

Undersjøisk tunnel under
Romsdalsfjorden - Ingeniørgeologisk
analyse med spesiell fokus på
strukturgeologi og erfaringar frå
nærliggende anlegg

Elisabeth Bjørkhaug

Geologi

Innlevert: desember 2017

Hovudrettleiar: Bjørn Nilsen, IGP

Noregs teknisk-naturvitskaplege universitet
Institutt for geovitenskap og petroleum



MASTEROPPGAVE

Prosjektbeskrivelse

Kandidatens navn: Elisabeth Bjørkhaug

Oppgavens tittel: UNDERSJØISK TUNNEL UNDER ROMSDALSFJORDEN - INGENIØR-
GEOLOGISK ANALYSE MED SPEIELL FOKUS PÅ STRUKTURGEOLOGI
OG ERFARINGER FRA NÆRLIGGENDE ANLEGG

English title: Romsdalsfjord subsea tunnel - Engineering geological analysis with
particular focus on structural geology and experience from nearby projects

Utfyllende tekst:

1. I forbindelse med planlagt fergefri E39 mellom Kristiansand og Trondheim er det igangsatt omfattende ingeniørgeologiske undersøkelser og prosjektering for krysning av Romsdalsfjorden med 16 km lang, to-løps undersjøisk tunnel. Hovedformålet med denne oppgaven er å supplere den allerede innhentede informasjon om grunnforholdene med regional-/strukturgeologisk kunnskap og erfaringer fra relevante, tidligere prosjekter i nærliggende område. På grunnlag av all tilgjengelig informasjon skal det så foretas vurdering av ingeniørgeologisk vanskelighetsgrad og utarbeides en prognose for bergsikring og tetting for Romsdalsfjordtunnelen. Spesiell vekt skal legges på analyse og diskusjon av mulige konsekvenser av følgende ingeniørgeologiske forhold:

- Regionale forkastninger/svakhetssoner, inkludert muligheter for neotektonikk.
- Bergspenningsforhold, inkludert mulig fare for sprak og skvising.
- Kalkholdig berggrunn med muligheter for karst.

Befaringer og rekognoserende kartlegging skal gjennomføres i den grad det vurderes nødvendig for gjennomføring av oppgaven.

2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Statens vegvesen, Region Midt med ing.geolog Torkild Åndal som kontaktperson og ekstern medveileder.

Studieretning: Geologi
Hovedprofil: Miljø- og geoteknologi
Tidsrom: 15.1.2017-1.12.2017

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

Forord

Denne masteroppgåva er utført ved Institutt for geovitenskap og petroleum, ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet i Trondheim. Oppgåva er gjennomført i samarbeid med Statens vegvesen region Midt. Hovudvegleiar til oppgåva har vore Bjørn Nilsen, ved NTNU. Torkild Åndal, frå Statens vegvesen, har vore kontaktperson og ekstern vegleiar.

Eg vil takke Bjørn Nilsen for gode innspel og råd ved behov for diskusjon og vegleiiing. Eg vil også takke Torkild Åndal for hjelp ved kartlegging, tilgang til materiale og rettleiing gjennom heile oppgåva. I tillegg vil eg takke Roelant Van der Lelij ved NGU, for mogelegheita til å vere med på K-Ar datering.

Eg vil også takke tilsette ved prosjektkontoret på Lademoen, og Årødalen for hjelp med info til prosjektet. Takk til Stig Lillevik og Kåre Ingolf Karlson for hjelp og informasjon om erfaringar frå nærliggande prosjekt. Rette også ein takk til Are Høien for tips og hjelp med numerisk modellering i RS2.

Takk til familie og venner for moralsk støtte. Spesiell takk til Knut Welle og Jonas K. Sunde for hjelp og vegleiiing med Latex.

Trondheim 01.12.2017

Elisabeth Bjørkhaug

Framsidedeilete: 'Oversiktsbilde av prosjektet E39 Romsdalsfjorden'.
(Foto: Øivind Leren Illustrasjon: Statens vegvesen.)

Samandrag

Som ein del av prosjektet ferjefri E39, er det planlagt kryssing av Romsdalsfjorden med undersjøisk tunnel. Tunnelen vil bli ca. 16 km lang, med lågbrekk ved omlag 350 muh. I denne masteroppgåva vil det bli sett på moglege konsekvensar av neotektonikk, bergspenningsforhold og karststrukturar. I tillegg blir det presentert ein ingeniørgeologisk prognose for vanskeleggrad, bergsikring og tetting. Vurderingane er basert på tilgjengeleg litteratur og grunnlagsmateriale, kjerneloggar, materialtestar, erfaringar frå andre anlegg, og numerisk modellering.

For å vurdere moglege konsekvensar for kalkhaldig berggrunn er det utført feltkartlegging av antatt førekomst. Det er konkludert med at faren for karstproblem ved tunnelen er relativt liten. Eventuelle problem med driving i ei slik sone vil vere knytt til stabilitetsproblem, og aukande innlekkasjar. Det er også utført aldersdateringstest i samarbeid med Norges geologiske undersøkelse (NGU), for vurdere moglegheit for neotektonikk i området. Ut frå aldersdatering, tilgjengeleg litteratur, og erfaringar frå nærliggande prosjekt er det konkludert med at det er liten fare for neotektoniske bevegelsar ved tunnelen.

For å vurdere bergspennings forhold langs tunnelen er det utført numerisk modellering av traseen. Verdier frå denne modelleringa er brukt til å vurdere fare for sprak og bergslag i den ingeniørgeologiske prognosen. Prognosen gir en oversikt over innlekkasje, injeksjonsklasse, vanskeleggrad, og bergsikring for tunnelen. Den numeriske modellen og ingeniørgeologiske prognosen viser at det kan oppstå bergspenningsproblem ved enkelte soner i tunnelen. Disse sonene er knytt til stor overdekning, og/eller dårlege fjellmassar. Tunnelen vil generelt ha moderate innlekkasjar med enkelte soner med større innlekkasjar. Den planlagde bergsikringa er basert på Q-metoden, og vil i følgje den numeriske modelleringa vere tilstrekkeleg for store delar av tunnelen. Unntaket er enkelte soner med potensielle bergspenningsproblem, her vil det vere nødvendig å tilpasse bergsikringa.

Abstract

As a part of the national project 'Ferjefri E39' it is planned to build a subsea tunnel under the Romsdalsfjord in Møre og Romsdal, Norway. The length of the tunnel will be approximately 16 km, reaching a maximum depth of 350 mbsl. This master's thesis has analysed the possible consequences of neotectonics, rock stress, and karst structures. An engineer geological prognosis of the degree of difficulty, rock support and injection are presented. The prognosis was based on scientific literature, core-drilling samples, material tests, experience from related projects, and numerical modelling.

A field investigation was conducted in order to evaluate the possibility of karst structures, and it was concluded that the possibility is low. Potential problems in karst-zones would primarily be poor stability and high leakages.

K-Ar-dating was performed in cooperation with the Geological survey of Norway and used to analyse the possibility of neotectonics. Based on the obtained result, literature, and experience from related projects, it is concluded that there is most likely no neotectonic movement along the tunnel.

The rock stress was assessed by numerical modelling, which yielded an estimate of the possibility of rock burst and squeezing. The engineer geological prognosis presents leakage, injection, difficulty, and stability of different zones through the tunnel. The numerical analysis and engineer geological prognosis show indication of rock burst and squeezing problems in areas of high overburden and/or poor rock mass quality. Generally, the tunnel will have moderate leakage with limited high leakage zones. The rock support is based on the Q-method, and was estimated as sufficient for large parts of the tunnel. The exception is zones with potential rock stress problems where the rock support needs to be adjusted to the conditions.

Innhold

Forord	i
Samandrag	iii
Abstract	v
1 Innleiing	3
1.1 Bakgrunn for oppgåva	3
1.2 Formål og framgangsmåte	4
1.3 Avgrensningar	5
2 Info om prosjektet	7
2.1 Ferjefri E39	7
2.2 Romsdalsfjord-kryssinga	8
2.2.1 Tautratunnelen	9
3 Regionalgeologi	11
3.1 Berggrunnsgeologi	11
3.2 Kalkhaldige bergartar	13
3.3 Strukturgeologi	15
3.3.1 Mandal-Molde sona	17
3.3.2 Møre-Trøndelags-forkastninga	19
3.4 Bergspenningsforhold	21
3.4.1 Bergspenningsproblem	23
4 Erfaringar frå nærliggande anlegg	25
4.1 Fannefjordtunnelen	26
4.1.1 Undersøkingar	27
4.1.2 Geologi	27

4.1.3	Svakheitssone	28
4.1.4	Spenningsforhold	29
4.1.5	Stabilitets- og vassikring	30
4.2	Atlantehavstunnelen	31
4.2.1	Undersøkingar	31
4.2.2	Geologi	32
4.2.3	Svakheitssone	33
4.2.4	Spenningsforhold	33
4.2.5	Stabilitets- og vassikring	34
4.3	Frøyatunnelen	35
4.3.1	Undersøkingar	36
4.3.2	Geologi	37
4.3.3	Kalkhaldig berggrunn	38
4.3.4	Svakheitssone	39
4.3.5	Spenningsproblem	40
4.3.6	Stabilitets- og vassikring	41
4.4	Oppsummering	42
5	Utførte undersøkingar	43
5.1	Ingeniørgeologisk kartlegging	44
5.2	Seismikk	50
5.3	Styrt kjerneboring	53
5.3.1	Borehol 1	55
5.3.2	Borehol 2a og 2b	55
5.3.3	Borehol 3	56
5.3.4	Borehol 4	56
5.4	Magnetiskemålingar	58
5.5	Spenningsmålingar	59
5.5.1	Analyse av spenningar	59
5.5.2	Hydrauliske målingar	61
5.6	Nye undersøkingar	65
5.6.1	Karst-kartlegging	65
5.6.2	K-Ar datering	68
6	Numerisk analyse	73
6.1	Numerisk modellering	73
6.2	Oppbygging av modellen	74
6.2.1	Geologiske einingar	74

6.2.2	Materialtekniske parameter	75
6.2.3	Geometri	86
6.2.4	Brotkriteriet	86
6.2.5	Spenningar	87
6.2.6	Sikringsparameter	87
6.3	Analyse	89
6.3.1	Vik : Profil 14000	89
6.3.2	Vik-Tautra: Profil 14720	90
6.3.3	Tautra: Profil 17615	91
6.3.4	Tautra-Otrøya: Profil 18725	91
6.3.5	Otrøya: Profil 21000	92
6.3.6	Nautneset: Profil 27110	93
6.3.7	Oppsummering og usikkerheit	94
7	Ingeniørgeologisk prognose	97
7.1	Ingeniørgeologiske problemstillingar	98
7.1.1	Strukturgeologi	98
7.1.2	Kalkholdig berggrunn	99
7.1.3	Bergspenningsforhold	99
7.1.4	Innlekkasje og injeksjon	101
7.2	Bergsikring	104
7.2.1	Bergboltar	105
7.2.2	Sprøytebetong og armerte sprøytebetongbuer . .	106
7.2.3	Betong utstøyping	107
7.3	Val av metode	108
7.3.1	Innlekkasje og injeksjon	108
7.3.2	Bergspenningsproblem	111
7.3.3	Bergsikring	111
7.4	Presentasjon av prognosen	112
7.4.1	Vik: Profil 11340-14105	112
7.4.2	Vik-Tautra: Profil 14105-17305	115
7.4.3	Tautra: Profil 17335-17875	119
7.4.4	Tautra-Otrøya: Profil 17875-20180	123
7.4.5	Profil 20180-27030: Otrøya-Nautneset	127
7.4.6	Oppsummering:	130

8	Avsluttande diskusjon	133
8.1	Neotektonikk	133
8.2	Mogelegheit for karst	134
8.3	Spenningsforhold	135
8.4	Bergsikring og tetting	137
8.5	Vidare arbeid	138
9	Konklusjon	139
	Bibliografi	140
A	Profil	151
B	Numerisk analyse	159
C	Tabell 6	169

Figurer

2.1	Oversiktsbilde over prosjektet Ferjefri E39, med Romsdalsfjordprosjektet innmarkert (Falk-Petersen et al., 2016).	7
2.2	Oversiktsbilde over planområdet for undersjøisk tunnel og hengebru (Statens vegvesen, 2016a).	8
2.3	Design av planlagd tunnellop under Romsdalsfjorden (Statens vegvesen, 2016b)	9
3.1	Oversikt over berggrunnen på Nord-Vestlandet og Midt-Norge (Ramberg et al., 2013).	12
3.2	Geologisk kart som viser Moldefjord-synklinalen og andre kaledonske dekkebergarter i svart, folda inn i Baltisk grunnfjell (Robinson, 1995).	13
3.3	Oversikt over kalkholdige bergarter i Norge, med potensiell moglegheit for danning av karststrukturar (NGU, 2015).	14
3.4	Hovud-forkastningssoner i Sør Norge (Gabrielsen et al., 2002).	16
3.5	Plassering av Berill-forkastninga ved Middagstinden innerst ved Romsdalsfjorden (Schleier et al., 2016).	18
3.6	Møre-Trøndelags-forkastninga med ulike domener basert på apatitt fisjons data (Redfield et al., 2005).	19
3.7	Viser dei ulike forkastningane i området. Fannefjord- (FF) og Tjellefonna-forkastninga (TF) er merka av. Det er også merka av registrerte jordskjelv med gitt størrelse for området (Nasuti et al., 2011).	21
3.8	Oversikt over spenningsforhold i Norge (Myrvang, 2001).	22
3.9	Lokalisering av sprak i eit tunnelprofil basert på ulike spenningsforhold (Hagen, 2015).	23

4.1	Lengdeprofil av Fannefjordtunnelen (Karlson, 1989).	26
4.2	Kartlagt berggrunnsgeologi i området rundt Fannefjordtunnelen (Karlson, 1989).	28
4.3	Oversikt over registrerte svakheitssoner frå forundersøkingane ved Fannefjordtunnelen (Karlson, 1989).	29
4.4	Lengdesnitt av Atlanterhavstunnelen med lokaliserte svakheitssone (Todnem, 2010).	31
4.5	Oversiktsbilde over bergmassekvalitet i svakheitssonene i Atlanterhavstunnelen basert på data frå Todnem (2010).	33
4.6	Figur av rassona i Atlanterhavstunnelen (Karlson, 2008).	34
4.7	Lengdesnitt av Frøyatunnelen. Viser samanheng mellom antatt og faktiske svakheitssonar (Nilsen, 2014).	36
4.8	Oversiktsbilde over fordelinga av seismiske hastigheiter frå forundersøkingane ved Frøyatunnelen (Lien et al., 2000).	37
4.9	Geologisk kart med teiknforklaring over Frøya og Hitra (NGU) (Bhasin,2002).	38
4.10	Samanlikning av innlekkasje frå gneis og gneis/marmor (Holmøy, 2008).	39
4.11	Konvergensmålningar frå to profil i Frøyatunnelen med tydleg konvergens (Statens vegvesen, 2001).	40
5.1	Tre ulike typar granittisk augegneis observert i området (Lutro et al., 2015).	45
5.2	Banda granittiskgneis (58) (Lutro et al., 2015).	45
5.3	Kvartsitt lokalisert på sørsida av RØmsdalsfjorden (Lutro et al., 2015).	46
5.4	Informasjonstabell over grunnfjellsbergartane basert på Lutro et al. (2015) (Rødal, 2016).	46
5.5	Bilde av dei kaledonske bergartane i området. Augegneis (ø.t.v), metaarkose (ø.t.h.), granatglimmerskifer (n.t.v) og amfibolitt (n.t.h) (Lutro et al., 2015).	47
5.6	Informasjonstabell over dei kaledonske bergartane i område. Basert på Lutro et al. (2015) (Rødal, 2016).	48
5.7	Steroplot av S1 og L1 i området (Lutro et al., 2015).	49
5.8	Tomografi basert på hybridseismikk tatt frå området på Tautra (Ruden og Arvesen, 2015).	51
5.9	Tabell frå seismiskemålingar utført av Geomap i (2008).	52

5.10	Oversikt over boreplan for dei ulike borehola i forhold til tunneltraseen (Åndal og Lillevik, 2017).	53
5.11	Bergmassekvalitet frå borehol 1 basert på Åndal og Lillevik (2017).	55
5.12	Bergmassekvalitet frå borehol 2a/b (Åndal og Lillevik, 2017).	56
5.13	Bergmassekvalitet frå borehol 3 (Åndal og Lillevik, 2017).	56
5.14	Bergmassekvalitet frå borehol 4 (Åndal og Lillevik, 2017).	57
5.15	Samanlikning av bergmassekvalitet i dei ulike borehola basert på Åndal og Lillevik (2017).	57
5.16	Samanstilling av resultatata frå dei magnetiske tolkingane frå Romsdalsfjorden (Oelsen og Ofstad, 2015).	59
5.17	Plassering av dei ulike målingane utført i området (Myrvang, 2017).	60
5.18	Oversikt over utstyr for hydraulisk splitting (t.v.), oppsett for avtrykk (midten), og illustrasjon av ein indusert sprekk (t.h.) (Larsen og Hagen, 2017).	62
5.19	Oversiktsbilde over avtrykksmålingar gjort i borehol 4, med markert strøk og fall (Larsen og Hagen, 2017).	63
5.20	Splittekurve ved testdjupne 277 m i borehol 4 (Larsen og Hagen, 2017).	64
5.21	Geologisk kart over Tautra og omliggande holmar. Marmor er markert med blått/lilla (Robinson, 1995).	65
5.22	Blotning øst på Klugerholmen av antatt marmor-førekomst. Mykje av lokaliteten var dekket av vegetasjon, som gjorde det vanskeleg å kartlegge (Foto: Elisabeth Bjørkhaug 04.07.17).	66
5.23	Stereoplot av foliasjon til antatt marmor-førekomst på Klungerholmen, basert på målingar frå felt.	67
5.24	Stereoplot av foliasjon til antatt marmor-førekomst på Tautra, basert på målingar frå felt.	67
5.25	Syretesting av prøvestykket frå Klugerholmen og kjerne-materiale (Foto: Elisabeth Bjørkhaug 05.07.17).	68
5.26	Massen av dei ulike fraksjonane som blei brukt til aldersdatering (Foto: Elisabeth Bjørkhaug 17.10.2017).	69
5.27	Massespektrometeret med fem Faraday 1012 ω detektorar og ionemultiplikator brukt til datering av edelgassen (Foto: Elisabeth Bjørkhaug 17.10.2017).	70

5.28	Graf som viser sammenheng mellom K/Ar forholdet og alder på fraksjonen (van der Lelij, 2017).	70
6.1	Geometrien til tunnelverrsnitta for dei to løpa i modellen.	86
6.2	Modell av profil 14000 ved Vik [m].	89
6.3	Modell av profil 14720 mellom Vik-Tautra [m].	90
6.4	Modell av profil 17615 ved Tautra [m].	91
6.5	Modell av profil 18725 mellom Tautra-Otrøya [m].	92
6.6	Modell av profil 21000 ved Otrøya [m].	93
6.7	Modell av profil 27110 på Nautneset [m].	93
7.1	Empirisk vurdering av fare for skvising basert på overdekning og Q-verdi (Singh et al.,1992).	101
7.2	Oversikt over inndeling av svakheitssoner (Braathen og Gabrielsen, 2000).	102
7.3	Eksempel på injeksjonsskjerm frå Klüver og Kveen (2004). 103	
7.4	CT-bolt med diameter 20 mm (Vik-Ørsta, 2017).	105
7.5	Skisse av installert sprøytebetongbue (Pedersen et al., 2010).	107
7.6	Full utstøyping ved veldig svak bergmasse (Sve et al., 2008).	108
8.1	Samanlikning av bergmassekvalitet og bergsikringsklasse basert på seismiske undersøkingar og kjerneloggar frå same område. Basert på Åndal og Lillevik (2017).	138
A.1	Revidert geologisk snitt for Taturatunnelen.	152
A.2	Lengeprofil med seismikk og borehol for Tautratunnelen.	153
A.3	Lengeprofil med seismikk og borehol Tautratunnelen.	154
A.4	Lengeprofil med seismikk og borehol for Tautratunnelen.	155
A.5	Lengeprofil med seismikk og borehol for Tautratunnelen.	156
A.6	Lengdeprofil med overdekning og borhol.	157
B.1	Total deformasjon for profil 14000 ved Vik i granittisk gneis.	159
B.2	Elastisk tøyning for profil 14000 ved Vik i granittisk gneis.	160
B.3	Fordeling av σ_1 for profil 14000 ved Vik i granittisk gneis.	160
B.4	Fordeling av σ_3 for profil 14000 ved Vik i granittisk gneis.	160

B.5	Total deformasjon for profil 14700 Vik-Tautra i augegneis.	161
B.6	Elastisk tøyning for profil 14700 Vik-Tautra i augegneis (53)	161
B.7	Fordeling av σ_1 for profil 14700 Vik-Tautra i augegneis (53)	161
B.8	Fordeling av σ_3 for profil 14700 ved Vik i augegneis (53)	162
B.9	Total deformasjon for profil 17615 ved Tautra i amfibolitt (9)	162
B.10	Elastisk tøyning for profil 17615 ved Tautra i amfibolitt (9)	162
B.11	Fordeling av σ_1 for profil 17615 ved Tautra i amfibolitt (9)	163
B.12	Fordeling av σ_3 for profil 17615 ved Tautra i amfibolitt	163
B.13	Total deformasjon for profil 18725 mellom Tautra-Otrøya.	163
B.14	Elastisk tøyning for profil 18725 mellom Tautra-Otrøya.	164
B.15	Fordeling av σ_1 for profil 18725 mellom Tautra-Otrøya.	164
B.16	Fordeling av σ_3 for profil 18725 mellom Tautra-Otrøya.	164
B.17	Total deformasjon for profil 21000 ved Otrøya.	165
B.18	Elastisk tøyning for profil 21000 ved Otrøya.	165
B.19	Fordeling av σ_1 for profil 21000 ved Otrøya.	165
B.20	Fordeling av σ_3 for profil 21000 ved Otrøya.	166
B.21	Total deformasjon for profil 27110 ved Nautneset.	166
B.22	Elastisk tøyning for profil 27110 ved Nautneset.	166
B.23	Fordeling av σ_1 for profil 27110 ved Nautneset.	167
B.24	Fordeling av σ_3 for profil 27110 ved Nautneset.	167
C.1	Tabell over verdier som indikerer skvising og sprak (NGI, 2015).	170

Tabeller

4.1	Redigert oversikt over generell info om dei ulike prosjekta (Nilsen, 2014).	26
4.2	Sikring i Fannefjordtunnelen (Pers.kom. Karlson, 2017).	30
4.3	Registrerte seismiske hastigheter frå forundersøkingane ved Atlanterhavstunnelen (Statens vegvesen, 2006).	32
4.4	Oversikt over antatt og utført sikringsmengde for tunnelen og rassona (Statens vegvesen, 2006).	35
4.5	Oversikt over permanentsikring i Frøyatunnelen (Lien et al., 2000).	41
5.1	Oversikt over bergspenningsmålingar i regionen (Myrvang, 2017).	60
5.2	Oversikt over resultata frå hydraulisk splitting BH04. Det er berre test 2 som er innanfor kriteria for korrekt bruk av formelgrunnlag (Larsen og Hagen, 2017).	64
5.3	Resultat på alder til fraksjoner (Lelij, 2017).	71
6.1	Inngangsparameter til RodData og modellering i RS2.	77
6.2	Inngangsparameter til RocData og modellering i RS2	78
6.3	Inngangsparameter til RocData og modellering i RS2	80
6.4	Inngangsparameter til RocData og modellering i RS2.	81
6.5	Inngangsparameter til RocData og modellering i RS2.	82
6.6	Inngangsparameter til RocData og modellering i RS2.	84
6.7	Inngangsparameter til RocData og RS2.	85
6.8	Inngangsparameter for CT-bolt i RS2	88
6.9	Inngangsparameter til betongsikring i RS2	89
6.10	Resultata frå analysane i RS2.	95
7.1	Faregrad for skvising (NGI, 2015).	100

7.2	Anbefalt sikring for bergmassekvalitet frå Q-metoden (NGI, 2015).	104
7.3	Modell for generell prognose for Tautratunnelen (Holmøy et al. 2012).	109
7.4	Verdiar for E-modul og einaksial trykkfastheit.	110
7.5	Innlekkasje ut frå Lugeon-verdi (Åndal og Lillevik, 2017).	111
7.6	Spenningsforhold ved profil 14000 frå modellering i RS2.	113
7.7	Prognose for bergmasse Vik.	114
7.8	Prognose for svakheitssoner Vik.	114
7.9	Generell prognose for Vik basert på Q-verdi.	114
7.10	Informasjon for soner med dårlegare bergmassekvalitet i fjorden mellom Vik-Tautra basert på kjerneloggar (Åndal og Lillevik, 2017).	117
7.11	Spenningsverdiar frå profil 14700 ved modellering i RS2.	118
7.12	Prognose for intakt bergmasse mellom Vik og Tautra.	118
7.13	Prognose for dårlegare bergmasse mellom Vik-Tautra.	118
7.14	Generell prognose for Vik-Tautra basert på Q-verdi.	119
7.15	Soner med dårlegare bergmasse ved Tautra (Åndal og Lillevik, 2017).	120
7.16	Resultat frå modellering i RS2 av profil 17165.	120
7.17	Prognose for bergmasse på Tautra.	121
7.18	Prognose for dårlegare bergmassar på Tautra.	122
7.19	Generell prognose for Tautra basert på Q-verdi.	122
7.20	Oversikt over svakheitssoner i fjorden mellom Tautra og Otrøya basert på data frå kjernelogger.	125
7.21	Resultat frå modelleringa av profil 18725	125
7.22	Prognose for bergmasse Tautra-Otrøya	126
7.23	Prognosen for soner med dårlegare bergmassekvalitet.	126
7.24	Generell prognose for Tautra-Otrøya basert på Q-verdi.	126
7.25	Resultat frå modellering av profil 21000 og 27110 på Otrøya.	128
7.26	Prognose for bergmassen på Otrøya	129
7.27	Prognose for dårlegare bergmassekvalitet på Otrøya.	130
7.28	Generell prognose for Otrøya basert på Q-verdi.	130
7.29	Oversikt over generell prognose for Tautratunnelen basert på Q-verdi.	131

Kapittel 1

Innleiing

1.1 Bakgrunn for oppgåva

I følge nasjonal transportplan 2018-2029, har regjeringa langsiktig mål om å bygge ut E39 mellom Kristiansand og Trondheim til ferjefristandard. Prosjektet E39 Romsdalsfjorden vil bli ein del av ferjefri E39, og planleggast av Statens vegvesen, Region Midt. Kryssinga Vik-Julbøen vil bestå av ei 1650 meter lang hengebru over Julsundet, og ein 15,5 km lang undersjøisk tunnel frå Otrøya til Vik. På det djupaste vil tunnelen liggje på ca. 358 muh. (Lutro et al., 2015). I denne oppgåva vil tunnelen refererast til som Tautratunnelen.

Djupna til tunnelen gjer at den ikkje har så mange reelle tilfelle å samanlikne seg med på verdsbasis. Det er difor viktig å gjennomføre omfattande ingeniørgeologiske undersøkingar, for å redusere risikoen for uventa hendingar under byggefasen. For den planlagde tunneltraseen er det utført kartlegging av bergoverflata på land, og seismiske undersøkingar av berggrunnen i sjøområda. I tillegg har det blitt utført magnetometriske undersøkingar, kjerneboringar og spenningsmålingar (Statens vegvesen, 2016a). Det å møte på uventa og omfattande problem under bygging, kan bli ein kostbar og krevjande prosess. Denne oppgåva har difor blitt til som eit supplement til den allereie innhenta informasjonen til prosjektet.

1.2 Formål og framgangsmåte

Hovudformålet med denne masteroppgåva er å supplere den allereie innhenta informasjonen om grunnforholda med regional-/ strukturgeologisk kunnskap, og erfaringar frå relevante, prosjekt i nærliggande område. På grunnlag av all tilgjengeleg informasjon skal det så utførast ei vurdering av ingeniørgeologisk vanskeleggrad, og utarbeide ein prognose for bergsikring og tetting for Tautratunnelen.

Tidlegare undersøkingar viser at tunnelen vil krysse fleire svakheitsone, og god kunnskap om desse vil vere viktig. Denne oppgåva vil difor legge vekt på regionale forkastningsone, og mogelegheit for neotektonikk ved tunneltraseen. Det er i tillegg registrert potensiell marmorforekomst ved tunnelen, og tilfelle av karststrukturar i regionen. Ved driving gjennom slike strukturar, vil ein kunne få store innlekkasje- og stabilitetsproblem. Oppgåva vil difor også sjå på mogelegheit for karstforhold, og potensielle problemstillingar ved dette. Det er gjort lite bergspenningsmålingar i området ved tunneltraseen. Innsamling av informasjon og vurdering av dette vil også leggest vekt på i oppgåva. På grunnlag av all tilgjengeleg informasjon vil det bli gjort ei vurdering av ingeniørgeologisk vanskeleggrad. I tillegg vil det utarbeidast ein prognose for bergsikring og tetting, basert på vurderingar av innhenta informasjon og numerisk analyse.

Ved oppstart bestod arbeidet i å gjere seg kjent med prosjektet, og sette seg inn i innhenta informasjon. Dette blei gjort ved eit litteraturstudie av informasjon frå Statens vegvesen, tilgjengelege rapportar frå ingeniørgeologiske forundersøkingar, og kontakt med prosjektet si ekspertgruppe. Det blei i tillegg oppretta tilgang til prosjektet sitt e-rom hos Statens vegvesen. Her blei alt av informasjon om prosjektet lagt ut undervegs i prosessen. For å sette seg inn i dei regionalgeologiske forholda blei det også gjennomført eit grundig litteraturstudie om berggrunn, spenningsforhold og strukturgeologi. I slutten av april blei det gjennomført eit to dagars opphald i Molde for å delta på kjerne-logging. Dette gav eit innblikk i nokre av forkastningssonene, og bergartstypane tunnelen skal drivast i. I tillegg blei det i eit møte med NGU i byrjinga av mai, avtalt å utføre daterings test av materiale frå ei forkastningsone. Ved starten av juli blei det utført feltkartlegging

av marmorførekomst på Tautra i samarbeid med Statens vegvesen. Dette blei utført vurdering av marmorførekomst, for å undersøke førekomst av karststruktur. Hausten 2017 blei det utført K-Ar datering av forkastningsmateriale i samarbeid med NGU, for å vurdere sannsynet for neotektonisk bevegelse ved tunneltraseen.

Erfaring frå nærliggande prosjekt er basert på informasjon frå Fannefjordtunnelen, Atlanterhavstunnelen og Frøyatunnelen. Alle er under-sjøiske tunnelar bygd i den vestre gneis regionen, og kryssar forkastningssoner frå det same strukturgeologiske komplekset. Informasjonen frå prosjekta er basert på ingeniørgeologiske rapportar, publiserte artiklar frå prosjektet, i tillegg til god kontakt med geologar frå dei ulike prosjekta. Det blei også gjennomført eit intervju av Kåre Ingolf Karlson i juli om erfaring frå bygging av Fannefjordtunnelen.

1.3 Avgrensningar

Sidan det ikkje eksistera sluttrapport frå Fannefjordtunnelen, har det vist seg utfordrande å innhente informasjon frå dette prosjektet. Informasjonen er difor basert på forundersøkingar, og intervju med ingeniørgeolog for prosjektet, Kåre Ingolf Karlson.

Sidan dette er eit pågåande prosjekt har noko av dei data som ein kunne tenkt seg å bruke i oppgåva blitt forseinka. Det var planlagt å kunne bruke informasjon frå batymetri til å analysere neotektonikk i området. Grunna forseinkingar i anskaffings prosessen, blei dette ikkje utført før innlevering av masteroppgåva. Det var også planlagt å bruke spenningsmålingar frå borehola til analysering av bergspenningsproblem. Ved innlevering av master var det berre tilgjengeleg verdiar frå borehol 4. Det mangla også eit data frå eit par kjernar, så dei data som er brukt frå kjernedata er basert på det som var tilgjengeleg 01.12.17.

Kapittel 2

Info om prosjektet

2.1 Ferjefri E39

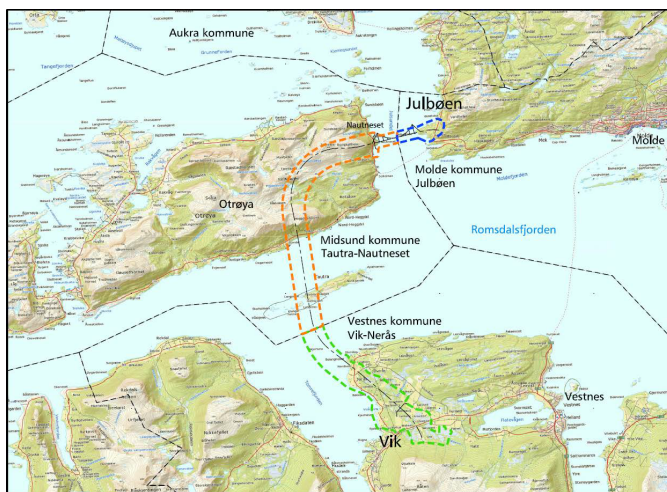


Figur 2.1: Oversiktsbilde over prosjektet Ferjefri E39, med Romsdalsfjordprosjektet innmarkert (Falk-Petersen et al., 2016).

Ferjefri E39 er ein del av Nasjonal transportplan (NTP) for 2018-2029, der Stortinget har som ambisjon å binde saman Vestlandet. Planlagt strekning er vist i figur 2.1, og er på om lag 1100 km. Den vil gå gjennom seks fylker, frå Kristiansand i sør til Trondheim i nord. Prosjektet vil knytte store næringslivsregionar, bu- og arbeids- og servicemarknad

saman, og gi eit betre grunnlag for å utvikle Norges største eksport region. Reisetida er i dag på ca. 21 timer med sju ferjesamband. Målet er å halvere reisetida, og korte ned strekninga med 47 km. Ferjestreknin-gane skal bli erstatta med bruer og tunnelar, og foreløpige utrekningar viser at kostnaden vil ligge på om lag 340 milliardar kroner. Det første ferjeavløysing-prosjektet blir Rogfast-sambandet som blir verdens lengste og djupaste undersjøiske tunnel, og skal etter planen vere fer-dig i 2025/2026 (Falk-Petersen et al., 2016).

2.2 Romsdalsfjord-kryssinga



Figur 2.2: Oversiktsbilde over planområdet for undersjøisk tunnel og hengebru (Statens vegvesen, 2016a).

Strekninga mellom Ålesund og Molde består i dag av eit lengre ferje-samband langs E39. Målsettinga er å redusere reisetida mellom Møre-byane til 45 min, og integrerer Ålesund og Molde til ein felles bu- og ar-beidsmarknad. Planområdet vist i figur 2.2 omfattar kommunane Mol-de, Midsund og Vestnes, og består av ei om lag 22 km lang strekning (Statens vegvesen, 2016a). Kryssinga av Romsdalsfjorden skal gjen-nomførast med ein ca. 16 km undersjøisk tunnel, og ca. 2 km lang hengebru. Hengebrua vil få eit hovudspenn på 1625 m, fire felts veg, og eige felt til gåande og syklande (Statens vegvesen, 2016b).

2.2.1 Tautratunnelen

Den undersjøiske tunnelen vil oppfylle dei strenge sikkerheitskrava i Norge og Europa, og vil ha ei maksimal helling på 5 %. Tunnelen skal ha to løp med ein køyreretning i kvart løp, og løpa skal vere avskilt med om lag 20 m berg. Strekninga er utrekna til å ha ein årsdøgn trafikk (ÅDT) på om lag 12 000 bilar pr. døgn i år 2050. Saman med krav knytt til sikkerheit i tunnel, gir dette grunnlag for å bygge firefelts veg. Figur 2.3 viser ein illustrasjon av tenkt tunnellop i ein retning. Vegvesenet har tatt utgangspunkt i at det skal planleggast for fart på 110 km/t. Tunneltverrsnittet vil vere T10,5, og dimensjonering etter tunnelklasse E i samsvar med *Normaler for vegtunnelar (N500)* (Statens vegvesen, 2016a). Totalt vil ca. 14 km av tunnelen ligge under havnivå, med djupaste punkt på ca. 358 muh. Reguleringsplan blei vedtatt i 2016 med ein total kostnad på 14,5 milliardar kr, og byggetid på 5-6 år.



Figur 2.3: Design av planlagd tunnellop under Romsdalsfjorden (Statens vegvesen, 2016b)

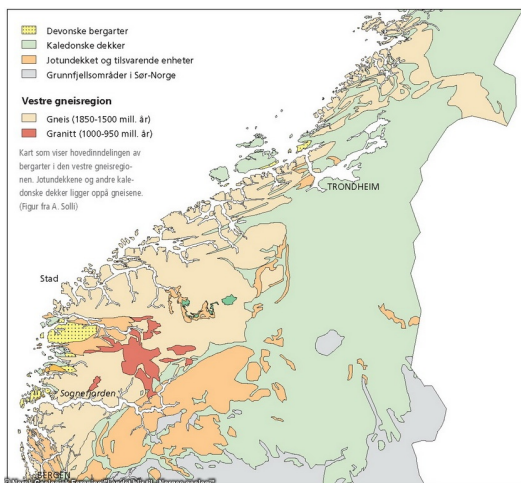
Kapittel 3

Regionalgeologi

3.1 Berggrunnsgeologi

Berggrunnsgeologien i Norge kan delast inn basert felles historie av vulkanisme, deformasjon, og fjellkjededanning. Grunnfjell frå arkeikum/proterozoikum, kan finnast nord i Finnmark og i sørlege delar av Norge. Frå sørvestlege delar av Norge og nordover til Finnmark ligg kaledonske dekkebergartar. I nordvest ligg det prekambriske granittiske gneisar, som er blitt sterkt omdanna under den kaledonske fjellkjededanninga. Dette området blir ofte kalla den Vestre gneis regionen (VGR) (Ramberg et al., 2013). Det kambrosiluriske dekkekomplekset består generelt av metasediment og vulkanske bergartar med intrusjonar av gabbro, dioritt, eller granitt (Roberts og Myrvang, 2004). Innanfor VGR har ein også eit nokre sedimentære bergartar som er avsett i devon (Ramberg et al., 2013).

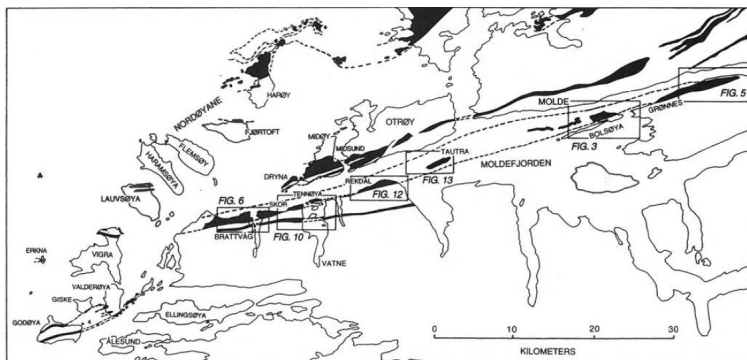
Som ein ser av figur 3.1 er berggrunnsgeologien i Møre og Romsdal stort sett prega av den vestre gneis regionen, og skyvedekker frå den kaledonske fjellkjededanninga. VGR består av eit 25 000 km² område vest for det kaledonske dekkekomplekset, som strekk seg frå Nord-Hordaland til Nord-Trøndelag. Området er betrakta som Baltisk grunnfjell som har vore involvert i den kaledonske fjellkjededanninga. Største delen av regionen består av granittiske gneisar og migmatittar, som ofte har lag og linser av glimmerrike gneisar og amfibolitt. Kontakten med overliggande avsetningsbergartar i vest er tektonisk,



Figur 3.1: Oversikt over berggrunnen på Nord-Vestlandet og Midt-Norge (Ramberg et al., 2013).

og mylonittiske bergarter indikera skyvegrensar med sterk kaledonsk skjærdeformasjon langs grensa mot gneisen. Bergartane her har gjennomgått meir kaledonsk omdanning enn grunnfjellet lenger øst. I Møre og Romsdal blei grunnfjellet trykt djupt ned under fjellkjedefaldinga, og det blei danna høgtrykksbergarter som bla. eklogitt. Skyvedekka frå den kaledonske fjellkjedefaldinga blei danna for ca. 425 millionar år sidan, og består av eit belte av sterkt omdanna og deformerte bergarter. Som eit resultat av etterkaledonsk ekstensjon, danne VGR i dag ein stor, avlang dom struktur (Ramberg et al., 2013).

VGR i området består av sterkt deformerte gneisar, eklogittar, gabbroar, amfibolittar, og nokre innslag av suprakrustale bergarter. Langs Moldefjorden ligg det eit 70 km langt belte med godt definerte sekvensar av kaledonske skyvedekker, falda inn i Baltisk grunnfjell. Denne kallast Moldefjord synklinalen, og dekkebergartane er skravert i svart i figur 3.2 Dei kaledonske dekkebergartane kan delast inn i fire kompleks. Risberget-dekket er det underste dekket, og består av augegneis og amfibolitt. Augegneisen i Risberget-dekket kan skiljast frå grunnfjellet ved at den ofte har grovare fenokrystallar (auge). Neste dekket er Sætra-dekket, og er karakterisert av sterkt laminert, feltspatisk kvartsitt og amfibolitt, lokalt granatisk og eklogittisk. Desse representerer

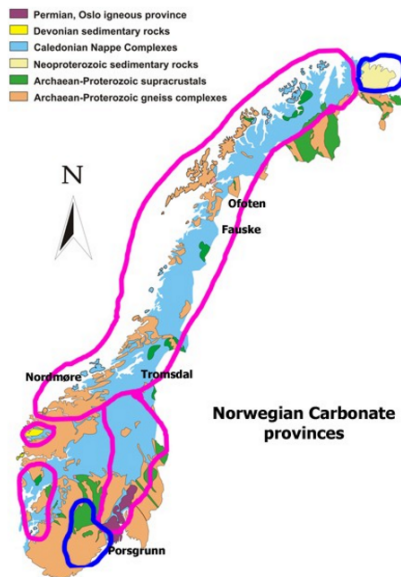


Figur 3.2: Geologisk kart som viser Moldefjord-synklinalen og andre kaledonske dekkebergarter i svart, folda inn i Baltisk grunnfjell (Robinson, 1995).

metamorfisert sandstein kutta av diabas-gangar. Blåhø-Surna-dekket består av porfyroblastiske granat-glimmer-feltspat-skifer, grov granatisk gneis, pyroksenrik amfibolitt, og pegmatitt. Ei tydeleg sone av urein marmor og kalkrik skifer ligger nær, eller ved den øvre kontakten til dekket. I tillegg finn ein også tynn urein marmor, eller kalkrike kvartsittar ved botn av dekket. Det øvste Støren-dekket består av sterkt laminerte, finkorna epidot amfibolitt, og underordna biotitt-granat-turmalin skifer (Robinson, 1995).

