

Gjennomførbarhet for bruk av TBM ved Rogfast

Hans Christian Gjelsnes

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGB

Medveileder: Ragnhild Øvrevik Slobodinski, Statens vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk



MASTEROPPGAVEN

Kandidatens navn: Hans Christian Gjelsnes

Oppgavens tittel: Gjennomførbarhet for bruk av TBM ved Rogfasttunnelen

English title: Feasibility for TBM use at the Rogfast tunnel

Utfyllende tekst:

1.

Denne masteroppgaven representerer en oppfølging av prosjektarbeid gjennomført høstsemesteret 2012 av samme kandidat, hvor det med utgangspunkt i erfaringer fra et relevant utvalg av fullførte TBM-prosjekter ble gjennomført en første vurdering og diskusjon av problemstillinger knyttet til tunnelboring ved høye vanntrykk som det en vil kunne påtreffe ved Rogfast. Med tunnellengde ca. 25 km (2 løp), største dybde ca. 380m under Boknafjorden og krevende ingeniørgeologiske forhold i henhold til utførte forundersøkelser antas Rogfasttunnelen å ville være et meget krevende prosjekt, og et prosjekt som er utenfor dagens erfaringsgrunnlag for bruk av TBM. I denne oppgaven skal det foretas en systematisk vurdering og diskusjon av problemstillinger knyttet til mulig bruk av TBM ved Rogfast, med spesiell fokus på:

- Seksjonsvis gjennomgang av tunnelen med vurdering av ingeniørgeologiske forhold og inndeling av tunnelen etter vanskelighetsgrad.
- Vurdering av hvilken type TBM som vil være den beste under de rådende forhold.
- Identifisering av spesielle problemområder og forhold som eventuelt vil kunne stoppe videre TBM-driving.
- Hvilke typer sikring vil kunne være aktuelt ved driving gjennom svakhetssoner og i partiene mellom svakhetssoner?
- Hvor kan en forvente å påtreffe de vanskeligste problemområdene, og hvordan kan disse forholdene takles?
- Hvilke inndrifter er det realistisk å forvente for de enkelte seksjoner?

2.

Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Statens vegvesen, Region vest med Ingeiørgeolog Ragnhild Øvrevik Slobodinski som kontaktperson og ekstern medveileder. Stipendiat Øyvind Dammyr vil fungere som medveileder ved IGB.

Studieretning: Ingeiør- og miljøgeologi

Hovedprofil: Ingeiørgeologi og bergmekanikk

Tidsrom: 14.01.-10.06.2013

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN
NTNU, 17 januar 2013

Sammendrag

Den planlagte undersjøiske veitunnelen mellom Randaberg og Bokn vil bli verdens lengste i sitt slag. Med 25,5 km to-løpstunnel vil Rogfast bli en ny milepel i tunnelbygging. Rogfast vil også være den dypeste (ca. 390 m under havnivå) undersjøiske tunnelen i Norge. Uansett om drivemetoden blir konvensjonell boring og sprengning eller TBM, vil Rogfasttunnelen møte på komplekse utfordringer.

Grunnforholdene er ennå ikke ferdig undersøkt, men seismikk og kjerneboringer så langt anslår både gunstige og mindre gunstige forhold. Ved bruk av NGI sin korrelasjon, mellom seismisk hastighet og Q-verdier, vil ca. 20 % av tunnellengden havne i Statens Vegvesen sin sikringsklasse III til VI. Mens estimering etter formel 1, vil ca. 10 % av tunnellengde havne i sikringsklasse III til VI. Det er definert 5 problemområder langs traseen, som blant annet har tettere hyppighet av lave seismiske hastigheter. Kjerneboringer bekrefter svært dårlig bergmasse i to av problemområdene.

For best mulig å tilegne seg de norske grunnprinsippene innen tunnelbygging, synes det foreløpig at en gripper-TBM vil være best egnet under de rådende forhold. I tillegg viser erfaringer fra dyptgående TBM-prosjekter i utlandet, med potensielt høye vanntrykk og usikker geologi, at driving med en gripper-TBM har latt seg gjennomføre.

De aller fleste stabilitetssikringsmetodene som er tilgjengelig for D&B er også tilgjengelig for en gripper-TBM. Likevel er det noen forskjeller i mengde sikring, installasjon og utførelse. I følge et Østerriksk sikringsskjema for TBM, vil grunnforholdene på Rogfast tilsi at det vil være ca. 90 % med bergmasse som i særlig grad ikke vil hindre inndriften til en gripper-TBM. Mens 10 % av bergmassen vil betydelig hindre inndriften langs trasen.

Det verste scenarioet en kan møte i de 5 problemområdene er høyt vanntrykk (opptil 39 bar) i en permeabel svakhetsone. Forundersøkelser og forbehandling av bergmassen foran stuff, vil være svært viktig for å minimere eventuelle uventende hendelser. Et annet problem en bør være observant på, er gripper problemene som kan oppstå i en svakhetsone. Utvalgte store TBM prosjekter forteller om erfaringer om å drive igjennom problemområder.

Det er mange faktorer som påvirker inndriften til en gripper-TBM. Det gjør det vanskelig å gi en estimering av inndrifter langs tunneltrasen på Rogfast. Likevel ble det gjort en estimering av inndrifter, etter hvilken sikringsklasse for TBM, for forskjellige tunnelseksjoner. Disse inndriftene antas av forfatteren å være for høye, og at de bør modereres ned.

Det er trolig fullt mulig å gjennomføre prosjektet med gripper-TBM basert på de forventede grunnforholdene. Det er likevel etter forfatterens oppfatning at det vil være en større utfordring og risiko å drive Rogfast med en gripper-TBM, enn med D&B.

Abstract

The planned undersea road tunnel between Randaberg and Bokn will be the longest of its kind. With 25,5 km twin-tube tunnel, will Rogfast be a new milestone in tunnel construction. Rogfast will also be the deepest (about 390 m below sea level) subsea tunnel in Norway. Whether it is going to be excavated with conventional drill and blast or TBM, the Rogfast tunnel will meet complex challenges.

The pre-investigations are not yet finished, but seismic and core drilling so far predicts both favorable and less favorable ground conditions. By using NGI's correlation between the seismic velocity and Q values, will approximately 20% of the tunnel length end up in NPRA's safety class III to VI. While with the estimation by formula 1, will approximately 10% of the tunnel length end up in security class III to VI. It is defined five problem areas along the length, which has a higher frequency of low seismic velocities. Core drilling also confirms that there is very poor rock mass in two of the problem areas.

For best to acquire the Norwegian principles in tunnel construction, it seems so far that a gripper TBM will be best suited under the present conditions. In addition, the experiences of profound TBM projects abroad with potential high water pressure and uncertain geology, shows that the use of a gripper TBM has been feasible.

Most supporting methods that are available for D&B, is also available for a gripper-TBM. Yet there are some differences in the amount of support, installation and execution. According to an Austrian support scheme for TBM, the ground conditions at Rogfast indicate that about 90 % of the rock mass will not particularly hinder the advance rate for a gripper TBM. While 10 % of the rock mass will hinder the advance rate substantially.

A worst-case scenario one could meet in the five problem areas, are high pressure (up to 39 bars) in a permeable weakness zone. Investigations and ground treatment in front of the cutterhead will be very important to minimize any unexpected events. Another problem is the gripper problems that can occur in a weakness zone. Chosen TBM projects tell about experiences of excavating through problem areas.

There are many factors that affect the advance rate of a gripper TBM. This makes it difficult to give an estimation of the advance rates along the tunnel length. Nevertheless, an estimation of the advance rate according to the Austrian support scheme has been made. These advance rates are believed, by the author, to be too high, and that they should be moderated down.

It is probably possible to excavated, based on the expected ground conditions, the tunnel with gripper-TBM. Nevertheless, the author believes that it will be a greater challenge and risk to drive Rogfast with a gripper-TBM, than by using drill and blast.

Forord

Dette er en masteroppgave i emne TGB4930-INGGEOL/BERGM, ved instituttet for geologi og bergteknikk på Norges Teknisk- og Naturvitenskapelig (NTNU). Masteroppgaven ble skrevet i løpet av Vårsemesteret 2013.

Hovedveileder har vært Bjørn Nilsen, Professor i Ingeniørgeologi på instituttet. Han har vært behjelpelig med informasjon, samtaler og gode råd. I tillegg vil jeg takke min medveileder Øyvind Braamann Dammyr, PhD-stipendiat på instituttet. Han har vært tilgjengelig for samtaler og diskusjoner rundt masteroppgaven. Samt vært behjelpelig med litteratur og gode råd. Takk også til Jonas Eidesen for et godt samarbeid under befaring og arbeidet i kapittel 3.

Takker også til den eksterne samarbeidspartneren, Ingeniørgeolog Ragnhild Øvrevik Slobodinski hos Statens Vegvesen Region vest, for hjelp under befaring og tilgang til grunnlagsmateriale.

Hva er vel livet? Et pust i sivet. Et spill av krefter. Som lengter etter litt kjærlighet....

Hans Christian Gjelsnes

Trondheim, 10.06.2013

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	III
Abstract	V
Forord	VII
Figurliste	XIII
Tabelliste	XVII
Formelliste	XIX
1. Innledning	1
1.1 Rogfast	1
1.2 Prosjektoppgaven	2
1.3 Mål for masteroppgaven	3
1.4 Metode og grunnlagsmaterialet	4
1.5 Begrensninger til masteroppgaven	4
2. Nøkkeldata, generelle grunnforhold og forundersøkelser	5
2.1 Nøkkeldata for Rogfast	5
2.2 Geologiske forhold ved Rogfast	6
2.3 Beskrivelse av forundersøkelser og laboratorietester	9
2.3.1. Kjerneboringer	9
2.3.2. Seismikk	13
2.3.3. Vanntapsmålinger	14
2.3.4. Svelletester	15
2.3.5. XRD-analyse (prosentvisfordeling av mineraler)	15
2.3.6. Bergspenningsmålinger	16
2.3.7. E-modul, Poissons-forhold og trykkfasthet	17
2.3.8. Borbarhetsindekser: BWI, DRI og CLI	20
3. Gjennomgang av bergmassekvalitet og inndeling etter vanskelighetsgrad	23
3.1 Metodikk for gjennomgang av bergmassekvalitet	23
3.2 Presentasjon av kjerneboringer og seismikk	24
3.2.1. Ingeniørgeologiske kart og profiler	24
3.2.2. Histogrammer over kjerneboringene	30
3.2.3. Beskrivelse av aktuelle deler fra kjerneboringene	36
3.3 Korrelasjon mellom Q-verdi og seismisk hastighet	43

3.3.1.	Diskusjon rundt den empiriske formelen.....	45
3.3.2.	Feilkilder ved sammenligning av seismikk og Q-verdier	47
3.4	Inndeling av vanskelighetsgrad og sikringsklasse.....	48
3.5	De fem vanskeligste områdene.....	51
3.5.1.	Område 1 (profil nr. 6500 – 7500)	52
3.5.2.	Område 2 og 3 (profil nr. 13 100 – 14 100 og profil nr. 15 600 – 16 100)	54
3.5.3.	Område 4 og 5 (profil nr. 17 200 – 18 000 og profil nr. 19 200 – 21 300)	56
3.5.4.	Aktuelle stabilitetsproblemer	57
3.5.5.	Oppsummering og rangering av de fem vanskeligste områdene	61
4.	Valg av type TBM på Rogfast	63
4.1	Grunnleggende prinsipper for hardrock TBM maskiner	63
4.2	Sikring mot innlekkasje av vann	65
4.3	Valg av TBM på Rogfast	66
5.	Geotekniske problemer og aktuelle metoder for stabilitetssikring	69
5.1	Vanlige geotekniske problemer for en TBM.....	69
5.1.1.	TBM sin påvirkningssone rundt tunnelen	70
5.2	Generell bergsikring.....	71
5.3	Forundersøkelser og forbehandling	75
5.3.1.	Tidligere erfaringer og forslag til forinjeksjon på Rogfast.....	75
5.3.2.	Forundersøkelser og forbehandling foran TBM.....	78
5.4	Sikringsskjema	81
6.	TBM driving i gjennom problemområder	87
6.1	Generelt om driving igjennom problemområder.....	87
6.2	Gripperproblemer i dårlig bergmasse	89
6.3	Utvalgte studier av prosjekter med TBM igjennom vanskelige grunnforhold.....	91
6.3.1.	Store overmasser ved Niagara prosjektet.....	91
6.3.2.	By-pass operasjon ved Gotthard.....	93
6.3.3.	Frysing ved Hallandsåsen	95
7.	Mulige inndrifter ved Rogfast	97
7.1	Inndrift i forhold til bergsikring	97
7.2	Mulige inndrifter ved Rogfast i forhold til sikringsklasser.....	99
7.3	Diskusjon rundt andre faktorer som har innvirkning på inndrift	101

