel mellom kjerneaksen og normalen til lagdelinga, som gjer ein liten usikkerhet i testinga langs kjerneaksen. Denne testen blei utført på ferdig kappa kjerne, slik at den blei målt mellom to parallele flater. Det er denne hastigheten som i tabell 4.7 er omtala som  $v_n$ . Største lydhastighet er målt parallelt med lagdelinga. Sidan det ikkje har vore mogleg å bora prøvestykke parallelt med lagdelinga vart målingane målt over diametern, slik som vist i figur 4.15. Ved å gjera det slik blir det introdusert fleire usikkerhetsmoment. Sidan instrumenta er handheldne vil avstanden som p-bølga

går vera avhengig av kor god operatøren er til å treffa på diameteren, samt kor god han er til å halda instrumenta i ro slik at målingane blir stabile.



Figur 4.15: Måling av lydhastighet aksialt (øvst) og måling med lagdelinga (nedst).

Det ble utført fleire målingar på same prøvestykket, for å sjå om tida varierte stort. Gangtida som er brukt i utrekningane er den som målingane stabiliserte seg på.

Prøvestykkene som er testa er tekne ut med tanke på å utføra både Youngs modul og einaksa trykkfasthet, slik at det er den betre delen av materialet som er testa. Dette gjeld ikkje for KN 30 354-360, fordi denne kassen ikkje inneheldt meir enn ein bit som tilfredsstilte testing av Youngs modul, og dårlegare materiale blei difor brukt. Lengden på desse prøvane er mindre enn lengda på prøvane som også er brukt i Youngs modul og trykkfasthet. Kortare kjernar gir ein større usikkerhet i hastigheita grunna det vil vera mindre uregelmessigheter i kjerna ved testing langs kjerneaksen. Desse uregelmessighetane er slik som mikroriss, sprekker og mineralinnhold.

Densiteten funne under testing, vist i tabell 4.7, stadfestar resultata som er funne i utført prosjektoppgåve [9], sjå tabell 2.2. Lydhastigheten som er funne varierer mest for svartskiferen. Dette var å forventa ut i frå visuell inspeksjon av bergarten, og korleis bergarten opptrer i kjernekassane, med oppsprekking langs grafittlag. Grønnsteinen er ganske homogen, men blir litt meir anisotrop dess djupare ein kjem. Nedst i det eine borholet, kasse 214-221, varierer utsjånaden ganske mykje, frå grønnstein med mørke mineral til svartskifer, men densiteten er

omlag den same som for svartskiferen.

Resultata viser at grønnsteinen har god sprengbarhet, noko som blei funne i begge kjernekassane med bergarten. Svartskiferen har middels sprengbarhet. Kassen med blandingsmaterialet, KN 80 214-221, ligg midt mellom verdien til grønnstein og svartskifer. Sprengbarheten til denne kassa er vurdert til middels.

#### 4.3.4 Borbarhetstestar

Borbarhetstestane vart utført på eit representativt utvalg av kjernekassane. Områder der det var uregelmessigheter i kjernane, slik som ei større kvartslinse eller større område med kalkspat, blei forsøkt unngått.

#### Sievers J

Sidan vinkelen mellom kjerneaksen og lagdelinga ikkje er 0grader vil det utgjera fare for ein stor variasjon i måleverdiane ved å utføra denne testen langs kjerneaksen. Difor blei representative kjerneprøvar tekne ut og kappa slik at to parallelle sider står mot kvarandre normalt på lagdelinga. Ved å bora parallelt på lagdelinga minskar sjansen for å treffa harde/mjuke lag i bergarten som gjer at boret vil hoppa.

Øvste grønnsteinen, KN 30 41-47, var det vanskeleg å sjå korleis lagdelinga gjekk og difor blei denne testen utført langs kjerneaksen. Dei andre tre prøvane blei kappa og tilpassa lagdelinga. For kvar kasse blei det bora minimum 4 hol, og dersom det var stor variasjon i resultata blei fleire bora. Tabell 4.8 viser gjennomsnittsresultata frå testinga.

Borhol	SJ gjennomsnitt	Bergart
KN 30 41-47	$75,86 \pm 22,51$	Grønnstein
KN 30 354-360	$64,29 \pm 12,36$	Svartskifer
KN 80 180-186	$93,78 \pm 10,97$	Grønnstein
KN 80 214-221	$8,46 \pm 4,47$ $85,46 \pm 8,09$	Svartskifer Grønnstein

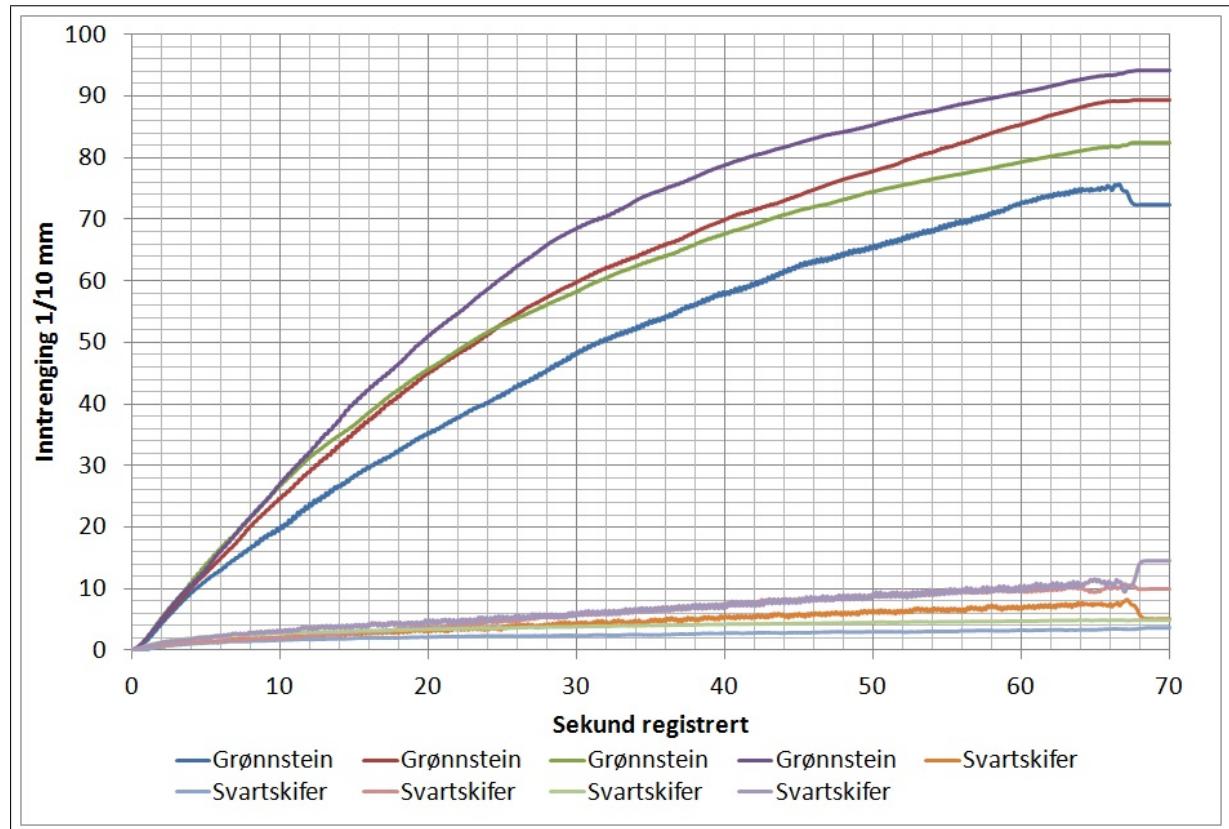
Tabell 4.8: Resultat frå Sievers J-testen.

Boringa i svartskiferen resulterte i ein del hopping i boret, sidan denne sannsynlegvis har større variasjon i hardhet for minerala enn det er i grønnsteinen. Frå resultata ser ein også at det er mindre innstrenging i svartskiferen enn det er i den typiske grønnsteinen, som er i KN 30 41-47 og KN 80 180-186. I KN 80 214-221 varierer bergarten sterkt mellom svartskifer og grønnstein, slik som vist i figur 4.13.

Sidan denne testen er avhengig av små prøvestykke blei det testa både grønnstein og svartskifer frå denne seksjonen av borholet. Desse var det stor skilnad på. Boret hadde omlag 10 gonger meir innstrenging i svartskiferen enn i grønnsteinen. Resultatet frå grønnsteinen i denne delen er i samsvar med resultata frå grønnsteinen andre stadar i borholet. Sidan dei to resultata frå svartskiferen er veldig ulike, tyder det på svært varierande borresistanse.

Årsaka til større standardavvik, slik som det er i KN 30 41-47, kan skuldast at det er bora i eit område der det er meir innhald av kvarts eller andre harde mineral enn det var dei andre stadane som boret blei sett. Dei andre resultata har mindre prosentvis avvik enn nemnte. Svartskiferen i KN 80 214-221 har også stort prosentvis avvik, men dette skuldast i hovudsak små

verdiar, og større avvik blir då lettare å få. Figur 4.16 viser grafen til KN 80 214-221, med både grønnstein og svartskifer. Denne viser også korleis boret blir gradvis slitt etter bruk. Dette blir vist etter korleis stigningstalet til grafen endrar seg med tida. Dette er best synleg på grønnsteinen i figuren. Her ser ein at grafen har ei kurveaktig form, og bøyer meir av etter kvart som tida går. Dette skuldast slitasje av boret.



Figur 4.16: Logg frå Sievers J-testing

## Sprøhetstest, $S_{20}$

Under testing av sprøhetstalet blei det oppdaga at det berre blei utført 19 slag i staden for 20. Dette skuldast at teljaren som registrerte slaga telte eitt slag før det var utført. Når dette blei oppdaga blei det korrigert og gitt eitt ekstra slag. Dette var tidleg i testinga, slik at det ikkje fekk store utslag for testinga. Ved uttak av massane etter slag, var materiale frå samlede kassar mogleg å få ut ved hjelp av kraftig bruk av fingermakt. Dei blir då vurdert til kompaksjonsverdi mellom 1 og 2. Materiale frå det subvertikale holet satt meir fast enn frå 30 graderholet.

Resultata frå sprøhetstalet er presentert i tabell 4.9. Densiteten som er funne i denne testen ligg litt over den som er funne i densitetsmålinga med volumbereking under sprengbarhet, men er innafor to standardavvik til tidlegare funne verdiar. Verdiane funne her er basert på ei måling, slik at det er ikkje noko variasjon i dei. Litt av avviket kan koma frå at kolben som materialet blei lagt oppi ikkje var heilt tørr før veging.

Begge bergartane er flisige, men svartskiferen skil seg ut som den mest flisige. Dette var godt synleg under nedknusing av bergarten, ved at kjernen slapp langs grafittlag og blei delt opp

i 'skiver'. Frå blandingskassen (KN 80 214-221) vart materiale med både grønnstein og svartskifer prioritert. Av figur 4.13 ser ein at det er eit vesentleg innhald av svartskifer, slik at dersom det hadde vorte teke meir materiale frå svartskiferbiten hadde flisighetstalet sannsynlegvis gått opp.

Sprøhetstalet er innanfor det som er normalt i henhold til kva SINTEF får under sine testar av bergartar. Tabell 4.9 viser at det er svartskiferen som skil seg ut med ein anna verdi enn det som grønnsteinen og blandingskassen har. Alle desse verdiane er basert på eit gjennomsnitt av tre målingar gjort for kvar måling, og alle utanom svartskiferkassen er innanfor  $\pm 2$  ut frå oppgitt verdi. Svartskiferen har ei måling som er 4 og 5 mindre enn dei to andre målingar. Denne målinga dreg gjennomsnittet ned.

Borhol	Densitet [g/cm <sup>3</sup> ]	Flisighet	$S_{20}$
KN 30 41-47	2,98	1,39	41
KN 30 354-360	2,75	1,71	56
KN 80 180-186	3,00	1,43	39
KN 80 214-221	2,78	1,48	42

Tabell 4.9: Resultat frå sprøhetstesten.

Av moglege feilkjelder som er verdt å nemna er at det er kjernemateriale som er brukt, og difor er mykje av materialet med rund kant. Slik testen er skildra skal det brukast materiale med naturleg brot, men sidan dette ikkje er tilgjengeleg vil det vere ei feilkjelde. Avrunda mateiale vil tåla meir påkjennung enn mateiale med naturleg brot. Under knusing av svartskiferen slapp kjernane langs lagdelinga slik at det var berre 'skiver' som kom ned etter knusing. Dette kunne vera heile diameteren, og var vanskeleg å i det heile få knust ned. Resultatet av dette kan vera at det er berre det minst flisige materialet som blei testa.

Sikteprosessen er også ein viss usikkerhet, der det er ein viss sjanse for at med meir siktning ville ein kunne få meir gjennom siktet. Med meir gjennom siktet ville det blitt litt skilnad på fordelinga av fraksjonar.

## Abrasjonsverdi, AV og AVS

Ved nedknusing blei det brukt både kjefte-knusar og skiveknusar. Materialet blei nedknust i fleire trinn. Først blei kjeftekonusaren justert til ei opning på 5 mm og knuseprosessen blei kjørt 2 gonger i same knusar. Deretter blei skiveknusaren brukt på same innstilling. Skiveknusaren blei deretter innstilt på 1-0,5-0,4 mm. Mellom kvar knuseprosess blei materialet sikta med 1 mm kvadratisk sikt og materialet som ikkje gjekk gjennom blei knust vidare. Det var store problem med å få til den fordelinga som standarden seier (99% av materialet <1 mm), fordi materialet var veldig skifrig. Alt materialet blei knust 5 gonger på 0,5 mm og 2 gonger på 0,4 mm grunna skifrigheit. I knusaren orienterte korna seg slik at dei rann gjennom knusaren utan at dei blei noko særleg knust. For å kompensera mot dette tapet blei ei spiseskei av det 'grove' materialet brukt, > 1 mm, og blanda saman med det sikta materialet før testing.

Før og etter testing blei alle slitasjestykka nøye vaska og tørka med kompressorluft før dei blei vegd med 1 mg nøyaktighet. Tabell 4.10 viser resultata frå testinga.

Det som er verdt å legga merke til i tabell 4.10 er det er fleire målingar der det ikkje er målt noko skilnad på slitasjestykket før og etter test. Dette kan skuldast at det brenn seg fast

Borhol	AV	AV gjennomsnitt	AVS	AVS gjennomsnitt
KN 30 41-47 I	0		0	
KN 30 41-47 II	1	<b>0,5</b>	0	<b>0,5</b>
KN 30 354-360 I	3		8	
KN 30 354-360 II	4	<b>3,5</b>	10	<b>9</b>
KN 80 180-186 I	1		2	
KN 80 180-186 II	1	<b>1</b>	2	<b>2</b>
KN 80 214-221 I	1		8	
KN 80 214-221 II	1	<b>1</b>	8	<b>8</b>

Tabell 4.10: Resultat frå abrasjonstesten.

testmateriale til slitasjestykket på grunn av høge temperaturar. Dette materialet er vanskeleg å få vaska skikkeleg vekk. Det gjennomsnittet som er brukt i slike tilfelle er 0,5 fordi dette er minste verdi som kan brukast i diagrammet til BWI. Ser også at svartskiferen som opptrer i KN 30 354-360 er hardare enn det grønnsteinen er, med større slitasje effekt. Det er likt som det er antyda i prosjektoppgåva [9]. Det er overraskande at det ikkje er større skilnad mellom blandingskassen, KN 80 214-221, og grønnsteinen sidan blandinga inneheld ein del svartskifer. Denne skilnaden kan om mogleg ha noko med innhaldet av sulfidar, slik som svovelkis. Dette er ikkje observert i like store mengdar i blandingssonan som i den reine svartskiferen.

Generelt for heile testen har tungsten-karbide som borekrona i vanleg konvensjonell drift inneheld, halvparten eller mindre slitasje enn TBM-stål som er brukt i AVS-verdien, sjølv om karbidet har gjennomgått 5 gonger så mykje påkjenning.

## DRI, BWI og CLI

Ut av alle verdiane funne i desse tre testane kan DRI, BWI og CLI vurderast. Desse blir vurdert ut i frå diagram funne i [4], vist i figur 3.5. Tabell 4.11 viser dei ulike resultata. Resultata er frå borkjernar som er bora i nærleiken av der kryssområdet er planlagt å koma. Dette er for nálestikk å rekna, slik at variasjon under driving i desse bergartane må medrekna.

Borhol	DRI	BWI	CLI
KN 30 41-47	52 Middels	14 Veldig låg	96 Ekstremt høg
KN 30 354-360	67 Høg	16 Veldig låg	29 Høg
KN 80 180-186	52 Middels	16 Veldig låg	61 Veldig høg
KN 80 214-221 Svartskifer	41 Låg	23 Låg	14 Middels
Grønnstein	53 Middels	17 Veldig låg	35 Veldig høg
Gjennomsnitt	50 Middels	18 Veldig låg	27 Høg

Tabell 4.11: Resultat frå borbarhetstesten

Det eksisterer ikkje resultat frå tidlegare av svartskiferen, men grønnsteinen frå Kvitsøy er det gjort undersøkingar av Stefan G. Árnason [16], der han har kome fram til DRI; 43 Middels, BWI; 28 Låg, CLI; 52,3 Veldig Høg. Teststykket hans er henta i dagen på Kvitsøy. Dersom ein samanliknar resultata er dei omlag i same kategori. Det som Árnason har testa på er litt vanskelegare å bora i samt har litt større slitasje på bor, men ligg i same kategori og omlag same verdi for CLI.

For konvensjonell drift vil sannsynlegvis grønnsteinen vera brukbar å bora i. Det vil heller ikkje vera veldig stor slitasje på borkronene. Dette vil vera svært avhengig av kor mykje harde mineral som grønnsteinen vil innehalda. Svartskiferen vil det sannsynlegvis vera større variasjon i borsynk. Borslitasjen vil sannsynlegvis vera litt større enn i grønnsteinen. Den store variasjonen i svartskiferen er best synleg i Sievers J-testen. I overgangssonene mellom grønnstein og svartskifer vil det sannsynlegvis variera ein del i borsynken, når ein vekselvis går frå eine til andre bergarten.

Når det gjeld bruk av TBM er dette ikkje eit veldig aktuelt tema på armen til Kvitsøy, men undersøkingane viser at bergartane vil slita lite på kutterstålet til ein eventuell TBM. I verste tilfellet vil svartskiferen ha noko slitasje på kutterstålet, jamfør 214-221 Svartskifer. Sidan det er eit løp som skal frå Kvitsøy og ned til to tunnelar, og det er ulike tverrsnitt på dei ulike tunnelane, vil det ikkje svara seg å bruka TBM frå Kvitsøy og ned. Lengda frå Kvitsøy og ned til hovudtunnelane er for kort til at det skal lønna seg. Dersom ein skal bruka TBM bør ein kunna bruka den vidare i hovudtunnelane, og då må ein ta ut vesentleg meir masse på Kvitsøytunnelen, i tillegg til at ein får eit sirkulært tverrsnitt som er gunstig for stabiliteten, men mindre gunstig med tanke på bruksområde. Dette er avhengig om ein skal ha ein tunnel der trafikken kvar veg går i kvart sitt plan, eller om ein skal ha to tunnelar. For å få utnytta det betre, går det an å spreng i veggen, slik som er gjort i Fløyfjellstunnelane i Bergen, men dette er ikkje å tilrå. Statens Vegvesen er framleis opne om bruk av TBM, og rapport frå konsulent konkluderer med at TBM er ein gjennomførbar metode for Rogfast på nåverande stadie, og vidare undersøkingar bør tilretteleggast for dette [3].

### 4.3.5 Resistivitet

Norges geologiske undersøkelse (NGU) har utført 5 resistivetsprofil på Kvitsøy med underteikna som feltassistent. Feltarbeidet vart utført i perioden 13.-19. april 2012. Prosjektet var eit pilotprosjekt, der det for første gong vart utført resistivitetsmålingar i saltvatn i felt. Målingane vart i hovudsak utført for å finna fall på svakhetssoner, som kan vera kritiske for tunnelen ved ugunstig fall. Dei markerte N-S sonene som går på Kvitsøy vil vera spesielt kritisk for tunnelen sidan tunnelen går i ein spiral. Dette gjer at ved fall mot tunnel vil det vera naudsynt med ekstra tryggingstiltak under driving, og større sjanse for tyngre sikring over lengre strekk. Desse sonene er merka av i figur 4.17 som S1 og S2, og er viktigare å få oversikt over grunna fare for tangering av tunneltrasé.

Det vart totalt sett utført 5 profil. 3 profil vart utført ved sona som går rett vest for Kvitsøy kyrkje og som også er funne på seismikkprofil P29/06, medan 2 profil vart utført for sona mellom Krossøy og Krågøy. Kvart profil som vart utført i sjø hadde melom 70 og 80 meter kabel i sjø. Denne kabelen var ikkje skøyta. På desse profila blei det brukt tre ulike måle metodar, gradient, pol-dipol og pol-pol. Dei andre profila er berre gradientmetoden brukt. Alle profil som er målte er 500 meter lange. Plasseringa av profila er vist i figur 4.17. For å få best mogleg kontakt med grunnen blei to elektrodar brukt for kvar kobling til kabel. I fuktige områder blei det berre brukt ein grunna god kobling. Bilete frå feltarbeid er vist i vedlegg C.

Resultata frå dei ulike målingane av profila er vist i vedlegg C og er henta i frå resistivitetsrapport frå NGU [6]. Grunna for lite tid, er ikkje resultata frå pol-pol og pol-dipol målingane tekne med. Det er berre gradient metoden som er ferdig prosessert. Figurane er resultat etter at negative måledata har vorte fjerna og resterande data har blitt invertert i RES2DINV med omsyn til topografi. All informasjon er henta frå resistivitetsrapporten frå Kvitsøy [6]

Profil 1 som går omlag der seismikkprofil P19/10 er plassert indikerer 3 lågresistive soner. Desse har i hovudsak fall mot aust og bort frå tunnelen. Det er ei sone med indikert fall mot vest, men denne vil ikkje koma i kontakt med tunnelen. Den målte resistiviteten til sonene indikerer at det kan vera leire i, men det kan også vera oppsprukken sone som er fyllt av sjøvatn som gir den låge verdien.

Profil 2 viser 4 soner som alle har steilt fall. Det er ei markert sone som skil seg ut. Denne har veldig låg resistivitet og er uthaldande mot djupet. Truleg er verdien prega av sjøvatn i ei sprekkesone som også er funne att på profil 3 og 5 i tillegg til på seismikk, P29/06. Denne sona kan ein truleg få problem med innlekkasje. Dei andre sonene som er funne er truleg ein del av grønnsteinsbenkane i området, og er dårleg materiale som er mellom benkane. Desse ser ikke ut til å vera uthaldne mot djupet.

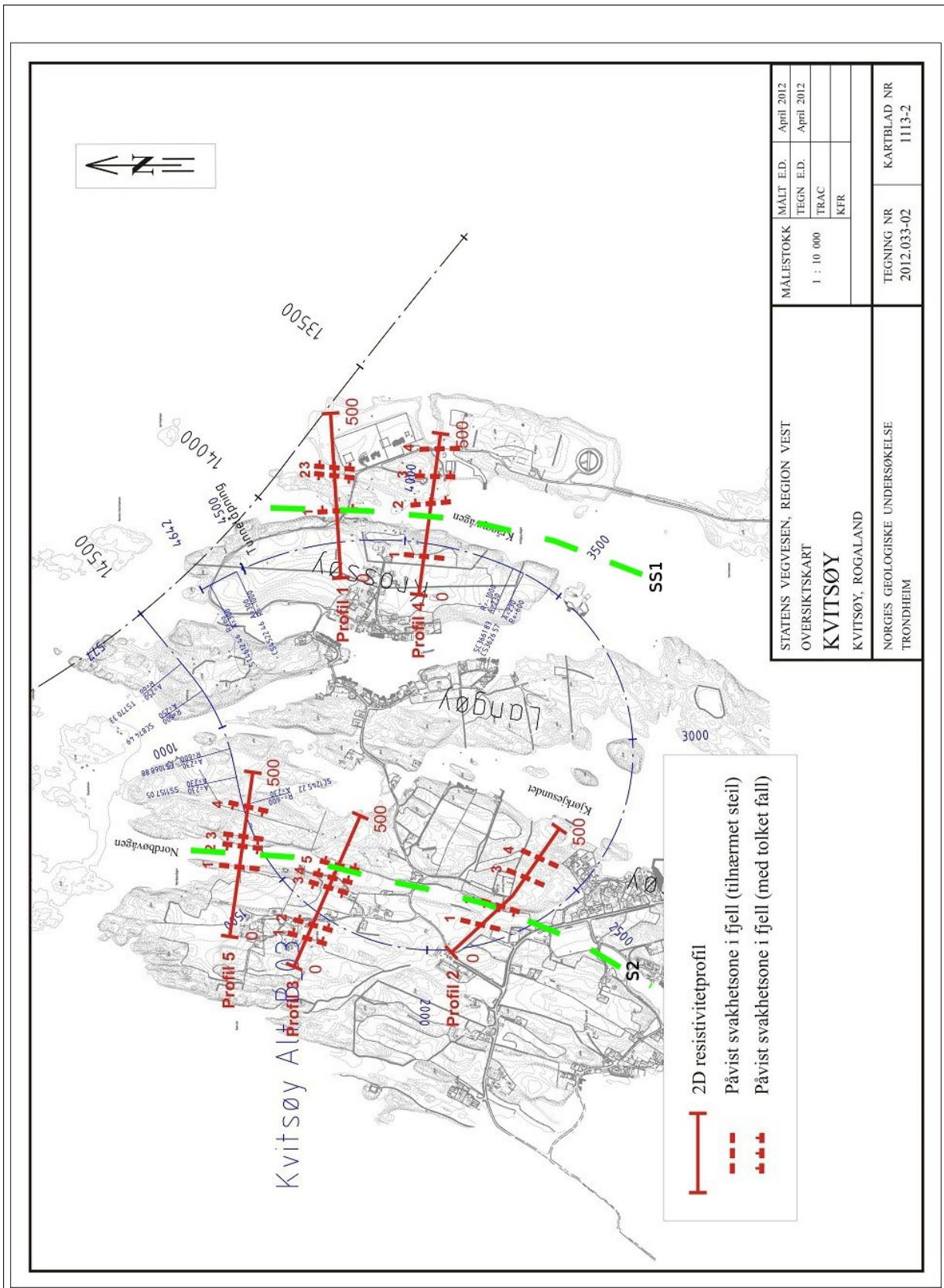
Profil 3 avdekker 5 moglege soner, der ei av sonene, sone 5, er den same som er funne att i profil 2. Sonene på dette profilet stemmer også bra overens med grønnsteinsbenkane i området, og ved ekstrapolering av mogleg utgåande til sonene, stemmer det bra overens med topografien. Dette profilet har to soner som er interessante og som i verste fall kan tangera tunneltraséen. Desse har fall mot vest, er uthaldande mot djupet og kan innehalda leire eller sjøvatn i sprekkene.

Profil 4 viser 4 soner med steilt fall. Her er det i hovudsak sone 2 som er hovudsona, og kan innehald sjøvatn eller leire i sprekkene. For tunneltraséen er det truleg berre sone 1 som kan påverka. Denne er ein liten sone, men som i verste tilfellet kan nå ned til tunnelnivå.

Profil 5 har avdekkja 4 soner. Desse er truleg nokre av dei same som er funne att i profil 2 og 3. Her er det sone 2, som også er funne på seismikk og profil 2 og 3, som truleg er mest problematisk med tanke på driving. Denne kan innehalda leire eller vera tett oppsprukken med leire. Dei andre sonene er mindre markerte soner, men uthaldande mot djupet, som truleg ikkje vil vera same problem som denne hovudsona.

Generelt for profila er at i vest er det lågare generell resistivitet på fjellet enn det er i aust. Dette kan skuldast tettare oppsprekking, til dømes påverking av grønnsteinsbenkane, sjøvatn eller sulfider. Det vart oppdaga sulfider ved profil 5, slik at det truleg kan vera påverking av sulfid som gjer skilnaden.

Fallet til sonene er gunstig for tunnelen, og gjer at færre soner vil koma i konflikt med tunnelen. Dei sonene som er mest markert, markert som S1 og S2 i figur 4.17, vil truleg berre S2 møtast i tunnelen. Den kan truleg kunna føra til vasslekkasjar i tillegg til stabilitetsproblem. Figur 4.17 viser utførte profil og oppdaga lågresistivitetssoner med tilhøyrande fall.



Figur 4.17: Plassering av profil og oppdaga soner på resistivitetsprofil. Soner markert med grønt, S1 og S2, er dei som vart undersøkt med tanke på fall. Modifisert frå [6].

# Kapittel 5

## Parametrar i Phase<sup>2</sup>

Dette kapitlet tek føre seg inngangsparametrar og oppsett for simulering i Phase<sup>2</sup>. For å oppnå ei truverdig simulering er inngangsparametrar for bergart, svakhetssone, sprutbetong, og boltar av stor interesse. Bergartsparametrane er funne i prosjektoppgåva til underteikna hausten 2011 [9] i kombinasjon med supplerande testar utført i denne oppgåva, i tillegg til nokre antakingar. Andre parametrar er funne i liknande simuleringar som er utført tidlegare.

### 5.1 Bergartsparametrar

Det er tre ulike bergartar som er brukte i simuleringa. Dette er grønnstein, svartskifer og knusingssona. For å estimera parametrane i Phase<sup>2</sup> er programmet RocData brukt. Dette treng 5 inngangsparametrar; Einaksa trykkfasthet ( $\sigma_c$ ), GSI (Geological Strength Index), materialkonstant ( $m_i$ ), forstyringsfaktor (D) og Youngs modul (E). Sidan det er stor variasjon i kvaliteten på svartskiferen er det gjort ei parameterstudie på denne. Det er sett på tre ulike kvalitetar på denne, medan grønnsteinen og knusingssona har eitt sett med parametrar kvar. Tabell 5.1 viser dei brukte inngangsparametrane i RocData for bergartane brukte i analysen. Poissons tal  $\nu$  er ikkje brukt i RocData, men i Phase<sup>2</sup>.

Bergart	$\sigma_c$	GSI	$m_i$	D	E	$\nu$	Eigenvekt
Grønnstein	79 MPa	65	15	0,1	62,4 GPa	0,25	2935 kg/m <sup>3</sup>
God Svartskifer	50 MPa	60	25	0,3	50 GPa	0,17	2706 kg/m <sup>3</sup>
Middels Svartskifer	30 MPa	40	12	0,5	35 GPa	0,30	2706 kg/m <sup>3</sup>
Dårleg Svartskifer	15 MPa	25	6	0,8	20 GPa	0,30	2706 kg/m <sup>3</sup>
Knusingssone	0,5 MPa	5	2	0,8	2,5 GPa	0,30	2200 kg/m <sup>3</sup>

Tabell 5.1: Inngangsparametrar til RocData for bergartsparametrane til Phase<sup>2</sup>

#### 5.1.1 Grønnstein

Grønnsteinen, vist i figur 5.1, er den mest homogene bergarten som er funne i borhola som er undersøkte av underteikna i prosjektoppgåve. Den varierer lite i oppsprekking øvst i borhola, men eit stykke ned i borhola, omlag 200-400 meter blir den meir oppsprukken. Modelleringa tek føre seg den homogene mest homogene grønnsteinen, både ved 77 meters djup og ved

202 meter, sidan grønnsteinen også er funne i borhol på omlag vertikaldjup 200 meter. Sidan grønnsteinen er den mest kompetente bergarten som er funne vil eigenskapane til bergmassen variera mellom grønnsteinen og därleg svartskifer utanom i svakhetssonene. Sikringsomfanget til tunnelen vil variera mellom desse to, utanom kryssing av svakhetssoner.

I prosjektoppgåva er einaksa trykkfasthet til grønnsteinen funne til å vera  $79 \text{ MPa} \pm 10 \text{ MPa}$  [9]. Beste måling av grønnstein er over 100 MPa, medan därlegaste er 34 MPa. Lågaste verdi er frå grønnstein som ligg djupare og nærmere knusingssona. Brukte verdiar er frå omlag 20 meters vertikaldjup. Dei analysane som er gjort i samband med denne oppgåva stadfestar trykkfastheten, men det er funne litt høgare verdiar på djupareliggende grønnstein.



Figur 5.1: Slik grønnsteinen framstår i kjernekasse.

Q-verdiar funne i grønnsteinen varierer mellom 10 og 100, noko som etter formel 3.2 og 3.3 gir ein GSI-verdi mellom 59 og 80. Etter kartlegging etter GSI-metoden er ein GSI-verdi på omlag 65 å forventa. Kjernane framstår som blokkige, der det er ein god avstand mellom sprekkene langs borholet. Sidan det ikkje er bora i ulike retningar veit ein ikkje om boringa skjer langs ei sprekkeretning. I overflata er grønnsteinen observert som varierande mellom skifrig og oppknust til meir massiv. Overflateforholda blir då vurdert til å vera mellom gode og middels. Dette gir ein GSI på omlag 65. Ser av dette at verdien ligg i nedre sjiktet av det som formelen for Q-verdi til GSI-verdi seier.

Materialkonstanten til grønnsteinen er vurdert til å vere rundt 15. Dette er ut i frå i databasen til RocData er metasandstein vurdert til å vera 19 og skifer ligg rundt 10. Konstanten til grønnsteinen er då valgt til å vera midt mellom desse.

Sidan grønnsteinen framstår som kompetent og forholdsvis massiv i borhola er forstyringsfaktoren (D) sett til å vera 0,1. Dette fordi ved skyting er det anteke at det vil verta minimal påverking av sideberget. Verdien vil nok ikkje verta så låg som 0, men kan nok kome opp mot 0,3 og meir, spesielt nær påhoggsområdet der dagfjellet påverkar. Sidan denne analysen ikkje skal undersøka påhoggsområdet, er ein verdi på 0,1 valgt.

Under testing av Youngs modul for grønnsteinen blei resultata like både øvst og lengre ned i borhola. Begge hadde ein Youngs modul på 62,4 GPa, men med større standardavvik for nedre grønnstein [9]. Testing i samband med denne oppgåva viste høgare Youngs modul for den grunne grønnsteinen, men omlag lik den funnen i prosjektoppgåva for den djupareliggende.

Sidan dei fleste av målingane med grønnstein ligg rundt 62 GPa vert det brukt i den numeriske analysa.

### 5.1.2 Svartskifer

Svartskiferen er den av bergartane som varierer mest. Den varierer frå kompetent og lite oppsprukke til sterkt oppsprukke og skifrig med glatte mineral som grafitt. Dette gjer at sikringsmengda og input-parametra for denne bergarten varierer sterkt. Difor er det av interesse å variera desse parametrane for å sjå på effekten av ulike sikringskombinasjonane. Svartskiferen er difor delt opp i tre ulike kategoriar; god, middels og dårlig. Figur 5.2 viser ein kjernekasje med svartskifer som kjem under kategori god til middels kvalitet.



Figur 5.2: Slik middels til god svartskifer opptrer i kjernekkassane.

Frå prosjektoppgåva [9] varierte resultata frå einaksa trykkfasthet mellom 83 MPa og 5 MPa. Dette var ekstremverdiar, men ut frå resultata er det nokre prøvar som er rundt 50 - 60 MPa, nokre som er rundt 30 MPa og nedre sjiktet er omlag 15 MPa. Ut frå dette har god kvalitet fått 50 MPa, middels 30 MPa og dårlig 15 MPa. Ein faktor som er med på å avgjera resultatet er kor mykje grafitt bergarten inneheld. Dårlgaste kvalitet er den med mest grafitt.

GSI-verdiane til svartskiferen er satt til mellom 60 og 25, som går i frå blokkig til sterkt oppsprukken bergmasse med middels til veldig dårlig kvalitet i dagen. God svartskifer har ein Q-verdi på rundt 30, som tilsvarar ein GSI på 70. Verdien er justert ned til 60 fordi i løpet av ei 5 meter lang salve vil sannsynlegvis verdien variera ein del. Kartlegginga har føregått i lengde av ein meter og får då mykje større oppløysing på data enn det som vil vera tilfellet når ei 3 eller 5 meter lang salve blir skutt. Overgangen mellom svartskiferen og knusingssona er flytande, slik at nedre del av svartskiferen har fått Q-verdi på omlag 0,2, som gir ein GSI-verdi på 25 etter formel 3.2 og 3.3. Middels bra kvalitet er gitt GSI-verdi på 40, som tilsvarar Q-verdi på rundt 1. Reel Q-verdi som er kartlagt er rundt 3 - 5. Verdiane som er brukte er også kontrollerte opp mot figur 3.1.

Materialkonstanten er sett frå 25 - 6, fordi beste delen av svartskiferen er som i øvre sjiktet av metamorfe bergartar. Middels er sett til 12 fordi dette er øvre del av vanleg skifer, medan

dårlegaste og svakaste svartskiferen er sett til 6 fordi dette er i det nedre delen av kategorien skifre.

Dei ulike kvalitetane av svartskiferen vil verta ulikt påverka under sprenging. Den gode svartskiferen er vurdert til å verta moderat påverka av sprenging ( $D=0,3$ ). Middels svartskifer vil truleg verta ein del påverka av rystingar ( $D=0,5$ ), fordi svartskiferen generelt opptrer som eit svært lagdelt materiale og stadvis er sterkt oppsprukke med høg anisotropi. Dårlegaste delen av svartskiferen vil vera sterkt påverka av sprengingsaktivitet, og verdien er då sett til 0,8.

Youngs modul for svartskiferen varierte mykje under testing. Dei beste testane var i overkant av 60 GPa, medan dei dårlegaste var under 20 GPa [9]. Sidan det var få testar over 60 GPa, og det var nokre testar rundt 50 GPa er dette sett til øvste verdi. Neste gruppe som utmerka seg er rundt 35 GPa, og som dårlegaste verdi er 20 GPa satt. Det var flerie prøvestykke som gjekk i brot før Youngs modul blei målt, som vil ha endå lågare Youngs modul.

### 5.1.3 Knusingssone

Parametra for knusingssona er tekne frå nedre del av skalaen til RocData. Det er ikkje gjort analyse av desse parametrane, slik at dette berre er antakingar. Knusingsona er veldig jordaktig, der leirfraksjon og opp til sand er dei dominerande fraksjonane, som vist i figur 5.3. Ut frå definisjonar funne i [31] er ekstremt låg styrke 0,25 - 1 MPa. Verdien for trykkfastheten til knusingssona er sett til å vera i nedre del av denne klassa. Sidan det er stor variasjon i observert fasthet og konsistens på svakhetssona er det ikkje sett verdi under 0,25, som er klassifisert som jord. Dei grovere fraksjonane i sona vil gi større friksjon, som gir høgare trykkfasthet. 0,5 MPa er difor brukt.

GSI-verdien er sett til 5, noko som ut frå figur 3.1 tilsvarer materiale utan blokker grunna veldig tett oppsprekking, med veldig därlege overflateforhold. Denne verdien vil variera ein del inni sona, sidan det varierer mellom grovt og fint oppknust materiale. Mest sannsynleg vil ikkje GSI verdien vera høgare enn 20 i dei betre delane av knusingsona. Sidan meininga med modelleringa av passering av knusingsona er å modellera passering av det dårlegaste materialet som er funne, blir dårlegaste verdien brukt. Q-verdien i logga knusingssone frå borhol har vore nede i under 0,01, slik at dette er eksepsjonelt därleg fjellkvalitet. Ut frå likning 3.3 er GSI-verdien lik omlag 3, som stemmer bra med anteken verdi.

Materialparameteren  $m_i$  er sett til 2, sidan det er lågaste verdi funne i databasen til RocData. Dette er nedre grense for leirstein. Parameteren sin lågaste verdi er 1, og programmet tek ikkje inn lågare.

Forstyringsfaktoren ( $D$ ) er satt til 0,8 fordi uttak av tunnel vil ha sterk påverking av massane kring konturen. Dette gjeld spesielt om tunnelen blir driven konvensjonellt med boring og sprenging. Ved pigging eller utgraving vil den kringliggende bergmassen ikkje verta like mykje påverka, men slik sona framstår i borhol kan skvising også oppstå, noko som vil gje ein  $D$  på 0,5. Sidan konsistensen og kvaliteten på sona varierer ein stor del i borhola, er det grunn til å tru at kan verta naudsynt med sprenging nokre stadar i sona. Som nemnt tidlegare bør dette også vere eit "worst case scenario" slik at ein høg  $D$  er å føretrekka.

Stivheten, Youngs modul, til sona er estimert til å vere omlag 0,3 GPa (300 MPa), med grunnlag i kva artiklar seier om stivheten til jord. Sidan den dårlegaste delen av sona består i hovudsak av fraksjonar opp til sand i storleik er verdien sett til å vere innafor intervallet til desse [17]. Etter å ha utført nokre modelleringsforsøk kom ein raskt fram til at denne verdien var for låg, og difor blei denne sett opp til 2,5 GPa, på bakgrunn av artiklar og forsøk som



Figur 5.3: Knusingssone slik den opptrer i kjernekassar.

er gjort på liknande materiale på Finnfast-prosjektet [33]. Poisson talet er også henta fra her. Eigenvekta er anteke ut i frå rettleiing av Nghia Quoc Trinh, ved SINTEF [50].

#### 5.1.4 Bergartspametrar i Phase<sup>2</sup>

Alle bergartar er vurderte til å ha plastisk oppførsel. Initial element loading, sjå figur 5.4, er for dei beste materiala sett til berre spenningar som kjem frå innparametrar, medan dårleg svartskifer og knusingsona har fått 'field stress and body force' sidan her blir det brukt gravitasjon som årsak til spenning [45]. Alle materiala er sett på som isotropiske materiale, med like eigenskapar i alle retningar. Dette er ikkje tilfelle sidan svartskiferen er til tider veldig skifer og vil ha ulik eigenskap i dei ulike retningane. Sidan orienteringa til skiffrigheta i borholet er ukjent, og det ikkje er gjort testar av bergarten i dei ulike retningane, er det for enkelhets skuld sett på som eit isotropt materiale. Figur 5.4 viser alle inputparametrane til svartskiferen med god kvalitet.

Eigenvekta til dei ulike bergartane er funne i prosjektoppgåva [9]. Grønnsteinen er funnen til å ha eigenvekt på 2935 kg/m<sup>3</sup> og svartskiferen 2706 kg/m<sup>3</sup>. Dette gir inputparametrane i Phase<sup>2</sup> på 0,029 MN/m<sup>3</sup> og 0,027 MN/m<sup>3</sup>.

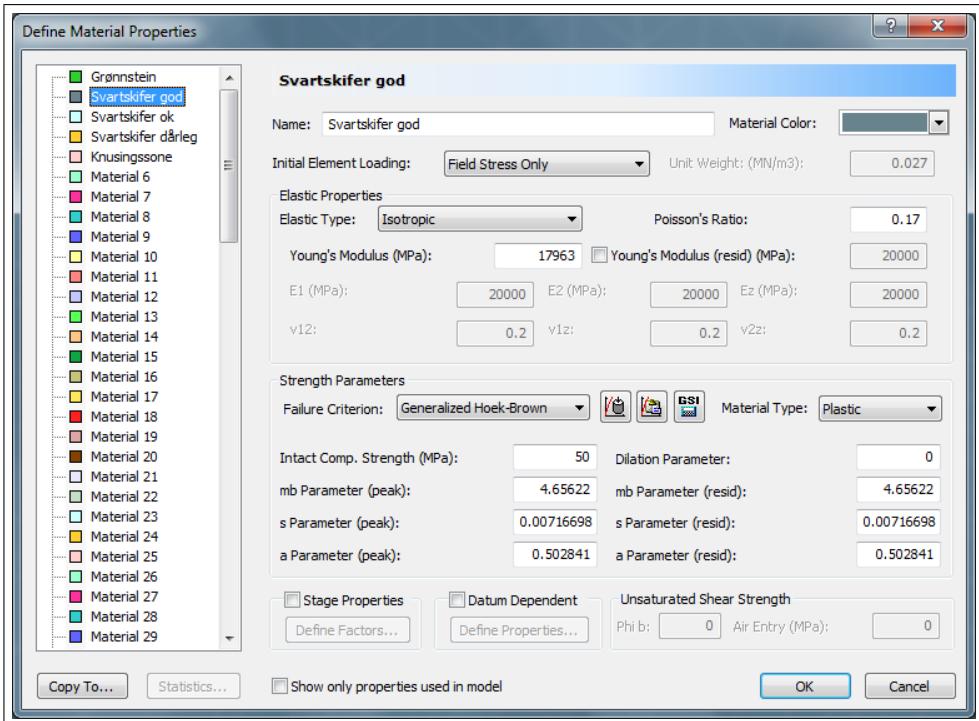
Poissons talet er også funne same staden. Grønnsteinen har Poissons tal på 0,25, god svartskifer 0,17, middels og dårleg svartskifer er sett til 0,30. Knusingssona er også sett til 0,3 basert på tidlegare utførte studier [33].