3.2 Kalkhaldige bergartar

Karst kan oppstå i kalkbergartar i store delar av Norge, men er best utvikla i metamorfe kalksteinar som marmor (Ramberg et al., 2013). Figur 3.3 gir ei oversikt over kalkhaldige bergartar i Norge, og området til tunneltraseen ligg akkurat på grensa til ein provins. Marmor av seinprekambrisk til silur-alder finnast langs den kaledonske fjellkjeda. Særleg i område Møre og Romsdal til Troms finst det førekomstar av høg metamorfe karbonatbergartar. Karststrukturar blir danna gjennom ein geologisk prosess der karbonat, eller anna vassløseleg terreng har blitt utsett for gjennomstrøyming av surt grunnvatn. Kalkhaldige bergartar er løyselege i vatn gjennom ein kjemisk prosess (likning 3.1). Regnvatn (H_2O) sig gjennom jordsmonn reagerer med CO_2 , og dan-



Figur 3.3: Oversikt over kalkholdige bergartar i Norge, med potensiell moglegheit for danning av karststrukturar (NGU, 2015).

nar syre som angrip kalksteinen og fjernar Ca^{2+} og dannar bikarbonat $2HCO_3^-$:



Når dette skjer kontinuerleg over tid dannast det ein bergmasse gjennomtrengt av grottar og gangar. Ein kan dele karstlandskapet inn i ulike typar avhengig av komposisjon, tekstur, struktur, styrke og geologisk historie. I marmor blir det ofte danna store grotter, som er avlange langs retninga til foliasjonen (Goodman, 1993). I Kaledonidane er dei kalkholdige bergartane ofte folda strekt, og opptre ofte som lange striper. Den dominerande karsttypen i metamorfisk marmor i den Kaledonske fjellkjeda er kalla stripekarst. Typen får ofte namnet 'Den Norske karsttypen', og er eit ekstremt tilfelle av kontaktkarst (Lauritzen, 2001). Det er dokumentert kalkholdige bergartar og karststrukturar i Møre og Romsdals regionen. Trollkyrkja er eit karstgrotte-system i Fræna kommune, som ligg 28 km nord for Molde. Den er ein del av

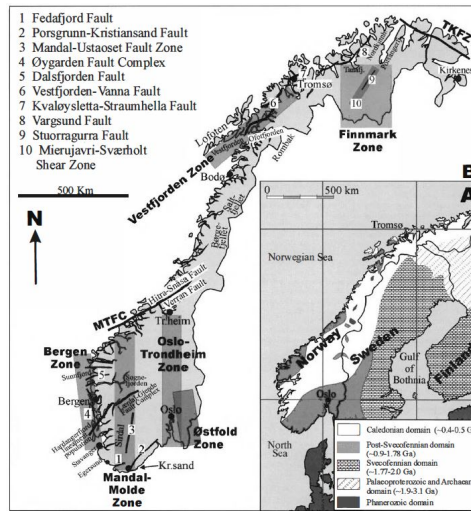
eit grottesystem i ein stor kalksteinsåre, og blei danna ved slutten av siste istid. Den består av tre kalksteinsgrotter, med undergrunns kanalar. Grottene ligg ved ca. 500 moh., og hovudhola er ca. 70 m lang (Wikipedia, 2017). I tillegg er det fleire kalkgruver nord for Molde, som bla. Visnes kalk ved Lyngstad.

Ulike typar marmor vil ha ulik grad av karstutvikling. Ein vil generelt få større utvikling av karst jo meir kalsium-, eller magnesiumkarbonat ein har i bergarten. Basert på ein studie utført av K.W. Lai i Kina, har ein ut i frå 3500 borehol funne at ein får dei mest massive karststrukturane i rein marmor, og mindre utvikling etter kor urein marmor er (Lai, 2001).

3.3 Strukturgeologi

Figur 3.4 viser lokaliteten til dei største hovud-lineamentsonene i Norge. Dei mest dominerande hovudretningane til sonene er N-S/NNV-SSØ og NØ-SV/ØNØ-VSV. Den viktigaste forkastningsretninga er N-S, og inkludera forkastningssonene Oslo-Trondheim-, Bergen- og Finnmarksona. Desse er dei eldste strukturane i Norge, og kan daterast heilt tilbake til den proterozoiske fjellkjedefoldinga (Gabrielsen et al., 2017). Ei anna viktig N-S gåande sone er Mandal-Molde sone. Denne strekker seg over store delar av vestlege områder av Sør-Norge, og kjem tydeleg fram i kystområda rundt Molde (Gabrielsen et al., 2002). Det viktigaste forkastningskomplekset i den andre dominerande hovudretninga, NØ-SV/ØNØ-VSV, er Molde-Trøndelag forkastningskomplekset. Denne strekk seg sørvest over frå Snåsavatnet i nord, til Mørekyten i sør.

Neotektonikk er eit samleomgrep for alt som kan relaterast til jord-skorpebevegelsar som forgår i dag, eller i aller siste del av jordas historie. Ein type neotektonikk er postglasiale forkastningar som har oppstått etter slutten av siste istid (Bryhni, 2009). Detaljerte seismotektoniske undersøkingar, spenningsmålingar, data frå sein kvartærisk forkastningar, og observasjonar av spenningsavlastning indikera at neotektoniske bevegelsar har, og framleis er betydingsfulle i Norge (Olesen et al., 2013). Jordskjelv som ikkje førekjem ved aktive plategrenser er ofte relatert til relativt svake soner i berggrunnen. Desse sonene er ofte



Figur 3.4: Hovud-forkastningssoner i Sør Norge (Gabrielsen et al., 2002).

områder med veldig dårleg fjell, eller mengder med lausmassar. Krysning av desse vil kunne gi problem med stabilitet, og gi auka tidsbruk, kostnad og fare. Ved bygging av tunnelar er det difor viktig å finne ut om ein vil krysse eit område prega av aktive forkastningar. I Norge er det vanleg med mange, relativt lite kraftige jordskjelv over heile landet. Generelt er berggrunnen i Norge stabil, bortsett frå landheving og lokale svermar av små jordskjelv (Brynhi, 2009). Ut i frå modellen basert på landheving, vil jordskjelvaktiviteten og heving langs forkastningar, sjåast på som frigjering av spenningar i jordskorpa. Dette er

Neotektonikk i Norge blir ofte beskrive ved:

- Geologiske trekk
- Seismisitet
- Bergspenningar
- Oppløfting
- Aldersdatering

Dei geologiske trekk i Norge er hovudsakleg representert som to postglasiale forkastningar i Nord-Norge. Seismisiteten visast gjennom auka jordskjelvaktivitet langs kysten av nord-, vest og søraust Norge, i tillegg til paleoseismikk i Vest-, og Nord-Norge. Neotektonikk kan identifiserast ved hjelp av bergspenningar, med lokale avvik frå NV-SØ orienterte kompresjonsspenningar. I tillegg har ein også postglasial oppløfting, som aukar frå vest til aust (Olesen et al., 2013). Gjennom forskingsprosjektet NEONOR (Olesen et al., 2000) klassifiserte ein forkastningar i Norge etter sannsyn for neotektonikk. Forkastningane blei undersøkt gjennom strukturgeologisk kartlegging, overvaking av mikroseismikk, måling av spenningsavlasting, studie av flyfoto, grøfting, boring, ^{14}C -datering og GPR (Ground penetrating radar) profilering. Sannsynet for eksisterande neotektonikk i Norge blei deretter delt inn i fem klassar:

- A - Mest sannsynleg neotektonikk
- B - Sannsynlegvis neotektonikk
- C - Mogelegheit for neotektonikk
- D - Sannsynligvis ikkje neotektonikk
- E - Veldig lite sannsyn for neotektonikk

Etter ein kritisk vurdering 64 tilfelle der ein mistenkte neotektonikk, har ein berre klassifisert 5 som mest sannsynleg neotektonikk (Olesen et al., 2000).

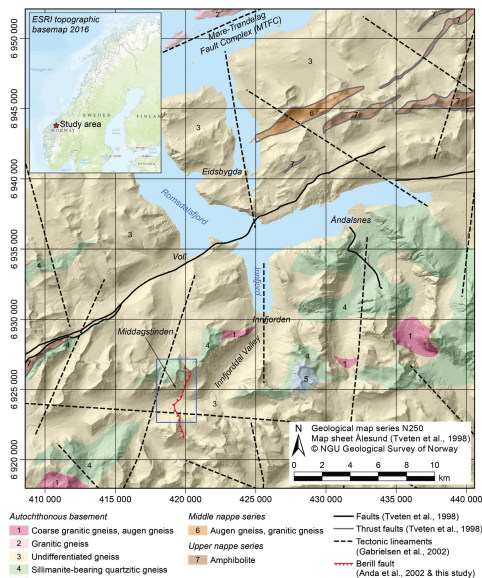
Regionen rundt Tautratunnelen er prega av to store hovud-lineament: Mandal-Molde sona og Møre-Trøndelag-forkastingskompleks (MTFK).

3.3.1 Mandal-Molde sona

Mandal-Molde-sona er eit fleire km bredt strukturbeltet, som strekk seg frå Mandal i sør, og nordover til Molde. Den forsvinn under det Kaledonske dekkesystemet ved Hardangervidda, men er lokalisert i den proterozoiske og kaledoniserte vestre gneis regionen (Gabrielsen et al., 2017). Sona påverkar store delar av sørvest Norge, og er godt uttrykt i kystområda rundt Molde. Inn i dette forkastningskomplekset ligg Berill-forkastninga. Som ein ser av figur 3.5, er denne lokaliser litt

aust for tunnelen ved fjellet Middagstinden. Denne sona er ei av sonene som har blitt vurdert som neotektonisk (Anda et al., 2002; Gabrielsen et al., 2002).

Berill-forkastninga:

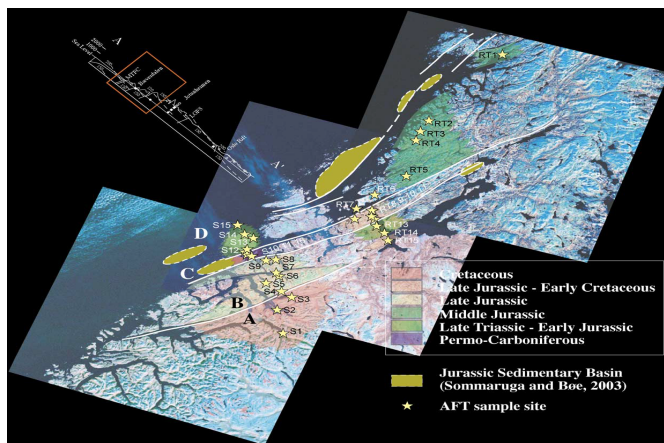


Figur 3.5: Plassering av Berill-forkastninga ved Middagstinden innerst ved Romsdalsfjorden (Schleier et al., 2016).

Berill-forkastninga har revers-bevegelse på 2-4 m, og strekke seg ca. 2,5 km. Den var først antatt som den første dokumenterte neotektoniske strukturen i Sør-Norge (Anda et al., 2002; Gabrielsen et al., 2002). Anda et al. (2002) tolka strukturen som ei forkastning danna etter Yngre Dryas, i siste del av Holocen. Det blei antatt at denne var relatert til ei stor seismisk hending, med størrelse på 6,5 til 7,5 på Richters skala. Det blei spekulert i om denne kan høyre til ei N-S orientert forkastningszone, bestående av fleire lineament som også kan ha gjennomgått neotektonikk. Eit av bevisa for neotektonisk bevegelse var at forkastninga kutta gjennom bla. isbre tillitt. Det blei tolka at neotektoniske bevegelser hadde reaktivert ei gammal forkastning. Drivkrafta til denne tektoniske bevegelsen blei antatt å vere Atlanterhavstryggen.

Forskningsprosjektet NeoNor ned justerte Berill-forkastninga frå mest sannsynleg neotektonikk, til sannsynlegvis neotektonikk i 2013, basert på nærmare undersøkingar (Olesen et al., 2013). Undersøkingar utført av Schleier et al. i 2016, har redefinert Berill-forkastninga som ei reaktivert forkastning frå eit Kaledonsk normalforkastnings system grunna DSGSD ('deep-seated-gravitational slope deformation'). Den blir difor definert som ein pseudotektonisk forkastning (Schleier et al., 2016), og ikkje neotektonisk forkastning som tidlegare forskning har antatt (Anda et al., 2002; Gabrielsen et al., 2002).

3.3.2 Møre-Trøndelags-forkastninga



Figur 3.6: Møre-Trøndelags-forkastninga med ulike domener basert på apatitt fisjons data (Redfield et al., 2005).

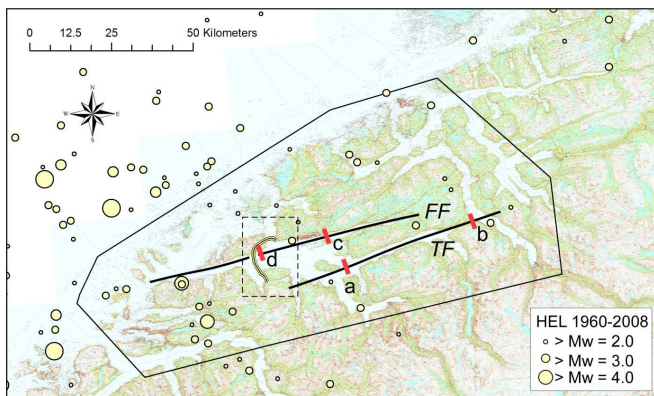
Møre-Trøndelag-forkastningskomplekset (MTFK) blei opphavleg definert i 1979 av Gabrielsen og Ramberg (Lutro et al., 2015). Sona er ein storskala struktur med breidde på 60-70 km, og lengde på nesten 300 km. Den karakteriserast som ein av dei viktigaste forkastningskompleksa i Norge (Redfield et al., 2005). MTFK ligg langs nordvest-kysten i Midt-Norge, og er ei gammal forkastningssone med gjentatt reaktiveringar (Nasuti et al., 2011; Redfield et al., 2005). Komplekset er også ein førsteordens-struktur som gjennomtreng heile tektonostratigrafien

til midtre delar av Norge. På land kutter forkastningsona djupe para-autotoktone og autoktont grunnfjell, og har mest sannsynleg påverka strukturutviklinga frå Kaledonsk tid til i dag (Roberts og Myrvang, 2004; Redfiel et al., 2014). MTFK har hatt ei lang og kompleks utvikling, og mange av forkastningane har blitt reaktivert fleire gongar. I følgje Redfield et al. (2005) kan ein identifisere fire domener (A-D) rundt, og i komplekset som viser tydeleg ulik historie gjennom apatitt fisjons data. MTFK og dei ulike aldersdomenene er vist i figur 3.6. Ut frå denne vil tunnelen ligge i eit område med alder frå Kritt.

MTFK har vore aktiv over lang tid, og har tektonisk historie med bevis for både høgrelengs, venstrelengs, og normal relativ bevegelse. Under ekstensjon, ved opninga av Nord-Atlanteren, blei eldre kaledonske forkastingar reaktivert, og forkastningar blei danna langs glimmerrike foliasjonsplan. Undersøkingar viser at enkelte forkastningar blei reaktivert i mesozoisk tid. Reaktivering av MTFK har blitt sett på som ein saksebevegelse der ein har aukande sprang frå nordaust mot sørvest. I dag er MTFK moderat aktiv, og deler det nåverande spenningsfeltet i regionen (Nasuti et al., 2011; Lutro et al., 2015). MTFK er representert ved Tjellefonna- og Fannefjord-forkastninga i område ved tunnelen.

Tjellefonna- og Fannefjord-forkastninga

Tjellefonna- (TF) og Fannefjord-forkastninga (FF) er to regionale hovudlineament tilknytt Møre-Trøndelags-forkastningskomplekset (Forsslund, 1988). Fannefjord-forkastninga er ein del av Bæverdallineamentet, og vil krysse tunneltraseen nord for Tautra (Lutro et al., 2015). Bæverdallineamentet oppstod for ca. 100 millionar år sidan i Kritt, og tilhøyrar MTFK. Hittil er forkastningsbevegelsane avgrensa til innanfor dei siste 100 million år, basert på termokronologiske undersøkingar. Bæverdalen-forkastninga er tolka som ca. 700 m brei, med ei 50-100 m vid sone av forkastningsmjøl, breksjer og linser av intakt berg (Nasuti et al., 2011). Den er definert som ein normal forkastning, med bratt fall mot sør. Dette lineamentet skil grunnfjellsgneisane i nord frå tektonostratigrafisk høgare dekkeiningar i sør. Bergartane nord for lineamentet (liggen), er mindre deformert enn bergartane i sør (hengen) (Forsslund, 1988).

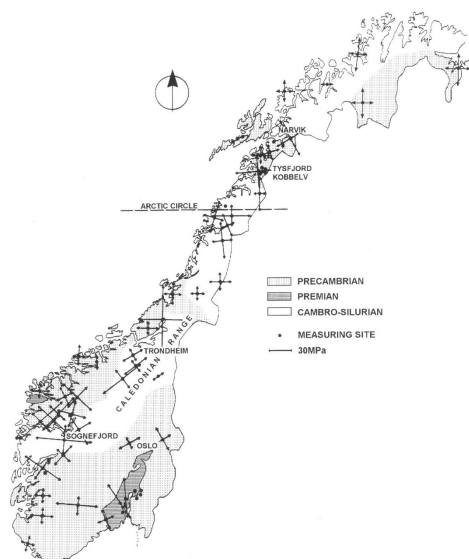


Figur 3.7: Viser dei ulike forkastningane i området. Fannefjord- (FF) og Tjellefonna-forkastninga (TF) er merka av. Det er også merka av registrerte jordskjelv med gitt størrelse for området (Nasuti et al., 2011).

Tjellefonna-forkastningen utgjør den inste forkastninga i MTFK (Redfield og Osmundsen, 2009; Lutro et al., 2015). Antatt bevegelse for TF er mot NNV, og forskjell i fisjonsspordata viser at forkastninga skil to ulike strukturelle nivå med ulik termisk historie. Tjellefonna- og Fannefjord-forkastningen si strukturelle forbindelse er enda ikkje godt forstått (Lutro et al., 2015). Plasseringa til Fannefjord- og Tjellefonna-forkastningen er vist i figur 3.7. Det er ikkje uvanleg med jordskjelv på $M_w > 4.5$ i Fennoskandia. Planlagt tunnel ligg innanfor det som er definert som Fennoscandian coastal seismic belt SB2". Det er difor viktig å vurdere om Fannefjord/Tjellefonna segmentet kan gi opphav til signifikante jordskjelv. Det er også jordskjelvaktivitet langs MTFK, spesielt offshore, grunna ekstensjon mot sør vest, som indikerer nåtidss tektoniskaktivitet langs dette forkastningskomplekset.

3.4 Bergspenningsforhold

Spenningsforholdet i den øvste delen av skorpa på det norske fastlandet, er påverka av overflate topografien danna under siste istid. Det vanlege spenningsforholdet når ein kjem eit par titals meter ned under overflata er $\sigma_H > \sigma_V$. Høge verdiar for σ_H er veldig karakteristisk for skandinavisk grunnfjell, og kan føre til sprak, eller bergslag. Som ein ser



Figur 3.8: Oversikt over spenningsforhold i Norge (Myrvang, 2001).

av figur 3.8 er retninga til σ_H er generelt orientert NV-SØ til N-S både på fastlandet, og den norske kontinentalsokkelen. Faktorar som påverkar den lokale spenningstilstanden og spenningsorienteringa er bla. topografiske effektar, reorientering rundt store forkastningar og brotsoner, påverknad frå platedrift, og effekt av kompresjon og landheving frå siste istid. I store delar av Skandinavia er den viktigaste årsaka til saman trykkande spenningstilstand og orientering av spenningsaksar 'ridge push' frå Atlanterhavsryggen (Fossen og Gabrielsen, 2013). Det horisontale spenningsfeltet i Norge er anisotroppt der den største horisontalspenninga σ_H er mykje større enn σ_h . Den vertikale spenninga i Norge stemmer godt overeins med den teoretiske lithostatiskespenningar frå overliggande bergmassar (Roberts og Myrvang, 2004). I Norge viser erfaring at det kan oppstå bergslag visst største hovudspenning nærmare seg 1/5 av bergartens trykkfastheit. Bergslag og kraftig avskaling kan oppstå umiddelbart etter utsprenging i harde bergartar (NGI, 2015).

Det ser ut til at det er ein rotasjon av største horisontal spenningsaksen langs MTFK. I nordvest er horisontalspenningane orientert N-S/Ø-V, medan i søraust er den orientert NV-SØ / NØ-SV.

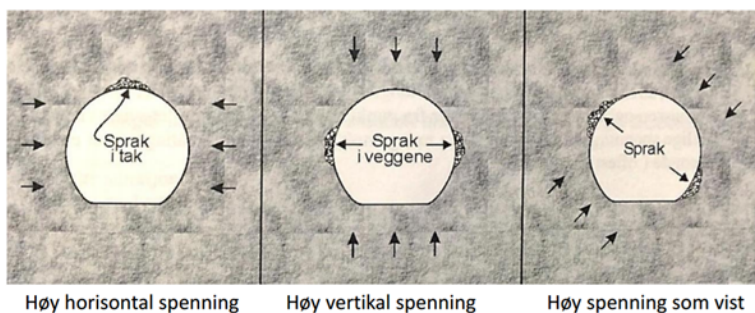
3.4.1 Bergspenningsproblem

Ved utsprenging av eit bergrom, vil ein påverke dei opphavlege spenningsane. Figur 3.9 viser lokalisering av spenningsproblem i eit tunnelprofil, ved ulike spenningsforhold. Ved høge horisontalspenningar, vil ein kunne få sprak i heng. Visst ein får store forskjellar mellom største og minste hovudspenning vil ein kunne få bergspenningsproblem. Kirschhoff sine likningar (likning 3.2-3.3), definerer største og minste tangential spenning ved konturen. Visst ein har skarpe hjørne vil desse spenningsane bli veldig store, og det er difor viktig å unngå ugunstig geometri:

$$\sigma_{t,maks} = 3 \times \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.2)$$

$$\sigma_{t,min} = 3 \times \sigma_3 - \sigma_1 \quad (3.3)$$

Under driving med liten bergoverdekning, liten innspenning, eller høge bergspenningar må ein vurdere drivemåte og sikringsmetode. Det kan førekomme bergslag/avskaling ved svært høge spennningar, og føre til langsiktig deformasjon av bergmassen. Omfanget på avskalninga er avhengig av intensiteten og spennet til bergrommet. Anisotropisk spenningsforhold vil vere ugunstig ved høge spennningar, og tunnelperiferien vil vere utsett for spenningsinduserte stabilitetsproblem (NGI, 2015).



Figur 3.9: Lokalisering av sprak i eit tunnelprofil basert på ulike spenningsforhold (Hagen, 2015).

I følgje Sve et al. (2008), er sikring i sprakeberg er avhengig av rask påføring av fiberarmert sprøytebetong. Dette fungera som brems på utviklinga av sprak, og vil oppretthalde sprengingsprofilen. I tillegg brukast endeforankra boltar, utan forspenning. Sikringa vil varierer avhengig av spenningsforhold, og det visast det til *Håndbok Nr. 5: Tung bergsikring i undergrunnen* (Sve et al. 2008), for nødvendige tiltak.

Skviseberg er bergmassar der ein får plastisk deformasjon grunna høge spenningar. I svake bergmassar vil bergmassestyrken bli mindre enn tangential spenninga, og ein får deformasjon langs tunnel konturen (Panti og Nilsen, 2007). Dette kan oppstå i mjukt, eller knust berg når spenningane blir høgare enn bergmassen si styrke. Har ein tangentiale spenningar som overskride bergartens trykkfastheit, kan det oppstå skvising (NGI, 2015). Skvising kan skape store skader på installert sikring ved høgt skvisetrykk. Soner som har skviseproblem bør sikrast med sprøytebetongbuer. Dette er fordi desse kan ta opp relativt store deformasjonar utan å kollapse (Sve et al., 2008). Den beste måten å takle vanskelege skviseproblem er å utarbeide ein strategi på førehand, for å redusere stabilitets problema. Det vil difor vere viktig å undersøke moglegheita for skviseproblem før driving (Panti og Nilsen, 2007).

Kapittel 4

Erfaringar frå nærliggande anlegg

I dag finst det om lag 50 undersjøiske tunnelar i Norge, og enda fleire under planlegging og bygging. Dei fleste av desse er vegtunnelar, men også ein del til transport av olje og gass. Alle tunnelane er bygd med konvensjonell sprenging, men det kan vere mogeleg å bruke bla. tunnelboremaskiner (TBM) til bygging av tunnelar i framtida (Dammyr et al., 2017; Nilsen, 2014). Dei fleste vegtunnelane ligg i dag i harde Prekambriske bergartar, som hovudsakleg består av granittisk gneis. Undersjøiske tunnelar skil seg frå “vanlege“ vegtunnelar ved at store delar av prosjektet ligg under vatn. Tunnelane kryssar ofte fjordar som er definert av store svakheitssone, som kan gi stabilitetsproblem og innlekkasjar. Ved potensiell innlekkasje kan ein få uendeleg med vassinnstrøyming, og svært høgt vasstrykk (opptil 2,5 MPa) (Nilsen, 2014). Vasslekkasjar frå sjøvatn er salint og kan føre til ekstra korrosjon på den installerte bergsikringa. Det er også vanskelegare å innhente informasjon for bergmassar under sjø enn det er på land. Undersjøiske tunnelar vil difor innebære større risiko, og det er viktig å utføre omfattande forundersøkingar (Dammyr et al., 2017).

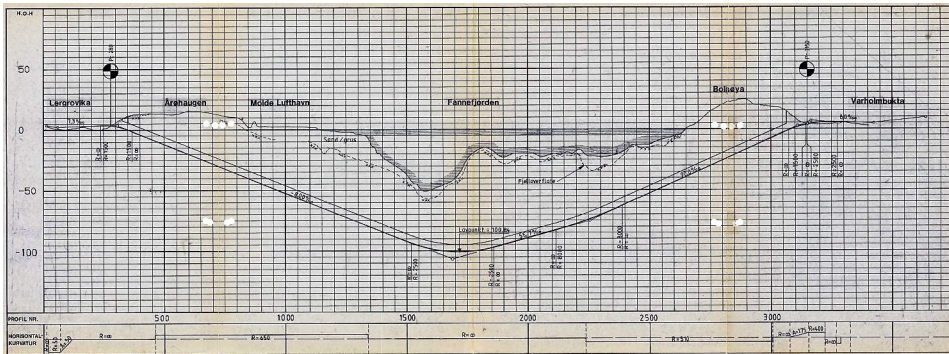
Undersøkingane består hovudsakleg av ingeniørgeologisk kartlegging på land, geofysiske undersøkingar i tillegg til kjerneboring. Dei fleste undersjøiske tunnelane har blitt ferdig i tide utan store problem. I følgje Nilsen (2014) er dei største problema som har oppstått har skjedd ved svakheitssoner som inneheld svelleleire, eller hatt stor innlekkasje. Dei

få tilfella av innrasing har skjedd i svakheitssoner som ikkje har blitt undersøkt av kjerneboring grunna for stor avstand. Det er difor vanleg å ha både ingeniørgeologisk kartlegging, og sonderboring ved driving av undersjøiske tunnelar i Norge. I dette kapitlet vil det bli sett på erfaringar frå tre undersjøiske tunnelar som kan gi nyttig informasjon til bygging av Tautratunnelen.

Tabell 4.1: Redigert oversikt over generell info om dei ulike prosjekta (Nilsen, 2014).

Prosjekt	År	Berg- masse	Lengd [km]	Over- dekning	Lågbrekk [muh.]
Fannefjordtunnelen	1991	Gneis	2,7	28 m	100
Frøyatunnelen	2000	Gneis	5,2	41 m	164
Atlantehavstunnelen	2009	Gneis	5,7	45 m	259
Tautratunnelen	Ukjent	Gneis	16	50 m	358

4.1 Fannefjordtunnelen



Figur 4.1: Lengdeprofil av Fannefjordtunnelen (Karlson, 1989).

Fannefjordtunnelen er ein undersjøisk vegtunnel på Fv.64, som går frå Bolsøya til Årø, i Molde kommune. Den er 2,7 km lang, og kryssar Fannefjorden med djupaste punkt på 100 m (Nilsen, 2014). Tunnelen blei opna i 1991, og har brattaste stigning på 8,5 %, og lengdeprofil av tunnelen er vist i figur 4.1. Som ein ser av figuren er det ikkje snakk

om store overdekningar langs traseen. Tunnelen kryssar bergartar og forkastingsoner, som tunneltraseen vil krysse lenger ut i fjorden. Erfaringar frå forundersøkingar og bygging, kan difor gi nyttig informasjon om potensielle svakheitssoner, geologi og sikringsmetode. Det er ikkje utarbeida ein sluttrapport frå denne tunnelen, og all informasjon om driving og sikring er basert på intervju av ingeniørgeolog ved prosjektet i Statens vegvesen Kåre Ingolf Karlson, 06.07.2017, i Molde (pers.kom. Karlson, 2017).

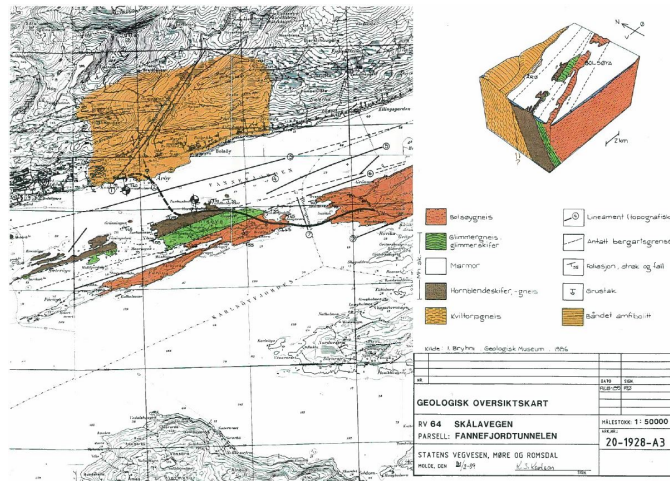
4.1.1 Undersøkingar

Forundersøkingane blei utført mellom 1985-1989, og omfatta ingeniørgeologisk feltkartlegging, akustisk sondering, refraksjonsseismikk og eit par grunnboringar. I tillegg blei erfaringar frå Ålesunds-tunnelane tatt med i vurdering av venta fjellforhold. Vurderingane og tolkingane som blei gjort i forundersøkingane baserte seg på refraksjonsseismikk, kombinert med feltkartlegging på land. Den ingeniørgeologiske kartlegginga blei utført av Bryhni i 1986, og gav brukbar oversikt over bergartstypar, oppsprekking og tektonikk i berggrunnen under Fannefjorden. Akustisk sondering blei utført av A/S geoteam i 1985 i ein 1500-1700 m brei korridor i Fannefjorden. Refraksjonsseismiske undersøkingar blei starta opp i 1984, og 98 % av tunneltraseen under sjø blei kartlagt med seismiske profil i 1988 og 1989. Det blei det utført grunnboringar for kontroll av parti langs tunneltraseen med liten, eller usikker overdekking (Karlson, 1989). Under driving blei det utført sonderboring, og ingeniørgeologisk kartlegging av stuff.

4.1.2 Geologi

Geologisk ligg tunnelen plassert i den vestre gneis regionen. Tunnelen går gjennom ein grovkorna gneis bergart, Kviltorpgneis, i den nordlege delen. Vidare kryssar tunnelen hornblendeskifer i djuprenna, før den går over til ein mørkare hornblende gneis i den sørlege delen. Generelt viste fjellkvaliteten seg å vere god. Kartlagde bergartar i området frå forundersøkingane er vist i figur 4.2. Bergmassane blei antatt å vere moderat oppsprukke, og den mest karakteriserte sprekkeretninga er langs foliasjonsplanet (ØNØ-VSV/V) med steilt fall mot sør (Karlson,

1989). I følgje Karlson stemte dei geologiske forholda godt over ens med det som blei møtt under driving.



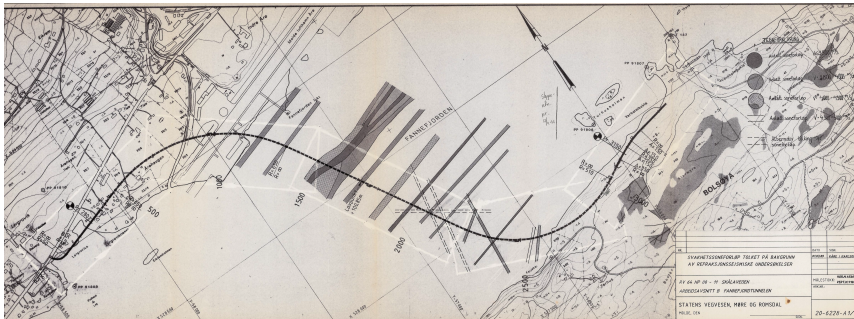
Figur 4.2: Kartlagt berggrunnsgeologi i området rundt Fannefjordtunnelen (Karlson, 1989).

Det var lokalisert ein urein marmor førekomst på Bolsøya sør for tunnelen. Dette er den same førekomsten som er kartlagt på Tautra. I følgje Karlson møtte ikkje tunnelen på noko marmorførekomst, eller kalkholdige bergartar. Det var difor heller ingen teikn til, eller problem med karststrukturar. Det var antatt at Kviltorgneisen ville ha større innlekkasje enn Hornblende gneisen. I følgje sikring og injeksjonsdata viste det seg at det var omvendt. Dette har nok samanheng med plassering ved Fannefjordforkastninga. Hornblendegneisen ligg i hengblokka, og vil difor vil vere meir oppknust. Ein kan anta liknande forhold ved Tautratunnelen.

4.1.3 Svakheitssone

Dei fleste svakheitssonene i område har same strøk- og fallretning som foliasjonen (ØNØ-VSV/V, med fall mot S). Dette er parallelt med Fannefjorden, og dyppålen ligg i den regionale forkastningssona Fannefjord-forkastninga. I tillegg er det andre markerte retningar i området: NV-SØ til NNV-SSØ og NNØ-SSV til NØ-SV. Det var antatt

at soner registrert med hastigheit mellom 3500-4500 m/s ville representerte oppsprukke, og delvis sleppete fjell. Sonene med hastigheit < 3500 m/s blei tolka til å ville innehalde meir oppknust fjell og leirrike parti, med meir open karakter, og større fare for innlekkasje. Det blei antatt at hastigheitsona på 3200 m/s ved det djupaste punktet i tunnelen kunne vere vassførande. Basert på refraksjonsseismikken blei det forventa at svakheitssonene ikkje ville ha større mektigheit enn ca. 25 m. Svakheitssonene som blei kartlagt ved forundersøkingane er vist i figur 4.3 (Karlson, 1989). I følgje Karlson stemte antakingane om svakheitssonene frå forundersøkingane relativt godt overeins med det ein møtte på under bygging. Sonene innehaldt ofte ein kombinasjon av blokker og leire. Det oppstod ingen svelleproblem i sonene. Kryssinga av Fannefjordforkastninga bestod av ei 120 m brei sone i lågbrekket til tunnelen. Denne hadde ei tørr sone i forkastningsenteret, som bestod av leire som tetta for innlekkasje. Leira haldt seg stabil lenge nok til at stabilitetssikringa blei utført utan problem (pers.kom. Karlson, 2017).



Figur 4.3: Oversikt over registrerte svakheitssoner frå forundersøkingane ved Fannefjordtunnelen (Karlson, 1989).

4.1.4 Spenningsforhold

Det blei ikkje utført spenningsmålingar under forundersøkingane, eller ved driving av tunnelen. I følgje Karlson viste spenningsforholda seg å vere gunstig, og var verken for høge, eller låge. Det oppstod ingen store stabilitetsproblem, under driving av tunnelen. Heller ingen store deformasjonar av tunnelen i etter tid grunna spenningsproblem. Det var generelt ikkje store bergoverdekningar langs tunneltraseen. Overdek-

ninga ved tunnelen var på det meste 100 m, inkludert berg, lausmasse og sjø. Tautratunnelen vil ha områder med overdekning opp mot 700 m, så ein kan ikkje utelukke spenningsproblem basert på erfaring frå Fannefjordtunnelen. Ein kan anta at ved same overdeknings forhold ved Tautratunnelen, vil ein ikkje få store spenningsproblem. Dette kan gi ein indikasjon på at horisontal spenningane i område, ikkje skaper store spenningsproblem.

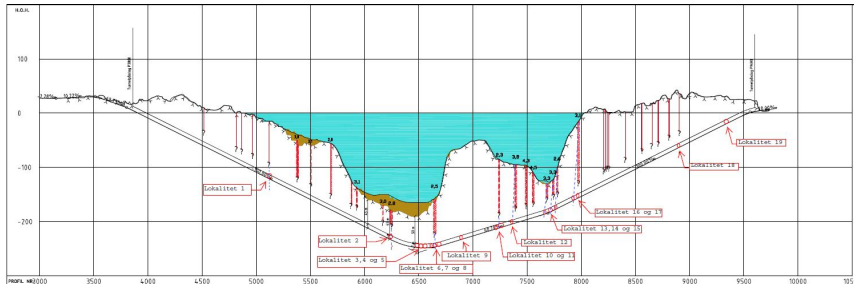
4.1.5 Stabilitets- og vassikring

Dei største vassproblema var venta i nordlege delar av tunnelen, på grunn av sprø bergartar. I strekningane utan om svakheitssona var det antatt godt fjell, og hovudsakleg sikring i form av reinsk og bolting. Ved skifrig, eller småfallen fjell, skulle det brukast sprøytebetong. I svakheitssonene antok ein oppsprukke og delvis sleppete fjell, og desse ville trenge omfattande sikring. Avgrensa strekningar blei antatt å vere så dårleg at det ville trenge full utstøyping (Karlson, 1989). Sikringsdata frå tunnelen viser at ein møtte på ei sone ved 1550-1675. Sona låg i botn av tunnelen, og representerer området der Fannefjord-forkastninga kryssar traseen. Leira i sona var relativt tett og det oppstod ingen innlekkasjar, og heller ingen svelleleire. Ein kan anta liknande forhold ved kryssinga av sone ved Tautratunnelen. Denne sone blei sikra med full utstøyping, fordi ein ikkje hadde armerte buer. Elles i tunnelen blei det brukt mindre boltar per meter, men meir sprøytebetong enn planlagt. Det var planlagt å utføre ein injeksjon på ca. 200 kg per. m, men det blei berre utført ca. 10 kg per. m. I tabell 4.2 er det presentert ei oversikt over anvendt sikring i Fannefjordtunnelen, basert på sikringsdata gitt av Karlson ved personleg kommunikasjon (2017).

Tabell 4.2: Sikring i Fannefjordtunnelen (Pers.kom. Karlson, 2017).

Sikringsmetode	Sikringsmengd
Boltar	12 158 stk.
Forboltar	816 stk.
Sprøytebetong	65 m^3
Sprøytebetong (fiber)	2 577 m^3
Full utstøyping	2 614 m^3
Bånd	5141 stk.

4.2 Atlanterhavstunnelen



Figur 4.4: Lengdesnitt av Atlanterhavstunnelen med lokaliserte svakheitssone (Todnem, 2010).

Ytst i Bremsnesfjorden i Møre og Romsdal ligg Atlanterhavstunnelen, som bind saman kommunane Averøy og Kristiansund. Tunnelen er ein 5727 m lang undersjøisk tunnel, med djupaste punkt på 250 muh., og brattaste stigning på 10 % (Karlson, 2008). Geologisk ligg tunnelen innan for den vestre gneis regionen, og strukturgeologien er prega av den regionale Molde-Trøndelags-forkastninga. Under driving av tunnelen møtte ein på ei svært utfordrande svakheitssone i nærleiken av lågbrekke. Sona viste seg å vere dårlegare enn antatt, og utvikla seg til ei rassone.

4.2.1 Undersøkingar

I forundersøkingfasen blei det utført konvensjonell ingeniørgeologisk feltkartlegging, kjerneboring, akustisk profilering av havbotn, og refraksjonsseismikk. Refraksjonsseismikken viste fleire låghastigheitssone, som representerer svakheits-/forkastningssonar. Ut frå forundersøkingane ville passeringa under Bremsnesfjorden krysse ca. 20 svakheitssoner. Generelt blei resten av tunnelen registrert med seismisk hastighet 5000-6000 m/s (Statens vegvesen, 2006; Karlson, 2008). Kjerneboringa blei nytta for å karakterisere materialet og breidda til ei sone nær lågbrekket. Resultatet frå boringa viste fleire oppknuste soner med lita mektigheit (Statens vegvesen, 2006). Kjerneboringa indikerte dårleg bergmasse ved profil 6682-6675 i tillegg til enda ei sone ved 6660-6654. Forundersøkingane viste at traseen nord for første djuprenne var meir

tekonisert og gjennomsett av markerte svakheitssonar enn resten av tunnelen. Vasstapsmålingar gjort i kjerneborholet viste små, eller ingen lekkasje. Under driving blei det utført ingeniørgeologisk kartlegging på stuff, sonderboring, kjerneboring, leiretesting og deformasjonsmålingar (Todnem, 2010). Den kartlagde bergmassekvaliteten basert på seismiskeundersøkingar er vist i tabell 4.3. Som ein ser av denne var det kartlagt 6 % av dårlegaste bergmassekvalitet.

Tabell 4.3: Registrerte seismiske hastigheiter frå forundersøkingane ved Atlanterhavstunnelen (Statens vegvesen, 2006).