8. Diskusjon av problemstillinger for bruk av TBM på Rogfast.....	105
9. Konklusjon og anbefalinger	111
10. Referanser	113
Vedlegg.....	119

Figurliste

Figur 1-1	En oversikt over plassering av trase ved Rogfast (modifisert fra SVV, 2013a).	1
Figur 2-1	Vertikal profil av tunnelen (modifisert fra SVV, 2012).....	5
Figur 2-2	Et foreslått geologisk kart over område, basert på kjerneborehull fra Sauholmen, Krågøy og Alstein. Tunnelens beliggenhet er vist med blå linje (NGU, 2011b).	7
Figur 2-3	Geologisk logging langs profilet for Sauholmen hull A og hull B(NGU, 2011b). ...	10
Figur 2-4	Geologisk logging langs profilet for Krågøy hull A, hull B og hull C (NGU, 2011b).	11
Figur 2-5	Geologisk logging langs profilet for Hestholmen hull A og hull B (NGU, 2011b).	12
Figur 2-6	Seismisk hastighetsfordeling for undersjøisk del av Rogfasttunnelen (Eidesen, 2012).....	13
Figur 3-1	Plantegning med seismikk, antatte svakhetssoner (rosa linjer) og påtegnet kjerneboringer gjort ved Hestholmen (H), Krågøy (K), Krågøy nord (K.N.), bergspenningsmåling Krågøy nord (B.S.) og Sauholmen (S) (COWI, 2012).	25
Figur 3-2	Ingeniørgeologiskprofil med påtegnet kjerneboringer ved Hestholmen, Krågøy, Krågøy nord og Sauholmen (COWI).	26
Figur 3-3	Plantegning og ingeniørgeologiskprofil med påtegnet kjerneboring ved Alstein (A) (COWI).	27
Figur 3-4	Nærbilde av Hestholmen og Krågøy, og seismiske hastigheter i nærheten. Pilen viser at den seismiske hastigheten i nærheten er 3200 m/s (COWI).	28
Figur 3-5	Nærbilde av Krågøy nord og bergspenningshullet og seismiske hastigheter (COWI)	29
Figur 3-6	Nærbilde av Sauholmen og seismiske hastigheter i nærheten (COWI).....	29
Figur 3-7	Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Hestholmen.	31
Figur 3-8	Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Krågøy.	32
Figur 3-9	Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Krågøy Nord hull A.....	33
Figur 3-10	Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Krågøy Nord hull B.....	34
Figur 3-11	Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Sauholmen A.....	35
Figur 3-12	Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Sauholmen B.....	36
Figur 3-13	Hestholmen ved ca. 506 m. Leirerik knusningssone, siltig til sandig breksjer (SVV, 2013b).	40
Figur 3-14	Krågøy fra 263,7 m til 289.5 m. Oppknust bergmasse, sleppemateriale og leirrike breksjer (NGU, 2011b).....	41

Figur 3-15	Krågøy Nord hull B (297 m – 306 m). Oppknust bergmasse og sleppematerialet (SVV, 2013b).	42
Figur 3-16	Sauholmen hull B (667 m – 674 m). Oppknust bergmasse, en seksjon med sand og grus, (Befaring, 2013)	42
Figur 3-17	Statistisk regresjon mellom Q-verdi og seismisk hastighet.....	44
Figur 3-18	Skissen til venstre viser en svakhetssone som går mellom to geofoner. Skissen til høyre viser lengden en svakhetssone kan utgjøre på tunnelen.	48
Figur 3-19	Statens vegvesen sin sammenheng mellom bergmasseklasser og sikringsklasse (SVV, 2010).	49
Figur 3-20	Fordeling av antall lavhastighetssoner med tilhørende vanskelighetsgrad over hele trasen.....	50
Figur 3-21	Område 1 med antatt forløp av svakhetssoner.	53
Figur 3-22	Område 2 og 3 med antatt forløp av svakhetssoner.	55
Figur 3-23	Område 4 og 5 med antatt forløp av svakhetssoner.	57
Figur 3-24	Korrelasjon mellom bergoverdekning, Q-verdi og skvising. Den lineære linjen representerer hvor en kan få skvising problemer gitt at en har bergoverdekning og Q-verdi (Singh, et. al., 1992).....	59
Figur 4-1	Forskjellige typer gripper TBM og skjold TBM maskiner (Maidl et. al., 2008).....	63
Figur 4-2	Skisser over tre forskjellige måter å stenge stoffen og lage mottrykk for en mix-shield TBM (Kovári et. al, 2004)	64
Figur 4-3	Illustrasjonen (ikke i skala) viser 4 forskjellige ferdige utført vannsikringskonsepter. Gripper-TBM for (a) og (d), mens en skjold-TBM for (b) og (c) (Dammyr et.al., 2012).....	66
Figur 5-1	Noen grunnleggende forskjeller mellom TBM og D&B tunneler (Wanner, 1980).	70
Figur 5-2	L1 (“working area”) er området rett bak kutterhode til gripperne hvor arbeidssikringen installeres. Ca. 60 m lengre bak er L2 (“backup area”) hvor sprøytebetong påføres (modifisert etter Youtube, 2013 og herrenknecht, 2013).....	71
Figur 5-3	Ring av stålbjelker og stålnett blir installert (Robbins, 2013).	72
Figur 5-4	Påføring av sprøytebetong foran maskinen (Jones, 1984).....	73
Figur 5-5	Bilde til venstre viser kurvede stålblader som dekker hele tunnelprofilen (Maidl et. al., 2008). Bilde til høyre viser sprøytebetongbuer uten og med sprøytebetong (Barton, 2012a).....	74
Figur 5-6	Installering av betongsegment i sålen ved West Quinling tunnel (Robbins, 2013).. ..	75
Figur 5-7	Prinsippene for sonderboring og forinjeksjon. Typisk lengde på sonderboring er 30 m, og overlapp er ca. 10 m (Nilsen, 2012).	76

Figur 5-8	Typisk TBM problem med møte på svakhetssone med lav “stand-up” tid (Robbins, 1982).....	78
Figur 6-1	Katedrallignende hule over tunnelen. Et eksempel på en metode for å få en DS-TBM som er blitt begravd til å drive videre i Evinos-Mornos tunnelen (Grandori, 1995).....	88
Figur 6-2	Bilde til venstre viser vanninnlekkasje med høyt trykk. Bilde til høyre viser materialet fra en svakhetssone mot TBM maskinen (Carter, 2011).....	88
Figur 6-3	Grippersnes klemkraft og de resulterende spenningene mot bergmassen, som en funksjon av bergmassens borbarhet og TBM diameter (Maidl et. al., 2008).	90
Figur 6-4	Bilde til høyre viser eikbjelker for å øke grippersnes overflate. Bilde til høyre viser en liten by-pass tunnel som er forsterket med betong, for at gripperne skulle ha klemkraft i svakhetssonen (Maidl et. al., 2008).	90
Figur 6-5	Bilde til venstre viser overmasser. Bilde til høyre viser en blokk som har falt ned på fingerskjoldet (Gschnitzer og Goliasch, 2008).....	92
Figur 6-6	Installering av rørskjerm ved overmasser som overgår 2,5 m (Gschnitzer og Goliasch, 2008).	93
Figur 6-7	Metodene for å komme forbi svakhetssonen (Ehrbar, 2008).....	94
Figur 6-8	Helt forvitret gneis i frossen tilstand i MBZ(Sturk et. al., 2010).....	95
Figur 7-1	Normalisert tunnel inndrift som en funksjon av sikringskrav for ulike typer TBM (Schmid, 2004; Maidl et. al., 2008).....	98
Figur 7-2	Misicuni vanntunnel, inndrift mot sikringsklasser (WBI-PRINT, 2007)	98
Figur 7-3	TBM inndrift som en funksjon av bergklasser, på den 12.5 km pilottunnelen Prato Isarco (Scolari, 1995).	99
Figur 7-4	Distribusjon av aktiviteter under TBM driving i prosent. a) Gripper-TBM Ø 5m med bergslagproblemer. b) Gripper-TBM Ø 5m med noe overmasse. c)Kombinasjon av a og b (Maidl et. al., 2008).	102
Figur 8-1	Typiske forhold for passering av en svakhetssone (Carter, 2011).	107
Figur 8-2	Bilde til venstre viser et forslag om en hybrid løsning med TBM og D&B. Bilde til høyre viser et forslag til løsning med 4 TBMer langs hele hovedtunnelen.	108

Tabelliste

Tabell 2-1	Geologisk oversikt over de forskjellige skyvedekkene i nærheten av Rogfast (NGU, 2011b).....	6
Tabell 2-2	Estimert prosentvis fordeling av bergarter (NGU, 2011b).....	8
Tabell 2-3	Klassifisering av Lugeon-verdier (modifisert fra Quiñenes-Rozo, C., 2010).....	14
Tabell 2-4	Resultater fra svelletrykktesting og frisvelling (Friestad, 2011).	15
Tabell 2-5	Mineralfordeling etter XRD-analyse (Arnason, 2008).....	16
Tabell 2-6	Oppmålt størrelse og retning på hovedspenninger (Pöyry, 2012).	16
Tabell 2-7	Styrkeparametere fra Krågøy Nord (KN 30) og det vertikale bergspenningsmålingshullet (KN 80) (Friestad, 2012).	17
Tabell 2-8	Styrkeparametere fra Krågøy og Hestholmen (Friestad, 2011).	18
Tabell 2-9	Styrkeparametere fra prøver tatt i dagen (Arnason, 2008).	19
Tabell 2-10	Styrkeparametere fra prøver tatt i dagen (modifisert etter Gjerde, 2003).	19
Tabell 2-11	Testresultater for bestemmelse av borbarhetsindekser (modifisert etter Friestad, 2012).....	20
Tabell 2-12	Testresultater for bestemmelse av borbarhetsindekser (Arnason, 2008).	20
Tabell 2-13	Testresultater for bestemmelse av borbarhetsindekser (Gjerde, 2003).....	21
Tabell 2-14	Resultater fra borbarhetstesten (Friestad, 2012).	21
Tabell 2-15	Borbarhetsindekser og slitasjeevneparameteren VHNR (Arnason, 2008).	22
Tabell 2-16	DRI og BWI fra borbarhetstesten (Gjerde, 2003).....	22
Tabell 3-1	Oversikt over karakteristiske trekk i kjerneboringene.....	37
Tabell 3-2	Sammenstilling av Q-verdi og seismisk hastighet.	43
Tabell 3-3	Korrelasjon mellom seismisk hastighet og Q-verdi (NGI, 2010).	45
Tabell 3-4	Resultater fra korrelasjon mellom seismiske hastighet og Q-verdi.....	46
Tabell 3-5	Klassifisering av svakhetssoner. Sikringsklasse gitt fra Statens vegvesen sin sikringsklasse for vegtunneler.	49
Tabell 3-6	Fordeling av Q-verdier i områder dekt med seismikk og for hele tunnelen (modifisert etter COWI, 2012b).	51
Tabell 3-7	Nøkkeldata for område 1.	52
Tabell 3-8	Nøkkeldata for område 2 og 3.	54
Tabell 3-9	Nøkkeldata for område 4 og 5.	56
Tabell 3-10	Nødvendig bergoverdekning og Q-verdi som trengs for at det kan være fare for skvising. Bergoverdekningen er utregnet etter formel 4 (Singh, et. al., 1992)..	59
Tabell 3-11	Rangering over de antatt 5 vanskeligste områder langs trasen.	62
Tabell 5-1	Forslag til forinjeksjonsopplegg på Rogfast (modifisert etter COWI, 2012b). ...	77
Tabell 5-2	Geofysiske metoder for å undersøke foran stuff (Peila og Pelizza, 2009).....	79
Tabell 5-3	Oppsummering av forbehandlings metoder i hard rock TBM (Peila og Pelizza, 2009).....	80
Tabell 5-4	Tunnelklasser for TBM, utviklet i Sveits (SIA, 1993).....	81
Tabell 5-5	Tunnelklasser for TBM (modifisert etter Maidl et. al., 2008).	82