Generalisert Hoek-Brown brotkriterie er brukt, fordi dette tek meir hensyn til bergmasse. Residualparametra er sett til å vera følgande i forhold til utgangsparametra:

$$mb_{res} = \frac{1}{2} \times mb \quad (5.1)$$

$$s_{res} = 0 \quad (5.2)$$

$$a_{res} = \frac{1}{3} \times a \quad (5.3)$$



Figur 5.4: Parametrar i Phase<sup>2</sup> etter handsaming i RocData

## 5.2 Sikringsparametrar

Som sikring i modelleringa er det brukt sprøytebetong og boltar. Desse har anten vorte brukta kvar for seg eller i kombinasjon. Full utstøyping er modellert som tjukkare lag med sprøytebetong. Tabell 5.2 visar oversikt over valgte sikringsparametrar i Phase<sup>2</sup>.

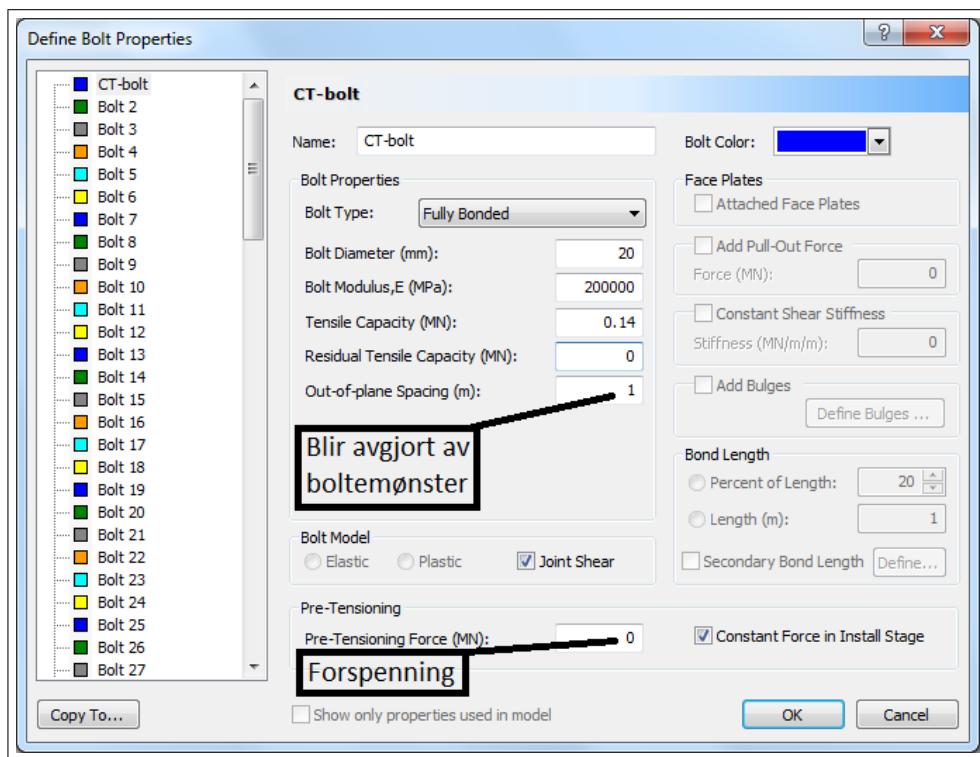
### 5.2.1 Boltar

Ved sikring med boltar i korrosivt miljø slik som det er i undersjøiske tunnelar, krev det ekstra korresjonsbeskyttelse. CT-bolten er spesielt designa til dette. Den har eit beskyttande galvanisert lag, i tillegg til ei plasthylse som beskytter. I tillegg blir bolten gyst slik at det blir ein trelags beskyttelse. Den har også moglegheit til å verta forspent. Sidan bolten blir gyst vil den fungera som ein limit bolt med friksjon langs heile lengda. I Phase<sup>2</sup> blir bolten då kalla 'Fully bonded'.

Bolten blir levert i to ulike dimmensionar, 20 mm og 22 mm diameter. Tilgjengelege lengdar er frå 1,5 meter til 6 meter [46]. 20 mm bolten har ei flytegrense på 140 kN, medan bolten med diameter 22 mm har flytegrense på 230 kN. Residualstyrken til boltar er sett til å vere 0, fordi etter brot har dei ingen styrke. Youngs modul for boltestålet er sett til 200 GPa etter det som er brukt i nye rapportar, og funne om stål [33]. Figur 5.5 viser inputparametrar i Phase<sup>2</sup>. Boltemønsteret vert avgjort for dei ulike sikringskombinasjonane. Alle boltar i analysen er ikkje forspente sidan det ikkje er mogleg å sjå lastopptaket deira etter pålasting i Phase<sup>2</sup>.

Parameter	Boltar	Sprøytebetong	Sprøytebetong bogar	Full utstøyping
Type	CT-bolt fullt innstøypt	fiberarmert sprøytebetong	fiberarmert sprøytebetong	uarmert betong
Diameter/tjukkleik	20/22 mm	-	-	-
Tjukkleik/Lengde	3, 4, 5, 6 m	0,08 - 0,25 m	0,1 - 0,23 m	0,4 m
Youngs modul (E)	200 000 MPa	20 000 MPa	20 000 MPa	20 000 MPa
Poissons tal	-	0,2	0,2	0,2
Strekk styrke	0,14/0,23 MN	5 MPa	10 MPa	5 MPa
Residual strekkstyrke	0	2,5 MPa	5 MPa	0
Trykkstyrke	-	35 MPa	35 MPa	35 MPa
Residual trykkstyrke	-	5 MPa	5 MPa	5 MPa
Forspenning	0,0 MN	-	-	-

Tabell 5.2: Inngangsparametrar i Phase<sup>2</sup> for sikringa.



Figur 5.5: Inngangsparametrar for CT-bolt ø20 mm, i Phase<sup>2</sup>.

## 5.2.2 Armert sprøytebetong

Sprøytebetongen som blir brukt i norske tunnelar i dag er av kvalitet B35, som betyr ein einaksa trykkstryke på 35 MPa og 5 MPa i residual trykkstyrke. Residual styrke er styrke etter at første brot har skjedd. Betong har best eigenskapar i trykk, og har dårlige eigenskapar i strekk. Difor blir sprøytebetongen armert med anten stålfiber eller plastfiber. Dette aukar strekkstyrken til betongen betrakteleg. Sprøytebetongbogar vil ha endå høgare strekkstyrke fordi armeringsstållet i betongen vil ta opp strekkkreftene, medan full utstøyping som er uarmert vil ha 0 residual strekkstyrke.

I Phase<sup>2</sup> blir all betong, sprøytebetong, bogar og full utstøyping, modellert som 'standard beam', med plastisk oppførsel, slik at deformasjonar kan skje i sikringskonstruksjonen og den kan gå i brot. Youngs modul og Poissons tal er henta frå [33]. Poissons tal er sett til 0,2, medan Youngs modul er 20 GPa. Tjukkleiken til sikringskonstruksjonen blir tilpassa kvart enkelt oppsett. For vanleg armert sprøytebetong er strekkstyrken sett til 5 MPa, medan residual strekkstyrke er sett til 2,5 MPa sidan fiberarmeringa vil hindra vidare brot [57].

For sprøytebetongbogar er det varierande tjukkleik avhengig av bergkvaliteten. Den har same trykkfastheten som vanleg sprøytebetong både før og etter brot, men har høgare strekkstyrke grunna armering inni bogane. Strekkstyrken er sett til 10 MPa, og residualstyrken, etter første brot har skjedd er sett til 5 MPa. Sidan sprøytebetongbogar ikkje har jamn tjukkleik langs heile profilet er bruket tjukkleik avgjort ut frå avstand mellom bogane ( $d_b$ ) og maksimal tjukkleik ( $t_{max}$ ). Tjukkleik brukta i modelleringa ( $t_{brukt}$ ) er då utrekna frå likning 5.4. Denne baserer seg på at bogane overlappar kvarandre og har form som ein trekant.

$$t_{brukt} = \frac{t_{max}}{2 \times d_b} \quad (5.4)$$

Full utstøyping har fått same trykkparametrar som sprøytebetongen, men har dårligare strekkeigenskapar, fordi det ikkje er armering i denne. Strekkstyrken er sett til 5 MPa, og strekkstyrke etter brot i betong er sett til 0. Ved full utstøyping på stuff er det oftast utført arbeidssikring for å få sikre arbeidsforhold. Denne kan bestå av både forbolting, radielle boltar og sprøytebetong. Modellane der utstøyping er brukta inkluderer ikkje denne arbeidssikringa, men ser berre på eit lag med betong. Kravet til full utstøyping er at det skal minimum vere 30 cm tjukt [51].

## 5.3 Spenningar

I Phase<sup>2</sup> er det to moglege måtar å oppgi spenningar. Det går anten an å bruka konstante spenningar, som blir oppgitt i storleik og retning, eller bruka gravitative spenningar, der vertikalspenninga er avhengig av vekta av massane over. Horisontalspenningane blir funne som faktorar i forhold til vertikalspenninga. Tabell 5.3 viser oversikt over dei brukte spenningane i Phase<sup>2</sup>.

Sidan det er utført spenningsmålingar ved det subvertikale borholet på Krågøy nord er desse spenningane brukta i analysen, og dei er brukta som konstante spenningar. Det er målt ved 77 meters djup, og det er måla ved 202 meters djup. I tillegg til desse målingane vil det også bli brukta gravitativt induserte spenningar, som tilsvarer vekta av det overliggende ved begge stadane. Desse er rekna ut i frå overdekning med berre grønnstein, som har ei eigenvekt på 2,9 g/cm<sup>3</sup>. Minste horisontalspenning vil då verta utrekna i frå likning 5.5 [26]. Dette vil berre vera bidraget frå gravitasjonen. I tillegg vil det kunne vera tektoniske, residuale og topografiske

bidrag til den totale horisontalspenninga. Desse er ikkje estimerte. Største horisontale spenning er anteke til å vera omlag midt mellom vertikalspenninga og minste horisontalspenning, og anteken å vera dobbel så stor som minste horisontalspenning. Desse spenningane blir også oppgitt som konstante spenningar i modellen.

$$\sigma_h = \frac{v}{1-v} \times \sigma_v \quad (5.5)$$

Djup	Bergart	$\sigma_v$	$\sigma_h$	$\sigma_H$	Retning $\sigma_H$	Type
77 meter	GS	2,9 MPa	0,4 MPa	1,7 MPa	N006Ø	Målt
77 meter	GS	2,3 MPa	0,8 MPa	1,6 MPa	-	Gravitativ
202 meter	SS/GS	9 MPa	4 MPa	6 MPa	N025Ø	Målt med antakingar
202 meter	SS/GS	5,9 MPa	1,7 MPa	3,4 MPa	-	Gravitativ

Tabell 5.3: Inngangsparametrar i Phase<sup>2</sup> for spenningar. GS står for grønnstein SS står for svartskifer

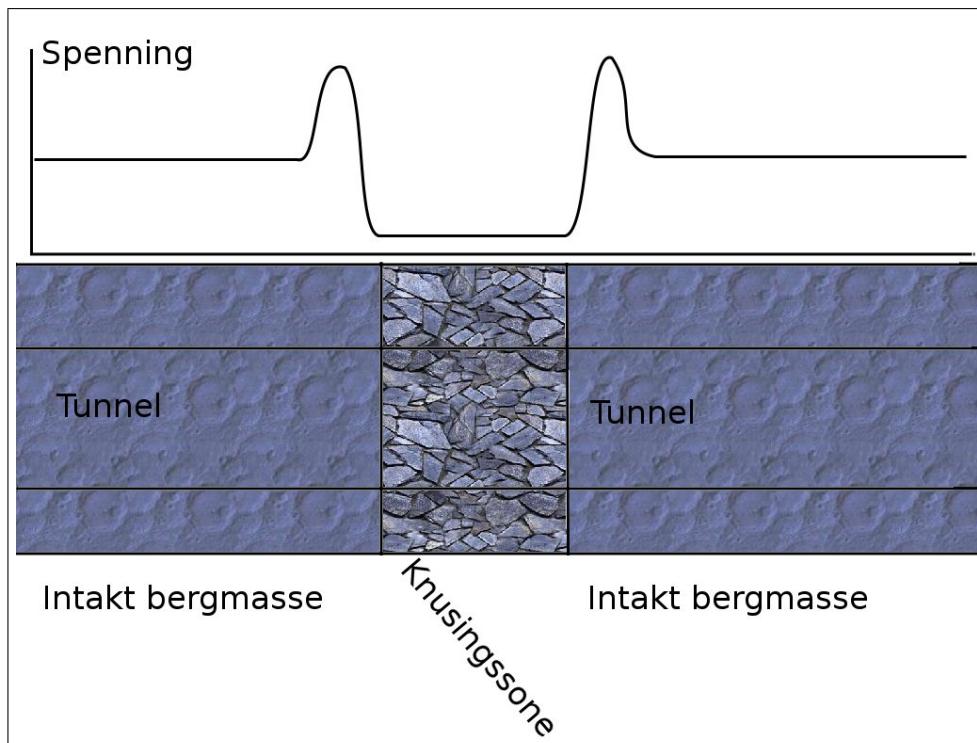
Ved 202 meter er det berre utført ei måling som ikkje stemmer bra overens med dei gravitative spenningane. Dette gjorde at nye utrekningar av spenningane blei gjort med antakingar. Dette gav fleire verdiar for dei ulike spenningane og ein kom fram til eit intervall for spenningane. I tabell 5.3 er det brukt verdiar midt i intervallet til å representera desse verdiene, sjå tabell 4.4 for intervall. Sidan spenningane med antakingar stemmer betre med både gravitiv spenning og retning på største horisontalspenning er desse brukt i modellering, og det eine resultatet frå 202 meter er forkasta i modelleringa.

Sidan tunnelen er forma som ein spiral vil spenningsbiletet endra seg med kor ein er i tunnelen, både med tanke på retning på horisontal spenningar og at ein kjem djupare. Dette gjer at det blir naturleg å gjera berekningane både med største og minste horisontalspenning som horisontalspenning i analysen. Sidan det er såpass stor variasjon i retning til  $\sigma_H$ , er det stor usikkerhet i retninga til denne på dei ulike djupa. Dersom det er N006Ø som er retninga til største horisontalspenning vil første delen av tunnelen ha minste horisontalspenning i veggane, medan største horisontalspenning vil vera dominante i veggene frå omlag 1 km inn i tunnelen. Etter 2 km vil minste horisontalspenning vera dominante att, før det gradvis går over mot ein middelverdi mellom største og minste siste kilometeren inn mot kryssområdet. Ved N 075 Ø som retning vil det vera nesten stikk motsett, og det er difor naturleg å sjå på effekten av variasjonen i analysane.

Dei gravitativt genererte spenningane veit ein ikkje retninga på minste eller største horisontalspenning, slik at desse blir berre simulert med minste horisontalspenning i veggene til tunnelen og største langs tunnelaksen.

Spenningsmålingane som er utført på Krågøy er utført i homogent materiale som ikkje er oppsprukke, slik som knusingssonene og den därlege svartskiferen. Dersom ein hadde målt spenningane i ein sone med därlegare fjell og samanlikna dei med spenningane i kringliggende betre fjell hadde det meir kompetente kringliggende bergmassen hatt høgare spenningar enn det som hadde vorte målt i sona, slik som vist i figur 5.6. Denne er basert på prinsippa i Hooks lov, likning 3.6, der eit stivare materiale vil med lik deformasjon som eit mindre stift materiale ta opp meir spenning.

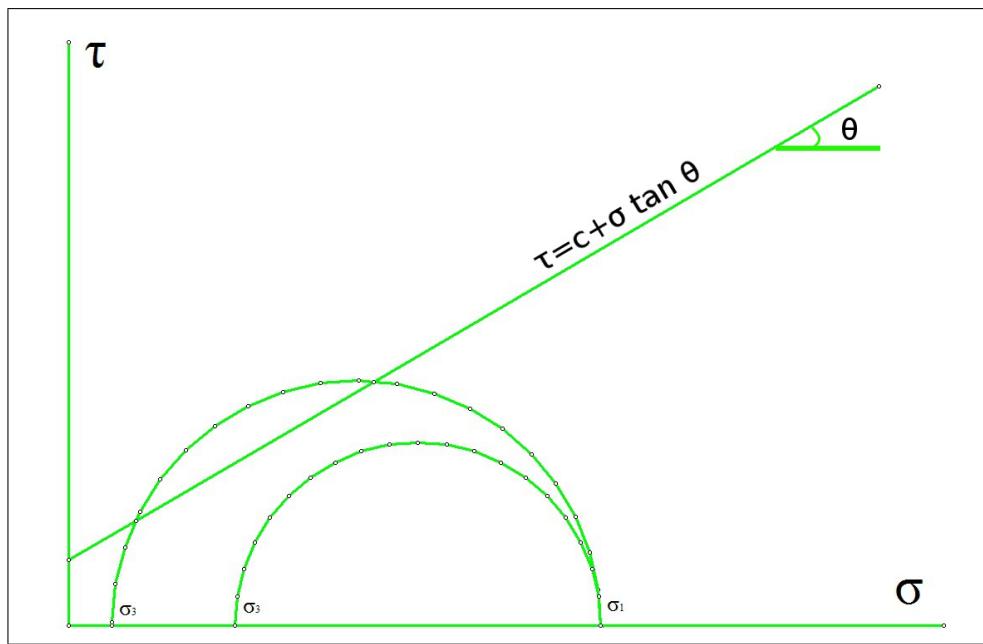
I spenningssirkelen i til dømes Mohr-Colouombs brotkriterie vil modellen gå i brot dersom spenningsforskjellen mellom  $\sigma_1$  og  $\sigma_3$  er stor nok slik at sirkelen vil skjera brotkriteriet, vist i



Figur 5.6: Fordeling av spenningar kring ein svakhetssone, eller ei sone med mindre kompetent bergart. Modifisert etter [26].

figur 5.7. Ved å auka minste spenning, i dette tilfellet minste horisontalspenning til brot ikkje oppstår, vil brukte spenningar i modellen tilsvara dei reelle spenningane som er i materialet. Dersom ikkje dette blir gjort, vil initiale deformasjonar førekoma.

Dårlig og svakt materiale vil ha ein tendens til å oppføra seg som væske, der spenningane vil vera like i alle retningar [50]. Dei to dårligaste materiala vil difor bli analysert med gravitative spenningar. Dette gjer at dei vil ha lik spenning horisontalt som vertikalt. Med bruk av gravitative spenningar blir overflata til materiale oppgitt. For den dårligaste svartskiferen er overflata sett til å vera 202 meter over hengen, medan knusingssona er modellert for Kjørkjesundet der det er omlag 125 meter overdekning, 15 meter vatn, 15 meter lausmasse og resten knusingssone.



Figur 5.7: Skisse av Mohr-Coulombs brotkriterie der omsluttingstrykk blir auka for å unngå brot.



# Kapittel 6

## Numerisk modellering

Phase<sup>2</sup> er eit bra redskap til å modellere tunneltverrsnitt for å analysera deformasjonar og spenningsutviklingar ettersom bergrommet blir utsprengt. Kapitlet her tek føre seg modellingsresultata i Phase<sup>2</sup>.

All deformasjon som er modellert er total deformasjon som er frå sprenging til etter sikring er installert. Den deformasjonen som blir målt i norske tunnelar i dag er frå sikring er installert og ei viss tid framover. Større deformasjonar enn det som vil bli målt er difor å rekna med i denne modelleringa.

Sålen er i dei fleste modellane horisontal. Ved därleg fjellkvalitet er denne gjort bua, slik at spenningane blir betre fordelt rundt profilet. Sålen vil då koma mindre opp som ein følge av dette tiltaket.

I vedlegg D er det supplerande skjermdumpar frå modelleringa.

### 6.1 Modell

Modellen er bygd opp etter mål for ein T10,5 tunnel. Måla er henta frå handbok 021 [53] og teikningar for Rogfast [55]. I tillegg til dei måla som er oppgitt for ein T10,5 tunnel er det sett av omlag 50 cm for sikring rundt profilet, slik som vass og frostsikring. For å gjera modellen enklare er det simulert med ein horisontal såle, der grøfter for vatn og kablar er unnlate å ta med. Ved därlegare fjellkvalitet, slik som for därleg svartskifer og for knusingssona er det gjort forsøk på å laga ein avrunda botn for å sjå på endring i deformasjon som følgje av dette tiltaket.

Modellen er bygd opp i fleire trinn, der første trinn er eit initielt trinn, og dei neste trinna blir eigenskapane til området rundt tunnelen endra, til dømes når tunnelen blir teken ut og ein får eit ope rom. Kravet til modellen er at ved første trinn skal det ikkje vera noko deformasjon, eller massen skal ikkje gå i brot som følge av dei spenningane dei blir utsett for. Deformasjonen skal ikkje koma før det er endra eigenskapar i form av utteken masse. Det er ikkje modellert med gradvis endring av Youngs modul til materialet i tverrsnittet som skal takast ut. Dette går an å gjera for å få simulera effekten som går frå tunnel er sprengt til sikring er installert. Dersom det skal gjerast må Youngs modul gradvis gå mot 0.

Grensene til modellen er gitt ut frå ein boks som er 5 gonger større enn det modellerte tverrsnittet er. Grensebetingelsane som er gitt seier at alle hjørnene ikkje har lov til å flytta posisjon. Dei vertikale grensene, langs y-aksen, har berre lov til deformasjon i vertikal retning. Horisontalgrensene har berre lov å deformerast i horisontalretning.

Grønnsteinen i dagen og svartskiferen i kjernekassane er tildels svært oppsprukke og påverka av lagdeling og sprekkesett. Phase<sup>2</sup> gjer moglegheit til å modellera med sprekker og sprekkesett, men sidan tunnelen går i ein spiral og målt fall på sprekker i området varierer [9] er det ikkje teke med i modellen. Materialet som blir modellert er utan sprekker eller sprekkesett. For sikringa i tunnelen vil det vera avgjerande korleis sprekker kjem inn i tunnelen.

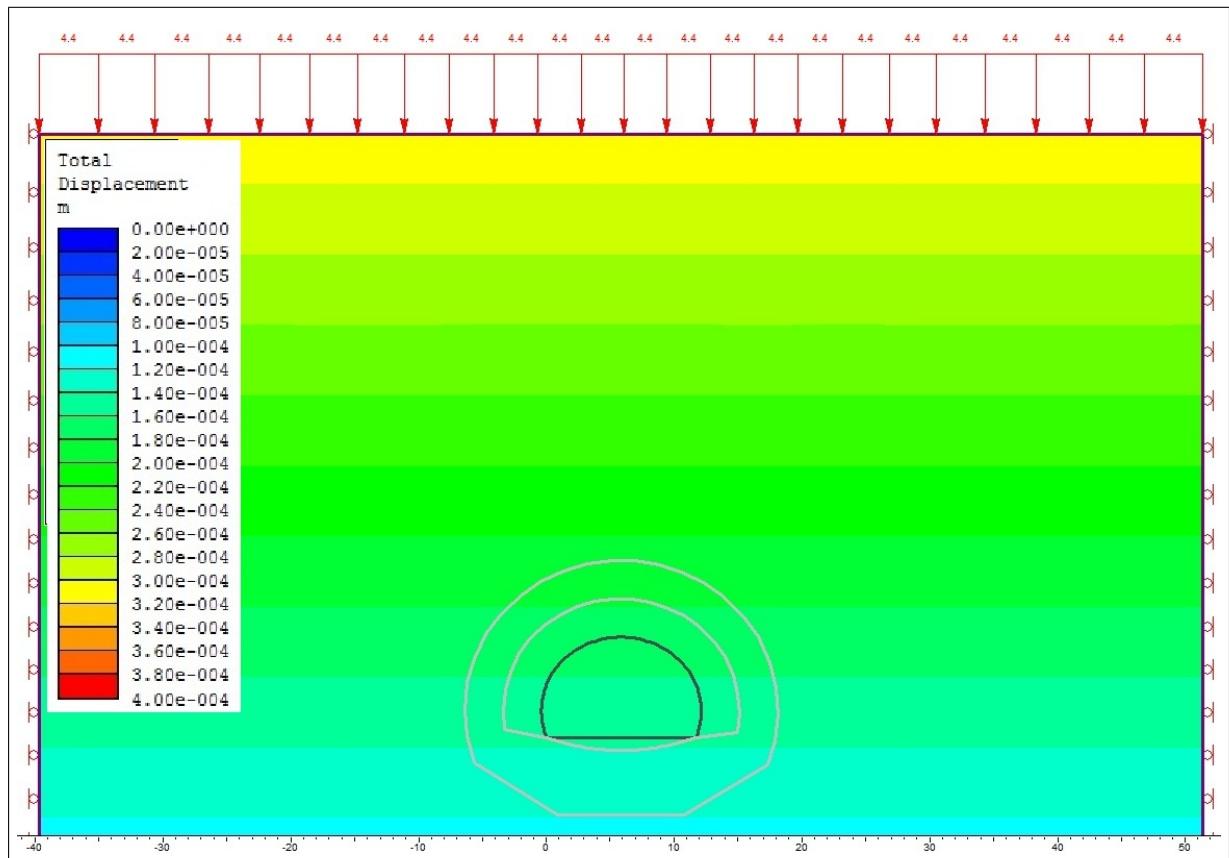
Det er ikkje modellert med vasstrykk i modellane tekne med i oppgåva, grunna planlagt sikringskonstruksjon er drenert [55]. Påverkinga av vasstrykk på sikringa blir difor minimal og det vil ikkje vere naudsynt å modellera med det.

### 6.1.1 Dårleg svartskifer og knusingssone

Den därlege svartskiferen er svært oppsprukke og har därlege eigenskapar. Modellen er difor gjort annleis enn det som er gjort for dei førre. Den har fått ei fri overflate, og gravitive spenninger er brukt. Overdekninga som er brukt er 202 meter over tunnelhengen. Hjørna som den frie overflata grenser til har berre lov til å endra seg i vertikalretning. For å kompensera mot denne frie flata er den påført ei last tilsvarende vekta av det overliggende berg. Utanom denne endringa er modellen lik dei andre.

For at modellen skal verta brukbar til å utføra analysar må initiell deformasjon vera omlag 0. Dette kan gjerast ved å setja ei last på toppen som tilsvrar vekta av overliggende, frå topp modell til overflata slik som vist i figur 6.1. Av denne figuren ser ein også at deformasjonen ikkje er lik 0, slik som den er på dei andre modellane, der det er konstante spenningar. Deformasjonen som kjem er omlag 3 mm på det største slik at det er nær 0, og modellen er god nok til å fortsetta med [50]. Det er også utført modellering lik dei andre modellane for därleg svartskifer.

I modelleringa er det gjort forsøk på å modellera forbehandling av berget, slik som forbolting og forinjeksjon. Dette er gjort ut i frå bruk av omlag 24 meter lange forinjeksjonshol, som med omlag 15 graders stikning på hola utgjera ein maksimal diameter på 6 meter ut frå tunnelkontur som er forbehandla. Til forbolting er det brukt 8 meter lange forboltar, som med 15 graders stinkning vil ha effekt 2 meter radielt ut frå profilet. Dette er modellert ved å bygga opp to 'konturar' kring tunnelen, den eine 6 meter rundt heile, også sålen, og den andre 2 meter ut frå heng og vegg. Desse har då fått eigenskapar som er i forhold til dei modellerte bergartane. Ved injisering er det testa for ulike forbetringer av bergmassa kring konturen. Dette er også gjort for forboltane. Dette er gjort over fleire steg. Først er materialet slik det er opprinneleg. I steg to blir det injisert, slik at profilet og 6 meter ut får forbetra eigenskapane sine. I tredje steg blir forboltane 'installert' og materialet frå konturen og to meter ut får forbetra eigenskapane. I siste steget blir tunnelmassane tekne ut.



Figur 6.1: Viser initiell deformasjon og oppsett av modell for svakare materiale.

## 6.2 Grønnstein

Grønnsteinen er funne både høgt og djupt i borhol. Borholet på Krågøy nord med 80 graders helling fant grønnstein heilt ned til omlag 200 meter. Det er difor modellert grønnsteinen med spenningane frå begge spenningsmålingsdjupa, 77 og 202 meter. Det er sett på usikra tunnel, boltesikra tunnel og tunnel sikra med både sprutbetong og boltar. Lengder og tjukkleik på sikring er vist i tabell 6.1.

<i>Sikringstype</i>	<i>Grønnstein 77 m</i>	<i>Grønnstein 202 m</i>
Boltar	3x3 ø20 3 m	3x3 ø20 3 m
Sprøytebetong	0,08 m	0,08 m
Sprøytebetong bogar	-	-
Utstøyping	-	-

Tabell 6.1: Brukt sikring i dei ulike modellane. All sprøytebetong og boltar er utført til såle.

### 6.2.1 77 meter

Ut frå resultata som er funne ved hjelp av Interpret-funksjonen i Phase<sup>2</sup> kjem det fram at det ikkje vil vera store deformasjonar i det heile for dei ulike sikringsmåltane. Hovudproblemet ser ut til å vera lite innspennning kring konturen, spesielt i heng og såle. I veggen ser det ut til å kunne vera tilstrekkelege spenningar. Den maksimale deformasjonen som oppstår i modellane for dei ulike spenningane på 77 meter er vist i tabell 6.2. Av denne ser ein at det berre er små deformasjonar omlag 1 mm store. Desse kjem i hovudsak i sålen, som er usikra. I hengen kjem det også deformasjonar. Desse er omlag 2/3 av den maksimale deformasjonen som kjem i sålen. I veggen er det lite deformasjonar. Sidan deformasjonen som blir målt er total deformasjon, frå sprenging til sikring er installert og ikkje frå sikring er installert og framover, vil det vera mindre spenning som sikringa må ta opp sidan fjellet vil ta opp spenningar sjølv, jamfør med GRC.

<i>Sikringstype</i>	<i>Gravitasjon [m]</i>	$\sigma_h$ [m]	$\sigma_H$ [m]
Boltar	0,000735	0,00138	0,000924
Bolt og sprut	0,000732	0,00128	0,000925
Utan sikring	0,0027	0,00128	0,000918

Tabell 6.2: Maksimale deformasjonar målt i Interpret funksjonen i Phase<sup>2</sup> for grønnstein med 77 meter overdekning.

Ved undersøking av element som har gått i brot, er det i hovudsak i sålen som har brotelelement. For snittet der minste horisontalspenning står i tunnelveggen er det også eit lite område i hengen der fjellmassen ser ut til å gå i brudd. Eit lag med sprøytebetong slik som føreslege i handbok 021 [53] er difor eit fornuftig valg. Til dømes kan småfallent berg oppstå og då vil ikkje bolting vera tilstrekkeleg for å ha høg nok sikkerhet.

Sikringa som er brukta har ikkje gått i brot på nokon av dei ulike spenningane som er brukte. Der boltar er brukte tek dei opp lite last, opp mot 0,3 MN. Sprutbetongen har ei fin lastkurve

den også, der det er utvikla ein fin trykkboge der det er nedre delen av veggane som tek opp mest last. Dette gjer at det sannsynlegvis med gitt kvalitet på bergarten og gitte spenningar er tilfredsstillande med spredt bolting for å låsa eventuelle lause blokker. Sikringsklasse I er tilstrekkande for grønnsteinen på dette nivået.

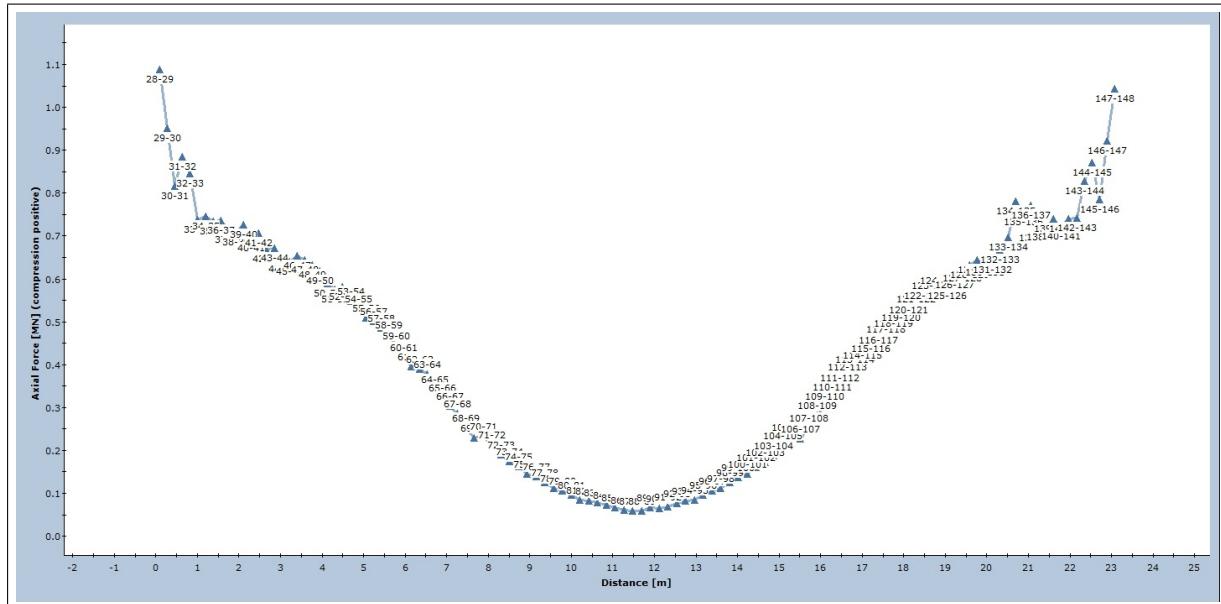
### 6.2.2 202 meter

Deformasjonen med 202 meter overdekning er omlag 2-3 gonger større enn det som vart funne ved 77 meter med same sikringa. Tabell 6.3 viser maksimal deformasjon som er målt. Den kombinasjonen som gjer minst deformasjonen er kombinasjonen av bolting og sprøytebetong, sjølv om det er ikkje stor skilnad mellom dei ulike. Deformasjonen som oppstår er vist i figur 6.3.

Sikringstype	Gravitasjon [m]	$\sigma_h$ [m]	$\sigma_H$ [m]
Boltar	0,00217	0,00282	0,00302
Bolt og sprut	0,00211	0,00281	0,00273
Utan sikring	0,00270	0,00282	0,00293

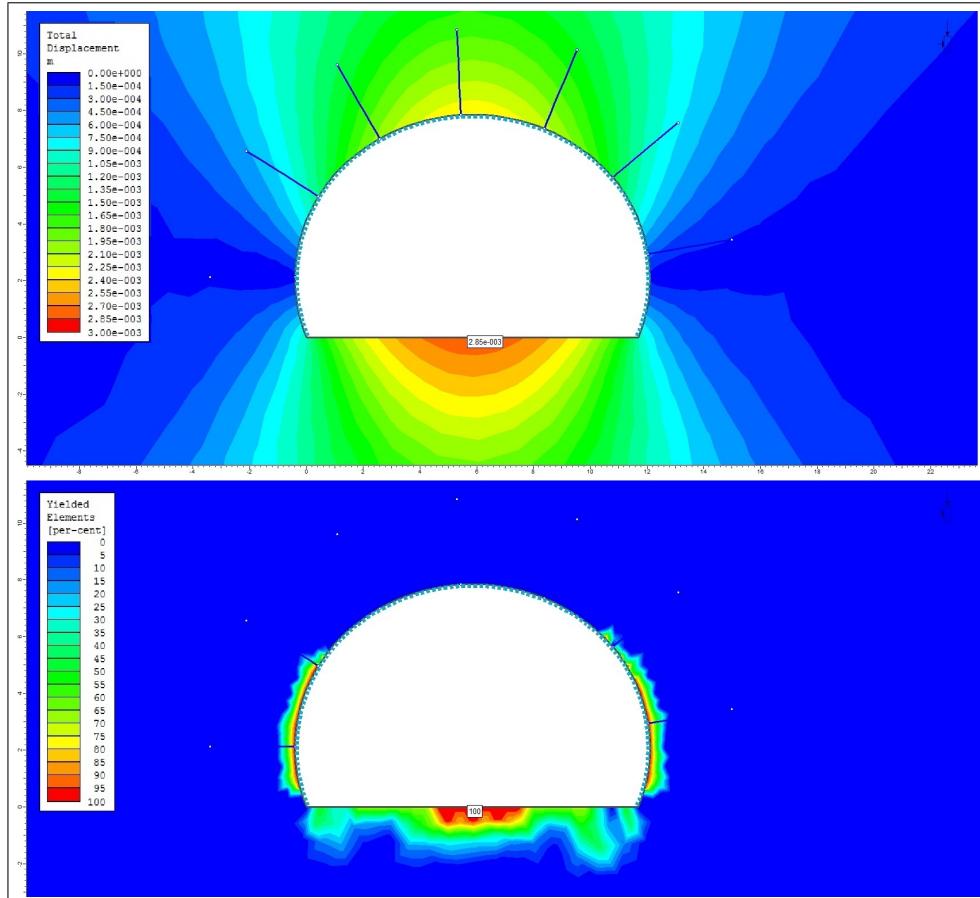
Tabell 6.3: Maksimale deformasjonar for grønnstein med 202 meter overdekning målt i Interpret funksjonen i Phase<sup>2</sup>.

Kring konturen er spenningane små, og problem med skikkeleg innspenning kan oppstå. Dette er også for dette djupet i hovudsak for sålen og hengen. Ved største horisontalspenning vinkelrett på tunnelaksen er det låge spenningar i veggen også. Når minste horisontalspenning står vinkelrett på tunnelaksen vil det også oppstå spenningskonsentrasjonar i hjørna ved overgangen mellom vegg og såle. Dette gjeld også når sprøytebetong og boltar blir brukt i kombinasjon når største horisontalspenning står vinkelrett på tunnelaksen.



Figur 6.2: Aksielle krefter som verkar i sprøytebetongen som sikring i grønnsteinen med minste horisontalspenning i vinkelrett på tunnelaksen. Distanse 0 er såle venstre side.

Boltane tek ikkje opp store strekkrefter på alle kombinasjonane av spenningar. Omlag 10 % av maksimalstrekket boltane har blir dei lasta med. Sprøytebetongen som er brukt tek opp mest last i nedre del av veggjen, slik som vist i figur 6.2. I hengen er det minst aksielle krefter. Det er ingen element av sikringa som har gått i brot, slik at det er tilstrekkeleg sikringsmengd. Sannsynlegvis vil det også på dette djupet vera godt nok med spredt bolting, og boltemønster større enn 3x3 meter. Låsing av enkeltblokker vil nok endå vera det som i hovudsak vil vera problemet.



Figur 6.3: Deformasjonar og brotelement i grønnsteinen ved 202 meter overdekning og sprøytebetong og boltar som sikring.

På dette djupet ser det ut som det er fleire element rundt konturen som har gått i brot enn med mindre overdekning. No er det ein liten brotsone rundt heile konturen, men i hovudsak er det mest i sålen, slik som vist i figur 6.3. Alle boltar rekk godt utanfor brotsonene, slik at ein ikkje har boltar i som vil verta festa i knust fjell. Bruk av sprøytebetong er fornuftig, og kan forhindra nedfall av smått oppsprukke fjell. Grønnsteinen på dette nivået ser også ut til å hamna innanfor sikringsklasse I der spredt bolting og bruk av sprøytebetong er det permanente sikringsforslaget.

### 6.2.3 Generelle vurderingar av grønnsteinen

Grønnsteinen har i borhola vore av betre kvalitet. Q-verdien varierer ein del, men er i hovudsak over 10. Under driving vil truleg store delar av grønnsteinen ligga innafor sikringsklasse I.

Det vil vera delar av grønnsteinen som er meir skifra enn den som er skildra over, og derav ha lågare Q- og GSI-verdi. I slike tilfelle og i samband med ugunstige sprekkeretningar kan tyngre sikring verta naudsynt. Dette er basert på kva som er observert i kjernekassane i dei ulike borhola som er utført.

## 6.3 Svartskifer

Det er modellert 3 ulike typar svartskifer, god, middels og dårlig. Alle er modellert med 202 meter overdekning. I tillegg til bruk av bolt og sprøytebetong er også det laga ein modell med full uarmert utstøyping. Modellert sikring er vist i tabell 6.4.

Sikringstype	Svartskifer god	Svartskifer middels	Svartskifer dårlig
Boltar	2,5x2,5 ø20 3m	1,5x1,5 ø22 3m	1,2x1,2 ø22 3m
Sprøytebetong	0,10 m	0,15 m	0,20 m
Sprøytebetong bogar	-	-	0,1 m
Utstøyping	0,4 m	0,4 m	0,5 m

Tabell 6.4: Brukt sikring i dei ulike modellane. All sprøytebetong og boltar er utført til såle.

### 6.3.1 God svartskifer

Tabell 6.5 viser dei maksimale deformasjonane som er funne ved modellering for dei ulike sikrings- og spenningskombinasjonane. Dei maksimale deformasjonane ligg i intervallet mellom 5-7 mm, og største deformasjonen skjer også her i sålen, som kjem opp. Dette er så små deformasjonar at det ikkje vil utgjera eit problem verken under eller etter driving. Dersom det er gravitive spenningar som er dominante, er det forskjell på kva sikringsmetode som blir brukt. Kombinasjonen av boltar og sprøytebetong gjer minst deformasjon. Denne kombinasjonen gjer minst deformasjon ved alle kombinasjonar av spenningar, men med dei målte spenningane med antakingar er det mindre skilnad på sikringskombinasjonane enn det er med gravitasjonsspenningar. Skilnaden er med målte spenningar berre 1 mm frå utan sikring til full sikring med boltar og sprøytebetong.

Sikringstype	Gravitasjon [m]	$\sigma_h$ [m]	$\sigma_H$ [m]
Boltar	0,00628	0,00639	0,00593
Bolt og sprut	0,00424	0,00587	0,00551
Utstøyping	0,0048	0,00598	0,00556
Utan sikring	0,00616	0,00686	0,00584

Tabell 6.5: Maksimale deformasjonar målt i Interpret funksjonen i Phase<sup>2</sup> for god svartskifer med 202 meter overdekning.

Spenningsane viser at det vil også her vera lite innspenning i heng og såle. Dersom det ikke blir brukt sikring i det heile vil det også verta eit problem med lite innspenning i veggane, spesielt med gravitive spenningar og når minste horisontalspenning står vinkelrett på tunnelaksen.

Sikringa som er brukt i dette tilfellet er boltar i mønster 2,5 x 2,5 meter og sprøytebetongen er 10 cm tjukk. Utstøypinga er 0,4 meter tjukk rundt heile profilet, inkludert sålen. Av sikringa er det berre under full utstøyping at det vil oppstå brot i betongen. Dette er i overgangen mellom vegg og såle, og der spenninga blir konsentrert. Alle spenningskombinasjonar viser dette, men grafen til betongen viser at det er fint lastopptak. Det er størst krefter teke opp i nedre delen av veggjen og grafen viser at hengen i utstøypinga har ein fin trykkboge. Betongen i sålen tek opp strekk i midten av profilet. Boltane som er brukte elles tek opp 25 - 50 % av det som er flytegrensa til bolten. Sprøytebetongen som er brukt viser også fin trykkboge i hengen, der det er kompresjon i heile hengen.

Av element som har gått i brot er det ei sone rundt tunnelen på mellom 0 og 5 meter, avhengig av både spenning og sikringskombinasjon. Dette gjeld rundt heile konturen. Ved bruk av både boltar og sprøytebetong, eller full utstøyping er det ein tydeleg mindre sone av bergmassen som vil gå i brot. Dette er ein tendens med alle dei ulike spenningane.

Svartskiferen av god kvalitet ser ut til å kunne plasserast i sikringsklasse I, der spredt bolting er nok. Sikringa som er brukt her fungerer bra, men ut frå kor lite deformasjon og deformasjonsforskjell det er på med og utan sikring er sannsynlegvis spredt bolting og sprøytebetong tilfredsstillande for denne kvaliteten på svartskiferen.

### 6.3.2 Middels svartskifer

Tabell 6.6 viser at deformasjonen for middels svartskifer er mellom 3 og 5 cm. Dette er omlag 10 ganger meir enn for god svartskifer. Skilnaden mellom dei ulike sikringstypane startar no å gjera seg gjeldande, og den tyngste sikringa kjem ut med minst deformasjon. Deformasjonen som er målt her startar å verta merkbar i tunnelkonturen. Stor deformasjon vil kunne føra til at det til dømes ikkje er god nok plass til sikring slik som vass- og frostsikring.

Sikringstype	Gravitasjon [m]	$\sigma_h$ [m]	$\sigma_H$ [m]
Boltar	0,03349	0,04701	0,04168
Bolt og sprut	0,03117	0,04199	0,03892
Utstøyping	0,02773	0,04255	0,0413
Utan sikring	0,04307	0,04786	0,04762

Tabell 6.6: Maksimale deformasjonar målt i Interpret funksjonen i Phase<sup>2</sup> for middels svartskifer med 202 meter overdekning.