Registrert seismisk hastigheit [m/s]	<5000	5-4000	<4000
Atlanterhavstunnelen 2001	92 %	2 %	6 %

4.2.2 Geologi

Tunnelen ligg i den vestre gneisregionen, og bergartane er hovudsakleg granittiske gneisar med innslag av amfibolitt, pegmatitt og glimmerrike bergartar. Gneisane er raudlege av granittisk samansetting, og dominerer ytst i Bremsnesfjorden. Amfibolittane ligg som drag i gneiskomplekset, parallelt med bergartanes strøkretning, og representere svakheitssonar. Desse er registrert som langstrakte dalsøkk parallelt med den regionale strøkretninga. Det er også registrert yngre sedimentære og devonske bergartar nord og nordaust for tunnelen. Dei grovkrystalline pegmatittane opptre langs strøkretninga, og har mektigheit frå eit par cm til nokre meter. Dei som ligg nær sprekkesonar er tett oppsprukke. Strøkretninga på gneisen er ØNØ-VSV med moderat til steilt fall som varierer hyppig. Den vanlegaste sprekkeretninga fell steil N-S, i tillegg er det hyppige sprekker i retning ØNØ-VSV, Ø-V og SØ-NV med moderat til steilt fall (Todnem, 2010).

Det var ikkje observert marmorforekomst, eller kalkholdige bergartar rundt tunnelen. Karstproblematikk var ikkje eit problem for bygging av dette prosjektet.

4.2.3 Svakheitssone

Stortsett stemte lokaliteten til svakheitssonene overeins med tolka soner frå forundersøkingane. 13 av dei 20 svakheitssonene var registrert med under 3,5 km/s, der tre hadde hastigheit ned mot 2500 m/s (Statens vegvesen, 2006). Det blei antatt at fleire av desse kunne føre til store problem under driving. Like ved lågbrekke til tunnelen blei det registrert ei svakheitssone med hastigheit ned mot 2500 og 2800 m/s. Under driving blei det definert 19 svakheitssonar/lokalitetar med Q -verdi < 1 . Desse er vist i lengdesnittet til tunnelen i figur 4.4. Bergartstypane sonene låg i varierte, men dei fleste var lokalisert innan for den amfibolittiske gneisen. Åtte av sonene blei testa for svelleleire, og samtlege innehaldt svært til middels aktiv svelleleire med svelletrykk opp til 0,65 MPa (Todnem, 2010). Fellestrekk ved dei 19 sonene var at samtlege var kartlagt som amfibolittisk gneis, eller amfibolitt, med Q -verdi mellom 0,01-1,3. Sonene var klart avgrensa av sideberg av betre kvalitet, med Q -verdi mellom 0,8-8,3. Oversikt over bergmassekvaliteten i svakheitssonene er gitt i figur 4.5. I tillegg var dei fleste sonene beskrive som tørre (Todnem, 2010; Kvarstein,2017).



Figur 4.5: Oversiktsbilde over bergmassekvalitet i svakheitssonene i Atlanterhavstunnelen basert på data frå Todnem (2010).

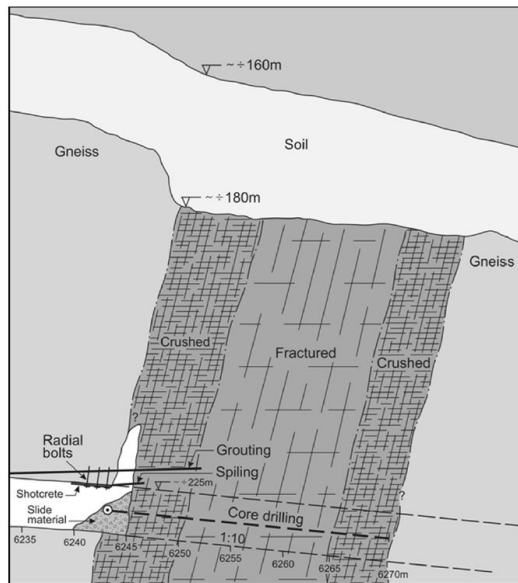
4.2.4 Spenningsforhold

Det var ikkje utført spenningsmålingar for tunnelen under forundersøkingane, eller ved driving. Spenningsforholdet blei basert på dei regionale spenningsmålingane i området Trøndelag-Møre. Desse viser størs-

te hovudspenning i retning VNV-ØSØ og minste i NNØ-SSV. Det blei antatt at anisotropien til spenningane, ikkje ville gi stabilitetsmessige problem (Statens vegvesen, 2006). I følgje Karlson (pers.kom.ingeniørgeolog Kåre Ingolf Karlson, 03.10.2017) var det ingen problem grunna spenningsforhold i tunnelen verken under, eller etter bygging.

4.2.5 Stabilitets- og vassikring

Det blei brukt meir sikring og injeksjon enn det som først var antatt for Atlanterhavstunnelen. Dette er hovudsakleg grunna tung og omfattande sikring av rassona.



Figur 4.6: Figur av rassona i Atlanterhavstunnelen (Karlson, 2008).

Rassona er definert som svakheitssona like ved lågbrekket til tunnelen, og blei møtt på februar 2008. Forholda under driving var generelt gode, med små lokale innlekkasjar. I Februar 2008 nådde drivinga profil 6242, 2380 m frå tverrslaget i vest. Før dette hadde ein drive gjennom svakheitssonar med hastigheit ned mot 2800-3100 m/s utan store problem. Sonderboring indikerte dårleg kvalitet og lite vasslekkasje i sona med 2,8 km/s. Det var difor antatt at denne sona ville vere lik dei hittil

andre svakheitssonene. For sikkerheitsskyld blei det utført injisering for å tette igjen sprekker og stabilisere sona. Det blei brukt 11 000 kg industrisement i injeksjonsskjermen. Etter utsprenging blei stoffen var sikra med sprøytebetong og boltar. Til tross for fleire sikringstiltak oppstod det eit ras i tunnelen 230 m under havoverflata, som førte til stor innlekkasje av sjøvatn. På det meste var innlekkasje oppe i 500 l/min frå eit borehol, og vasstrykk opp til 23 bar. For å stabilisere tunnelen blei dei brukt tunnelstein og sprøytebetong til plugging av rasområdet. I tillegg blei det pumpa betongmørtel inn i rassåret over røysa (Karlson,2008). Figur 4.6 viser rassona med overliggende massar, og utført sikring.

Det har vore bra samsvar mellom utført og anbefalt sikring, men det har like vel vore eit behov for ein del tilleggssikring. Oversikt over antatt og utført sikringsmengd er vist i tabellen under:

Tabell 4.4: Oversikt over antatt og utført sikringsmengde for tunnelen og rassona (Statens vegvesen, 2006).

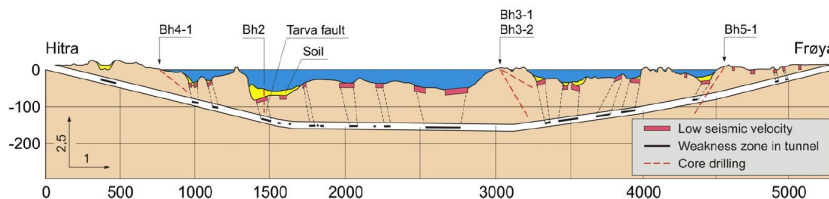
Sikring	Antatt	Utført-tunnel	Utført-rassona
Innstøypte boltar	25000 stk	1976 stk	601 stk
Endeforankra boltar	20700 stk	27 562 stk	694 stk
Forboltar	1700 stk	3513 stk	1388 stk
Sprøytebetong	10200 m ³	16413 m ³	1199 m ³
Sprøytebetongbogar	40 stk	25 stk	26 stk
Full utstøyping	190 m	-	40 m
Sålestøyp	20 m	10 m	40 m

Injeksjonsmengda brukt under driving av tunnelen blei meir enn antatt. I kontrakta var det angitt injeksjonsmengde på 1 540 tonn, men ved driving blei det nytta 1 708 tonn. Etter bygging var innlekkasje på 500 l/min, som relativt lite for ein slik type tunnel (Karlson, 2008).

4.3 Frøyatunnelen

Frøyatunnelen ligg på nordvest kysten av Norge, vest for Trondheim, og bind saman øyene Hitra og Frøya. Tunnelen er ein 5,3 km lang un-

dersjøisk tunnel, med djupaste punkt på 155 muh. Største delen av tunnelen går under havet, og har minste overdekning på 37 m. Tunnelprofilen er vist i figur 4.7. Bygginga av tunnelen starta i februar 1998, og hadde gjennomslag september 1999. Den blei opna juni 2000, nesten eit heilt år tidlegare enn venta. Tunnelen har to køyrefelt, maksimal stigning på 10 %, og tverrsnitt på 50 m² (Lillevik et al., 1998; Holmøy, 2008; Lien et al., 2000). I tillegg til å ligge i same geologisk kompleks (VGR), har ein ved bygging møtt på kalkhaldige bergartar. Erfaringar frå desse kalkhaldige sonen vil kunne gi nyttig informasjon ved potensiell driving gjennom likande soner ved Tautratunnelen.

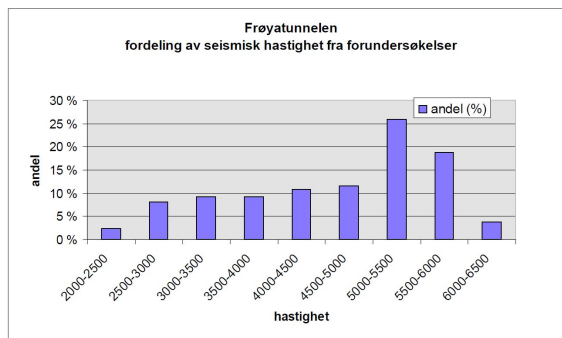


Figur 4.7: Lengdesnitt av Frøyatunnelen. Viser sammenheng mellom antatt og faktiske svakheitssonar (Nilsen, 2014).

4.3.1 Undersøkingar

Det blei utført svært omfattande ingeniørgeologiske forundersøkingar for Frøyatunnelen. Dei første forundersøkingane starta i 1982, og bestod av seismiske målingar, strukturgeologisk analyse, ingeniørgeologisk kartlegging og kjerneboring (Bhasin, 2002). Det blei utført refraksjonsseismikk i 5 omgangar på 10 450 m av tunneltraséen, i tillegg til 3 omgangar med akustiske målingar. Samla resultat frå refraksjonsseismikken er vist i figur 4.8. Kjerneboringa bestod av 13 hol på til saman 1850 m, der det lengste holet var 268 m. Det blei tidleg klart at Frøyfjorden hadde svært kompleks geologi, basert på dei omfattande undersøkingane (Lien et al., 2010). Tunnelen blei drive på konvensjonell måte med boring og sprenging. Under bygging blei det lagt vekt på ingeniørgeologisk kartlegging, og dokumentasjon av faktiske forhold. Det blei også her nytta kjerneboring i tillegg til sonderboring for å undersøke forholda best mogeleg. Erfaringar frå kjerneboringa i dette prosjektet,

viste at resultatet frå boringa ofte tolkast dårlegare enn det som er reelt. Ein av grunnane til dette er at kjernebola går horisontalt, og vil kunne følge enkelt sprekker i fjellet. Desse vil ofte innehalde dårlegare materiale enn resten av fjellmassen (Bhasin, 2002). Forundersøkingane stemte i grove trekk overeins med verkelegheita, bortsett frå eit par mindre avvik (Lillevik et al., 1998).

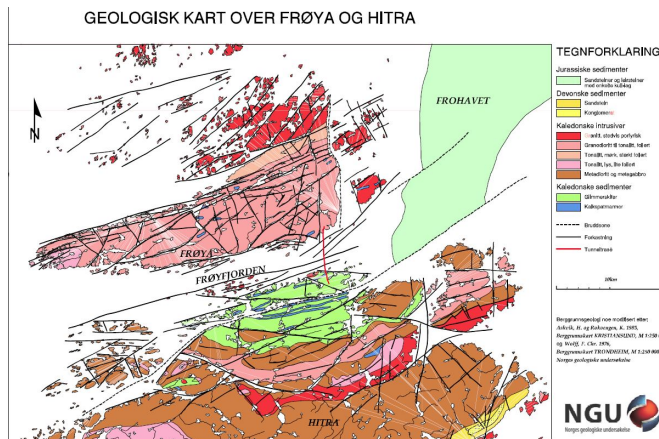


Figur 4.8: Oversiktsbilde over fordelinga av seismiske hastigheiter frå forundersøkingane ved Frøyatunnelen (Lien et al., 2000).

4.3.2 Geologi

Langs tunneltraseen består berggrunnen av kambriske, eller prekambriske høgmetamorfe gneisbergartar (Lillevik, 1998; Lien et al., 2000; Bhasin, 2002). Dei ulike bergartane ved tunnelen er vist i det geologiske kartet i figur 4.9. Det blei også påvist sedimentære bergartar frå paleozoisk- og mesozoisk tid i område ved kjerneboringa. Desse kan også tenkast å ha enda opp i forkastningar undveder reaktivering i midtre delar av Jura, eller seinare. Berggrunnen rundt Frøyfjorden består av djupbergartar og metasedimentære bergartar frå eit kompleks med skyvedekker i den kaledonske fjellkjeda (Bhasin, 2002). Begge påhugga på Hitra og Frøya ligge i berg dominert av metamorfiske bergartar frå Prekambrisk tid. Gneisen på Hitra.-sida består av ein mørk glimmergneis med opp til 30 % glimmer, medan Frøya-sida er dominert av ein relativ massiv migmatitt (Lillevik et al., 1998). Berggrunnen i fjorden består av overgangar mellom granittiske gneisar, glimmerrike

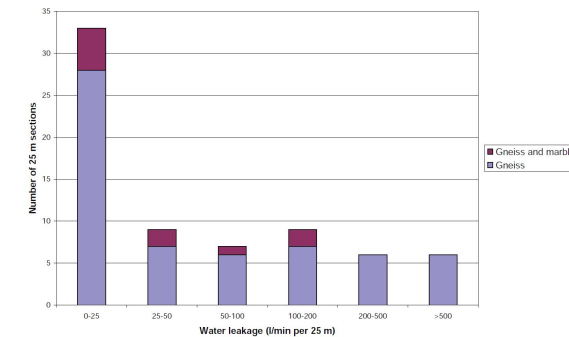
gneisar og migmatitt. Hovudfoliasjonen er generelt orientert med strøk ØNØ-VSV, med steilt fall mot NV. Regionen har blitt utsett for stor forkastningsaktivitet og breksjedanning under bevegelser frå Devon til Tertiær. Hovudforkastning-strukturen i området er Tarvaforkastninga, som fortset innover fastlandet 150 km mot ØNØ. Denne er ein del av Møre-Trøndelags-forkastningskomplekset (Holmøy, 2008).



Figur 4.9: Geologisk kart med teiknforklaring over Frøya og Hitra (NGU) (Bhasin,2002).

4.3.3 Kalkhaldig berggrunn

Det blei kartlagt lag av grå kalkmarmor i dagen på Dolmøya (Lillevik et al.,1998). Det blei også registrert eit par lag med kalkstein/marmor under forundersøkingane (Holmvøy, 2008). Ved driving viste området ved kalkmarmoren seg å vere ei 90 m lang svakheitssone. Denne hadde tett oppsprekking, og bestod av svært dårleg til ekstremt dårleg fjell (Lillevik et al.,1998). I følgje Lillevik (pers.kom. ingeniørgeolog ved prosjektet, Stig Lillevik, 04.10.2017) møtte ein på innslag av kalkholdige bergartar under driving på Dolmøy-Hitrasida. Her kunne det vere antydning til karst, men det oppstod ingen store vasslekkasjar. Ei sone med marmor og marmor-breksje kombinert med gneis blei registrert i tunnelen. Figur 4.10 viser eit histogram med 25 seksjonar av ulike bergart og innlekkasje av vatn. Det var ikkje noko spesielt høg innlekkasje i seksjonar som innehaldt marmor, eller marmor-breksje (Holmøy, 2008).



Figur 4.10: Samanlikning av innlekkasje frå gneis og gneis/marmor (Holmøy, 2008).

4.3.4 Svakheitssone

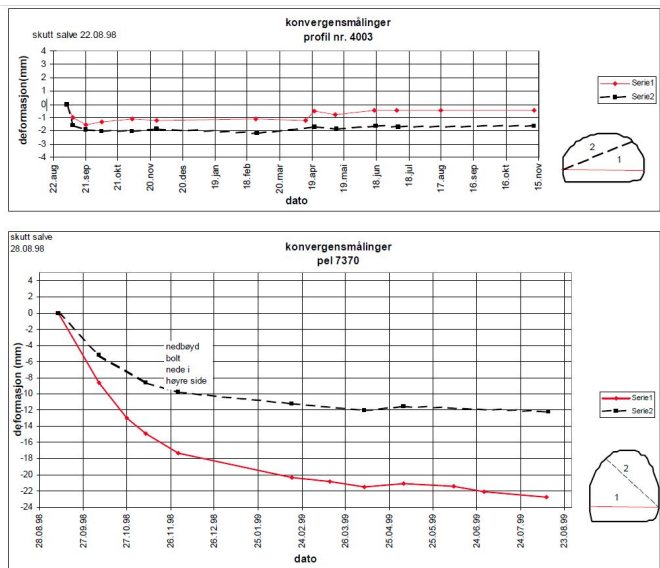
Tunnelen ligg i eit område i landet med mest markerte mønster av svakheitssonar og forkastningar. Desse består hovudsakleg av kjemisk forvittra materiale med konsistens som ein kohesjonsjordart, og mindre grad av knuste massar (Lillevik et al., 1998). Tarvaforkastninga utgjer hovudforkastninga som går parallelt med Frøyfjorden, og kryssar tunneltraséen. I følgje Lillevik et al. (2008) er denne antatt å vere ei normalforkastning frå Jura/Kritt. Det var antatt at svakheitssonene med NØ-SV retning ville vere overeksponert grunna isbreens bevegelsesretning. Sidan berggrunnen har vore mindre utsett for breerosjon, forventa ein stor grad av forvitring i desse sonene.

Under driving danna sleppesonene svakheitssone som kryssar tunnelen med retning Ø-V og ØNØ-VSV (Bhasin, 2002). Svellemateriale frå 30 svakheitssonene blei testa, og 70 % av desse hadde meir enn 0,3 MPa i svelletrykk. 36 % av tunnelen kan beskrivast som svakheitssonar, eller soner med Q-verdi < 1. Bergarten mellom desse sonene var ikkje så god som ein hadde forventa frå forundersøkingane, og berre 32 % av tunnelen hadde god til veldig god bergmasse kvalitet. Sprekkene utanfor svakheitssonene hadde sprekketryllingar på 0-10 mm leire, medan svakheitssonene ofte hadde mellom 10-20 mm, og enkelte plassar enda meir (Holmøy, 2008). Sonene blei ikkje alderstesta, men det var ingen indikasjonar på at det var fare for neotektoniske bevegelsar ved tunnelen (Personlig kommunikasjon med ingeniørgeolog ved prosjektet, Stig

Lillevik, 04.10.2017).

4.3.5 Spenningsproblem

Den største regionale hovudspenninga er antatt orientert NV-SØ. I følge Lillevik et al. (1998) var det antatt lågare horisontal spenningar enn det som er vanleg på fastlandet. Det blei ikkje utført spenningsmålingar for Frøyatunnelen under forundersøkingane, eller ved driving. Spenningsforholda som blei antatt under bygging av tunnelen var basert på Roberts og Myrvang (2004) tolkning av at hovudspenninga er orientert NV-SØ i kyst områda i sentrale deler av Norge. I følgje Lillevik hadde ein problem med skvising i enkelte svakheitssonar i etter tid (Personlig kommunikasjon med ingeniørgeolog ved prosjektet, Stig Lillevik, 04.10.17). Det blei føretatt deformasjonsmålingar (konvergenzmålingar) av 27 svakheitssonar under heile anleggsperioden. Mengda deformasjon varierte med sikringsmengd og materialtype. Nokre sonar hadde jamt deformasjonsforløp på nokre månadar, og figur 4.11 viser deformasjon i soner sikra med 20-30 cm sprøytebetong. Som ein ser av figuren var deformasjonane på 22 mm i løpet av eit år.



Figur 4.11: Konvergenzmålingar frå to profil i Frøyatunnelen med tydelig konvergens (Statens vegvesen, 2001).

4.3.6 Stabilitets- og vassikring

35 % av tunnelen var drive i så dårleg fjell at ein ikkje kunne opphalde seg nær stoffen før det var utført sikring. Oppsprekkinga gjekk langs skifrigheitsplanet i glimmergneisane. Sikringa i tunnelen blei basert på Q-systemet, og prosedyre for injeksjon blei relatert til innlekkasjar i sonderhola i tunnelen. Det var ingen korrelasjon mellom Q-verdien og injeksjon, men ein viss korrelasjon mellom enkelte Q-parameter og injeksjonsmengde (Bhasin, 2002). Sonderboring blei hovudsakleg utført med 6 hol på 30 m, for kvar 20 m. Leirrike svakheitssone hadde nesten ingen vasslekkasje. Sona med størst vasslekkasje kunne relaterast til Tarvaforkastninga. Sprekkene som var orientert parallelt med største hovudspenning hadde store vasslekkasjar (Holmøy, 2008).

Dei største vasslekkasjane var under og rett utanfor forkastningssonene. Sonene var likevel mindre vassførande, og ein møtte på mindre ten-sjonssprekker enn venta. Det blei nytta sonderboring og enkelte gongar kjerneboring for å undersøke forholda i svakheitssonene best mogeleg. Total innlekkasje i tunnelen i dag er 600-650 l/min, og variera med årstid og nedbør. Det har ikkje førekomme store stabilitetsproblem mellom svakheitssonene, med unntak av enkelte blokkutfall ved ugunstig sprekkerorientering i forhold til tunnel. For å sikre mot utfall blei det konsekvent nytta redusert salvelengde og forbolting av svakheitssonar (Lien et al., 2000). Den permanente sikringa er presentert i tabell 4.5.

Tabell 4.5: Oversikt over permanentsikring i Frøyatunnelen (Lien et al., 2000).

Permanent sikring	Mengde
Støp bak stoff	50 m
Armerte sprøytebetongbuer	82 stk
Fiberarmerte sprøytebetongbuer	2060 m ²
Uarmert sprøytebetnong	416 m ²
Innstøpte bolter	8800 stk

4.4 Oppsummering

Driving gjennom Fannefjord-.forkastinga ved Fannefjordtunnelen gav ingen store problem. Sona viste seg å vere stabil og tett, med lite innlekkasje. Innlekkasjen var større sør for forkastninga enn i nord. Dette stemmer overeins med at hengblokk ofte vil ha høgare innlekkasje enn ligg ved normalforkastning. Ein kan anta liknande forhold ved Tautratunnelen. Grunna større overdekning ved Tautratunnelen enn Fannefjordtunnelen, vil ikkje bergspenningsforhalda vere heilt samanliknbare. Ein kan likevel anta at det vil vere gunstige bergspenningsforhold ved gjeldande overdekningar.

Erfaringar frå Atlanterhavstunnelen viser at det finst svakheitssoner med svært dårleg bergmassekvalitet. Desse sonene kan utløse ras i tunnelen og store stabilitetsproblem. Det er ikkje antatt å møte på ei slik sone ved Tautratunnelen, men erfaring frå denne rassona vil vere nyttig ved driving gjennom dei verste sonene i tunnelen.

Ved Frøyatunnlen var det kartlagt marmor ved forundersøkingane, og det blei drive gjennom antatt kalkmarmorsoner. Denne var prega av svært dårleg fjell, men blei drive utan store problem. Basert på samanlikning av innlekkasje for bergmasse med marmor, var det ikkje er det ikkje teikn på at marmor hadde betydeleg auking på innlekkasjen. Ved evt. påtreff av marmorsoner ved Tautratunnelen kan ein difor anta at det ikkje vil by på store stabilitets eller lekkasjeprobler. Det er også registrert problem med skvising ved Frøyatunnelen frå deformasjonsmålingar av sikringa i etter tid. For svak bergmasse med fare for skvising, kan det difor vere nødvendig å tilpasse sikring. Generelt blei det brukt mindre sikring enn planlagt for alle tunnelane (sett vekk frå rassona i Atlanterhavstunnelen). Dette har samanheng med at antatt bergsikring er vurdert konservativt. Basert på erfaringane frå prosjekta i nærleiken, viser det seg at bergkvaliteten er generelt betre enn det forundersøkingane viser.

Kapittel 5

Utførte undersøkingar

Hovudmålet med ingeniørgeologiske forundersøkingar er i følge Nilsen et al. (2000) å gi grunnlag for:

- Prosjektering
- Konsekvensvurdering (Miljø og omgivnader)
- Planlegging av drivemetoder, sikring og tetting
- Utrekning av kostnader og byggetid
- Anbudsbeskriving

Forundersøkingane finn informasjon til evaluering av plassering og design av prosjektet. Dette gir grunnlag for stabilitetsanalyse, og viktige parameter for evaluering av utgravingsmetode, planlegging av bergsikring og bruk av utsprengt materiale. Det gir også eit grunnlag for kostnadsevaluering og anbudsdokument. Undersjøiske tunnelar krev utvida forundersøkingar grunna kompleksiteten, og utfordringa ved å utføre kartlegging av overflata. Viktige faktorar som må undersøkast er bla. djupn til havbotn, tjuknad på lausmasse og bergmassekvalitet. Nokre av forundersøkingane som er utført for Tautratunnelen er:

- Ingeniørgeologisk kartlegging
- Seismikk: Refraksjon og refleksjon
- Magnetometri

- Kjerneboring
- Spenningsmålingar

I dette kapitlet blir metode og resultat frå desse forundersøkingane presentert. Det vil også bli presentert informasjon frå undersøkingar utført av forfattar i samarbeid med Statens vegvesen og NGU.

5.1 Ingeniørgeologisk kartlegging

NGU utførte 10 dagars berggrunnsgeologisk-, og 5 dagars strukturgeologisk-kartlegging av tunneltraseen. Dette blei utført høvesvis av Ole Lutro og Tim Redfield, i samarbeid med Statens vegvesen sin eigen geolog Tor-kild Åndal. Saman med eksisterande data blei dette brukt til å lage ein geologisk rapport med samhoyrande geologisk kart. Ingeniørgeologisk kartlegging ved undersjøiske tunnelar har hovudvekt på lausmassar, bergartar, oppsprekking og svakheitsoner. Berggrunns- og strukturgeologien som er kartlagt blir presentert som eit geologisk kart. I tillegg kan strøk og fall presenterast ved hjelp av stereonett, og sprekkene i sprekkeroser (Nilsen et al., 2000).

Tunneltraseen vil hovudsakleg gå gjennom prekambrisk, granittisk gneis som for det meste er deformerte størkningsbergartar. Det finst også tynne soner med restar av det yngre kaledonske skyvedekket, for det meste kvartsitt, amfibolitt, granatglimmerskifer og marmor. Desse bergartane er antatt å vere ein vestleg til vest-sørvestleg fortsetjing av bergartane i Midt-Norge. Bergartane ved tunneltraseen er beskrive under basert på kartlegging av Lutro i perioden 18. til 29.mai 2015 (Lutro et al., 2015).

Grunnfjell

Grunnfjellsbergartane ved tunneltraseen består hovudsakleg av aug-egneis/omdannet granittisk gneis (52), granittisk gneis (58), kvartsitt (50), og augegneis (53). Desse er ein del av den vestlege gneis-regionen som hovudsakleg består av proterozoiske krystallinske einingar, med opptreden av under-paleozoiske bergartar. Den første øyegneisen var opphavelig ein granitt, som er deformert med ulik grad, og har ein



Figur 5.1: Tre ulike typar granittisk augegneis observert i området (Lutro et al., 2015).

alder på ca. 1605 millionar år. Denne bergarten har fleire store raude auge av K-feltspat, som ligg i ein mørk finkorna grunnmasse av plagioklas, kvarts og biotitt. Bergarten kan finnast i tre ulike typar basert på augestørrelse, foliasjonmengd og alder. Dei ulike typane er vist i figur 5.1, og ein kan tydeleg sjå ulik deformasjon av feltspat augene.

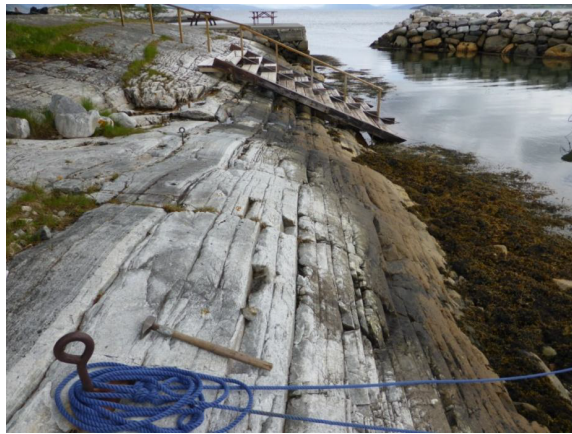


Figur 5.2: Banda granittiskgneis (58) (Lutro et al., 2015).

Granittisk gneisen (58) består av banda, finkorna til grovkorna, folierte bergartar med varierende samansetting (figur 5.2). Den vekslar mellom lyse granittiske bergartar, og mørkare lag av glimmer og amfibolholdige bergartar. Det er også vanleg å finne pegmatittårer parallelt med foliasjon, og som gjennomtrengande gangar.

Det er også lokalisert kvartsitt (40) på tre områder av sørsida av Roms-

dalsfjorden (figur 5.3). Bergarten beskrivast som glasaktig finkorna med noko raudleg feltspat og tynne sjikt med ein del muskovitt glimmer. I tillegg har den tynne soner med glimmerskifer, som får kvartsitten til å spalte opp langs tynne sjikt. Under kvartsitten ligg det ein ny augegneis (53), som består av granittiske gneisar med utstrukke feltspatkorn som definerer ein tydeleg lineasjon. Ein oversiktstabell over grunnfjellsbergartar i område er vist i figur 5.4.



Figur 5.3: Kvartsitt lokalisert på sørsida av RØmsdalsfjorden (Lutro et al., 2015).

Bergart	Om bergarten
Øyegneis (52/53)	Opprinnelig granittisk gneis. Tre ulike typer.
Gneis (58)	Omvaldele granittiske til kvartsdiorittiske bergarter. Stedvis migmatisert. Varierende sammensetting. Veksler mellom lyse granittiske bergarter og mørkere glimmer- og amfibolholdige bergarter
Kvartsitt (40)	Glassaktig finkornet bergart med rødlig feltspat. Inneholder tynne sjikt med muskovitt og metertykke glimmerskifer soner.

Figur 5.4: Informasjonstabell over grunnfjellsbergartane basert på Lutro et al. (2015) (Rødal, 2016).

Kaledonske skyvedekker

Dei kaledonske skyvebergartane på øyane sør for Molde er antatt å vere ein sørvestleg fortsetjing av skyvedekka i Trøndelag, med forbinding mot Romsdalen. Bergartane er folda i ein synform, og består av Risbergdekket, Sætradekket, Blåhødekket og Størendekket.

Risbergdekket består hovudsakleg av augegneis, med feltspatauge som kan vere over 5 cm store. Sætradekket ligg som ei tynn sone av metaarkose over Risbergdekket, og opptrer fleire stadar som deformerte gangar. I Blåhødekket finn ein granatglimmerskifer, ei tynn sone med marmor og ei ca. 500 meter brei sone med amfibolitt. Amfibolitten er ein banda bergart med varierende innhald av mørke mineral. Øvst finn ein Størendekket som også inneheld ein amfibolittisk bergart. Nokre av dei kaledonske bergartane er vist i figur 5.5, og figur 5.6 viser oversiktleg tabell av dekkekompleksa.



Figur 5.5: Bilde av dei kaledonske bergartane i området. Augegneis (ø.t.v), metaarkose (ø.t.h.), granatglimmerskifer (n.t.v) og amfibolitt (n.t.h) (Lutro et al., 2015).

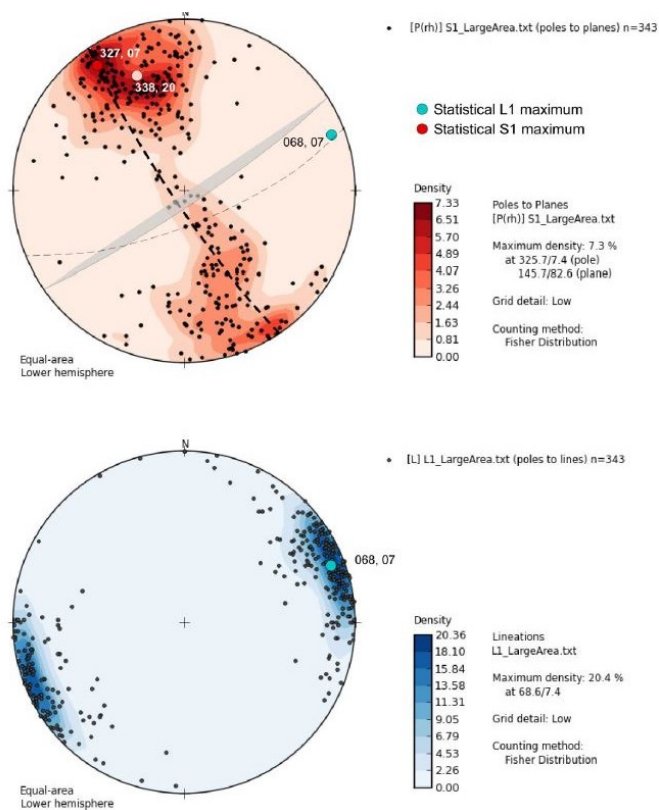
Skyvedekke	Bergart (bergartsnr.)	Om bergarten
Risbergdekket	Øyegneis (34)	En øyegneis som har feltspatøyer større en 5 cm er kartlagt med en bredde mellom 70 og 300 meter.
Sætradekket	Metaarkose (26)	Opptrer i tynne soner. Deformerte mafiske ganger flere steder (eklogitt).
Blåhodekket	Granatglimmerskifer (24)	Opptrer i soner på mellom 175 og 350 meter.
	Marmor/kalkspatrik skifer (15)	En tynn sone med marmor/kalkspatrik på Tautra.
	Amfibolitt (20)	Båndet bergart med varierende innhold av mørke mineraler. Varierende mellom lys plagioklas og mørk amfibol. Soner med stort innhold av granater. 500 meter bred sone på Otroya.
Størendekket	Amfibolitt (9)	Denne amfibolitten er det øverste laget i Størendekket. Opptrer gjerne som putelava i Trøndelag, men i Moldeområdet er deformasjonsgraden høyere og bergarten er amfibolittisk. Også en tynn sone med amfibolittisk skifer.

Figur 5.6: Informasjonstabell over dei kaledonske bergartane i område. Basert på Lutro et al. (2015) (Rødal, 2016).

Strukturgeologisk analyse

I 2015 utførte Tim Redfield detaljert strukturgeologisk analyse av området langs Romsdalsfjorden. Resultata frå denne er presentert i den geologiske rapporten frå NGU (Lutro et al., 2015). Datasettet består av 2769 målingar frå området, der omtrent halvparten er frå tidlegare undersøkingar. Den planlagde tunneltraseen ligg i ei sone med sterkt utvikla foliasjon i bergartane, stor hyppigheit av sprø strukturar, og fleire lokaliserte forkastningar med svært oppsprukne bergartar. Dette er strukturelement som vil bidra til å svekke bergartane, og gi opphav til svake bergartar.

Det strukturelle bilde i Molde-Fannefjord regionen er dominert av ei rekkje antiformer og synformer, med kaledonske skyvedekker folda saman med det prekambriske grunnfjellet. Desse foldar ein sterk metamorf foliasjon (S1). Foldane blei danna ved kompresjon under duktile forhold, og utvikla sprekker/forkastningar ved seinare (mesozoisk) sprø deformasjon. Ein stor del av forkastningane ser ut til å ha blitt danna langs steile sjenklar. Ved regional heving blei grunnfjellet og skyvedekka utsett for sprø deformasjon, og gjennomsett av forkastningar. Den duktile lineasjonen (L1) er sterkt utvikla. Det generelle bilde indikera at området hovudsakleg er prega av steile lineasjonar, og undersøkingar indikerer at dei fleste er normal forkastningar. Det eksistera eit stort antall steile sprekkesett i bergartane i området. Polane til lineasjonen (L1) og foliasjonen (S1) er vist i figur 5.7.



Figur 5.7: Stereoplot av S1 og L1 i området (Lutro et al., 2015).

Den strukturgeologiske kartlegginga viser at post-kaledonske forkastningar er viktige strukturelle element i området. Observasjonar i lokal og regional skala antydar både sidelengs- og normalbevegelsar i post-kaledonsk tid langs lineament tilhøyrande MTFK. Brotsystema i regionen viser dominerande NØ-SV til ØNØ-VSV orientering. Det er også observert viktige lineament med orientering NV-SØ til N-S. Dei best representerte forkastningane har strøk N50Ø og N80Ø, og samanfalle med orienteringane til dominerande regional-skala strukturar. Majoriteten av glidestriper samanfalle med strekningsretninga, og kan tyde på normalbevegelsar langs ØNØ-VSV orienterte lineament. Normalbevegelsar understøttas også av antitetiske forkastningar i hengblokka sør for forkastningsa, i tillegg til hyppig opptreden av konjugerte forkastningsett. Denne bevegelsen er også vist i glidestriper og 'chattermarks', og støttast av polplott frå forkastningplan i området. Langs NØ-SV orienterte brotsone finn ein sterkt oppknuete og leirrike bergartar, med tildels svært aktive svelleeigenskapar. NØ-SV til Ø-V orienterte brotsone representera den største utfordringa ved lokalisering av undersjøiske tunnelar i Møre og Romsdal. Dei har ofte mektigheiter på over 100 m, og har sterkt oppknuete og deformerte bergartar med zeolitt-mineralisering. For meir informasjon og detaljar om den geologiske og strukturgeologiske kartlegginga av området visast det til Lutro et al. (2015).

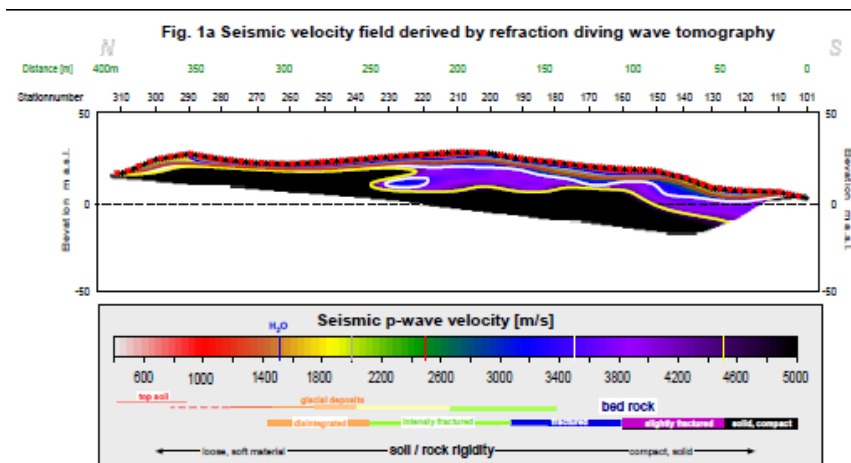
5.2 Seismikk

Det er også utført seismiske undersøkingar i form av akustisk profilering, refraksjon- og refleksjonseismikk. Bakgrunnen for dette var å kartlegge geologien, både under fjorden og på land, som eit supplement til feltkartlegginga. Dei geofysiske undersøkingane blei utført av Geomap i 2008 og av Ruden As hausten 2015. I dette delkapittelet vil det gis ein oppsummering av dei seismiske undersøkingane. Profil med seismiske hastigheiter er lagt ved som vedlegg (NR). For meir informasjon om dette visast det til den Geomap (2008) og den geofysiske rapporten til Ruden og Arvesen (2015).

Seismikk er ein geofysisk undersøkingsmetode, som er mykje brukt ved forundersøkingar. Konseptet går ut på å sende eit signal ved ei gitt

tid gjennom bakken, og deretter registrere gangtida til den refrakterte og reflekterte bølga (Reynolds, 2011). Refraksjonsseismikk blir oftast brukt til å kartlegge lausmassetjuknad og forvitring, i tillegg til å evaluere bergmassekvalitet, og gi informasjon om sprekketettheit (Nilsen et al., 2000). Metoden baserer seg på kritisk refrakterte lydbølger frå grenseflater i undergrunnen. Ut i frå målte gangtider kan ein konstruere gangbanene, og finne hastigheiter og tjuknad på lag.

I refraksjonsseismikk studerer ein "headwave", bølga som oppstår når P-bølga blir reflektert på ei grenseflate ved auka hastigheit, ved totalrefleksjon. Bølga si hastigheit i grunnen blir målt, og fordelinga presenterast i som hastigheitstomografiar; ein modell som er modifisert gjennom ein inverteringsprosess til den samsvarar i ønska grad med dei målte observasjonane. Profilane tolkast opp mot tabellar av typiske hastigheitsverdiar for ulike kategoriar lausmassar. Gode bergmassar under grunnvasspeilet har hastigheiter høgare enn 5000 m/s. P-bølgens hastigheit vil bli redusert i soner med sprekker i forhold til omliggande intakt berg. Svakheitssoner har ofte hastigheit mindre enn 4000 m/s (Reynolds, 2011).



Figur 5.8: Tomografi basert på hybridseismikk tatt frå området på Tautra (Ruden og Arvesen, 2015).

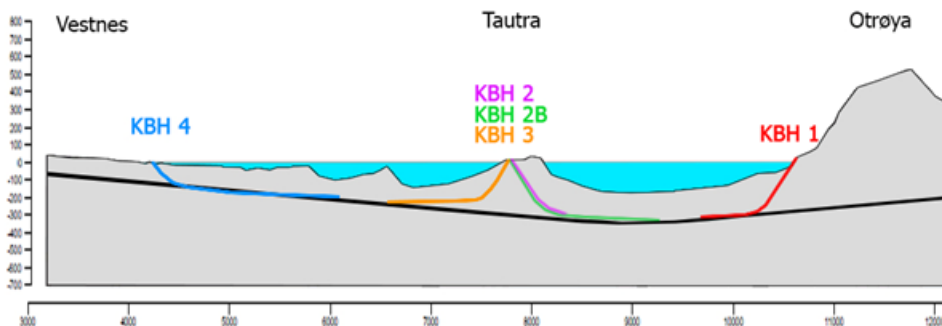
For å kunne bestemme individuelle sprekker blei det også utført refleksjonsseismikk. Refleksjonsseismikk måler tovegs gangtid til ei lydbølge

som blir reflektert frå ei grenseflate og opp igjen til overflata. Tidlegare har dette vore veldig ressurskrevjande for ingeniørgeologiske undersøkingar, men er blitt meir tilgjengeleg etter digitaliseringa. I dag er dette ein standard metode ved undersøkingar av fjordkryssingar. Ved å kombinerer refraksjonsseimsikk og refleksjonsseismikk, får ein danna hybridseismikk som gir god synergi. Det er utført ei tolking av dei geofysiske observasjonane basert på refraksjonsseimsikk og refleksjonsseismikk, og eit slikt profil er vist i figur 5.8.