Tabell 5-6	Østerriksk TBM sikringskjema med tilnærmet Q-verdi og RMR-verdi (modifisert etter Scolari, 1995).	83
Tabell 5-7	Sikringstyper og mengde for klassene F1 til F7 (modifisert etter Scolari, 1995)... ..	84
Tabell 5-8	Fordeling av TBM sikringsklasse etter Q-verdier fra seismikk (modifisert etter COWI, 2012b)	85
Tabell 7-1	Fordeling av sikringsklasse og inndrift langs Rogfast.....	100
Tabell 7-2	Utvalgte inndriftsrekorder i følge TBM produsenten Robbins (Robbins, 2013)... ..	100
Tabell 7-3	Fordeling av bergarter og borbarhetsindekser langs trasen.....	102

Formelliste

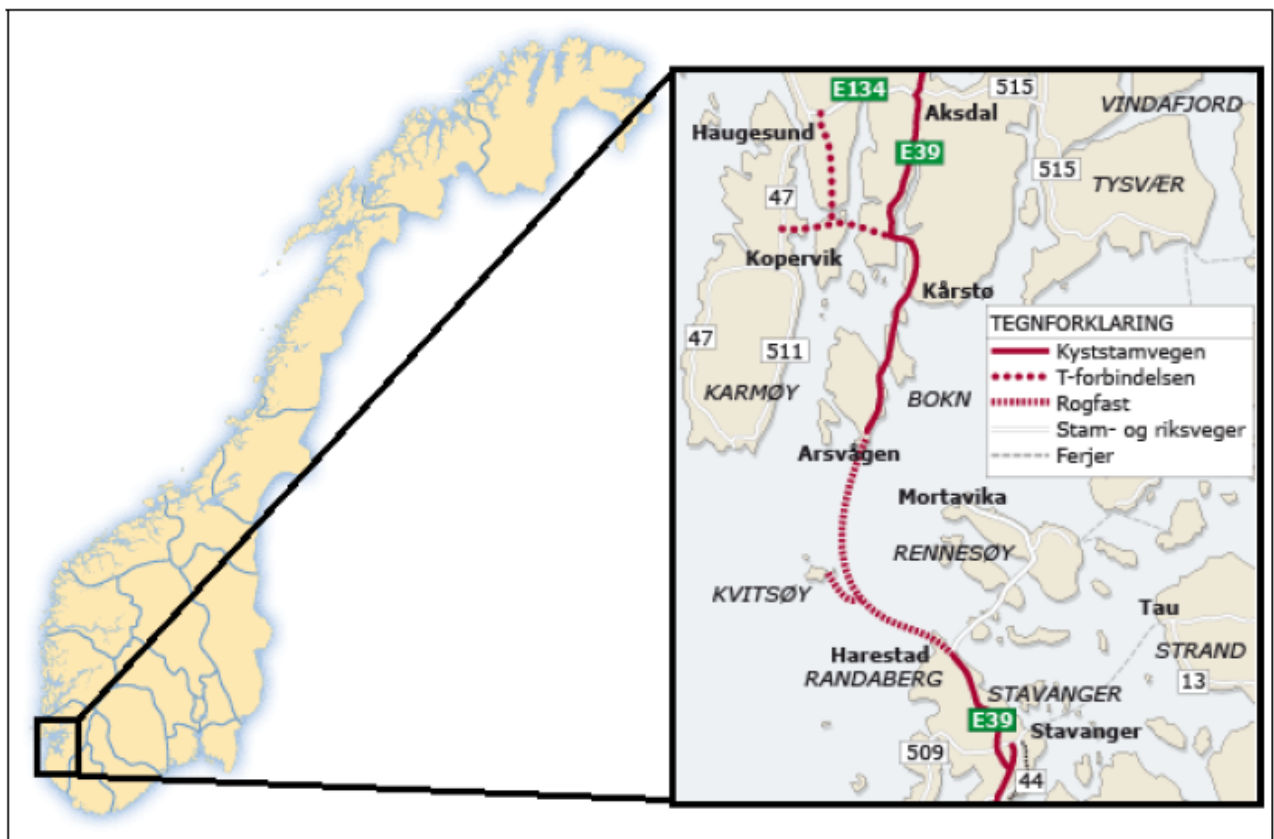
Formel 1. Regresjonsformel mellom Q-verdier fra kjerneboringer og seismikk.....	45
Formel 2. Korrelasjonsformel mellom Q-verdier og seismikk.....	45
Formel 3. Korrelasjonsformel mellom Q-verdier og seismikk.....	45
Formel 4. Korrelasjonsformel mellom bergoverdekning, Q-verdier og skvising.....	59
Formel 5. Inndrift.....	100

1. Innledning

Denne masteroppgaven er skrevet i forbindelse med emnet TGB4930 Ingeniørgeologi/Bergmekanikk, som er del av studieprogrammet Teknisk Geofag på Norges teknisk-naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Masteroppgaven er en videreføring av prosjektoppgaven som ble skrevet i høstsemesteret 2012. Denne masteroppgaven er kun av akademisk formål.

1.1 Rogfast

Som en del av Statens Vegvesen sitt prosjekt om en ferjefri E-39, er Rogfast et av flere prosjekt som handler om fjordkryssinger. Prosjektet er kalt Rogfast og går fra Randaberg, i sør, til Årsvågen på Bokn i nord. Som en del av prosjektet skal Kvitsøy kobles inn på tunnelen og bli landfast. Figur 1-1, viser plassering av trasen.



Figur 1-1 En oversikt over plassering av trase ved Rogfast (modifisert fra SVV, 2013a).

Rogfast-prosjektet er i den fasen hvor reguleringsplanen ble ferdig oktober 2012. Den skal til stortingsbehandling i 2014 og har en mulig byggestart i 2015. Prosjektet har en estimert kostnadsramme på ca. 8 mrd. NOK, og skal i hovedsak finansieres av bompenger. I Nasjonal Transport Plan er det satt av 500 mill (Espedal, 2011).

For den ca. 25.5 km lange Rogfast-tunnelen er det gjennomført omfattende ingeniørgeologiske undersøkelser i flere runder (SVV, 2013a). Valg av drivemetode er fortsatt under planleggingen, så en ser også på muligheten for bruk av TBM (Tunnel Boring Machine) som et alternativ til konvensjonell driving med boring og sprengning. Siden TBM i enkelte prosjekter kan være både tidsmessig og kostnadsmessig mer besparende enn konvensjonell driving. Dette er riktignok avhengig av gjeldende grunnforhold på de forskjellige prosjektene.

1.2 Prosjektoppgaven

Som tidligere nevnt i innledningen er denne masteroppgaven en videreføring av projektoppgaven som ble avsluttet i høstsemesteret 2012. Projektoppgaven hadde tittelen *“Tunnelboring under høye vanntrykk – vurdering av mulighetene for bruk av TBM ved Rogfast”*.

Målet for projektoppgaven var å se på TBM som en alternativ drivemetode på Rogfast og da spesielt problemstillinger om driving med TBM under høye vanntrykk. Den planlagte undersjøiske tunnelen vil gå ca. 390 m under sjønivå, som vil tilsvare et statisk vanntrykk på 39 bar.

En vesentlig del av oppgaven var å se på lignende utenlandske prosjekter hvor man hadde erfaring med TBM driving under høye vanntrykk. Også norske erfaringer med bruk av TBM og driving av undersjøiske tunneler ble evaluert. I oppgaven ble det fokusert på bruk av åpen TBM, men andre typer ble også noe diskutert.

Prosjekter som Gotthard, Lötschberg og Nante de Drance, var med på å begrunne at det er teknisk gjennomførbart med en gripper-TBM, i forhold til de vanntrykkene man kan forvente på Rogfast. Allikevel viser tidligere undersjøiske prosjekter som Atlanterhavstunnelen og Bjørøytunnelen, at ras på stoff under høye vanntrykk vil være svært vanskelig å håndtere. Spesielt siden reaksjonstiden og fleksibiliteten under slike ras ved bruk av en gripper-TBM, vil være atskillig dårligere enn for konvensjonell driving.

1.3 Mål for masteroppgaven

Denne masteroppgaven er en videreføring av prosjektarbeidet. Hvor problemstillinger rundt gjennomførbarheten for bruk av TBM på Rogfast vil bli diskutert og vurdert. Følgende punkter, gir en beskrivelse over målene til masteroppgaven.

- For å få en oversikt over grunnforholdene vil det bli presentert nøkkeldata og regionalgeologiske forhold, samt en kort presentasjon av forundersøkelser og laboratorietester som har blitt utført for Rogfast.
- Deretter vil det være en gjennomgang av bergmassekvalitet og ingeniørgeologiske forhold. Det vil gis en beskrivelse over de utførte kjerneboringene på Alstein, Krågøy, Krågøy Nord, Hesteholmen og Sauholmen, samt en presentasjon over Q-verdier for kjerneprøvene. Deretter vil det foregå en sammenligning mellom den utførte seismikken og kjerneboringene. Slik at det kan lages en korrelasjon mellom seismikk og Q-verdier fra kjerneboringene. På den måten kan det estimeres Q-verdier ut i fra seismiske hastigheter, og fra dette estimere sikringsbehov. Det vil også gis en rangering over de 5 vanskeligste problemområdene langs trasen, og en beskrivelse over potensielle stabilitetsproblemer. Denne delen vil være et samarbeid mellom forfatteren og masterstudenten Jonas Eidesen. Samarbeidet er godkjent av hovedveileder Prof. Bjørn Nilsen.
- Det skal gjøres en vurdering av hvilken type TBM som vil være best under rådende forhold. Dette valget blir en videreføring fra konklusjonene fra prosjektoppgaven.
- Videre vil det bli beskrevet om generelle geotekniske problemer ved driving med en gripper-TBM. Samt generelle sikring- og stabiliseringsmetoder og sikringsskjemaer for bruk av TBM, som er tilgjengelige og kan være aktuelle for Rogfast. Tilslutt gjøres et overslag over hvor mye sikring og hvilke tunnallengder som havner i de forskjellige sikringsklassene.
- Det gjøres en beskrivelse av å drive TBM igjennom problemområder. Samt identifisere forhold på Rogfast som kan stoppe en videre TBM-driving, og hvilke metoder som kan være aktuelle for takle disse forholdene.
- Vurdering av hvilke inndrifter som en kan forvente for enkelte lengder av tunnelen.
- Generell diskusjon om gjennomførheten for bruk av TBM på Rogfast.

1.4 Metode og grunnlagsmaterialet

Tidligere rapporter og materiale fra NGU (Norges Geologiske Undersøkelser), NGI (Norsk Geoteknisk Institutt), COWI og tidligere masteroppgaver fra NTNU, vil danne grunnlaget for beskrivelse av grunnforholdene og de utførte forundersøkelsene.