Spenningsane kring dette materialet er ganske lik som dei førre på same djupet, med i hovudsak lite innspenning i heng og såle. Modellane utan sikring og med boltar viser også lite spenningar i veggen. Ved bruk av tyngre sikring, avgrensar problemet seg i hovudsak til såle og midt i hengen.

Boltane som er brukt i denne modellen er 22 mm CT-boltar, 3 meter lange i mønster 1,5x1,5 meter. Når berre boltar blir brukt er det store delar av boltelengda der lasta har overstege kapasiteten til bolten. Dette er lite gunstig for effekten av sikringa, og berre bolting som sikring er eit dårlig alternativ. Når bolting blir kombinert med sprøytebetong er det vesentleg færre boltelement som har gått i brot. Sprøytebetongen som er brukt i desse tilfella har også ein god del element som har gått i brot. Ettersom sprøytebetongen har gått i brot er det ikkje like kritisk for den som med boltar. Den kan halda både trykk og strekk både før og etter brot. I hovudsak har

den element som har gått i brot i veggen. Dette blir sett att på last-grafane til sprøytebetongen, der det er vederlaget og hengen som tek mest aksiell last. Tjukkleiken av spøytebetong som er brukt er 15 cm. Effekten av å auka denne er at litt mindre boltar og sprøytebetong element vil gå i brudd.

Området rundt tunnelkonturen som går i brot er no mellom 0 og over 10 meter. Dei største sonene er ved gravitive spenningar. Ved bruk av dei målte spenningane ligg sona mellom 0 og 3 meter. Dess tyngre sikring som blir brukt, dess mindre blir denne brotsona.

Målte deformasjonar er truleg overestimerte sidan i røynda vil ikkje sikring bli installert før ei lita tid etter utlasting. Dette gjer at fjellet får tid til å redistribuera spenningane og deformasjonar vil truleg verta mindre, slik at bruk av boltar og sprøytebetong truleg er tilstrekkeleg sikring. Sidan det er ein undersjøisk tunnel vil også injeksjon utførast på delar av strekninga slik at det vil bli ei forbeting i bergeigenskapane kring tunnelen, som også vil gjera at mindre last vil bli påført sikringa. Dette blir stadfesta av analysar der eit område på 2 meter kring tunnelen blir modellert med parametra til god svartskifer. Totalt sett kjem denne svartskiferen i sikringsklasse III utan naudsyn for forbolting, men forbehandling av bergmassane vil vera ein fordel.

### 6.3.3 Dårleg svartskifer

Ved bruk av gravitive spenningar er overliggande massar er i denne modellen for enkelhets-skuld berre svartskifer. I røynda vil det sannsynlegvis også vere grønnstein over, men det er svært usikkert kor denne grensa går. Det forbehandla berget har blitt forinjisert og har forboltar, i tillegg til at det er brukt sprøytebetongbogar og radielle boltar. Injeksjonsområdet har fått eigenskapane til middels svartskifer, medan forboltingsområdet har fått eigenskapane til god svartskifer.

Dei maksimale deformasjonane som er målt er vist i tabell 6.7. Av denne ser ein at for å unngå store deformasjonar må fjellet forbehandlast. Deformasjonen er 2-3 gonger større enn ved ubehandla berg. Den kombinasjonen som gjer absolutt minst deformasjon er ved bruk av fri overflate og forbehandla berget. Berget har då vorte injisert, og i tillegg er forboltar, radielle boltar og armerte sprøytebetongbogar brukte. Største deformasjon skjer i heng og såle. Deformasjonane som er målt med ubehandla berg er så store at det vil vera fare for tunnelkollaps, og anna sikring bør vurderast.

Sikringstype	Gravitasjon [m]	$\sigma_h$ [m]	$\sigma_H$ [m]	Fri overflate [m]
Boltar	0,15619	0,27148	0,31015	0,25221
Bolt og sprut	0,15433	0,25943	0,27601	0,14286
Utstøyping	0,14391	0,26261	0,2503	0,146
Forbehandla	0,07178	0,09617	0,07447	0,03465

Tabell 6.7: Maksimale deformasjonar målt i Interpret funksjonen i Phase<sup>2</sup> for middels svartskifer med 202 meter overdekning.

Innspenninga rundt konturen er liten spesielt i såle og heng. Ved bruk av berre boltar eller utstøyping som sikring vil denne sona vere endå større, og også gjelda veggen. Kombinasjonen mellom sprøytebetongen og boltar gjer her den beste effekten. Modellane som ikkje har blitt forbehandla har ein oppkonsentrasjon av spenningar 3 til 8 meter ut frå veggen. Det er mindre oppkonsentrering av spenningar i overgangen mellom såle og vegg.

Sikringstypane som har blitt brukt har i alle tilfeller utanom tilfella med forbehandla berg gått i brot. Alle boltar har gått i brot langs full lengd, noko som betyr at dei ikkje har ein funksjon lengre. Sprøytbetongen og utstøypinga har også gått i brot i heile eller store delar av elementa kring konturen. Utstøypingssikringa har store aksielle spenningar som blir teke opp, og har lite system på lastgrafane. Ved å auka tjukkleiken til 0,8 meter er det mindre deformasjon og mindre element som har gått i brot, men det er høge aksielle krefter i betongen.

Dei modellane som har vorte forbehandla har boltane få element som har gått i brot. For dei forbehandla modellane med konstant spenning er det nokre få bolteelement som har overstige flytegrensa, medan for fri overflate er alle bolteelement lasta under flytegrensa. Sprøytebetongen er også intakt for det forbehandla berget. Denne er modellert med eit lag med sprøytebetongbogar på 0,1 meter. Dette tilsvrar bogar med tjukkleik 0,48 meter og montert med avstand 2,4 meter. Modellane som er brukte i med forbehandling er eigenskapane endra til middels svartskifer som injeksjon og til god svartskifer der forboltane blir installert.

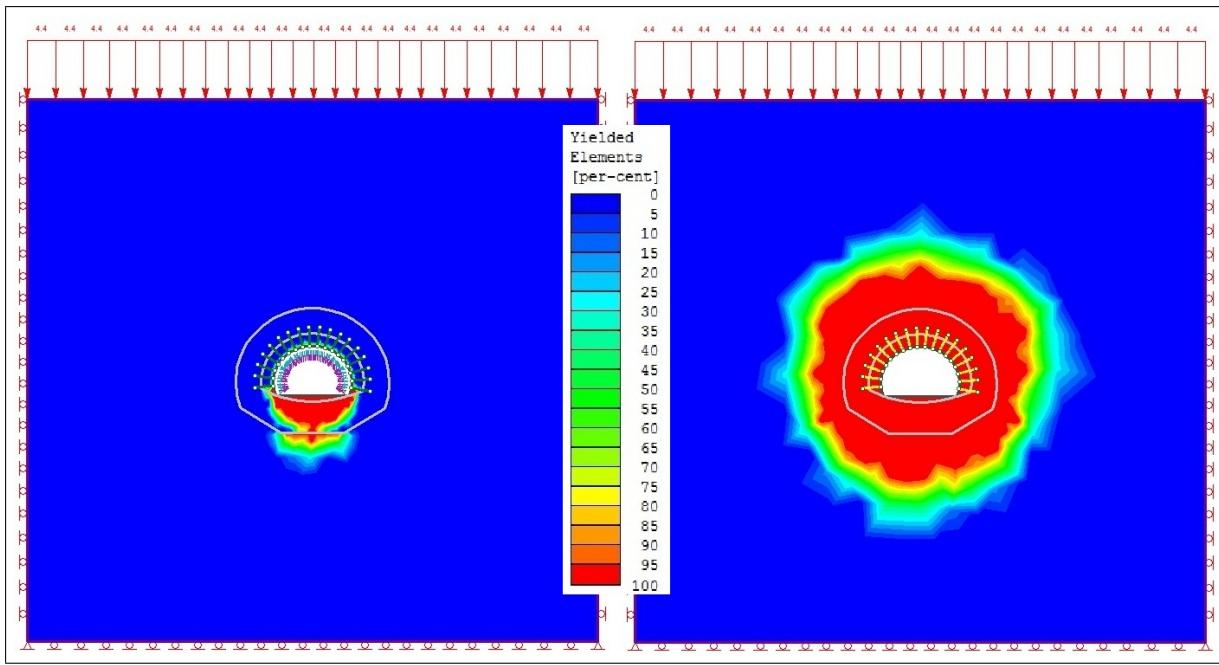
Ved å endra eigenskapane kring profilet til dei ulike bergartane brukt i analysen er det funne ulike deformasjonar på desse, vist i tabell 6.8. Denne tabellen er berre basert på spenningane frå gravitasjonsgenererte spenningar med fri overflate. For å oppnå god effekt på sikringa er det viktigast å få utført ei skikkeleg injisering som vil kunne bidra til stabilt materiale kring profilet. Ved å betra kvaliteten kring profilet til likt som middels svartskifer vil maksimal deformasjon gå frå 17 cm til omlag 4 cm. Skikkeleg utføring og planlegging av injeksjon vil difor vera viktig for forbruket av sikring.

Injeksjon	Forboltar	Deformasjon fri overflate [m]
Dårleg svartskifer	Dårleg svartskifer	0,17160
Dårleg svartskifer	Middels svartskifer	0,13788
Dårleg svartskifer	God svartskifer	0,12541
Middels svartskifer	Middels svartskifer	0,03827
Middels svartskifer	God svartskifer	0,03465

Tabell 6.8: Kvalitet av bergmasse kring konturen som følgje av forbehandling og tilhøyrande deformasjonar for svartskifer med bruk av sprøytebetongbogar.

Alle modellane er utan sikring av sålen, slik at det er naturleg at det er her det blir mest deformasjon. Det er gjort forsøk på å støypa sålen både med horisontal såle og ein bua såle. Tjukkleiken på utstøypinga var 0,5 meter og den bua sålen har geometri der djupaste punkt er 1 meter under horisontal såle. Modelleringa viser at det vil vera minst deformasjon ved å støypa ut bua såle. Effekten med å støypa ut ein horisontal såle er minimal. Berre krumming av såla gjer heller ikkje den store effekten på maksimal deformasjon.

Dersom ein studerer modellane i første steg, er materiale gått fullt i brot for dei konstante spenningane. Dette er ikkje reellt tilfelle for den massen som skal takast ut, og det er ikkje sannsynleg at den har gått i brot før tunnelen kjem. Modellen med fri overflate har intakte element i første steg, slik at denne modellen blir meir truverdig å stola på, sjølv om den har meir initiell deformasjon enn dei andre modellane. Modellane med fri overflate kan brukast til å undersøka korleis brota vil utvikla seg. Utan bruk av forbehandling av berget vil det vera ei sone mellom 10 og 18 meter utanfor konturen som vil vera påverka av element som har gått i brot. Ved bruk av injisering og forbolting vil dette området bli vesentleg mindre, slik som vist i figur 6.4. Figuren viser også element av sikringa som har gått i brot, merka gult.



Figur 6.4: Viser brotelelement i bergmassen kring profilet, med berre boltsikring (høgre), og med forbehandla berg til venstre.

Totalt sett blir dårleg svartskifer vurdert til å koma inn under sikringsklasse IV til V. Dette er avhengig av kor god effekt som blir oppnådd ved å bruka forboltar. Effekten med forboltar kan truleg betrast ved bruk av stivare boltar, slik som røyrskjermar. Injisering eller utbetring av kvaliteten til bergmassen kring profilet er naudsynt for å få minst mogleg deformasjon. Sålestøyp ser ut til å gje ein merkbar effekt, men då må sålen designast som ein boge, slik at betongen får danna ein trykkboge.

### 6.3.4 Generelle vurderingar av svartskiferen

Svartskiferen er den bergarten som desidert varierer mest i eigenskap. Dette kjem også tydeleg til syne i modelleringa. I den mest homogene og stabile svartskiferen vil sannsynlegvis den største utfordringa vera sprekkeflater med glatt grafitt. Sikring av denne vil sannsynlegvis kunne vera basert på enkel bolting og bruk av sprøytebetong.

Den meir oppsprukne, middels kvalitet, svartskiferen treng meir sikring og havnar i høgare sikringsklasse. Denne har tettare mellom grafittlag og er avhengig på gode spenningsforhold for å vera stabil.

I svartskiferen med dårlegast kvalitet må fjellet forbehandlast for å oppnå tilstrekkeleg stabilitet. I kjernekassar framstår denne som svært folda og har tettliggande grafittlag som vil påverka stabiliteten. Dei dårlegaste kjernane er mogleg å øydelegga berre med handkraft og er veldig oppsprukne.

## 6.4 Knusingssone

Hovudproblemet med å modellera ein knusingssone eller ein svakhetssone er at den har ei kort endeleg utstrekking, i forhold til driving i ein bergart. Dette gjer denne typen analyse til eit 3D-problem, og difor er det vanskeleg å modellera problemet skikkeleg i 2D. Det er gjort enkelte analysar på driving i så därlege bergforhold som knusingssona skildrar. Det er fleire måtar slikt eit problem har vorte løyst på. Trinh [35] laga eit lengdesnitt og modellerte materialet kring svakhetssona og fann deformasjonen i hengen for dette kringliggande materialet. Deretter blei deformasjonen på lengdesnittet gjort konstant for materialet utanfor svakhetssona ut frå desse analysane, og ved å simulera sikring som last mot tunnelkonturen kunne deformasjonar i sona analyserast. Same måten å modellera sikring er også gjort av Hoek [19]. Hoek modellerer også korleis sikringa herdar med tid, til dømes sprøytebetong, ved å auka mottrykket dess lengre bort frå stuff ein kjem. Forbolting blir modellert av Trinh som ei last mot hengen frå stuff, og langs heile lengda av bolten. Lasta er vurdert til 0,27 MPa ved stuff og avvtek til 0 ved bolteenden. Det er ikkje gjort stort arbeid på kva last som ein forbolt tek, slik at forboltane blir vurderte med same funksjon som radielle boltar.

I denne oppgåva er det gjort forsøk på å få modellert eit lengdesnitt, men for store deformasjonar og därleg grunnlag til å seia noko om sikringstrykket, er det utelete frå oppgåva. Det er heller fokusert på tverrsnittsmodell, slik som dei andre modellane er utført. Det som er problem med slike modellar, er som tidlegare forklart at ofte har dei ei avgrensing i rommet. Modelleiring i Phase<sup>2</sup> blir svakhetssona sett på eit material med uendeleg utstrekking. Mao [32] fann at deformasjonane ved modellering i 3D, der ei svakhetssone var avgrensa til 15 meter i tunnelen, var omlag 3 gonger mindre enn det som blei funne med uendeleg sone, slik som Phase<sup>2</sup> modellerer. Dette er sjølv sagt avhengig av inngangsparametrar, og kva materiale som er i og kring sona.

Ved modellering av svakhetssona var eit stort problem at ved bruk av spenningane frå spenningsmålingane oppstod større initiele deformasjonar og at heile modellen hadde gått i brot. Dette skuldast truleg feil med spenningar i forhold til kva materialet toler. Det som skjer er at ved oppgitt brotkriterie vil spenningssirkelen, figur 5.7, tangera eller kryssa grafen for brokriteriet og materialet vil gå i brot. Det vart på grunn av dette endra på modellen slik at den fekk fri overflate, og den blei tilpassa det svake materialet og bygd opp slik som skildra i kapittel 6.1.

Modellen er meint å modellera krysning av Kjørkjesundet, der det er fleire låghastighetssoner som må kryssast. To av desse har lågare seismisk hastighet enn det materialet som inngangsparametrane for denne knusingsssona skal skildra. Vatnet er neglisjert i denne modellen, og det er berre sett på bergoverdekning. Ut frå [55] er tunnelen omlag 125 meter under kote 0. Ut frå seismikk [14] er det 15 meter lausmasse og 15 meter vatn over fjelloverflata. Dette gir totalt 95 meter med fjell over tunnelen. Spenningane pga vertikal overdekning blir som i tabell 6.9. Toppen av modellen får då ei last tilsvarende vekta av massar over, og omlag 40 meter knusingssone frå tabellen må trekkast frå for å finna lasta på toppen av modellen, slik vist i figur 6.1. Dei initiele deformasjonane som oppstår ved å pålasta modellen etter den skildra framgangsmåten, er tilnærma lik 0 og neglisjerbare.

Sikringa som blir brukt i denne modellen er forbehandla berg, 22 mm boltar i mønster 1x1 meter og lengd 3 meter, sprøytebetong i kombinasjon med bogar og full utstøyping. Tjukkleiken på utstøypinga er sett til 0,5 meter, medan eit lag med 0,15 cm sprøytebetong blir installert saman med bogar med avstand 1 meter og tjukkleik 0,45 meter, som gir ein tjukkleik i modellen

Massa	Eigenvekt [kg/m <sup>3</sup> ]	Mektighet [m]	Spanning [MPa]
Lausmasse	2200	15	0,33
Knusingssone	2200	95	2,09
Totalt			2,42

Tabell 6.9: Spanningar som skal verka på i hengen i tunnelen.

på 0,23 m. Modellen med sprøytebetongbogar har også krumma såle som er utstøypt 0,5 meter. Effekten av sikringa blir vurdert etter ulik forbehandling av berget.

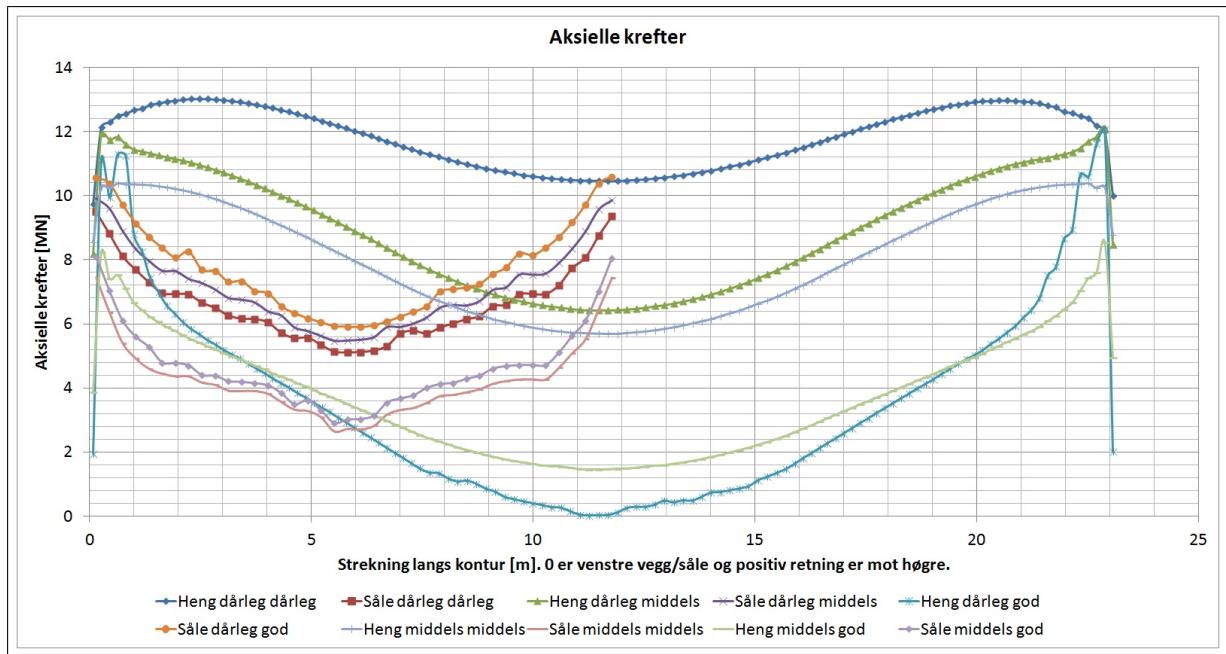
Tabell 6.10 viser deformasjon med dei ulike sikringsmetodane og parametra til injeksjons- og forboltsona. Analyser viser at det vil verta for stor deformasjon og kollaps av tunnelen dersom det ikkje blir forbehandla og forbetra bergmassekvaliteten. Ved bruk av injeksjon bør kvaliteten endrast til minst kvaliteten til därleg svartskifer i ein omkrins av 6 meter frå tunnelkonturen. Det er ikkje sett på andre andre sikringskombinasjonar fordi kvaliteten på materialet er så svakt at tyngre sikring og forbehandling er naudsynt. Tiltak i profilet slik som bolting og betong har ikkje god nok effekt.

Injeksjon	Forboltar	Deformasjon [m] utstøyping	Deformasjon [m] bogar
Dårleg svartskifer	Dårleg svartskifer	0,083	0,089
Dårleg svartskifer	Middels svartskifer	0,076	0,080
Dårleg svartskifer	God svartskifer	0,072	0,074
Middels svartskifer	Middels svartskifer	0,023	0,022
Middels svartskifer	God svartskifer	0,021	0,021

Tabell 6.10: Kvalitet av bergmasse kring konturen som følgje av forbehandling og tilhøyrande deformasjoner.

Av deformasjonane som er vist i tabell 6.10 får ein same konklusjonen som frå därleg svartskifer: Det er mest effekt i ein skikkeleg injeksjonsskjerm, og mindre nytte i bruk av forboltar. Ved bruk av full utstøyping er det i hovudsak sålen som går i brot. Dette gjeld ved forbetring av injeksjonsområdet til därleg svartskifer. Dersom kvaliteten blir middels svartskifer i injeksjonsområdet er det berre nokre få element kring overgangen vegg/såle som går i brot. Utviklinga i grafane som viser aksiele krefter i betongen, viser at det blir mindre og mindre trykkrefter i betongen etter som kvaliteten på forboltane og injeksjonen blir betre. Figur 6.5 viser korleis kreftene i utstøypinga endrar seg med endring av kvalitet kring konturen. O på grafen er overgangen vegg/såle på venstre side av modellen. Ser av denne at nedre del av veggan, venstre og høgre side av graf, tek opp mindre krefter ved auke i kvalitet i injeksjonssona. Det same skjer med såla. Ved bruk av forboltar og auke i kvalitet på bergmassen kring vil kreftene i betongen i hengen gå ned, men sålen får meir krefter til å ta opp grunna redistribuering av krefter.

Med bruk av sprøytebetongbogar og boltar er det ingen bolteelement som går i brot. Figur 6.6 viser korleis boltar tek opp krefter langs lengda si med dei ulike kombinasjonane av forbehandling av berget. Grafen for 'dårleg god' gjeld for därleg svartskifer i injeksjonsområdet, medan forboltområdet har fått eigenskapane til god svartskifer. Bolten som informasjonen er henta frå er midt i hengen og dei andre boltane for same injeksjonskvalitet og forboltkvalitet har omlag same oppførsel som den plotta bolten. Ut frå resultatet i denne grafen er det mogleg



Figur 6.5: Aksielle krefter i utstøypinga der alle kombinasjonane av kvalitetar kringkonturen er plotta.

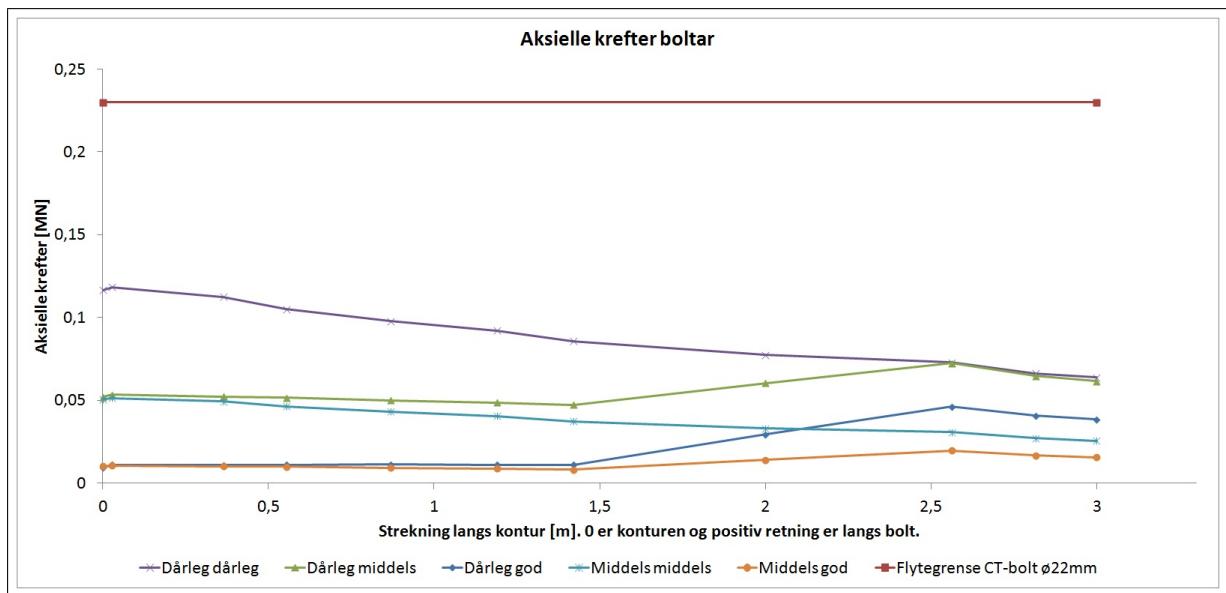
å gå ned til 20 mm boltar, utan altfor stor risiko. Dersom kvaliteten til forboltområdet ikkje blir betre enn därleg svartskifer er det relativt liten sikkerhetsfaktor mot flytegrensa til bolten. Difor bør det ikkje gjerast på kombinasjonen med berre därleg svartskifer. Dette blir også stadfesta i modellering med 20 mm bolt. Boltane har avtakande krefter dess nærmere bolteenden ein kjem når det er likt materiale langs heile, medan med betre materiale i forboltområdet vil det vera aukande krefter i overgangen til eit anna materiale.

Sprøytebetongen har omlag same oppførsel som betongutstøypinga. Denne sikringa er bygd opp av to lag, og for å sjå korleis laga samarbeidar er dei installert i same steg. Ved å installera dei i forskjellige steg vil ikkje siste laget ta opp krefter. Figur 6.7 viser korleis betongen tek opp kreftene. Betongen har gått i brot i sålen for därlegaste injeksjonskvaliteten, medan for injeksjonskvalitet lik middels svartskifer er berre overgangen mellom sålen og veggjen der brot har skjedd. Figuren viser også at det er sprøytebetongbogelaget som tek opp mest last. Størst skilnad er det ved därlegaste kvalitetar på kringliggande massar til konturen. Denne skilnaden er mindre synleg ved betre forbolting og betre kringliggande materiale.

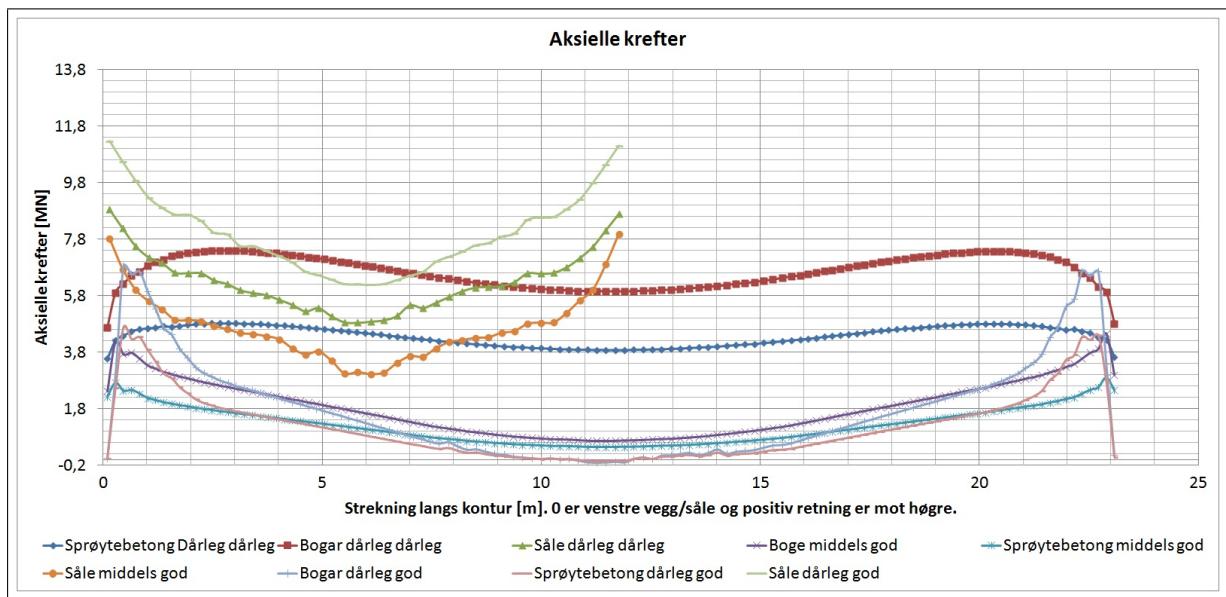
Element kring konturen som går i brot varierer med kva forbehandling berget har fått. Det er ikkje markert skille mellom dei to ulike sikringskombinasjonane i kvar forbehandlingsgruppe.

Sikringa som trengs i ei knusingssone er svært avhengig av kor vellukka forbehandlinga av fjellet er. Injeksjon og forbolting er naudsynt sikring for å koma trygt gjennom sona. Røyrskjermar Slik sona er modellert er ho uendeleig lang, noko som fører til at deformasjonane som blir målte vil vera mindre ved ei sone med endeleg lengd. For å unngå større deformasjoner i sålen er det også viktig å krumma denne og støypa han ut. Slik sona opptrer er ho vurdert til å hamna i sikringsklasse VI. Dersom sona er svelende bør dette takast hensyn til i sikringa, og sikring slik skildra i kapittel 7.1.3 kan verta brukt.

Ved modellering med eit svelletrykk på omlag 30 % av maksimalt målte svelletrykk viser det at deformasjonane aukar med mellom 5 til 10 %. Det resulterer også i at nokre få fleire



Figur 6.6: Krefter langs bolter med dei ulike kombinasjonane av kringliggende materiale.



Figur 6.7: Aksielle krefter i spøytet betong, bogar og såle

element i sprøytebetongen går i brot.

## 6.5 Usikkerhet i modelleringa

I modellane som er brukte er det store usikkerheter knytt til spenningane som er i tunnelnivå. Dei vil sjølvagt variera med djupet som tunnelen vil vera på. Dei ulike modellane som er presentert gjer eit innblikk i kva kvalitet og sikring som vil krevjast for å få tilstrekkeleg lite deformasjon. Spenningane som er brukte er målte i intakt bra fjell og når ein kjem i overgangsponer mellom ulike typar berg, med ulik Youngs modul, vil det i følge Hooks lov (likning 3.6) verta ein spenningskonsentrasjon kring overgangen i det kompetente materialet og lågare spenningar i det mindre kompetente materialet. Dette gjer at dei mindre stive materiala, slik som därleg og middels svartskifer og knusingssona kan ha andre spenningar enn det som er brukt i modellen.

Enkelte av inngangsparametrane til bergartane er svært usikker, spesielt  $m_i$ . Denne er det ikkje gjort analysar av og berre anteken i forhold til kvalitet på bergart og database til RocData. Forstyringsfaktoren D er også usikker kor stor skade som vil koma kring konturen. GSI verdien er basert på observasjonar gjort i felt og i kjernekassar, samt vurdert ut frå samanheng mellom GSI og Q-verdi. Dei andre faktorane er for bergartane målte i lab. For knusingssona er alle parametra antekne, og er basert på observasjon i kjernekassar og parametrar brukt i standardar og i liknande analysar.

Ein annan usikkerhet som ikkje er teke med i analysen er vasstrykk, men det er gjort nokre få simuleringar der det er sett vasstrykk på toppen av modellane. Vasstrykket er sett tilsvarende djupet til simulert djup. Kring konturen er vasstrykket sett til 0, for drenert konstruksjon. Generelt for dei utførte modellane var det litt større deformasjon, omlag 5 % til 30 % meir enn det var utan vasstrykk. Det var også litt fleire element i sikringa som gjekk i brot, men ikkje stor skilnad frå utan vasstrykk. Denne endringa er ikkje stor nok til å endra konklusjonane som er trukne.

I modellane med därlegast bergmateriale er det anteke kvalitetar på materiale i sona kring konturen som tilsvrar ei injeksjonssone og ei sone som forboltar har moglegheit til å påverka. Det er ikkje funne litteratur som skildrar korleis ein bergmasse endrar eigenskap etter injeksjon eller etter forbolting. Dette gjer at det er store usikkerheter knytta til kor mykje forbeting av materiale som vil kunna førekoma.

Deformasjonane som er målte er totale deformasjonar som er kor mykje eit element vil flytta seg frå initiell posisjon til etter installert sikring. Dette er meir enn det som blir målt som deformasjon i norske tunnelar i dag. Der blir deformasjon målt først etter installert sikring. Hoek [18] fann ut at ein konvergens på 2% er ein gyllen regel for kva deformasjon ein tunnel kanståla før sikringsdesignet må takast opp til særskild vurdering. Dette betyr for ein tunnel slik som denne, T10,5 ikkje bør ha større maksimal deformasjon enn omlag 10-11 cm i modelleringa.

# Kapittel 7

## Driving og sikring

Dette kapitlet tek føre seg ei vurdering av traséen opp til Kvitsøy, med vekt på sikringsomfang og eventuelle drivetekniske problem som vil kunna oppstå under bygging. Driving og sikring generelt i norske vegg tunnelar vil i tillegg verta skildra.

### 7.1 Driving og sikring i norske tunnelar

I Noreg er dei fleste tunnelane vi har drive i hardt godt berg, der utfordringane til dømes har vore krav til innlekkasje, låg overdekning og kryssing av svakhetssoner. I nokre tunnelar har bergarten i seg sjølv vore eit hovudproblem, slik som driving i alunskifer, sterkt oppsprukken skifer og liknande. Det har blitt utvikla teknologi og effektive måtar å handtera desse problema som har oppstått. Meir effektive boltar, betre eigenskapar på betongen som blir brukt, og betre samvirke mellom armering og betong. Injeksjonsteknologien har også utvikla seg.

#### 7.1.1 Driving gjennom svakhetssoner

Som tidlegare nemnt er det ofte svakhetssonene i tunnelar som blir lagt mest vekt på med tanke på kva problem som kan oppstå. Ofte er desse berre ein mindre prosentdel av tunnellengda, men kan vera avgjerande for om det er mogleg og forsvarleg å gjennomføra eit tunnelprosjekt. Ofte er det også knytta større kostnadar til driving gjennom slike soner, men oftast er det bergmassekvaliteten for resten av tunnelen som har mest å seia for totalkostnaden for ein tunnel.

Det er mange måtar å driva sikkert gjennom ein svakhetssone. Følgande teknologiar kan brukast [8]:

- Frysing
- Rørskjermar
- Forinjeksjon
- Jet-grouting
- Forboltar
- Armerte sprøytebetongbogar

- Gitterdragarar
- Sprøytebetong hvelv / full utstøyping

Frysing er ein teknologi som er ei midlertidig sikring som kan brukast ved eksepsjonelt dårlege fjellforhold, ofte ved vassinntrenging. Det er ein kostbar og tidskrevjande metode der det blir danna eit fryseskjold kring tunnelen ved hjelp av å bora hol til fryserøyr som ei kjølevæske sirkulerer i. Fryseskjoldet rundt tunnelen er vasstett og er dimmensjonert til å tåle aktuelle spenningar. Etter driving gjennom ei fryst sone, må permanent sikring, oftaast i form av full uttøyping på plass. Når permanent sikring er installert kan frysinga skruast av. Det er i liten grad brukt i tunnelar i Noreg i dag, og blei sist brukt under driving av Oslofjordtunnelen. Hovudproblemet med denne teknologien er den er dyr, og har svakheter ved stor permeabilitet og grunnvasstruamar, slik at vatnet får tilføra varme til grunnen.

Røyrskjermar er stålrojr som blir bora som ein skjerm rundt tunnelprofilet, og er ein forholdsvis stiv sikringskonstruksjon som vil kunna hindra ras. Desse kan vera perforerte slik at det er mogleg å utføra injeksjon gjennom desse. Røyra er sjølvborande som gjer at kollaps av borhol ikkje er eit problem. Sidan røyra er stive er kan boravvik verta eit problem [8].

Forinjeksjon er ein vanleg prosedyre for å stabilisera fjell, spesielt for å hindra innlekkasjar av vatn. Det blir utført ved boring av injeksjonshol, der det blir pumpa injeksjonsmasse inn med høgt trykk. Dette blir gjort for å tetta sprekkar. Metoden blir spesielt ofte brukt i undersjøiske tunnelar. Her blir ofte 10-15 % av lengda injisert [16].

Jet-grouting er mykje det same som injeksjon, men er i hovudsak berekna for lausmassar. Prinsippet er å bora eit rør med dyser inn i lausmassar til ønska djup. Derifrå blir det sett på høgt trykk som spyler bort delar av jordmassane og blandar inn cement.

Forboltar er i seg sjølv rekna som eit midlertidig sikringstiltak fram til permanent sikring er på plass. Permanent sikring kan vera boltar, sprøytebetong, full utstøyping eller anna. Dersom forboltar blir nytta i samband med sprøytebetongbogar er det eit permanent tiltak, som gir krav om korrosjonsbeskyttelse til forboltane. Desse vil fordela last mellom sprøytebetongbogane i lengderetning, og vera med å stabilisera tunnelen. Ved dårlege bergforhold kan til dømes sjølvborande forboltar som eventuelt kan injiserast brukast. Lengda på forboltar er oftaast 6 meter, der det blir installert nye boltar kvar 3. meter, for slik å få ein dobbelbogeverknad. Dette blir gjort ved å redusera salvelengda til 2,5 - 3 meter.

Armerte sprøytebetongbogar er ein kombinasjon av radielle boltar, armeringsjern og sprøytebetong. Først blir radielle boltar montert, og teoretisk sprengingsprofil blir markert på desse, for å kunna laga best mogleg trykkgobe. Deretter blir tverrsnittet sletta med sprøytebetong, før armeringsjernet blir montert rundt profilet og festa til dei radielle boltane med eit tverrstag. Til slutt blir eit lag med sprøytebetong lagt over armeringsjerna, og fullfører bogen. Avstand mellom bogar er normalt mellom 1 - 3 meter.

Ein anna form for sprøytebetongbogar er gitterdragarar. Dette er prefabrikerte stålelement som er tilpassa den enkelte tverrsnittsprofil. Dragarane blir monterte nøyaktig etter teoretisk sprengingsprofil, og dekka av lag med sprøytebetong. Dette er ein stiv konstruksjon som ikkje tek store deformasjonar.

Sprøytebetonghvelv er det same prinsippet som med full betongutstøyping. Betongen blir påført med aksellerator slik at ein tjukkleik på 30- 50 cm er mogleg å oppnå. Hvelvet må vera bogeforma for å få mest mogleg lastberande kapasitet. Vanleg full utstøyping blir utført med eit støypeskjold, der det blir pumpa inn betong mellom skjold og bergvegg.

Det er viktig at alle sikringskonstruksjonar som er bøgeforma har eit godt fundament i vegg/såle for å ta opp lasta som blir overført.

Figur 7.1 viser ulike typar sikringskonstruksjonar.

### 7.1.2 Driving under vanlege forhold

Ved vanlege driveforhold er rensk av profilet viktig å utføra. Først blir maskinrensk utført der profilet blir grovrensa for dei største blokkene. Deretter blir manuell spettrensk gjort for å få ned det lause materialet som ikkje maskinrensen klarte å få bort. Spettrensk gir også eit godt inntrykk av kva sikring som trengs og kor mykje. Vanlegaste sikringsmateriale er boltar og sprøytebetong. Desse blir oftast kombinert, men også brukt kvar for seg i sikring av bergrom. Avhengig av bergkvalitet kan det vera; spredt bolting, spredt bolting i kombinasjon med sprøytebetong eller systematisk bolting med sprøytebetong. Spredt bolting blir oftast brukt ved blokkig berg, der det er høg Q-verdi og naudsynt å låsa enkeltblokker. Ved litt lågare Q-verdi, eller dersom ikkje vatn skal tillatast er boltar i kombinasjon med sprøytebetong brukt. Sprøytebetongen er då med på å sikra i tillegg til at han i viss grad vil hindra vassinntrenging. For å hindra vatn kan ein membran brukast.

Dersom bergmassen er tettare oppsprukke vil systematisk bolting vera det valgte alternativet. Då blir boltar montert etter eit fast bestemt mønster, til dømes 2x2 meter eller 1,5x1,5 meter. Desse blir avhengig av bergkvalitet anten installert før eller etter påføring av sprøytebetong.

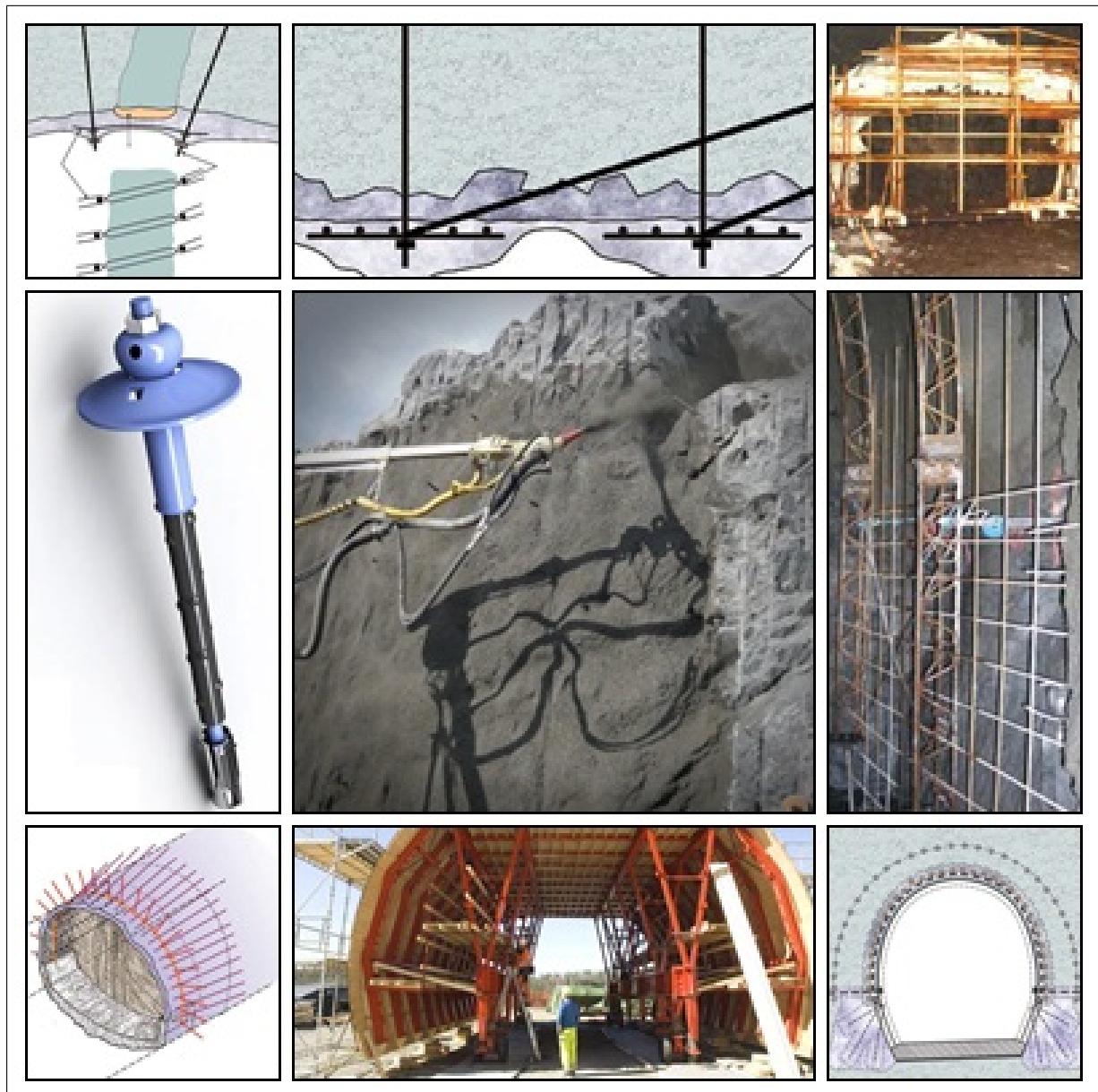
Etter at bergmasse har blitt teke ut bør bergets sjølvberande evne utnyttast. Dette er den såkalla Ground Reaction Curve (GRC). Prinsippet er at fjellet skal få moglegheit til å deformera seg litt før sikring blir installert, slik at sikringskonstruksjonen ikkje treng å ta all last. Figur 7.2 viser prinsippet med dette. Optimal utnytting av samspelet mellom bergmassen og sikringa bør sikringa installerast på riktig tidspunkt, med tilstrekkeleg styrke og riktig stivhet. Dersom sikring blir installert for tidleg, må den ta opp meir last enn det som er naudsynt, og i verste fall gi brot grunna for stor last. For seint installert sikring klarar ikkje stoppa deformasjonen i berget som gjer at lasta som sikringa må ta opp aukar og vil føra til brot.