Alternativ	Antall lavhastighetssoner (hastighet 4000m/s eller lavere)	Sonebredder	Seismisk hastighet i sonene
Trasé Vest	13 stk.	Ca. 17m til ca. 140m	2300m/s til 3900m/s
Trasé Øst	13 stk.	Ca. 12m til ca.250m	2500m/s til 4000m/s

Figur 5.9: Tabell frå seismiskemålingar utført av Geomap i (2008).

Som ein ser av figur 5.9 indikerte seismiske undersøkingar 13 svakheitssoner i bergmassane langs traseen (Geomap, 2008). Hybridseismikken har registrert området med minst overdekning (ca. 50 m) mellom Tautra og Heggdal, ca. ved profil 18020 og 18770. Minste overdekning til sjøbotn ligg ved profil 16350 med ca. 92 m overdekning. Det vil til saman vere 2,5 km av den undersjøiske delen av tunnelen som vil ha mindre enn 80 m. Størrelsen på sonene varierer frå 17 m til ca. 140 m. Hybridseismikken ved Vik indikera at ein får meir oppsprukke berggrunn mot søraust. Den største mektigheita i lausmassar er ca. 50 m. På Tautra viser hybridseismikken auking av overdekning mot sør. Det er definert ei linse i berggrunnen med lågare hastigheit som indikerer oppsprukke bergart. Det er tolka fleire steilt ståande forkastningar, men med unntak av linsa er det svært kompakt og solid berggrunn frå 0-20 moh. Hybridseismikken på Nautneset indikerer auking i lausmassetjuknad mot nordvest. I dei øvre ca. 20 m av overdekinga indikera seismikken svært intensivt oppsprukke berg. Større førekomst av oppsprukke berg mot aust (Ruden og Arvesen, 2015).



Figur 5.10: Oversikt over boreplan for dei ulike borehola i forhold til tunneltraseen (Åndal og Lillevik, 2017).

5.3 Styrt kjerneboring

Kjerneboringa til prosjektet blei starta opp 1.april.2015. Til saman er det brukt tre forskjellige boreriggjar, og bora 5 ulike borehol. Entreprenørservice har ansvar for kjerneboringa, og Devico ansvar for retningsstyringa. Opprinnleg var det lagt opp til 4 hol med lengde på 1400 m, men grunna fastkiling blei det til slutt bora 5 hol. Figur 5.10 viser tunneltraseen med boreplan for dei ulike borehola. Informasjonen om kjerneboringane ved prosjektet er i dette delkapittelet basert på kjerneborings rapporten (Åndal og Lillevik, 2017). For meir utfyllande informasjon visast det til denne.

Kjerneboring er eit verdifulle supplement til feltkartlegging, og dei geofysiske undersøkingane. Det er ein av dei viktigaste metodane for å undersøke undergrunnen, og brukast hovudsakleg til å (Nilsen et al., 2000) :

- Bekrefte den geologiske tolkinga
- Innhente meir informasjon om bergartsgrensar og forvittringsgrad
- Gi betre informasjon om orientering og karakter til svakheitssoner
- Gi prøvematerial til laboratoriums-analysar

Styrt kjerneboring er ein undersøkingsmetode som gjer det mogeleg å samle inn kjerne langs heile tunnelprofilen. Dette kan gi nyttig informasjon om eigenskapar som bergkvalitet, sleppematerial, oppsprekking og lekkasje. Utstyret som brukast består hovudsakleg av ein pumpeining og eit kjerneør. Til dette prosjektet er det brukt styrt kjerneboring for å samle inn data langs tunneltraseen. I tillegg er det utført Lugeon testing under boring for å undersøke massepermeabiliteten til bergmassen. Kjernerne er blitt logga ut i frå parameterar i Q-systemet. Dei seks parameterar i Q-systemet angir bergmassens kvalitet og stabilitet.

Q-metoden:

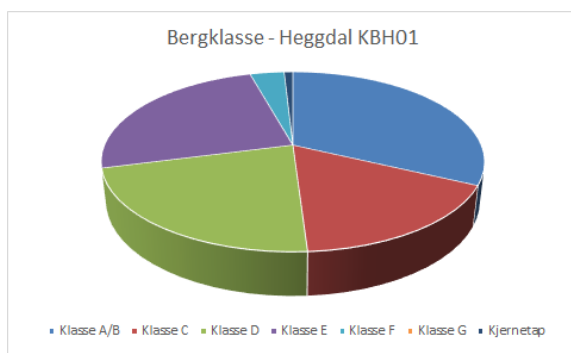
Q-metoden er ein klassifiseringsmetode utvikla i Norge av Barton, Lien og Lund i 1994. Den basera seg på analysar av over 200 tunnelprosjekt i Skandinavia, og kan beskrivast som eit kvalitativ system (Maidl et al., 2014). Verdien gir ei beskriving av bergmassens stabilitet i ein tunnel, eller bergrom. Låge verdiar indikera dårleg stabilitet og høge verdiar indikere god stabilitet. Metoden er basert på numerisk estimering av følgjande seks parameter (NGI, 2015):

- 1. RQD (Rock Quality Designation) - Oppsprekkingsfaktor
- 2. J_n - Antall sprekkeseitt
- 3. J_r - Sprekkeruhetstal
- 4. J_a - Tall for sprekkedyfylling
- 5. J_w - Sprekkevasstal
- 6. SRF - Spenningsfaktor (Stress Reduction Factor)

Dei to første faktorane, RQD og J_n gir eit overblikk over strukturen til bergmassen, og definerer oppsprekkingsgrad. Forholdstalet mellom J_r og J_a gir ein indikasjon på skjærstyrken til sprekkedyane mellom blokkene, bergmassens minimale skjærfastheit. J_w gir eit mål på vassstrykket, medan SRF gir ein tolking av berggrunnstrykket, utfallstrykk, skvising og svelletrykk. Forholdet mellom J_w og SRF beskriver det opp-treande spenningsforholdet (Maidl et.al, 2014; NGI, 2015).

5.3.1 Borehol 1

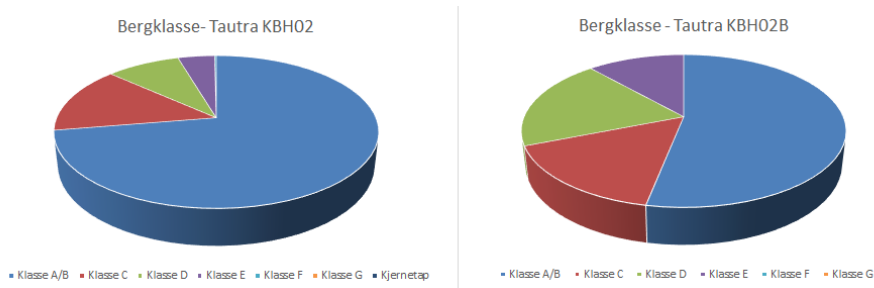
Borehol 1 (BH01) er bora frå riggområdet i Heggdal på Otrøya. I starten blei 303 meter bora med start vinkel 45° . Styrkt kjerneboring blei brukt frå 382-597 m, før det vidare blei det bora nokolunde rett bane fram til 1141 meter. Gjennomsnittleg Lugeon-verdi for BH1 er 0,89 og hydraulisk leiingsevne $2,05 \times 10^{-7}$ m/s. Som ein ser av diagrammet i figur 5.11, vil mesteparten av bergmassen ligge innanfor kategori A-E (Åndal og Lillevik, 2017).



Figur 5.11: Bergmassekvalitet frå borehol 1 basert på Åndal og Lillevik (2017).

5.3.2 Borehol 2a og 2b

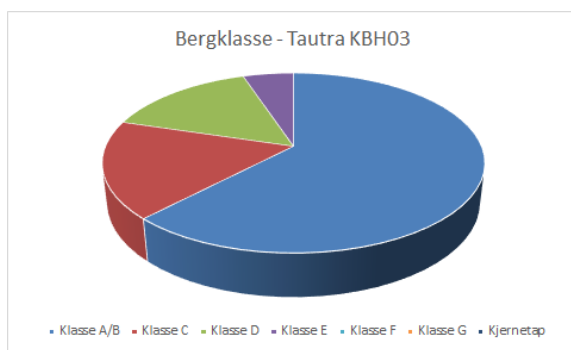
Borehol 2a blei bora frå riggområdet på Tautra og nord mot Otrøya. Denne blei bora 382 meter med 45° , og retningsstyr ned til 597 m. Ved 530 m ned i boreholet rauk borestrengen, og det blei gjennomført fleire mislykka forsøk på å få strengen opp. Det blei difor bestemt å gjennomføre eit nytt borehol like ved, kalla 2b. Dette boreholet blei bora med 45° fram til 382, og vidare retningstyrt til 597 m, før resten blei bora nokolunde rett til 1650 meter. Gjennomsnittleg Lugeon verdi er 0,1 og hydraulisk leiingsevne $2,2 \times 10^{-8}$ m/s. Det er generelt kartlagt relativt god bergmassekvalitet, med berre 0,19 % dårlegare enn klasse E i borehol 2a. Bergmassekvalitet frå begge borehola er vist i figur 5.12 (Åndal og Lillevik, 2017).



Figur 5.12: Bergmassekvalitet frå borehol 2a/b (Åndal og Lillevik, 2017).

5.3.3 Borehol 3

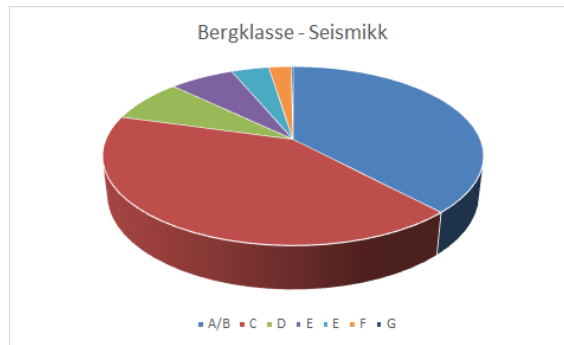
Borehol 3 er bora frå riggen på Tautra sørover mot Vestnes. Holet er bora med 45° til 382 m, og retningsstyrt til 590 m, før det blei bora nokolunde rett til 1202 m. Lugeon-verdi er 0,92 og hydraulisk leiings-evne $1,2 \times 10^{-7}$ m/s. Generelt veldig god bergmassekvalitet, med berre 5,1 % dårlegare enn bergklasse D. Bergmassekvaliteten frå borehol 3 er presentert i figur 5.13 (Åndal og Lillevik, 2017).



Figur 5.13: Bergmassekvalitet frå borehol 3 (Åndal og Lillevik, 2017).

5.3.4 Borehol 4

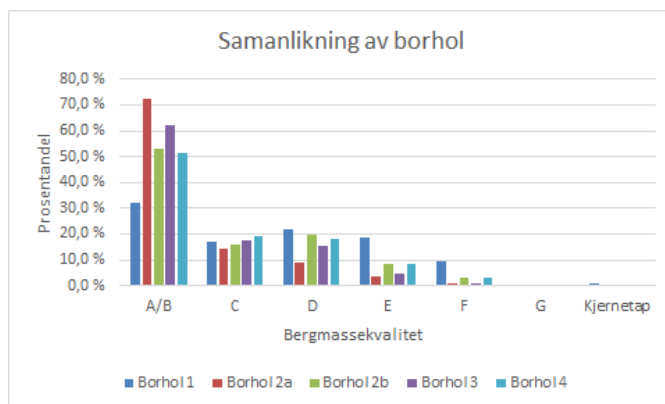
Det siste boreholet er bora frå riggområdet på Bolungneset i Vestnes og nordover mot Tautra. Her blei det bora 382 m med 45° , retningsstyrt til 597 m og rett bane fram til 1141 meter. Lugeon-verdi er 0,9 og



Figur 5.14: Bergmassekvalitet frå borehol 4 (Åndal og Lillevik, 2017).

hydraulisk leiingsevne er $2,11 \times 10^{-7}$ m/s. Også i borehol 4 er kvaliteten generelt god, med 11,5 % bergmasse dårlegare enn kvalitet D. Oversikt over bergmassekvalitet frå borehol 4 er vist i figur 5.14 (Åndal og Lillevik, 2017).

I figur 5.15 er foreløpige data for borehola samanstillt. Ut frå kjernelogane vil det vere størst mengd av bergmasseklasse A/B, og dårlegast bergforhald ved borehol 1.



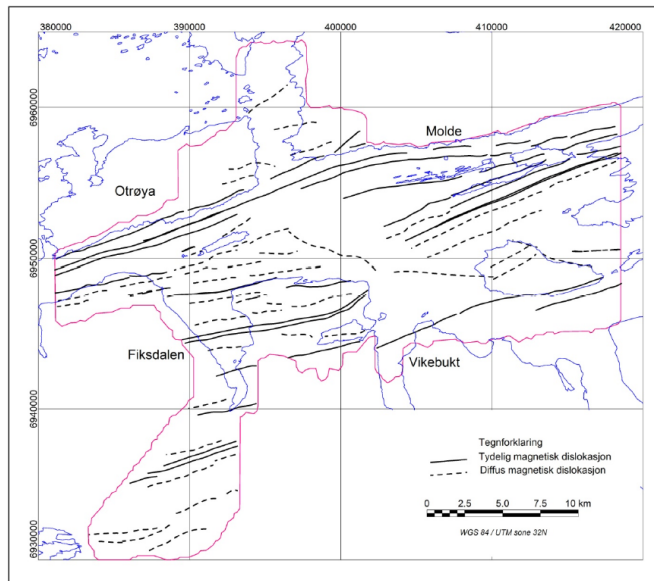
Figur 5.15: Samanlikning av bergmassekvalitet i dei ulike borhola basert på Åndal og Lillevik (2017).

5.4 Magnetiskemålingar

I årskiftet 2014 -2015 samla NGU inn magnetiske data ved hjelp av helikopter, informasjonen i dette kapitlet er henta frå Olesen og Ofstad (2015). Ved magnetiskemålingar kartlegg ein variasjonar i jorda sitt magnetfelt. Desse skyldast i hovudsak bergmassens innhald av minerala magnetitt. Basert på desse variasjonane kan ein bla. finne informasjon om forkastningar og svakheitssoner i grunnen. Det er viktig å få målelinjene mest mogeleg vinkelrett på strukturane ein vil kartlegge.

Dei utførte undersøkingane består av 2750 km med data og dekker eit område på 550 km². Målingane blei utført med eit Sintrex Cesium magnetometer, montert til ei sonde som blei slept 30 m bak helikopteret. Innsamlinga blei utført langs N-S gåande linjer med 200 m profilavstand. Dei magnetiskedata blei registrert med ein gjennomsnittleg måleavstand på underkant av 5 m. For korrigerings av evt. av forstyrringar i magnetfeltet blei det sett ut ein målestasjon. Moglege svakheitssoner er tolka ut frå magnetiske dislokasjonar. Desse er karakterisert ved lineære avbrot i anomalimønster, forskyving av referansestrukturar, lineære gradientar, og lineære diskordante magnetiske minimum. Den siste representera oftast knusingssoner og/eller forvitringssoner, medan dei tre første representera forkastningssoner.

Dei magnetiskedata indikera fleire forkastnings-/svakheitssoner som skal kryssast ved den planlagde tunnelen. Sona som ligg mellom Ot-røya og Tautra består sannsynlegvis av 3-4 parallelle svakheitssoner. Denne sona er det drive tunnel gjennom tidlegare og erfaringar frå desse anlegga kan vere indikasjon på problem som kan oppstå. Ein antek at dei fleste tydelege dislokasjonane representera svakheitssoner som er ein del av Møre-Trøndelags-forkastninga. Dei tolka svakheitssonene i Romsdalsfjorden utgjør til saman ei regional linse, og opptrer både lokalt og regional fleire stader langs Møre-Trøndelags forkastningssona. Tidlegare undersøkingar langs MTFs viser at enkelte soner kan vere over 200 m breie, med hastighet lågare enn 2500 m/s. Svakheitssoner knytt til MTFs er representert av tydelege dislokasjonar i figur 5.16.



Figur 5.16: Samanstilling av resultatane frå dei magnetiske tolkingane frå Romsdalsfjorden (Oelsen og Ofstad, 2015).

5.5 Spenningsmålingar

5.5.1 Analyse av spenningar

Det er vanskeleg å foreta bergspenningsmålingar på ein tilfredsstillande måte ved prosjektering av undersjøiske tunnelar. Det blei difor gjennomført ei innsamling av bergspenningane i området av Arne Myrvang i 2017. I følgje Myrvang (2017) er det utført bergspenningsmålingar ved 6 lokalitetar i regionen, der fem av desse er tatt i underjordsgruver, og ein frå eit kraftverk. Målingane som er gjort er vist i tabell 5.1.

Som vist av tabellen er horisontal spenningane moderat til middels høge. Det har ikkje oppstått problem med spraking, eller andre bergspenningsproblem av betydning. Generelt stemmer den vertikale spenningskomponenten overeins med den gravitative vertikalspenninga. Derimot vil den største horisontalspenninga vere høgare enn gravitativ, og høgare enn vertikalspenninga. Ved for høge bergspenningar kan ein få stabilitetsproblem, men ved moderat høge horisontalspenningar kan det gi god innspenning av berget i hengen. Lokalitetane som spen-

KAPITTEL 5. UTFØRTE UNDERSØKINGAR

Tabell 5.1: Oversikt over bergspenningsmålingar i regionen (Myrvang, 2017).

Lokalitet	σ_H [MPa]	Retning frå N	σ_h [MPa]	Overdekning [m]	Bergart
Glærum kalk	19	N 76°	12	100	Kalkstein
Rødsand gruve	12	N 150°	6	500	Gneis
Naas kalkbrot	8	N 20°	4	100	Marmor
Hustad marmor	10	N-S	2	140	Marmor
Tafjord kraft	15	N 125°	5	50	Olivin

ningsvurderinga er basert på er vist i figur 5.17, med illustrering av orientering til horisontalspenningane.



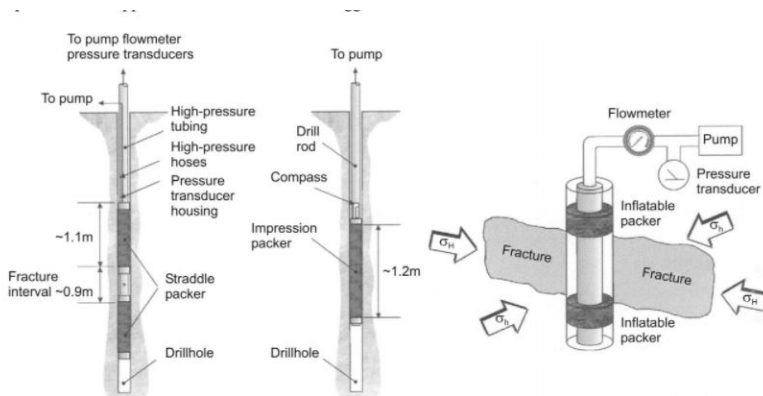
Figur 5.17: Plassering av dei ulike målingane utført i området (Myrvang, 2017).

5.5.2 Hydrauliske målingar

I perioden 20.-22. juni 2017 utførte Sintef hydraulisk splitting i eit retningsstyrt borehol på Vestnes. Desse målingane blei utført for å finne in-situ spenningstilstand i området. Spenningsmålinga blei utført i eit retningsstyrt skrått kjerneborehol frå Vestnes sida mot Tautra (BH04). Det er også planlagt fleire målingar i løpet av hausten 2017. På tidspunktet denne masteroppgåva blei skriven var det berre resultatata frå borehol 4 som var tilgjengeleg. Informasjonen i dette delkapittelet er basert på Larsen og Hagen (2017).

Hydraulisk splitting er ein metode som er mykje brukt innan måling av bergspenningar, og utstyr er vist i figur 5.18. Målinga begynner med å stenge av ein intakt bergseksjon, med hjelp av utvidande gummipakkar. Ein auke deretter vasstrykket til boreholsveggen sprekk opp i retning av minste hovudspenningplan, vinkelrett på boreholet. Sprekken får utvikle seg over ei visst tid før ein stenger vasstilførselen til sprekken, og reduserer trykket. Trykket ein har ved dette nivået kallas lukketrykket, eller instantaneous shut-in pressure (P_{isi}). Metoden baserer seg på teorien om at måleholet orienterast med ein av hovudspenningane i bergmassen, og at den spenninga som ein måle vil stå tilnærma normalt på måleholet. Visst ein har vertikale/subvertikale borehol, antek ein at desse er parallell med ein av hovudspenningane. Ved bruk av ikkje-parallell orientering av holet, kan ein ved bestemminga av minste hovudspenning (σ_3) få skjærspenningar i den sprekk som induserast ved splittinga. Desse skjærspenningane medføre feilkjelder, som gjer at det registrerte lukketrykket ikkje alltid vil representere minste hovudspenning (σ_3).

Ved å måle lukketrykket på ein indusert vertikal sprekk, i eit vertikalt målehol, kan ein finne minste horisontal hovudspenning (σ_h), og utrekne største horisontalspenning (σ_H). Den vertikale spenninga (σ_v) utreknast frå overliggande masse. Visst boreholet orienterast parallelt med største, eller mellomste hovudspenning, vil lukketrykket representere minste hovudspenning, og ein kan utrekne største, eller mellomste hovudspenning. Ved å orientere målehol parallelt med minste hovudspenning, kan ein få splitting på langs og på tvers av hole, som kan gi moglegeheit til å bestemme alle tre hovudspenningane. Denne prosessen blir utført fleire gongar for å få eit representativt resultat. Trykket

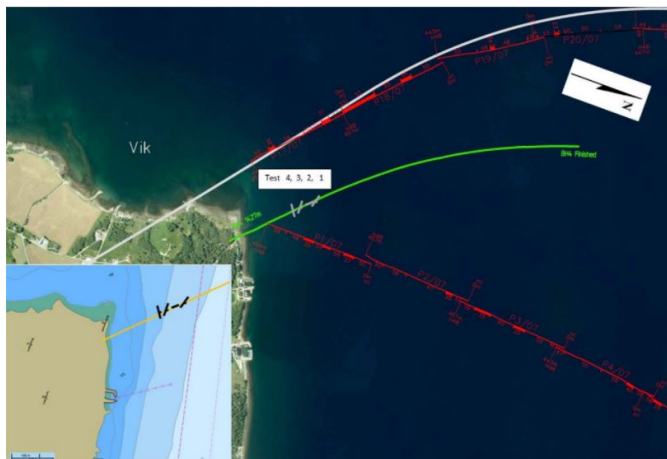


Figur 5.18: Oversikt over utstyr for hydraulisk splitting (t.v.), oppsett for avtrykk (midten), og illustrasjon av ein indusert sprekk (t.h.) (Larsen og Hagen, 2017).

som blir målt ved reopning kallast gjennopningstrykket. Til slutt måler ein retning og lengde på sprekkene ved å bruke avtrykksapparat.

Orienteringa til den induserte sprekk målast ved å bruke ein pakker med mjuk gummi. Denne avtrykkspakkaren trykksetjast på same testdjupn som det har blitt utført splitting, og avtrykk av sprekk blir merka i pakkaren. Denne pakkaren har orienteringsverktøy med magnetisk kompass og gyroskop, for å finne orienteringa til sprekk. Lokalisering av avtrykksmålingar utført for borhol 4 er vist i figur 5.19. Hellinga på boreholet startar på 45° , og flatar ut langs planlagt tunneltraséen. Testseksjonar for hydraulisk splitting blei valt ut frå kjerne-loggar, og bergarten består av ulike variantar av gneis med skrå lagdeling. Ved denne metoden registrerast vasstrykket i både pakkarane, og i splitteseksjonen under heile testen. Ein registrere også vasstrøymingsraten inn og ut av sprekk. Det anbefalast vanlegvis å utføre tredimensjonale bergspenningsmålingar i forkant, for å kunne fastslå orienteringa av hovudspenninga med betre sikkerheit.

Målingane blei utført i hol på 76 mm i diameter, og 1 m lange testseksjonar. Desse seksjonane blei avgrensa med ein dobbeltpakker (straddlepacker), med minimum avstand på 3 m, på djupne mellom 200 og 277 m. Totalt blei det utført 7 seriar med splittforsøk, der 7 av desse var



Figur 5.19: Oversiktsbilde over avtrykksmålingar gjort i borehol 4, med markert strøk og fall (Larsen og Hagen, 2017).

vellykka splittingar av intakt bergmasse. Ei av splittekurvene er vist i figur 5.20. Trykket blei logga både med trykksensor montert i sjølve testseksjonen, og med måleutstyr på overflata. Testseksjonane skal i utgangspunktet trykksetjast i 3 omgangar, og drenerast mellom kvar gang. Det blei i nokre tilfelle også utført ein fjerde omgang. Ein regulerte pakketrykket under forsøka, slik at ein hadde trykk på minimum 20 bar i testseksjonen. Dette blir gjort for å vere sikker på at pakkane tettast hola i begge retningane ut frå testseksjonen. Resultata frå målingane er vist i tabell 5.2. Spenningane har blitt utrekna frå likningane 5.1-5.4.

$$\sigma_1 = 3P_{isi} - 3P_{re} - P_0 \quad (5.1)$$

$$\sigma_3 = P_{isi} \quad (5.2)$$

Der:

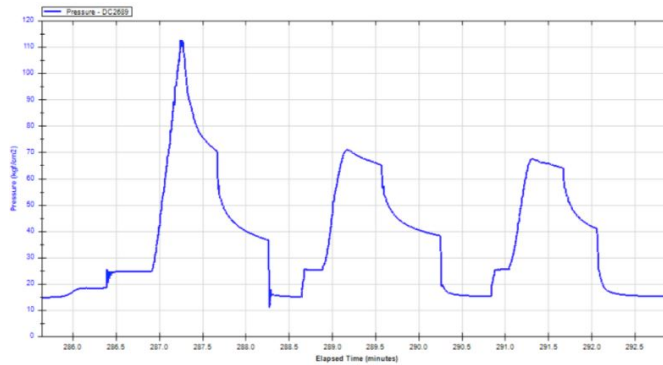
σ_1 = største spenning

σ_3 = minste spenning

P_{isi} = lukketrykk (instantenous shut-in pressure)

P_{re} = gjennopningstrykk

P_0 = poretrykk



Figur 5.20: Splittekurve ved testdjupne 277 m i borehol 4 (Larsen og Hagen, 2017).

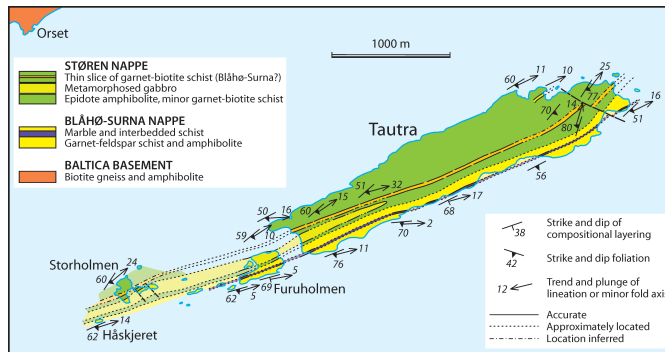
Forholdet mellom spenningsforhold og djupet (H) kan finnast ved å bruke likninga under og ved graf over spenningsauking ved djup.

$$\sigma_H = 0.033H + 2.5 \quad (5.3)$$

$$\sigma_h = 0.024H + 2.1 \quad (5.4)$$

Tabell 5.2: Oversikt over resultatata frå hydraulisk splitting BH04. Det er berre test 2 som er innanfor kriteria for korrekt bruk av formelgrunnlag (Larsen og Hagen, 2017).

Test	Testdjup	σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]	Teoretisk σ_v [MPa]
1	277	5,5	4,2	3,3
2	269,4	4,5	3,5	3,3
3	236,0	1,6	2,5	3,2
4	247,7	2,8	2,9	3,1
5	220,5	1,9	2,5	2,9
6	203,5	1,7	2,1	2,7
7	199,7	6,1	3,7	2,7



Figur 5.21: Geologisk kart over Tautra og omliggande holmar. Marmor er markert med blått/lilla (Robinson, 1995).

5.6 Nye undersøkingar

5.6.1 Karst-kartlegging

Den 04.07.2017 blei det utført feltkartlegging av antatt marmor-førekomst på Tautra og Klugerholmen. Feltkartlegginga blei utført av forfatter i samarbeid med bla. ingeniørgeologane Torkild Åndal og Stig Lillevik frå Statens vegvesen. Hovudformålet med feltarbeidet var å kartlegge marmor-førekomsten, og undersøke teikn til karststrukturar.

Skrivebordsstudiet av geologiske kart lokaliserte ein marmor-førekomst på tvers av Tautra, og Klugerholmen vist i figur 5.21. Marmor-førekomsten blei først definert av Robinson (1995) som ein urein marmor/kalkrik lagdelt skifer. Denne er kartlagt til å ligge nær toppen av Blåhø-Surna dekket, og er også observert på Bolsøya lenger øst innover fjorden. På den austlege enden av Tautra er den registrert med mektigheit på 1 m, og ein marmor-førekomst tversgåande midt Klugerholmen vest for Tautra.

Klugerholmen

Under feltkartlegginga blei det registrert ei sone midt på Klugerholmen som var delvis dekkja av vegetasjon (figur 5.22). Sona var markert som eit lite søkk midt på holmen, med blotning i på austlege del av holmen, nærmast tunneltraseen. Bergarten hadde ein mørk farge, med antydning til skifrigheit. Det blei ikkje registrert synkehol, store innsynkingar, el-

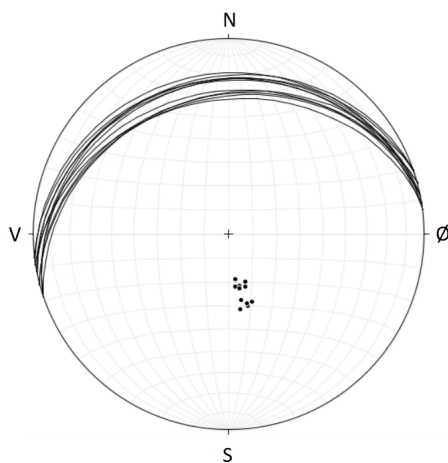


Figur 5.22: Blotning øst på Klugerholmen av antatt marmor-førekost. Mykje av lokaliteten var dekkja av vegetasjon, som gjorde det vanskeleg å kartlegge (Foto: Elisabeth Bjørkhaug 04.07.17).

ler grottedanning i lokaliteten. Lokaliteten ligg litt lågare i terrenget enn omliggande bergartar. Mykje av bergarten er dekkja av vegetasjon i form av gras og buskar, som gjorde det var vanskeleg å kartlegge heile førekoststen. Det blei også føretatt strøk- og fallmålingar foliasjonen, vist i stereogrammet i figur 5.23. Som ein ser av stereoplottet vil foliasjonen ha retning ØNØ-VSV med steilt fall mor sør.

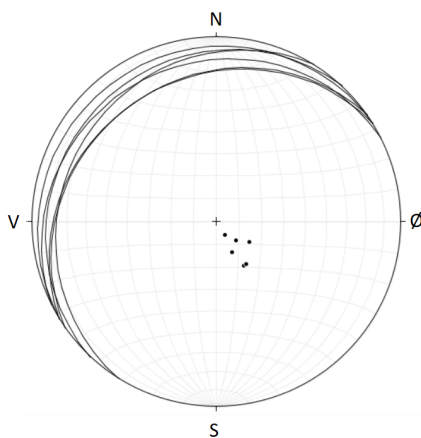
Tautra

Det blei også gjennomført ei kartlegging av antatt marmor-førekost på Tautra. Området marmoren tidlegare har vore lokalisert, var dekkja av vegetasjon, og hadde lite blotningar. Det blei registrert ein liknande marmor-førekost på vestsida av Tautra. Den bar ikkje tydelege preg av å vere ein kalkhaldig bergart. Det blei tatt målingar av foliasjonen på lokaliteten, om stereoplot er vist i figur 5.24. Som ein ser av figur 5.24 vil foliasjonen ha ein retning på NØ-SV med steilt fall mot SØ. Ved mistanke om at boreriggen kunne vere plassert på antatt marmor-sone, blei dei utsprenge blotningane rundt boreriggen kartlagt. Det blei heller ikkje her registrert marmor, eller teikn til karststrukturar.



Figur 5.23: Stereoplot av foliasjon til antatt marmor-førekomst på Klungerholmen, basert på målingar frå felt.

I området ved lokaliteten blei det ikkje observert teikn til innsynking, grottedanning eller synkehol.



Figur 5.24: Stereoplot av foliasjon til antatt marmor-førekomst på Tautra, basert på målingar frå felt.

Kjernemateriale frå det antatt området blei testa med syre, men viste lite teikn til brusing. Brusinga oppstod langs kalkholdige sprekker og

lag, men ingenting i massiv bergmasse. Det blei også utført syretest av handstykke frå bergarten på Tautra og Klugerholmen. Handstykket brusar langs ulike lag i bergarten (figur 5.25), som tyder på at denne førekomsten inneheld lag med kalkholdig materiale.



Figur 5.25: Syretesting av prøvestykket frå Klugerholmen og kjerne- materiale (Foto: Elisabeth Bjørkhaug 05.07.17).

Ut frå feltkartlegging og syretesting av prøvemateriale er det antatt at førekomsten ikkje er rein marmor. Bergmassen inneheld lag av kalk, og enkelte plassar er oppløysingsspor som kan stamme frå kalklinser. Som nemnd tidlegare vil karst førekomme sjeldnare jo mindre rein marmor/kalkførekomsten er (Lai, 2001). Den har heller ikkje betydeleg utstrekning, og har ei breidde på maksimalt eit par meter. Ut frå feltkartlegginga konkluderast det med at denne førekomsten er ein kalkholdig skifrig bergart, som ikkje vil ikkje vil innehalde store karststrukturar.

5.6.2 K-Ar datering

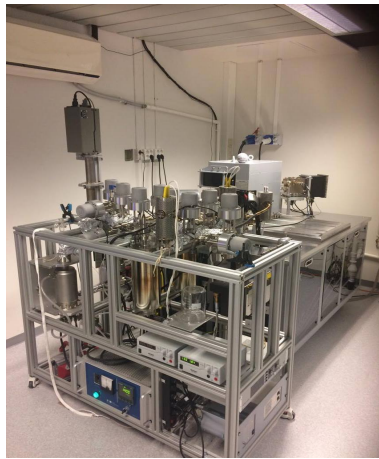
I samarbeid med Roelant van der Lelij (NGU) er det utført K-Ar datering av forkastningsmateriale frå Romsdalsfjorden. Datering blei utført hausten 2017, ved NGU sitt laboratorium i Trondheim. Prøvematerialet bestod av forkastningsmateriale henta frå BH-1 profil 967.4-969.85. K-Ar datering fungerer godt til datering av finkorna fraksjonar, då spesielt leirfraksjonen. Hovudmålet for aldersdateringa var å finne ut om denne forkastninga kunne ha neotektonisk alder. Resultata frå denne datering er basert på NGU rapporten (van der Lelij, 2017).



Figur 5.26: Massen av dei ulike fraksjonane som blei brukt til aldersdateringa (Foto: Elisabeth Bjørkhaug 17.10.2017).

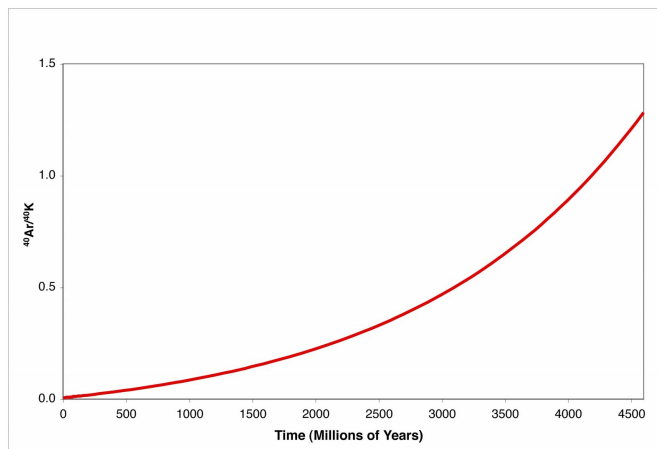
K-Ar dateringsmetode baserer seg på nedbryting av isotopen ^{40}K til ^{40}Ar . Halveringstida til isotopen ^{40}K er på ca. 1,25 milliardar år, og eignar seg til aldersbestemming for bergartar mellom 10 000 år og 4,6 milliardar år. Ar er ein edelgass, og vil difor ikkje bli tatt opp i andre mineral, dette gjer at mesteparten av det ein analyserer vil vere eit produkt av radioaktiv nedbryting av isotopen ^{40}K . Ein kan finne nyttige aldra frå dette visst strukturell setting, innhaldet frå forkastningsbergarten, og mikroteksturane er avgrensa. Tidlegare studiar har vist at alderen til dei finaste fraksjonane ($<0.1 \mu$) beskrive starttida til forkastninga. Dette er fordi denne fraksjonen er dominert av den mest nylege danna autogenetisk illitt (Torgesen et.al, 2015).

Før ein kan aldersdatere mineralet må ein utføre mineralseparasjon av prøvemassen. Prøvemateriale utsettast for 100 fryse-tine syklusar, før dei ulike fraksjonane blir isolert ved hjelp av Stokes lov og sentrifugering. Fraksjonane $<2 \mu\text{m}$, $2\text{-}6 \mu\text{m}$, $6\text{-}10 \mu\text{m}$ blir skilt ut ved hjelp av gravitativ synking. Dei minste fraksjonane $< 0,1 \mu\text{m}$ og $<0,4 \mu\text{m}$ blir separert ved hjelp av sentrifugering. Massen av dei ulike fraksjonane er vist i figur 5.26. Sentrifugeringa blei gjennomført ved hjelp av ein Beckman-Coulter Avanti J26XP sentrifuger med kontinuerleg væskestraum og fast rotor. Dei ulike fraksjonane blir så tørka, veid og plassert i små pakningar. Edelgassanalysen blei utført med eit masse-



Figur 5.27: Massespektrometeret med fem Faraday 1012 ω detektorar og ionemultiplikator brukt til datering av edelgassen (Foto: Elisabeth Bjørkhaug 17.10.2017).

spektrometer (multikollektor Isotop X NGX), utstyrt med fem Faraday 1012 ω detektorar og ein ionemultiplikator. Massespektometert som er brukt ved NGU er vist i figur 5.27.



Figur 5.28: Graf som viser samanheng mellom K/Ar forholdet og alder på fraksjonen (van der Lelij, 2017).

Resultatet frå dei ulike fraksjonane er vist i tabell 5.3. Den minste fraksjonen representerer den siste bevegelsesalderen til forkastninga. I denne forkastningssona er alderen til den minste fraksjonen datert til ca. 70 millionar år. Dette tilsvara tidleg Kritt, og indikerer at denne sona ikkje er av neotektonisk alder. Alderen er basert på forholdet mellom K-Ar, og kan lesast av grafen i figur 5.28.

Tabell 5.3: Resultat på alder til fraksjoner (Lelij, 2017).

Fraksjon størrelse [μ]	Alder[millionar år]
6-10	115,6
2-6	110,2
0,4-2	90,3
0,1-0,4	78,2
< 0,1	70

Kapittel 6

Numerisk analyse

For å analysere stabilitet og spenningsforhold er det utført ei numerisk analyse av forholda langs traseen. Denne er utført ved hjelp av modelleringsprogrammet RS2 (Phase 2 v.9). Det er utført numerisk analyse av tunneltversnitt frå ulike områder, og bergartar langs tunneltraseen. For kvart område blei deformasjon, spenningsforhold og sikringsmetode analysert og vurdert. Vurderingane frå modelleringa av spenningsforhold og sikring vil bli vidare brukt i den ingeniørgeologiske prognosen.

6.1 Numerisk modellering

Numeriske modellering diskretisere eit stort kalkuleringsareal til ei passende form, ved å dele arealet inn i element av ei bestemt størrelse - Finite element. Ved geoteknikks bygging brukas ulike fire numeriske prosesser:

- Finite Difference Method (FDM)
- Finite Element Method (FEM)
- Boundary Element Method (BEM)
- Kombinasjon av FEM og BEM

FDM er vanskeleg å bruke når grensene av kalkuleringsområdet ikkje er lineære, og brukast sjeldan ved bygging av tunnel. Ved bruk av FEM er forholdet mellom nodane ikkje bestemt av diskretiseringa, og ein kan

bruke kva som helst geometri. Dette gjer at FEM-metoden fungerer godt ved tunnelbygging. Ved bruk av BEM vil berre grensene, som for eksempel periferien, bli diskretisert og ikkje heile tunnelen. Ulempa med denne er at ein berre kan modellere elastisk material. Ein kombinasjon av FEM og BEM fører til at ein kan utnytte begge fordelane. Ved tunnelbygging vil ein ha plastisk oppførsel i bergmassen nær tunnelen, og elastisk utanfor den plastiske sona. Grunna sitt fleksible diskretiseringspotensial, er FEM blitt den mest brukte metoden ved tunnelbygging. Tanken med FEM er å simulere byggeprosessen der tunnelen utviklar seg i fleire steg. (Maidl et al., 2014). Programmet RS2 baserer seg på denne numeriske metoden.

6.2 Oppbygging av modellen

Denne modellen tar utgangspunkt i informasjon frå dei utførte grunnundersøkingane som er gjort i forundersøkingfasen. I tillegg er det brukt data frå laboratorietestar, lengdesnitt, geologisk kart, sikringsplanar og tilgjengeleg litteratur. Ved hjelp av all tilgjengeleg informasjon er inngangsparameter til dei ulike profila definert. Profilnummera som er brukt i modelleringa og vidare i prognosen er henta frå lengdesnitt i vedlegg A.

6.2.1 Geologiske einingar

Geologien ved dei ulike snitta er basert på beskriving frå Lutro et al. (2015), lengdesnitt og profil av tunnelen (Vedlegg A), geologisk profil (vedlegg A), og data frå kjernelogging (Åndal og Lillevik, 2017). I denne simuleringa er det brukt seks ulike materialtypar, der eigenskapane og kvalitet hovudsakleg er bestemt frå materialtestar (Hagen og Følke, 2016; Haugen, 2016), og data frå Åndal og Lillevik (2017).