For å sammenligne seismiske hastigheter og Q-verdier fra kjerneboringer, vil oversiktskart over utført seismikk fra COWI bli benyttet. Q-verdiene fra kjerneboringene er delvis hentet fra Statens Vegvesen og kartlagt under befarings i Stavanger den 12 og 13. februar 2013. Denne delen vil være et samarbeid mellom masterstudentene Hans Christian Gjelsnes og Jonas Eidesen, etter godkjenning av hovedveileder Prof. Bjørn Nilsen ved NTNU.

Informasjonen om driving med TBM, vil være gjennom litteratursøk, samt samtaler med veileder og medveileder. Det blir viktig å finne relevant litteratur som kan sammenlignes med Rogfast. Av sammenlignbare prosjekter med TBM, vil litteratursøket være internasjonalt rettet, siden TBM ikke har blitt benyttet i Norge på nesten 20 år. I tillegg til at størrelsen og mye av utfordringene til Rogfast i forhold til bruk TBM, er ukjent i Norge. I tillegg vil prosjektoppgaven tilføye noe informasjon.

1.5 Begrensninger til masteroppgaven

Masteroppgaven har sine begrensninger. Først og fremst vil ikke armen fra Kvitsøy og ned til hovedtunnelen bli gjennomgått i masteroppgaven kun hovedtunnelen. I hovedsak vil det være en vurdering og diskusjon rundt hvilke typer sikring og metoder som kan være aktuelt ved driving gjennom svakhetssoner og i partiene mellom svakhetssonene. Samt prøve å gi et overslag på mulige inndrifter. Tilslutt ut i fra dette si noe om gjennomførbarheten for bruk av TBM på Rogfast.

Det vil være de ingeniørgeologiske aspektene som vil være i fokus, mens de maskintekniske og logistiske aspektene ikke vil være så fremtredende. Blant annet vil det ikke bli diskutert rundt eventuelle riggområder, massetransport og det som skjer lengre bakover på et TBM-prosjekt. Det vil heller ikke bli gjort noen analyser rundt kostnader, kun nevnt i diskusjon.

Det er flere viktige elementer i forbindelse med driving av TBM, som ikke er med i målene til masteroppgaven, og en bredere gjennomgang må til for å gi et klarere svar om gjennomførbarheten for bruk av TBM på Rogfast.

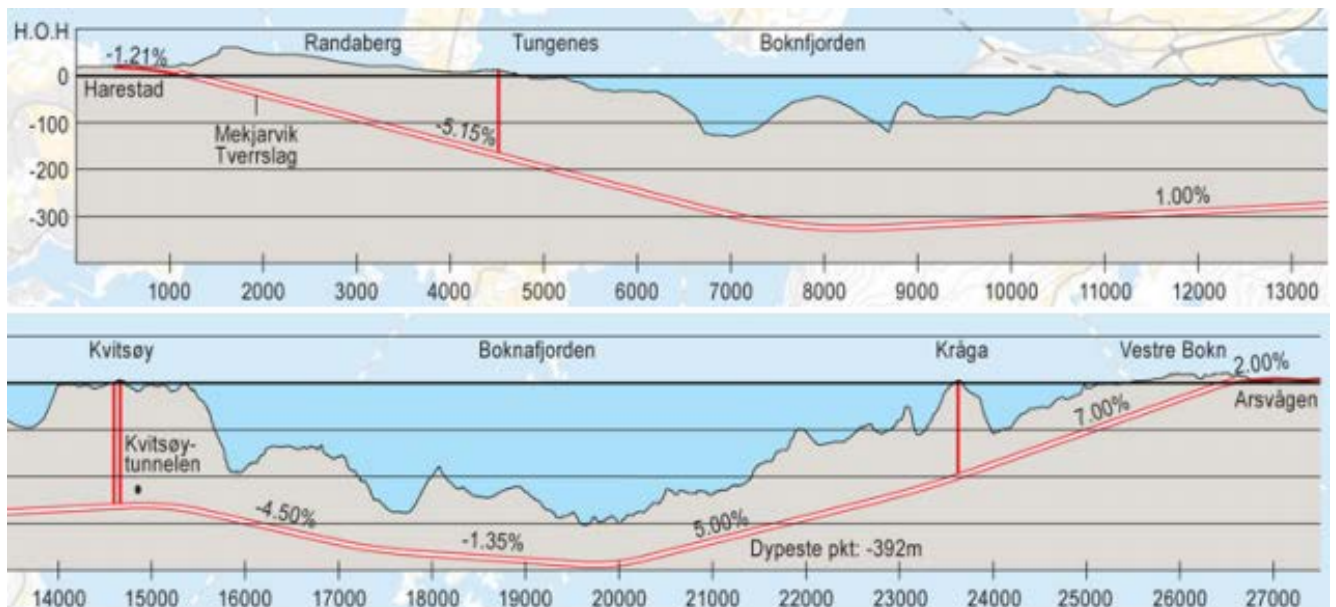
2. Nøkkeldata, generelle grunnforhold og forundersøkelser

I dette kapittelet vil det gis en kort fremstilling av nøkkeldata, generelle grunnforhold og forundersøkelser i forbindelser med prosjektet.

2.1 Nøkkeldata for Rogfast

Selve hovedtunnelen vil bli verdens lengste undersjøiske veitunnel på ca. 25,5 km. Det skal bli en fire-felts vei, slik at det foreløpig er bestemt å lage to separate løp med to kjørefelt hver. Dermed vil den totale lengden for de to løpene bli ca. 51 km. Det har også blitt beskrevet et notat om et løp med 4 kjørefelt (COWI, 2012a). Figur 2-1, viser et vertikal profil for tunnelen. Et mer detaljert profil kan ses i vedlegg 1. Dypeste punkt i tunnelen vil være 392 m.u.h.

For tunnelen opp til Kvitsøy er det planlagt et ordinært ettløpstunnel med to kjørefelt. Denne tunnelen vil bli ca. 3,9 km lang. Krysset mellom hovedtunnelen og Kvitsøy tunnel planlegges som et to plans kryss med ramper. Det er skrevet et notat som vurderer 3 kryss utforminger i tunnelen (COWI, 2012b).



Figur 2-1 Vertikal profil av tunnelen (modifisert fra SVV, 2012).

Rogfasttunnelen skal enten bli en to-løpstunnel eller en to-planstunnel. For to-løpstunnel alternativet, som er mest sannsynlig, i følge COWI (2012a), forventes det en TBM-diameter på 12,2 m. I følge Statens Vegvesen, se vedlegg 3, vil tverrsnittprofilen være 2 ganger T10, noe som vil gi en diameter på ca. 13,8 m. Mens en to-planstunnel vil ha en forventet TBM-

diameter på 17,5 m (COWI, 2012a). Videre i oppgaven vil det bli antatt problemstillinger rundt en to-løpstunnel.

2.2 Geologiske forhold ved Rogfast

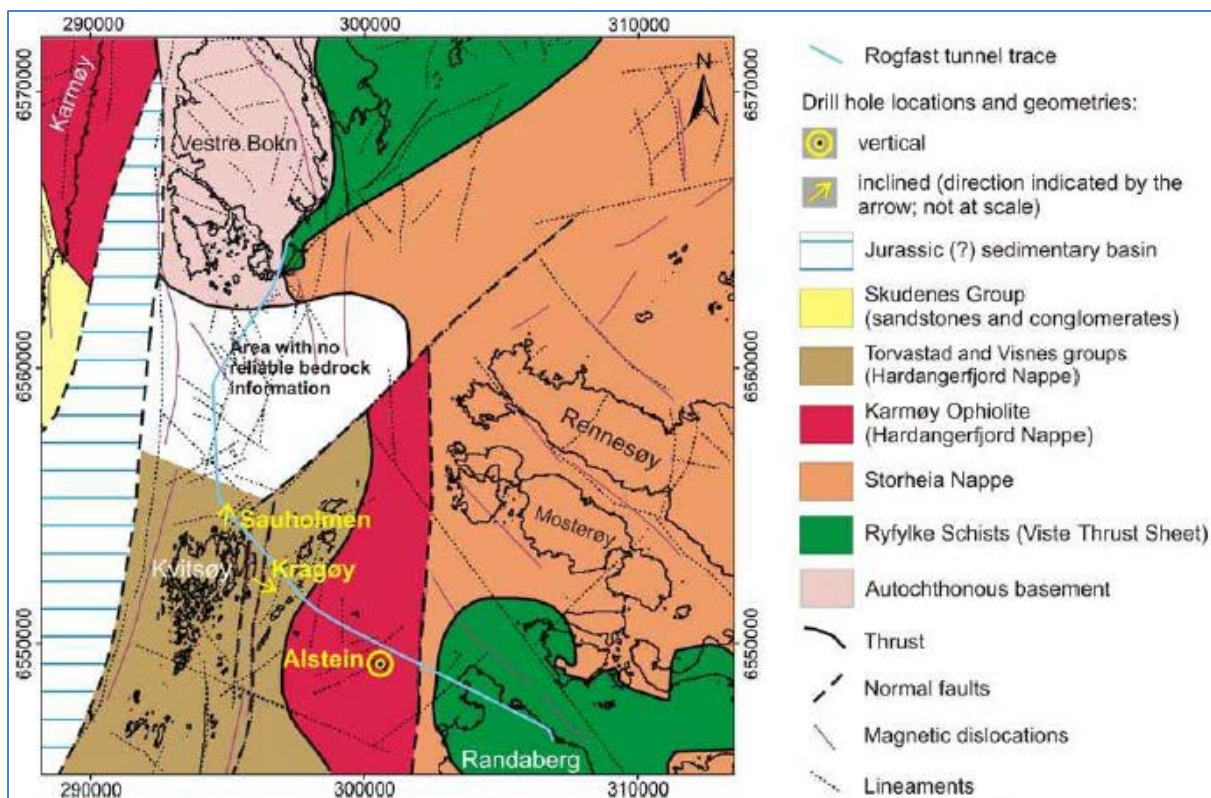
Den regionale geologien rundt Rogfast er komplisert. I området ved Rogfasttunnelen er det flere skyvedekker som er skjøvet over den observerte grunnfjellsgneisen ved Vestre Bokn. Disse skyvedekkene er Vistedekket, Storheiadekket, Boknafjorddekket og Hardangerdekket, der førstnevnte ligger underst og sistnevnte øverst. Tabell 2-1 og figur 2-2, gir en oversikt over de forskjellige bergartene man kan forvente i de forskjellige skyvedekkene.

Flere skyvedekker i et område kan skape stabilitetsproblemer for en tunnel over lengre strekning. Dette fordi de gjerne er liggende og har dårlig bergkvaliteten i grensene mellom skyvedekkene. Rogfast er også preget av forkastninger og lineamenter, se figur 2-2, som er synlig fra kart og ut i fra batymetri og magnetometri utført av Norges Geologiske Undersøkelse (NGU) (NGU, 2006).

Generelt er tykkelsen av de forskjellige skyvedekkene ikke kjent i detalj og det er ikke sikkert hvordan bergartsgrensen har blitt til (NGU, 2011b). Flere mulige geologiske modeller er laget på bakgrunn av kjerneboringer fra Alstein, Kvitsøy, Hestholmen og Sauholmen, og andre undersøkelser.

Tabell 2-1 Geologisk oversikt over de forskjellige skyvedekkene i nærheten av Rogfast (NGU, 2011b).

Hardangerfjord dekke	Torvastad og Visnes gruppe	Midtre til øvre ordovicium – overflatebergart som ligger over Karmøy ofiolitten – består av grønnstein/skifer, putelava, lavabergarter, tuff, svartskifer og diabasganger
	Karmøy ofiolitt	Nedre ordovicium – nedre ordovicium – gabbro – intrusiv, mafisk og ultramafisk bergart
Storheia og Boknafjorden dekke		Proterozoisk granittisk gneis, amfibolitt og glimmerskifer med noen linser med marmor
Viste forkastningsdekke		Kambrium – ordovicium – kvartsrik Ryfylke skifer (fyllitt og glimmerskifer)
Prekambrisk grunnfjell (stedegent)		Granittisk til diorittisk gneis med noen kropper med gabbro – dekket med et tynt fyllittlag fra kambro-silur



Figur 2-2 Et foreslått geologisk kart over område, basert på kjerneborehull fra Sauholmen, Krågøy og Alstein. Tunnelens beliggenhet er vist med blå linje (NGU, 2011b).