I skrivande stund føregår det ein diskusjon om å gå attende til full utstøping, frå å ha brukt armerte sprøytebetongbogar dei siste åra. Diskusjonen går på moglegheita for fjellet til å få deformera seg sjølv. Utstøping let ikkje fjellet deformera seg i like stor grad som sprøytebetong og sprøytebetongbogar gir [47].

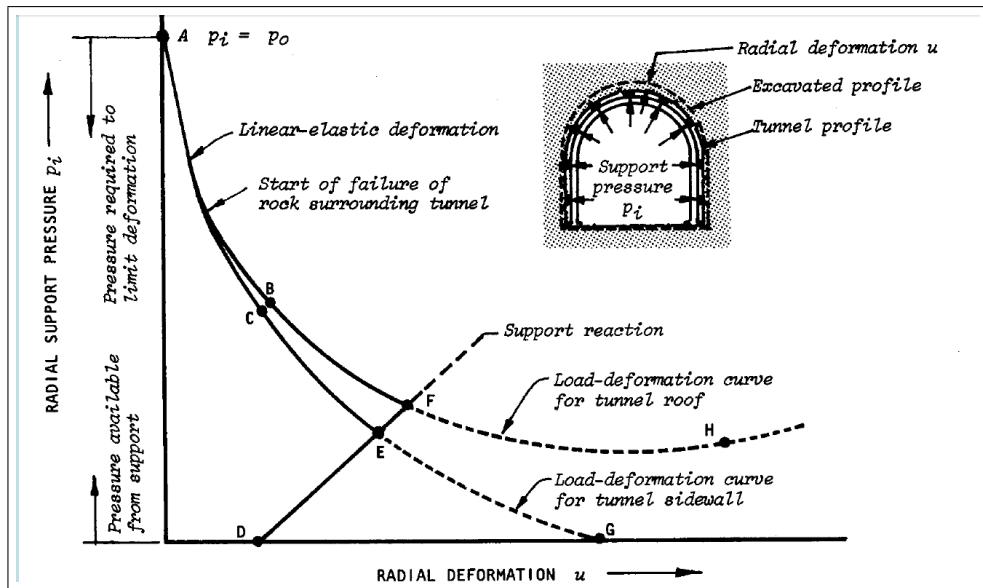
### 7.1.3 Vanskelege forhold

Vanskelege driveforhold kan vera til dømes problem med høge spenningar i form av sprakeberg, tett oppsprekking, skvising eller svelleleire. Intensiteten på sprakeberget avgjer kva sikring som skal brukast i slike tilfelle. Ved låg spraking er eit lag med armert sprøytebetong nok til å halda sprakinga i sjakk til ein har fått sikra med boltar i tillegg. Ved intens sprakeaktivitet bør sprøytebetong med høg energiabsorpsjonsklasse påførast heilt ned til sålen, og kombinerast med boltar. Dette bør gjerast i fleire omgangar for å oppnå best mogleg stabilitet.

Dersom bergmassen er tett oppsprukken, såkalla sukkerbitfjell, er det utrygt å driva spettreinsk og vanskeleg å setja boltar. Under slike forhold blir ofte sprøytebetong påført før anna sikring installert. Deretter blir boltar sette etter eit fast mønster. Ved eksepsjonelt därlege forhold blir også stuffen sikra med sprøytebetong og boltar for å hindra ras.



Figur 7.1: Opp venstre: Sikring i svellesoner, Opp midten: Prinsipp sprøytebetongbogar, Opp høgre: Frysing, Venstre midten: CT-bolt, Midten: Påføring sprøytebetong, Høgre midten: Gitterdragarar; Venstre nede:Prinsipp sprøytebetongbogar med forboltar; Midten nede: Støype-skjold for full utstøyping; Høgre nede: Prinsipp røyrskjermar



Figur 7.2: Prinsippet med ground reaction curve [24].

Ved skvising, eller store deformasjonar er det viktig at ein prøver å oppnå ein mest mogleg sirkulær kontur, for å bygga opp ein trykkboge. Denne bogen skal ta opp kraftene frå skvisinga både frå heng og såle. Dersom berre hengen blir sikra mot skvising, og sålen blir sett att, vil ein kunna risikera at sålen kjem opp, slik som det har vore problem i ei sone i Rennfastprosjektet, Rogaland.

For å sikra mot svelleleire er beste sikringstiltak å la leire få lov til å svelle litt før sikringskonstruksjonen vil få innverking. Dette gjerast ved å legga eit elastisk materiale mellom svelleleire og sikringskonstruksjon, slik som vist i figur 7.1. Sikringskonstruksjonen i slike tilfeller kan til dømes vera sprøytebetongbogar eller full utstøyping.

## 7.2 Sikringssklassar og moglege svakhetssoner

Denne delkapitlet vil gå gjennom og klassifisera dei ulike sikringsklassane til Statens Vegvesen og relatera dei til seismiske hastighetar. Svakhetssoner vil bli gått gjennom og kritiske punkt langs traséen vil verta kommentert. Utgåande til svakhetssonene vil verta tolka, og sonene vil bli plassert i sikringsklasse.

### 7.2.1 Sikringsklassar

Tunnelen vil verta delt inn i dei seks forskjellige sikringsklassane som Statens Vegvesen har i si handbok 021 Vegtunnelar. Desse er baserte på 6 ulike Q-verdiintervall, vist i tabell 7.1. Q-verdien er basert på 6 ulike parametrar som tek hensyn til sprekker, vatn og spenningssituasjonen, sjå vedlegg E.

Tabell 7.2 viser ein oversikt av dei ulike sikringstiltaka i sikringsklassane. Sprøytebetong i klasse B35 og E700 betyr betong med einaksa trykkfasthet på 35 MPa med energiabsorpsjon, seighet, på 700 J. Systematisk bolting er skildra som c/c som betyr avstand mellom boltar i kvar sin retning, tunnelakse og konturen.

<i>Q-verdi</i>	<i>Sikringsklasse</i>
>10	I
10 - 4	II
4 - 1	III
1 - 0,1	IV
0,1 - 0,01	V
<0,01	VI

Tabell 7.1: Sikringsklasser i forhold til Q-verdi [53].

<i>Sikringsklasse</i>	<i>Sikring</i>
I $Q>10$	Spredt bolting Sprøytebetong B35 E700, med tjukkleik 80 mm til 2 meter over såle
II $4<Q<10$	Systematisk bolting (c/c 2m), endeforankra, forspendte eller gyste boltar Sprøytebetong B35 E700, med tjukkleik 80 mm sprøyta ned til såle
III $1<Q<4$	Systematisk bolting (c/c 1,5m), endeforankra, endeforankra som blir gyste i ettertid, eller gyste boltar Sprøytebetong B35 E1000, tjukkleik 100 mm eller meir ned til såle
IV $0,1<Q<1$	Systematisk bolting (c/c 1,5 m), gyste boltar Forbolting ved $Q<0,2$ , ø25 mm (c/c maks 300 mm) Sprøytebetong B35 E1000, tjukkleik 150mm. Armerte sprøytebetongbogar ved $Q<0,2$ , bogedimmensjon E30 / 6 ø20 mm (c/c 2-3 m), bogane boltast systematisk, c. 1,5 m, lengd 3-4 m. Sålestøyp må vurderast
V $0,01<Q<0,1$	Systematisk bolting (c/c 1,0-1,5 m), gyste boltar Forbolting (c/c 200-300 mm), ø32 mm eller sjølvborande stag. Sprøytebetong B35 E1000, tjukkleik 150-250 mm ned til såle Armerte sprøytebetongbogar, dimmensjon D60 /6+4, ø20 mm, c/c 1,5-2 m, bogane boltast systematisk, c. 1,0 m, lengd 3-6 m. Armert sålestøyp, pilhøgde min. 10 % av tunnelbreidda.
VI $Q<0,01$	Driving og permanentsikring må dimensjonerast spesielt.

Tabell 7.2: Statens Vegvesen sitt sikringsestimat i dei ulike sikringsklassane [53].

Likning 7.1, [2], gir ein samanheng mellom seismisk hastighet og Q-verdi. Denne likninga er basert på arbeid utført i samband med utbygginga av Gjøvikhallen. Likninga er i hovudsak basert på grunne anlegg, mellom 25 og 50 meters djup. Denne Q-verdien kan korrigerast for aukande spenningar og djup, og korrigerast for aukande porøsitet eller redusert einaksa trykksyre, slik som likning 7.2 viser. Q-verdien i denne likninga er basert på likning 7.3.

$$V_p = \log Q + 3,5 \text{ (km/s)} \quad (7.1)$$

$$Q_c = Q \times \frac{\sigma_c}{100} \quad (7.2)$$

$$Q_c = \left( \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \right) \frac{\sigma_c}{100} \quad (7.3)$$

Utan å bruka nokon av korrekjonane som er nemnde ovanfor vil grensene til dei ulike sikringsklassane vere slik som vist i tabell 7.3. Tabellen viser at likning 7.1 har unaturleg låge seismiske hastighetar for sikringsklasse IV og nedover. Seismisk hastighet på 1500 er tilsvarende lausmassar og nesten hastigheten til vatn (omlag 1450 m/s). Sidan det er materiale frå kjerneboring som har fått ein Q-verdi i sikringsklasse VI, og seismikk frå same område viser hastigheter mellom 3000 m/s og 3400 m/s, vil bruk av likning 7.1 vere eit sterkt underestimatt av naudsynt siking. NGI har i den geologiske samlerapporten for Rogfast [16] foreslått ei fordeling der Q-verdiar er korrelert til forholdstal mellom målt hastighet og høgste seismiske hastighet. Denne tek meir hensyn til lågare seismiske hastighetar, sjå tabell 7.3.

Sikringsklasse	Seismisk hastighet [m/s] likning 7.1	Seismisk hastighet [m/s] NGI
I	>4500	>6000
II	4100 - 4500	5500 - 6000
III	3500 - 4100	5000 - 5500
IV	2500 - 3500	4000 - 5000
V	1500 - 2500	2800 - 4000
VI	<1500	<2800

Tabell 7.3: Seismisk hastighet for dei ulike sikringsklassane vurdert ut frå likning 7.1 og ut frå NGI sin geologiske samlerapport for Rogfast [16].

For å ikkje få ei tydeleg underestimering av sikringsbehov vil NGI sin metode for seismisk hastighet verta brukt. Ved å korrelera seismisk hastighet med Q-verdi blir mange feilkjelder introdusert. Spenningar, sprekkefall og type bergart er alle avgjerande for hastigheten. Høge horisontalspenningar vil gje høgare hastighet enn det kvaliteten på materialet tilseier. Opne sprekker vil gi lågare hastighet enn leirfylte sprekker, som kan gi høge hastighetar. Dette gjer det mogleg å tolka därleg leirfylt materiale som middels godt til godt berg, medan det vil vera betre og lettare og driva i dei opne sprekken. NGI sin modell er sannsynlegvis i overkant streng på dei beste seismiske hastighetane.

Det kjernematerialet frå sonene aust for Krågøy framstår i kjernekassane på det verste som over 20 meter samanhengande leirsone, og har ein seismisk hastighet i overkant av 3000 m/s, ut frå seismikk målingar. Dersom ein skal kalibrera seg etter dette, fører det til at alt under 3000 m/s vil vera i sikringsklasse VI, Q-verdi mindre enn 0,01. Dette er eit eksempel på der

overføring frå seismisk hastighet til Q-verdi vil gje større usikkerheter. Dette tilfellet stadfestar også at NGI sin modell vil vera meir naturleg å bruka. Bruk av likning 7.1 har vist seg å stemma bra ned til 3000 m/s, når det er teke høgde for spenningar og ulike bergartar. Under denne hastigheten er samanhengen svært usikker fordi det krev meir kunnskap om geologien for å tolka rett [16].

## 7.2.2 Svakhetssoner

Figur 7.3 viser ei tolking av utgåande til dei ulike svakhetsonene som er oppdaga på seismikk og på resistivitet. Nokre av sonene som er tolka frå flyfoto der seismikk ikkje dekka. Kvar sone er nummerert og detaljar er presentert i tabell 7.4. Fallretninga til sonene er henta frå resistivitetsmålingane og i frå kjerneboring der det er utført. Vinkelen mellom strøket til sonene og tunnelaksen er skildra som parallel (||), vinkelrett (⊥) eller større eller mindre enn 45 grader. Seismisk hastighet er oppgitt dersom sona er kome fram på seismikk.

Aust for Krågøy, der det er utført kjerneboring, står store svakhetssoner (SS1-4) i kø, men desse har ikkje innverking på armen opp til Kvitsøy slik traséen er planlagt i dag. Dei vil berre verta eit problem under driving av hovudtunnelen.

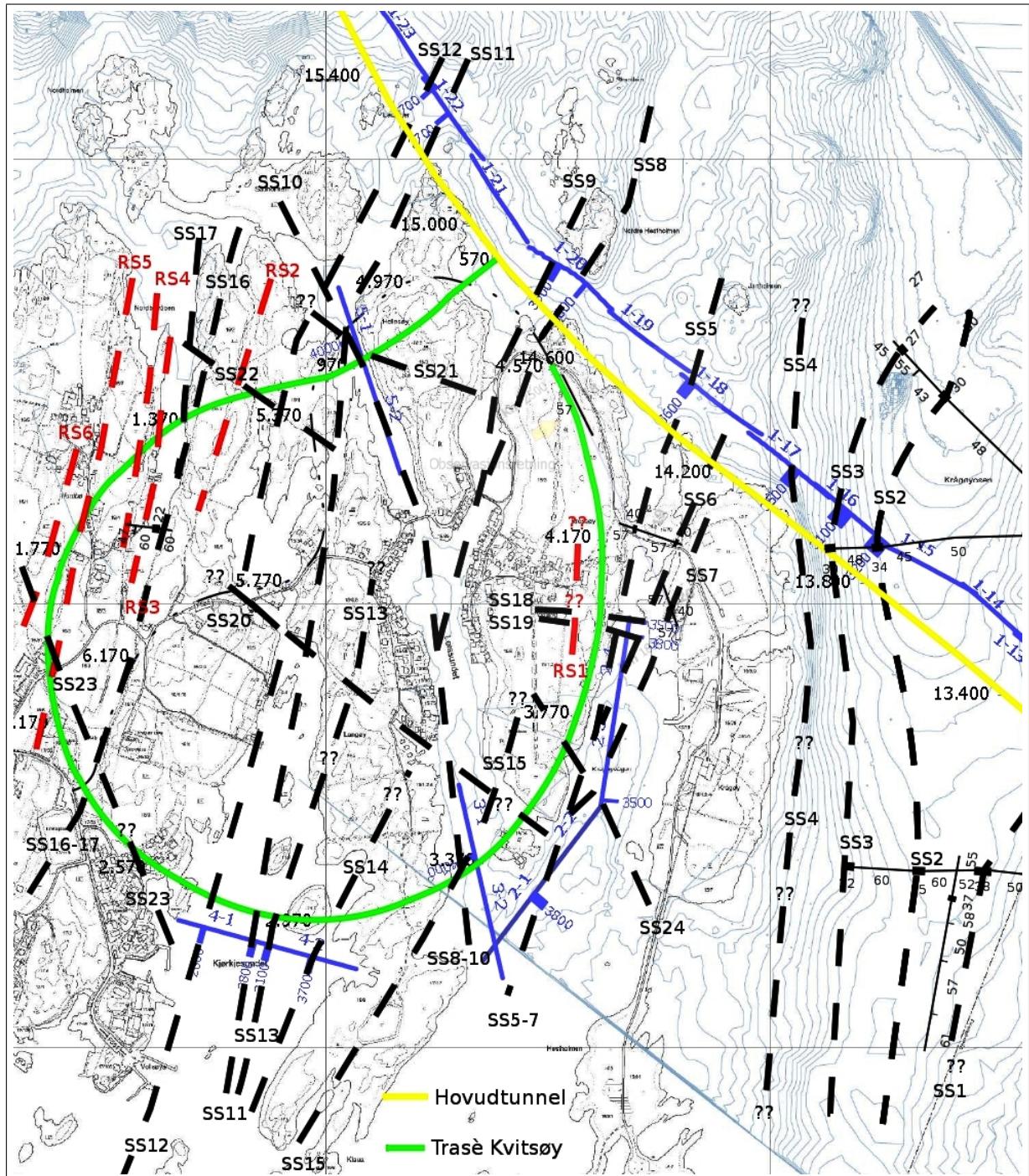
Mellom Krågøy og Krossøy vart det oppdaga to mindre soner på seismikk utført i 2010. Desse sonene kunne med fall mot vest utgjort eit større stabilitetsproblem for tunneltraséen grunna tangering over eit lengre strekk. Resistivitetsmålingane som blei utført vår 2012 viser at desse sonene er steile med eit svakt fall mot aust. Dette gjer at desse sonene sannsynlegvis ikkje vil utgjera eit stort problem for drivinga av tunnelen.

Seismikkprofil 2/12 viser fleire soner mellom Krossøy og Krågøy. Dersom desse sonene går frå Ø-V, sannsynlegvis likt det eine sprekkesettet som er oppdaga, sjå kapittel 2, vil dei ha gunstig kryssingsvinkel med tunnelen. Under synfaring i felt vart det oppdaga opne sprekker, omlag 10-20 cm i dagen, ved Krågøy, vist i figur 7.6. Dersom desse sonene er slike vil dei kunna utgjera eit problem med tanke på innlekkasje av vatn, særleg med tanke på at kryssinga skjer på omlag kote -30 til -40.

Leiasundet er første stad der tunnelen vil gå under sjø. På seismikken er det funne ei sone omlag der tunnelen er planlagt å krysse seismikkprofil 3. I tillegg til den som er funne på seismikk er det på topografien funne to soner som kan gå i området. Den eine er fjorden i Leiasundet, og den andre er ein Ø-V sone som er tydeleg som søkk i terrenget på Langøy. Ingen av desse er det funne hastighet på, men dersom sona i Leiasundet er i same kategori som sonene som er funne på hovudtraséen, SS8 og 9, er hastigheta sannsynlegvis i den storleiken. Den andre sona, SS20, kan vera i intervallet 3500 - 4000 slik som tilsvarande soner i området med same strøk. Sona som er oppdaga på seismikk kan ved ugunstig orientering gjera at ved tunnelnivå vil det vera ein kryssingszone mellom to svakhetssoner, til dømes SS10 eller SS20 og SS15.

I Kjørkesundet er det funne 4 soner på seismikken, og to av desse er funne til å ha ein seismisk hastighet på 2800 m/s med ein mektighet på 10 og 15 meter i sundet. Dersom ein samanliknar seismisk hastighet med det som er funne under kjerneboring på Krågøy og Hestholmen er det fare for å møta eksepsjonelt därleg fjell. I tillegg er det kort avstand til andre soner, ned mot 15 meter. Fjelloverdekninga på strekninga omlag 100 meter.

Lengre vest er det i hovudsak soner med strøk omlag N-S som er dominante. Storleiken og kor uthaldande desse er er usikkert, men dei kjem med liten avstand. Det gjer ein fare for at det kan vera därlegare fjellkvalitet ned til tunnelnivå, omlag 150-200 meter under kote



Figur 7.3: Tolka utgående til låghastighetssoner og låghastighetssoner. I tillegg er det lagt til moglege soner som er oppdaga på kart og i terrenget

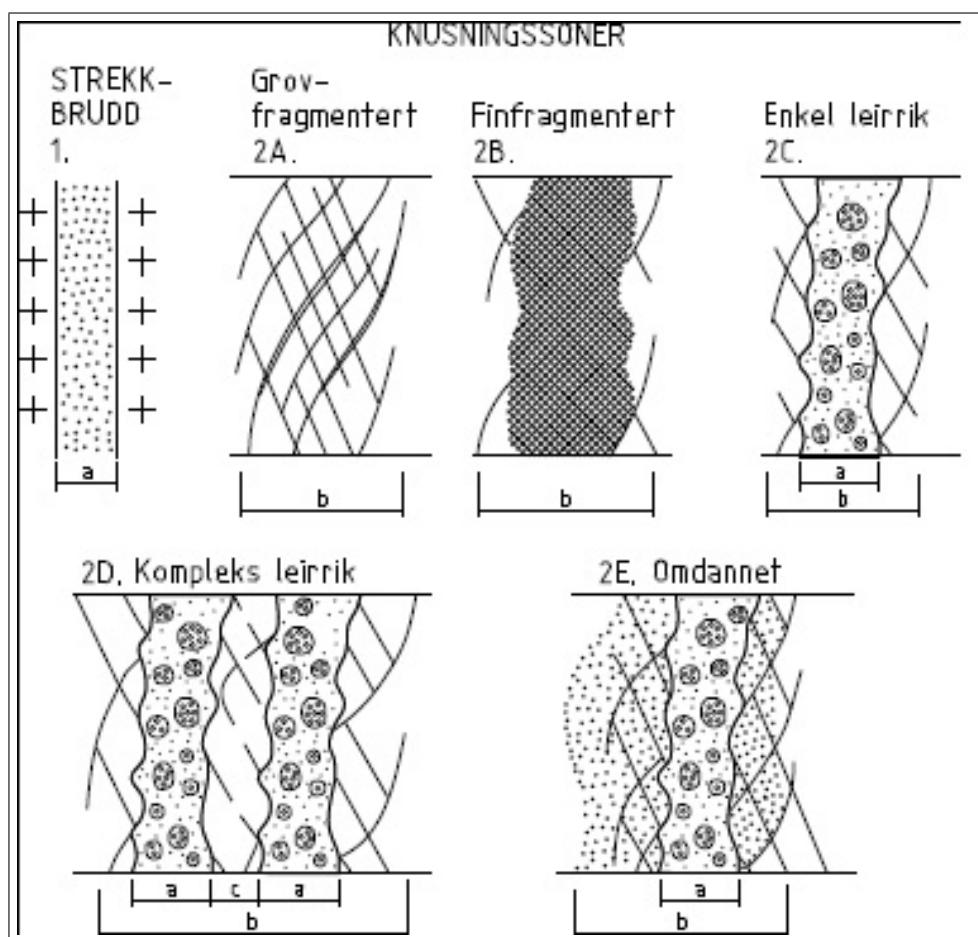
Sone	Breidd [m]	Vinkel tunnel	Fall retning	Seis. hast. [m/s]	Klasse	Kommentar
<b>SS1</b>	38	-	-	3800	V	Uaktuell for tunnelarm
<b>SS2</b>	25	-	vest	3400	V	Uaktuell for tunnelarm
<b>SS3</b>	25-40	-	vest	3000	V	Uaktuell for tunnelarm
<b>SS4</b>	25	-	vest	3500	V	Uaktuell for tunnelarm
<b>SS5</b>	6-25		steil/aust	3800	V	Uaktuell pga fallretning
<b>SS6</b>	6		steil/aust	4000	IV	Uaktuell pga fallretning
<b>SS7</b>	5		steil/aust	4000	IV	Uaktuell pga fallretning
<b>SS8</b>	7	, ⊥	-	3800	V	Kan påverka kryssområdet
<b>SS9</b>	19	, ⊥	-	3200	V	Kan påverka kryssområdet
<b>SS10</b>	?	⊥	-	-	-	Første 'større' sone som skal kryssast under sjø. Usikkert løp.
<b>SS11</b>	9-15	⊥	-	2800	VI	Mogleg funne nord og sør
<b>SS12</b>	6-15	⊥	-	2800	VI	Mogleg funne nord og sør
<b>SS13</b>	15	⊥	-	3100	V	Usikkert løp
<b>SS14</b>	15	⊥	-	3700	V	Usikkert løp
<b>SS15</b>	5	45°	-	4000	IV	Fare for lang skjæring med tunnel.
<b>SS16</b>	?	<45°	steil	?2200?	VI	Går saman med 17 ?
<b>SS17</b>	?	<45°	steil	?2200?	VI	Går saman med 16 ?
<b>SS18</b>	5	⊥	-	3500	V	Vanskeleg å sjå i terrengr. Sannsynlegvis samanheng med sprekker.
<b>SS19</b>	6	⊥	-	3800	V	Lik som 18
<b>SS20</b>	?	⊥	-	-	-	Tydeleg på kart. Ikkje funne på seismikk
<b>SS21</b>	10	45°	-	4000	IV	Ikkje tydeleg på kart
<b>SS22</b>	?	<45°	-	-	-	Markert søkk på kart. Samanheng med sprekker.
<b>SS23</b>	?		-	-	-	Markert søkk på kart
<b>SS24</b>	6	⊥	-	3500	V	Usikker orientering
<b>RS1</b>	2,5		steil	-	-	Utydeleg
<b>RS2</b>	5	<45°	steil/vest	-	-	Utydeleg
<b>RS3</b>	5	<45°	steil	-	-	Synleg
<b>RS4</b>	5	<45°	steil/vest	-	-	Synleg som vik
<b>RS5</b>	5-10		vest	-	-	Synleg på kart som skrent
<b>RS6</b>	5-10		steil/vest	-	-	Synleg på kart som skrent
<b>RS</b>	5,9	<45°				

Tabell 7.4: Skildring av dei ulike svakhetssonene som er funne på seismikk, resistivitet og ved hjelp av kartstudie.

0. Sannsynlegvis vil mektigheita av sonene avta mot djupet, slik at dei ikkje vil vera i same storleik som dei er på seismikk og resistivitet. Det største problemet med desse er at det er ein fare for at ein av dei kan tangera tunnelen, RS5 og 6.

Sone SS11 og SS12 er truleg funne på seismikk både på nordsida og sørsida av Kvitsøy. Mektigheita lengre nord er mindre enn det som er funne i Kjørkjesundet lengre sør. I tillegg er det vesentleg større overdekning i nord. Det er også ein viss fare for at tunnelen kryssar krysingspunktet av sone SS10 og 11. Det kan også henda at ei sone som er funne på seismikken, SS21, vil kunna påverka i nærleiken av dette krysingspunktet avhengig av kor uthaldande ho er mot djupet.

Det som er viktig å merka seg med dei målte seismiske hastighetane er at dei er målte for den øvste biten av fjellet, slik at det ikkje går an å seie noko sikkert om kvaliteten på fjellet lengre ned mot tunnelnivå. I tillegg til uthaldning mot djup er det av interesse å vita korleis sona ser ut. Det er skildra 6 ulike typar knusingssoner, sjå figur 7.4. Her er det i hovudsak anten strekkbrotsone, eller knusingssone med ulik grad av fragmentering. Knusingssoner med fragmentering og omdanna sidefjell er vanskelegast å sikra. Strekkbrotsoneiene kan føra mykje vatn og ha låg normalspenning på sprekkene [52]. Om sona berre er fragmentert eller om det er ei leirrik sone med innhald av svelleleire er verdifull informasjon med tanke på sikring og driving. Ut frå kjerneboringa som er utført på Krågøy og Hestholmen opptrer sona som omdanna, der det er ei knust sone inn mot hovudsona som er leirrik.



Figur 7.4: Eksempel på ulike typar svakhet og knusingssoner [52].

Ut frå målingar av svelletrykk, er det berre funne moderat svellande materiale, med eit ødometetrykk på 0,1 - 0,3 MPa [9]. I følge [52] skal det støypast ut ved svelletrykk over 0,5 MPa. Sjølv om det ikkje er funne svelling i materialet som er testa, kan det likevel møtast soner der det vil vera naudsynt med utstøyping.

Langs heile Kvitsøy går det høgdeddrag i N-S. Desse ser ut til å ha nær samanheng med därlegare fjellkvalitet. Dei ser ut som 'benkar' i terrenget med ein bratt kant ned mot neste kant. Frå resistivitetsmålingar i slikt terrenget, spesielt profil 5, sjå kapittel 3.3, er det tydeleg at det er lågresistivitetssone som er ved benken. På kart er desse også synlege, og ser ut til å vera mest uthaldande nord og vest på øygruppa. Dei sonene som er oppdaga på resistivitet er merka med RS2 - 4 og SS16 og 17. Mektigheita og kor uthaldande desse er mot djupet kjem ikkje tydeleg fram, men det ser ut som der det er sjø, RS3 og SS17, er det større uthald mot djupet enn dei såkalla 'benkane' på land. SS17 har låg resistivitet som tyder på leire i sprekkene eller at sprekkene er fyllt med sjøvatn. På Krossøy, der påhogget skal vera er det ikkje observert slike formasjonar, men det er observert ein mogleg sone på resistivitet, RS1. Denne er ikkje veldig markant i terrenget, men treng ikkje vera veldig uthaldande mot djupet før den kan føra til stabilitetsproblem for tunnelen. Den har truleg strøk parallelt med tunnelen, og ser ikkje ut til å innehalda leire ut frå resistivitetsverdi.

### 7.2.3 Driving av svakhetsone

For å kunna驱iva sikkert gjennom svakhetssoner og därleg fjell er det viktig å vita kva ein har i møte. Dette kan undersøkast ved hjelp av kjerneboring på stuff, slik at därleg fjell, innlekkasje og svellande materiale kan verta avdekkja. Dersom slike forhold blir avdekkja tidleg nok er det mogleg å ta hensyn til dette og planlegga drivinga av tunnelen på ein fornuftig måte. Starta ein injeksjonsskjerm tidleg nok, starta med forboltar i tide og generelt ha tilgang på naudsynt sikring og riktig mengde sikring. Boringa bør utførast med minst tre hol; eitt i hengen og eitt i kvar vegg, slik at orienteringa til ei eventuell sone kan bestemmas.

Dei sonene som er skildra ovanfor er alle vurderte til å koma i sikringsklasse IV eller lågare. Sjølv om dei ikkje alltid har stor utstrekking vil dei sannsynlegvis trenga tyngre sikring enn det som vil vera tilfellet for den generelle bergmassen. Systematisk bolting og bruk av forbolting og injeksjon bør utførast på dei sonene med same kvalitet som det er därleg svartskifer og knusingssone, i kapittel 6. I følgje NGI si klassifisering tilsvarer det ei seismisk hastighet under 4000 m/s. Ved bruk av Barton si omforming tilsvarer det under 2500 m/s.

Etter vurdering av utsjånaden til kjernematerialet i svakhetssona som er bora på, er bruk av sjølvborande boltar, røyrskjerm, truleg naudsynt for å kunna koma gjennom dei därlegaste sonene. Desse bør også vera mogleg å injisera, sidan det er stor fare for kollaps av lange injeksjonshol i därlege massar. I massar der det er mogleg å bora injeksjonshol bør skjermar designast slik at eit omlag 6 meter område kring konturen blir injisert. Dette kan gjerast med 24 meter lange hol med stikning på 15 grader. Ved bruk av forboltar bør det vurderast så å laga ei så stiv sikringskonstruksjon som mogleg. Boltane kan anten 'kvila' på ein sprøytebetongboge, eller det kan brukast prefabrikerte gitterbogar.

Dersom det ikkje blir tilstrekkeleg stabilitet med bruk av forbolting og injeksjon, eller med bruk av sjølvborande injiserbare stag, er frysing eit bra midlertidig alternativ. Dette blei sist utført i tunnellsamanheng i Norge i Oslofjordtunnelen. Frysing gjer moglegheten til å驱iva sikkert gjennom ein därleg sone som midlertidig sikring. Det er ein dyr måte å驱iva på, men er ofte naudsynt når han blir brukt. Dersom dei därlegaste sonene som er oppdaga på seismik-

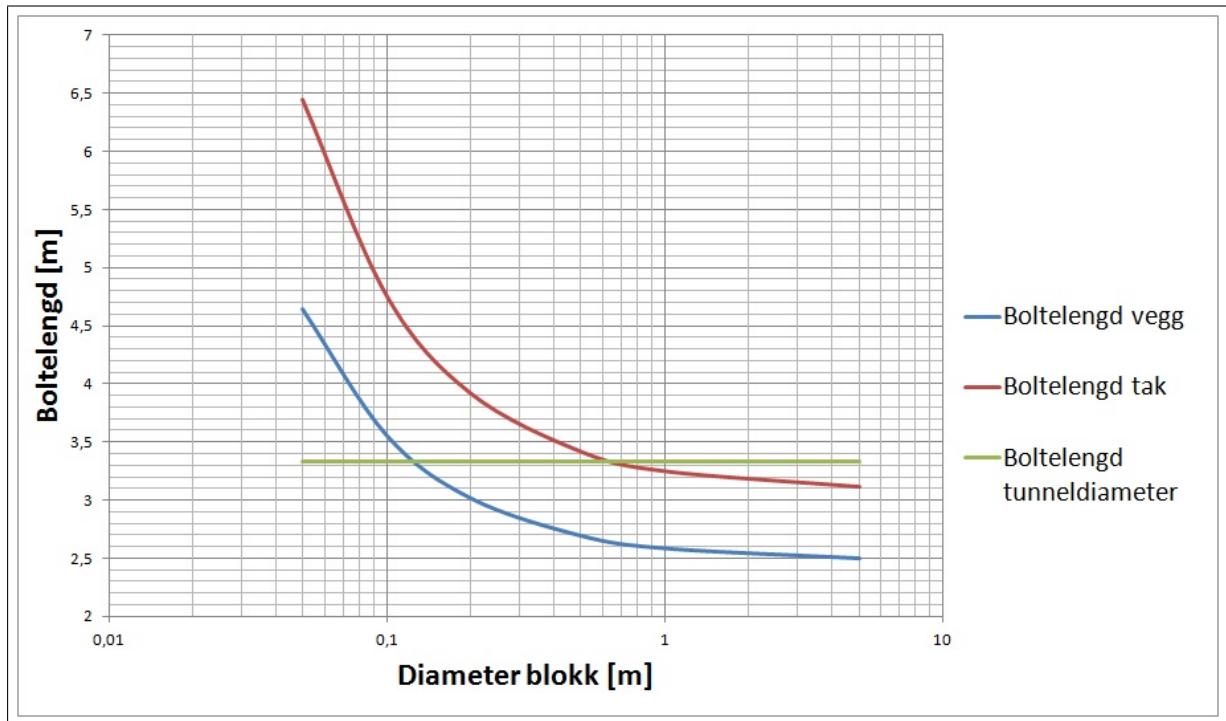
ken, SS11-13 og SS17, er lik sona som er bora på i Krågøyosen, bør utstyr til å frysá vera tilgjengeleg.

Under sjø bør CT-boltar brukast grunna korrosjonsbeskyttelsen. Det eksisterer ulike anbefalingar på boltelengde i norske tunnelar. Handbok i ingeniørgeologi [31] presenterer to ulike modellar, ein der boltane er tilpassa tunnelbreidda ( $D_t$ ), likning 7.4, og ein der dei også er tilpassa blokkstorleiken ( $D_b$ ) og vegghögda ( $W_t$ ), likning 7.5 og 7.6. Ved bruk av desse likningane blir ein T10,5 tunnel med 6 meter høg vegg i hovudsak tilrådd å ha mellom 3 og 4 meter lange boltar. Figur 7.5 viser tilrådd lengd med dei ulike likningane, der det er teke hensyn til blokksdiameter. Figuren viser at dess meir oppsprukke berget er, dess lengre boltar er det tilrådd å bruka. Ved tett oppsprekking,  $D_b=0,05$ , er lengre enn 6 meter lange boltar tilrådd.

$$Lb = 1,4 + 0,184Dt \quad (7.4)$$

$$Lb_{roof} = 1,4 + 0,16Dt\left(1 + \frac{0,1}{D_b}\right) \quad (7.5)$$

$$Lb_{wall} = 1,4 + 0,08(Dt + 0,5W_t)\left(1 + \frac{0,1}{D_b}\right) \quad (7.6)$$



Figur 7.5: Tilrådd boltelengd med bruk av likning 7.4 - 7.6 i ein T10,5 tunnel med 6 meter høg vegg.

Ved kryssing av därlege soner bør salvelengda reduserast frå 5 til 2,5 - 3 meter slik at spennvidda blir minst mogleg. Salvelengda bør reduserast minst frå og med sikringsklasse IV [52], som tilsvrar ein Q-verdi mindre enn 1. Dette bør også gjerast der det er korte avstandar mellom svakhetssonene, slik som i Kjørkjesundet. Ved eksepsjonelt därleg fjell bør det også vurderast å dela salva opp i fleire mindre delar.

## 7.3 Driving og sikring langs trasé

Tunnelen vil verta gjennomgått i teksten frå påhogg til kryssområdet, og vil delast opp i dei ulike sikringsklassane. Omlag Q-verdi er avgjort ut i frå samanlikning av seismikk og utførte kjerneboring og logging. Resistivitetsmålingane vil verta brukte til å avgjera problemstrekningar der soner har gunstig eller ugunstig fall. Overdekning er teke med grunna hensynet til dagfjell, mektighet til svakhetssonar, mindre opne sprekker mot djup og mogleg endring av bergart mot djupet. Dette kapitlet vil gå gjennom tunnelen og sjå på kva ein vil kunne møta på av bergmassekvalitet, injeksjonsbehov, og liknande. Sonene som blir skildra er henta frå figur 7.3. Vedlegg E viser traséen med tilhøyrande profilnummer.

### 7.3.1 Påhogg til profil 3500

Fjellet som er i dagen på Krossøy framstår som skifrig og sterkt påverka av utvasking og forvitring. Kring påhoggsmrådet verkar det litt meir kompetent og mindre skifrig enn det generelle inntrykket på Krossøy. Seismikken viser ingen svakhetssonar, men viser ei dagfjellsone på opp til 8 meter. Sannsynlegvis vil det difor også verta behov for meir sikring i dette området. I tillegg går tunnelen med liten vinkel eller parallelt med strøket til lagdelinga i området, noko som kan gi utgliding i veggen, og i kombinasjon med sprekkesett, kapittel 2, gi kiledanning. Under driving kring sjølve påhogget må forbolting og redusert salvelengde reknast med til dagfjellsone er passert og tilstrekkeleg overdekning er nådd. Dagfjellsone er målt med ein hastighet på 3200 m/s som gir sikringsklasse V. Ut frå seismikk kan det sjå ut som denne går ned til omlag kote 0. Frå teikningar [55] vil hengen kryssa kote 0 omlag 120 meter inn i tunnelen. Bruk av sikringsklasse V vil sannsynlegvis ikkje vera naudsynt når ein kjem lengre inn i dagfjellsone. Sannsynlegvis vil sikringsklassa gradvis gå over mot klasse III til sona er passert. Dei første 30-50 metrane er det sannsynlegvis sikringsklasse V-IV og redusert salvelengd. Deretter vil sikringsklassa minna.

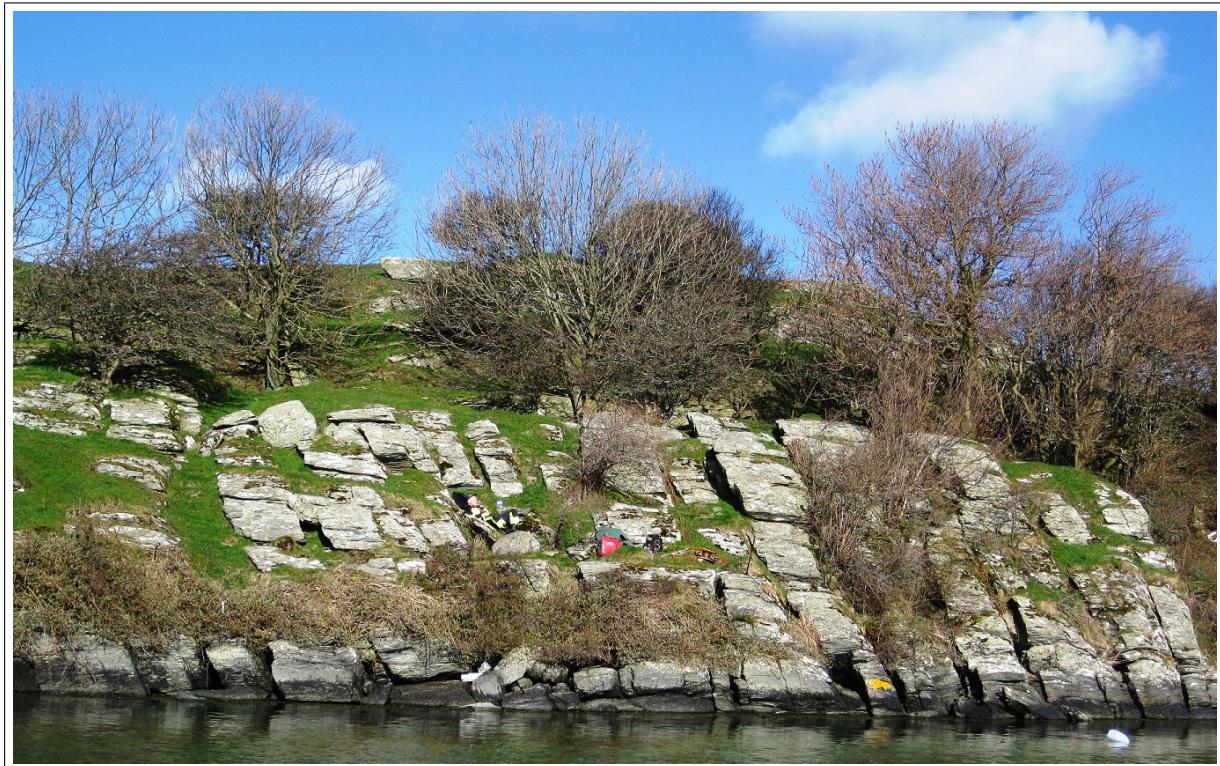
Innlekkasje er sannsynlegvis ikkje eit stort problem kring påhoggsmrådet, grunna lite vatn i dagen. Ved passering av havnivå blir sjansen vesentleg større for innlekkasje. Fjellet etter dagfjellsone og fram til første svakhetssone er det ikkje noko stort seismikkgrunnlag for å seia noko om kvaliteten. Difor er det brukt fordeling av seismisk hastighet, figur 4.8, som ei rettesnor på kva kvalitet som kan vera. Strekninga får lik fordeling som fordelinga av seismisk hastighet over 4000 m/s. Dette er vist i tabell 7.5 saman med dei ulike sikringsklassane, avhengig av brukta modell.

Hastighet	Prosent	Sikringsklasse, NGI	Sikringsklasse, Barton
4000-4499	3,51%	IV	II
4500-4999	12,82%	IV	I
5000-5499	17,96%	III	I
5500-6000	39,0%	II	I
6000	26,71%	I	I

Tabell 7.5: Fordeling av seismisk hastighet i område der det ikkje er utført seismikk, eller er oppdaga svakhetssonar.

Ved omlag profil 4000 er det oppdaga soner på seismikken, SS18 og 19, som er tolka å kryssa vinkelrett på traséen. Desse sonene framstår som opne sprekker i dagen, sjå figur 7.6,

og vil kunna føra til større innlekkasje dersom dei har same utsjånad mot djupet. Det er gunstig strøk på desse sonene i forhold til største horisontalspenning, men overdekninga er ikkje stor. Seismisk hastighet er målt til omlag 3500 m/s som plasserer dei i sikringsklasse V. Lengda på desse sonene er omlag 5 meter, med avstand mellom dei på omlag 30 meter. Ved ekstrapolering av målt hastighet i profil 2/12 [14] blir denne strekninga vurdert til sikringsklasse II. Sidan det truleg trengs tyngre sikring og denne bør overlappast i godt fjell blir 10 meter lagt til på kvar sone. Det tilsvarar overlapp på 5 meter på kvar side av sona. På resistivitetsprofilen som er gjort omlag her er det funne ei mogleg lita sone, RS1, som truleg har strøk parallellt med tunnelen, N-S. Denne kan føra til behov for tyngre eller lengre sikring grunna mogleg parallelt strøk.



Figur 7.6: Sone ved Krossøy der det er opne sprekker i dagen. Dette er tolka som same soner som er funne på seismikk.

Neste sone, SS 24, er ved omlag profil 3650, og ser ut til å vera omlag 6 meter brei. Denne sona er sannsynlegvis i same klasse som dei førre sonene som er nemnde, og injeksjon kan verta naudsynt. Seismikken viser fjell i sikringsklasse I og III mellom SS19 og SS24, 65 % klasse I og 30 % klasse III. I dagen er fjellet framleis oppsprukke, men ikkje like mykje som i sonene som er funne. Tunnelen går også meir og meir parallelt med strøket til lagdelinga som kan føra til stabilitetsproblemer med utgliding av blokk i vegg. Dersom bergarten er grønnstein er det fare for glatt klorittbelegg og i kombinasjon med vatn er dette ugunstig for stabiliteten. Etter profil 3650 og fram til profil 3500 er det ikkje oppdaga soner. Strekninga her er fordelt omlag 50 % av klasse I og 50 % av klasse III ved ekstrapolering av seismikkresultat.

### 7.3.2 Profil 3500-2500

Denne strekninga er det i hovudsak kryssing av fjordarmane på Kvitsøy som er hovedproblemet. Dei tilhøyrande svakhetssonene i kombinasjon med forholdsvis liten fjelloverdekning og fare for innlekkasje gjer at det er stor sannsynlighet for omfattande injeksjon i samband med kryssing av sonene.