Det er estimert og utrekna inngangsparameter for fem forskjellige bergartar: granittisk gneis (58), augegneis (53), augegneis (52), granatglimmerskifer (24) og amfibolitt (9). I tillegg er det estimert eigenskapar til ei antatt svakheitssone. Største overdekning vil vere oppstå i granatglimmerskiferen ved Otrøya. Krav til minste overdekning er 50 m, og vil vere tilfelle for eit par profil langs tunneltraseen. I denne modelle-

ringa er det valt å ha minste overdekning ved ei antatt svakheitssone. Alle bergmassane i modellen er analysert med antatt plastisk oppførsel, og for enkelheitsskuld er massen sett på som isotrop.

Det er også registrert lausmasser på havbotn som inkluderast i modellen. Ut i frå lausmassekartet til NGU vil lausmassane på land stort sett bestå av morene, eller marine avsetningar. Basert på dei seismiske undersøkingane er det registrert eit lausmasselag med hastigheit rundt 2000 m/s. Morenemateriale har hastigheit mellom 1800-2500 m/s, og det er difor valt å definere lausmassen i modellen som ei morene. Sidan det ikkje finst noko materialtestar, blir parameterane for morene estimert basert på vanlege verdiar for morene frå litteraturen.

6.2.2 Materialtekniske parameter

Dei fleste materialparameterane brukt i denne modelleringa er basert på data frå laboratorietestar frå Hagen og Følke (2016), og Haugen (2016). Det var ikkje oppgitt bergartstype for alle testkjernane i dei bergmekaniske rapportane, så desse har blitt bestemt ut frå tilhøyrande kjerneloggar. Verdiar som ikkje er gitt av lab-testing, er estimert ved hjelp av RocData, faglitteratur og faglege vurderingar. Det er lite tilgjengeleg data for svakheitssonene ved tunnelen, då det er vanskeleg å utføre materialtestar på dette. Parameter til denne er difor estimert basert på antatt bergmassekvalitet, RocData og relevant litteratur. Inngangsparameterane som brukast i RS2 og RocData er beskrive kort under:

Einaksial trykkfastheit (σ_c)

σ_c av ein intakt bergmasse kan finnast ved hjelp av einaksial trykktest. Verdien indikerer største spenningstilstand bergarten tole før den går i brot. Visst det ikkje eksisterer trykktestar på materialet kan σ_c estimert ut frå gitte verdiar for bergmasse i RocData.

Youngs modulus (E-modul)

Youngs modulus er den geomekaniske parameteren som beskrive best den mekaniske oppførselen til bergmassen. Den indikera bergmassens evne til å motstå elastisk deformasjon. Stive og sprø bergartar har ofte

høg E-modul. Denne kan finnast frå stigningskurva til σ_c ved einaksial trykktest (Nilsen og Palmström, 2000). Visst ein ikkje har direkte data tilgjengeleg kan ein estimere ein verdi i RocData basert på formel:

$$E_i = MR \times \sigma_{ci} \quad (6.1)$$

Dette kan utførast i RocData, der estimerte verdiar for modulus forholdstal (MR) er lagt inn.

Poisson's forholdstal (ν)

Poisson's forholdstal definerast som forholdet mellom tøyning i lateral og aksial-retning (Nilsen og Palmström, 2000). Verdien kan finnast frå einaksial trykktest, eller estimerast basert på generelle verdiar frå same bergartstype.

Geological strength index (GSI)

GSI er eit klassifiseringssystem som brukast for å estimere reduksjon i bergmassestyrken for ulike geologiske forhold. Den baserer seg på ein visuell inspeksjon av bergmassestrukturen med tanke på oppsprekking og overflateforhold (Nilsen og Palmström, 2000). I følgje Hoek (1990) kan GSI også finnast frå Q-verdien ved hjelp av formlane under:

$$RMR = 9 \times \ln Q + 44 \quad (6.2)$$

$$GSI = RMR - 5 \quad (6.3)$$

I tillegg kan GSI estimerast i RocData basert på RQD-verdi og forholdstalet (J_r/J_a) frå kjerneloggar.

Materialkonstant (m_i)

Materialkonstanten (Hoek-Brown konstanten) er avhengig av friksjons-eigenskapane, og har viktig påverknad av styrken til bergarten. Den kan bestemmast ut frå tre-aksial trykktest, eller estimerast ut frå bergmassetypen. Det siste kan utførast ved hjelp av tabell gitt i RocData.

Forstyringsfaktor (D)

Forstyringsfaktoren er avhengig av kor mykje bergmassen blir påverka av sprenging og spenningsreduksjon. I tunnelar er sprengingssona

avgrensa til 1-2 m. Ein kan velje verdier i RocData basert på forventa sprengingstype. I denne modelleringa er det antatt kvalitetsmessig og kontrollert sprenging ved alle forhold, og forstyringsfaktoren er sett til 0.

Eigenvekt (kg/m^3)

Eigenvekt finnast ved veving av prøvemateriale i laboratoriet. For bergartas som ikkje har fått definert eigenvekt frå laboratoriet, kan ein også estimere ein gitt verdi basert på generelle verdier frå Zhu (2012) for same bergartstype.

GRANITTISK GNEIS (58)

Den granittiske gneisen er beskrive som ein banda, finkorna til grovkorna, foliert bergart. Den veksla mellom lyse granittiske bergartar til mørkare lag med meir amfibolittisk karakter. Den er ein del av det prekambriske grunnfjellet, og er lokalisert i fleire soner langs tunneltraseen på det geologiske kartet. I kjerneloggane er bergarten registrert som ein banda gneis. Tabell 6.1 viser brukte parameter til modelleringa.

Tabell 6.1: Inngangsparameter til RodData og modellering i RS2.

Granittisk gneis (58)						
σ_c	GSI	m_i	D	E	ν	Eigenvekt
295,4[MPa]	47	30	0	147,7 [GPa]	0,3	2700 [kg/m ³]

Einaksial trykkfastheit (σ_c): Den einaksiale trykkfastheita til gneisen er 295.4 MPa. Denne er funne frå materialtesting i laboratoriet, og blir brukt vidare i modellen.

Poisson's forholdstal (ν): Det var ikkje registrert verdi for Poisson's forholdstal frå materialtesten. I følgje Nilsen og Palmström (2000) er vanleg Poisson's verdi for gneis $\nu = 0,3$.

Youngs modulus (E-modul): E-modul er ikkje gitt frå materialtesten. Ved hjelp av RocData er denne estimert basert på formel 6.1 Modulus ratio (MR) er oppgitt som 525 +/- 225 for gneis, og lågare for granitt. Det er difor valt litt lågare MR-verdi for den granittiske gneisen; MR = 500. Ut frå RocData blir då den estimerte E-modulen

147,7 GPa.

Geological strength index (GSI): Sidan det ikkje finst kjerneloggar frå dette område, er GSI estimert ut frå antatt Q-verdi. Q-verdien er basert på dei seismiske hastegheit, og indikera bergmassekvalitet C (Q= 4-10). GSI-verdi utrekna frå formel 6.2 og 6.3 basert på gjennomsnittleg Q-verdi 7, og blir 47.

Materialkonstant (m_i): Materialkonstanten finnast frå RocData, og setjast som ein mellomverdi av gneis og granitt. Verdien for gneis er 28 og granitt er 32, så materialkonstanten til denne granittiske gneisen blir sett til 30.

Forstyringsfaktoren (D): Det blir antatt at det vil vere god kvalitets kontrollert sprenging og lite forstyrning av omliggande fjell. Basert på RocData er faktoren er sett til 0.

Eigenvekt: Eigenvekta til den granittiske gneisen er ikkje funne. Denne er difor basert på generelle verdiar for metamorfe bergartar (Zhu, 2012). I modellen er eigenvekta til gneisen sett til 2700 kg/m³.

AUGEGNEIS (53)

Augegneis (53) er karakterisert som homogen, med utstrukke store feltspat korn som definerer ein tydeleg lineasjon i bergarten. Den er lokalisert sør i fjorden mellom Vik og Tautra. I kjerneloggane er den karakterisert som bandgneis med svak foliasjon. Tabell 6.2 viser brukte parameter i modelleringa.

Tabell 6.2: Inngangsparameter til RocData og modellering i RS2

Augegneis 53						
σ_c	GSI	m_i	D	E	ν	Eigenvekt
264,2 MPa	35	29	0	138,7 GPa	0,2	2700 kg/m ³

Einaksial trykkfastheit (σ_c): Einaksial trykkfastheit til denne modellen er henta frå materialtest. Resultatet frå den einaksiale trykktesten er 264,2 MPa, og denne verdien er brukt i modelleringa.

Youngs modulus (E-modul): Det er heller ikkje oppgitt E-modul for denne augegneisen frå materialtesten. E-modul er difor estimert frå RocData ved hjelp av modulus forholdstalet MR. For gneis er denne verdien oppgitt i RocData som $MR = 525 \pm 225$. Det er valt å bruke middelverdien $MR = 525$, og estimert E-modul til modellen blir då 138,7 MPa .

Poisson's forholdstal (ν): Testen definerer ikkje Poisson's forholdstal, og denne er difor bestemt ut frå Nilsen og Palmström (2000). Poisson's forholdstal for augegneis (53) blir sett til $\nu = 0,2$ i modellen.

Geological strength index (GSI): GSI er utrekna frå formel 6.2 og 6.3 ved bruk av Q-verdi frå kjerneloggen ved det modellerte profilet. Her er det registrert Q-verdi = 1,1 og bergklasse E. Den utrekna GSI-verdien blir = 39. Den estimerte GSI-verdien frå RocData er 30, og er basert på verdiane $RQD = 26$ og $J_r/J_a = 2/4$. GSI-verdien som blir brukt er gjennomsnittsverdien av desse, og setjast som 35.

Materialkonstant (m_i)

Materialkonstanten til augegneisen er estimert ut frå RocData. Oppgitt m_i verdi for gneis er 28 ± 5 . Verdien for granitt ligg ved 32 ± 3 . Sidan augegneisen har granittisk opphav, er det antatt at augegneisen vil ligge litt over gjennomsnittet. m_i verdien er difor valt til 29.

Forstyringsfaktoren (D): Det blir antatt at det vil vere god kvalitets kontrollert sprenging, og lite forstyringar av omliggande fjell. Verdien i RocData er sett til 0.

Eigenvekt: Eigenvekta var ikkje funnet frå materialtestinga. Denne er difor basert på generelle verdier for metamorfe bergartar, og sett til 2700 kg/m^3 (Zhu, 2012).

AMFIBOLITT (9)

Amfibolitten ligg i det øvste av dei kaledonske skyvedekka, Støren-dekket. Den er kartlagt på Tautra og i kjerneloggane under fjorden mellom Tautra og Otrøya. I kjerneloggane er den registrert som ein amfibolittisk gneis. Tabell 6.3 viser parameterar brukt til modellering

i RS2.

Tabell 6.3: Inngangsparameter til RocData og modellering i RS2

Amfibolitt (9)						
σ_c	GSI	m_i	D	E	ν	Eigenvekt
164,6 [MPa]	58	30	0	74,1 [GPa]	0,2	2700 [kg/m^3]

Einaksial trykkfastheit (σ_c): Den einaksiale trykkfastheita er satt til 164,6, som er verdien funnen ved einaksial trykktest i laboratoriet.

Poisson's forholdstal (ν): Det var ikkje oppgitt Poisson's forholdsstal frå materialtesten. Verdien i modellen er difor henta frå tilgjengeleg litteratur om amfibolitt, og er difor valt til å vere 0,2.

Youngs modulus (E-modul): Det er heller ikkje oppgitt verdi for E-modul. Denne er difor estimert gjennom RocData og formel 6.1. MR-verdien er satt til 450 som er gjennomsnittleg verdi for amfibolitt. Den estimerte E-modulen til modellen blir då 74,1 GPa.

Geological strength index (GSI): GSI verdien er basert utrekning ved hjelp av RocData og formel 6.2 og 6.3. Q-verdi, RQD, J_r/J_a er funne frå kjerneloggen ved det modellerte profilet 17615. Verdiane som blir brukt i utrekninga er $Q = 33$; $RQD = 88$; $J_r/J_a = 1,5/1$. GSI henta frå RocData blir 63 og GSI-verdi frå utrekning er 53. GSI i modellen er sett til gjennomsnittsverdien 58.

Materialkonstant (m_i): m_i er estimert ut frå RocData der verdien for amfibolitt er 26 +/- 6. Sidan den i kjerneloggane er karakterisert som ein amfibolittisk gneis, er det valt å bruke ein verdi i øvre sjiktet. Estimert m_i brukt i analysen er 30.

Forstyringsfaktoren (D): Det blir antatt at det vil vere god kvalitets kontrollert sprenging og lite forstyringar av omliggande fjell. Basert på RocData er faktoren er sett til 0.

Eigenvekt: Det er ikkje målt eigenvekt til amfibolitten. Eigenvekta estimerast til å vere 2700 kg/m^3 basert på verdi for metamorfiske bergartar (Zhu, 2012).

SVAKHEITSSONE

Svakheitssonene er ofte prega av så dårleg berg at det er vanskeleg å innhente informasjon ved kjernelogging. Det vil heller ikkje vere mogeleg å utføre materialtestar på slikt materiale. Dei materialparametereane som er brukt i denne modellen er difor estimert ut frå litteratur og RocData. Tabell 6.4 viser parameter for svakheitssone materiale i modelleringa.

Tabell 6.4: Inngangsparameter til RocData og modellering i RS2.

Svakheitssone						
σ_c	GSI	m_i	D	E	ν	Eigenvekt
3 [MPa]	33	19	0	1,5 [GPa]	0,3	2200 [kg/m ³]

Einaksial trykkfastheit (UCS)

UCS estimert ved hjelp av RocData, og UCS verdi for forkastningsmateriale er oppgitt som 0,25-1. Svakheitssonene i kjerneloggane er ofte ein blanding av godt å dårleg fjell, og det vil difor vere rimeleg å velje ein σ_c som er litt høgare. I modelleringa er denne satt til 3 MPa.

Poisson's forholdstal (ν)

Det er ikkje funne Poisson's forholdstal ved testing. I modellen er det valt å bruke forhandsinnstilt Poisson's tall = 0,3.

Youngs modulus (E-modul)

Youngs modulus er estimert ut frå RocData til å vere ca. 1,5 GPa. Dette er basert modulus forholdstal (MR) for breksje på 500, og estimert einaksial trykkfastheit på 3 MPa. E-modulen til svakheitssona i modellen er sett til 1500 MPa.

Geological strength index (GSI)

Det er ikkje kjernemateriale frå området til den modellerte svakheitssona. Q-verdi er difor basert på seismiske undersøkingar frå området. Dei seismiske målingane har registrert ei sone på ca. 3400 m/s. Dette tilsvara ein Q-verdi på omlag 0,1-0,3. Det finst ingen kjerneloggar frå sona, så GSI er rekna ut frå formel 6.2 og 6.3 basert på Q-verdi = 0,2. GSI-verdien i modellen blir då 33.

Materialkonstant (m_i)

Materialet i sonene er blir ofte beskrive som breksje-materiale. Det er difor valt å bruke MR-verdi basert på breksje. m_i er valt basert på materiale breksje, og verdien i modellen blir: $m_i = 19$.

Forstyringsfaktoren (D)

Ved driving og sprenging gjennom ein svakheitssone, vil det bli utført forsiktig sprenging. Det er difor valt ei forstyringsfaktor lik dei andre bergartane på $D = 0$.

Eigenvekt

Det er ikkje målt eigenvekt på materialet i svakheitssone. Basert på tidlegare verdier er denne estimert til å vere ca. 2200 kg/m^3 (Zhu, 2012).

GRANAT-GLIMMERSKIFER (24)

Granat-glimmerskiferen er ein del av Blåhødekket, og er observert i felt på Vik, Tautra og Otrøya. Blåhødekket er ein del av det kaledonske dekkekomplekset, og er yngre enn det prekambriske grunnfjellet. Det er registrert innslag av bergarten ved kjerneboring under Tautra. Inngangsparameterane for granatglimmerskifer er vist i tabell 6.5.

Tabell 6.5: Inngangsparameter til RocData og modellering i RS2.

Granat-glimmerskifer (24)							
σ_c	GSI	m_i	D	E	ν	Eigenvekt	
94,1 [MPa]	63	15	0	75,3 [GPa]	0,3	2700 [kg/m^3]	

Einaksial trykkfastheit (σ_c)

Einaksial trykkfastheit er basert på gjennomsnittsverdi frå einaksial trykktest. UCS-verdien som er brukt i modellen er utrekna til 94,1 MPa.

Poisson's forholdstal (ν)

Det var ikkje oppgitt Poisson's forholdstal frå materialtesten. Denne verdien er difor estimer ut frå Nilsen og Palmstrøm (2000). Verdien for Poisson's forholdstal i modellen er sett til: $\nu = 0,3$.

Youngs modulus (E-modul)

E-modulen er estimert basert på RocData, sidan det ikkje finst testverdi for denne. I RocData er granat-glimmerskifer registrert som 'Schist', og har verdi 675 +/- 425. Kjerneboringar frå området viser at bergarten stort sett har god kvalitet, så det er valt å sette MR til 800. E-modulen som blir brukt i modelleringa blir då 75,3 GPa.

Geological strength index (GSI)

Det er ikkje utført kjerneboringar ved det modellerte profilet. Verdiane er difor basert på materialtestar, og data frå kjerneboringar for granat-glimmerskifer i området. Inngangsparameterane RQD og J_r/J_a er funne frå kjerneloggane til testkjernane. Verdiane er gjennomsnittsverdiar; RQD = 78,5; $J_r/J_a = 2,6/2,8$. Den estimerte GSI-verdien frå RocData blir 59. Frå gjennomsnittleg Q-verdi og formel 6.2 og 6.3 er GSI-verdien utrekna til 67. GSI-verdien i modellen blir då 63.

Materialkonstant (m_i)

m_i hentast frå RocData, og verdien for 'Schist' er 12 +/-3. Sidan granat-glimmerskiferen inneheld ein del granatar, er det valt den høgs-te mogelege verdien. m_i blir difor sett til 15.

Forstyringsfaktoren (D)

Det er antatt like sprengingsforhold som resten av bergartane. Forstyringsfaktoren er sett til 0.

Eigenvekt

Det er ikkje målt eigenvekt til granatglimmerskiferen. Eigenvekta estimerast til å vere 2700 kg/m^3 basert på verdi for metamorfe bergartar (Zhu, 2012).

AUGEGNEIS (52)

Augegneis (52) er ein prekambrisk gneis prega av røde feltspat korn i auger, eller utstrekke foliasjonar. Den er ein del av den vestre gneis regionen og det prekambriske grunnfjellet i området. I følge det geologiske kartet kan ein vente å møte på denne i store delar av Otrøya mot Nautneset. I kjerneloggane opptrer bergarten som fin til grovkorna, med generell god bergmassekvalitet. Tabell 6.6 viser parameterar

for augegneis (52) i modelleringa.

Tabell 6.6: Inngangsparameter til RocData og modellering i RS2.

Augegneis (52)						
σ_c	GSI	m_i	D	E	ν	Eigenvekt
187,4 [MPa]	66	29	0	58,3 [GPa]	0,19	2676 [kg/m ³]

Einaksial trykkfastheit (σ_c)

Verdien som er brukt i modellen er utrekna frå einaksial trykktestar av kjernemateriale frå Nautneset på Otrøya. Det blei utført to testar for augegneisen i området, og i modellen er gjennomsnittsverdien for desse som er brukt. Den einaksiale trykkfastheita til augegneis (52) er satt til 187,4 MPa.

Poisson's forholdstal (ν)

Poisson's forholdstal er funne frå einaksial trykktest. I modellen blir gjennomsnittsverdien $\nu = 0,19$ frå dei to testane brukt.

Youngs modulus (E-modul)

Verdien for Youngs modulus blei også funne ved einaksial trykktest. Modellen brukar ein gjennomsnittsverdi for dei to testane for augegneisen. E-modul i modellen er satt til 58,3 GPa.

Geological strength index (GSI)

RQD og forholdet J_r/J_a er funne ut frå kjerneloggane til testmaterialet. Verdiane for RQD og J_r/J_a er gjennomsnittsverdiar, og gir ein estimert GSI-verdi i RocData på 60. GSI-verdi frå formel 6.2 og 6.3, er basert på gjennomsnittleg Q-verdi frå kjerneloggane til alle testkjernane. Den utrekna GSI-verdien er 72,4. GSI-verdi som er brukt i modellen er gjennomsnittet av desse, og er sett til 66.

Materialkonstant (m_i): Den estimerte materialkonstanten frå RocData er sett til same som den førre augegneisen; $m_i = 29$.

Forstyringsfaktoren (D)

Det blir antatt at det vil vere god kvalitets kontrollert sprenging og lite forstyringar av omliggande fjell. Forstyringsfaktoren i modelleringa

er sett til 0.

Eigenvekt

Eigenvekta er basert på gjennomsnittsverdien frå materialtesten. I modellen er eigenvekta satt til 2677 kg/m^3 .

MORENE

Seismikken frå området har kartlagt ein lausmasseavsetning på havbotn, med hastigheit på ca. 2000 m/s. Morene har typisk verdier mellom 1800-2500 m/s, og det blir antatt morene som lausmasselag i modellen. Det finst lite data frå lausmassematerialet, så parameterane til modellen er basert på tilgjengeleg litteratur, og estimering ved hjelp av RocData. Tabell 6.7 gir parameterverdier for morenematerialet i modelleringa.

Tabell 6.7: Inngangsparameter til RocData og RS2.

Morene						
σ_c	GSI	m_i	D	E	ν	Eigenvekt
10 [MPa]	20	23	0	8 [GPa]	0,3	1900 [kg/m^3]

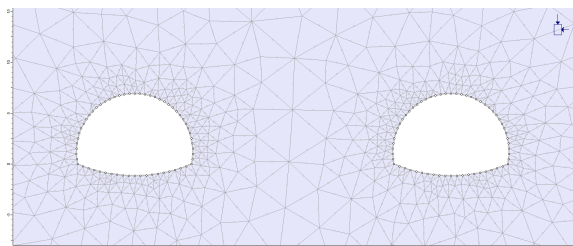
I følge Lier (2017) vil einaksial trykkfastheit for morene generelt ligge mellom 1-20 MPa, E-modul mellom 1-15 GPa, og eigenvekta mellom 14-22 kN/m^3 . Det er valt å bruke ein gjennomsnitt verdi av desse i modellen. Botnmorene består ofte av materialfraksjoner frå bergmassen rundt. Sidan området generelt ligg i den vestre gneis regionen, er det valt materialparameter basert på gneis. Poisson's forholdstal er sett til forhandsinnstillinga i RS2.

Sjø

I tillegg er det modellert med last frå sjå for dei profila som ligg under fjorden. Denne er registrert som ein påførande last, basert på havdjup registrert på planteikningar og snitt. Eigenvekta til sjøvatn varierer mellom 1020 - 1029 kg/m^3 , og i modellen er det valt ein verdi på 1025 kg/m^3 Djupna varierer langs profilet, og havdjupna er funnen frå lengdeprofilen til tunnelen for kvart profil.

6.2.3 Geometri

Tunnelen sin geometri er basert på planlagt tunneltverrsnitt for tunnelen. Dette baserer seg på breidde på 10,5 m, fri høyde på 5.95 m. Det er planlagt to tunnellop, med avstand mellom løpa på ca. 20 m. Den generelle geometrien i denne modellen vil difor inkludere to tunnellop med tverrsnitt T10,5 med 20 m avstand. Tverrsnittet T10,5 er det ferdige profilet, og sprengingsprofilen vil difor vere større. I denne modellen er breidda på tunnelen sett til 11,5 m. Då er det lagt opp til 0,5 m i kvar side til sikring. I tillegg er det lagt til 1 m i høgda for å få plass til sikring i heng og evt. ligg. Profilet blir då 11,5 m breitt og 6,95 m midt i tunnelen. Liggen er modellert med bue på 10% av breidda, og har ei bue på 1,15 m. Geometrien til tunneltverrsnitta er vist i figur 6.1.



Figur 6.1: Geometrien til tunneltverrsnitta for dei to løpa i modellen.

6.2.4 Brotkriteriet

For å simulere kvar det kan oppstå brot i eit bergrom, vel ein eit brotkriterium til modellen. Nokre av dei klassiske brotkriteria er Mohr-Coulomb, Tresca-kriteriet, von Mises og Drucker-Prager. I følgje Hoek et al. (2002) viser desse derimot å ha lite samsvar med eksperimentelle erfaringar. Brotkriteriet som er valt til denne analysen er difor Generalisert Hook-Brown kriteriet. Denne er valt fordi den tar mest omsyn til bergmassen. Brotkriteriet for oppsprukket bergmasse er definert av formel:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (6.4)$$

Der σ_1 og σ_3 er største og minste effektive hovedspenning ved brot. m_b er Hoek-Brown konstanten m for bergmassen. s og a er konstanter for bergmassetypen, og σ_{ci} er einaksial trykkfasthet for den intakte bergmassen. I denne modelleringa blir RocData brukt for å finne parameterane til Generalized Hoek-Brown kriteriet. Kriteriet antar isotropisk bergmasse, så den modellerte massen blir sett til isotropisk (Hoek og Brown, 1997).

6.2.5 Spenningar

I ingeniørgeologi er det viktig å ha kunnskap om in situ bergspenningar. Dette kontrollera fordelinga, og størrelsen til sekundær spenningar rundt opningar i grunnen. Dei kan også føre til deformasjonar og stabilitetsproblem, som skvising og bergslag. In situ bergspenningar kan delast inn i gravitasjons spenningar, tektoniske spenningar og residual spenningar (Myrvang, 2001). Sidan det er utført få spenningsmålingar langs traseen, er det brukt gravitativ spenningsforhold med varierende overdekning i modelleringa. I følge Larsen og Hagen (2017) er forholdet mellom horisontalspenninga og vertikalspenning i området på ca. 1,3. Det er difor valt å sette horisontalspenningane større enn vertikalspenninga i modelleringa.

6.2.6 Sikringsparameter

I denne modelleringa er det brukt boltar, sprøytebetong og full utstøyping som sikring. Type og mengde sikring er basert på Q-metoden (NGI, 2015), Håndbok N500 og Håndbok R761 (Vegdirektoratet, 2014; Vegdirektoratet, 2015).

Boltar

I følge Statensvegvesen og vegdirektoratet (2000) er CT-bolt godt egna til bruk som sikring i undersjøiske tunnelar. Dette er fordi denne har eit beskyttande galvanisert lag, i tillegg til ei beskyttande plasthylse. Etter installering blir bolten gyst, som gir eit ekstra korrosjonsbeskyttelse. Det er difor valt å bruke CT-bolt som boltetype i denne modelleringa. Verdiane for CT-bolten i RS2 er basert på krav frå Vegdirektoratet (2015) og produktinformasjon frå den godkjente bolten CT-Bolt

M20 frå Vik Ørsta AS. Etter brot vil ikkje boltane ha noko styrke, og residual-styrken blir difor sett til 0. Parameterane brukt i modellen er vist i tabell 6.8. I modellen er det antatt 4 m lengde på boltane, og boltemønster er avhengig av anbefalt avstand i Q-systemet.

Tabell 6.8: Inngangsparameter for CT-bolt i RS2

CT-bolt					
Materiale	Diameter	Lengde	Brotlast	Flytegrense	E-modul
Kamstål	20 [mm]	1,5-6 m	150 [kN]	120 [kN]	200 [GPa]

Sprøytebetong, sprøytebetongbue og betong utstøyping

Verdiar for E-modul og Poisson's ratio for sprøytebetong er basert på data frå Mao et al. (2011). Tjukkelsen til sprøytebetongen er basert på Q-metoden og vil variere basert på bergmasseklassen. I denne modellen er standardverdiane for trykk- og strekkfastheit brukt. Sprøytebetong som er godkjent til bruk i tunnelar er sprøytebetong B 35 M45 med og utan tilsetjing av fiber (Vegdirektoratet, 2015).

I tillegg til fiberarmert sprøytebetong er det lagt inn verdiar for sprøytebetongbuer. Desse brukast i områder med svært dårleg bergkvalitet ($Q < 1$), og er ofte føretrekk framfor betong utstøyping (NGI, 2015). Sprøytebetongen som blir brukt ved sprøytebetongbuer er fiberarmert sprøytebetong B35M45. Trykkfastheita til sprøytebetongbua vil vere lik sprøytebetongen, men den vil ha høgare strekkfastheit. Denne er difor satt til 10 MPa (peak) og 5 MPa (residual). Tjukkelsen må tilpassast dimensjonen til tunnelen og bergmassens kvalitet.

Ved veldig dårleg bergkvalitet, eller områder der det er fare for svelletrykk $> 0,5$ MPa bør det brukast betong utstøyping (Vegdirektoratet, 2015). Krav til betong utstøypinga er minimums tjuknad på 0,3 m langs profilet. For å få ein gjennomsnittleg tjuknad på sprøytebetongen på 0,3 m, er det brukt tjuknad 0,5 m i modellen. Verdiar for sikringsmetodane i betong er presentert i tabell 6.9.

I følgje Hoek (1998) vil ein konvergens på 2% vere ein gyllen regel for maksimal deformasjon sikringa i ein tunnel kan tole. For denne tunnelen med tverrsnitt 11,5, bør maksimal deformasjon difor ikkje vere

Tabell 6.9: Inngangsparameter til betongsikring i RS2

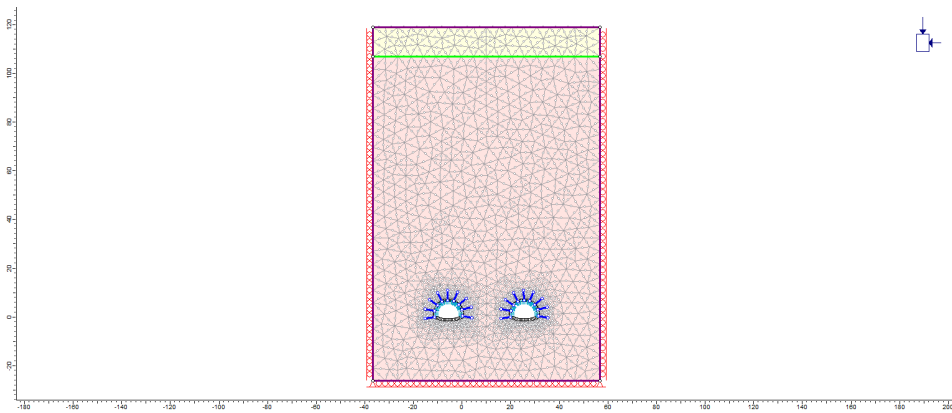
	E-modul [GPa]	ν	σ_c [MPa]	σ_t [MPa]
Sprøytebetong (fiber)	22	0,2	35	5
Sprøytebetongbue	20	0,2	35	10
Betong utstøyping	28	0,2	35	5

større enn 11,5 cm i kvar side. Det vil bli analysert om deformasjonen i modellen vil overgå den gyldne regelen.

6.3 Analyse

Figurar med resultat for total deformasjon, tøyning, og største og minste hovudspenning, er vedlagt som vedlegg C. Overdekning er vurdert ut frå lengde profila i vedlegg A.

6.3.1 Vik : Profil 14000



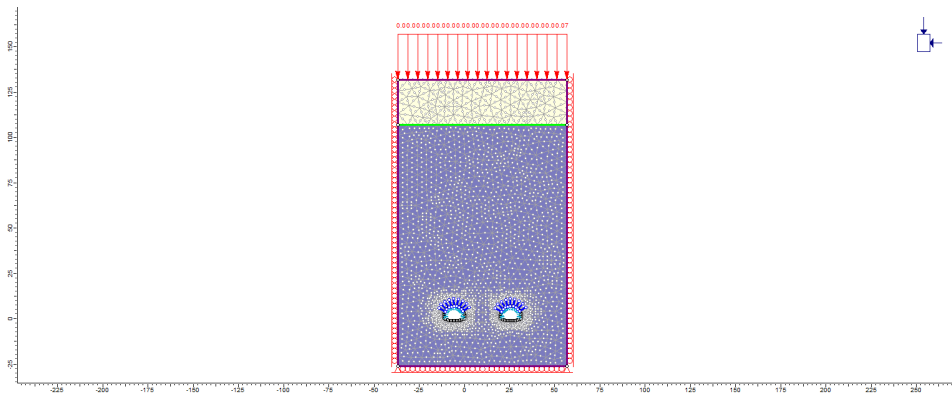
Figur 6.2: Modell av profil 14000 ved Vik [m].

Ved Vik er det modellerte profilet plassert i bergmassen granittisk gneis (58). Som ein ser av figur 6.2 består dette profilet av 100 m bergmasse-overdekning, og 12 m med lausmasse. Sikringa er basert på Q-metoden, og planlagt sikring i bergkvalitet C. Denne består av 8 cm tjukk sprøytebetong, og 5 stk. 4m lange CT-boltar per lengdemeter

tunnel.

Største total deformasjon oppstår i hengen og er 0,9 mm. Dette er innanfor den gylne regelen for vurdering av bergsikring. Ingen av sikringsmetodane gjekk i brot, og sikringsmengda blir sett på som tilstrekkeleg. Grunna ugunstig geometri oppstår dei største spenningane i hjørna mellom liggen og tunnelveggen. Desse verdiane vil difor bli unormalt høge, og det er valt å bruke spenningsverdiar frå veggens vidare analysen. Her er spenningsverdiane på ca. 8 MPa for σ_1 , og 0,1 MPa for σ_3 . Det blei utrekna maksimal tangential spenning ($\sigma_{\theta maks}$) på 23 MPa. Største maksimale skjærtøyning er 0,0001 ϵ .

6.3.2 Vik-Tautra: Profil 14720



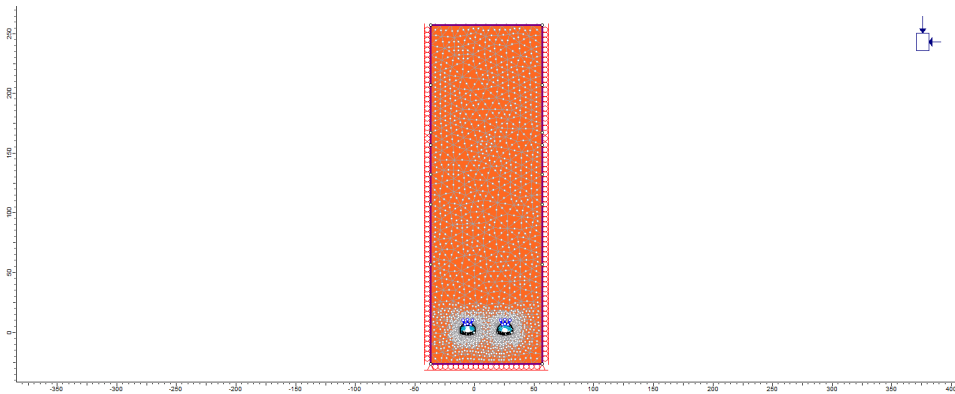
Figur 6.3: Modell av profil 14720 mellom Vik-Tautra [m].

Dette tversnittet er plassert i augegneis (53) under fjorden mellom Vik og Tautra, og vist i figur 6.3. Profilet har 100 m berg-overdekning, 25 m lausmassedekke og 75 m med sjø. Sjø er lagt inn som last (raude piler). Sikringa er basert på Q-metoden, og i følge kjerneloggane vil profil 14720 ha bergmassekvalitet D. Sikringa vil då bestå av 10 cm tjukk sprøytebetong, og 9 stk., 4 m lange CT-boltar, per lengdemeter tunnel.

Total deformasjonen er størst i hengen med ca. 3 mm, som er innanfor den gylne regelen. Det er ingen av sikringsmetodane som går i brot ved modellering, og sikringsmengda er sett på som tilstrekkeleg. Høgs-

te verdi for σ_1 er ca. 7 MPa, og σ_3 er ca. 0,1. Det er registrert små negative verdier for 3 som kan indikere problem med strekkbrot. Det blei utrekna maksimal tangential spenning ($\sigma_{\theta maks}$) på 21 MPa. Største skjærtøyning er på omlag 0,0003 ϵ .

6.3.3 Tautra: Profil 17615

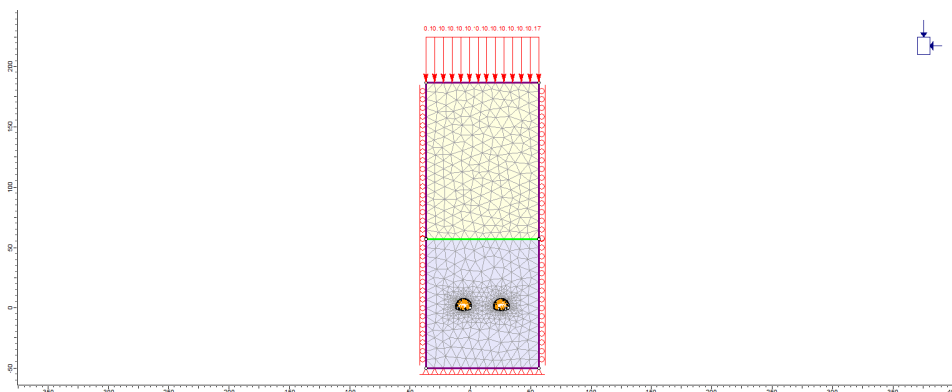


Figur 6.4: Modell av profil 17615 ved Tautra [m].

Profil 17615 ligg i amfibolitten under Tautra og vil i følge kjernelog-gane ha bergmassekvalitet A/B. Utgangspunktet for modelleringa er vist i figur 6.4. Dei største deformasjonane oppstår i hengen, og er 2,1 mm. Deformasjonen i tunnelen er innanfor den gyldne sikringsregelen. Det er ikkje registrert brot i boltar, eller sprøytebetongen, så sikringa er sett på som tilstrekkeleg. Dei største spenningane frå tunnelveggen er 15 MPa for σ_1 , og ca. -0,01 MPa for σ_3 . Dei små negative verdiane for σ_3 som kan indikere problem med strekkbrot. Maksimal tangential spenning ($\sigma_{\theta maks}$) er 45 MPa. Største tøyning ved tunnelprofilet er 0,0002 ϵ .

6.3.4 Tautra-Otrøya: Profil 18725

Tversnittet som er modellert under fjorden mellom Tautra og Otrøya, er plassert i ei svakheitssone med berg-overdekning på ca. 50 m. Lausmassemektigheit er ca. 130 m og sjødjupna er på 170 m. Modellen er



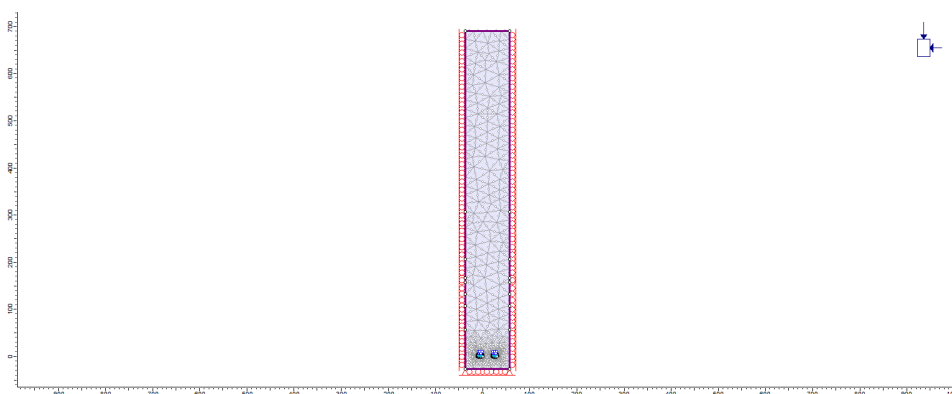
Figur 6.5: Modell av profil 18725 mellom Tautra-Otrøya [m].

vist i figur 6.5 Svakheitssona er klassifisert ut frå seismikk som bergklasse E, og blei modellert med full utstøyping. Det blei forsøkt modellert med armerte sprøytebetongbuer, men sikringa var ikkje tilstrekkelig. Det blei difor bestemt i diskusjon med Bjørn Nilsen å bruke full betong utstøyping. I følge Vegdirektoratet (2015) kan dette brukast ved spesielle bergforhold.

Største deformasjon oppstår i hengen, og er på ca. 21 mm. Dette er over den gyldne regelen for sikring, og det er i tillegg registrert brot i 18 element i betongen. Det vil difor vere nødvendig å vurdere sikringsmengda i denne sona på nytt. I denne modelleringa er det ikkje modellert med forbolta, noko som inngår i den planlagde sikringsprognosen for tunnelen. Dette vil forbetre bergkvaliteten, og fungere stabiliserande på sona. Største verdi for σ_3 er ca. 3 MPa, og σ_1 er ca. 5 MPa. Største skjærtøyning er på omlag 0,002 ϵ . Det blei utrekna maksimal tangential spenning ($\sigma_{\theta_{maks}}$) på 21 MPa.

6.3.5 Otrøya: Profil 21000

Profil 21000 ligg i området med størst overdekning, og bergoverdekninga er sett til 698 m. Bergmassen er granat-glimmerskifer, og bergartskvaliteten antatt frå sikringsdata til å vere A/B. Modellen med bergoverdekning av granat-glimmerskifer er vist i figur 6.6. I modelleringa er det difor sikra med 3 boltar med lengde 4 m per meter, og

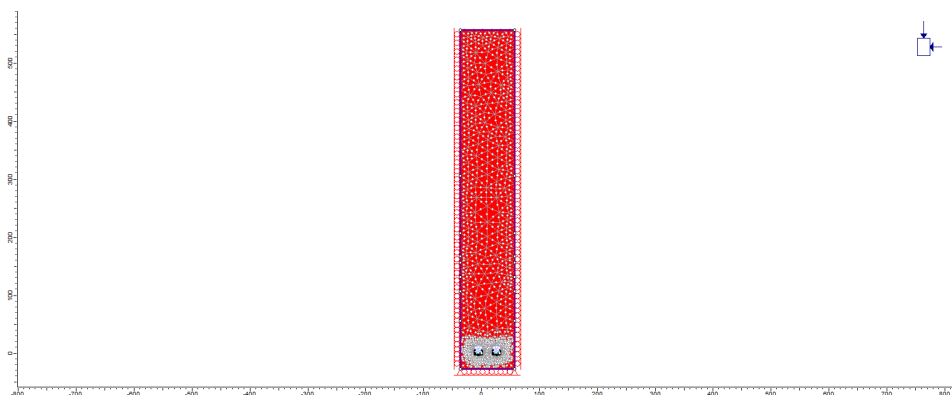


Figur 6.6: Modell av profil 21000 ved Otrøya [m].

sprøytebetong med 8 cm tjuknad.