Randaberg-Kvitsøy (Tungenes forkastningen og knusningszone øst for Kvitsøy)

Ved påhugget på Randaberg er det påvist Ryfylke skifer (fyllitt og glimmerskifer med små kvartslinser). Mektigheten er usikker, men det antas at en vil være i disse bergartene frem til Tungenes forkastningen. Resultater fra seismiske undersøkelser har avdekket lave seismiske hastigheter som viser at det finnes en svakhetssone i overgangen mellom Ryfylke skiferen og Storheiadekke/Karmøy ofiolitten (COWI, 2012b).

Kjerneboringen ved Alstein viste overveiende Karmøy ofiolitt (Gabbro), men lengst nede i borhullet ble det påtruffet oppsprukket gneis (NGU, 2011a). Enten er dette starten på overgangen til Storheia dekke, i så fall vil tunnelen komme inn i Storheiadekket før Karmøy ofiolitten. Det kan også være at mektigheten til gabbroen og Karmøy ofiolitten er svært stor, slik at tunnelen kommer direkte over i gabbro etter normalforkastningen ved Tungenes (NGU, 2011b).

Nord for Alstein vil tunnelen krysse under holmene ved Kvitsøy. Bergartene her er fra Torvastad- og Visnesgruppen som har et opphav fra sjøbunnskorpe (basalt), og er lavt metamorfisert (NGU, 2011b). Ute på holmene er bergartene tett oppsprukket og sterkt foldet (Friestad, 2011). Rett før Kvitsøy er det avdekket en større regional forkastning, som ble stadfestet av kjerneboring ved kvitsøy og Hestholmen, der det ble funnet breksjeaktig

svartskifer. Svartskifer er dominant sammen med benker av grønnstein som er stedvis massiv og oppsprukket (NGU, 2011b).

Kvitsøy-Vestre Bokn

Strekningen Kvitsøy-Vestre Bokn er preget av enda større usikkerhet. Som vist på figur 2-2, har en strekning på 10 km ennå ikke fått bergartsbeskrivelse. Basert på resultater ved kjerneboring fra Sauholmen og lave seismiske hastigheter nord for Kvitsøy, er det avdekket en svakhetsone her. I tillegg er det registrert lineamenter fra batymetriske data (høyoppløselige havbunnstopografi) og magnetiske anomalier. Undersøkelser antyder også at det finnes en NØ-SV forkastningssone i Boknafjorden og en normal forkastning like nord for Kvitsøy. Det er i tillegg registrert flere soner med lave seismiske hastigheter, slik at flere svakhetssoner ikke kan utelukkes. Ved Bokn kommer tunnelen inn i grunnfjellsgneis og i et lite stykke med Ryfylke skifer (NGU, 2011b).

Som nevnt er det stor usikkerhet i strekning mellom Kvitsøy og Vestre Bokn. Statens Vegvesen har planlagt mer kjerneboring i området (Nilsen, 2013). Dette blir gjort, blant annet for å undersøke om det kan gå en sedimentær kile i mellom Kvitsøy og Vestre Bokn. Under drivingen av Bjørøytunnelen møtte en uventet på en meget vanskelig svakhetsone, som senere ble identifisert (datering fra kullfragmenter) som strekkforkastning av jurassisk alder. Denne svakhetssonen var svært permeabel og skapte store stabilitetsproblemer under driving (Nilsen, 2012). Fra figur 2-2, er det tegnet inn en muligens jurassisk sedimentær kile som går litt vest for Rogfast. Siden Rogfast og Bjørøytunnelen ligger i den samme geologiske formasjonen er det ikke utenkelig at en kan møte på slike forhold (Nilsen, 2013).

Tabell 2-2, gir en grov fordeling av bergarter som vil opptre langs tunneltrasen. For strekningen på ca. 10 km som ikke er tegnet inn i figur 2-2, har man antatt at det er et relativt tynt hardangerdekke og at tunnelen vil gå hovedsakelig igjennom Torvestad/Visnes gruppe og Karmøy ofiolitten.

Tabell 2-2 Estimert prosentvis fordeling av bergarter (NGU, 2011b)

Profil fra - til		Lengde i m	Bergart I	Bergart II	Bergart III	Bergart IV	Bergart V
1 110	6 500	5 390	5 390				
6 500	7 000	500				500	
7 000	14 000	7 000		7 000			
14 000	18 500	4 500			4 500		
18 500	24 500	6 000		6 000			
24 500	25 000	500				500	
25 000	25 500	500	500				
25 500	26 530	1 030					1 030
	SUM i m	25 420	5 890	13 000	4 500	1 000	1 030
		% av tot. lengde	23	51	18	4	4

Bergartsbeskrivelsene er som følger:

Bergart I:	<u>Ryfylke skifer (Vistedekket)</u> – fyllitt, glimmerskifer og kvartsrik skifer – Kambrium til Ordovisium
Bergart II:	<u>Karmøy ofiolitt (Hardangerdekket)</u> – gabbro, intrusive mafiske og ultramafisk berg – Ordovisium
Bergart III:	<u>Torvastad og Visnes gruppe (Hardangerdekket)</u> – grønnstein, grønnskifer, glimmer/klorittskifer, tuff, lavabreksje, svartskifer og diabasganger – Ordovisium (midtre til øvre)
Bergart IV:	<u>Storheiadekket og Boknafjordendekket</u> – granittisk gneis, amfibolittisk- og glimmer skifer med noen linser av marmor – Proterozoisk
Bergart V:	<u>Grunnfjellsgneis</u> – granittisk til diorittisk gneis med kropper av gabbro og dekt med tynt fyllittlag - Prekambrisk

Som beskrevet, er det relativ stor usikkerhet om geologien. Spesielt er mektigheten og grensene til de forskjellige skyvedekkene uklare, som gjør fordelingen av bergartstyper vanskelig. Overgangen mellom to skyvedekker danner gjerne en tilnærmet flat bergartsgrense, og det må forventes å være noe mer oppsprukket i skyvegrensene. Spesielt uheldig er det hvis tunnelen skjærer igjennom skyvegrensene flere ganger (COWI, 2012b)

2.3 Beskrivelse av forundersøkelser og laboratorietester

I løpet av flere år har blitt utført flere forskjellige forundersøkelser og ulike typer laboratorietester for å kartlegge grunnforholdene ved Rogfast.

2.3.1. Kjerneboringer

Det er utført kjerneboringer fem steder i området. Disse er Alstein, Hestholmen, Krågøy, Krågøy nord og Sauholmen. Alstein er en liten øy omtrent midt mellom Randaberg og Kvitsøy, mens de fire andre boringene er gjort på små øyer tilknyttet Kvitsøy. Figur 3-1, 3-2 og 3-3 i kapittel 3 viser kjerneboringenes posisjon og forløp, både plan og profil.

Kapittel 3 gir en nøye gjennomgang av kjerneboringene, og bearbeidelse av disse for å kunne sette en vanskelighetsgrad på eventuelle svakhetssoner ved å sammenligne Q-verdi og seismisk hastighet. I dette kapittelet vil det derfor kun gis en kort oversikt over utførte kjerneboringer.

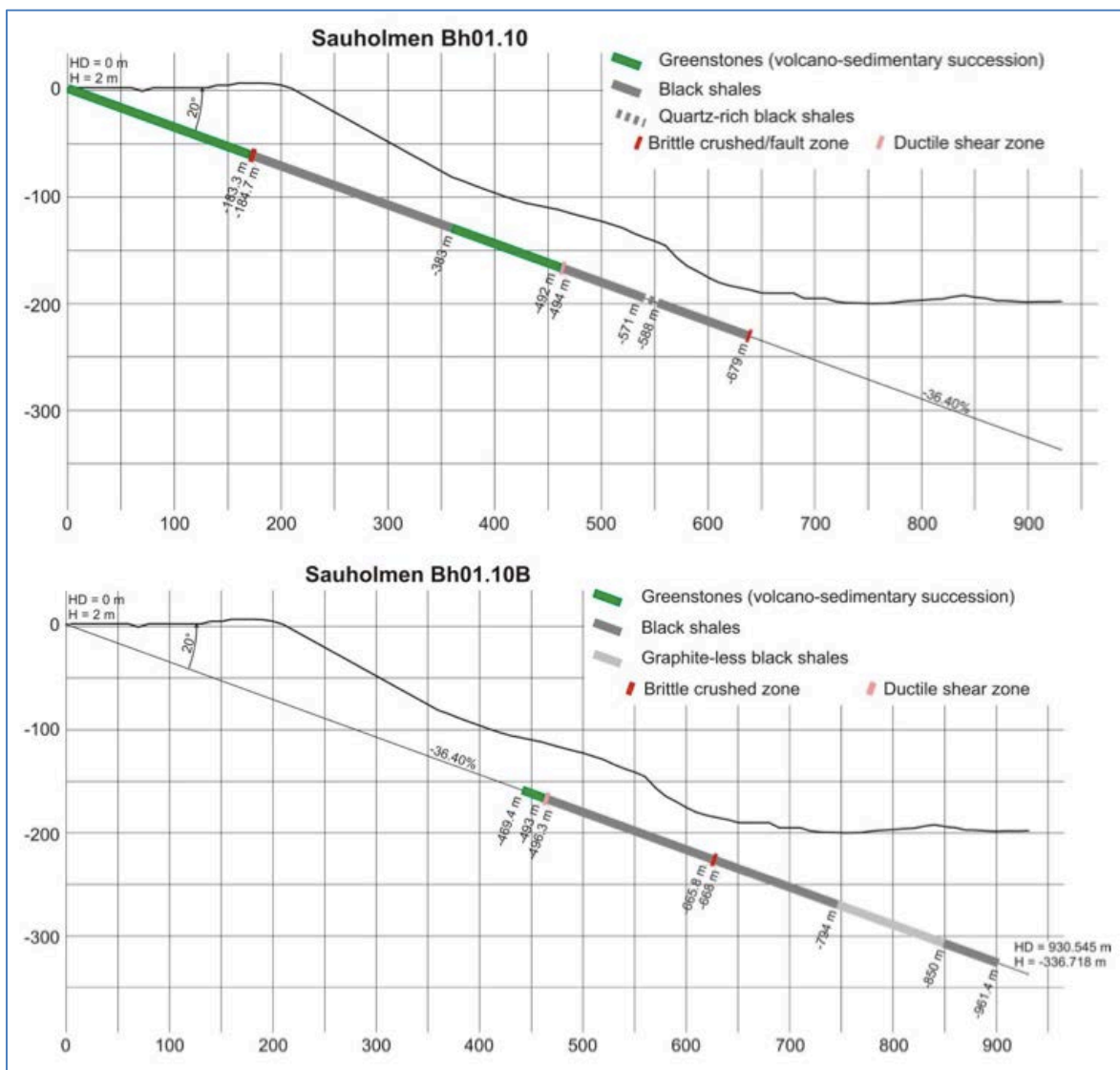
Alstein

Alstein er boret vertikalt 301 m. Stort sett ble det påtruffet godt berg, uten innsalg av større soner eller geologi som vil representere problemer. Hele hullet består av gabbro, bortsett fra de siste 20 meterne hvor en treffer på granittisk berg. Dette representerer muligens en grense mellom Karmøy ofiolitten og Storheiadekket (NGU, 2011b).

Sauholmen

Figur 2-3, viser et geologisk profil for borehullene, hvor trenden er en god miks mellom grønnstein og ulike svartskifre. En del knusningssoner/skjærsoner er markert på figur 2-3.