Allereie ved omlag profil 3500 er det fare for kryssing av svahetssone, SS20. Denne er ikkje funne på seismikk, men er truleg å finna att på land, og er den største markerte sona som har retning NV-SØ ved tunneltraséen, omlag likt som strøket til oppdaga sprekkesett. Den seismiske hastigheten på denne sona er uvisst, men ut frå synlighet i terrenget og retninga i forhold til retninga på største horisontalspenning er ho vurdert til sikringsklasse IV. Lengda er anteke til å vere omlag 10 meter, og ho kryssar ganske vinkelrett på tunnelen.

Deretter vil tunnelen gå under land omlag 100 meter før den vil koma ut under sjø att. Tunnelen går mellom kote -80 og -90, og fjelloverflata vil gå ned mot kote -20. Fram til neste tolka sone er det ut frå seismikk omlag 50 % i sikringsklasse I og 50 % i klasse II.

Neste sone som er oppdaga, SS15, har liten mektigheit og sannsynlegvis vil ho ligga i klasse IV, men retninga på ho i forhold til horisontalspenningane tyder på at det kan vera fare for innlekkasje, og injisering kan vera naudsynt tiltak. Slik som mogleg utgåande til svahetssonene er tolka, figur 7.3, er det fare for at tunnelen vil kryssa eit skjeringspunkt mellom to svahetssoner, SS15 og SS8-10. Dette er avhengig av fallet til desse sonene. Den eine sona som sannsynlegvis må kryssast er hovudsona i Leiasundet, SS8-10. Denne er ikkje funne på seismikk, men ut frå ekstrapolering av seismiske hastigheter vil den truleg ligga kring 3600 m/s som gir sikringsklasse V. Denne bør undersøkast meir med seismikkprofil på tvers av Leiasundet. Mektigheta til denne sone er anteke å vera lik som sonene funne i Kjørkjesundet, og er tolka til omlag 15 meter. Det er viktig å utføra kjerneboring frå stuff langs denne strekninga slik at ein kan vita om ein vil treffa midt i ein kryssingspunkt mellom to soner, som vil gjera det endå meir problematisk å drive gjennom. Sannsynlegvis går hovudsona i Leiasundet langs land parallelt med profil 3/12.

Etter å ha kryssa Leiasundet er det ikkje oppdaga problematisk fjell før ein kjem over mot Kjørkjesundet, korkje på kart eller flyfoto [23]. Området er dekka med lausmassar, slik at det er ikkje lett å oppdaga mindre soner. Her vil det sannsynlegvis vere mindre behov for tyngre sikring. Flyfotostudie viser at det er dominerande med Ø-V gåande sprekkesett i dagen med omlag 1 meters sprekkeavstand. Dei omlag 250-300 metrane frå mogleg sone i Leiasundet og vidare er det ikkje gjort undersøkingar for. Basert på kart og flyfoto er sikringa vurdert til å ha same fordelinga som vist i tabell 7.5. Dersom det er soner som følger sprekkesettet som går omlag Ø-V vil desse ha ein ugunstig kryssingsvinkel i forhold til tunnelen og det kan koma utglidinger i vegg avhengig av fallretning for dette sprekkesettet. Dette gjeld strekninga mellom Leiasundet og omlag fram til profil 2500.

Strekninga i Kjørkjesundet og fram til profil 2500 er der det er oppdaga størst soner og med truleg dårlegast fjell. Tunnelen har ei fjelloverdekning på strekninga mellom 90 og 130 meter. Dei 4 sonene som er funne i sundet er fjelloverdekninga omlag 90 for dei tre første; SS11, 13 og 14, og omlag 110 meter for siste sone, SS12. Overdekninga her er tilstrekkeleg god, og sonene går omlag vinkelrett på tunnelaksen. Strekninga med tyngre sikring blir difor vurdert til å vera omlag lik som breidda av sonene pluss 5 meter for kvar sone, for å kunne bygga opp sikringa. Fallet til sonene er truleg steilt ut frå resistivitetsmålingar gjort i området. Sonene som går i sundet har sannsynlegvis strøk omlag N-S, som retninga med truleg mest problem knytta

til innlekkasje grunna retninga på største horisontalspenning. Injeksjon på strekninga bør difor medrekna. Omlag ved profil 3000 er det oppdaga ei sone, SS14, med seismisk hastighet 3700 m/s og breidd 15 meter, som tilsvrar sikringsklasse V. Deretter vil tunnelen gå under land i omlag 75 meter før den igjen treff på ei ny sone.

Sonene som blir møtt midt i Kjørkjesundet, SS11 og 13, omlag ved profil 2925-2875, er nokre av dei lågaste seismiske hastighetane som er målte kring heile Kvitsøy. Med kort avstand mellom dei og 15 meters mektighet er desse sonene verd å gi ekstra merksemd. Sonene hamnar i sikringsklasse V og VI og den korte avstanden mellom dei vil sannsynlegvis gjere at det må tyngre sikring til langs heile strekninga, sjølv om det målt bra fjell mellom dei. Den sona som det er bora på aust for Krågøy er funnen som ei 21 meter lang samanhengande knusingssone med mykje leire. På seismikk er den omlag 25 meter, men i borhol var det gradvis overgang frå sona til betre fjell sjølv om seismikken sa det var bra fjell på begge sider. Sannsynlegvis vil det vera betre fjell mellom dei to sonene, men det vil nok ikkje vera i sikringsklasse I slik seismikken indikerer. Ved desse sonene er redusert salvelengd, systematisk injeksjon, bruk av forbolting og truleg full utstøyping naudsynt, der også såla må støypast ut for å unngå heving av denne etter tid. Sjølvborande stag som er injiserbare kan vera naudsynt.

Omlag ved profil 2750 er det oppdaga endå ei sone, SS12, som sannsynlegvis vera ei utfording å kryssa. Denne sona er ut frå seismikk i sikringsklasse VI, med breidd på 10 meter. Det bør også her medrekna eit område kring sona til å bygga opp sikringa. Kryssingsvinkelen til sona er god og vil avhengig av fall ikkje påverka tunnelen lengre enn eiga breidde. Systematisk injeksjon bør medrekna. Strekninga fram til sona og fram til sona treff land, er sannsynlegvis av bra kvalitet og ligg i sikringsklasse I ut frå seismikk.

Fram til profil 2500 er det ikkje oppdaga svært synlege soner på kart og flyfoto. Tunnelen kjem no inn i området der 'benkane' med grønnstein i dagen dominerer. Dette kan skuldast mindre soner som går langs desse 'benkane', men det er usikkert kor uthaldande dei er mot djupet. Resistivitetsmålingar kan indikera soner i dagen, men ikkje nokre som er tydelege mot djup. På kart og flyfoto er det mogleg at det kan vera ein sone, SS23, som vil kryssa tunnelen ved profil 2500. Sidan denne ikkje er tydeleg på kart eller flyfoto er den vurdert til å kunne enda opp i sikringsklasse IV, med relativ liten mektighet, omlag 15 meter medrekna sikring på begge sider av sona. Frå profil 2650 og fram til nemnde sone er det ingen estimat på kvaliteten av fjellet. Truleg vil det ligga mest innafor sikringsklasse I og II, slik som fordelinga i tabell 7.5 viser.

Generelt for denne strekninga bør det medrekna ein god del systematisk injeksjon sidan det er relativ liten bergoverdekning i tillegg til at sonene som blir kryssa truleg er dei med størst sjanse for innlekkasje i forhold til største horisontalspenning. Dersom borholet som det er målt spenningar i er typisk for oppførsla til grønnsteinen, er det å forventa skifrig berg ved krysning av fjordane og moglegheit for vassfylte sprekker. Bergarten som er forventa å treffa på strekninga er grønnstein eller grønnskifer. Salvelengda bør truleg reduserast, spesielt under krysninga av fjordane. Dersom sonene i både Leiasundet og Kjørkjesundet er lik sonene som er funne på resistivitet, kan leire vera i sprekken eventuelt kan dei vera fyllt med sjøvatn. Resistivitetsprofil 2, vedlegg C, viser nokre få soner som kan kryssa tunnelen. Desse er ikkje veldig uthaldande mot djupet og er truleg ein del av grønnsteinsbenkane.

### 7.3.3 Profil 2500 fram til kryssområde

Frå den moglege sona omlag ved profil 2500, SS23, er det ikkje oppdaga synlege soner før kryssing av sona som det er utført seismikk og utført resistivitetsmålingar på. Denne er merka som sone SS16-17 på figur 7.3. Tunnelen har ved kryssing av denne ei overdekning på omlag 150 meter. Seismikken viser ein hastighet på 2200 m/s, og den blir skildra som mogleg open kløftdanning eller sterkt oppknust materiale [11]. Resistiviteten viser tydeleg at det er ei lågrestivistetssone som har steilt fall, slik at ei kryssing av sona berre er avhengig av breidda på sona og vinkel til tunnelakse. På resistiviteten er breidda truleg omlag 10 meter. Seismikken som er skoten lengre nord viser ei breidd på 17 meter. Sidan det er så stor overdekning blir ho tolka til ei breidd på 10 meter, der det er naudsynt med same sikring 5 meter til kvar side. Krysingsvinkelen til tunnelen er ikkje optimal, slik at i tunnelen vil ho truleg gjera seg gjeldande lengre enn breidda. Resistivitetsmålingar av sona viser at den er uthaldande mot djupet og kan innehalda leire eller vera sterkt oppsprukken og fyllt med sjøvatn.

Fram mot profil 1500 er det svært usikkert kva kvalitet som berget kan ha. Tunnelen går frå å ha omlag 160 meter overdekning til 215 meter. På dette djupet kan det vera moglegheit for at det blir kryssa over mot svartskifer. I tillegg er det ei strekning der tunnelen går parallelt med lagdelinga som går N-S. Fallet på lagdelinga, N-S gåande soner og deira fall er svært avhengig for sikringsbehovet. Dersom sonene som er funne under resistivitetsmålingar med fall mot aust er uthaldande mot djupet, vil strekninga som kan bli berørt av desse verta lang og sikringsbehovet auka. Desse sonene kan det sjå ut som både på resistivitet og på flyfoto har relativ kort avstand mellom kvarandre, men det er ikkje alle som er uthaldande mot djupet.

Det er oppdaga moglege soner, RS5 og 6, som vil kunne vera potensielle problemsoner. Desse er frå resistivitet funne med svakt fall mot aust. For RS6 kan dette i verste fall føra til tangering av tunnelaksen, og lengre strekning med tyngre sikring. Sidan svakhetssoner ofte avtek i breidd mot djup, talar overdekning til fordel for tunnelen. I bestefall vil sonene ikkje ha påverking på stabiliteten til tunnelen.

For å få eit estimat på sikringa er ei konservativ pessimistisk tolking utført, der det er sjanse for tangering av soner langs tunnelaksen.

Fram til omlag profil 2100 er det lite informasjon om fjellkvalitet. Det går an å tolka litt ut frå resistivitetsprofil, men dette er usikkert fordi det er på enden av resistivitetsprofilet. Strekninga blir difor fordelt etter tabell 7.5. Ved profil 2100 vil tunnelen kryssa ei mogleg sone som er oppdaga på resistivitet, RS5. Denne sona er omlag 15 meter brei på resistivitetsmålingar, og grunna overdekninga vil denne bli tolka med same naudsynte sikringsstrekning. Ut frå samanlikning med andre soner på resistivitetsmålingane er sona i ein høg sikringsklasse, truleg rundt klasse V.

Omlag ved profil 2000 vil truleg sona som blei passert ved profil 2500, SS23, koma att. No har den omlag same vinkel til tunnelaksen som førre gong den kryssa og blir difor tolka likt. Frå denne sona og vidare er det i verste fall fare for at ei sone, RS6, vil tangera tunnelen langs ei lengre strekning avhengig av mektighet på denne sona. Resistivitetsmålingane kan indikera at sona er omlag 10 meter brei. Fram til sona RS5 blir kryssa att, kan tunnelen i verste fall verta påverka av sone RS6 og tilhøyrande därleg fjell. For å få eit mogleg estimat på denne strekninga er den seismiske fordelinga mellom dei 4 høgaste sikringsklassane frå fordelinga av seismikk, figur 4.8 brukt. Tabell 7.6 viser fordelinga.

Ved omlag profil 1750 er det mogleg at sone RS5 blir kryssa att. Den blir tolka likt med same behov for sikring som sist den blei kryssa, sjølv om tunnelen har meir overdekning. Etter

Hastighet	Prosent	Sikringsklasse, NGI	Sikringsklasse, Barton
<2500	0,6%	VI	V
2500-3000	2,42%	VI	IV
3000-3500	7,46%	V	IV
3500-4000	7,16%	V	III
4000-4500	8,44%	VI	II/III
4500-5000	30,79%	VI	I
5000-5500	43,13%	III	I

Tabell 7.6: Fordeling av seismisk hastighet i områder der det ikke er utført seismikk, og det er moglege svakhetssoner.

kryssing av denne sona er det ikke oppdaga soner før omlag profil 1540. Denne sona, RS4, er ut frå resistivitet omlag 10 meter brei og har fall mot vest. I tunnelen er ho sannsynlegvis i sikringsklasse IV, og total sikringslengd er omlag breidda av sona. Rett etter er det mogleg at det kan koma endå ei sone, RS3, som er oppdaga på resistivitet. Denne sona er meir usikker og blir difor tolka i tunnelnivå til å ligga innafor sikringsklasse III og omlag 10 meter brei. Fjellet mellom desse ser ut til å ha høg resistivitet og ligg truleg i klasse I. I området har ikke seismikken oppdaget andre soner enn ei som går midt i fjordarmen. Denne sona, SS16 -17 er også undersøkt med resistivitet. Desse undersøkingane viser at det er fleire soner i området, som ikke er like uthaldande mot djupet som SS16-17. Sona er truleg den same som er kryssa ved omlag 2350. Sidan det er vesentleg meir overdekning i dette tilfellet er det grunn til å rekna med at det vil vere mindre naudsynt sikring her. Sona kjem sannsynlegvis i sikringsklasse VI og det er naudsynt med redusert salvelengder kombinert med systematisk injeksjon. Total sikringslengde blir vurdert til 15 meter.



Figur 7.7: Flyfoto over området på nordsida av Kvitsøy. Ser dei såkalla 'benkane' kring SS16 og 17, i tillegg til tydeleg Ø-V sone og oppsprekking parallelt med denne sona.

Vidare mot kryssområdet er fjellkvaliteten ut frå seismikkprofil 29/06 estimert til 4700 m/s, medan resistivitetsmålingane oppdaga soner som også er moglege å sjå på kart og flyfoto, sjå figur 7.7. Desse er sannsynlegvis ikkje i dei øvre sikringsklassane, grunna overdekning, i tillegg til at dei ikkje er like tydelege og synlege som sona som det er utført seismikk på. Desse blir klassifisert i klasse IV, og total sikringslengd er estimert til 10 meter for kvar. Dette er også kombinert med den seismiske hastigheten som er funne på profil 29/06. Den generelle sikringsklassa fram til omlag profil 1300 er estimert til klasse II grunna målt seismikkhastighet og stor overdekning.

Omlag ved profil 1300 kan det vera moglegheit for å møta på endå ei sone som er oppdaga på resistivitet, RS2. Den blir tolka likt som dei førre sonene som er oppdaga på resistivitet. Kryssingsvinkelen til N-S sonene er blitt gunstigare no, og den påverka lengda av tunnelen vil bli mindre. Figur 7.7 viser tolka sone SS22 som er tolka som ei sone i sikringsklasse III, sidan overdekninga er over 200 meter og største horisontalspenning står omlag normalt på sona. I tunnelnivå kan denne truleg opplevast som 20 meter tett oppsprukken bergmasse, ut frå måling på flyfoto kombinert med kryssingsvinkel til tunnel.

For strekninga fram mot profil 1000 er det i hovudsak ei mogleg sone som skal kryssast, SS12. Denne er funne på seismikk for hovudtraséen med seismisk hastighet 2700 m/s, som plasserer den i klasse VI. Det er estimert total sikringslengd på 10 meter, sidan det er så stor overdekning. Dersom ho oppfører seg likt som sona aust for Krågøy vil det sannsynlegvis vera ei gradvis overgang til dårlegare fjell omkring. Sona får difor 5 meter sikringsklasse IV på kvar side. Injeksjon og redusert salvelengd er å forventa for driving gjennom sona. Strekninga mellom dei nemnde sonene er det ikkje informasjon om, og difor er kvaliteten estimert ut frå tabell 7.5.

Kring profil 1000 kjem også eit kritisk punkt i drivinga av tunnelen. Overdekkinga her er omlag 240 meter, slik at det talar til fordel for betre spenningar og mindre breidd på eventuelle soner. Det som kan gjera det kritisk er dersom sonene som er oppdaga fell saman. Sonene som kan falla saman er SS10, 11 og 21, der første er hovudsona i Leiasundet, og andre er blant lågaste seismisk hastighet som er målt på seismikk kring Kvitsøy. Siste er ei sone som er mindre, men truleg ulikt strøk enn det som dei førre har. Dersom falla til desse sonene er mest mogleg ugunstig kan omlag heile sundet ha behov for tyngre sikring. Sidan overdekkinga er så stor som den er blir ei strekning på 50 meter estimert til sikringsklasse V. Frå desse sonene og fram til kryssområdet er det ikkje oppdaga tydelege soner som vil kryssa tunnelen. Strekninga blir difor fordelt etter tabell 7.5.

Når tunnelen kjem ned på dette djupet, 200-250 meter, er det meir truleg at svartskiferen gjer seg gjeldande. Både kjerneholet som er utført på Sauholmen [29], og det subvertikale borholet ved Krågøy [56] viser ein overgang til svartskifer mellom kote -170 og -200. Kvaliteten på svartskiferen er svært avhengig av kva sikring som er naudsynt for tunnelen. Bergarten inneheld graffittlag som dannar glidespeil som vil gir mindre sprekkefriksjon. Bergarten er også til tider svært lagdelt med tett oppsprekking.

### 7.3.4 Sikringsbehov for tunnel

Tabell 7.7 viser anteken fordeling av sikringsklassar langs tunneltraséen. Dette er ikkje medrekna forskjeringar eller liknande. Den er basert på tolking av seismikk og resistivitetsmålingar, kombinert med vurderingar gjort ved hjelp av kart, flyfoto og i felt. Der det ikkje er oppdaga svakhetssonar på flyfoto eller kart og det ikkje eksisterer seismiske data er det sikringsklassane

fordelt etter eit gjennomsnitt av sikringsklassar basert på utført seismikk, sjå tabell 7.5 og 7.6. Detaljert oversikt av tolka sikringsbehov er å finna i vedlegg E.

Sikringsklasse	I	II	III	IV	V	VI
Lengde	1183	1059	736	612	285	105
Prosent	29,72%	26,61%	18,49%	15,38%	7,16%	2,64%

Tabell 7.7: Fordeling av sikringsklassar langs tunnelprofilet, oppgitt i meter og prosent.

### 7.3.5 Vurdering av trasé

Trasén er plassert på ein fornuftig og god måte med tanke på korleis den vil kryssa dei største og viktigaste sonene som er oppdaga på seismikk og flyfoto. Problemet med å gå i ein spiral er at ein vil koma til å tangera sprekkesett, men dette er i denne samanheng ikkje til å unngå. Systematisk injeksjon, tyngre sikring og reduserte salvelengder må pårekna. Geologien mot djupet er svært usikker og overraskinger er difor å rekna med.

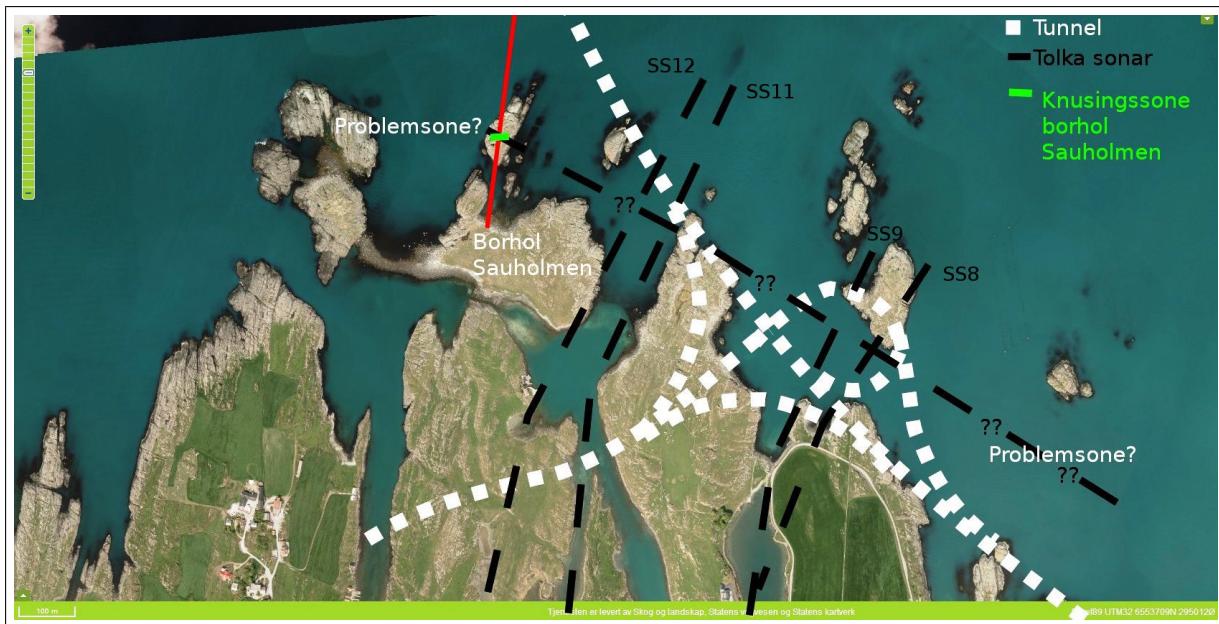
### 7.3.6 Vurdering av kryssområdet

Senter til det planlagte kryssområdet er plassert omlag 100 meter og 300 meter frå to par låghastighetssoner. Sonene som er oppdaga nordvest for kryssområdet, SS11 og 12, har lågast seismisk hastighet, 2700 m/s. Mektigheta av dei er frå seismikk tolka til 6 og 9 meter. Fallet til desse er uvisst, men dersom dei har fall mot aust og er uthaldne mot djupe vil dei kunna påverka kryssområdet.

Sonene som er oppdaga sørøst for kryssområdet, SS8 og 9 er i seismikkprofila 7 og 19 meter breie. Den seismiske hastigheten er tolka til 3800 m/s og 3500 m/s. Sidan desse ligg nærmere kryssområdet vil dei kunna ha større innverknad på kryssområdet. I verste fall vil dei kunna tangera avkøyningsramper til Kvitsøy, sjå figur 7.8, eller vil den store pilaren i kryssområdet kunne påverkast ugunstig.

For å kunna plassera kryssområdet på ein god og sikker stad, bør det utførast nøyne kjerneborring framfor stuff for å kartlegga orienteringa til dei nemnde sonene. Det bør borast til kvar side og midt i kryssområdet for å få ein oversikt over dei viktigaste og mest sårbare områda i krysset. Store spenn er ugunstig i dårlige bergmassar, og kryssområdet bør difor grundig undersøkast for bergmassekvalitet. Dersom det er soner med større mektighet vil dette vera ugunstig for stabiliteten. Oppdeling av stuffen, og driving av pilottunnel kan difor verta ei naudsynt løysing dersom dårlige fjellforhold blir påtruffe.

Ut frå utført seismikk bør kryssområdet flyttast meir nord for å unngå konflikt med særleg dei søre sonene. Sonene som har vorte undersøkt med resistivitetsmålingar har i hovudsak hatt eit steilt fall. Det er difor fornuftig å prøva å plassera kryssområdet midt mellom desse to sonene, og deretter tilpassa endeleg plassering etter kjerneboring. Undersøkingane som er gjort for kryssområdet er relativt få. Den seismiske profileringa langs traséen er dei einaste undersøkingane som dekker kryssområdet. Slik traséen er lagt kring kryssområdet går han parallelt med det eine sprekkesettet som er målt på Kvitsøy, og parallelt med moglege soner som er oppdaga på flyfoto og kart. Ut frå kart og flyfoto er det også tolka at det kan gå ei mogleg sone nord for Krågøy og Krossøy, parallelt med traséen. Denne sona kan vera ei av dei som er avdekka under



Figur 7.8: Kryssområdet med ramper på flyfoto med tolka soner, i tillegg til borhol Sauholmen med knusingssone.

kjerneboring ved Sauholmen, sjå figur 7.8. Denne har ikkje stor mektighet, berre 1,4 meter i borhol [29], og representerer ei grense mellom grønnstein og svartskifer.

For å finna ut om det er denne, markert som problemsone i figur 7.8, eller fleire soner som kan gå parallelt med hovudtraséen og kryssområdet, bør seismikk utførast. Eit seismisk profil på tvers av traséen omlag plassert ved kryssområdet vil kunne avdekkja eventuelle soner med slik retning. Profila som er utført i denne moglege sona, profil 1-18/12 - 1-22/12, har generelt lågare seismisk hastighet på fjellgrunnen enn det som er målt andre stadar kring Kvitsøy. I tillegg varierer tolkinga av hastigheta ein del på kvart profil, der hastigheta i berggrunnen varierer langs profilet. Dette kan også vera teikn på at ei mogleg parallel sone kan ha påverkande effekt på målte data.

Dersom seismikk blir utført vil ein samstundes ikkje kunna vita fallet til sona eller kor uthaldande den er mot djupet. Dette vil vera avgjerande for kor det svarar seg å plassera kryssområdet. Det vil kunne vera aktuelt å trekka det lengre mot sørvest eller mot nordaust avhengig av fall. Slik vil berre visa seg med kjerneboring. Kjerneboring frå stuff er truleg det alternativet som svarar seg mest reint økonomisk, sidan ein då kan stå nærmere sona på aktuelt djup, og få informasjon om orientering av eventuelle soner. Dersom ikkje seismikk blir utført bør det difor tilretteleggast for god tid til å utføra tilstrekkeleg kjerneboring på stuff for å kartlegga kryssområdet. Figur 7.8 viser kryssområdet med ramper og tolka svakhetssoner. Endelig plassering av krysset bør vera fleksibelt i forhold til kva geologi ein møter.

## 7.4 Vidare undersøkingar

Forslag til vidare undersøkingar:

- Refraksjonsseismikk kryssområdet
- Refraksjonsseismikk nord og sør i Leiasundet
- Kjerneboring ved kryssområdet med supplerande spenningsmåling

For tunnelenarmen til Kvitøy bør eventuelle nye undersøkingar fokuserast på kryssområdet. Her bør seismikk utførast på tvers av hovudtraséen for å finna ut om det er svakhetssoner som går parallelt med traséen. Det ville også vore interessant med eit borhol som gjekk til kryssområdet. Eit slikt hol vil kunna avsløra fall på moglege soner i området, i tillegg til gi innblikk i geologien mot djupet. Borholet vil også kunna brukast til å vurdera seismisk hastighet mot fjellkvalitet, i tillegg til at det kan utførast spenningsmålingar eller hydraulisk splitting for å supplera dei usikre spenningsmålingane. Borholet kan til dømes plasserast nord på Krossøy.

Nokre av seismikkprofila kring Kvitsøy er plasserte parallelt med trulege soner, slik at dei sonene som er mest interessante ikkje blir kartlagt. Dersom det skal utførast seismikk for kryssområdet bør det i tillegg supplerast med seismikk i Leiasundet for å undersøka den sona betre. Dette bør gjerast både nord og sør i sundet.



# Kapittel 8

## Konklusjon

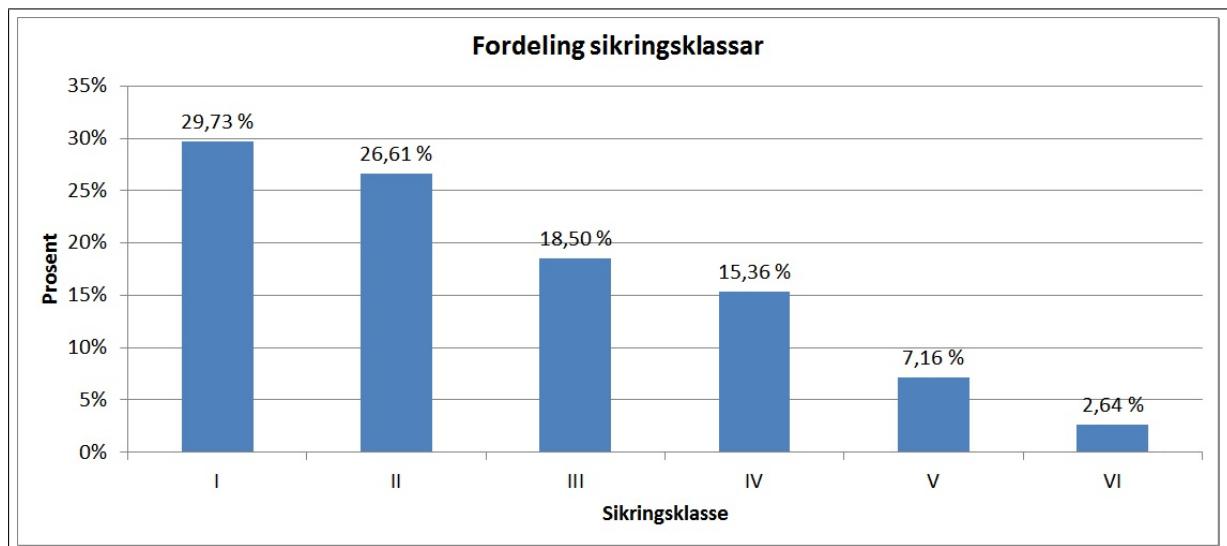
Kjerneboringane som vart utført hausten 2012 viste same bergartane som er funne i tidlegare kjerneboring. Logginga av Q-verdiar frå desse hola viser at hola med retning mot svakhetszone har lågare Q-verdi ( $Q\text{-verdi} < 1$ ) etter omlag 150 meter, medan holet med 80 grader fall har generelt høg Q-verdi ( $Q > 10$ ). Vasstapsmålingar som er utført for borhola ved Krågøy og Hestholmen viser generelt lite eller null vasstag. Dette tydar på tette massar og eventuelle svakhetssoner inneheld truleg finknust materiale. Samanlikning av Lugeon-verdien med Q-verdi viser ein viss korrelasjon.

Dei bergmekaniske testane som er utførte stadfestar tidlegare utførte målingar for bergartar ved Kvitsøy. Grønnsteinen har i eitt borhol høgare einaksa trykkfasthet enn tidlegare,  $91,68 \pm 13,34$  MPa. Dette kan ha å gjera med anna vinkel til lagdelinga. Grønnsteinen er funne til å ha god sprengbarhet (SPR), middels borbarhet (DRI), veldig låg borslitasje (BWI) og veldig til ekstremt høg levetid på TBM kuttarar (CLI). Svartskiferen har middels sprengbarhet, låg til høg borbarhet, låg til veldig låg borslitasje og middels til høg levetid på TBM-kuttarar. Svartskiferen er også den bergarten som varierer mest i eigenskapar.

Dei seismiske undersøkingane som er gjort i området har avdekk fleire svakhetssoner. I hovudsak har desse strøk omlag N-S, men det er også oppdaga soner med strøk omlag Ø-V. Mektigheita til låghastighetssonene er mellom 5 og 22 meter for profila som er gjort for traséen til Kvitsøy. Dei lågaste hastighetane som er målt er 2700 m/s og den generelle fjellhastigheten er målt til mellom 4500-6000 m/s. Tidlegare seismikk oppdaga svakhetssoner der plasseringa og strøket til desse gjorde det mogleg for dei å tangera tunneltraséen. Resistivitetsmålingar blei difor utført, og indikerer steilt, eller slakt fall mot aust for dei fleste sonene. Det vart også oppdaga nye soner som kan tangera tunnelen og gi meir behov for sikring.

Numerisk analyse har blitt utført ved bruk av analyseprogrammet Phase<sup>2</sup>. Sikringsbehovet for grønnsteinen og tre svartskifer kvalitetar har blitt undersøkt, i tillegg til kryssing av knusingssoner. Inngangsparametrane vart sett ut frå labtestar gjort i denne oppgåva og prosjektoppgåva, i tillegg til tidlegare utført arbeid. Grønnsteinen ved både 77 meter og 202 meter djup og beste kvalitet svartskifer er vurdert til å koma i sikringsklasse I, siden det er lite deformasjon både med og utan sikring. Området der berget går i brot er det også liten skilnad med og utan sikring. Middels kvalitet på svartskiferen blir vurdert til å enda opp i sikringsklasse III. Denne har totale deformasjoner i cm-skala. Nokre element i sikringa har gått i brot, men siden sikringa som er modellert er sett inn umiddelbart etter sprenging vil ein kunne tolka brot i enkelte element. Det er i hovudsak i veggen brota oppstår. Forbehandling av berget vil på denne kvaliteten vera ein fordel, men ikkje naudsynt.

I dei to modellane med därlegast fjellkvalitet, er ein avhengig av god forbehandling av berget, med bruk av injeksjon og forbolting. Forbetring av bergmassane kring konturen er viktig for at ikkje tunnelen skal kollapsa. For å oppnå liten nok deformasjon bør begge injiserast slik at kvaliteten til bergmassane kring konturen går opp ein kvalitet. I knusingssona bør kvaliteten kring konturen bli minst i därleg svartskifer-kvalitet og därleg svartskifer bør med brukt sikring verta omlag av middels svartskifer-kvalitet. Ved vellukka injeksjon og stabilisering av berget vil lasta som sikringa tek opp minskast merkbart. Sikringa som bør brukast i desse to er anten full utstøyping eller sprøytebetongbogar. Tjukkleiken på bogane bør vera omlag 0,45 meter og plasserast ved annankvar bolt for därleg svartskifer og for kvar bolt for knusingssona. Dette gjer ein avstand mellom bogane på henholdsvis 2,4 og 1 meter. Boltane som bør brukast er CT-bolt 22 mm i diameter.



Figur 8.1: Prosentvis fordeling av dei ulike sikringsklassane.

Den omlag 4 km lange tunnelen til Kvitsøy er delt inn i sikringsklassar og figur 8.1 viser totalfordelinga for traséen. Sikringsklasse I og II er dei mest dominante med omlag 55 % totalt. Dei høgare sikringsklassane er knytta til kryssing av sund og svakhetssoner. Det er fire strekningar som har peika seg ut som ekstra viktige ut frå grunnundersøkingar. Ved krysning av Leiasundet er det mogleg å treffa kryssing mellom to soner, i tillegg til relativt lita fjelloverdeking. I Kjørkjessundet er det funne fleire svakhetssoner med mektighet 10 - 15 meter og der seismisk hastighet er av det lågaste som er målt kring Kvitsøy. I begge desse sunna er kjerneboring på stuff naudsynt for å ha innblikk i kva sikring som bør førebuast. Strekninga på vestsida av traséen er det fare for tangering av soner som er funne på resistiviteten. Strekninga har stor overdekning, men ved driving parallelt med därleg fjell vil truleg ei lengre strekning bli naudsynt å sikra. Ved profil 1000 er det fare for å treffa kryssinga av to eller tre svakhetssoner avhengig av fallet deira, og bør kjerneborast frå stuff for å kunna etablera naudsynt sikring tidleg nok.

Sjølve kryssområdet vil truleg verta påverka av svakhetssoner uavhengig av plassering, men det bør kjerneborast frå stuff for å kunna gjera endeleg plassering. Det er også ein viss moglegheit for at kryssområdet og traséen er lagt midt i ein svakhetssone som går omlag parallelt med hovudtraséen. Sona bør undersøkast det bør vurderast mindre flytting av kryssområdet for å unngå sona.

# Litteratur

- [1] Daniel Ask. Bergspänningsmätningar i borrhål BH-04-11, Krågøy, Kvitsoy kommune. *Pöyry rapport*, 2012.
- [2] Nick Barton. The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. *Keynote lecture, 8th ISRM congress, Tokyo*, 1995.
- [3] COWI. E39 Rogfast vurdering av TBM alternativ. 2012.
- [4] Filip Dahl. Draft: DRI, BWI, CLI Standard. *SINTEF*, 2003.
- [5] Filip Dahl. Undersøkelse av svelleegenskapene til to prøver fra Krågøy, E39 Rogfast. 2011.
- [6] Einar Dalsegg. Geofysiske målinger ved Kvitsøy, Kvitsøy kommune, Rogaland. *Foreløpig NGU rapport*, 2012.
- [7] Torgeir Espedal. Rogfastprosjektet. *Fjellsprengingsdagen 2011*, 2011.
- [8] Norsk forening for fjellsprengingsteknikk. *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg*. NFF, 2008.
- [9] Leif Egil Friestad. Rogfasttunnelen: Ingeniørgeologiske vurderinger for avkøyring til Kvitsøy. 2011.
- [10] Geodrilling. Rapport - Vanntapsmåling. 2011. upublisert.
- [11] Geomap. E39 Rogfast: Vegtunnel mellom Tungenes på Randaberg og Arsvågen på Bokn. 2007.
- [12] GeoPhix. E 39 Rogfast Parsell Rogfast alternativ 1. 2010.
- [13] Geophysix. 2012. [www.geophysix.no](http://www.geophysix.no).
- [14] GeoPhix. E 39 Rogfast Parsell Rogfast alternativ 1 km 10.600 - 15.500 og arm Kvitsøy. 2012.
- [15] Anne-Merete Gilje. Personlig korrespondanse. 2012.
- [16] Eystein Grimstad. Rogfast - Geologisk samlerapport. 2010.
- [17] Pierre-Yves Hicher. Elastic properties of soils. *Journal of geotechnical engineering Volume 122 no. 8*, 1997.

- [18] Evert Hoek. Support for very weak rock associated with faults and shear zones. *Proceeding of Rock Support and Reinforcement Practise in Mining, Villaescusa, Windsor og Thompson (eds), Balkema, Rotterdam*, 1999.
- [19] Evert Hoek. Numerical modelling in weak rock. [www.rockscience.com](http://www.rockscience.com), 2004.
- [20] Kristin Hilde Holmøy. Significance of geological parameters for predicting water leakage in hard rock tunnels. *Doktorgradsavhandling NTNU*, 2008.
- [21] ISRM. Suggested method for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *ISRM*, 1978.
- [22] ISRM. Suggested methods for determining sound velocity. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 15, pp. 53-58*, 1978.
- [23] Statens kartverk. norgeibilder.no. *Utsnitt for Kvitsøy*, 2012.
- [24] Charlie C. Li. Forelesingsnotat tgb4210. *NTNU*, 2010.
- [25] M.H. Loke. Tutorial:2-d and 3-d electrical imaging surveys. 2001.
- [26] Arne Myrvang. Bergmekanikk. *NTNU, Institutt for geologi og bergmekanikk*, 2001.
- [27] NFF. *Praktisk bergrørjeksjon for underjordsanlegg*. NFF, 2010.
- [28] NGU. Geofysisk logging av borehull på Alstein, Randaberg kommune, Rogaland. *NGU-rapport*, 2011.
- [29] NGU. Geological investigations by drill core logging for the Rogfast tunnel project. *NGU-rapport*, 2011.
- [30] NGU. Ngu's berggrunnskart. januar 2012. [geo.ngu.no/kart/berggrunn](http://geo.ngu.no/kart/berggrunn).
- [31] Arild Palmstrøm og Bjørn Nilsen. *Handbook no. 2: Engineering geology and rock engineering*. NGB, 2000.
- [32] Dawei Mao og Bjørn Nilsen. Numerical analysis of effects of weakness zones on tunnel stability - 2d versus 3d. Master's thesis, NTNU, 2012.
- [33] Dawei Mao og Bjørn Nilsen og Ming Lu. Analysis of loading effects on reinforced shotcrete ribs caused by weakness zone containing swelling clay. *Tunneling and underground Space Technology 26*, 2011.
- [34] Bjørn Nilsen og Einar Broch. *Ingeniørgeologi-berg Grunnkurskompendium*. NTNU, 2009.
- [35] Q.N. Trinh og Einar Broch. Tunnel cave-in - Convergence Confinement and 2d analyses. *SHRIMS 2008*, 2008.
- [36] Evert Hoek og E.T. Brown. Practical estimates of Rock Mass Strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Volume 34, No. 8*, 1997.

- [37] Jan Steinar Rønning og fleire. Geological and geophysical investigations for the ROG-FAST project. *NGU*, 2006.
- [38] Arild Palmstrøm og Olav Torgeir Blindheim og Einar Broch. Q-systemet - Muligheter og begrensninger. *Fjellsprengingsdagen 2002*, 2002.
- [39] Evert Hoek og Paul Marinos. GSI: A geologicalfriendly tool for rock mass strength estimation. 1997.
- [40] K. Colak og T. Unlu. Effect of transverse anisotropy on the hoek-brown strength parameter mi for intact rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Volume 41*, 2004.
- [41] Knut Borge Pedersen. E39 Rogfast - Foreløpige vurderinger av grunnforholdene. *Oppdragsrapport L-231 A Statens Vegvesen*, 2002.
- [42] Camilio Quiñenes-Rozo. Lugeon test interpretation. *Collaborative Management of Integrated Watersheds, 30th annual USSD Conference*, 2010.
- [43] Jan Steinar Rønning. Forelesingsnotat i ingeniør- og miljøgeofysikk ved ntnu. 2010.
- [44] Rocscience. Phase2 Theory. 2012. [www.rocscience.com/downloads/phase2/webhelp/theory/Theory\\_Overview.htm](http://www.rocscience.com/downloads/phase2/webhelp/theory/Theory_Overview.htm).
- [45] RocScience. Phase2 Tutorials. 2012. [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com).
- [46] Vik Ørsta. CT-bolt technical information. februar 2012. [www.ctbolt.com](http://www.ctbolt.com).
- [47] Joachim Seehusen. Frykter at vi mister vår tunnelkompetanse. *Teknisk Ukeblad*, 2012.
- [48] SINTEF. Sprengbarhet. 2012. Reknark for utrekning av sprengbarhet - upublisert.
- [49] Pöyry Swedpower. Bergspänningsmätningar vid Boknafjorden Rogaland. *Anbudsdocument*, 2011.
- [50] Nghia Quoc Trinh. Personleg korrespondanse. 2012.
- [51] Statens Vegvesen. Håndbok 025 - Hovedprosess 3 - Tunneler. 2004.
- [52] Statens vegvesen. Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegg tunneler. *Tunnel- og betongseksjonen*, 2010.
- [53] Statens Vegvesen. Handbok 021 Vegtunnelar. 2010.
- [54] Statens Vegvesen. E39 Rogfast. 2012. [www.vegvesen.no/Vegprosjekter/e39rogfast](http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/e39rogfast).
- [55] Statens Vegvesen. E39 Rogfast plan og profil teikningar. 2012.
- [56] Statens Vegvesen. Kjerneloggar frå Krågøy nord. 2012. upublisert.
- [57] Øyvind Dammyr. Personleg korrespondanse. 2012.
- [58] Shokrollah Zare. Drill and blast tunneling - Blast design. *Doktorgradsavhandling NTNU*, 2007.