Deformasjonen er størst i hengen og er ca. 5 mm, som er innanfor den gylne regelen. I tillegg er det ikkje registrert brot i boltar, eller sprøytebetongen. Sikringa blir difor sett på som tilstrekkeleg. Her ligg spenningsverdiane på ca. 29 MPa for σ_1 , og -0,3 MPa for σ_3 . Det blei utrekna maksimal tangential spenning ($\sigma_{\theta maks}$) på 87 MPa. Største maksimale skjær tøyning er 0,001 ϵ .

6.3.6 Nautneset: Profil 27110



Figur 6.7: Modell av profil 27110 på Nautneset [m].

Tversnittet ved profil 27110 ligg ved Nautneset, og modellen er vist i figur 6.7. Bergartskvaliteten er antatt å vere A/B, og det er sikra med 3 boltar med lengde 4 m per tunnelen meter, og sprøytebetong med 8 cm tjuknad. Deformasjonen er størst i hengen og er ca. 5 mm, og innanfor den gylne regelen. I tillegg er det ikkje registrert brot i boltar, eller sprøytebetongen. Sikringa blir difor sett på som tilstrekkeleg. Spenningsverdiane ligg på ca. 34 MPa for σ_1 , og -0,6 MPa for σ_3 . Det blei utrekna maksimal tangential spenning ($\sigma_{\theta maks}$) er 102. Største maksimale skjær tøyning er 0,0004 ϵ .

6.3.7 Oppsummering og usikkerheit

Det er modellert med fleire overdekningsforhold for å representere ulike soner langs tunnelen. For å analysere om sikringa er tilstrekkeleg er det sett på total deformasjon rundt tunnelen, og om noko av sikringa er gått i brot. Total deformasjonen var størst i hengen til alle dei ulike tunnelprofilane. Dette stemmer med lokalisering av bergspenningsproblem ved høge horisontalspenningar (Hagen, 2015). Dei høgste verdiane for total deformasjonen ved tunnelprofilane er oppgitt i tabell 6.10. Ut frå modelleringane vil sikringa vere tilstrekkeleg for alle profilane utan om i svakheitssona, der deformasjonen er på 22 mm. I denne sona er det allereie brukt betong utstøyping av tunnelprofilen. Det er ikkje tatt med forboltar i denne modelleringane. Ved driving er det planlagt å bruke forboltar for området med antatt dårleg fjell. Det vil også bli sikra med sprøytebetong og boltar etter behov. Dette vil betre bergmassekvaliteten, og ein kan anta at deformasjonen vil bli mindre. Ut frå modelleringane viser det seg at dette vil vere naudsynt i svakheitssona, sidan deformasjonen blir for stor her. I svakheitssona går 18 sprøytebetongelement i brot ved hjørna mellom ligg og vegg. Dette kan også ha noko med ugunstig geometri, som gir veldig høge spenningsforhold her. Deformasjonen frå analyseringane er total deformasjon ved påført sikring. Ved deformasjons-målingar i norske tunnelar målar ein deformasjon ei gitt tid etter installering av sikring. Det kan difor tenkjast at det vil oppstå større deformasjonar enn det som er registrert i denne modelleringane.

Spenningsforholdet ved tverrsnittane viser høgast spenning i hjørna mellom ligg og tunnelvegg. Dette oppstår grunna ugunstig geometri, og

det er difor valt å bruke verdiane i tunnelveggen til å utrekne største tangential spenning ($\sigma_{\theta maks}$). Denne er brukt for å estimere fare for bergslag og skvising vidare i den ingeniørgeologiske prognosen. Spenningane er vurdert basert på overdekning, og tabell 6.10 presentera resultatata frå modelleringa.

Tabell 6.10: Resultata frå analysane i RS2.

Profil	Overdekning	σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]	σ_θ [MPa]	Deformasjon [mm]	Tøyning [ϵ]
14000	112 m	8	0,1	24	0,9	$1,4 \cdot 10^{-4}$
14700	200 m	7	0,1	21	3	$3,4 \cdot 10^{-4}$
17615	250 m	15	-0,01	45	2,3	$2,3 \cdot 10^{-4}$
18725	350 m	5	3	12	21	$2 \cdot 10^{-3}$
21000	689 m	29	-0,3	87	5	$1,2 \cdot 10^{-3}$
27110	550 m	34	0,6	102	4,6	$7 \cdot 10^{-4}$

Spenningsforhold i modellen er basert på overdekning, då det er utført lite spenningsmålingar i området. Det vil difor vere usikkerheit knytt til spenningsverdiane. Bergmassetypen og kvalitet er basert på kjerne-loggar, men det er lite innhenta informasjon om materialeigenskapane til svakheitssone materialet. Parameterane brukt i modellen er for denne sona er stort sett estimert. Det vil difor vere knytt stor usikkerheit til resultatata frå denne modellen. Dammyr et al. (2017) anbefaler 3D modellering av slike soner for å kunne få eit betre resultat. Modelleringa i RS2 vil likevel gi eit bilde på kva problem ein kan møte på ved driving i ei slik sone.

Kapittel 7

Ingeniørgeologisk prognose

Som ein del av oppgåva er det gjort vurdering av ingeniørgeologisk vanskeleggrad, og laga prognose for bergsikring og tetting. Denne prognosen legg spesiell vekt på analyse og diskusjon av ulike ingeniørgeologiske forhold.

Baser på vurdering av feltkartlegging og aldersdatering, er det antatt at tunnelen ikkje vil vere prega av store neotektoniske bevegelser, eller karststrukturar. Det er difor valt å ikkje legge stor vekt på dette i prognosen. Prognosen er basert på tilgjengeleg materiale per november 2017. Dette består av geologisk rapport frå NGU (Lutro et al., 2015), seismikk (Geomap, 2008; Ruden og Arvesen, 2016), magnetometri (Olesen og Ofstad, 2015), bergspenningsmålingar (Larsen og Hagen, 2017), 4692 m kjernelogger, 929 m med vasstapsmålingar frå borehol. I tillegg er innhenta informasjon om regional geologi, strukturgeologi og bergspenningsforhold brukt i vurderinga. Ved innlevering av oppgåva var berre spenningsmålingar for borehol 4 tilgjengeleg.

Først vil generelle ingeniørgeologiske problemstillingar ved gitte ingeniørgeologiske forhold vil bli gjennomgått, og gi eit grunnlag for prognosen. Deretter vil val av metode og parameter til prognosen bli presentert. Til slutt vil det bli utarbeida ein prognose for injeksjon, innlekkasje, bergsikring og vanskeleggrad.

7.1 Ingeniørgeologiske problemstillinger

7.1.1 Strukturgeologi

Det er viktig å undersøke om det er neotektoniske bevegelser før bygging av bla. store byggverk og undersjøiske tunnelar. Stabilitet av berg er hovudsakleg styrt av brotorientering og brotfrekvens. Dette er fordi desse påverkar størrelsen av potensielle lause blokker, og opptreden av svakheitssoner. Ei svakheitssone er ofte knytt forkastningbergartar, eller høgfrekvente brotsystem, men kan også skyldast foliasjon, skifrigheit, eller svake bergartslag. Stabiliteten er også avhengig av mineralbelegg på sprekker. Brot forsegla med kvarts og kalkspat har betre stabilitet enn leirmineraliserte brot (Braathen og Gabrielsen, 2000). Dei norske fjordane er som regel definert av store forkastningar, eller svakheitssoner. Undersjøiske tunnelane må ofte byggast igjennom seksjonar av veldig dårleg bergkvalitet. Svakheitssonene som ein har møtt på ved bygging av undersjøiske tunnelar i Norge kan delast inn i tre typar (Dammyr et al., 2017):

Type 1: Dette er den vanlegaste sonetypen ved bygging av undersjøiske tunnelar. Sona er karakterisert av veldig knust bergmasse, med forkastningsmjøl, som ofte inneheld aktiv svelleleire (Dammyr et al., 2017) Svelling er ein kjemisk prosess der vatn kjem inn i bergmassen og reagerer med svellande mineral. Mengda og type mineral vil påverke svelletrykket (NGI, 2015). Svelleleire aukar stabilitetsproblema ved å redusere den indre friksjonen til bergmassen. Det kan også føre til konvergens av tunnelen, og overlast på installert sikring. Hovudsakleg er utfordringa med installert sikring det største problemet ved svelling. Vassinntrenginga i desse sonene reduserer stabiliteten, og aukar utgravings problema. Ved bygging i denne sona med stor overdekning, og høge horisontale spenningar, kan ein få skvising.

Type 2: Denne sonetypen består av isbrematerial som er avsett i ein breerodert kanal. Den kan vere djup, og er ofte vanskeleg å oppdage ved forundersøkingane. Sona inneheld avsette lausmassar, som ved driving kan føre til store stabilitetsproblem. Ved bygging av Oslofjord tunnelen, fekk ein problem med ei slik sone. For å oppdage slike soner er det viktig med sonderboring godt over tunnelhengen.

Type 3: Denne sonetypen består av permeabel og kohesjonslaust forkastningsmateriale. Ofte er det knust bergmasse med grove kornstørrelser og lite finmateriale, mesozoiske sediment og forkastningsmateriale. Det siste er veldig vanleg i store og små forkastningssonar langs kysten av Norge.

For denne tunnelen det antatt å møte på stort sett type 1 svakheitssoner. Sidan sannsynet for neotektonisk bevegelse er antatt å vere liten, er det valt å ikkje legge vekt på dette i denne prognosen.

7.1.2 Kalkholdig berggrunn

Basert på tilgjengeleg litteratur frå regionen, og kartlegging av førekomsten, er det antatt at sannsynet for karststrukturar er liten. Karst forhold vil kunne auke innlekkasjen og stabilitetsproblema betrakteleg. Det vil difor kunne påvirke injeksjonsmengd og stabilitetssikringa. Sidan det ikkje er møtt på kalkholdig bergart ved kjerneboring, eller ved ny feltkartlegging på Tautra, er det valt å ikkje legge vekt på dette i den ingeniørgeologiske prognosen.

7.1.3 Bergspenningsforhold

Ved bygging av eit bergrom, vil det lokale spenningsfeltet bli forstyrta, og ein vil få nye påførte spenningar. Ugunstige spenningsforhold kan gi stabilitetsproblem som kan gi alvorlege konsekvensar. Relativt høge spenningar kan vere gunstig for hengen i tunnelen, men for høge horisontale spenningar normalt på tunnelaksen, kan det gi store tekniske problem (NGI, 2015).

Sprak og bergslag

Ved høg horisontalspenning kan ein få problem med spraking i tunnelhengen og på stoffen i harde bergartar. Bergspenningsproblem kan føre til kostbare bergsikringstiltak, både ved driving og på permanent basis (Myrvang, 2017). Erfaring frå tunnelbygging i harde bergartar viser at ein får meir intensiv avskaling og bergslagsproblem rett før ei svakheitssone. I sjølve svakheitssona vil avskalninga og bergslagsproblema

forsvinne før dei kjem igjen i overgangen til hardt fjell igjen. Grunna låg E-modulus i knusingssona vil spennings konsentrasjonen auke i den harde og kompetente bergmassen (Myrvang, 2001).

Utfrå einaksial trykkfastheit (σ_c) til bergarten, og største hovudspenning σ_1 , eller tangential spenninga σ_θ kan ein ut frå tabell 6 frå NGI (2015), som er lagt ved som vedlegg C, estimere faren for bergslag. I denne prognosen er det brukt spenningsverdiar frå den numeriske modelleringa til å vurdere faren for bergslag.

Skvising

Ved kombinasjon av høge spenningsforhold og oppsprukke bergmasse, er det sannsynleg at det oppstår skviseseffekt (NGI, 2015). Ein kan vurdere faren for skvising ut frå forholdet mellom σ_θ/σ_c . Verdiar for dette er vist i tabell 7.1.

Tabell 7.1: Faregrad for skvising (NGI, 2015).

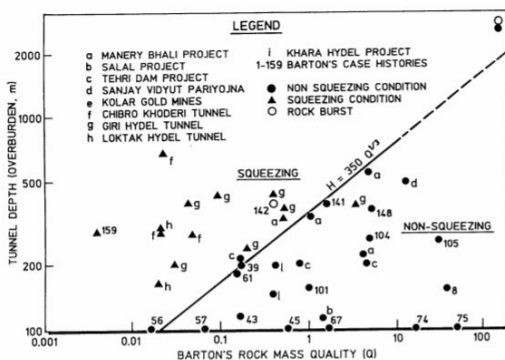
	σ_θ/σ_c
Ingen skvising	< 1
Moderat skvisande bergtrykk	1-5
Intens skvisande bergtrykk	> 5

I følge Sing et al. (1992) kan faregrad for skvising kan også estimerast basert på overdekning. For å vurdere dette er områda vurdert ut i frå figur 7.1. Den lineære linja i grafen i figur 7.1 er basert på formel 7.1.

$$H = 350 \times Q^{\frac{1}{3}} \quad (7.1)$$

Denne gir ein indikator på kva overdekning som vil kunne gi skvisande forhold. Formelen er basert på berg-overdekning, og sidan denne prognosen inneheld både bergmasse, lausmasse og sjøvatn er det korrigert for dette. Påverkannde overdekning frå lausmasse og sjø høvesvis H_s og H_w vere mindre enn for bergmasse, og er korrigert for ved hjelp av formel 7.2 og 7.3.

$$H_w = h_w \times \frac{\gamma_w}{\gamma_r} \quad (7.2)$$



Figur 7.1: Empirisk vurdering av fare for skvising basert på overdekning og Q-verdi (Singh et al.,1992).

$$H_s = h_s \times \frac{\gamma_s}{\gamma_r} \quad (7.3)$$

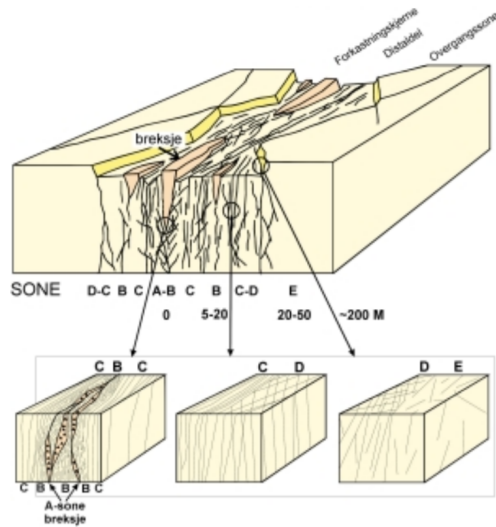
Der h_w , h_s , γ_w , γ_r , γ_s høvesvis er opprinneleg sjø-overdekning, lausmasse-overdekning, og tyngdetettheit til sjø, bergmasse og lausmasse. For forhold der det er påvist skvising grunna stor overdekning, er forholda også utrekna med riktig overdekningsforhold. Fare for skvising blir analysert ved bruk av begge metodane.

For å vurdere faren for bergslag og skvising er brukt spenningsforhold frå den numeriske modelleringa. Verdien for σ_1 og σ_θ er henta frå modelleringa i RS2 for dei mest utsette områda på tunnelverrsnittet. Den einaksiale trykkfastheita er verdien frå einaksial trykktest.

7.1.4 Innlekkajse og injeksjon

Innstrøyming av vatn er avhengig av brotfrekvens, tilgang på vatn, forsegling, openheit av brot og bergspenningar. Brot som består av store samanhengande flater, transporterar potensielt meir vatn enn små brot. Brotflater med stor ruheit gir større transportevne, sidan ruheita hindra total lukking av sprekka. Brot parallelt med retninga til største hovudspenninga pressast opne, medan brot vinkelrett på denne blir lukka. Basert på soneinndelinga til brotsonea i figur 7.2, kan ein estimere injeksjonsmengda.

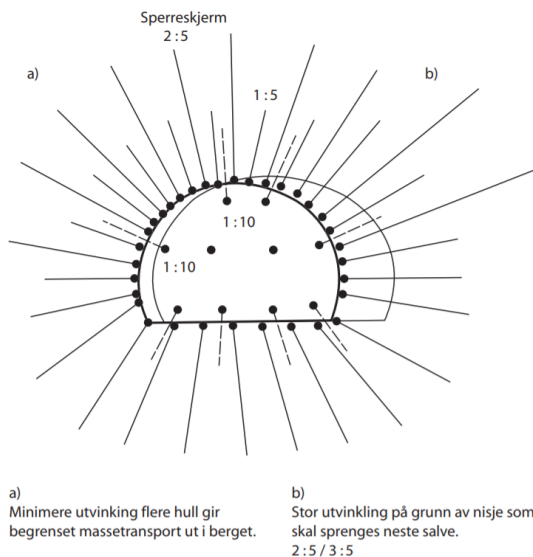
I sone A er det låg porøsitet, og redusert permeabilitet grunna opp-treden av sekundær mineral, og forkastningsbergartar. Dette kan føre til at det hydrauliske potensialet kan vere ulikt frå heng til ligg-blokk. Injeksjonen i denne sonen består som regel av små mengder med masse. Den intenst oppsprukke B-sona har veldig god porøsitet, men låg permeabilitet. Denne sona opptrer difor som den største akviferen langs ei brotsone. Ved punktering av denne sona, vil ein kunne få stor innstrøyming, men grunna låg permeabilitet vil denne raskt minke. Injeksjonsmønsterets forløp vil likne innstrøyminga. C-sona utgjer delen i brotsona med størst permeabilitet, grunna lange, parallelle brot. Porøsiteten er moderat, og denne sona vil gi høgast injeksjonsmengde. I nokre tilfelle vil det vere vanskeleg å bygge opp eit injeksjonstrykk. I dei siste to sonene, D- og E-sona, er innstrøyminga og injeksjonsmengda mindre (Braathen og Gabrielsen, 2000).



Figur 7.2: Oversikt over inndeling av svakheitssoner (Braathen og Gabrielsen, 2000).

For å sikre mot svakheitssoner, eller innlekkasje av vatn under bygging av vegtunnel brukar ein injeksjon. Ein injiserer som regel frå sålen og oppover i profilet, og helst ein eller to raster om gangen (Pedersen et al., 2010). Som regel blir injeksjonshola bora ved å bruke tunnelriggen, som er godt eigna til boring av normale injeksjonsskjermengder. Det anbefalast å injisere i ein skjermgeometri, og eventuelt reduserer til meir hullgeometri i områder med sprekke-/slepper. Eit eksempel på injeksjonsskjerm er vist i figur 7.3 (Klüver og Kveen, 2004).

Når ein injisere kan ein anten forinjisere, eller etterinjisere. I Norge er det vanleg med forinjeksjon, sidan etterinjeksjon er kostbart og kan gi dårleg resultat. Forinjeksjon brukas der det er vasslekkasjar som kan påføre tunnelen skader, og ha kontroll på vasslekkasjen inn i tunnelen og (Vegdirektoratet, 2016). Ved å bruke injeksjon framfor stuff vil ein bidra til at tunnelmassen held seg stabil under driveprosessen heilt til ein får installert permanent stabilitetssikring (Sve et al., 2008). I denne prognosen vil det ikkje bli bestemt injeksjonsmengd, men det vil bli delt inn i injeksjonsklassar basert på innlekkasje og Q-verdi.



Figur 7.3: Eksempel på injeksjonsskjerm frå Klüver og Kveen (2004).

7.2 Bergsikring

Dei vanlegaste svakheitssonene ved bygging av tunnelar er skjærsonene med kraftig oppsprukke bergmasse, eller leirsoner med forvitra og om-danna berg eller svake minerallag utan skjærstyrke. Sikringa av svakheitssoner blir ofte bestemt etter soneinndelinga av brotsona (Figur 7.2). I sone A og B, med lause og veldig ustabile forkastningsbergartar og høg brotfrekvens, blir det ofte dekkja med sprøytebetong kombinert med bolting. Ved veldig breie soner, blir det gjerne brukt heilstøyping. I sone C, med middelsstore blokker, kan bolting vere effektiv. Avhengig av størrelsen på blokkene, kan sprøytebetong vere nødvendig. Viss brotlinamentet har same retning om tunneltraseen, vil blokkfall frå taket bli eit betydeleg problem. D-sona inneheld store, rombiske blokker som stabiliserast ved bruk av bolting. Sikring i E-sona er relativt liten, men kan sikre enkelt blokker med boltar (Braathen og Gabrielsen, 2000). Under bygging av norske undersjøiske tunnelar er det vanleg med kontinuerleg prøveboring og kartlegging på stoff, ved nødvendighet bruk av kjerneboring.

Den planlagde sikringa i tunnelen er basert på Q-metoden, og er vurdert på grunnlag av bergmasseklassar. Sikringa i denne prognosen er basert på Q-metoden gitt i tabell 7.2, statens vegvesen sine sikringskrav og vurderingar frå den numeriske modelleringa.

Tabell 7.2: Anbefalt sikring for bergmassekvalitet frå Q-metoden (NGI, 2015).

Bergklasse	Q	Bolteavstand	Sprøytebetong	Forboltar
A/B	40-10	2,5 m	8 cm	-
C	10-14	2 m	8 cm	-
D	1-4	1,5 m	11 cm	-
E	1-0,1	1,5 m	15 cm	48 stk
F	0,1-0,01	1,25 m	20 cm	48 stk
G	0,01-0,001	1,2 m	30 cm	60 stk

7.2.1 Bergboltar

Avhengig av om ein skal sikre på stuff, bak stuff, midlertidig eller permanent, brukast ulike typar boltar. I Norge brukar ein for det meste endeforankra boltar, fullt innstøypte boltar og kombinasjonsboltar. Endeforankra boltar brukast når det trengst hurtig sikring, som oftast når det gjeld sikring på stuff. Dei brukast for å auke innspenning av fjellet, og blir sett på som aktive boltar (Statens vegvesen, 2016). I følge Statens vegvesen (2015) brukast det limte endeforankra boltar ved bergtrykks-problem. Endeforankra boltar som skal brukast til permanent sikring skal vere limt og ikkje mekanisk forankra (Statens vegvesen, 2016).



Figur 7.4: CT-bolt med diameter 20 mm (Vik-Ørsta, 2017).

Kombinasjonsbolt er ein bolt som kan endeforankrast og ettergysast. Figur 7.4 viser ein vanleg type kombinasjonsbolt kalla CT-bolt. Den er godt eigna der ein ynskje å forspenne boltane for innstøyping, og kan brukast på dei fleste fjell, for utan områder med store deformasjonar (Statens vegvesen, 2016). Ved bruk i vegtunellar er kombinasjonsbolt i følge Sve et al. (2008) også godkjent som permanent sikring. Hensikta med bolten er å kunne bruke den same boltetypen til arbeidssikring og permanent sikring.

Når ein skal sikre ein vegtunnel i Norge sikrar ein straks (på stuff) og ettersikring (bak stuff) (Statens vegvesen, 2016). Sikring på og framfor stuff kan gjerast med forboltar. Forboltar er ein sikringsmetode som har som hovudhensikt å bevare det teoretiske tverrsnittet til ein har fått etablert permanent sikring (Sve et al., 2008). Boltetypen som brukast er hovudsakleg endeforankra boltar, med anten hurtigforankring med

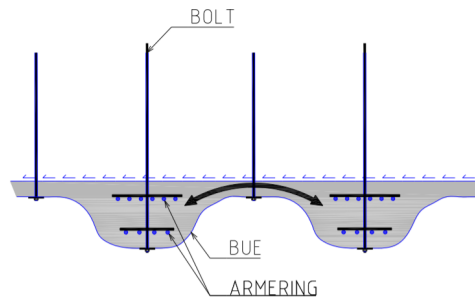
ekspansjonshylse eller med polyester patron. Ved ettersikring brukast oftast fullt innstøypte, ikkje forspente boltar, men også kombinasjonsboltar og endeforankra boltar kan nyttast.

7.2.2 Sprøytebetong og armerte sprøytebetongbuer

Ein kan dele bruken av sprøytebetong inn i tre hovudgrupper; overflateforsterkning, sprøytebetongplate og sprøytebetongbuer. Overflateforsterkning basera seg på heft mellom fjellet og sprøytebetongen, og held berget saman ved lim- og kileverknad. Ved påføring av sprøytebetong skal gjennomsnittstjukkelsen ikkje vere mindre enn 80 mm grunna levetida (Pedersen et al., 2010). Det må vere god heft mellom sprøytebetongen og bergflata, og i følgje Statens vegvesen (2015) er det viktig med god reingjering og reinsk av fjellet. Det er også blitt utvikla fiberarmert sprøytebetong med stålfiber og plastfiber. Fiberen gjer sprøytebetongen meir duktil, og aukar den kompressive og flexurale styrken. Ved sprakeberg vil rask påføring av fiberarmert sprøytebetong i følgje Sve et al. (2008) bremse utviklinga.

Ein anna vanleg sikringsmetode i Norge er armerte sprøytebetongbue. Figur 7.5 viser teikning av ei armert sprøytebetongbue. Desse kan vere enkeltarmerte eller dobbelt armerte, og kan variere i mengd armeringsjern, tjukkelsen på bua, boltemønster osv. (Pedersen et al., 2010). Desse kan nyttast som permanent sikring, og kan brukast i staden for full utstøyping. Profilet må utjammast med sprøytebetong for å sikre best mogeleg bogeverknad (Sve et al., 2008). Det er også vanleg å bruke buene ved driving gjennom forkastningssoner, eller soner med liten fjelloverdekking. I soner med svært dårleg bergmassekvalitet, kan kamstålarmerte sprøytebetongbuer forankra med bergboltar vere ein effektiv sikringsmetode (Pedersen et al., 2010). Monteringsboltane (radielle boltar) som blir brukt til å feste sprøytebetongbua bør vere lange nok til å inngå som ein del av boltesikringa. Det er brei erfaring i Norge med bruk av sprøytebetongbuer under vanskelege forhold. Ut i frå sikringsdiagrammet i NGI (2015) kan ein finne retningslinjer for bruk av armerte sprøytebetongbuer i forhold til Q-verdi og ekvivalente dimensjonar.

Som permanent sikring vil det ofte vere ein kombinasjon av sprøytebe-



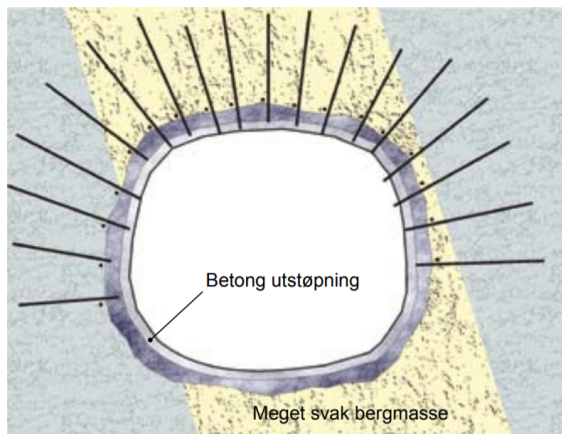
Figur 7.5: Skisse av installert sprøytebetongbue (Pedersen et al., 2010).

tong og armerte buer, i tillegg til boltar, injeksjon og oppspenning av nett. Når sprøytebetong blir brukt i samanheng med boltar er det avhengig av bergmassen kva som blir sikra med først. Er det grov-blokkig berg brukar ein boltar før sprøytebetong, og i småfallent berg brukast sprøytebetongen først (Statens vegvesen, 2015).

7.2.3 Betong utstøyping

Visst fjellet treng hjelp til å halde seg oppe tar ein i bruk full utstøyping, som er den siste og tyngste sikringsmetoden. Dette gjeld ved ras eller store utfall, passering av mektige svelleleiresone og vanskelege svakheitssoner (Sve et al., 2008). Som ein hovudregel utførast betong-utstøyping bak stuff, og fungera som permanent sikring ved kritisk overdekning.

Når ein skal sikre med betong utstøyping kan ein anten gjere det som støyp på stuff, bak stuff, sålestøyp og saman-støyping av stuff. Støyping på stuff kan ikkje utførast før ein har utført naudsam arbeidssikring av boltar og sprøytebetong (Sve et al., 2008). Det skal også vere plass mellom utstøypinga til eventuell vassmembran og liknande (Statens vegvesen, 2015). I følgje Sve et al. (2008) er tidskostnadane normalt betydeleg mindre ved sikring bak stuff enn på stuff. Figur 7.6 viser ei prinsippskisse av betong utstøyping i veldig svak bergmasse.



Figur 7.6: Full utstøyping ved veldig svak bergmasse (Sve et al., 2008).

7.3 Val av metode

Denne ingeniørgeologiske prognosen er delt inn i tre kategorier: lekkasje og injeksjon, bergspenningsproblem og bergsikring. Prognosen er vurdert ut frå Q-verdi, kjerneloggar, overdekning, geologi og spenningsforhold. Det er valt å bruke metode frå Holmøy et al. (2012) der innlekkasje, vanskelegheitsgrad og injeksjon blir definert basert på Q-verdi (Tabell 7.3). Kjerneboringane ligg litt unna planlagt tunnelprofil, så profilnummera er estimert, og kan variere frå faktiske forhold. Spenningsforholda er ein estimert verdi ut frå modelleringa RS2. Overdekning er total overdekning og inkluderer påverknad av lausmasse og sjø for dei områder der dette er aktuelt. Lausmassetjuknad og overdekning er funne frå profil teikningar av tunnelen. Overdekninga er korrigert for materialtype ut frå formel 7.1-7.3. Bergsikringa er basert på Q-verdiar for området, og vurderingar frå den numeriske modelleringa. Det er ikkje definert injeksjonsmengde for tunnelen, sidan det vil variere. Under vil dei ulike parameterane for prognosane bli presentert.

7.3.1 Innlekkasje og injeksjon

Den generelle prognose basert på Holmøy et al. (2012) sin inndeling i Q-verdi, injeksjonsklasse, vanskeleggrad og innlekkasje. Vurderingskriteria er vist i tabell 7.3. I tillegg er innlekkasjen for bergmassen og

Tabell 7.3: Modell for generell prognose for Tautratunnelen (Holmøy et al. 2012).

Q	Injeksjons- klasse	Vanskeleg- grad	Innlekkasjegrad	Bergsikrings- klasse
>4	1	Enkel	Kan vere stor	A/B og C
0,1-4	2	Middels	Forventast størst	D
< 0,1	3	Vanskeleg	Forventast størst (i overgang svakheitsoner)	E/F/G

svakheitssonene blitt nærmare vurdert basert på ulike parameter basert på Holmøy (2008), Kvarstein (2017), Klüver og Kveen (2004):

Bergmassekvalitet: I følgje Klüver og Kveen (2004) kan ein dele bergmassane inn i 4 bergmasseklassar basert på injeksjon-forhold. Bergmasseklasse A blir brukt for bergmasse med opne sprekker utan sprekkefyll. Klasse B er bergmasse med sprekkefyll og tendensar til kanaldanning, og brukast ofte om grunnfjellsbergartar. Klasse C er prega av tette plastiske bergartar med sprekkefylling. Siste bergklassen, klasse D, er bergmassar prega av tektonisk påverknad, eller karststrukturar. Stive bergartar har ofte opne sprekker, som potensielt kan vere veldig vassførande. I følgje Holmøy (2008) vil det også kunne forventast større vasslekkasjar ved bergartsgrenser. Dette er fordi desse sonene ofte er prega av auka oppsprekking. Innlekkasjen basert på bergmassetype vil vere avhengig av bergmasseklasse og E-modul (sprøheit) til bergartane. E-modul og einaksial trykkfastheit (σ_c) for dei ulike bergmassane er gitt i tabell 7.4.

Q-verdi: I følge Holmøy (2008) vil soner med Q-verdi $< 0,1$ ha mindre vasslekkasje enn soner mellom 0,1-10. Soner $< 0,1$ viser seg ofte å ha høgt innhald av leire som reduserer innlekkasjen. Størst innlekkasje er ofte knytt til Q-verdi 0,1-4, og i overgang til soner med Q-verdi $< 0,1$. Q-verdiane som er brukt i prognosen er gjennomsnittsverdiar frå kjerneloggane til sonene. I dei svakheitssonene det er veksingar mellom veldig dårleg og godt fjell, er det valt å stryke dei høgste Q-verdiane. Dette er fordi den estimerte Q-verdien for sona ville blitt

Tabell 7.4: Verdier for E-modul og einaksial trykkfastheit.

Bergart	E-modul [GPa]	σ_c [MPa]
Augegneis (53)	132,1	264,2
Granittisk gneis	147,7	295,4
Amfibolitt	74,1	164,6
Svakheitssone	1,5	3
Granat-glimmerskifer	75,3	94,1
Augegneis (52)	58,3	187

unaturleg høg. Der det ikkje er kjerneloggar, er Q-verdi frå seismiske undersøkingar brukt. I følgje Kvarstein (2017) kan refraksjonsverdiane knytast til Q-verdi og innlekkasje ved:

- < 3000 m/s = 0,01-0,1 (F) - Potensielt tett med lekkasjar i ytterkant/sideberg.
- $3000-4000$ m/s = 0,1- 4 (E) - Vasslekkasjar kan skje i sideberg/ytterkant og i sentrale soner

Overdekning: Erfaring viser at berg-overdekning < 50 m gir auka sjanse for innlekkasje. I tillegg vil innlekkasjen vere avhengig av lausmasstype og mektigheit. Visst lausmassen er tett, vil dette redusere innlekkasjen. Er det liten eller ingen lausmasse-overdekning, som ved til dømes øyer, vil sjansen for innlekkasje kunne auke (Kvarstein, 2017). Lausmassetypen er tolka som ei botnmorene, som ofte inneheld ein god del finstoff og er generelt godt pakka. Dette vil gi ei tett og mindre permeabel overdekning, og vil kunne verke reduserande på innlekkasjen. I følgje Holmøy (2008) vil høgare overdekning av vatn over tunnelen kunne gi høgare innlekkasje.

Kjerneloggar: Kjerneloggar gir informasjon om sprekkefyllingar og oppsprekingsgrad. I dei områda det finst kjerneboringar, vil dette kunne gi nyttig informasjon for å estimere innlekkasjen (Kvarstein, 2017). Det er funne gjennomsnittsverdi for sprekkefylling (J_a) for dei ulike sonene. I tillegg vil ru og hakkete sprekke overflate gi større innlekkasje sidan desse sprekke overflate ikkje vil kunne lukke seg. J_r verdien frå kjerneloggane vi sei noko om sprekkeoverflata til bergarten.

Lugeon- verdier: Frå dei områda der det er utført Lugeon målingar kan desse brukast til å estimere innlekkasjen. Mengda innlekkasje basert på Lugeon-verdi er vist i tabell 7.5:

Tabell 7.5: Innlekkasje ut frå Lugeon-verdi (Åndal og Lillevik, 2017).

Lugeon-verdi	< 0,1	0,1-1	1-10	10-100	>100
Innlekkasje	Veldig lite	Lite	Middels	Høg	Veldig høg

7.3.2 Bergspenningsproblem

Faren for sprak er basert på forholdet mellom bergmassen sin trykkfastheit, største hovudspenning og maksimale tangential spenning. Sprak oppstår i harde og sprø bergartar som i denne prognosen er sett til ($\sigma_c > 100MPa$). Vurderinga er basert på tabell 6 i vedlegg C (NGI, 2015), ein vil kunne få problem med sprak ved: $\sigma_c/\sigma_1 < 5$, og $\sigma_\theta/\sigma_c > 0,5$.

Fare for skvising vil kunne oppstå i mjuke bergartar. Bergartane ved tunnelen er harde bergartar, og skvising vil generelt oppstå i svakheitssonene. I denne prognosen er svakheitssoner definert med bergmassekasse E, og Q-verdi < 1 . Basert på tabell 6 (NGI, 2015) vil ein kunne få skvising ved $\sigma_\theta/\sigma_c > 1$, og intens skvising ved $\sigma_\theta/\sigma_c > 5$. I tillegg vil faren for skvising vurderast ut frå overdekning ved dei utsette sonene. Dette vurderast ut frå figur 7.1, og formel 7.1. For dei områda der overdekninga består inkludera lausmasse og sjø, vil det korrigerast for dette ved hjelp av formel (7.2) og (7.3).

7.3.3 Bergsikring

Bergsikringsprognosen vil vurderast ut deformasjonsverdiane og sikringsanalysen av RS2. Deformasjonsverdiane er analysert ut frå den gylne regelen med deformasjon på 2 % av tunnelbreidda (Hoek, 1998). For denne tunnelen vil det altså sei ein deformasjon langs profilet på maksimum 22 mm. Det vil også vurderast om sikringa bør endrast ut frå brot i sikringsmeng i modelleringa. Visst det er registrert bergspenningsproblem vil dette også takast med i vurderinga av bergsikring. For

område med sprak vil rask påføring av sprøytebetong redusere spreining. Ved skvisesoner er anbefalt sikring sprøytebetongbuer. Bergsikringa for tunnelen er generelt basert på kartlagt Q-verdi for området og planlagt sikring ut frå sikringsdata til Statens vegvesen (Ånda og Lillevik, 2017).

7.4 Presentasjon av prognosen

7.4.1 Vik: Profil 11340-14105

Berggrunnsforhold: Berggrunnen på Vik består hovudsakleg av prekambrisk grunnfjell med augegneis (52), gneis (58) og innslag av kvartsitt (40) og gabbro (57). I tillegg er det kartlagt lag av den kaledonske granitt-glimmerskiferen (24). Dei prekambriske gneisane og metamorfiske bergartane går inn under bergklasse B. Kvartsitten i området er kartlagt som oppsprukket, og vil kunne tilhøyra bergklasse A. Ved bergartsgrenser og opne sprekker, kan innlekkasjen auke. Dei prekambriske bergartane i området er generelt stive og harde.

Dei seismiske undersøkingane har registrert 7 svakheitssoner på landdelen ved Vik. 2 av sonene er klassifisert med Q-verdi 0,1-0,3 og 5 med Q-verdi 0,3-1. Den breiaste sona er estimert til 60 m ved profil 13270-13330. Det er lite data frå svakheitssonene i området, men basert på estimert Q-verdi kan ein anta større innlekkasjar i desse sonene.

Kjernerdata: Det er ikkje utført kjerneboring for berggrunnen ved Vik. Q-verdien for området er basert på seismiske hastigheiter frå refraksjonsseismikken. Seismikken indikera at mesteparten av bergartane i området har generelt Q-verdi > 4 . Svakheitssonene i området har Q-verdi mellom 0,1-1. Det er ikkje utført Lugeon-testar for området. Ut frå Q-verdiane ventast moderat innlekkasje i bergmassane på Vik, og stor innlekkasje i svakheitssonene.

Overdekning: Overdekninga er stort sett over 50 m, bortsett frå dei første 500 m. Her kan ein også anta at det vil vere fare for større innlekkasje. Området ligg under land, og frå refraksjonsseismikken er lausmassetjukkelsen estimert til 3-20 m. Lausmassane er kartlagt frå

seismikken som to lag, der det underste laget er tolka som vassmetta morene. Denne vil verke reduserande på innlekkasjen i dei områda der morena har betydeleg mektigheit. Sidan det ikkje er registrert lausmassar for tunneltraseen ved Vik i profilet, er det vanskeleg å sei noko om påverknaden frå morena for dei ulike sonene. Tunnelprofilen har ikkje sjø-overdekning, som gjer at det er redusert fare for store innlekkasjar.

Bergspenningsforhold: Faren for sprak og skvising er vurdert ut frå profil 14000 frå den numerisk modelleringa. Spenningsverdiane frå denne modelleringa er gitt i tabell 7.6. Utrekningane viser at ein vil få middels spenningar i bergarten, og gunstige spenningsforhold.

Tabell 7.6: Spenningsforhold ved profil 14000 frå modellering i RS2.

Granittisk gneis (58)				
σ_1	σ_θ	σ_c	σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c
8 [MPa]	24 [MPa]	295,4 [MPa]	12	0,08

Ut frå grafen i figur 7.1 og formel 7.1, vil det krevje ei overdekning på 162 m ved verste forhold i svakheitssone (E). Overdekninga er generelt under 100 m, så det vil ikkje vere noko fare for skvising i svakheitssonene ved Vik. Skvising vil kunne oppstå i soner med Q-verdi $< 0,02$.

Bergsikring: Ut frå modelleringa i RS2 vil ikkje total deformasjonen overstige den gylne regelen. Det er heller ikkje registrert brot i nokon av sikringstypene. For profilen er bergsikring basert på bergklasse C, og er sett på som tilstrekkeleg. Det er lite informasjon om svakheitssonene, men ut frå prognosen vil det vere tilstrekkeleg med planlagt sikring for bergklasse E.

Oppsummering

Bergmassen har storsett Q-verdi > 4 , med tettande lausmassemektighet og ingen sjø-overdekning. Verdier for prognosen er gitt i tabell 7.7.

Tabell 7.7: Prognose for bergmasse Vik.

Lekkasjeklasse:	Liten
Injeksjonsklasse:	1
Bergspenningsproblem:	Ingen
Bergsikring:	C

Svakheitssonene vil ha generelt ha litt større innlekkasje enn bergmassen, verdier er gitt i tabell 7.8.

Tabell 7.8: Prognose for svakheitssoner Vik.

Lekkasjeklasse:	Moderat
Injeksjonsklasse:	2
Bergspenningsproblem:	Ingen
Bergsikring:	E

Generell prognose for traseen ved Vik er gitt i tabell 7.9, og strekninga vil stort sett ha enkel vanskeleggrad.

Tabell 7.9: Generell prognose for Vik basert på Q-verdi.

% Andel	Q	Injeksjonsklasse	Vanskeleggrad	Innlekkasje	Bergsikring
90,8	>4	1	Enkel	Kan vere stor	A/B/C
9,2	0,1-4	2	Middel	Forventast størst	D
0	$< 0,1$	3	Vanskeleg	Forventast størst i overgang til svakheitssone	E/F/G

7.4.2 Vik-Tautra: Profil 14105-17305

Kjernerdata: Kjerneloggane frå området definerer bergartane som granittisk- og amfibolittisk gneis, med innslag av kvartsitt. Området er generelt kartlagt med to sprekesett pluss tilfeldige sprekker, med siltig eller sandig sprekkebelegg, med litt leire (ikkje svellande). Gjennomsnittleg Q-verdi for bergartane er over 20, men kvartsitten (40) er registrert med 8. Ein kan forvente større innlekkasje i kvartsitten, enn dei andre bergmassane. I svakheitssonene ligg generelt Q-verdien mellom 0,7 og 1,9, og ein kan forvente størst innlekkasje i desse sonene.