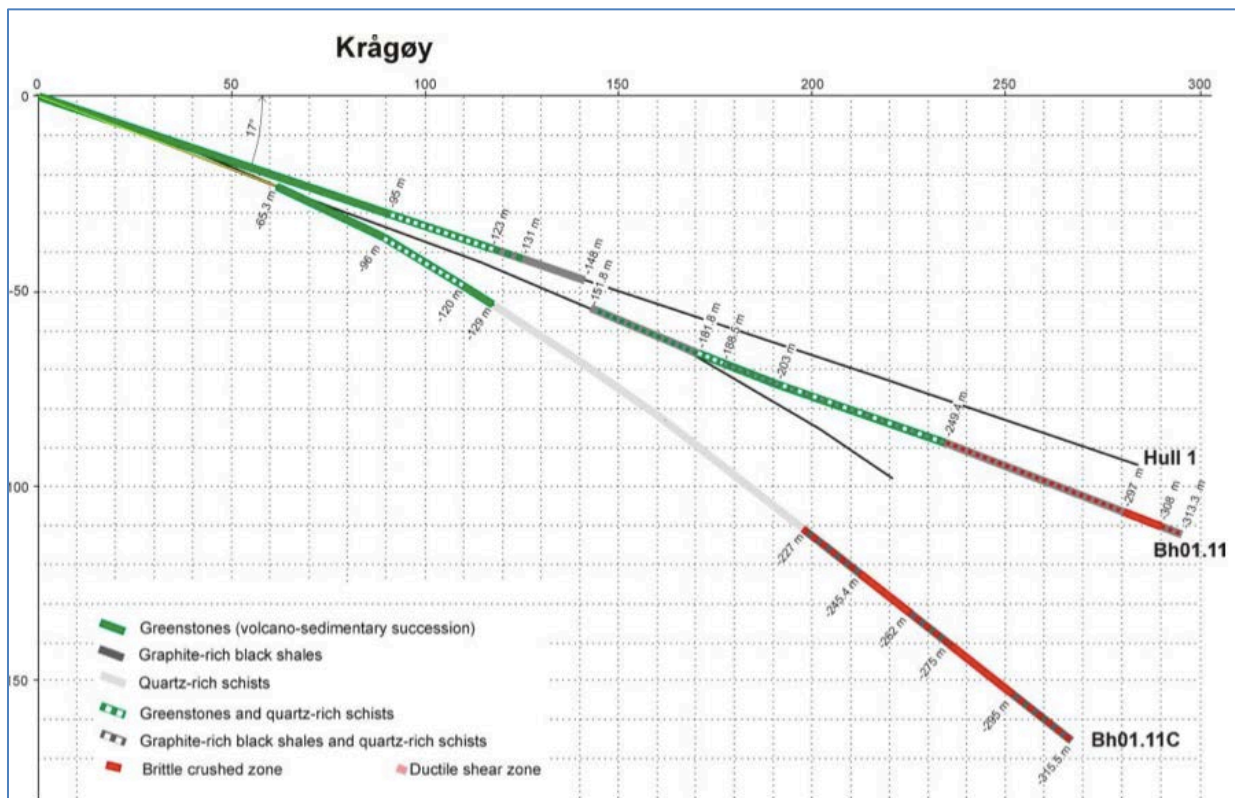
Hull A ble boret til 679 m hvor det traff på en sandsleppe slik at kjernehullet raste igjen og boringen måtte avsluttes, se figur 2-3. En avgreining (Sauholmen hull B) ble boret og denne nådde 961 m dyp uten nevneverdige problemer. Fra dybde 492 m er det varianter av svartskifer som dominerer (NGU, 2011b).



Figur 2-3 Geologisk logging langs profilet for Sauholmen hull A og hull B(NGU, 2011b).

Krågøy

Ved Krågøy ble det i tillegg til det opprinnelige hull A boret to ekstra avgreininger (hull B og hull C). På grunn av kollaps i hullene måtte kjerneboringen stoppes. Et lengre område med dårlig bergmassekvalitet blir påtruffet ved ca. 250 m dyp og ved 313 m er sonen ennå ikke krysset når hullet kollapser. En prøvde å bore dypere, men de samme problemene gjør at en aldri kommer gjennom sonen. Dermed er mektigheten ukjent. Materialet i sonen varierer fra tett oppsprukket til helt nedknust og sandig (NGU, 2011b). Figur 2-4, viser geologisk logging langs profilet. Alle boringene traff sannsynligvis den samme svakhetssonen som er antatt å være en knusningszone like øst for Kvitsøy (COWI, 2011b), se figur 3-1 i kapittel 3.

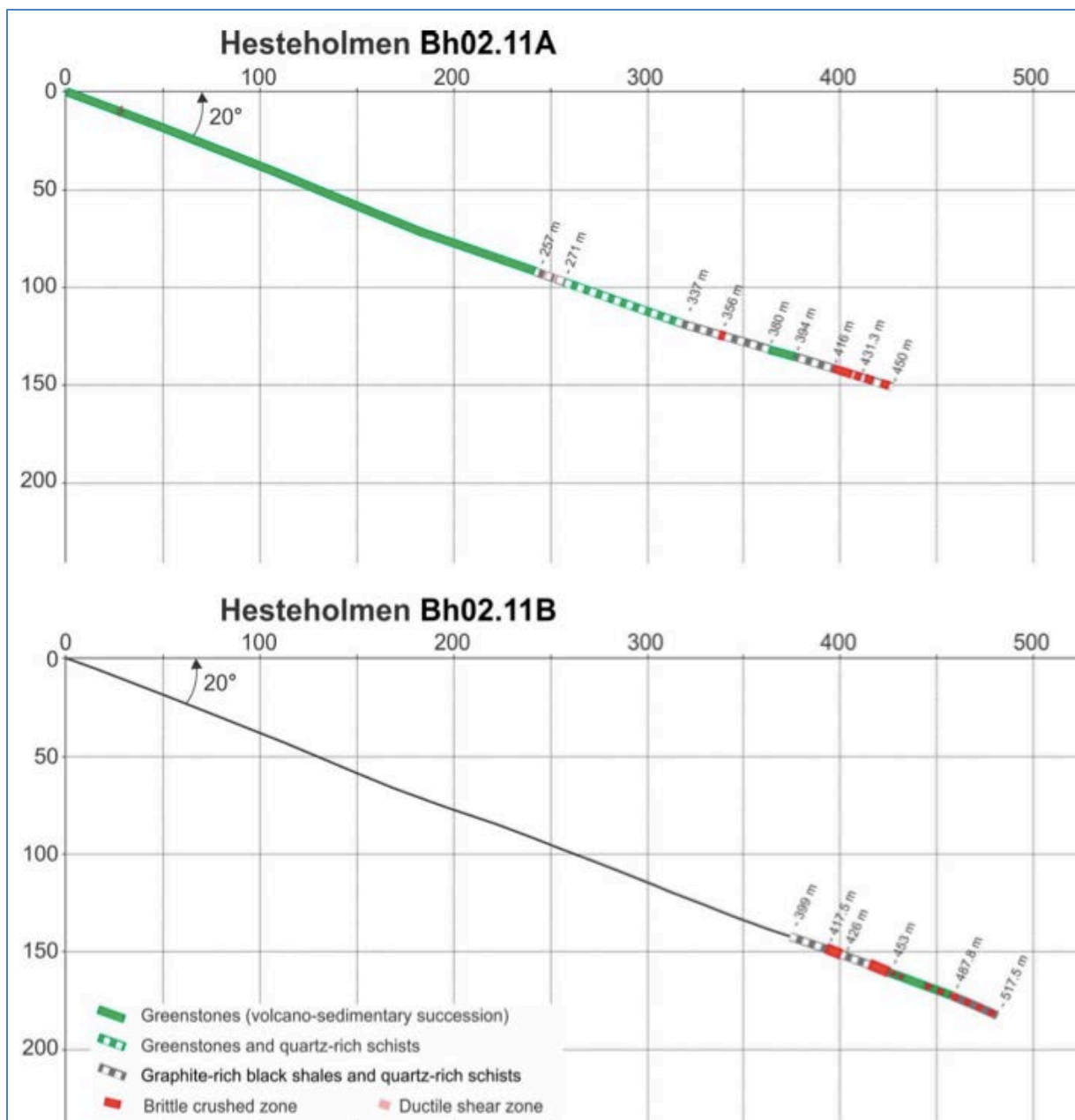


Figur 2-4 Geologisk logging langs profilet for Krågøy hull A, hull B og hull C (NGU, 2011b).

Hesteholmen

Hesteholmen ligger like sør for Kvitsøy og det er boret tre hull her (hull A, B og C), hvorav kun hull A og B er illustrert i figur 2-5. Alle hullene er boret i omtrent i samme retning som de ved Krågøy, dette for å se om en kunne påtreffe den samme svakhetssonen, se figur 3-1. På grunn av kollaps av kjernehull har det også her blitt boret tre avgreininger.

Ned til rundt 250 m dyp er det grønnstein av god kvalitet, videre er det noe vekslende med både høy og ganske lav kvalitet. Fra 400 m blir det gradvis dårligere før en like før 500 m dyp trolig påtreffer den antatte svakhetssonen. Heller ikke her klarte en å bore gjennom sonen, som her er minst 30 m bred (NGU, 2011b).



Figur 2-5 Geologisk logging langs profilet for Hesteholmen hull A og hull B (NGU, 2011b).

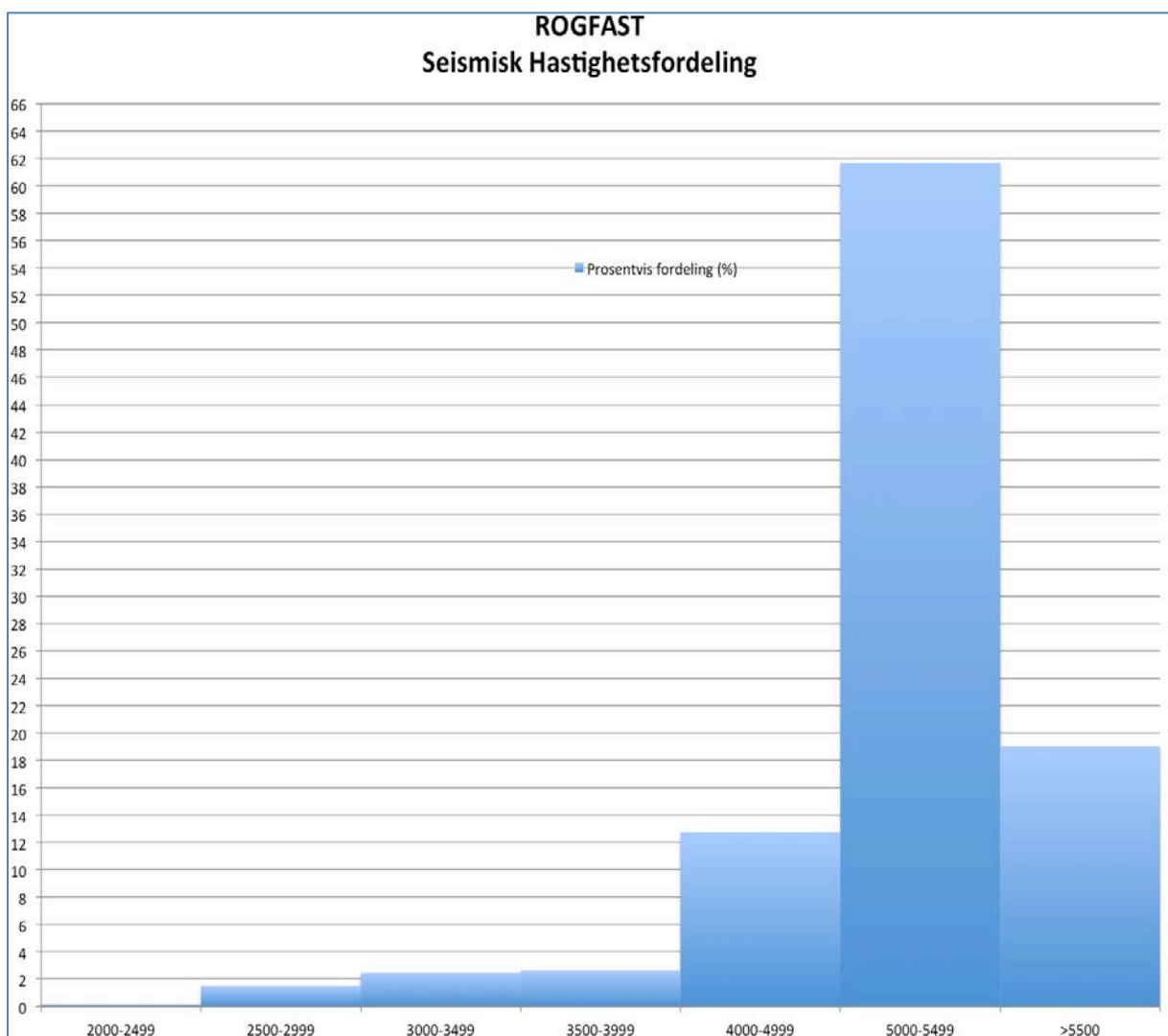
Krågøy nord

Ved Krågøy nord ble det boret to hull, hvor hull A ble avsluttet etter 345 m mens hull B ved 373 m. Målet med boringene var å komme gjennom sonen øst for Kvitsøy, som boringene ved Krågøy og Hestholmen ikke maktet å komme igjennom. I begge tilfellene kom en gjennom sonen, men opplevde kollaps ved ca. 200 m dyp. Fra ca. 160 m er det gjennomgående påtruffet dårlig bergmasse, med enkelte partier av bedre kvalitet (COWI, 2012b). Sonen antas å være omtrent 60 m bred med varierende mektighet og kvalitet. En nærmere beskrivelse og illustrasjon er å finne i kapittel 3.