# **Oversikt vedlegg**

**A - Vasstapsmålingar**

**B - Laboratorietestar**

**C - Feltarbeid**

**D - Phase<sup>2</sup>**

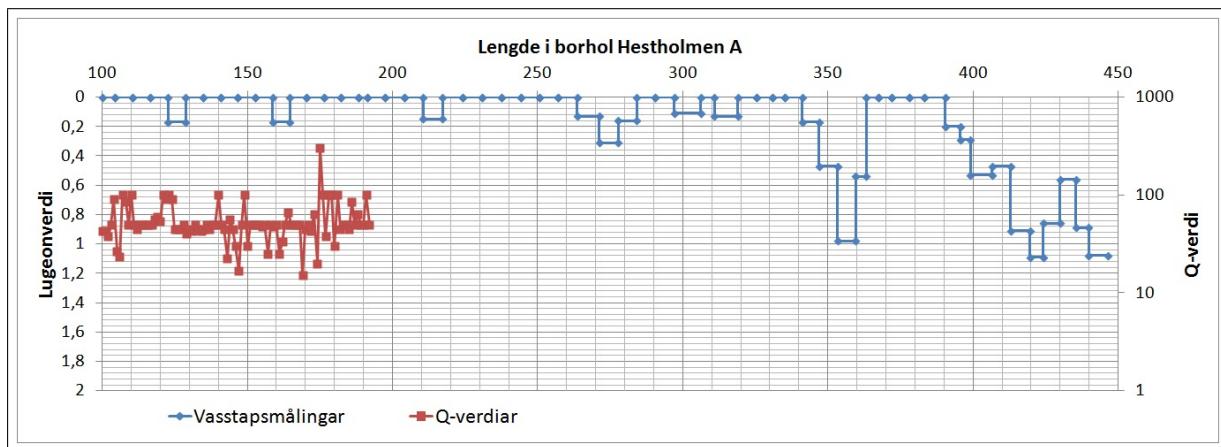
**E - Sikringsestimat**



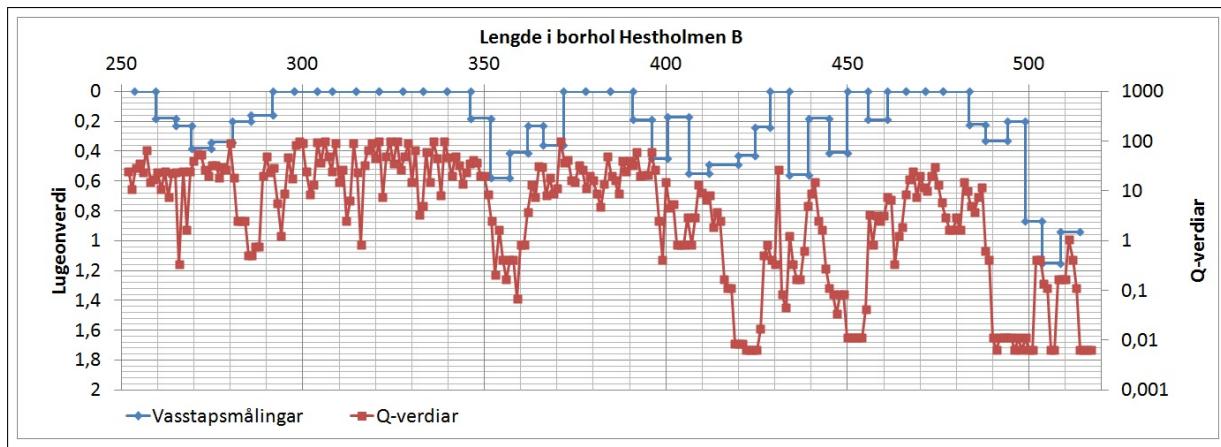
# Tillegg A

## Vasstapsmålingar

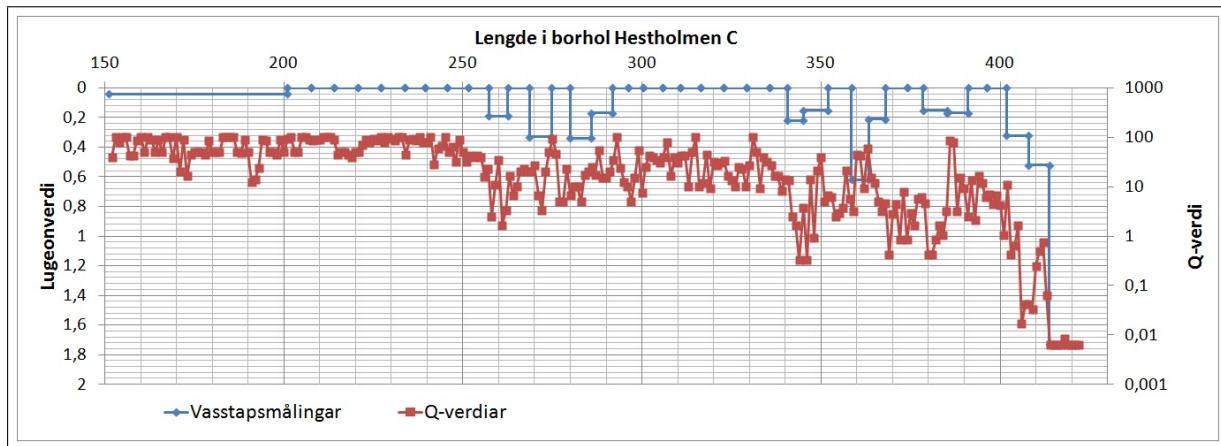
Dette vedlegget viser dei forholdet mellom Q-verdi og Lugeon-verdi for dei utførte borhola ved Krågøy og Hestholmen. Som det er mogleg å sjå av figurane er det ein viss samanheng mellom parametra. Ved låg Q-verdi, vil Lugeonverdien stige. Q-verdien er logga for kvar meter, medan Lugeonverdien er målt for kvar 5 meter, som gjer at det er høgare oppløysing på Q-verdien. Dersom ein låg Q-verdi eller ei sprekke er på det 5 meters intervallet Lugeonverdien blir målt på kan vasstapet for 5 meters intervallet verta sterkt påverka av denne eine verdien/sprekka.



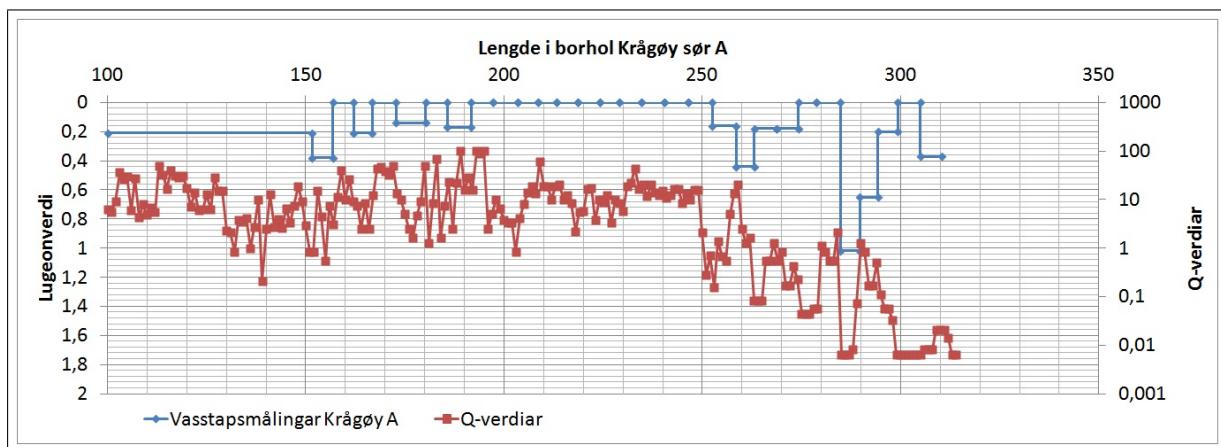
Figur A.1: Vasstapsmåling og Q-verdiar Hestholmen A.



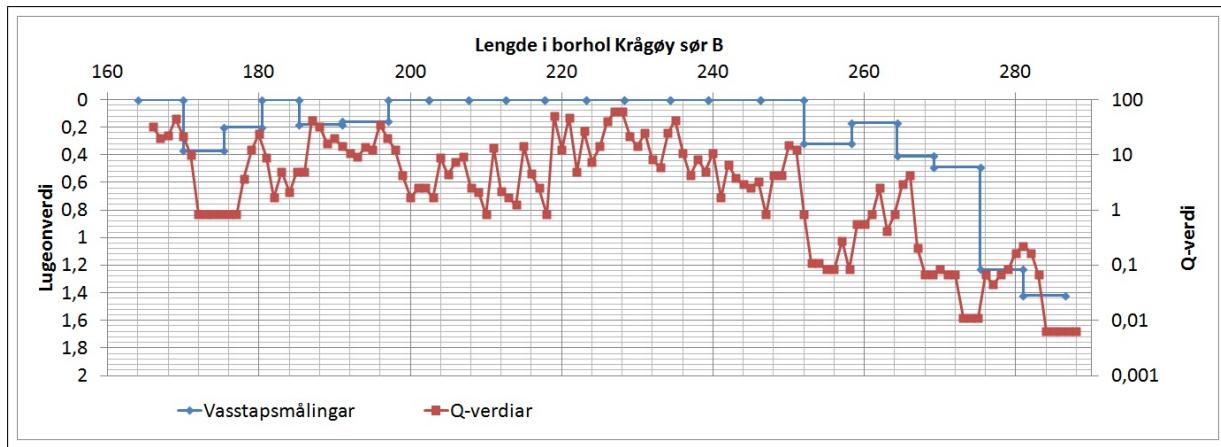
Figur A.2: Vasstapsmåling og Q-verdiar Hestholmen B.



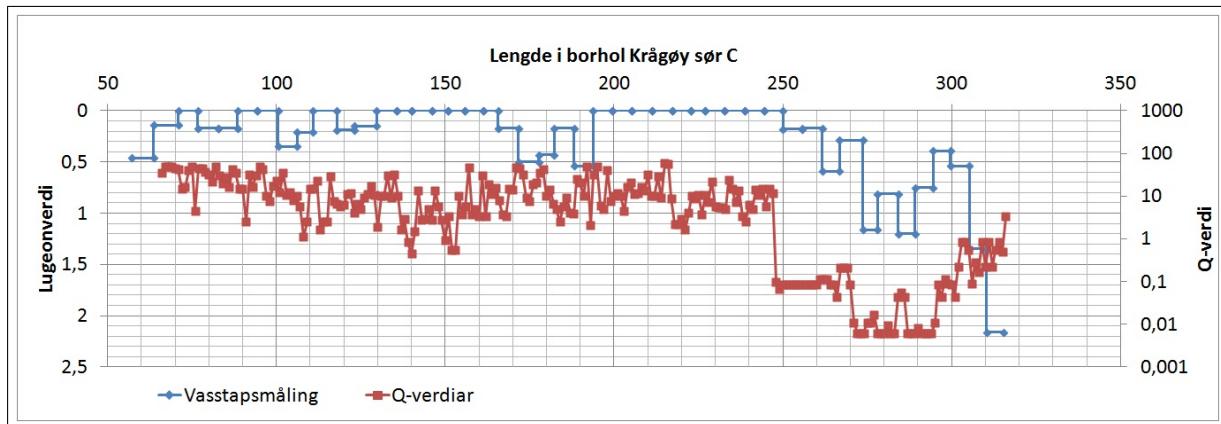
Figur A.3: Vasstapsmåling og Q-verdiar Hestholmen C.



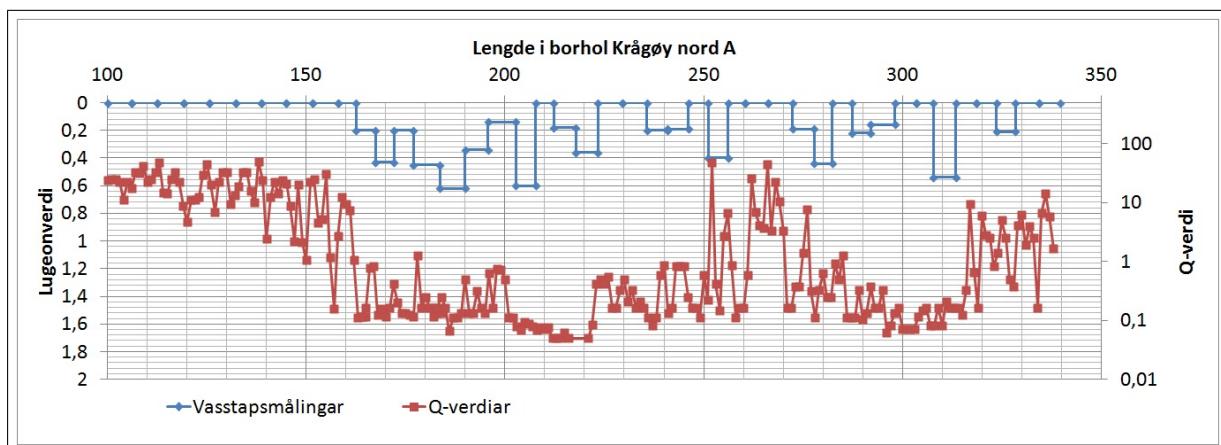
Figur A.4: Vasstapsmåling og Q-verdiar Krågøy sør A.



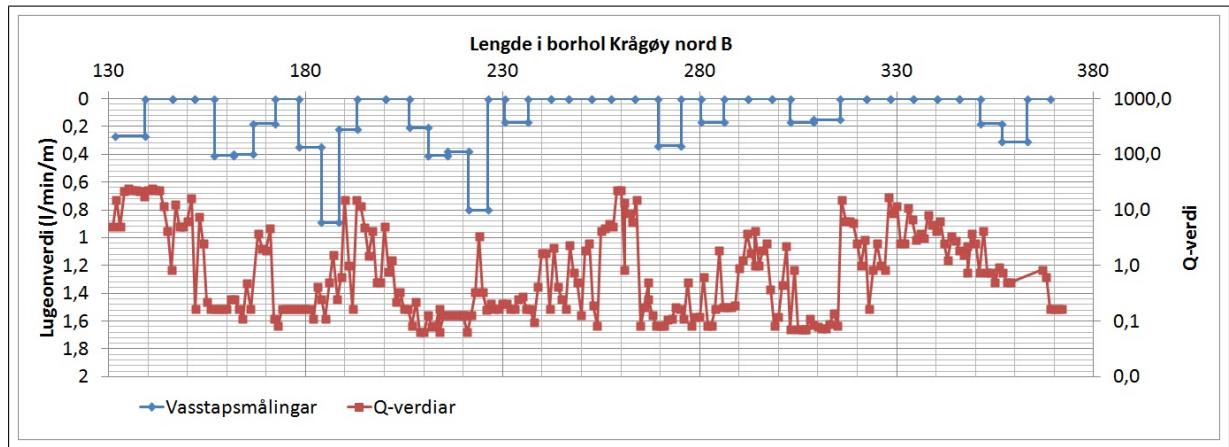
Figur A.5: Vasstapsmåling og Q-verdiar Krågøy sør B.



Figur A.6: Vasstapsmåling og Q-verdiar Krågøy sør C.



Figur A.7: Vasstapsmåling og Q-verdiar Krågøy nord A.



Figur A.8: Vasstapsmåling og Q-verdiar Krågøy nord B.

# Tillegg B

## Laboratorietestar



Figur B.1: Grønnstein frå kjernekassar med innbaka svartskifer. Viser også kvartsårer og kalkspat.

## B.1 Densitet, Youngs modul og trykkfasthet

Kjerne	Densitet [kg/m <sup>3</sup> ]	Youngs modul [GPa]	v	Brot vinkel [°]	Einaksa trykkfasthet [MPa]	Bergart
KN 30 356	2726	17,73	0,09	36	13,00	Svartskifer
KN 30 42 I	2931	79,6	0,25	20	70,84	Grønnstein
KN 30 42 II	2897	80,82	0,25	21	78,17	Grønnstein
KN 30 42 III	2924	82,38	0,31	25	79,50	Grønnstein
KN 30 42 IV	2915	84,09	0,27	18	96,77	Grønnstein
KN 30 45	2972	94,6	0,29	28	56,48	Grønnstein
KN 30 47	2987	85,28	0,27	17	75,13	Grønnstein
KN 80 180 I	2998	69,47	0,29	36	100,46	Grønnstein
KN 80 180 II	2965	brudd under preparering				Grønnstein
KN 80 183 I	2948	55,52	0,23	34	101,83	Grønnstein
KN 80 183 II	2948	52,53	0,12	26	97,62	Grønnstein
KN 80 183 III	2954	63,48	0,21	21	94,44	Grønnstein
KN 80 183 IV	2952	71,04	0,22	34	88,27	Grønnstein
KN 80 183 V	2959	60,11	0,26	45	81,61	Grønnstein
KN 80 183 VI	2960	62,41	0,22	27	104,73	Grønnstein
KN 80 186	2975	63,21	0,21	36	64,50	Grønnstein
KN 80 214 I	2728	50,65	0,13	45	104,53	Svartskifer
KN 80 214 II	2717	75,45	0,15	33	106,45	Svartskifer
KN 80 215	2773	55,93	0,18	30	76,74	Svartskifer
KN 80 216 I	2761	30,18	0,19	30	31,42	Svartskifer
KN 80 216 II	2763	23,45	0,1	45	26,26	Svartskifer
KN 80 218 I	2761	32,14	0,16	26	48,14	Svartskifer
KN 80 218 II	2740	26,72	0,2	45	35,90	Svartskifer
KN 80 218 III	2769	39,32	0,13	36	74,40	Svartskifer
KN 80 219 I	2707	13,31	0,14	45	27,64	Svartskifer
KN 80 219 II	2752	30,15	0,09	40	67,83	Svartskifer

Tabell B.1: Resultat frå laboratorietestar.

## B.2 Lydhastighet og SPR

Kjerne	Densitet [kg/m <sup>3</sup> ]	Vinkel foliasjon [°]	Lyd- hasighet $\perp$ , [m/s]	Lyd- hasighet $\parallel$ , [m/s]	Lyd- hasighet gj.snitt [m/s]	Aniso- tropi	SPR
KN 30 356	2726	35	3452	6318	4885	1,83	0,48
KN 30 42 I	2931	40	6139	6329	6234	1,03	0,37
KN 30 42 II	2897	30	5934	6325	6130	1,07	0,37
KN 30 42 III	2924	45	6111	6329	6220	1,04	0,37
KN 30 42 IV	2915	30	6134	6329	6231	1,03	0,37
KN 30 45	2972	20	5748	6327	6037	1,10	0,38
KN 30 47	2987	15	5783	6327	6055	1,09	0,37
KN 80 180 I	2998	35	5861	6741	6301	1,15	0,38
KN 80 180 II	2965	11	5714	6405	6059	1,12	0,38
KN 80 183 I	2948	33	5745	6403	6074	1,11	0,38
KN 80 183 II	2948	30	5471	6325	5898	1,16	0,39
KN 80 183 III	2954	25	5866	6405	6136	1,09	0,37
KN 80 183 IV	2952	45	5740	6401	6071	1,12	0,38
KN 80 183 V	2959	25	5840	6405	6122	1,10	0,38
KN 80 183 VI	2960	15	5869	6247	6058	1,06	0,37
KN 80 186	2975	30	5734	6403	6068	1,12	0,38
KN 80 214 I	2728	5	4586	6104	5345	1,33	0,42
KN 80 214 II	2717	10	4974	6029	5501	1,21	0,40
KN 80 215	2773	15	4619	6403	5511	1,39	0,42
KN 80 216 I	2761	18	4309	6411	5360	1,49	0,44
KN 80 216 II	2763	15	3995	6024	5009	1,51	0,44
KN 80 218 I	2761	8	4308	5953	5130	1,38	0,42
KN 80 218 II	2740	20	3767	6405	5086	1,70	0,47
KN 80 218 III	2769	15	4405	5628	5016	1,28	0,41
KN 80 219 I	2707	28	2894	5879	4386	2,03	0,51
KN 80 219 II	2752	50	4510	5884	5197	1,30	0,41

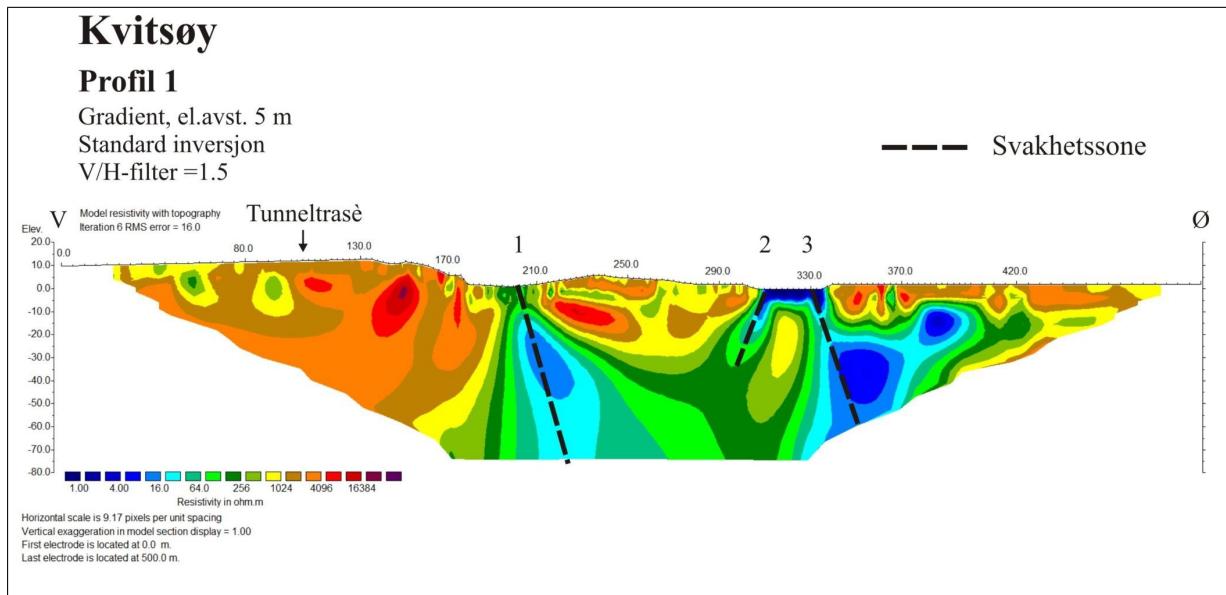
Tabell B.2: Resultat fra måling av lydhastighet i bergart langs kjerneaksen ( $\perp$ ) og parallelt med lagdelinga ( $\parallel$ ).

<i>Kjerne</i>	<i>Densitet</i> [kg/m <sup>3</sup> ]	<i>Vinkel</i> <i>foliasjon</i> [°]	<i>Lyd-</i> <i>hasighet</i> $\perp$ , [m/s]	<i>Lyd-</i> <i>hasighet</i> $\parallel$ , [m/s]	<i>Lyd-</i> <i>hasighet</i> gj.snitt [m/s]	<i>Aniso-</i> <i>tropi</i>	<i>SPR</i>
I	2717	-	2048	5422	3735	2,65	0,57
II	2723	-	2603	5939	4271	2,28	0,53
III	2691	-	2794	5039	3917	1,80	0,48
IV	2705	-	3327	4703	4015	1,41	0,43
V	2724	-	3220	5544	4382	1,72	0,47

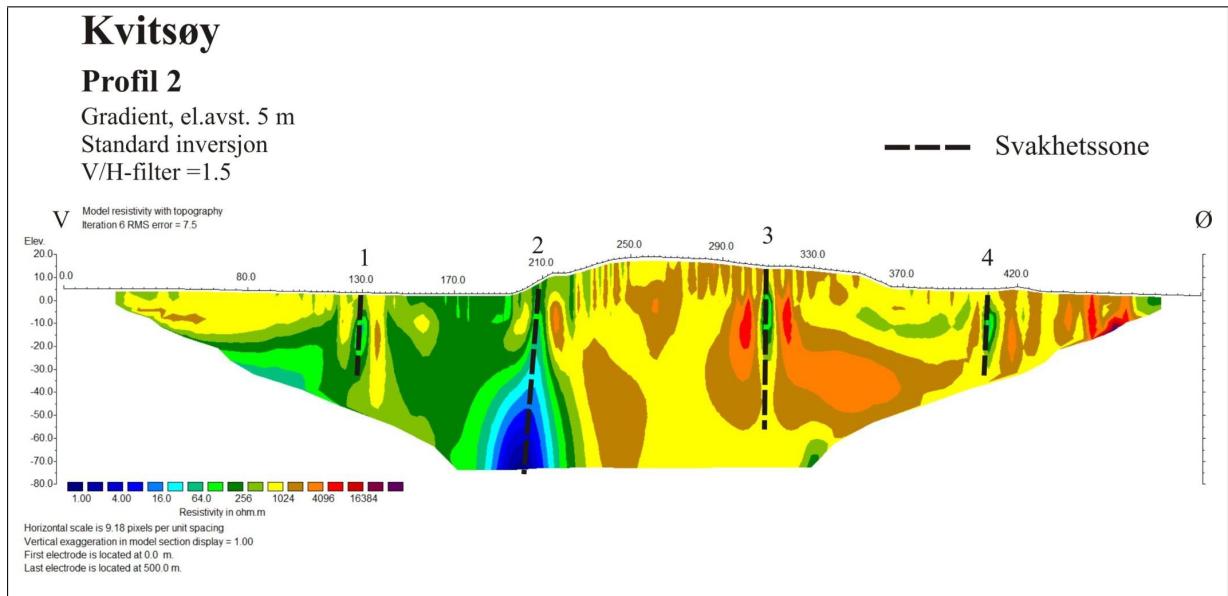
Tabell B.3: Resultat fra måling av lydhastighet i bergart langs kjerneaksen ( $\perp$ ) og parallelt med lagdelinga ( $\parallel$ ). Prøvane er henta fra KN 30 354-360, og er kortare enn 2,6 x diameter, og difor ueigna til testing av trykkfasthet og Youngs modul.

# Tillegg C

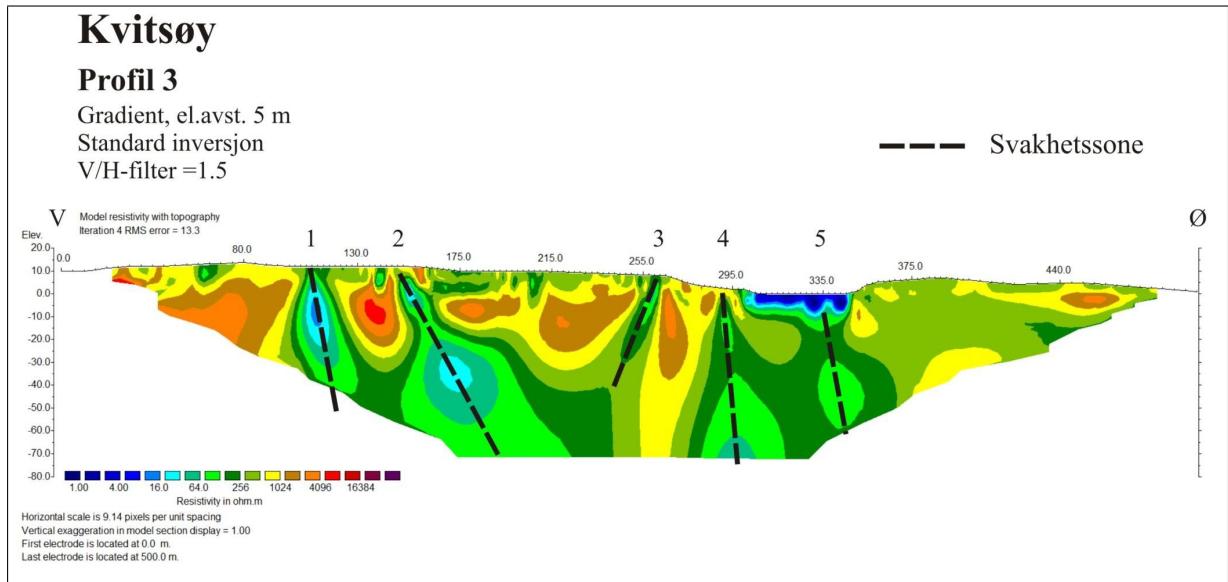
## Feltarbeid



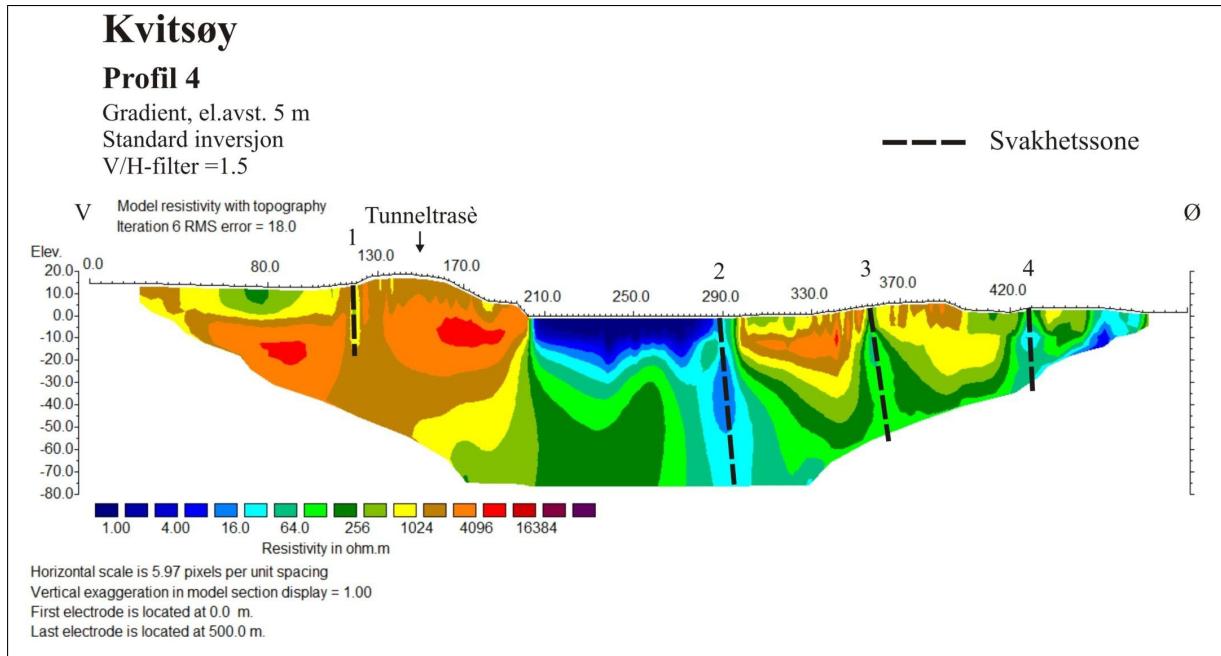
Figur C.1: Resistivitetsprofil 1 [6].



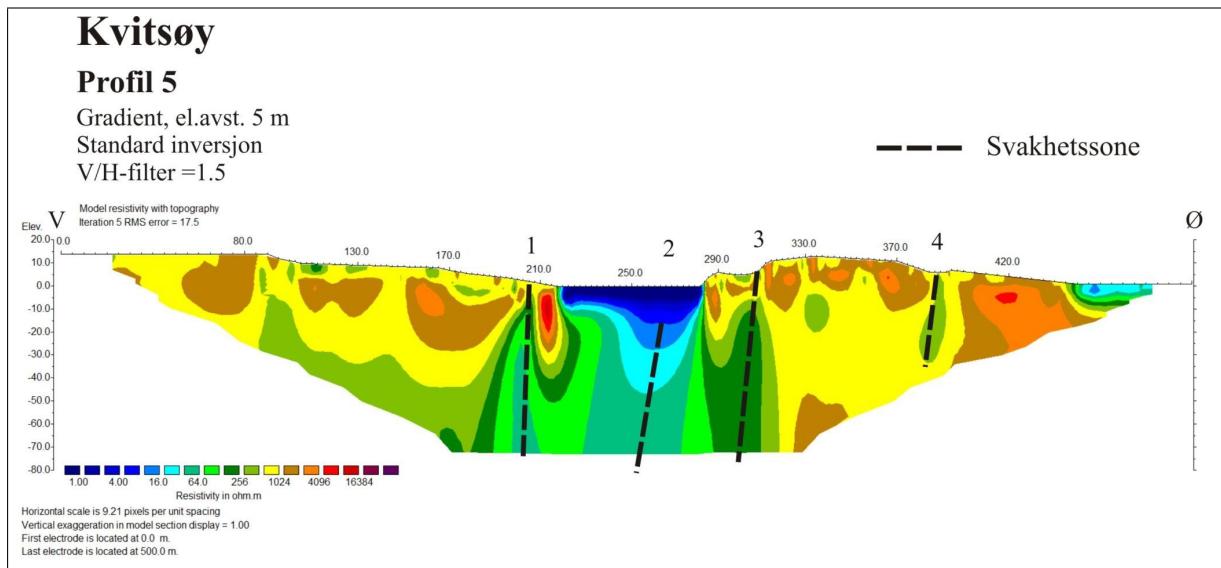
Figur C.2: Resistivitetsprofil 2 [6].



Figur C.3: Resistivitetsprofil 3 [6].



Figur C.4: Resistivitetsprofil 4 [6].



Figur C.5: Resistivitetsprofil 5 [6].



Figur C.6: Bilete frå refraksjonsseismikk. Opp; Utlegg av kabel, Venstre; Posisjonering av kabel, Høgre; Detonasjon av skot.



Figur C.7: Bilete frå resistivitetsmålingar. Oppe; Oversikt over utstyr, Venstre; Kabelutlegg, Midten; Utlegg i fjord, Høgre; Elektrodar med koblingar



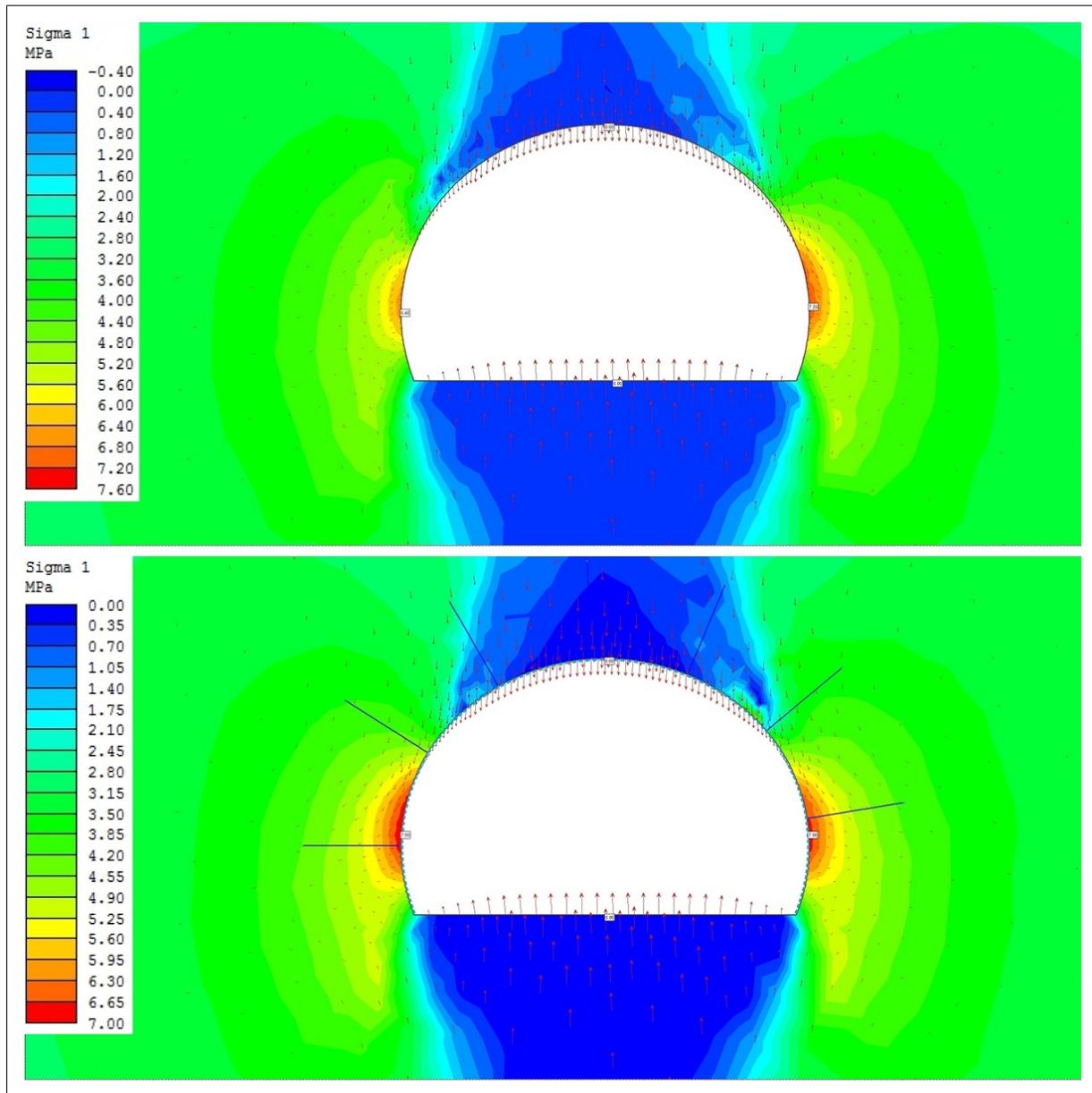
## **Tillegg D**

### **Phase<sup>2</sup>**

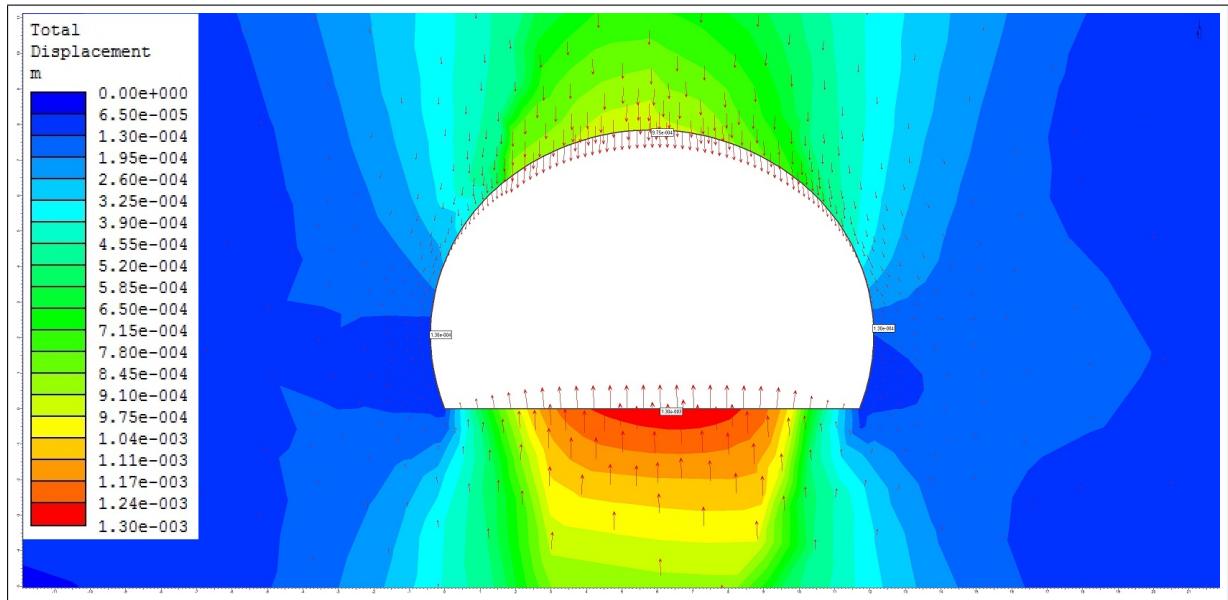
Ut frå analyse i Phase<sup>2</sup> er det nærmest ubegrensa kva resultat ein ta ut av dei brukte spenningskombinasjonane og sikringskombinasjonane. Berre eit utval av resultata er teke med i dette vedlegget. Dei som er teke med er i hovudsak for å illustrera resultat som er nemnde i teksten. Alle skjermdumpane er markert for sikring som har gått i brot. Bolteelement i brot er markert gult, og sprøytebetongelement som er gått i brudd er markert med rødt. I tillegg er deformasjonsvektorar tekne med. Det er pilene som er på dei fleste utsnitta.

## D.1 Grønnstein 77 meter

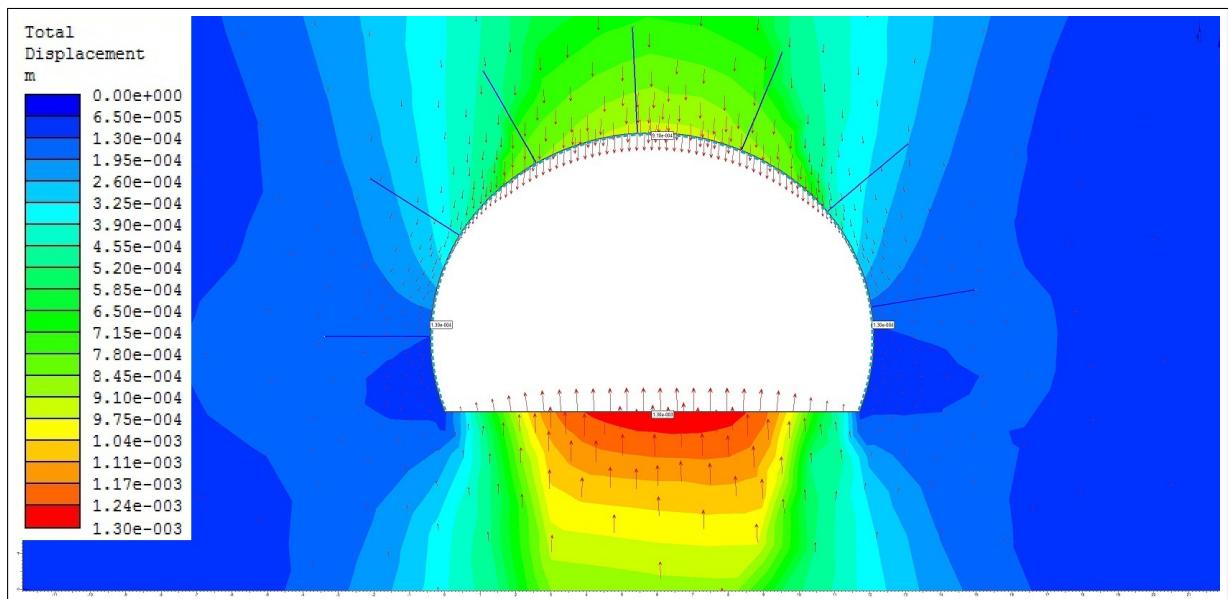
Alle eksempel er tekne frå eksempelet med minste horisontalspenning i veggene.



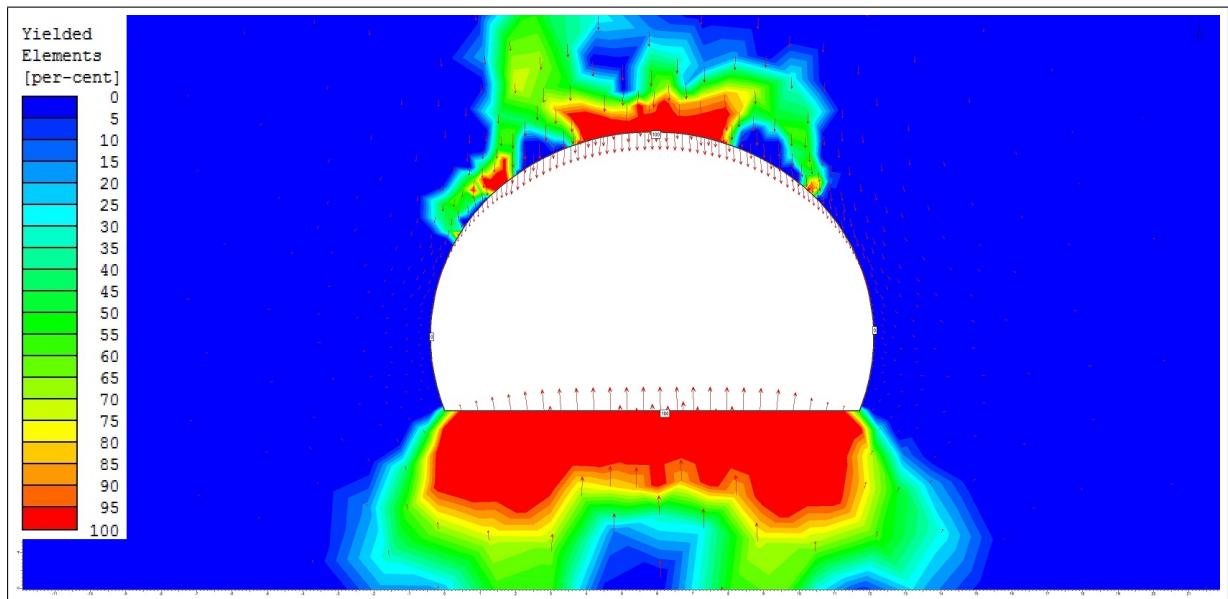
Figur D.1: Sigma 1 utan og med sikring.



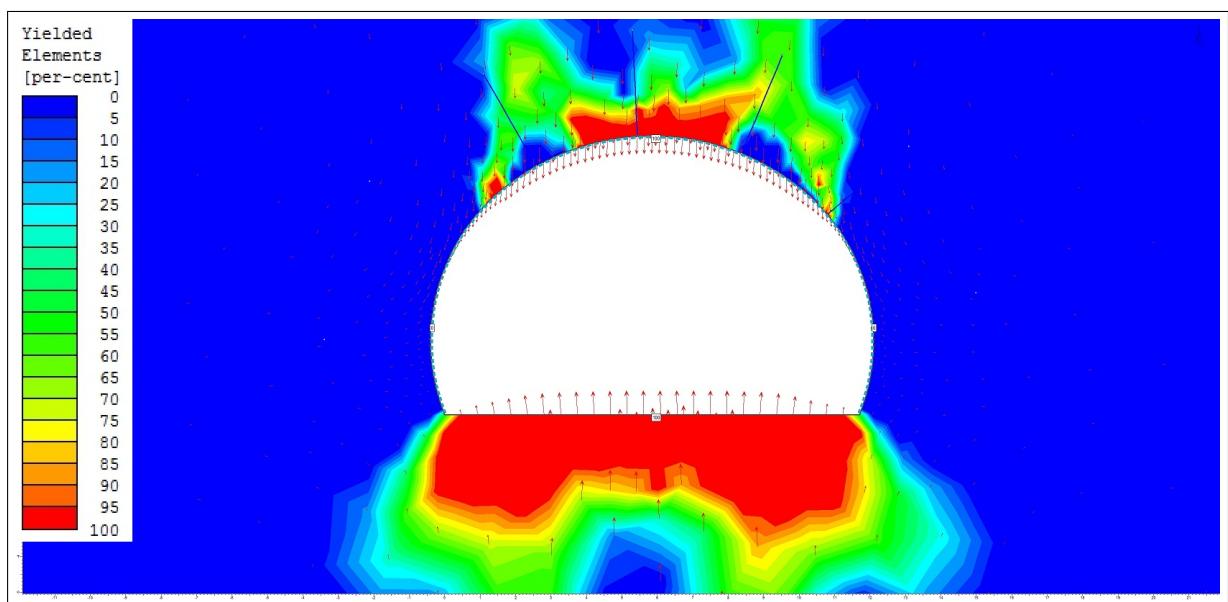
Figur D.2: Deformasjonar kring konturen utan sikring



Figur D.3: Deformasjonar kring konturen med bruk av boltar og sprøytebetong.