Lugeon-verdiane som er registrert for området er:

- Profil 14348-14395 : 0,7 - Lite innlekkasje (Bergmasse)
- Profil 14396-14432 : 0,5 : Lite innlekkasje (SF2)
- Profil 14432-14438 : 2,1 : Middels innlekkasje (SF2)
- Profil 14640-14728 : 0,2 : Lite innlekkasje (Bergmasse)
- Profil 14729-14734 : 5,3 : Middels innlekkasje (SF6)
- Profil 14735-14740 : 3,8 : Middels innlekkasje (SF6)
- Profil 14741-14756 : 1,7 : Middels innlekkasje (SF6)

Overdekning: Fram til profil 15300 er det generelt stor lausmasse overdekning som vil redusere faren for innlekkasje. Frå 15300 – 16200 er det ikkje registrert lausmassedekning. Ein kan difor vente større fare for innlekkasje mellom 15300-16200. Heile profilet ligg under sjøen, og potensielle innlekkasjar kan ha veldig stor omfang. Generelt er berg-overdekninga større enn 50 m, og vil verke positivt på innlekkasjen.

Berggrunnsforhold: Berggrunnen i fjorden mellom Vik og Tautra består i følgje det geologiske kartet av prekambrisk grunnfjellsbergartar som gneis (58), augegneis (53) og kvartsitt (40). Ved Tautra går tunnelen inn i granatglimmerskifer frå det kaledonske-skyvedekket Blåhødekket. Grunnfjellsgneisen kan klassifiserast som bergklasse B, og har svært høg E-modul som indikera stiv bergart. Desse kan ha store

oppsprekking, med opne og vassførande sprekker.

I kjerneloggane er det observert 11 soner med dårlegare bergmassekvalitet. Sonene under fjorden er presentert i tabell 7.10. Svakheitsonene har generelt Q-verdi mellom 0,7-2. Innlekkasjeklassen er difor satt til høg. Det kan tenkjast at lekkasjen vil vere mindre sidan sprekketryllingane inneheld leire. Det vil difor vere variasjon basert på sprekketrylling, overdekning og Q-verdi.

Bergspenningsproblem:

Faren for sprak og skvising er vurdert ut frå profil 14700 frå den numeriske modelleringa. Utrekningane viser at ein få middels spenningar i bergarten, og gunstige spenningsforhold. Modellen er basert på augegneis (53) og spenningsverdiane frå modelleringa er vist i tabell 7.11. Basert på utrekningane vil det ikkje vere fare for sprak og bergslag i tunnelen.

Ut frå grafen i figur 7.1, og formelen 7.1 for skvising er det ingen av svakheitssonene som vil ha stor nok overdekning til å gi fare for skvising. Utrekninga basert på verdiane frå modellen, indikera heller ingen fare for store skviseproblem området. Kritisk Q-verdi for skvising er basert på generell overdekning for området på ca. 140 m. Det vil altså kunne oppstå skvising i soner med Q-verdi $< 0,06$.

Bergsikring: Ut frå modelleringa av augegneisen i dette området, vil planlagt sikring vere tilstrekkeleg. Deformasjonen frå modelleringa er innanfor den gylne regelen, og ingen av sikringstypene gjekk i brot. Planlagt sikring tolkast som tilstrekkeleg. Bergmassesikringa i prognosen vil difor fylje planlagt sikring basert på Q-metoden. Sidan det ikkje er noko spesiell fare for bergspenningsproblem, trengs ikkje sikringa endrast pga. av dette.

KAPITTEL 7. INGENIØRGEOLOGISK PROGNOSE

Tabell 7.10: Informasjon for soner med dårligere bergmassekvalitet i fjorden mellom Vik-Tautra basert på kjerneloggar (Åndal og Lillevik, 2017).

Sone	Q	J_a	Profilnr (Breidd)	Overdekning [m]	Beskriving
SF1	1,9	2	14125-14146 (20m)	B: ca. 140 L: Ingen	Grovknust materiale. Sand og leire belegg.
SF2	1,2	10	14424-14447 (20m)	B: ca. 130 L: 10	Glatt sprekkefylling (talk), samanvakse sprekker. Ein del leire.
SF3	0,7	5,3	14458-14481 (20m)	B: ca. 125 L:10	Oppsprukket berg. Kalksitt, leire, kloritt og talk i sprekker.
SF4	1,1	6	14508-14549 (40m)	B: ca. 120 L: 15	Heilt oppknust, jordaktig. Fylte sprekker, kleberstein, sand og leire.
SF5	1,4	6	14591-14613 (20m)	B: ca. 125 L:20	Generelt samanvaksne. sprekker
SF6	0,7	5	14724-14758 (25m)	B: ca. 100 L:45	Generelt samanvaksne sprekker.
SF7	1,8	3	15255-15300 (45m)	B: ca. 140 L: 20	Oppsprukket berg.
SF8	1,1	4	15354-15438 (80m)	B: ca.149 L: 0	Vekslande kvalitet. Svært oppknust. Saman- vokste sprekker, belegg.
SF9	1,4	4	16437-16460 (20m)	B: ca. 75 L:20	Vekslande kvalitet. Ganske oppsprukket. Samanvaksne sprekker.
SF10	2	3	16669-16686 (15m)	B: ca. 100 L:50	Oppsprukket berg, kvartsårer og kalk.
SF11	1,2	6	16756-16783 (25m)	B: ca. 110 L:50	Desinteregrert berg, sprekkefyll.

Tabell 7.11: Spenningsverdier frå profil 14700 ved modellering i RS2.

Augegneis (53)				
σ_1	σ_θ	σ_c	σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c
15 [MPa]	45 [MPa]	264,2 [MPa]	18	0,17

Oppsummering: Det er valt å legge størst vekt på Lugeon verdier for dei områda dette er registrert. Lugeon verdiane frå bergmassen indikera generell liten innlekkasje. Innlekkasjen for bergmassen blir difor justert ned til moderat innlekkasje. Bergsikring er basert på generelle forhold lang traseen. Resultata for bergmasse, svakheitssoner og generell prognose høvesvis tabell 7.12, 7.13 og 7.14.

Tabell 7.12: Prognose for intakt bergmasse mellom Vik og Tautra.

Lekkasjeklasse	Liten-moderat innlekkasje
Injeksjonsklasse	Klasse 1-2
Bergspenningsproblem	Ingen
Bergsikring	A/B

Tabell 7.13: Prognose for dårlegare bergmasse mellom Vik-Tautra.

Sone	Innlekkasje	Injeksjonsklasse	Bergsikring
SF1	Stor	3	D
SF2	Liten-moderat	1-2	D
SF3	Stor	3	E
SF4	Moderat	2	D
SF5	Moderat-Liten	2-1	D
SF6	Moderat	2	E
SF7	Stor	3	D
SF8	Stor	3	D
SF9	Moderat	2	D
SF10	Moderat	2	D
SF11	Liten-moderat	1-2	D

Tabell 7.14: Generell prognose for Vik-Tautra basert på Q-verdi.

% Andel	Q	Injeksjons- klasse	Vanskeleg- grad	Innlekkasje	Berg- sikring
75,4 %	>4	1	Enkel	Kan vere stor	A/B/C
21,4 %	0,1-4	2	Middels	Forventast størst	D
3,2 %	< 0,1	3	Vanskeleg	Forventast størst i overgang til svakheitssone.	E/F/G

7.4.3 Tautra: Profil 17335-17875

Kjernerdata: Kjernelogginga beskrive bergarten i området som ein amfibolittisk gneis. Gjennomsnittleg verdi for sprekkefylling indikera svakt omdanna sprekkeflater, med uoppløyselig mineralbelegg, sandpartiklar, og oppknust berg utan leire. Sprekketal er sett til 6 som indikera to sprekkesett pluss sporadisk. Den gjennomsnittlege Q-verdien for området er 40,6, og indikera liten innlekkasje. Områder med stor oppsprekking vil vere større grunna lite sprekkefylling. Svakhetsone har Q-verdi mellom 0,1-4, og kan ha stor innlekkasje. Det er ikkje utført Lugeon-målingar for kjerneboringa under land ved Tautra.

Overdekning: Største lausmasse-overdekninga er registrert med seismikk sør på Tautra, med minkande overdekning mot nord. Generelt er det lite lausmasse overdekning på Tautra, som gjer at det er lettare for overflatevatn å trekke inn i berget. Lausmassekart over Tautra indikera tynne havavsetningar normalt mindre enn 0,5 m, med ein del fjellblotningar. Enkelte plassar med tjukkare strandavsetingar, men generelt er det tynt lausmassedekke. Områda med lite lausmassemektigheit vil kunne ha auke innlekkasje. For dei områda der mektigheita er større, vil den tette lausmassen kunne redusere innlekkasjen.

Geologi: Ved Tautra er berggrunnen prega av dei kaledonske skyvebergartane; granat-glimmerskifer(24), amfibolitt (9) og dioritt (10). Sidan bergarten ikkje er registrert ved kjernelogginga, er det antatt i prognosen at ein ikkje vil møte på denne ved tunneltraseen. Ved evt. på treff av denne vil ein ved karstfenomen kunne forvente svært store innlekkasjar, og injeksjonsklasse 3 vil vere naudsynt. Sidan kjernebo-

ringane ligg eit lite stykke frå tunneltraseen, anbefalast det å nytte grundige sonderboringar før den evt. sona. Dei metamorfe kaledonske bergartane kan også klassifiserast som klasse B. Det vekslar mellom bergartane i dette området, og ein antar at innlekkasjen vil auke ved bergartsgrensene i dette området.

Det er registrert to soner med dårlegare bergmasse under Tautra frå kjerneloggane. Sonene er relativt smale, og har Q-verdi mellom 0,1-10, og lite sprekkefylling. Desse sonene blir antatt å ha større innlekkasje enn bergarten rundt. Dei to sonene er beskrive i tabellen 7.15:

Tabell 7.15: Soner med dårlegare bergmasse ved Tautra (Åndal og Lillevik, 2017).

Sone	Q	J_a	Profilnr (Breidd)	Overdekning [m]	Beskriving
T1	0,6	5,8	17389-17393 (ca.4m)	B: ca.75 L: Lite	Veldig oppknust berg, tilnærma sukkerberg.
T2	0,3	5	17624-17629 (ca.5 m)	B: ca. 310 L: Lite	Sprekkefylling med kalkbelegg, kvarts og glimmer.

Bergspenningsforhold: Faren for sprak og skvising er vurdert ut resultatata frå profil 17615 i den numerisk modelleringa (tabell 7.16). Ut frå tabell 6 (Vedlegg C) vil det vere middels spenningar, med gunstige spenningsforhold for kompetent massivt berg. Basert på dette vil det ikkje vere fare for bergslag og sprak på Tautra.

Tabell 7.16: Resultat frå modellering i RS2 av profil 17165.

Amfibolitt (9)				
σ_1	σ_θ	σ_c	σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c
16 [MPa]	48 [MPa]	164,6 [MPa]	10	0,29

Ut frå grafen i figur 7.1 og formel 7.1 for skvising vil ikkje overdekninga skape skviseproblem for svakheitssone T1. Ved sone T2 vil derimot overdekninga overgå kriteriet for skvising. Modelleringa er basert på intakt hard amfibolitt, og vil ikkje gi eit like godt bilde på forholda

i svakheitssonene. I denne prognosen er difor berre overdekninga lagt vekt på. Sone T2 blir karakterisert med potensiell fare for skvising. Generell overdekning under Tautra er ca. 250 m, og det kan det vere fare for skvising i soner med Q -verdi $< 0,4$.

Bergsikring: Modelleringa i amfibolitten indikerer at deformasjonen ikkje vil overskride den gylne sikringsregelen. Det er heller ikkje indikert brudd i sikringa. Planlagd sikring blir difor sett på som tilstrekkeleg, og vil baserast på Q -verdiane langs traseen. Svakheitssonene er definert som bergklasse E. Denne sikringa vil vere tilstrekkeleg for T1, men for T2 må sikringa tilpassast skvisande forhold. Her vil det vere naudsynt å sikre med sprøytebetong buer. Det vil også anbefalast å installere deformasjons-målingar i utsette soner.

Oppsummering:

Basert på bergartstype, Q -verdi og oppsprekkingsforhold er det antatt små-moderate innlekkasje i intakt bergmasse. Grunna liten overdekning og potensielle bergartsgrenser, er det oppjustert til moderat innlekkasjeforhold. Resultatet for prognosen for bergmasse på Tautra er vist i figur 7.17.

Tabell 7.17: Prognose for bergmasse på Tautra.

Innlekkasje	Moderat
Injeksjonsklasse	2
Bergspenningsproblem	Ingen
Bergsikringsklasse	A/B

Prognosen for svakheitssonene ha lagt vekt på Q-verdi, lite sprekkefyll og lite berg-overdekning. Det vil også forventast skvising i sone T2, og for soner med Q-verdi $< 0,4$ ved overdekning > 250 m. Verdier for prognose for svakheitssoner på Tautra er vist i figur 7.18.

Tabell 7.18: Prognose for dårlegare bergmassar på Tautra.

Svakheitssone	T1	T2
Innlekkasje	Stor	Stor
Injeksjonsklasse	2	2
Bergspenningsproblem	Ingen	Skvising
Bergsikringsklasse	E	E

Generell prognose for injeksjon, vanskeleggrad og innlekkasjegrad er basert på Q-verdiar frå kjernelogging. Resultata frå prognosen er vist i figur 7.19.

Tabell 7.19: Generell prognose for Tautra basert på Q-verdi.

% Andel	Q	Injeksjons- klasse	Vanskeleg- grad	Innlekkasje	Berg- sikring
69 %	>4	1	Enkel	Kan vere stor	A/B/C
28 %	0,1-4	2	Middels	Forventast størst	D
3 %	$< 0,1$	3	Vanskeleg	Forventast størst i overgang til svakheitssone.	E/F/G

7.4.4 Tautra-Otrøya: Profil 17875-20180

Kjernelogg: Q-verdien frå kjerneboringane i fjorden mellom Tautra og Otrøya varierer. I borehol 2b i sør er det registrert mest av bergmassekvalitet A/B, medan borehol 1 i nord har større innslag av kvalitet C/D. Dette har med at borehol 1 går gjennom store delar av Fannefjord-forkastninga. For borehol 1 er den gjennomsnittlege sprekketryllingsverdien for intakt bergmasse $J_a = 3$, som indikera silting, eller sandig sprekketrylling, med litt leire. Q-verdien til bergmassen indikera ikkje store fare for innlekkasje, men sprekketryllinga vil ikkje verke tettande, så for områder med stor oppsprekking vil innlekkasje kunne auke. Generelt har svakheitssonene i området Q-verdi mellom 0,5-1,2 og ein kan difor forvente høg innlekkasje. Lugeon-verdiane som er registrert for området er:

- Profil 17700-18800 - ca. 0,1 : Lite innlekkasje (Bergmasse)
- Profil 18300: 0,3 - Lite innlekkasje (Bergmasse)
- Profil 19379-19475: 1 - Middels innlekkasje (Bergmasse)
- Profil 19480-19525: 0,43 - Lite innlekkasje (NF4)
- Profil 19525-19716: ca. 1 - Middels innlekkasje (Bergmasse)
- Profil 19716-19765: 0,7 - Lite innlekkasje (NF5)

Overdekning: Mellom Tautra og Otrøya vil det vere soner med bergoverdekning ned mot 50 m. Desse har også stor overdekning av sjø, og lausmasser. Nokre av lausmasseavsetningane er fleire titals meter tjukke, og vil kunne redusere innlekkasjen for dei mest oppsprukke sonene i området. Området ligg under fjorden som gjer at innlekkasje potensialet vil kunne bli uendeleg stort. I denne prognosen er det antatt at lausmasse-overdekninga vil redusere faren og innlekkasje, medan sjøoverdekninga vil kunne auke konsekvensen

Geologi: Berggrunnen består av bla. amfibolitt (9), granat-glimmerskifer (24), kvarstitt (40), gneis (58). Det geologiske kartet definerer berggrunnen under fjorden mellom Vik og Otrøya som generelt prekambrisk

grunnfjell og kaledonske dekkebergartar. Dei kaledonske dekkebergartane er lokalisert i sør nærmast Tautra, og er skilt frå grunnfjellsbergarten av eit tynt lag kvartsitt. Dei fleste bergartane er metamorfe bergartar og vil definerast som bergmasseklasse B. Ut frå kjerneloggane opptrer kvartsitten i område relativt oppsprukke og vil kunne gi større innlekkasje. Det vil også kunne forventast auking ved bergartsgrenser. Bergmassane vil generelt beskrivast med moderat innlekkasje, medan kvartsitten vil kunne ha stor.

Det er registrert åtte soner med dårlegare bergmasse i berggrunnen mellom Tautra og Otrøya. Informasjon om sonene er vist i tabell 7.20. Mengda innlekkasje er justert etter sprekkefylling og evt. påverknad av overliggande lausmassar. Sonene blir beskrive som stort sett oppknuste massar, med varierende sprekkefyll. Sone NF3 er også registrert på seismikken med hastigheit 2300 m/s. I følgje Rødal (2016) er det i denne sona registrert leirehaldig sleppemateriale og svelleleire med moderat svelletrykk og stor aktivitet. Det er difor valt å bruke verdi-ane som er funnen av Rødal (2016) for denne sona.

Bergspenningsforhold

Det er ikkje estimert fare for bergslag sidan spenningsverdiane er basert på mjuk bergmasse. Spenningsverdiane frå modelleringa er gitt i tabell 7.21 Ut frå modelleringa i RS2 vil svakheitssonemateriale i området ha ein σ_{θ}/σ_c verdi på 4,3. Dette indikerer moderat skvisande bergtrykk. For å estimere faren for skvising i dei ulike sonene er formel 7.1, og figur 7.1 brukt basert på verkeleg overdekning. Overdekninga er korrigert ved hjelp av formel 7.2-7.3. Den gjennomsnittlege overdekninga for området er 225 m, og ein kan forvente skvisande forhold ved Q -verdi = 0,27. Det er difor potensiell fare for skvising i dei dårlegaste sonene i dette området.

Bergsikring: Planlagd sikring for desse sonene er basert på SRF 2,5, men i følgje Q -systemet vil ei sone med skvisefare ha SRF 5-10. Dette vil redusere Q -verdien, og sikringa må baserast på bergklasse F/G. Den numeriske modelleringa viser at sikring med betong utstøyping ikkje vil vere tilstrekkeleg med tanke på deformasjon og brot i sprøytebetongen. Det er planlagt å bruke forbolting, og ekstra sikring med sprøytebetong og boltar ved slike soner. Sone NF3, NF4 og NF7 er det

Tabell 7.20: Oversikt over svakheitssoner i fjorden mellom Tautra og Otrøya basert på data fra kjernelogger.

Sone	Q	J_a	Profilnr. (Breidd)	Over- dekning [m]	Beskriving
NF1	0,9	4	17735-17755 (ca.23m)	B: 270 L: Lite	Oppknust berg, kloritt og kalk på sprekker.
NF2	0,9	4	17822-17887 (ca.60m)	B: 220 L: 100	Dårleg oppknust fjell. Enkelte tette sprekker, noko kalk.
NF3	0,09	6	19196-19393 (ca.190m)	B: 90 L: 90	Breksje. Leirehaldig sleppematerial. Påvist svelleleire.
NF4	0,9	4	19476-19514 (ca.40m)	B: 140 L: 50	Breksje. Mogeleg svelleleire (lite)
NF5	0,7	4	19716-19742 (ca.25m)	B: 250 L: 10	Oppsprukke berg, kalksitt fylte sprekker.
NF6	1,2	2	19760-19803 (ca.40m)	B: 235 L: 20	Oppsprukke gneis, tynne kalksitt- fylte sprekker.
NF7	1	2	19837-19849 (ca.10m)	B: 260 L: 0	Breksje, enkelte mineral belegg. Oppsprukket berg.
NF8	0,6	8	19913-19948 (ca.35m)	B: 285 L: 0	Breksje. Leirifisert, innhald av svelleleire.

Tabell 7.21: Resultat frå modelleringa av profil 18725

Svakheitssone-material				
σ_1	σ_3	σ_θ	σ_c	σ_θ/σ_c
5 [MPa]	2 [MPa]	13 [MPa]	3 [MPa]	2,6

indikert svelleleire. I desse sonene anbefalast det å sikre med sprøytebetongbuer, og installere deformasjons-målingar. Dette gjeld også for soner med fare for skvising.

Oppsummering:

Prognosen for bergmasse, svakheitssone og generell vurdering av område er gitt i høvesvis tabell 7.22, 7.23 og 7.24.

Tabell 7.22: Prognose for bergmasse Tautra-Otrøya

Innlekkasje	Moderat
Injeksjonsklasse	2
Bergspenningsproblem	-
Bergsikringsklasse	A/B

Tabell 7.23: Prognosen for soner med dårlegare bergmassekvalitet.

Svakheitssone	Innlekkasje	Injeksjons- klasse	Bergsikrings- klasse	Spennings- problem
NF1	Liten	1	E	Ingen
NF2	Moderat	2	E	Ingen
NF3	Liten	1	F	Fare for skvising
NF4	Liten	1	E	Ingen
NF5	Liten	1	E	Ingen
NF6	Stor	3	D	Ingen
NF7	Moderat	2	D	Ingen
NF8	Liten-moderat	1-2	E	Ingen

Tabell 7.24: Generell prognose for Tautra-Otrøya basert på Q-verdi.

% Andel	Q	Injeksjons- klasse	Vanskeleg- grad	Innlekkasje	Berg- sikring
56,5 %	>4	1	Enkel	Kan vere stor	A/B/C
34,2 %	0,1-4	2	Middels	Forventast størst	D
9,3 %	< 0,1	3	Vanskeleg	Forventast størst i overgang til svakheitssone.	E/F/G

7.4.5 Profil 20180-27030: Otrøya-Nautneset

Kjernelogg: Det er ikkje utført kjerneboring langs tunnelen under Otrøya. Data her baserast på eit lite område ved Heggdal, og Nautneset. Dette vil difor berre gi ein indikasjon på kva bergmassekvaliteten er i område. Den gjennomsnittlege Q-verdien frå kjerneloggane ved Nautneset er 40, og indikera godt fjell med bergmasse kvalitet A/B. Sprekketal og sprekketrykksverdien frå kjerneloggane indikera eit sprekkesett pluss tilfeldige sprekker, med sprekketrykksverdi i sprekkene. Sprekketrykksverdi er karakterisert som svakt omdanna sprekketrykksverdi, med uoppløysle mineralbelegg, sandpartiklar og oppknust berg utan leire. Dette indikera at sprekkene i bergarten ikkje vil vere spesielt tette, og kan gi auka vassinntrenging. Undersøkingane på Otrøya er basert på feltkartlegging i dagen, og det er difor lite informasjon om desse sonene i grunnen. Det er ikkje utført Lugeon-målingar under Otrøya.

Overdekning: Overdekninga på Otrøya er hovudsakleg berg-overdekning. Lausmassekart viser lite lausmassemektigheit, og generelt område med bart fjell. Unntaket er i dalsøkk som er kartlagt med morenematerialet. Dalane kan representere svakheitssoner som kan strekke seg ned til tunnelnivå. Det er antatt at evt. svakheitssoner i tunnelen vil ha lausmasse-overdekning som vil redusere innlekkasjen. Den intakte bergmassen vil ikkje ha noko spesiell påverknad. Tunnelprofilen på Otrøya har veldig stor berg-overdekning, og det kan difor tenkjast at evt. sprekker med gunstig orientering vil vere lukka, og redusere innlekkasjen.

Bergmasseforhald: Ut frå geologiske kartlegging er det lokalisert granittisk gneis (58) med innslag av granat-glimmerskifer (24) og gabbro (57) i sørvest, og hovudsakleg augegneis (52) i nordaust. Generelt er desse bergartane klassifisert som stive bergmassar, og bergklasse B. Gabbroen er ein vulkanskbergart og kan klassifiserast som bergklasse A. Det kan ventast større innlekkasje i denne bergarten basert på generelle erfaringar frå tidlegare (Klüver og Kveen, 2004). Innlekkasjen vil kunne auke ved bergartsgrensene.

Det er lite data frå svakheitssonene på Otrøya, sidan det er utført lite kjerneboring og geofysiske undersøkingar. I denne prognosen er det valt å anta at svakheitssoner i dette område vil vere i bergklasse

E med dårlegaste Q-verdi på 0,1. Sidan det er registrert lite leire i sprekkefyllingane i bergmassen, er det antatt at svakheitssonene ikkje vil innehalde store mengder tettande masser. Prognosen antar difor at det vil bli aukande innlekkasje i svakheitssonene. Lausmassedekninga kan redusere innlekkasjen for dei sonene som er knytt til dalføra. Det vil likevel vere grunn til å anta at innlekkasjen generelt vil auke i svakheitssonene. Visst sonene er leirrike vil det kunne redusere innlekkasjen.

Bergspenningsforhold: Modelleringa frå RS2 er utført på granat-glimmerskifer og augegneis (51) som reknast som relativt harde bergartar. Verdiane frå modelleringa er difor brukt til å estimere faren for sprak og bergslag. Ut frå modelleringa i RS2 vil spenningsforholda ved største overdekning på 689 m gi fare for bergslag. Utrekna verdiar for $\sigma_c/\sigma_1 = 3,2$ og $\sigma_\theta/\sigma_c = 0,9$, og indikera at ein kan få moderat avskaling til bergslag, alt frå over 1 time til etter nokre minutt i massivt berg. For evt. svakheitssoner vil bergspenningsproblem oppstå som skvising. Ut frå formelen 7.1, og figur 7.1 vil det kunne oppstå skvising i mjuke bergmassar med Q-verdi mindre enn 7,6 for største overdekning. For ei svakheitssone med bergklasse E (Q= 0,1) vil ein kunne få skvising ved overdekning høgare enn 160 m. Potensielle svakheitssoner på Otrøya med vil difor kunne ha fare for skviseforhold.

Tabell 7.25: Resultat frå modellering av profil 21000 og 27110 på Otrøya.

Granat-glimmerskifer				
σ_1	σ_θ	σ_c	σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c
29 [MPa]	87 [MPa]	94,1 [MPa]	3,2	0,9
Augegneis (52)				
σ_1	σ_θ	σ_c	σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c
34 MPa	102	187,4 MPa	5,5	0,5

Største tangential spenning i augegneisen er på 102 MPa. $\sigma_c/\sigma_1 = 5,5$, og $\sigma_\theta/\sigma_c = 0,54$ indikera høge spenningar, og potensielt moderat avskaling etter 1 time i massivt berg. Berg-overdekniga i område ligg generelt på 500 m, og ein vil kunne få skvising i svakheitssoner med Q-verdi $< 2,9$. Området rundt Nautneset er generelt definert som bergmasseklasse A/B, og lite indikasjonar på store svakheitssoner. Det

er rimelig å anta at det ikkje vil oppstå store problem med skvising i dette området. Spenningsverdiane for bergmassane er gitt i tabell 7.25. Sidan bergspenningsmålingane er basert på harde bergmassar vil dette ikkje vere like representativt for skvising, men kan gi ein indikasjon på forholda. Resultata frå modelleringa inneheld ein del usikkerheit, men kan vere ein indikasjon på at det kan oppstå bergslagsproblem ved store overdekningar.

Bergsikring: Den numeriske modelleringa for områda viser ingen teikn til brot i sikringa. Planlagt sikring blir sett på som tilstrekkeleg. Verdiane frå spenningsforholda indikera derimot at det vil kunne vere fare for bergslag, som vil gi ein SRF på 50-200. Dette vil føre til reduksjon i Q-verdi, og endra strengare krav til sikring. Generelt er bergarten definert med god bergmassekvalitet, A/B. Det vil kunne vere veksling i bergmassekvalitet og svakheitssoner i bergmassen. Desse områda vil vere meir utsett, og sikringa bør tilpassast ut frå Q-metoden. Sonderboring gjennom i området vil vere viktig for å undersøke kommande bergmasseforhold og innlekkasje. Områder som vil ha problem med spraking og bergslag bør sikrast med rask påføring av sprøytebetong. Soner med skvising bør sikrast med sprøytebetongbuer. Det anbefalast å installere deformasjons-målingar i utsette soner.

Oppsummering:

Antatt prognose for bergmasse og svakheitssoner er gitt i tabell 7.26 og 7.27. Den generelle prognosen er basert på antatt Q-verdiar område under Otrøya, og er gitt i tabell 7.28.

Tabell 7.26: Prognose for bergmassen på Otrøya	
Lekkasjeklasse:	Moderat-liten
Injeksjonsklasse:	2-1
Bergspenningsproblem:	Fare for avskaling og bergslag
Sikringsklasse:	A/B

Tabell 7.27: Prognose for dårlegare bergmassekvalitet på Otrøya.

Lekkasjeklasse:	Moderat
Injeksjonsklasse:	2
Bergspenningsproblem:	Fare for skvising
Sikringsklasse:	E

Tabell 7.28: Generell prognose for Otrøya basert på Q-verdi.

% Andel	Q	Injeksjons- klasse	Vanskeleg- grad	Innlekkasje	Berg- sikring
80 %	>4	1	Enkel	Kan vere stor	A/B/C
18 %	0,1-4	2	Middels	Forventast størst	D
2 %	< 0,1	3	Vanskeleg	Forventast størst i overgang til svakheitssone.	E

7.4.6 Oppsummering:

Største delen av tunnelen vil gå i bergmassar med enkel vanskeleggrad, med bergsikring A/B og C. Det vil vere 22,2 % med bergmasse som har stor innlekkasje. Her vil det vere nødvendig med injeksjonsklasse 3. Dette vil ofte vere knytt til dårlege massar med lite sprekketrylling. Enkelte områder langs tunnelen vil kunne få bergspenningsproblem. Generell vurdering for heile tunnelen er gitt i tabell 7.29. Q-verdien tar ikkje omsyn til overliggande massar. Områder under fjorden kan potensielt få veldig store innlekkasjar. Soner med tett og mektig lausmasse-overdekning vil kunne opptre tettare. Dei meir detaljerte vurderingane frå dei ulike sonene vil kunne vere nyttig å ta i betraktning under driving.

Tabell 7.29: Oversikt over generell prognose for Tautratunnelen basert på Q-verdi.

% Andel	Q	Injeksjons- klasse	Vanskeleg- grad	Innlekkasje	Berg- sikring
74,3 %	>4	1	Enkel	Kan vere stor	A/B/C
22,2 %	0,1-4	2	Middels	Forventast størst	D
3,5 %	< 0,1	3	Vanskeleg	Forventast størst i overgang til svakheitssone.	E

Kapittel 8

Avsluttande diskusjon

8.1 Neotektonikk

For å vurdere faren for neotektonikk er det sett på tilgjengeleg litteratur om regionen. I følgje Olesen et al. (2000) er det ikkje reistret neotektoniske hendingar i den vestre gneis regionen. Berill forkastninga har tidlegare vore antatt å vere neotektonisk (Anda et al., 2002; Gabrielsen et al., 2002) Nyare forskning av Schleier et al. (2016), konkluderar derimot med at denne mest sannsynleg er ei reaktivert gravitasjons forkastning. Det er ikkje registrert problem med neotektoniske bevegelsar ved referanseprosjekta i nærleiken. Alle erfarings prosjekta ligg i same geologiske kompleks, og er prega av det strukturgeologiske komplekset Møre-Trøndelags forkastninga. Alderen til komplekset er antatt å vere Mesozoisk, med variasjon frå Karbonsk-Permisk alder til Kritt. Fannefjordforkastninga og Tjellefonnaforkastninga vil i følgje Redfield et al. (2004) ligg i eit område med antatt alder mellom sein Jura-Kritt. Det har vore spekulert i om det kan vere neotektoniske bevegelsar i dette forkastningskomplekset. Det blei difor utført ein aldersdatering av forkastningsmaterialet frå område Fannefjord-forkastninga vil krysse tunnelen. Aldersdateringa utført i samarbeid med NGU viser at alderen på forkastninga som krysse tunnelen er omlag 70 millionar år. Dette tyder på at siste bevegelse langs denne forkastninga var i tidleg-Kritt. Denne alderen stemmer godt overeins med antatt alder på lineamentet frå MTFK. Sida forkastningane i området ligg i same område i forkastningskompleks, kan ein anta at denne alderen vil vere gjeldande for

resten av forkastningane. Det vil likevel vere ein stor usikkerheitsfaktor ved denne antakinga, sidan dette baserer seg på ein aldersdatering. Denne testen gir berre informasjon om bevegelsen langs forkastninga frå området prøvematerialet er henta. For å kunne definere dette med større sikkerheit vil det kunne vere nødvendig med fleire dateringstestar frå forkastningar i området.

Jordskjelvaktiviteten i Norge er prega av relativt små jordskjelv. Det er registrert nyare bevegelse i forkastningar på kontinentalsokkelen som er knytt til jordskjelvaktivitet. Desse er mest sannsynleg knytt til rask sedimentering på sokkelen, og erosjon av fastland og landheving etter istida (Fossen og Gabrielsen, 2013). Sidan størrelsen på jordskjelva i området er relativt små, er det forventa at eit evt. jordskjelv ikkje vil ha stor betydning for tunnelen.

Basert på innhenta litteratur om neotektonikk i regionen, dateringstest og erfaringane frå andre anlegg, er det antatt at det vil vere liten sannsynlegheit for neotektoniske bevegelsar av betydning.

8.2 Mogelegheit for karst

Tidlegare feltkartleggingar av Robinson (1995) og Lutro et al. (2015), har registrert ein lokalitet med veksling av urein marmor, og kalkrik lagdelt skifer på Tautra. Det er også registrert karststrukturar i regionen, som bla. Trollkyrkja nord for Molde. Basert på dette kan ein anta at det kan dannast karststrukturar i regionen. På feltkurset som blei gjennomført i samband med oppgåva, blei det ikkje registrert teikn til karststrukturar på Tautra og Klugerholmen. Bergarten blei vurdert som såpass urein, at sannsynet for at det er danna store karststrukturar i område er liten. Ut frå denne kartlegginga blei marmoren definert som så pass urein, at sannsynlegheita for store karststrukturar i grunnen blei konkludert med som liten. Det blei heller ikkje registrert tydelige teikn til karststrukturar i felt. Det er heller ikkje kartlagt marmor, eller karststrukturar i kjerneloggane til prosjektet. Sjølv om desse er tatt eit stykke frå tunneltraseen, er det basert på strøket til bergartane konkludert med at forholda vil gjelde også her. Det er knytt ein liten usikkerheit til konklusjonen. For å kunne vurdere dette med sikkerheit

vil det vere nødvendig med vertikal boring over antatt problemsone ved tunneltraseen.

Karststrukturar har ikkje vore problem ved Atlanterhavstunnelen, eller Fannefjordtunnelen. Ved Frøyatunnelen blei det kartlagt moglege marmorsoner ved tunneltraseen. Denne sona viste seg å vere 90 m med svært dårleg fjell med Q-verdi 0,008-0,3. Sona blei passert utan store problem, og blei sikra med 6 meter lange forboltar, CT-bolt og fleire lag med sprøytebetong. Sikringsmetoden brukt ved Frøyatunnelen, vil anbefalast for ei eventuell karstsona ved Tautratunnelen. Det kan antas at denne sona vil kunne drivast med like same suksess som ved Frøyatunnelen, og ikkje by på store problem. Sjølv om det er liten sannsynlegheit for store karststrukturar, kan sona innehalde opne sprekker danna av oppløysing av kalklag. Det er antatt at dette vil vere små strukturar, og sidan sona er relativt smal vil ei potensiell problemsone ikkje ha så stor utstrekking.

8.3 Spenningsforhold

I regionen ved Tautratunnelen er det vanlege spenningsforholdet $\sigma_H > \sigma_V$. Retninga til σ_H er generelt orientert NV-SØ/N-S. Sidan høge spennningar kan gi problem med spraking og skvising, er det viktig å vurdere faren for dette basert på spenningsforholda ved tunnelen. Spenningsmålingar utført av Larsen og Hagen (2017) for området viser at det er relativt låge spenningsforhold, og i følgje Myrvang (2017) har det ikkje vore problem ved anlegg i nærleiken.

Den numeriske modelleringa indikerer gunstige bergspenningsforhold for stort sett heile tunnelen. Unntaket er enkelte områder med stor overdekning. I desse områda vil det kunne oppstå skvising i svake bergmassar og sprak/bergslag i harde bergmassar. Prognosen viser problemsone ved Tautra, i fjorden mellom Tautra og Otrøya, og under Otrøya. Grunna stor overdekning, spesielt ved Otrøya, vil ein kunne få problem med sprak og skvising. Det er lite informasjon om potensielle svakheitssone under Otrøya, men det er antatt at det stort sett vil vere intakt bergmasse i dette området. Største bergspenningsproblemet her

vil difor vere sprak i dei intakte bergmassane. Basert på resultatata frå modelleringa er det grunn til å anta fare for bergslag og sprak i dette området. Prognosen og modelleringa indikerer også fare for skvising i svakheitssone ved Tautra, og i delar av fjorden. Sjølv om det er indikert fare for både skvising og sprak for tunnelen, vil største delen av tunnelen unngå store problem. I soner med sprak og bergslag vil rask påføring av sprøytebetong redusere spreiring. Soner med skvising vil skape størst problem for installert sikring. I slike soner vil det vere gunstig å installere armerte sprøytebetongbuer, som vil kunne tilpasse seg eventuelt skvisetrykk.

Det er erfart skvising i enkelte soner ved Frøyatunnelen. Deformasjonane ved Frøyatunnelen var på omlag 22 mm på eit år, og det kan antas at det vil vere liknande deformasjonar for Tautratunnelen. Fannefjordtunnelen har derimot ikkje hatt problem med skvising i sine svakheitsoner, som inkluderer bla. Fannefjordforkastninga. Sida dette er eit prosjekt som ligg nærmare er det naturleg å forvente same forhold ved denne tunnelen. Tautratunnelen vil derimot ha større overdekning enn ved Fannefjordtunnelen. Erfaringane frå dette prosjektet vil difor berre vere relevant for områder i Tautratunnelen med lik overdekning. Ein kan difor forventa at det ikkje vil bli spenningsproblem ved overdekningar rundt 100 m.

Basert på regionale spenningsforhold, modellering og resultat frå prognosen er det antatt at det vil generelt vere lite bergspenningsproblem ved tunnelen. Utsette områder er svake eller harde bergmassar ved stor overdekning. Dette vil hovudsakleg gjelde for Otrøya, men også for enkelte delar av Tautra og soner under fjorden mellom Tautra og Otrøya. Ved eventuelle soner med bergspenningsproblem vil SRF oppjusterast, og sikringa ut frå Q-metoden må tilpassast. Det er ein del usikkerheit i modelleringa, og overdekninga for enkelte soner. Fleire spenningsmålingar frå område vil difor gi eit betre bilde av bergspenningsforholda ved tunnelen.

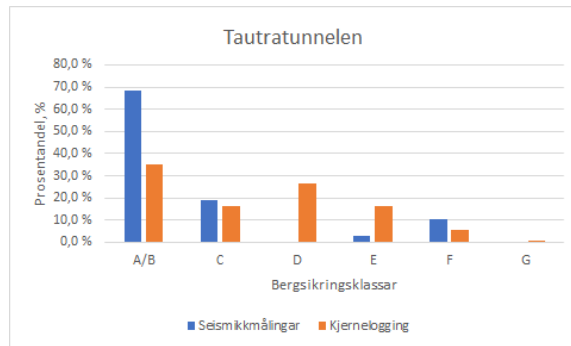
8.4 Bergsikring og tetting

Den planlagde bergsikringa til tunnelen er basert på kjernelogging med Q-metoden. Det er ein del usikkerheit knytt til Q-verdi funnen ved kjernelogging. Verdiane som blir valt som parameter vil kunne vere subjektive, og vil kunne påverka av den som kartlegg. For kjernekartlegginga til tunnelen er J_w satt til 1 for heile tunnelen. Det er rimeleg å anta at denne vil kunne varierer langs tunnelen og kunne påverke Q-verdien. Dette vil kunne føre til tyngre sikringsbehov for enkelte soner. Det er også generelt brukt $SRF=1$ ved kjerneloggane, og korrigering for dei dårlegaste sonene med $SRF = 2,5$. Basert på modelleringa og prognosen vil det kunne vere områder som vil ha større SRF. Dette vil også kunne gi redusere Q-verdien, og auke mengda sikring. Det er også indikert fare for strekkbrot ved modellering i RS2.

Figur 8.1 viser ein samanlikning av Q-verdiar frå kjerneloggar med Q-verdi frå seismikk for same område. Seismikken indikerer større andel i beste bergmassekvalitet og dårlegaste bergmassekvalitet. Q-verdiane frå kjerneloggane indikera generelt dårlegare bergmasseforhold enn seismikken. Dette kan tyde på at det er logga konservativt. Det har vist seg frå dei andre nærliggande prosjekta, at ein møter på meir bergmassar av god kvalitet enn antatt.

Q-metoden er den vanlegaste metoden å basere sikringa i vegtunnelar i Norge. Generelt gir den eit godt bilete på bergmasseforhalda som blir påvist underveg. I tillegg er den brukt vegleiande, og det bli fulgt opp med kartlegging på stoff og tilpassing under driving.

Innlekkasjeprognosen er også basert på Q-verdi, og kjerneloggparameter som J_a og J_r . Ofte vil sprekkefyllingstalet vere mindre sidan sprekkefyllinga kan bli skylt ut under boring. Det kan difor vere tettare forhold ved områder som er kartlagt utan sprekkefylling. Tetting med injeksjon anbefalst å tilpassast undervegs, med vurderingar frå prognosen som vegleiande.



Figur 8.1: Samanlikning av bergmassekvalitet og bergsikringsklasse basert på seismiske undersøkingar og kjerneloggar frå same område. Basert på Åndal og Lillevik (2017).

8.5 Vidare arbeid

- For å redusere usikkerheita knytt til neotektonikk kan ein undersøke havbotn med Batymetry. Ved å undersøke lausmassar på havbotn, kan ein registrere bevegelse som kan vere knytt til neotektonikk. Det anbefalast også å utføre fleire dateringstestar av forkastingane i området, for å kunne bygge opp under konklusjonen.
- Utføring og analysing av fleire bergspenningsmålingar vil kunne gi eit betre bilde av spenningsforholda ved tunnelen. Vidare arbeid vil vere å utføre fleire spenningsmålingar og analysere desse med tanke på bergspenningsproblem. Det vil også vere nyttig å modellere forholda ved 3D modellering, då dette gir eit betre bilde av bla. skvisande forhold.
- Ved vertikalboring over tunneltraseen kan ein fastslå om ein vil møte på marmor og karststrukturar ved driving.