2.3.2. Seismikk

Det har siden 2000 blitt utført seismikk i flere omganger, senest i 2012. Dette innebærer både akustisk profilering og refraksjonsseismikk. Oversikt over skutt seismikk i profil kan ses i sin helhet i vedlegg 1. Refraksjonsseismikken er hovedsakelig utført for å kontrollere tolkninger fra akustikken, komplementere undersøkelsene ved kartlegging av løsmassetykkelse og bergmassekvalitet i utvalgte områder. Utvalgte områder er gjerne dyprenner langs havbunnstopografien, som for eksempel de som er beskrevet i kapittel 3.5 (COWI, 2012b).

Figur 2-6 viser at bergmassen generelt har relativt høye seismiske hastigheter, som tyder på god kvalitet. Det er registrert flere lavhastighetssoner langs traseen, i alt 69 stk., som oppsummert i tabell 3-20. Området nord for Kvitsøy (mot vestre Bokn) utmerker seg ved å ha omtrent alle sonene (17 stk.) med hastighet under 3000 m/s. Mer beskrivelse av den utførte seismikken er beskrevet i kapittel 3.



Figur 2-6 Seismisk hastighetsfordeling for undersjøisk del av Rogfasttunnelen (Eidesen, 2012)

2.3.3. Vanntapsmålinger

Det har blitt utført vanntapsmålinger i kjerne hull fra Alstein, Hesteholmen, Sauholmen, Krågøy og Krågøy Nord. Disse vanntapsmålingene er utført av Geodrilling, med unntak på Alstein hvor Entreprenørservice har gjort vanntapsmålingene. Det ble gjort vanntapsmålinger for hver femte meter. De resultatene som blir presentert er hentet fra den geologiske samlerapporten fra COWI (2012b). Tabell 2-3 viser en klassifisering av lugeonverdier.

Tabell 2-3 **Klassifisering av Lugeon-verdier (modifisert fra Quiñenes-Rozo, C., 2010).**

Lugeonverdi [l/(min, m)]	Klassifisering	Sprekkeforhold i bergmasse
<1	Veldig lavt	Veldig tett
1-5	Lavt	Tett
5-15	Moderat	Noen delvis åpne
15-50	Medium	Noen åpne
50-100	Høyt	Mange åpne
>100	Svært høyt	Åpne tett oppsprukket eller porer

For Alstein ligger verdiene fra 0 - 0,93 Lugeon. Med de høyeste verdiene fra 0 – 100 m i borhullet, mens etter 100 m er verdiene 0 – 0,16 Lugeon.

For Sauholmen er det gjort vanntapsmålinger i det opprinnelige hullet fra dybde 112 – 680 m. Her ble det målt verdier fra 0 – 5,17 Lugeon, de største verdiene ble målt frem til 405 m dybde mens etter 405 m ble det i all hovedsak ikke registrert innlekkasjer. Fra hull B er det gjort målinger fra dybde 477 – 961 m og her er det i all hovedsak registrert null innlekkasje. Fra 477 – 600 m er det registrert 0,17 – 1 Lugeon, etter 600 m er det ikke registrert innlekkasje.

Vanntapsmålinger ble også utført på Hestholmen, både i det opprinnelige hullet og i de to avgreiningene kalt borhull B og borhull C. I det opprinnelige er det målt fra 0 – 1,09 Lugeon ned til 446,4m. I borhull B er det hele veien ned fra 253,3 m til 500 m gjort målinger mellom 0 – 0,58 Lugeon. Helt i slutten til 514 ble det målt 0,58 – 1,15 Lugeon. For Hull C fra 151,2 – 419 m, er det blitt målt 0 – 0,62 Lugeon. Med unntak helt nederst i borhullet som viser vanntap på 1,76 Lugeon.

For Krågøys opprinnelige borhull er det gjort målinger fra 151,6 – 310,4 m. Verdiene er fra 0 – 0,38 Lugeon. Med unntak mellom 284,8 – 294,3 hvor det er målt 0,2 – 1,02 Lugeon. For avgreiningen hull B er det målt 0 – 0,46 Lugeon fra 164,0 – 270 m. Under 270 m ble det målt 0,65 – 1,02 Lugeon. Målinger for den siste avgreiningen hull C, ble det målt 0 – 0,46 Lugeon fra 57,1 m til 273,7 m. Fra dette nivået og til 315,5 var registrert verdier mellom 0 – 1,35 Lugeon, med enkelt verdier på 2,16 Lugeon.

I det opprinnelige borhullet ved Krågøy nord ble målt 0 – 0,62 Lugeon fra 100 m til 339,7 m. I avgreiningen hull B ble målt 0 – 0,89 Lugeon fra 131,7 m til 369,1 m.

2.3.4. Svelletester

Det er ved SINTEF faggruppe Geologi og bergteknikk utført testing av frisvelling, ødometerforsøk for måling av svelletrykk og XRD (påvisning av mineraler). Svelleegenskapene fra undersøkte prøver fra Sauholmen og Krågøy er presentert i tabell 2-4.

Tabell 2-4 Resultater fra svelletrykktesting og frisvelling (Friestad, 2011).

Borhull	Andel materiale <20µm (%)	Fri svelling (%)	Svelletrykk (MPa)
Sauholmen Hull A 184 m	6	126(Middels aktiv)	0,27 (aktiv/inaktiv)
Sauholmen Hull A 533 m	1	126(Middels aktiv)	For lite prøvemateriale
Sauhaolmen Hull B 558 m	3	127 (Middels aktiv)	For lite prøvemateriale
Krågøy Hull C 285 m	21	163 (Meget aktiv)	0,28 (aktiv/inaktiv)
Krågøy Hull C 294,5m	10	166 (Meget aktiv)	0,28 (aktiv/inaktiv)

For inaktive materialer ligger gjerne svelletrykket under 0,15 MPa. Aktivt sleppemateriale har svelletrykk fra ca. 0,3 MPa og oppover (Broch og Nilsen, 2009).

2.3.5. XRD-analyse (prosentvisfordeling av mineraler)

Tabell 2-5 viser XRD-analyse utført av Arnason i 2008 og prøvene er tatt fra dagen. Resultatene stemmer generelt bra med det som er observert med tynnslip, bortsett fra metagabbroen som har for høyt innhold av plagioklas og for lavt av amfibol.

Tabell 2-5 Mineralfordeling etter XRD-analyse (Arnason, 2008).

Prøvested	Randaberg	Alstein	Kvitsøy	Vestre Bokn
Bergart, prøve	Fyllitt, R1	Metagabbro, A1	Grønnstein, K1	Granittisk gneis, B1
Kvarts	47	10	-	14
Plagioklas	18	70	34	34
Kalifeltspat	5	-	8	46
Glimmer	19	4	-	4
Kloritt	11	1	16	-
Kalsitt	-	1	9	-
Epidot	-	8	21	2
Amfibol	-	6	11	-
Sum	100	100	100	100

Resultatene er generelt gode bortsett fra metagabbroen. Her er det for høyt plagioklas innhold og for lavt amfibol innhold i forhold til det en oppdaget på tynnslippet og håndstykket (COWI, 2012a).

2.3.6. Bergspenningsmålinger

Pöyry har utført bergspenningsmålinger fra et 227 dypt borehull på Krågøy Nord. Det var store problemer med å utføre bergspenningsmålinger, av den grunn ble det kun målt ved ca. 75 m og 200 m dybde i homogen grønnstein. Dessverre var det kun på de to dybdene det ble påtruffet homogen grønnstein (Pöyry, 2012). På grunn av den minimale datamengden og de lave tøyningene i forhold til de prosessene som foregår i overboringsmetoden, har Pöyry (2012) sagt at usikkerheten til målingene er ± 3 MPa. Tabell 2-6, viser resultatene fra bergspenningsmålingene.

Tabell 2-6 Oppmålt størrelse og retning på hovedspenninger (Pöyry, 2012).

Nivå	Vertikalt djup [m]	Magnitud och bäring/stupning på huvudspänningarna					
		σ_1		σ_2		σ_3	
		[MPa]	[°N/°]	[MPa]	[°N/°]	[MPa]	[°N/°]
1	75.21	2.9	020/77	1.6	184/13	-0.7	301/02
2	198.32	12.1	275/74	11.1	073/15	4.3	164/06

På nivå 1, er σ_1 ca. lik den teoretisk beregnede vertikalspenningen (2,9 MPa mot 2,0 MPa). Mens σ_3 er tilsier strekkspenning, Pöyry (2012) forteller i sin rapport at dette virker noe

urimelig, og at en må tenke på usikkerheten. Oppsummerende kan en likevel si at det er lave horisontale spenninger, dvs. at det er lave tektoniske spenninger.

På nivå 2, er σ_1 høyere enn den teoretiske beregnede vertikalspenningen (12,1 MPa mot 5,2 MPa). At forskjellen fra den målte og den beregnede spenningen er så stor, tyder sannsynligvis på at det ikke har vært en fullgod måling. Størrelsen til σ_3 er atskillig høyere enn på nivå 1, men er fortsatt moderat (Pöyry, 2012).

2.3.7. E-modul, Poissons-forhold og trykkfasthet

Det er skrevet masteroppgaver og prosjektoppgaver om ingeniørgeologiske forhold på Rogfast. Friestad (2011, 2012), Arnason (2008) og Gjerde (2003) har alle gjort ulike laborietester av ingeniørgeologiske parametere for NTNU og Institutt for geologi og bergteknikk. De har både gjort tester for styrkeparametere og borbarhetsparametere.

Friestad utførte i 2012 og 2011 styrketester på kjerneprøver, disse er presentert i Tabell 2-7 og tabell 2-8.

Tabell 2-7 Styrkeparametere fra Krågøy Nord (KN 30) og det vertikale bergspenningsmålingsshullet (KN 80) (Friestad, 2012).

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

Tabell 2-8 Styrkeparametere fra Krågøy og Hestholmen (Friestad, 2011).