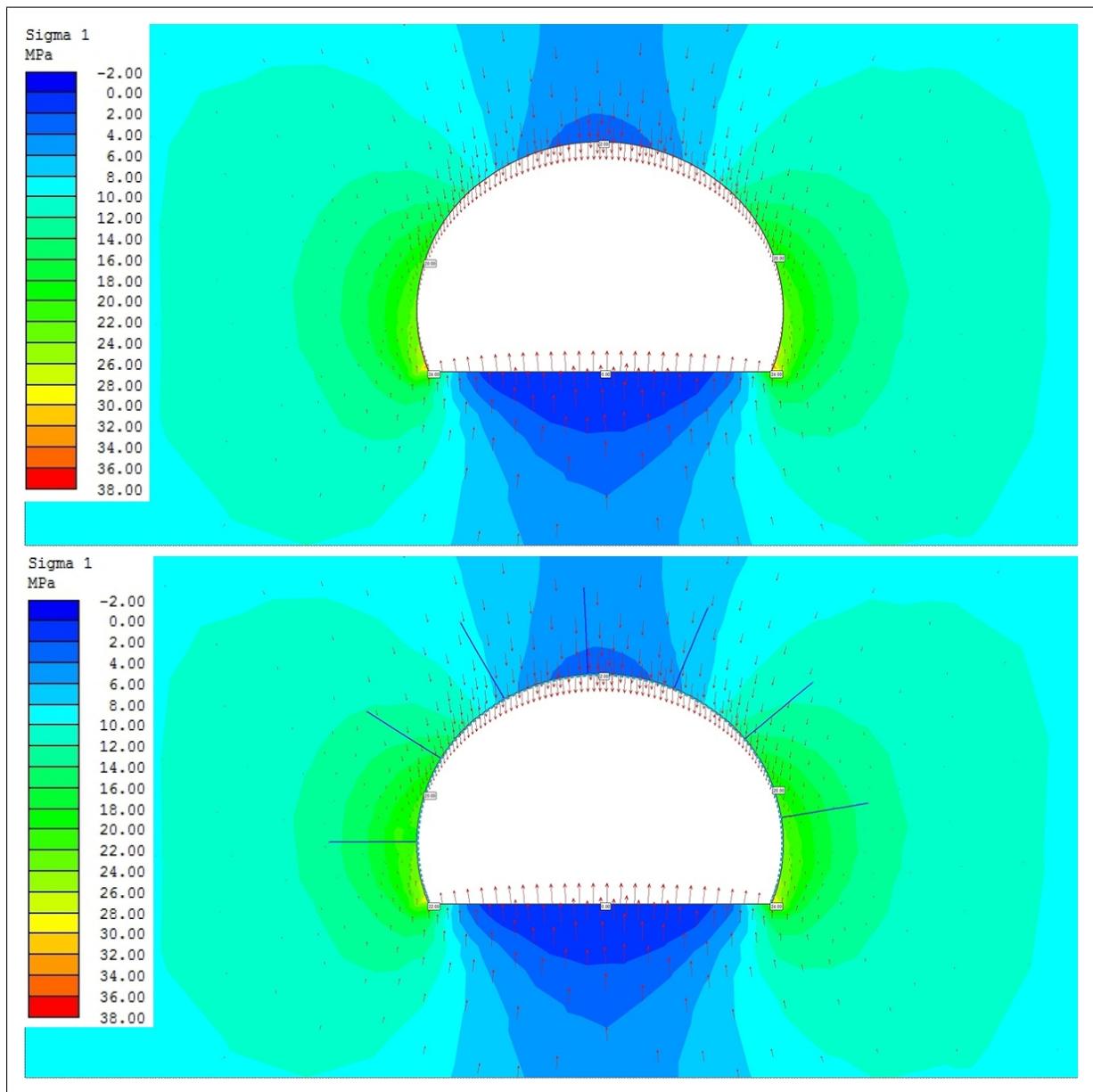


Figur D.4: Element kring konturen som har gått i brot utan bruk av sikring.

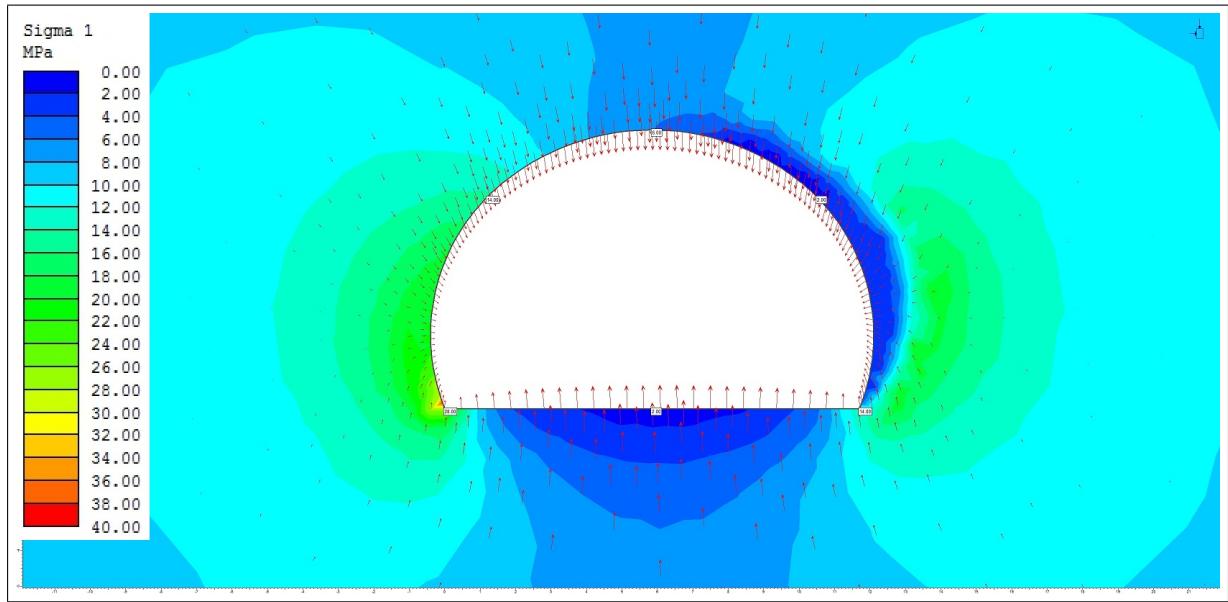


Figur D.5: Element kring konturen som har gått i brot med bruk av boltar og sprøytebetong.

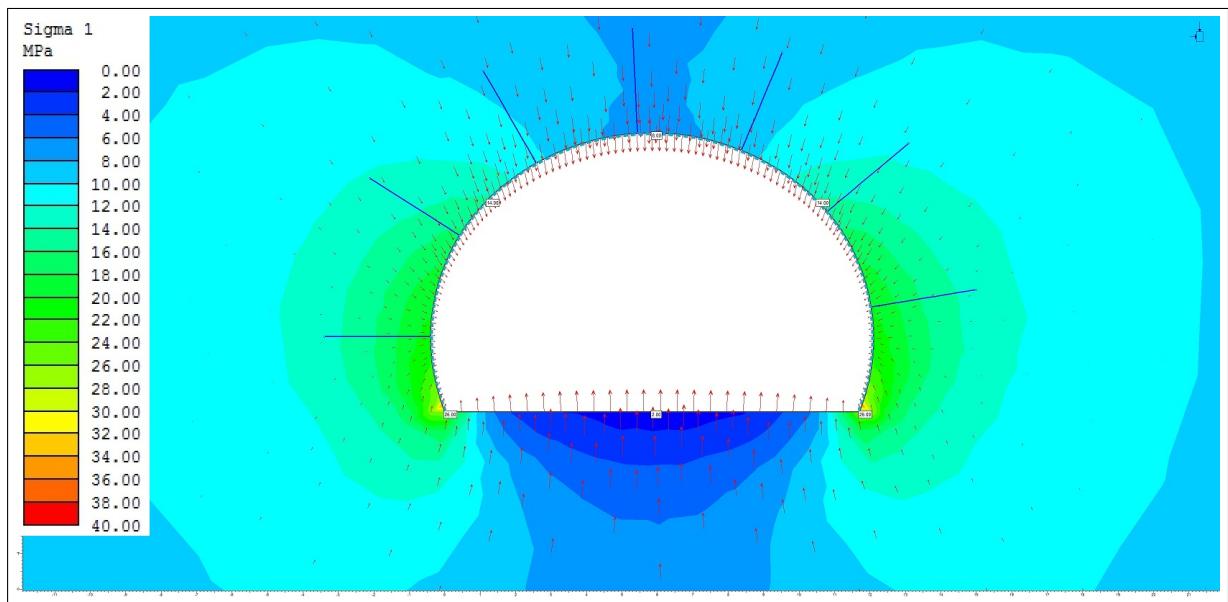
## D.2 Grønnstein 202 meter



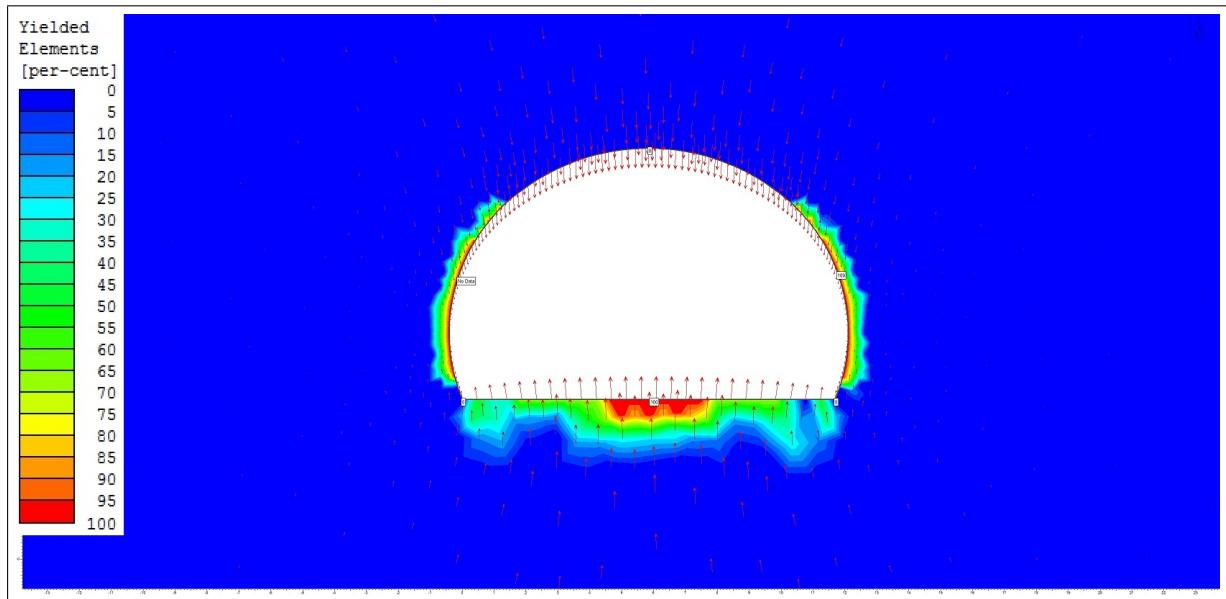
Figur D.6: Sigma 1 utan og med sikring. Minste hovedspenning i vegg



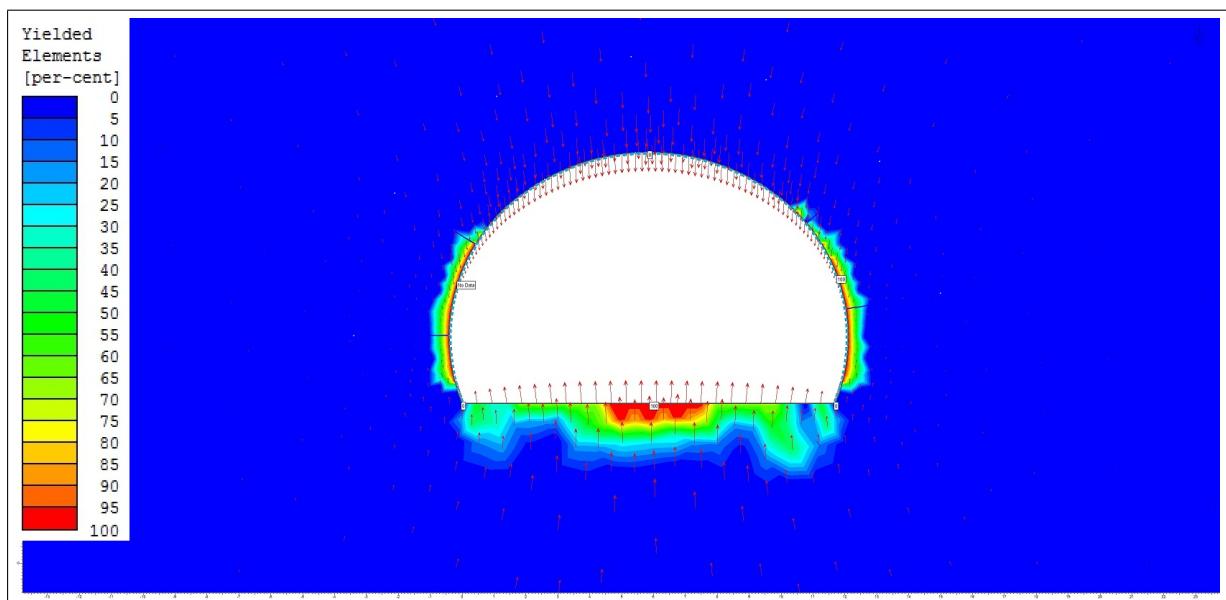
Figur D.7: Sigma 1 utan sikring. Største horisontalspenning i veggens.



Figur D.8: Sigma 1 med bruk av boltar og sprøytebetong. Største horisontalspenning i veggens.



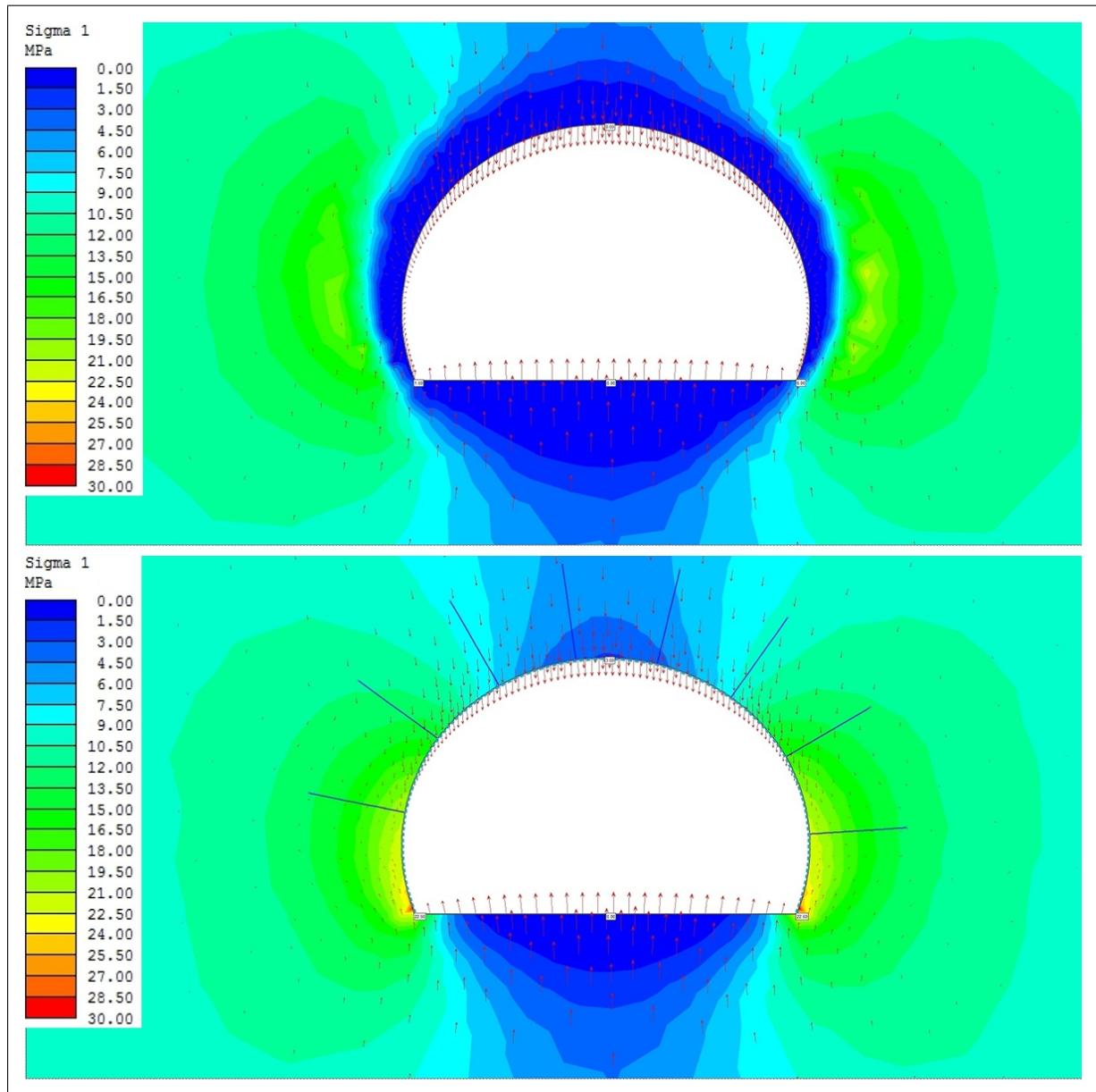
Figur D.9: Element kring konturen som har gått i brot uten sikring. Minste horisontalspenning i veggene.



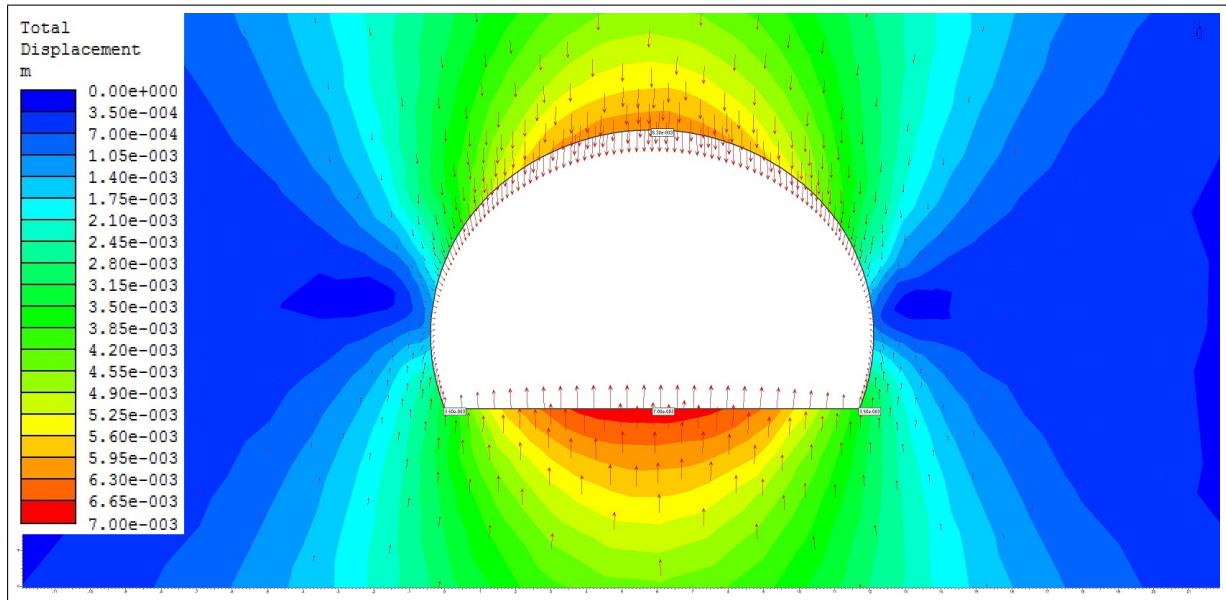
Figur D.10: Element kring konturen som har gått i brot med bruk av boltar og sprøytet betong. Minste horisontalspenning i veggene.

### D.3 God svartskifer

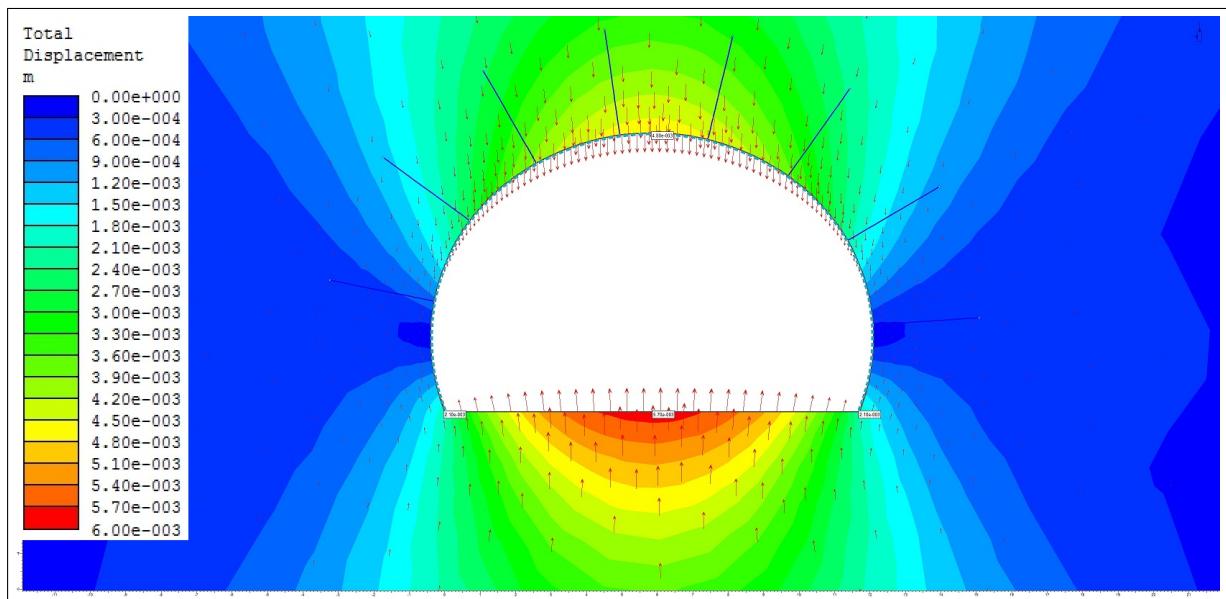
Alle målingar er med minste horisontalspenning i veggan.



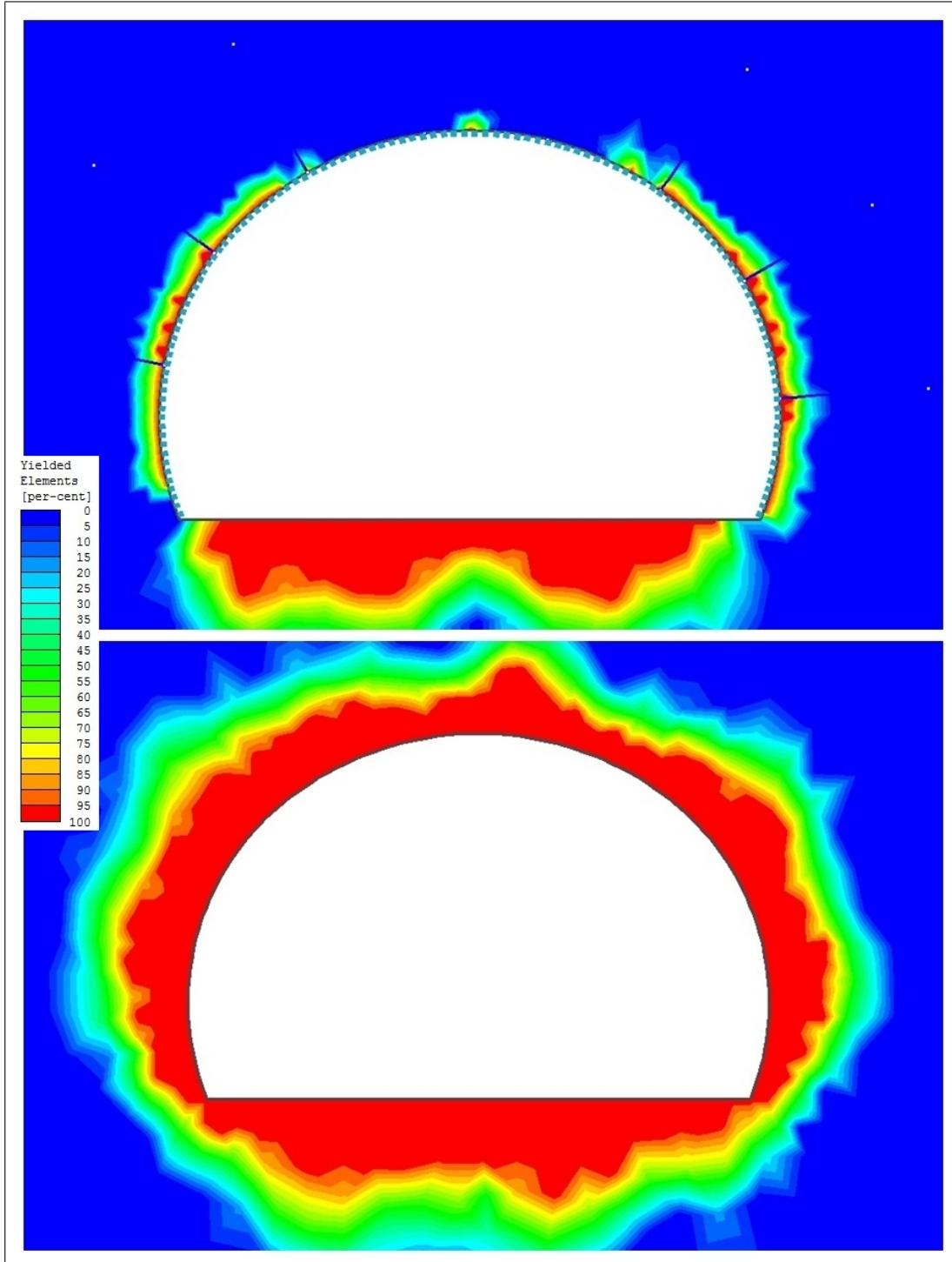
Figur D.11: Sigma 1 utan og med sikring.



Figur D.12: Deformasjonar utan sikring.



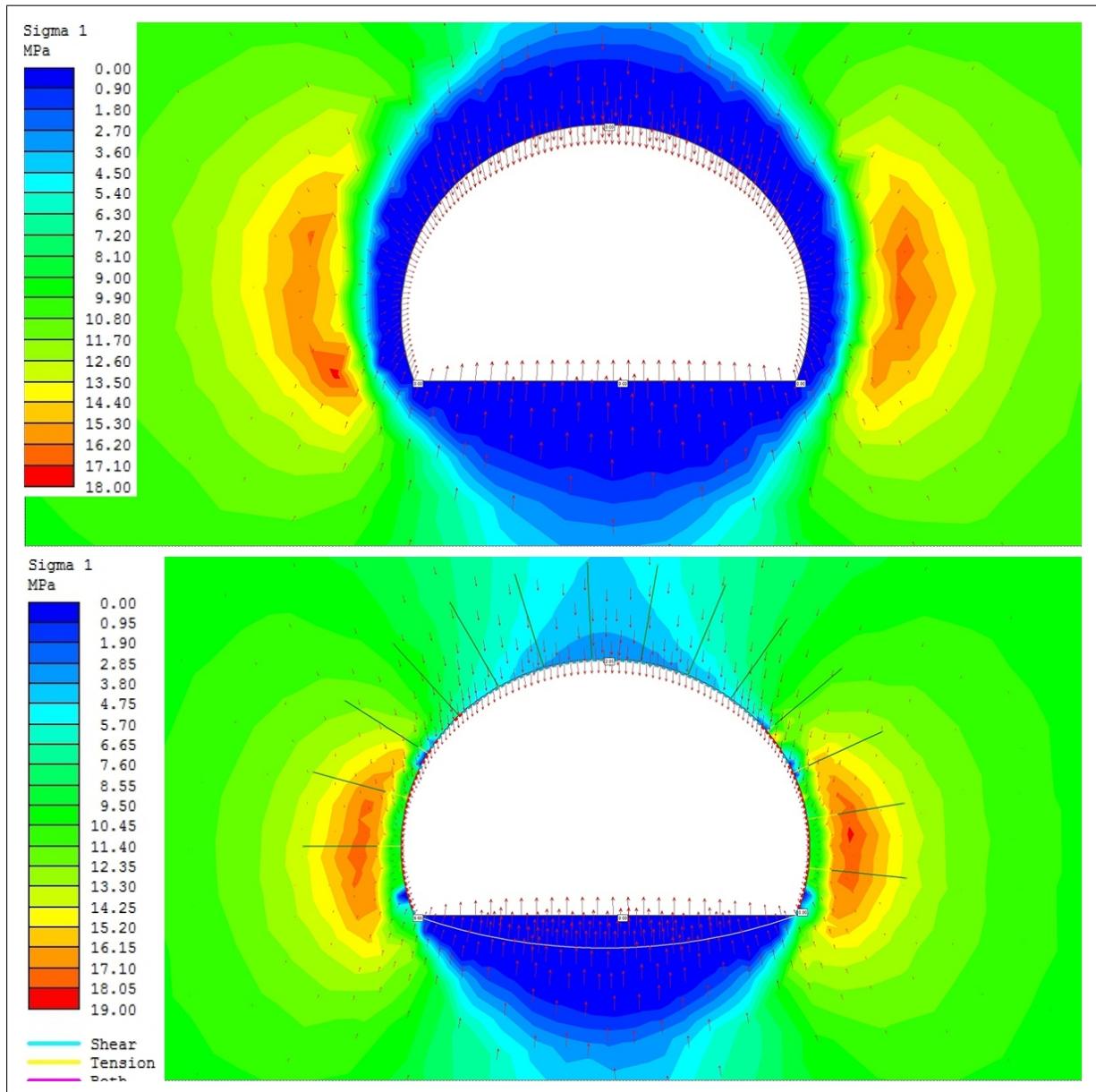
Figur D.13: Deformasjon med bruk av boltar og sprøytebetong.



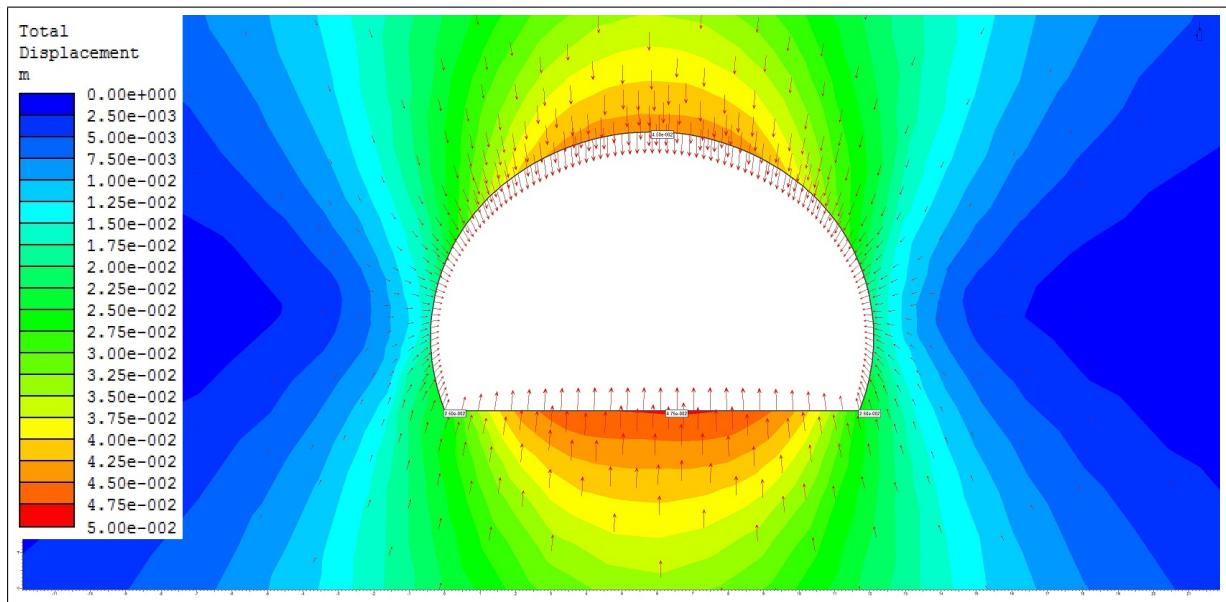
Figur D.14: Element som har gått i brot, med sprøytebetong og boltar øvst, og utan sikring nedst.

## D.4 Middels svartskifer

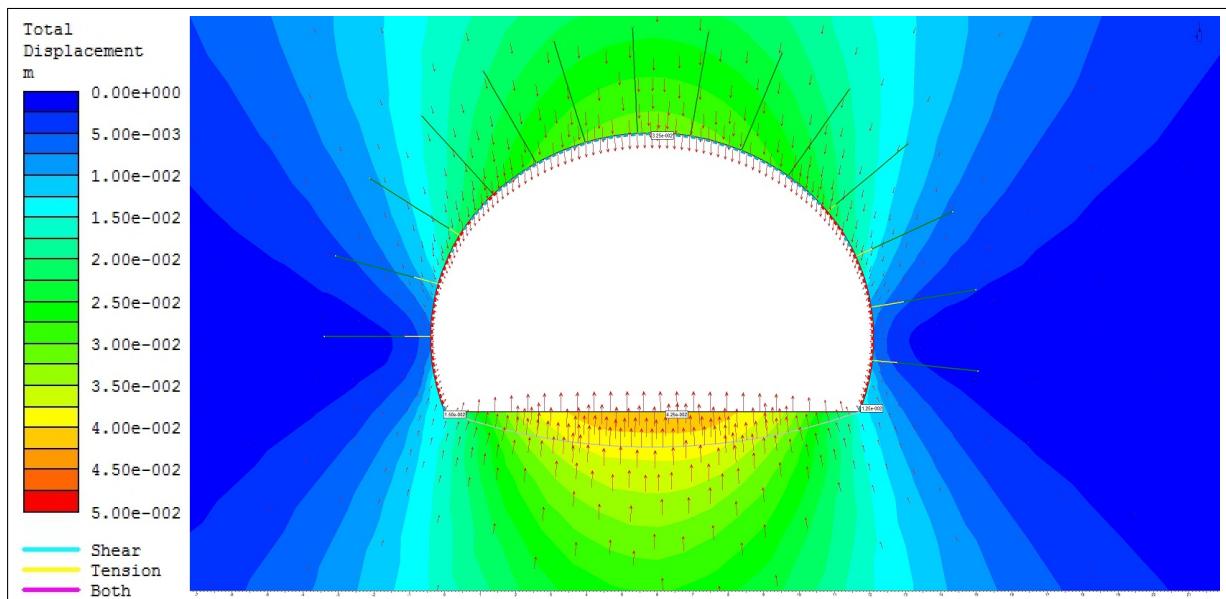
Alle målingar er med minste horisontalspenning i veggan.



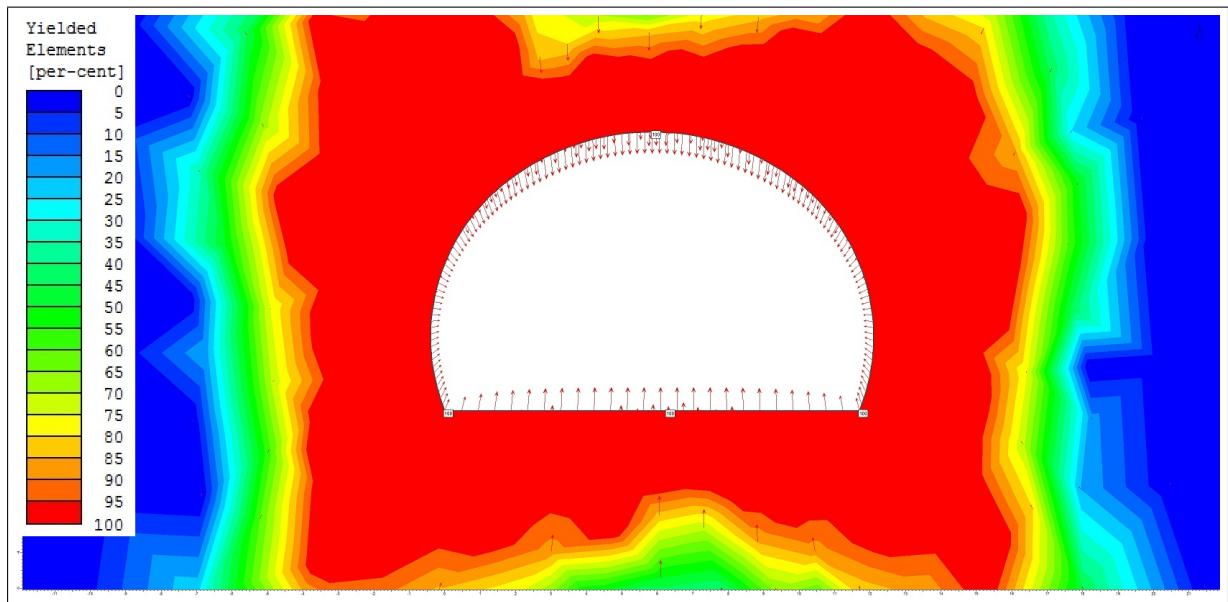
Figur D.15: Sigma 1 utan og med sikring



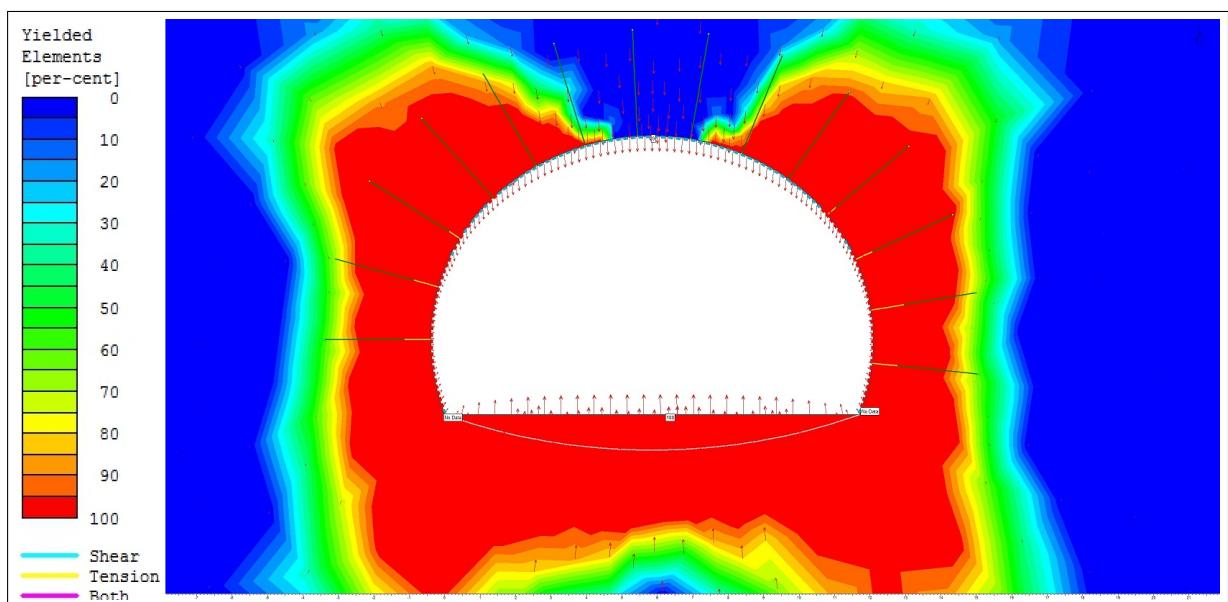
Figur D.16: Deformasjon utan sikring.



Figur D.17: Deformasjon med bolt og sprøytebetong.

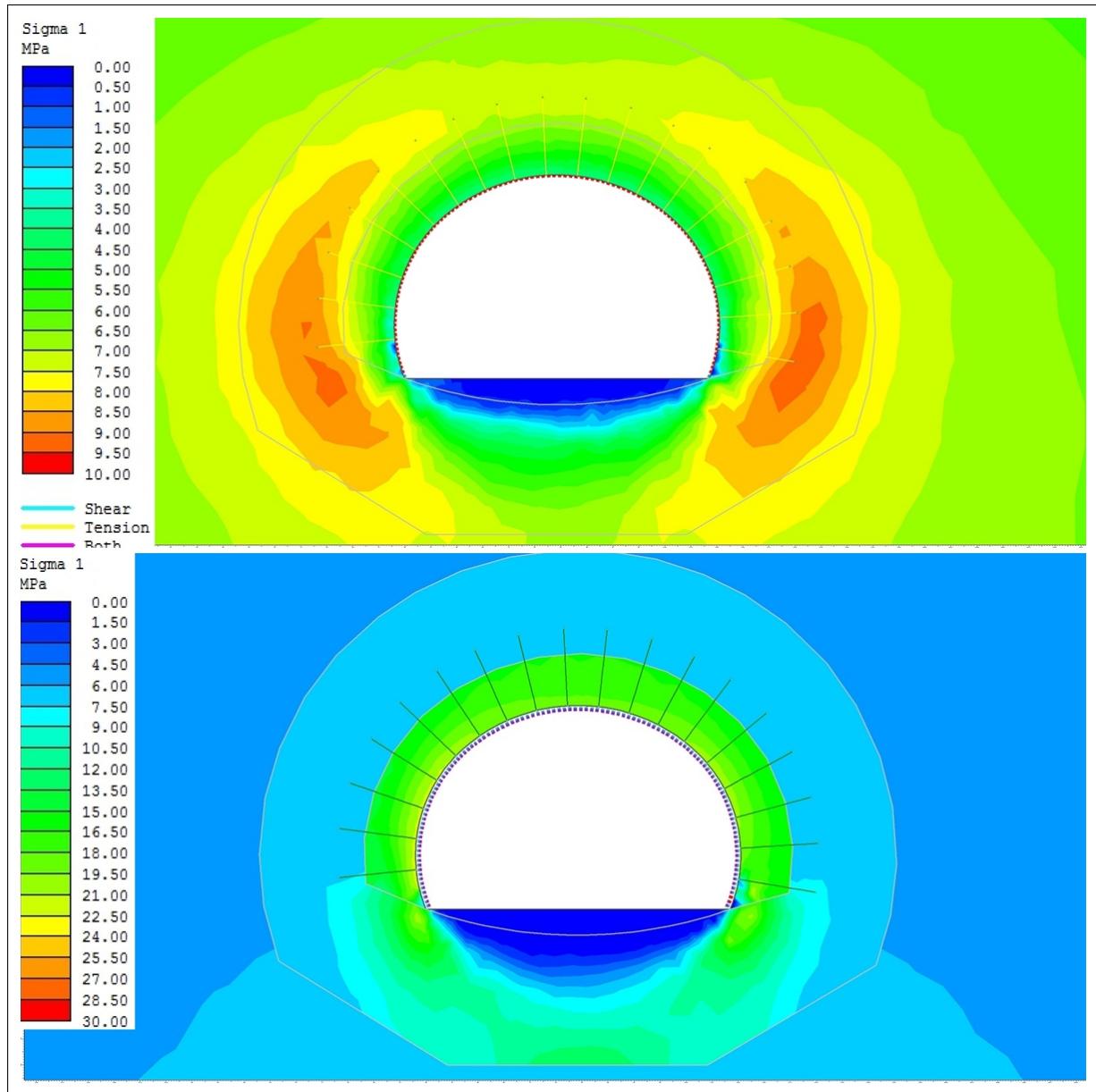


Figur D.18: Element i brot kring konturen utan sikring.