Kapittel 9

Konklusjon

- Basert på regional strukturgeologi, erfaringar frå nærliggande anlegg og aldersdatering, er det antatt lite sannsyn for neotektonisk bevegelse i forkastingane ved Tautratunnelen. Det er ein del usikkerheit knytt til konklusjonen. På bakgrunn av usikkerheita anbefalast det å undersøke neotektoniske forhold nøyare ved fleire aldersdateringar. I tillegg vil det vere nyttig å studere informasjon frå batymetri for å kartlegge evt. bevegelse på havbotn. Dette kan gi informasjon om neotektonisk bevegelse i område.
- Det er konkludert med at den kalkhaldige bergarten ved Tautra, ikkje vil bli møtt på ved driving av tunnelen. Basert på data frå kjernelogging og feltkartlegging er det konkludert med at det ikkje vil vere store karstførekomstar i bergmassen. Store stabilitets og innlekkasje problem er difor ikkje antatt for driving av tunnelen i denne sona. For å kunne konkludere med sikkerheit vil det måtte borast vertikalt ved sona. Erfaringar frå Frøyatunnelen viser at driving gjennom ei slik sone med dagens sikring og drivemetode vil gå utan store problem. Det er difor konkludert med at den kalkhaldige bergarten ikkje vil gjere store utslag på vanskeleggrada til tunnelen.
- Generelt vil det ikkje oppstå store problem med sprak og skvising langs tunnelen. Modellering og vurdering av spenningsforhold viser at det kan oppstå problem med sprak ved største overdekning på Otrøya. Det vil vere viktig å ta omsyn til sprak og skvising ved bergsikring i utsette soner.

- Den ingeniørgeologiske prognosen viser at 74,3 % av tunnelen vil ha enkel vanskeleggrad, med injeksjonsklasse 1. 22,2 % av tunnelen vil ha vanskeleggrad middels-vanskeleg med injeksjonsklasse 2. 3,5 % av tunnelen vil ha vanskeleg vanskeleggrad med injeksjonsklasse 3. Ein vil kunne få soner med fare bergspenningsproblem ved Tautra, mellom Tautra-Otrøya og på Otrøya. Bergsikringa vil vere basert på Q-metoden, med fordeling i bergklasse:
A/B = 44,7 % C = 32,4 %, D = 12,1 %, E = 7,8 %, F = 2,8 % og G = 0,2 %.
- Den planlagde bergsikringa ut frå Q-metoden vil vere tilstrekkeleg. Det kan vere nødvendig å justere Q-verdien for enkelte soner med fare for bergspenningsproblem. I desse sonene vil det vere naudsynt å bruke høgare SRF-verdi. Bergsikringa vil også måtte justerast for områder med stor innlekkasje, då kjernelogginga er basert på $J_w = 1$.

Bibliografi

- [1] Anda, E., Blikra, L. H. og Braathen, A. (2002) The Berill Fault - first evidence of neotectonic faulting in southern Norway. *Norsk geologisk tidsskrift*, Vol. 82, s. 175-182.
- [2] Bhasin, R., Hagen, A.W., Nordgulen, Ø. og Braathen, A. (2002). *Frøyatunnelen : vurdering av injeksjon i forhold til Q-parametre*, Oslo: Vegdirektoratet.
- [3] Braathen, A. og Gabrielsen, R.H (2000) *Bruddsoner i fjell : oppbygning og definisjoner*, Trondheim: Norges geologiske undersøkelse.
- [4] Bryhni, I. (2009) *Neotektonikk*. Tilgjengeleg frå: <https://snl.no/neotektonikk> (Hentet: 20.03.17).
- [5] Bryhni, I. (2017) *Kaledonske fjellkjede*. Tilgjengeleg fra: <https://snl.no/Kaledonskefjellkjede> (Hentet:24.04.2017)
- [6] Dammyr, Ø., Nilsen, B. og Gollegger, J. (2017) Feasibility of tunnel boring through weakness zones in deep Norwegian subsea tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 69, s.133-146.
- [7] Falk-Petersen, D., Enger, E., Dimmen, A. og Gustavsen, A.M. (2016) *Utviklingsstrategi for ferjefri og utbetra E39* (Nasjonal transportplan 2018.2029: Vedlegg 4). Oslo:Regjeringa. Tilgjengeleg frå: <https://www.vegvesen.no/attachment/1228438/binary/1094374?fasttitle=Ferjefri+E39+utviklingsstrategi+-+februar+2016.pdf> (Hentet: 23.02.2017).

- [8] Forslund, T. (1988) *Kartlegging av forkastninger og bruddsoner i berggrunnen i Møre og Romsdal Fylke*. (88.219). Trondheim:NGU. Tilgjengeleg frå: <http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/1980-1989/88219.pdf>. (Henta: 30.06.17).
- [9] Fossen, H. og Gabrielsen R. H. (2013) *Strukturgeologi*. 2.utgåve. Bergen:Fagbokforlaget Vigmostad og Bjørke.
- [10] Gabrielsen, R. H., Braathen, A, Dehls, J. og Roberts, D. (2002) Tectonic lineaments of Norway. *Norsk Geologisk Tidsskrift*, Vol. 82, s. 153-174. ISSN 029-196X.
- [11] Gabrielsen, R.H., Nystuen, J.P., og Olesen, O. (2017) Fault distribution in the Precambrian basement of South Norway. *Norsk Geologisk Tidsskrift*, 21
- [12] Geomap (2008) *Møreaksen. Vegtunnel under Romsdalsfjordens ytre del. Tautra alternativet. Akustisk profilering. Refraksjonsseismikk* (271904.01) Tilgjengeleg frå: Statens vegvesen.
- [13] Goodman, R.E. (1993) *Engineering geology : rock in engineering construction* New York: Wiley.
- [14] Hagen, S. A (2015) *Bergspenningsmålinger - muligheter og begrensninger. Anvendt Bergmekanikk*, 2015 Trondheim.
- [15] (Hagen og Følke, 2016) *Prøvingsrapport: Bermekaniske egenskaper Julesundbrua*. (16003BM). Trondheim:Sintef. Tilgjengeleg frå: Statens vegvesen.
- [16] Haugen, N. (2016) *Prøvingsrapport: Bestemmelse av borbarhetsegenskaper*. (16056IG). Trondheim:Sintef. Tilgjengeleg frå: Statens vegvesen.
- [17] Hoek, E. (1990) Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. *Intrnl. J. Rock Mech. Mining Sci. Geomechanics Abstracts*. 12(3), s. 227-229.
- [18] Hoek, E. og Brown, E. (1997) Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34, s. 1165-1186.

- [19] Hoek, E. (1999) Support for very weak rock associated with faults and shear zones. *Proc. Rock Support and Reinforcement Practice in Mining* 19-32
- [20] Hoek, E., Carranza-Torres, C. og Corkum, B. (2002). Hoek-Brown criterion – 2002 utgåve. *Proc. NARMS-TAC Conference*, Toronto 267-273.
- [21] Hoek, E., og Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and tunnelling international*, 32(11), s.45-51.
- [22] Holmøy, K.H (2008) *Significance of geological parameters for predicting water leakage in hard rock tunnels*. Doctoral Theses at NTNU, 2008:291 Trondheim. Tilgjengeleg frå: <https://link.springer.com/article/10.1007/s00603-013-0384-9>
- [23] Holmøy, K.H, Grøv, E., Lienhard E. og Trinh (2012) *Geologisk rapport for E39 Rogfast* (SBF 2011 A0080) Trondheim: Sintef. Tilgjengeleg frå: <https://www.vegvesen.no/attachment/379639/binary/650698>
- [24] Karlson, K.I (1989) *Skålevegen. Parsell: Fannefjordtunnelen. Ingeniørgologisk beskrivelse av grunnforholda*. Rapport Molde tunnel og bruselskap Statens vegvesen i Møre og Romsdal. Tilgjengeleg frå: Statens vegvesen.
- [25] Karlson, K. I. (2008) RV 64 Atlanterhavstunnelen-lekkasjesone 230 m under havoverflaten. *Fjellsprengningsdagen* Oslo 20.november,2008. Oslo: Norsk jord og fjellteknisk forbund, s. 79-94.
- [26] Kvarstein, I.H (2017) *Analyse av forventede forhold og mulige vannsikringsløsninger for planlagte undersjøiske tunneler langs Nordøyvegen*. Masteroppgåve. NTNU Norges tekniskvitenskaplige universitet i Trondheim. Tilgjengeleg: <https://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/2453259> (Hentet: 13.09.2017).
- [27] Klüver, B.H. og Kveen, A. (2004). *Berginjeksjon i praksis*. Oslo: Vegdirektoratet. Tilgjengeleg frå: <http://www.vegvesen.no/attachment/379639/binary/650698>

- [ps://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/190480/publikasjon104.pdf](https://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/190480/publikasjon104.pdf) (Henta: 30.10.2017).
- [28] Lai, K.W. (2001). The characteristics of buried karst and its influence on foundation design in the Northwest New Territories, Hong Kong SAR. *Geotechnical Engineering*, s. 355-360..
- [29] Larsen, T. og Hagen, S.A. (2017) *Hydraulisk splitting ved Romsdalsfjordprosjektet* (2017:00227) Trondheim: Sintef. Tilgjengeleg frå: Statens vegvesen.
- [30] Lauritzen, S.E. (2001) Marble stipe karst of the Scandinavian Caledonides: An end member in the contact karst spectrum. *Researchgate* Tilgjengeleg frå: <https://www.researchgate.net/publication/236616366>
- [31] Lien, J.E., Lillevik, S., Mehlum, A. og Soknes, S. (2000) Frøyatunnelen - fra geologisk kartlegging til ferdig tunnel *Fjellsprenningskonferansen* Oslo 23.november.2000. Oslo:Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund, s.44.
- [32] Lier, K.E. (2017) Jetpeling, utførelse under krevende forhold. *Teknologidagene 2017 presentasjon* <https://www.vegvesen.no/attachment/2044367/binary/1213588?fasttitle=Jetpeling.pdf>
- [33] Lillevik, S., Holmøy, K.H. og Lien, J.E (1998) Frøyatunnelen - Passering av problemsoner - Erfaringer fra kartlegging og faktiske forhold. *Bergmekanikkdagen* Oslo 27.november.1998. Oslo:Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund, s.22.
- [34] Lutro, O., Redfield, T., Oppikofer T., Dehls, J. og Rønning, J.S. (2015) *E39 Kryssning av Romsdalsfjorden. Berggrunnsgeologi, strukturgeologi og undersøkelse av ustabile fjellparti*. (Rapport nr.: 2015.039) Trondheim:NGU. Tilgjengeleg frå: <http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2015/2015039.pdf> (Hentet:05.11.2017).
- [35] Maidl, B., Thewes, M. og Maidl, U., (2013). *Handbook of Tunnel Engineering II*, D69451 Weinheim, Germany: WileyVCH Verlag GmbH.

- [36] Mao, D., Nilsen, B. og Lu, M. (2011) Analysis of loading effects on reinforced shotcrete ribs caused by weakness zone containing swelling clay. *Tunneling and underground Space Technology* 26
- [37] Myrvang, A. (2001) Bergmekanikk (kompendium), Trondheim, Institutt for geologi og bergteknikk
- [38] Myrvang, A (2017) *E 39 Krysning av Romsdalsfjorden - Vurdering av bergspenningsforhold i forbindelse med undersjøisk tunnel* Melhus: SigmaH AS. Tilgjengeleg frå: Statens vegvesen.
- [39] Nasuti, A., Pascal, C., Ebbing, J. og Tønnesen, J.F. (2011) Geophysical characterisation of two segments of the Møre-Trøndelag Fault Complex, Mid Norway. *Solid Earth*, 2(2), s.125–134.
- [40] NGI (2015) *Håndbok: Bruk av Q-systemet*. Oslo:NGI.
- [41] NGU (2015) *Karbonatmineraler*. Tilgjengeleg frå: <https://www.ngu.no/fagomrade/karbonatmineraler> (Hentet: 09.10.17).
- [42] Nilsen, B., Palmstrøm, A. og Norsk forening for fjellsprengningsteknikk. (2000). *Engineering geology and rock engineering* (Vol. No. 2, Handbook (Norsk bergmekanikkgruppe)). Oslo: Norwegian Group for Rock Mechanics.
- [43] Nilsen, B. (2014) Characteristics of Water Ingress in Norwegian Subsea Tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47(3), s.933–945.
- [44] Nilsen, B. (2016) Ingeniørgeologi-berg videregående kurs, våren 2016 Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet Institutt for geologi og bergteknikk
- [45] Olesen, O., Dehls, J. Bungum, H. Riis, F. Hicks, E. et al. (2000) *Neotectonics in Norway*. (2000.002) Trondheim: Norges geologiske undersøkelse. Tilgjengeleg frå: <http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2000/2000002.pdf> (Hentet: 20.03.17).

- [46] Olesen, O. og Ofstad F. (2015) *Tunnel under Romsdalsfjorden ved Molde. Tolkning av svakhetssoner fra magnetisk data målt fra helikopter*. (2015.016) Trondheim: Norges geologiske undersøkelse. Tilgjengeleg frå: <http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2015/2015016.pdf> (Hentet: 20.03.2017)
- [47] Olesen, O., Bungum, H., Dehls, J., Lindholm, C., Pascal, C. et al. (2013) Neotectonics, seismicity and contemporary stress field in Norway – mechanisms and implications. I Olsen, L., Fredin, O. og Olesen, O. (eds.) *Quaternary Geology of Norway*, Geological Survey of Norway Special Publication, 13, s. 145–174.
- [48] Panthi, K. K., og Nilsen, B. (2007). Uncertainty analysis of tunnel squeezing for two tunnel cases from Nepal Himalaya. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(1), 67-76. ISO 690
- [49] Pedersen, K.B, Kompen, R. og Kveen, A. (2010) *Arbeider foran stoff og stabilitetssikring i vegtunneler*, Oslo: Vegdirektoratet.
- [50] Ramberg, I.B. og Norsk geologisk forening (2013). *Landet blir til : Norges geologi* 2. utg., Trondheim: Norsk geologisk forening
- [51] Redfield, T., Braathen, A., Gabrielsen, R.H., Osmundsen, P.T., Torsvik, T.H et al. (2005). Late Mesozoic to Early Cenozoic components of vertical separation across the Møre–Trøndelag Fault complex, Norway. *Tectonophysics*, 395(3), s.233–249.
- [52] Redfield T.F. og Osmundsen P.T. (2009) The Tjellefonna fault system of western Norway: linking late-Caledonian extension, post-Caledonian normal faulting and Tertiary rock-column uplift with the landslide-generated tsunami event of 1756. *Tectonophysics* 474:106–123.
- [53] (Redfield, T.F og Osmundsen (2014) Some remarks on the earthquakes of Fennoscandia: A conceptual seismological model drawn from the perspective of hyperextension. *Norwegian Journal of Geology/Norsk Geologisk Forening*, 94(4).

- [54] Redfield, T.F. og Osmundsen, P.T. (2015) Some remarks on the earthquakes of Fennoscandia: A conceptual seismological model drawn from the perspectives of hyperextension. *Norwegian Journal of Geology*, Vol 94, s. 233–262. Trondheim 2015, ISSN 029-196X.
- [55] Reynolds, J.M., (2011). *An Introduction to Applied and Environmental Geophysics* (2), Chicester: John Wiley og Sons, Incorporated.
- [56] Roberts, D. og Myrvang, A. (2004) *Contemporary stressorientation features in bedrock, Trøndelag, central Norway, and some regional implications*. Norges geologiske undersøkelse. Bulletin 442, 53-63
- [57] Robinson, P. (1995) Extension of Trollheimen tectono-stratigraphic sequence in deep synclines near Molde and Brattvåg, Western Gneiss Region, southern Norway. *Norsk geologisk tidsskrift*, 75, s.181–197.
- [58] Ruden, F. og Arvesen, S. (2015) *Geofysiske undersøkelser for Statens Vegvesen - Romsdalsfjorden* Ruden As: Molde. Tilgjengeleg: Statens vegvesen.
- [59] Rødal, H. (2016) *Nytteverdi av styrt kjerneboring for planlegging av E39 i tunnel under Romsdalsfjorden* Masteroppgåve. NTNU Norges teknisk-vitenskaplige universitet i Trondheim. Tilgjengeleg frå: Statens vegvesen.
- [60] Schleier, M., Hermanns, R.L., Krieger, I., Oppikofer, T., Eiken, T., Rønning, J.S. og Rohn, J. (2016) Gravitational reactivation of a pre-existing post-Caledonian fault system: the deep-seated gravitational slope deformation at Middagstinden, western Norway. *Norwegian Journal of Geology* 96, s.1–23. <http://dx.doi.org/10.17850/njg96-3-03>.
- [61] Singh, B., Jethwa, J.L Dube, A.K. og Singh, B. (1992): Correlation between observed support pressure and rock mass quality. *Tunneling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 7(1), s.59–74.

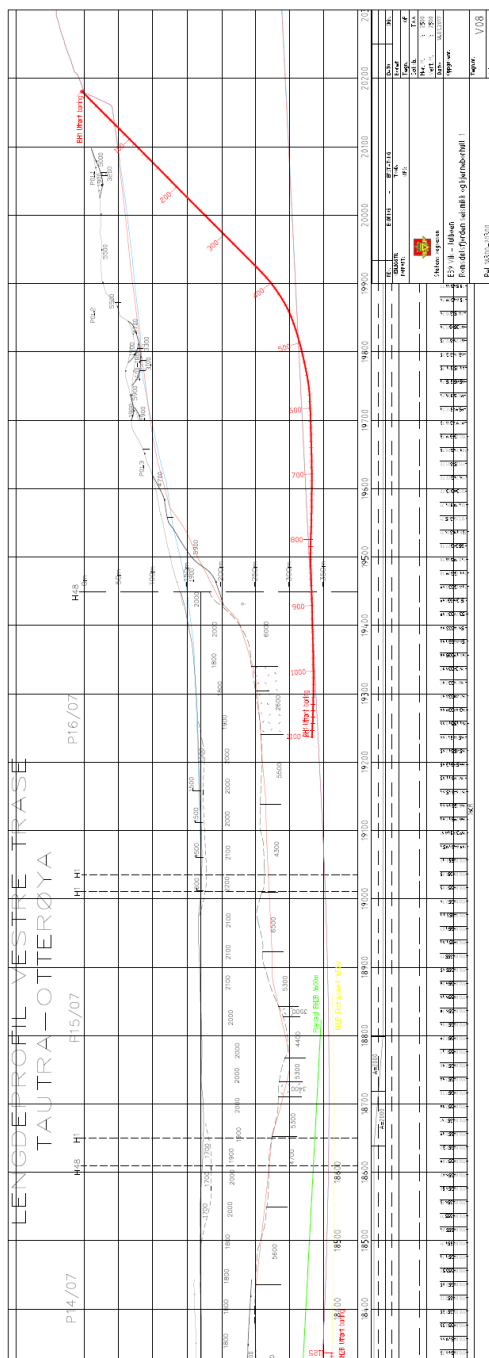
- [62] Statens vegvesen (2006) *Geologisk rapport for konkurransegrunnlag* Region midt: Statens vegvesen. Tilgjengelig frå Statens vegvesen
- [63] Statens vegvesen (2001) *Sluttrapport for fastlandsforbindelsen Hitra Frøya* Tilgjengeleg frå: Statens vegvesen.
- [64] Statens vegvesen (2016a) *Planomtale. Romsdalsfjorden (Vik-Julbøen)* Molde:Statens vegvesen. Tilgjengeleg frå: <https://www.molde.kommune.no/getfile.php/3726932.2125.eswcutvdud/201417+-PlanomtaleE39+Romsdalsfjorden%2C+Vik+Julb%C3%B8en.pdf> (Hentet:23.02.2017).
- [65] Statens vegvesen (2016b) *E39 Romsdalsfjorden (Vik-Julbøen)* Tilgjengeleg frå: <https://www.vegvesen.no/attachment/762399/binary/1093306?fasttitle=Brosjyre+E39+Romsdalsfjorden+%28Vik-Julb%C3%B8en%29.pdf> (Hentet: 23.02.2017).
- [66] Statens vegvesen (2017) *Ferjefri E39* Tilgjengeleg frå: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/ferjefriE39> (Hentet:23.02.2017)
- [67] Sve, R., Elvøy, J., Sagen, T., Backer, L., Gunnar, K.H et al. (2008) *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg*, Oslo: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.
- [68] Todnem, L. (2010) *RV64 Atlanterhavstunnelen Ingeniørgeologisk sluttrapport* (2010079835-03) Region Midt: Statens vegvesen. Tilgjengeles: frå statens vegvesen
- [69] Torgersen, E., Viola, G, Zwingmann, H., og Henderson, I.H.C. (2015) Inclined K–Ar illite age spectra in brittle fault gouges: effects of fault reactivation and wallrock contamination. *Terra Nova* 27(2), s.106–113.
- [70] van der Lilj, R. (2017) *K-Ar daterings rapport* Tilgjengeleg frå: Statens vegvesen.
- [71] Vegdirektoratet (2006) *Håndbok 021 Vegtunneler* Oslo: Statens vegvesen.

- [72] (Vegdirektoratet, 2015) *Prosesskode : standard arbeidsbeskrivelse for vegkontrakter : 1 : Hovedprosess 1-7 : [håndbok R761] : Prosesskode 1*, Oslo: Statens vegvesen.
- [73] Vegdirektoratet (2016). *Vegtunneler : Håndbok N500*, Statens vegvesen.
- [74] Vik-Ørsta (2017) *CT-bolt* Tilgjengeleg frå: <http://www.vikorsta.no/Produkter/Bergsikring/Sikringsbolt/CT-Bolt1/> (Hentet: 13.08.2017)
- [75] Wikipedia (2017) *Trollkyrkja* [https://no.wikipedia.org/w/index.php?title=Trollkyrkja\(Fr%C3%A6na\)oldid=17695915](https://no.wikipedia.org/w/index.php?title=Trollkyrkja(Fr%C3%A6na)oldid=17695915) (Hentet:28.11.2017)
- [76] Zhu, T. (2012) Some Useful Numbers on the Engineering Properties of Materials, *Geology 615* at Stanford University, Department of Geophysics. Handbook 2, Chapter 2 Geology and Rocks.
- [77] Åndal, T. og Lillevik, S. (2017) *Rapport frå kjernelogging* Tilgjengeleg frå: Statens vegvesen

Tillegg A

Profil

Lengdeprofila i dette vedlegge består av eit geologiskprofil, lengdeprofil med seimsikk og borhol, og total lengdeprofil med innteikna borhol. Geologisk snitt i figur A1 er henta frå Lutro (2017) som er revidert frå Lutro et al. (2015). Lengdesnitta A2-A5 er henta frå Lutro et al. (2015).

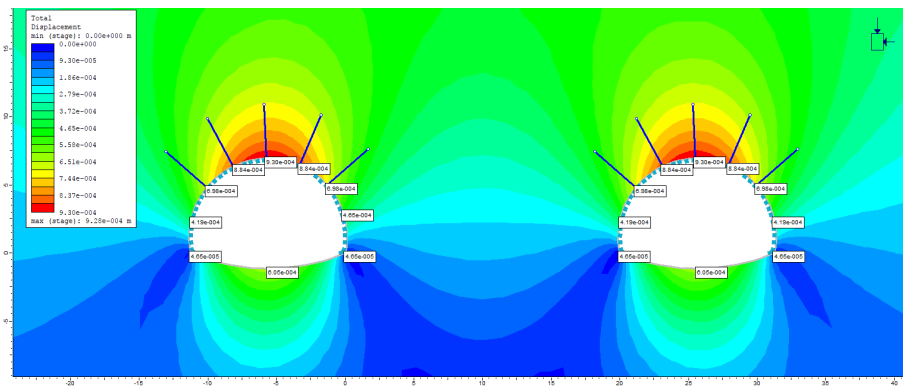


Figur A.5: Lengdeprofil med seismikk og borehol for Tautratunnelen.

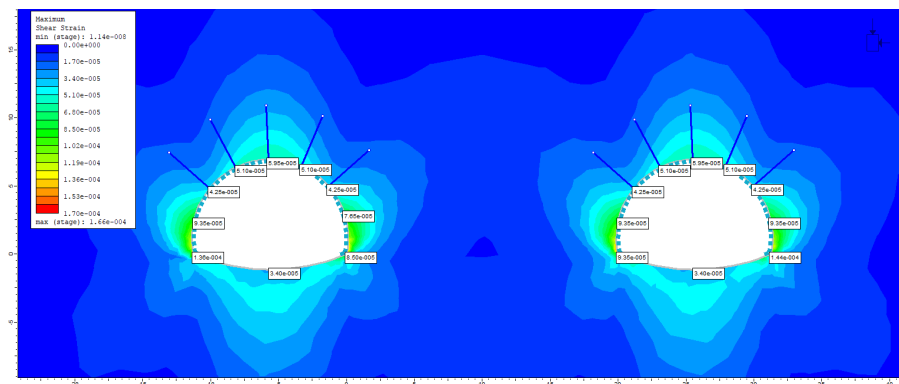
Tillegg B

Numerisk analyse

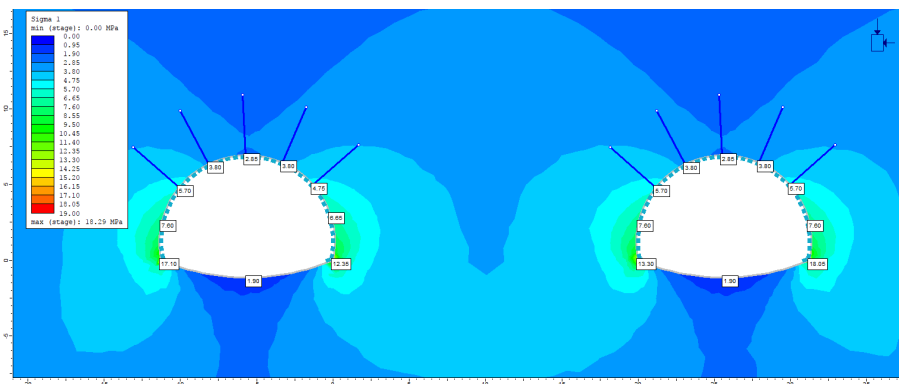
Dette vedlegget inneheld figurar frå modellering av dei ulike profila langs tunnelen. Her presenterast total deformasjon, tøyning, og verdier for største og minste hovudspenning. Figurane er henta frå modelleringsprogrammet RS2.



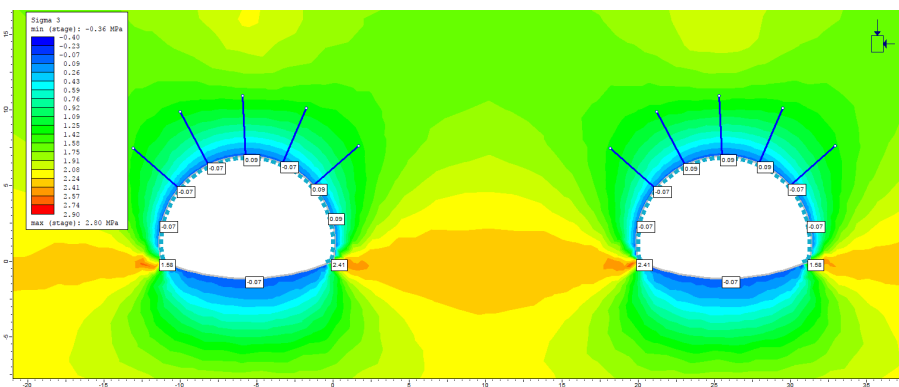
Figur B.1: Total deformasjon for profil 14000 ved Vik i granittisk gneis.



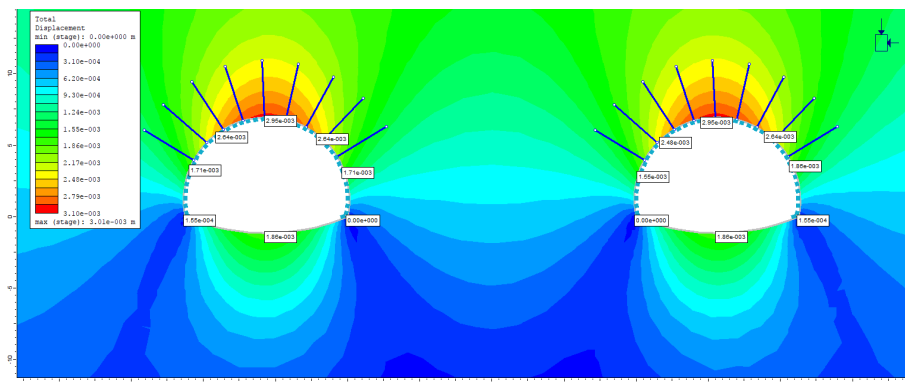
Figur B.2: Elastisk tøyning for profil 14000 ved Vik i granittisk gneis.



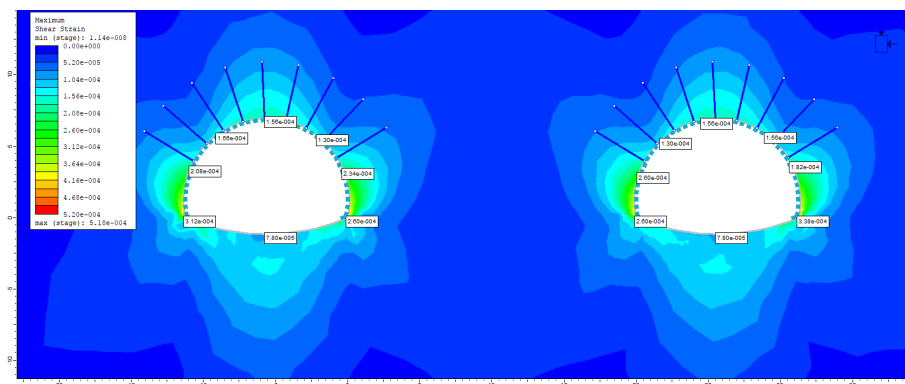
Figur B.3: Fordeling av σ_1 for profil 14000 ved Vik i granittisk gneis.



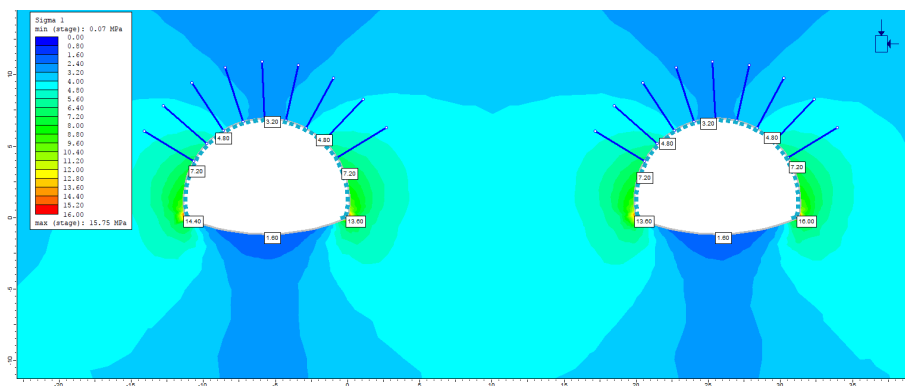
Figur B.4: Fordeling av σ_3 for profil 14000 ved Vik i granittisk gneis.



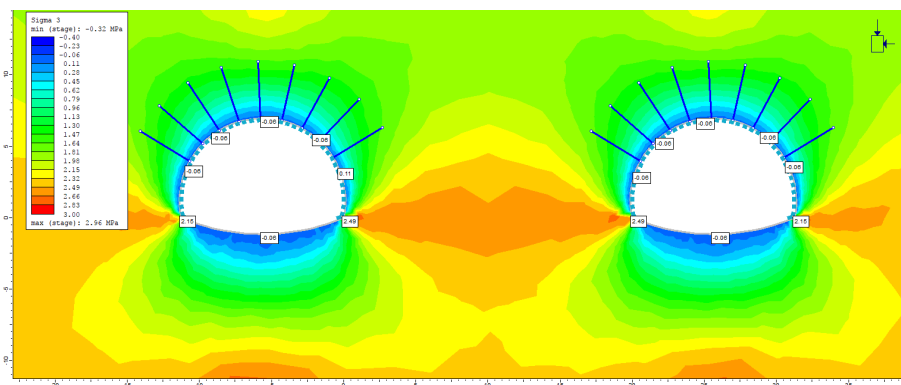
Figur B.5: Total deformasjon for profil 14700 Vik-Tautra i augegneis.



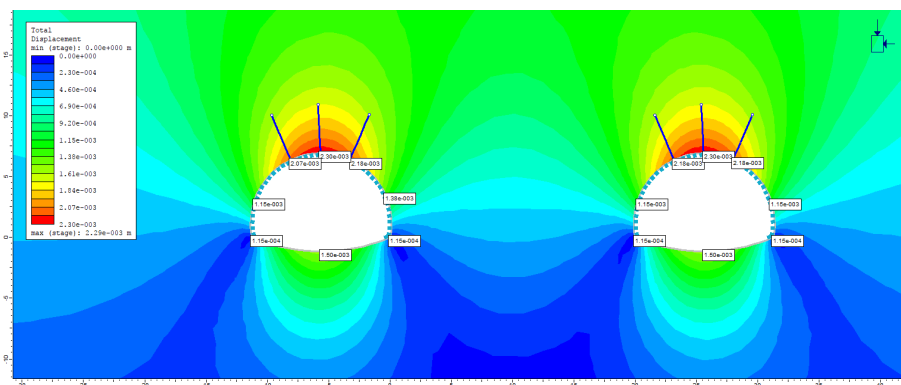
Figur B.6: Elastisk tøyning for profil 14700 Vik-Tautra i augegneis (53).



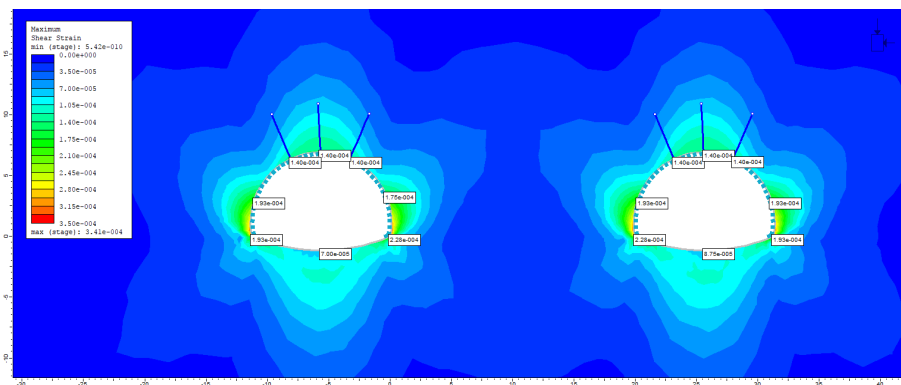
Figur B.7: Fordeling av σ_1 for profil 14700 Vik-Tautra i augegneis (53)



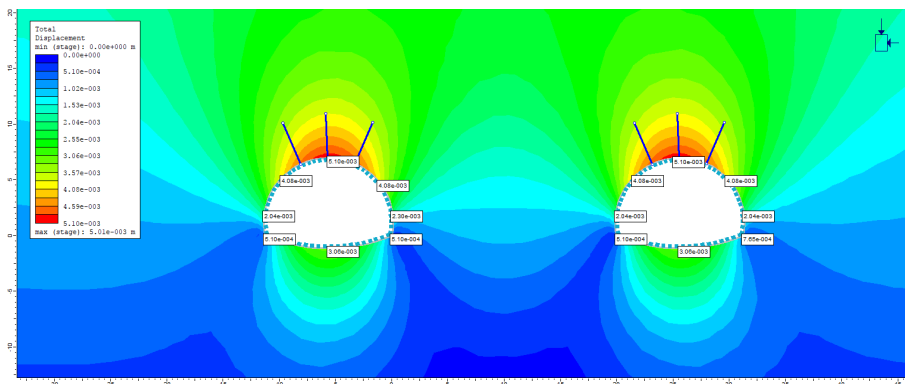
Figur B.8: Fordeling av σ_3 for profil 14700 ved Vik i augegneis (53)



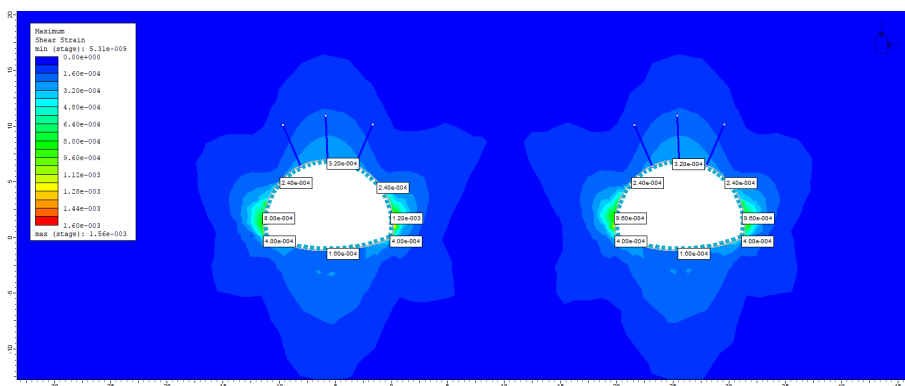
Figur B.9: Total deformasjon for profil 17615 ved Tautra i amfibolitt (9)



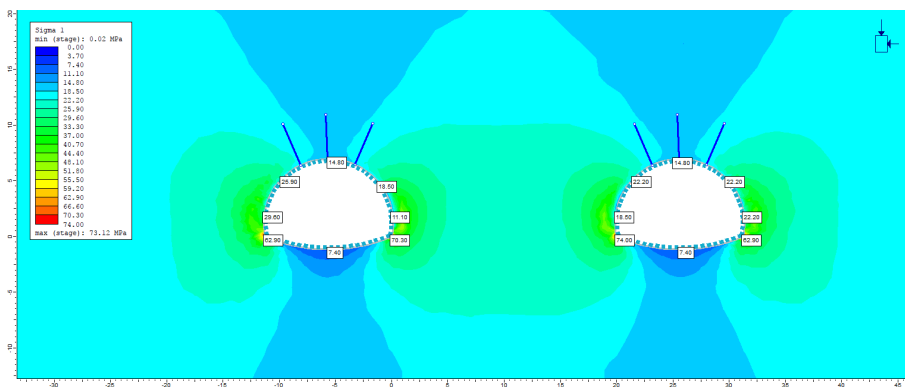
Figur B.10: Elastisk tøyning for profil 17615 ved Tautra i amfibolitt (9)



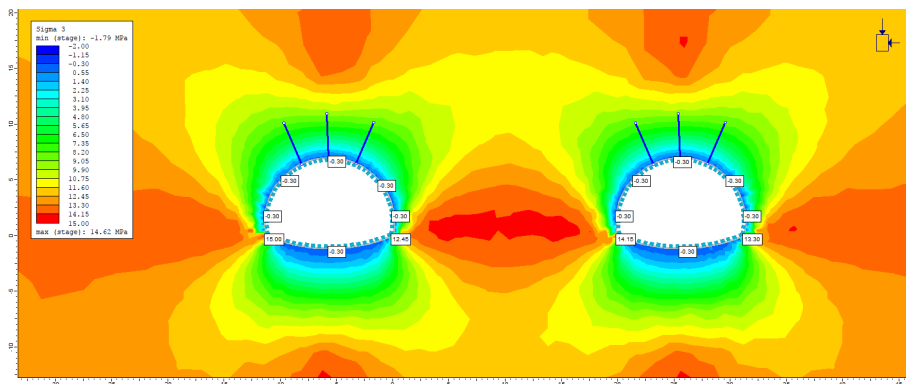
Figur B.17: Total deformasjon for profil 21000 ved Otrøya.



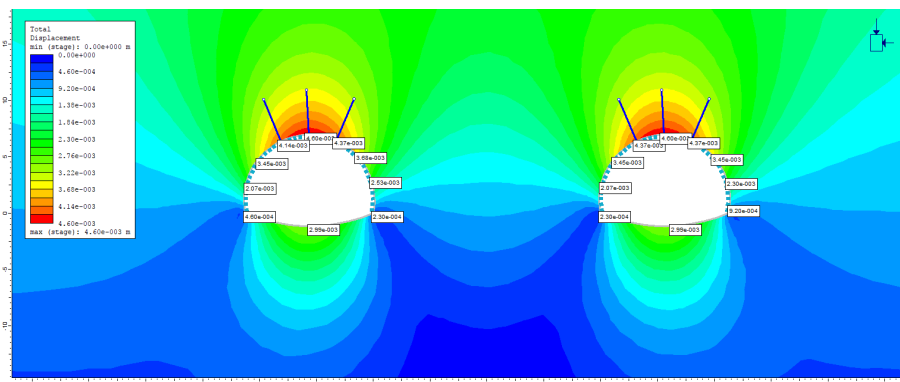
Figur B.18: Elastisk tøyning for profil 21000 ved Otrøya.



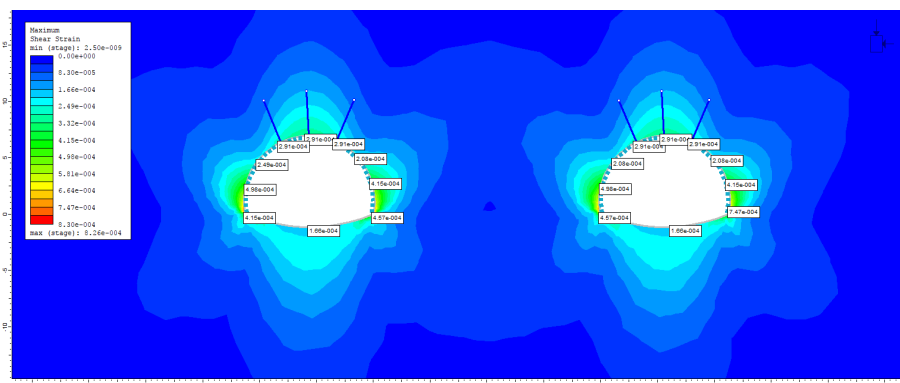
Figur B.19: Fordeling av σ_1 for profil 21000 ved Otrøya.



Figur B.20: Fordeling av σ_3 for profil 21000 ved Otrøya.



Figur B.21: Total deformasjon for profil 27110 ved Nautneset.



Figur B.22: Elastisk tøyning for profil 27110 ved Nautneset.

Tillegg C

Tabell 6

Oversikt over SRF verdier frå NGI (2015). Verdiane i del b) og c) er brukt til å estimere fare for bergspenningsproblem.

TILLEGG C. TABELL 6

Tabell 6 SRF-verdier.

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

Figur C.1: Tabell over verdier som indikerer skvising og sprak (NGI, 2015).