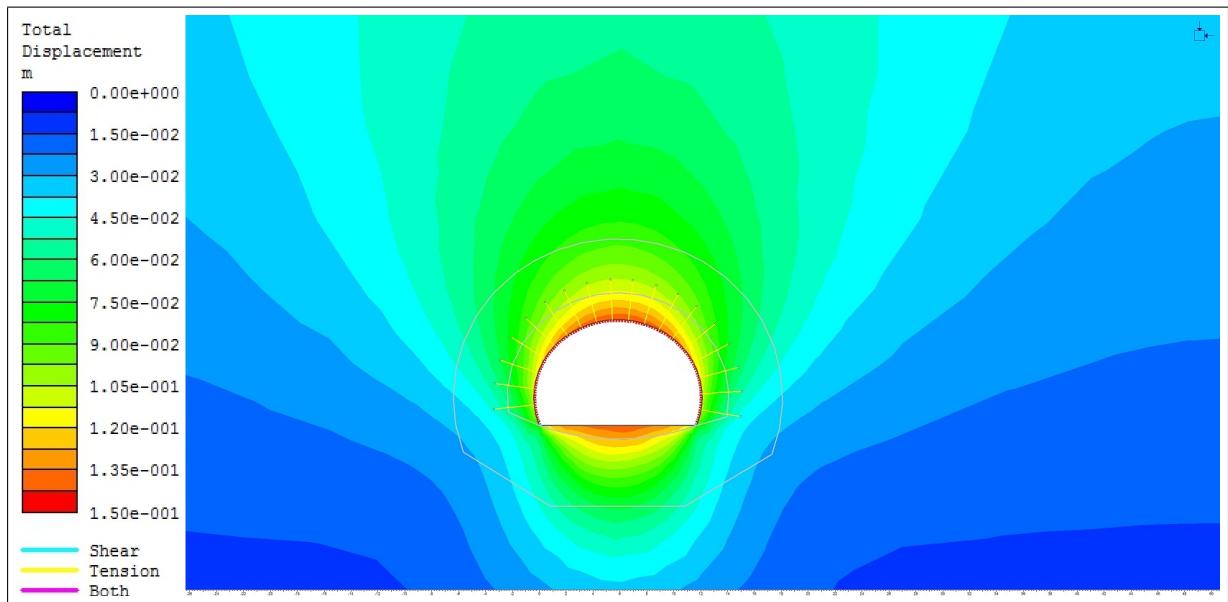


Figur D.19: Element i brot med bolt og sprøytebetong.

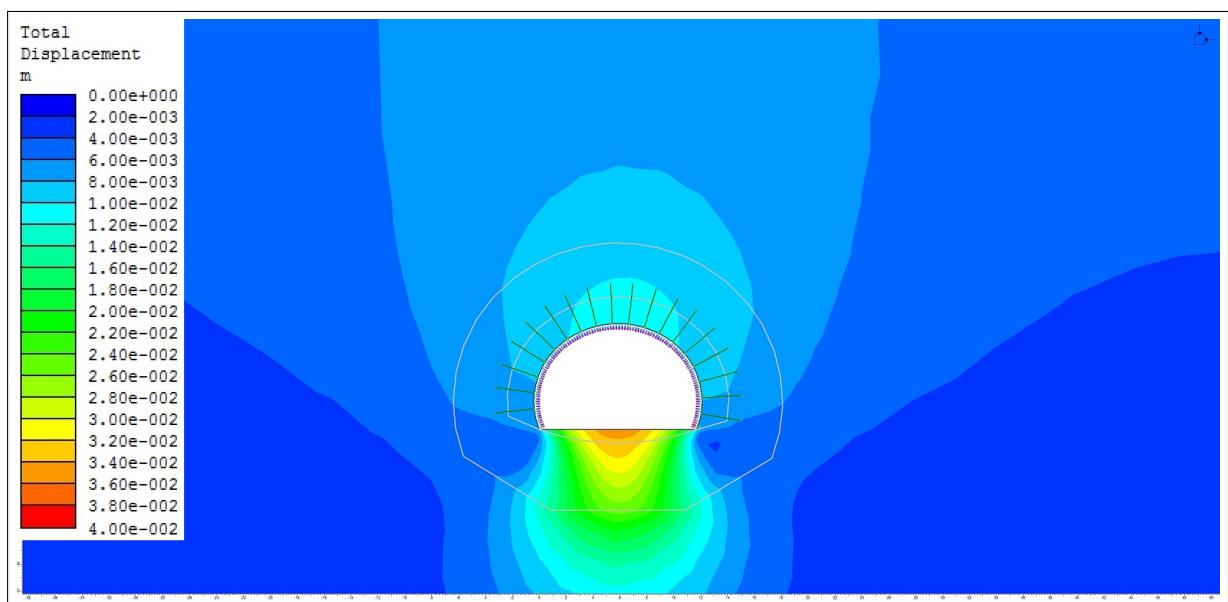
## D.5 Dårleg svartskifer



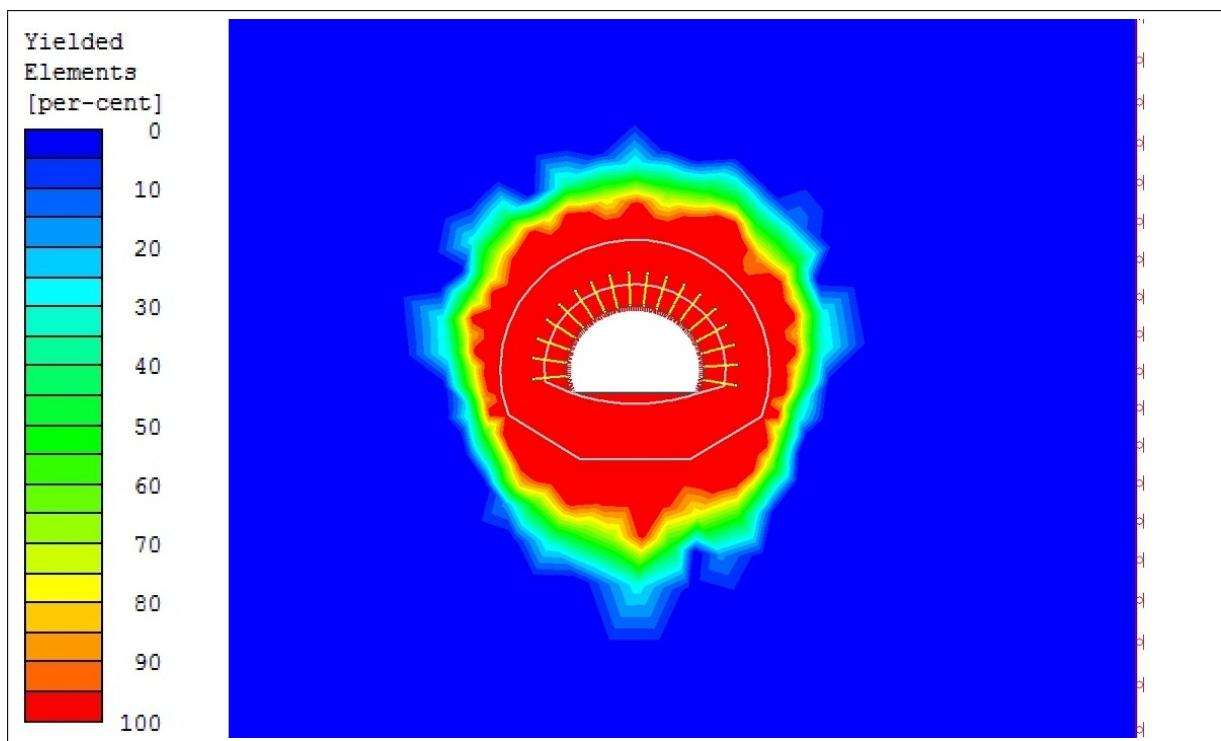
Figur D.20: Sigma 1 utan og med sikring.



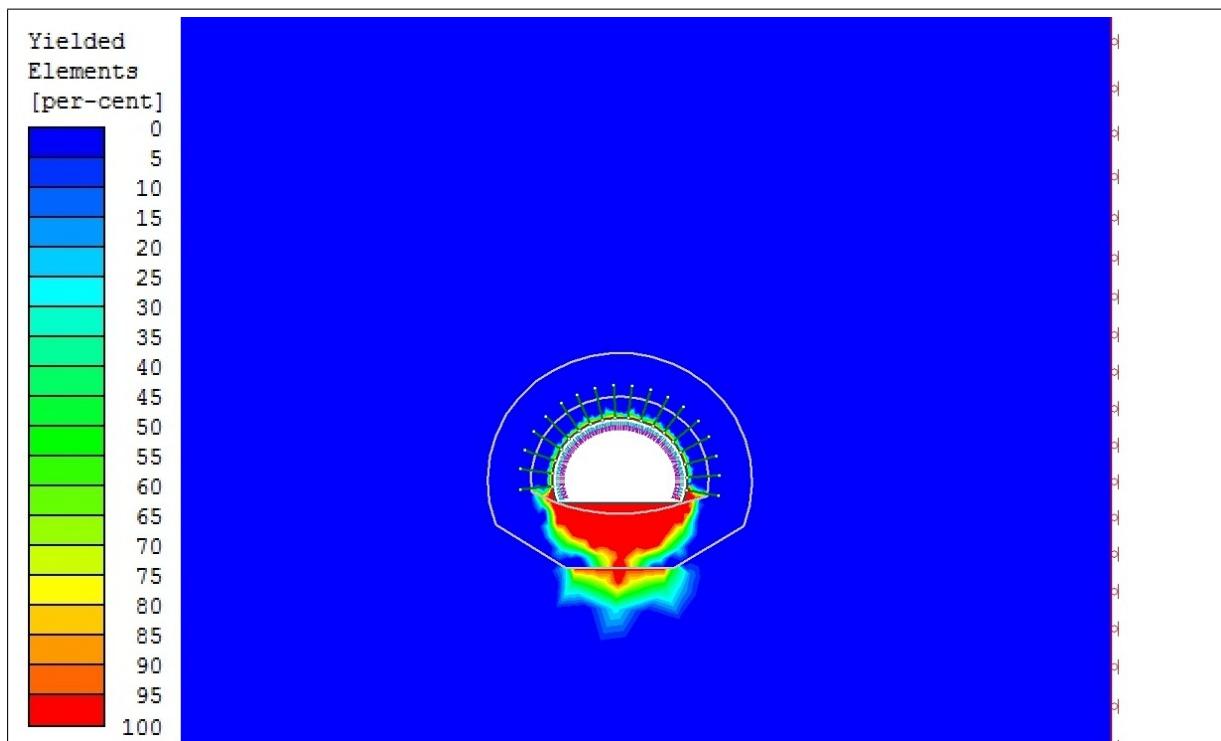
Figur D.21: Deformasjon utan sikring.



Figur D.22: Deformasjon med sikring.

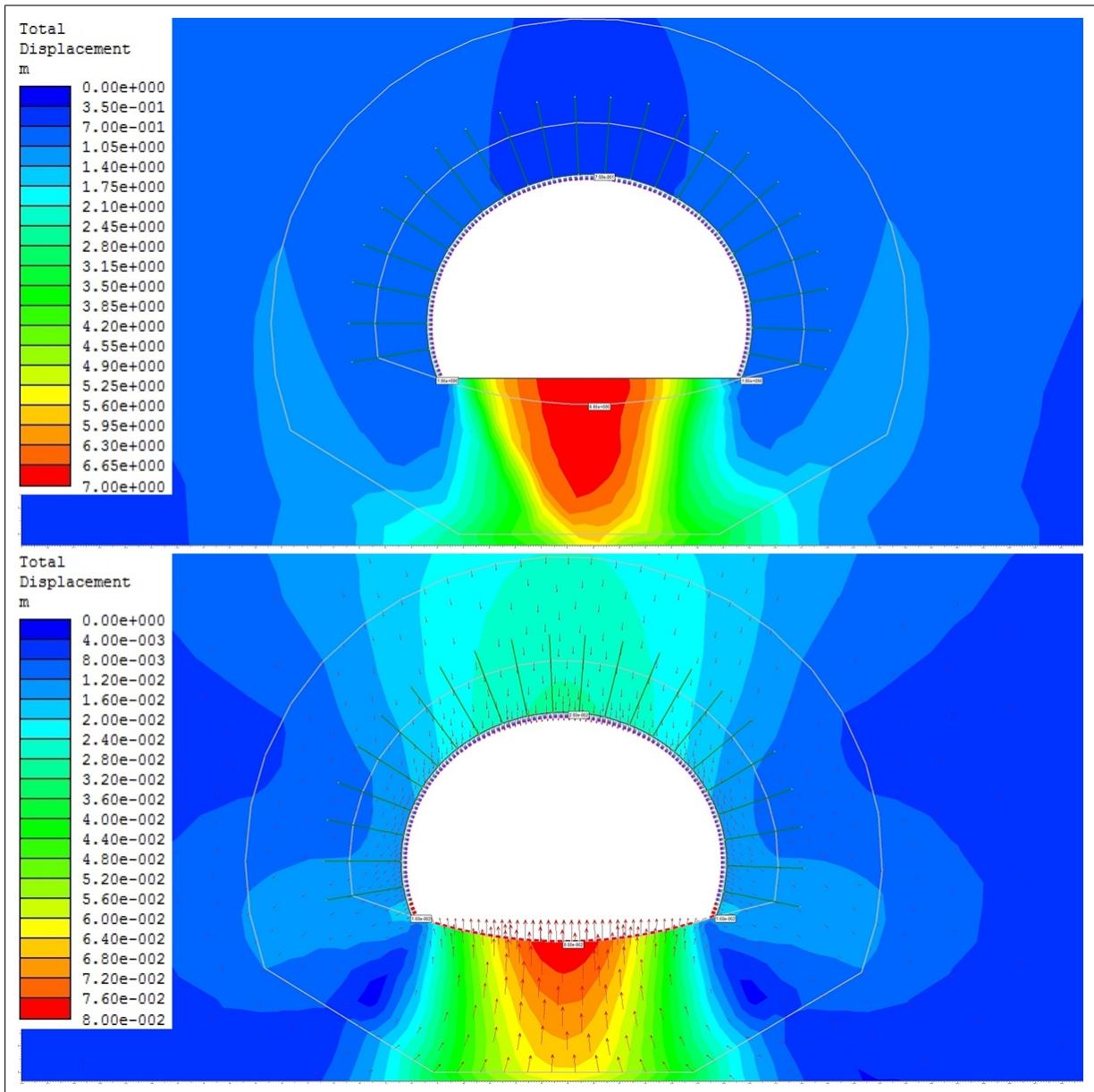


Figur D.23: Element i brot utan sikring.

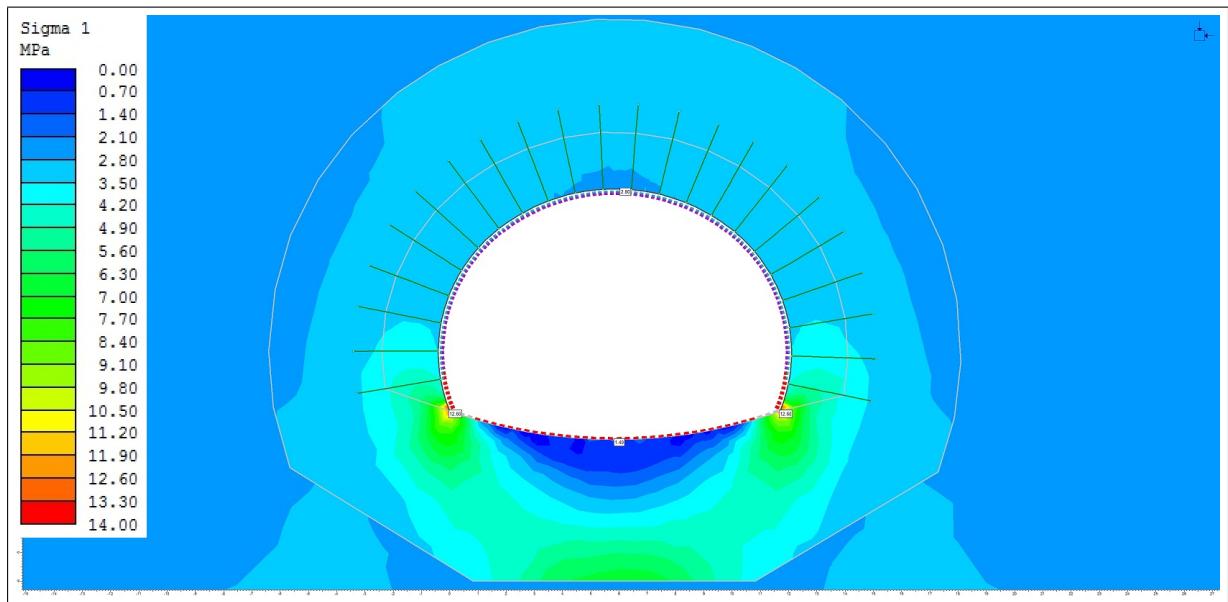


Figur D.24: Element i brot med sikring.

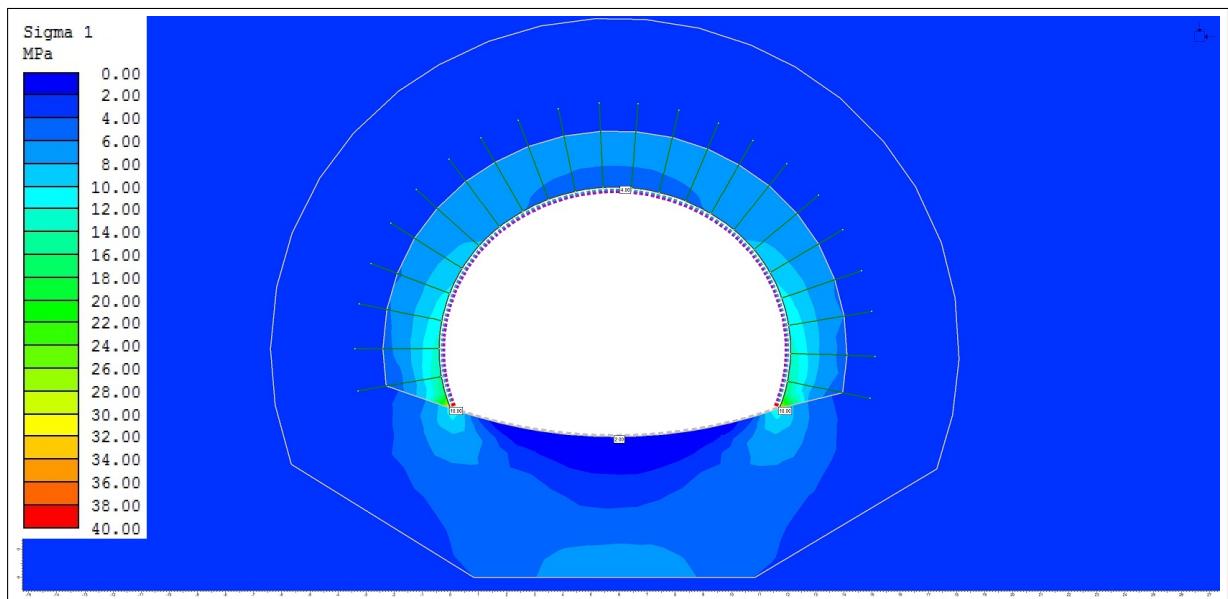
## D.6 Knusingssone



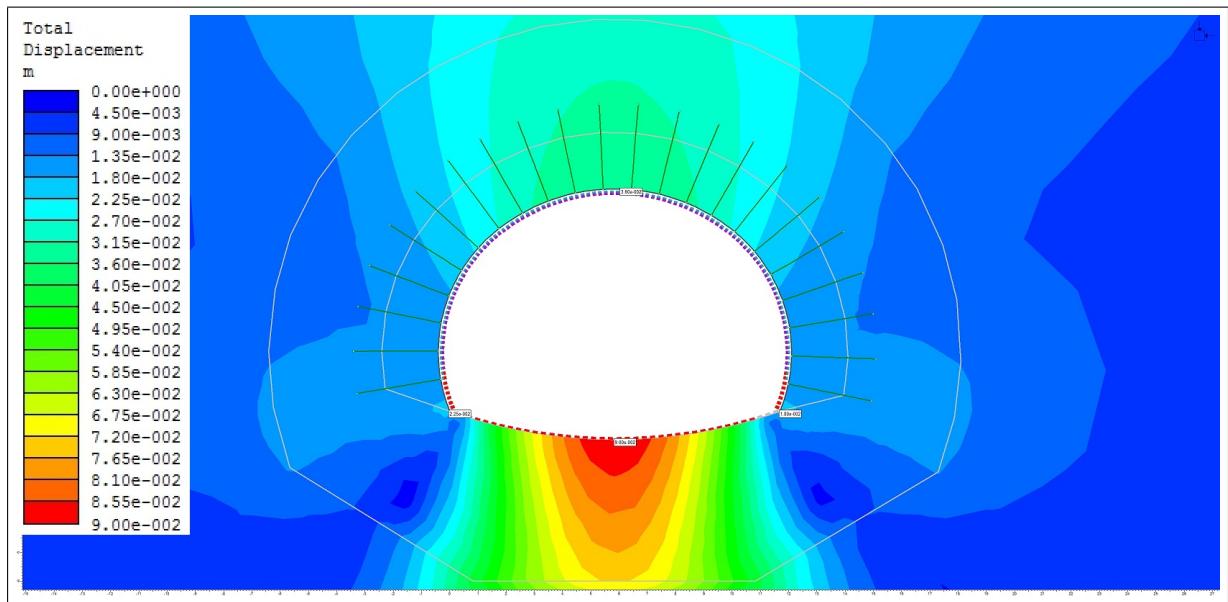
Figur D.25: Deformasjon flat og krumma såle. Dårleg svartskifer i injeksjonsområdet, og midtveis i forboltområdet.



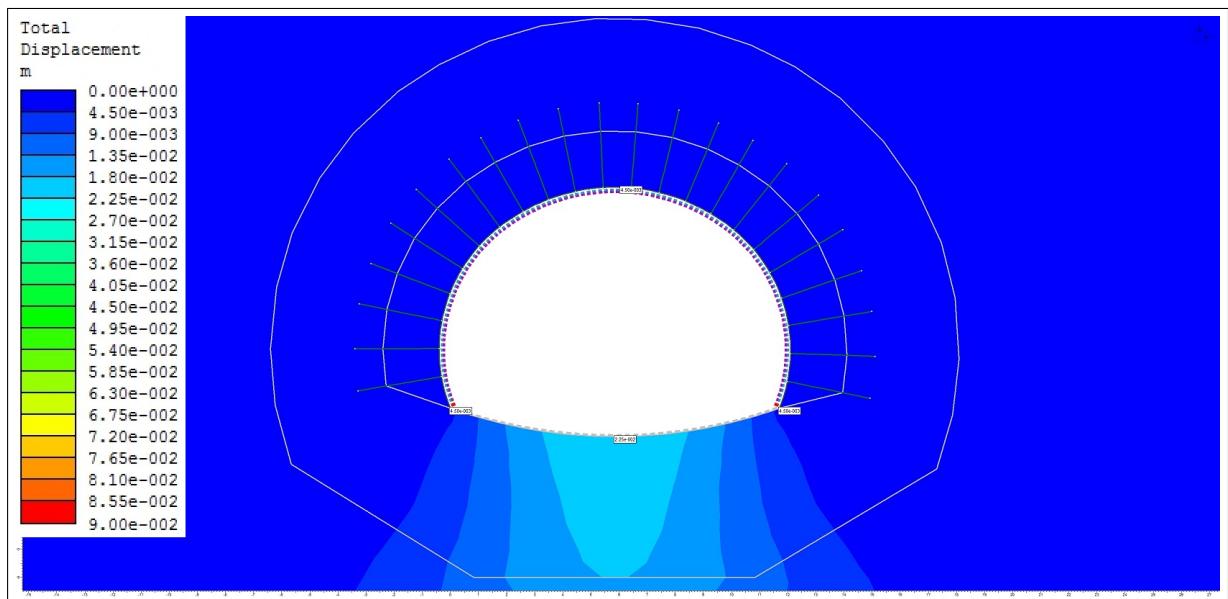
Figur D.26: Sigma 1, dårleg svartskifer i injeksjonsområdet og dårleg i forboltområdet.



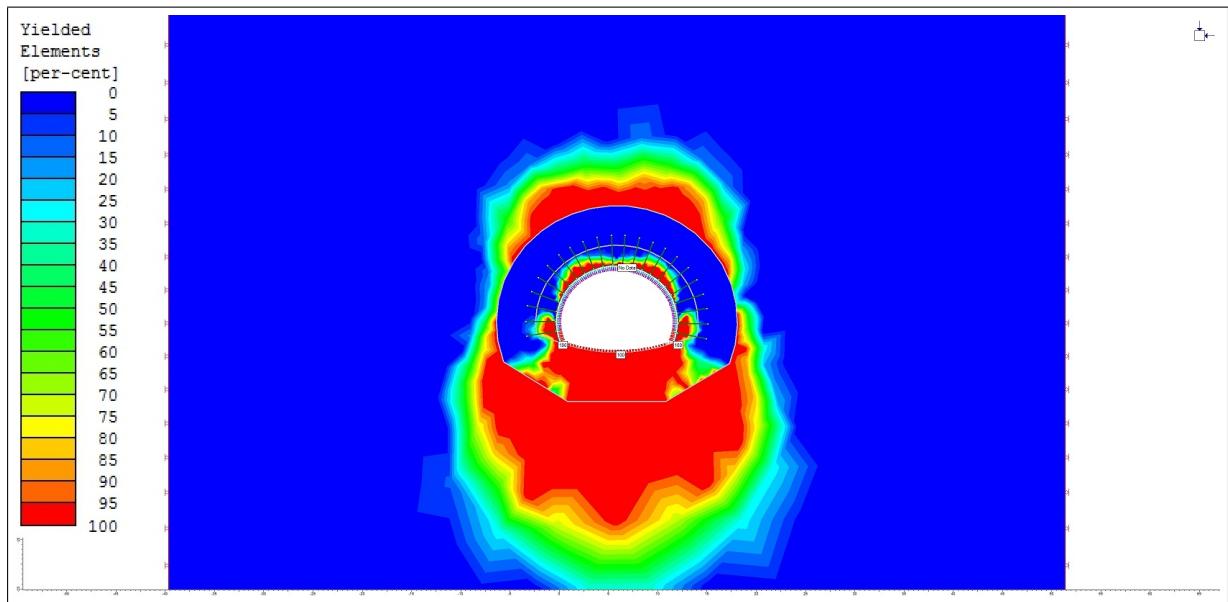
Figur D.27: Sigma 1 middels svartskifer i injeksjon, og god i forboltområdet.



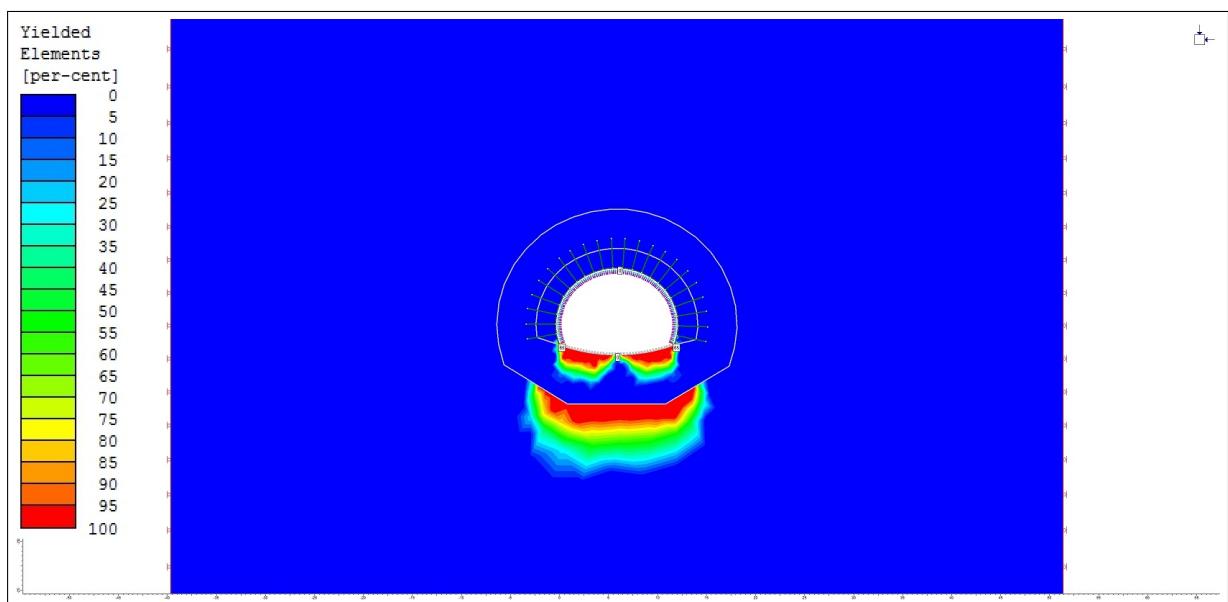
Figur D.28: Deformasjon når ikke forbehandling.



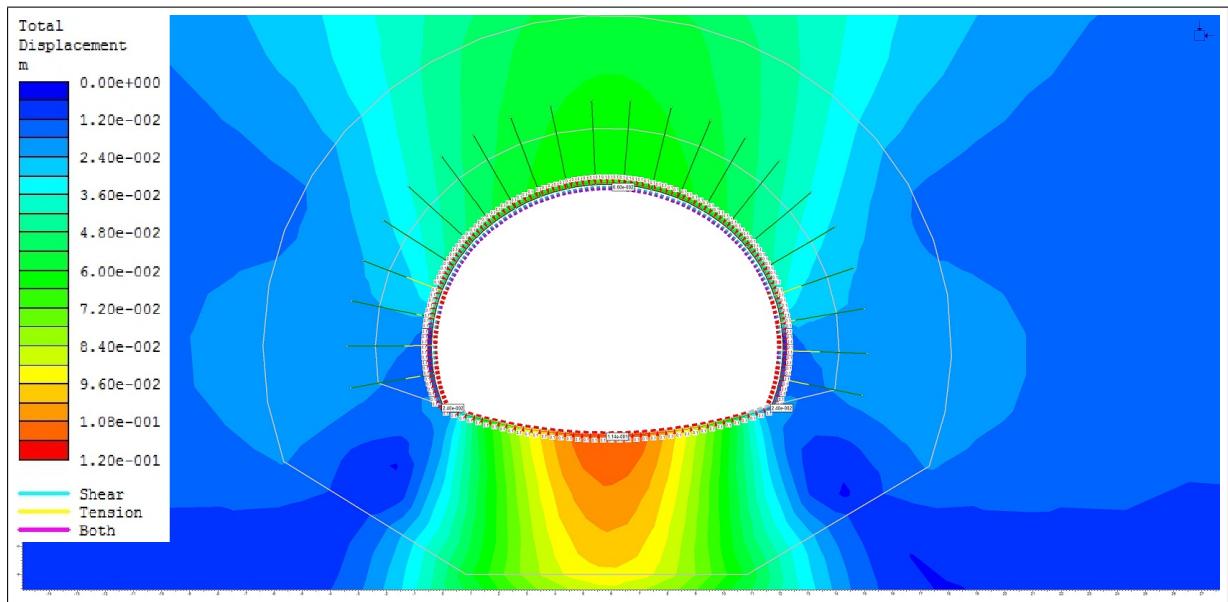
Figur D.29: Deformasjon med optimal forbehandling.



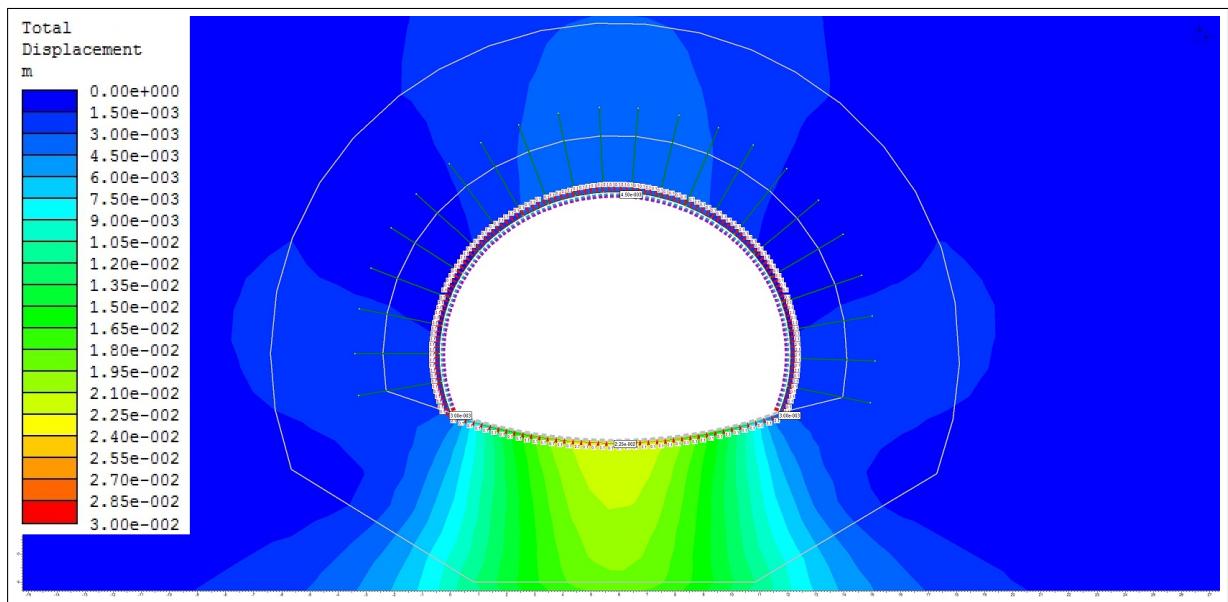
Figur D.30: Element i brot därlegaste forbehandling.



Figur D.31: Element i brot med beste forbehandling.



Figur D.32: Deformasjon med svelletrykk därlegaste forbehandling



Figur D.33: Deformasjon med svelletrykk beste forbehandling.

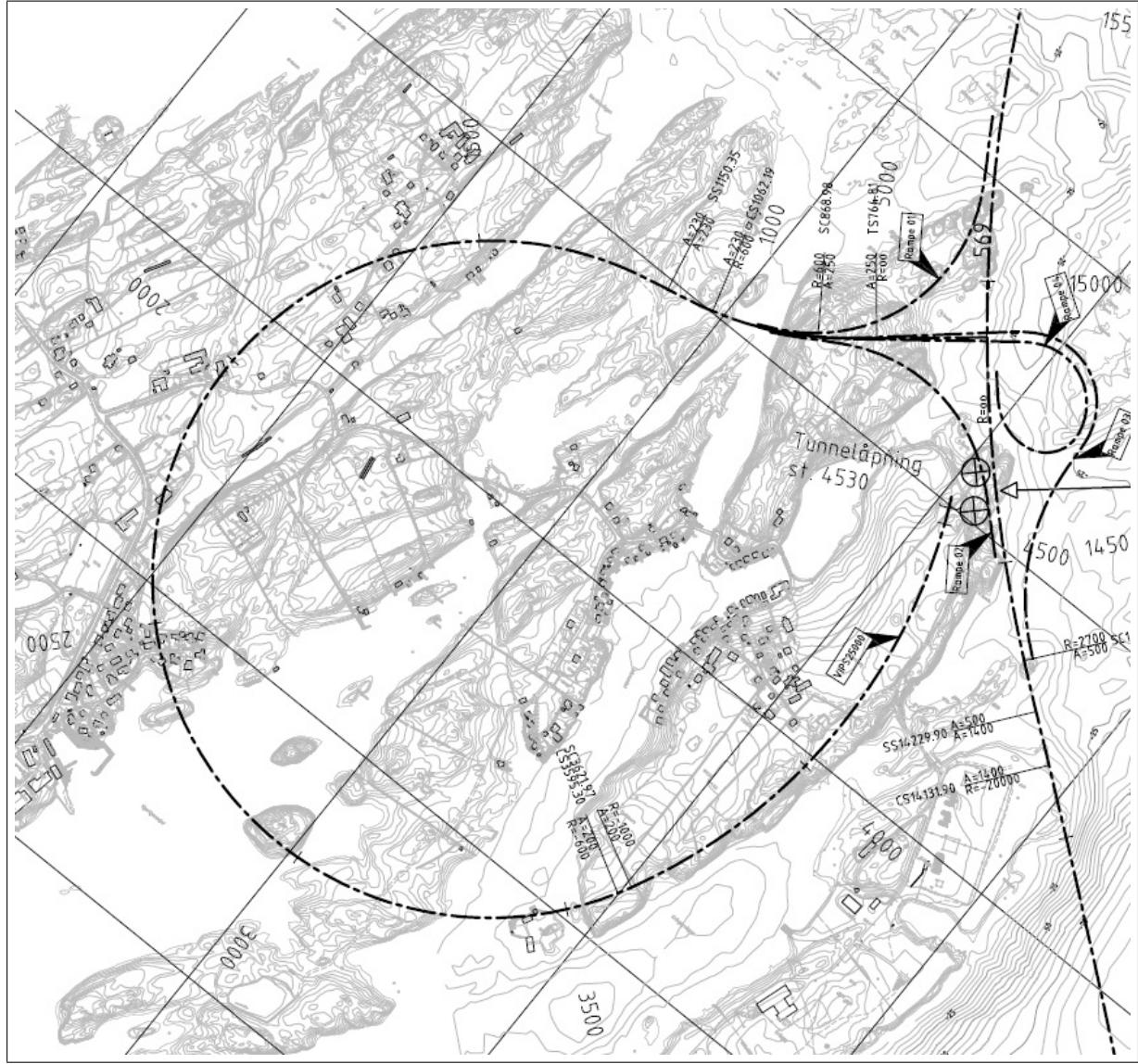


## **Tillegg E**

### **Sikringsestimat**

Den lengda på soner som er oppgitt her i vedlegget er total naudsynt sikringslengd. Dette betyr at dersom ei sone er 10 meter brei totalt, vil den trenga til dømes 5 meter med sikring i kvar ende for å få trygg nok sikring. Dette gjer at total naudsynt sikringslengd på denne sona vil vere 20 meter.

Mellom dei oppdaga sonene med anten målt eller estimert hastighet, er hastigheten til fjellet estimert ut frå generell eller nærliggande seismikk. Dersom det står fordeling seismikk, vil strekninga bli estimert i frå ekstrapolering av nærliggande seismikk. Dersom det ikkje er nærliggande seismikk vil fordeling etter generell seismisk hastighet kring Kvitsøy bli brukt. Dette er anten bruktabell 7.5, ingen oppdaga soner eller tabell 7.6 dersom det er moglege soner i området eller ein risikerer tangering av sone langs strekning.



Figur E.1: Oversikt av traséen til Kvitsøy, samt tilhøyrande profilnummer [55]

## E.1 Påhogg til profil 2500

Profil [m]		Seismisk hastighet [m/s]	Lengde [m]	Sikringsklasse [m]					
Frå	Til			I	II	III	IV	V	VI
påhogg	4500	3200	50					50	
4500	4450	3200	50				50		
4450	4430	3200	20			20			
4430	4000	Tabell 7.5	430	115	168	77	70		
4000	3985	3500	15					15	
3985	3965	5600	20		20				
3965	3950	3800	15					15	
3950	3650	Fordeling seismikk	300	195		105			
3650	3635	3500	15					15	
3635	3500	Fordeling seismikk	135	70		65			
3500	3490	4500?	10				10		
3490	3350	Fordeling seismikk	140	70	70				
3350	3340	4000	10				10		
3340	3320	5000?	20			20			
3320	3295	3600	25					25	
3295	3020	Tabell 7.5	275	74	107	49	45		
3020	2995	3700	25					25	
2995	2930	6000	65	65					
2930	2905	3100	25					25	
2905	2895	6000	10			10			
2895	2870	2800	25					25	
2870	2750	6000	120	120					
2750	2730	2800	20					20	
2730	2680	6000	50	50					
2680	2515	Tabell 7.5	165	44	64	29	27		
2515	2500	4200	15				15		

Tabell E.1: Antekne sikringsklassar med lengde frå påhogg, profil 4550, til profil 2500.

## E.2 Profil 2500 - kryssområdet

Profil [m]		Seismisk hastighet [m/s]	Lengde [m]	Sikringsklasse [m]					
Frå	Til			I	II	III	IV	V	VI
2500	2350	Tabell 7.5	150	40	59	27	24		
2350	2325	2200	25						25
2325	2100	Tabell 7.5	225	60	88	40	37		
2100	2085	3000?	15					15	
2085	2005	Tabell 7.5	80	21	31	15	13		
2005	1990	4200	15					15	
1990	1750	Tabell 7.6	240			100	95	35	10
1750	1735	3000?	15						15
1735	1540	Tabell 7.5	195	52	76	35	32		
1540	1530	4000	10				10		
1530	1490	6000	40	40					
1490	1480	4500?	10			10			
1480	1430	5500?	50		50				
1430	1415	2200	15					15	
1415	1390	4700	25				25		
1390	1380	4700?	10				10		
1380	1300	5500?	80		80				
1300	1290	4700	10				10		
1290	1220	Tabell 7.5	70	18	27	13	12		
1220	1200	5000	20			20			
1200	1150	Tabell 7.5	50	13	20	9	8		
1150	1130	2700	20				10		10
1130	1000	Tabell 7.5	130	35	51	23	21		
1000	950	3000?	50					50	
950	570	Tabell 7.5	380	101	148	69	62		

Tabell E.2: Antekne sikringsklassar med lengde frå profil 2500 til kryssområdet, profil 570.

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

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

3 Sprekkerhetstall		J <sub>r</sub>
<i>a) Bergkontakt, og b) bergkontakt for 10 cm skjærdeformasjon</i>		
A	Diskontinuerlig, hakkete (ru eller glatte)	4
B	Ru, bolgete	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 størrelsesordenen dm, m.

<i>c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon</i>		
H	Sprekkesetting med leir, silt, sand, grus eller knust berg tykk nok til å hindre bergkontakt	1

Anm.: i) Når sprekkeavstanden i det aktuelle sprekkesettet er mer enn 3 m adderes 1 til ruhetstallet  
ii) Jr=0,5 brukes for plane sprekker med glidespeil og lineasjoner der lineasjonen er orientert langs sannsynlig bevegelsesretning

4 Tall for sprekkesetting		Φ <sub>r</sub> (ca)	J <sub>a</sub>
<i>a) Bergkontakt</i>			
A	Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts, feltspat, epidot		0,75
B	Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon	25-35°	1
C	Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir.	25-30°	2
D	Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svelleleire)	20-25°	3
E	Oppbløtelig leirbelegg med lav friksjon f.eks kaolinit eller glimmer. Også kloritt, talk, gips, grafit o.a. Kun små mengder svelleleire.	8-16°	4
<i>b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling)</i>			
F	Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30°	4
G	Sterkt overkonsolidert (hardpakket), oppbløtelig fylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	16-24°	6
H	Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtelig leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	12-16°	8
J	Fylling av svelleleire (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm). Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
<i>c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineralfylling)</i>			
K	Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) oppbløtelig fylling.	16-24°	6
L	Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert oppbløtelig fylling.	12-16°	8
M	Soner og bånd av leir eller knust eller desintegrert 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), oppbløtelig.	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

Ref: R. Lien og F. Læseth

5 Sprekkevannsfaktor		J <sub>w</sub>
A	Tørré bergrom, fukt eller sprede drypp	1
B	Dryppregn, Stedvis utvasking av sprekkesetting	0,66
C	Stor innlekkasje eller høyt trykk i berg med sprekker uten fylling	0,5
D	Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekkesetting	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
<i>a) Svakhetssoner som skjærer tunnelen og som kan medføre nedfall</i>		
A	Hyppig oppreten av svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Avspent sideberg. Alle dybder.	10
B	Hyppig oppreten 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, bergtrykksproblemer	σ <sub>z</sub> /σ <sub>1</sub>	σ <sub>θ</sub> /σ <sub>c</sub>	SRF	
H	Lave spenninger, åpne sprekker. Ufall 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
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	Intens bergslag og umiddelbart dynamisk deformasjonsbrudd i massivt berg.	<2	>1	200-400

Anm.: ii) I tilfeller 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>θ</sub> = maksimal tangentialspenning (antatt fra elasititetsteorien).

iii) Når tunnelhengens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, untatt ved høye horisontalspenninger (se H)

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

Anm.: iv) Tilfeller av tyteberg kan forekomme for dybder H>350 Q1/3 (Singh et al., 1992). Bergmassenes trykkfasthet kan estimeres fra  $scm \approx sc/100 \times 0.7gxQ1/3 (\text{MPa})$  hvor g = bergartens egenvekt i kN/m<sup>3</sup>, og scm = bergmassenes trykkfasthet.

d) Svelende berg: Kjemisk svelleaktivitet som avhenger av tilgangen på vann

R	Moderat svelling	5-10
S	Intens svelling	10-15

Anm.: For J<sub>r</sub> og J<sub>a</sub> brukes verdier fra det sprekkesettet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke,  $\tau = \sigma_n \tan^{-1}(J_r/J_a)$ . Velg sprekkesett eller diskontinuitet hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.

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



Statens vegvesen

Figur E.2: Q-verdi skjema