Borhull (dybde)	Bergart / beskrivelse	Trykkfast [Mpa] (gj sn./std avv.)	E-Modul [GPA] (gj sn./std avv.)	Poisson's forhold
Krågøy A (28-31)	Grønnskifer	43,4 / 9,4	62,41 / 19,38	0,25 / 0,04
Krågøy C (240-244)	Overgang grønnskifer / svartskifer	28,5 / 8,6	13,83 / 8,66	0,13 / 0,03
Hestholmen B (470-475)	Grønnskifer	54,5 / 7,5	46,12 / 11,61	0,17 / 0,03
Hestholmen B (485-486)	Overgang grønnskifer / svartskifer	20,3 / 9,2	37,16 / 10,21	0,39 / 0,30
Hestholmen C (329-332)	Svartskifer	79,5 / 10,9	62,43 / 8,72	0,25 / 0,03
Hestholmen C (392-399)	Svartskifer (småfolda)	39,1 / 29,8	43,32 / 29,31	0,22 / 0,11

Arnason utførte i 2008 disse styrketestene på prøver tatt fra dagen, se tabell 2-9. Under følger en bokstavforklaring om hvor prøven er hentet fra. Alle testene ble utført normalt på foliasjonen.

R1 = Randaberg

A1 = Alstein

K2 = Kvitsøy

B1 = Vestre Bokn

Tabell 2-9 Styrkeparametere fra prøver tatt i dagen (Arnason, 2008).

Bergart, prøve	E-modul[GPa] Gj snitt/ std avv	Poissons forh. Gj snitt/ std avv	Trykkfasthet[MPa] Gj snitt/ std avv
Fyllitt, R1	21,4 / 0,88	0,190 / 0,118	58,9 / 9,15
Matagabbro, A1	66,4 / 4,07	0,180 / 0,035	242,8 / -
Grønnstein, K2	52,3 / 1,20	0,190 / 0,036	125,4 / 16,84
Granittisk gneis, B1	49,39 / 2,11	0,127 / 0,006	190,8 / 11,1

Gjerde utførte i 2003 også flere tester på ulike bergarter for Rogfasttunnelen. Disse prøvene er også hentet fra dagen, se tabell 2-10.

Tabell 2-10 Styrkeparametere fra prøver tatt i dagen (modifisert etter Gjerde, 2003).

Prøve	Belastnings-retning	Trykkfasthet [MPa]/std avv	Bruddvinkel	E-modul[GPa] /std avv	Poissons forholdstall/ std avv
Fyllitt fra Randaberg	Normalt	16,6 / -	38	17,6 / 7,98	0,07 / 0,04
Fyllitt fra Randaberg	Parallelt	28,7 / 15,52	0	40,2 / 13,84	0,13 / -
Grønnstein fra Kvitsøy	-	76,3 / 28,15	22	44,6 / 1,48	0,25 / 0,06
Fyllitt fra Vestre Bokn	Normalt	89,3 / -	30	17,0 / -	0,06 / -
Fyllitt fra Vestre Bokn	Parallelt	53,5 / 8,17	16	47,8 / 6,72	0,13 / 0,01
Granittisk gneis fra Vestre Bokn	Parallelt	40 / 4,67	0	23,9 / 4,52	0,20 / 0,04

2.3.8. Borbarhetsindekser: BWI, DRI og CLI

Det også blitt utført tester for å bestemme borbarhetsindeksene BWI (Bit Wear Index), DRI (Drilling Rate Index) og CLI (Cutter Life Index) i forbindelse med masteroppgavene til Friestad (2012), Arnason (2008) og Gjerde (2003).

Testresultater for bestemmelse av borbarhetsindekser

Tabell 2-11, viser testresultater av kjerneprøver fra Krågøy Nord (KN 30) og det vertikale bergspenningsmålingshullet (KN 80), utført av Friestad i 2012.

Tabell 2-11 Testresultater for bestemmelse av borbarhetsindekser (modifisert etter Friestad, 2012).

Prøvested og Bergart	KN 30 41-47 Grønnstein	KN 30 354-360 Svartskifer	KN 80 180-186 Grønnstein	KN 80 214-221
Densitet (g/cm ³)	2938 ± 35	2714 ± 14	2962 ± 16	2747 ± 23
Flisighetstall	1,39	1,71	1,43	1,48
Pakningsgrad				
Sprøhetstall	41	56	39	42
Siever's J-verdi	75,86 ± 22,51	64,29 ± 12,36	93,78 ± 10,97	8,46 ± 4,47 Svartskifer 85,46 ± 8,09 Grønnstein
Slitasjeverdi AV	0,5	3,5	1	1
Slitasjeverdi AVS	0,5	9	2	8

Tabell 2-12, viser testresultater fra prøver tatt i dagen, utført av Arnason i 2008.

Tabell 2-12 Testresultater for bestemmelse av borbarhetsindekser (Arnason, 2008).

Prøvested	Randaberg	Alstein	Kvitsøy	Vestre Bokn
Bergart, prøve	Fyllitt, R1	Metagabbro, A1	Grønnstein, K1	Granittisk gneis, B1
Densitet (g/cm ³)	2,74	2,96	2,97	2,71
Flisighetstall	1,37	1,29	1,42	1,36
Pakningsgrad	1,33	0,5	1,33	0,33
Sprøhetstall (Standardavvik)	48,0 (0,49)	28,1 (1,5)	35,8 (1,31)	39,8 (1,39)
Siever's J-verdi (Standard avvik)	29,61 (26,78)	3,55 (0,44)	31,62 (20,28)	3,87 (2,83)
Slitasjeverdi AV	30	6	2	17,3
Slitasjeverdi (AVS)	15	5,5	1	13,5

Tabell 2-13, viser testresultater fra prøver tatt i dagen, utført av Gjerde i 2003.

Tabell 2-13 Testresultater for bestemmelse av borbarhetsindekser (Gjerde, 2003)

Prøvested Bergart, prøve	Randaberg Fyllitt, R	Kvitsøy Grønnstein, G	Vestre Bokn Fyllitt, BF	Vestre Bokn Granittisk gneis, BG
Densitet (g/cm ³)	2,83 1,41	2,90 1,41	2,80 1,32	2,71 1,30
Flisighetstall Pakningsgrad	2,7	2,3	3,0	1,3
Sprøhetstall (Standardavvik)	40,6 (1,3)	36,4 (3,3)	41,7 (4,0)	52,4 (2,7)
Siever's J-verdi (Standard av- vik)	55,38 (9,6)	98,27 (12,3)	47,59 (29,4)	7,16 (3,87)
Slitasjeverdi AV	2,5	1	4,5	12,5

BWI, DRI og CLI

Tabell 2-14, 2-15 og 2-16, er resultatene fra borbarhetstester fra henholdsvis Friestad, Arnason og Gjerde.

Tabell 2-14 Resultater fra borbarhetstesten (Friestad, 2012).

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

Tabell 2-15 Borbarhetsindekser og slitasjeevneparameteren VHNR (Arnason, 2008).

Prøvested	Randaberg	Alstein	Kvitsøy	Vestre Bokn
Bergart, prøve	Fyllitt, R1	Metagabbro, A1	Grønnstein, K1	Granittisk gneis, B1
DRI	55	23	43	36
BWI	34	63	28	53
CLI	18	11,7	52,3	8,6
VHNR	714	659	615	779

Tabell 2-16 DRI og BWI fra borbarhetstesten (Gjerde, 2003).

Prøvested	Randaberg	Kvitsøy	Vestre Bokn	Vestre Bokn
Bergart, prøve	Fyllitt, R	Grønnstein, G	Fyllitt, BF	Granittisk gneis, BG
Borsynkindeks (DRI)	51	49	51	52
Borslitasjeindeks (BWI)	24	19	27	32

3. Gjennomgang av bergmassekvalitet og inndeling etter vanskelighetsgrad

Dette kapittelet er som nevnt i innledningen, skrevet i samarbeid mellom masterstudentene Hans Christian Gjelsnes og Jonas Eidesen. Innledningsvis er en beskrivelse av metoden bak arbeidet som er utført. Deretter presenteres arbeidet med kjerneboringene og de resultatene det har gitt. Videre benyttes resultatene til å gjøre en egen korrelasjon mellom Q-verdi og seismisk hastighet for Rogfast. Deretter gis en klassifisering av alle sonene ved inndeling i tre ulike vanskelighetsgrader og tilhørende sikringsklasse. Til slutt gjøres en vurdering av de fem vanskeligste områdene.

3.1 Metodikk for gjennomgang av bergmassekvalitet

Formålet er å knytte kjerneboringene opp mot nærliggende seismiske hastigheter, for å klassifisere lavhastighetssoner som ikke er undersøkt med kjerneboringer. Dette gjøres ved å sammenligne Q-verdier fra kjerneboringene med de registrerte nærliggende seismiske lavhastighetssoner. Videre benyttes dette til å lage en egen Rogfastkorrelasjon mellom Q-verdi og seismisk hastighet.

For å lage en egen korrelasjon mellom Q-verdier og seismiske hastigheter for Rogfast, ble tabell 3-1 laget. Tabellen gir en oversikt over hvilket og hvor i borhullet det er dårlig bergkvalitet ($Q \leq 1$), samtidig som det gis en kort beskrivelse av bergmassens karakter. Plantegningene og profilene, figur 3-1, 3-2, 3-3, 3-4, 3-5 og 3-6, gir et bilde på kjerneboringenes plassering i forhold til trase og seismikk. Borhullene er påtegnet etter slik de er avbildet i den geologiske rapporten fra COWI (2012b). Videre har disse blitt projisert vinkelrett inn på trasen for å kunne tegne inn borhullene i profiltegnene.

For hvert borhull har det blitt utarbeidet et histogram, som viser gjennomsnittlige Q-verdier over en viss seksjon i borhullet, se figur 3-7, 3-8, 3-9, 3-10, 3-11 og 3-12. På grunn av enkelte områder med sprikende Q-verdi, ble det nødvendig å definere en grense. Denne grensen er blitt satt som $Q \leq 1$. En seksjon er en kjernemeter på 3 m eller lengre med $Q \leq 1$, dette blir regnet som en svakhetssone eller en strekning med tilstrekkelig dårlig bergkvalitet. Ved hjelp av histogrammene og karakteren til sonen, er det forsøkt å bestemme en Q-verdi for hele sonen som sammenlignes opp mot målt seismisk hastighet, se tabell 3-2.

I tabell 3-2 har det blitt satt en Q-verdi over en kjerneboringssone som menes å representere en bestemt seismisk hastighet. I alle tilfeller har Q-verdien variert over sonen og det har da blitt benyttet en snittverdi av Q, som korreleres mot seismisk hastighet. For kjerneboringer hvor det er boret flere hull på samme sted, har det blitt forsøkt å sammenligne Q-verdiene og gi en verdi som er representativ.

Etter å ha sett på samtlige borhull og gjort en sammenligning med nærliggende seismiske hastigheter, ble det plottet Q-verdi mot seismisk hastighet, se figur 3-17. Resultatet fra den statistiske regresjonen ga en korrelasjonsformel, se formel 1, som kan benyttes for å gi en Q-verdi til alle andre lavhastighetssoner langs trasen. Dermed kan sonene klassifiseres i henhold til Q-systemet, og derav gi et estimat for blant annet sikring og vanskelighetsgrad. Samt en gjennomgang og rangering over de fem vanskeligste områdene på trasen.

Q-verdiene fra Hesteholmen, Krågøy, og Krågøy Nord er satt av Statens vegvesen, mens Q-verdiene for Sauholmen og Alstein er satt av Hans Christian Gjelsnes og Jonas Eidesen i samråd med hovedveileder Bjørn Nilsen og medveileder Øyvind Dammyr under befaringen i Stavanger den 12 og 13. februar 2013.

Generelt er Q-verdier satt fra kjerneprøver litt forskjellig fra de som er satt i dagen eller på tunnelstøff. Blant annet er vannforholdene vanskelig å bestemme ut ifra kjerneprøver, slik at J_w er satt lik 1, da det antas at injeksjon skal føre til en relativ tett tunnel. Videre er sprekkeseppparameteren J_n noe vanskelig å bestemme, på grunn av vanskeligheter med å se sprekkens orientering fra kjerneprøver. Se vedlegg 2, for Q-skjema med formel.

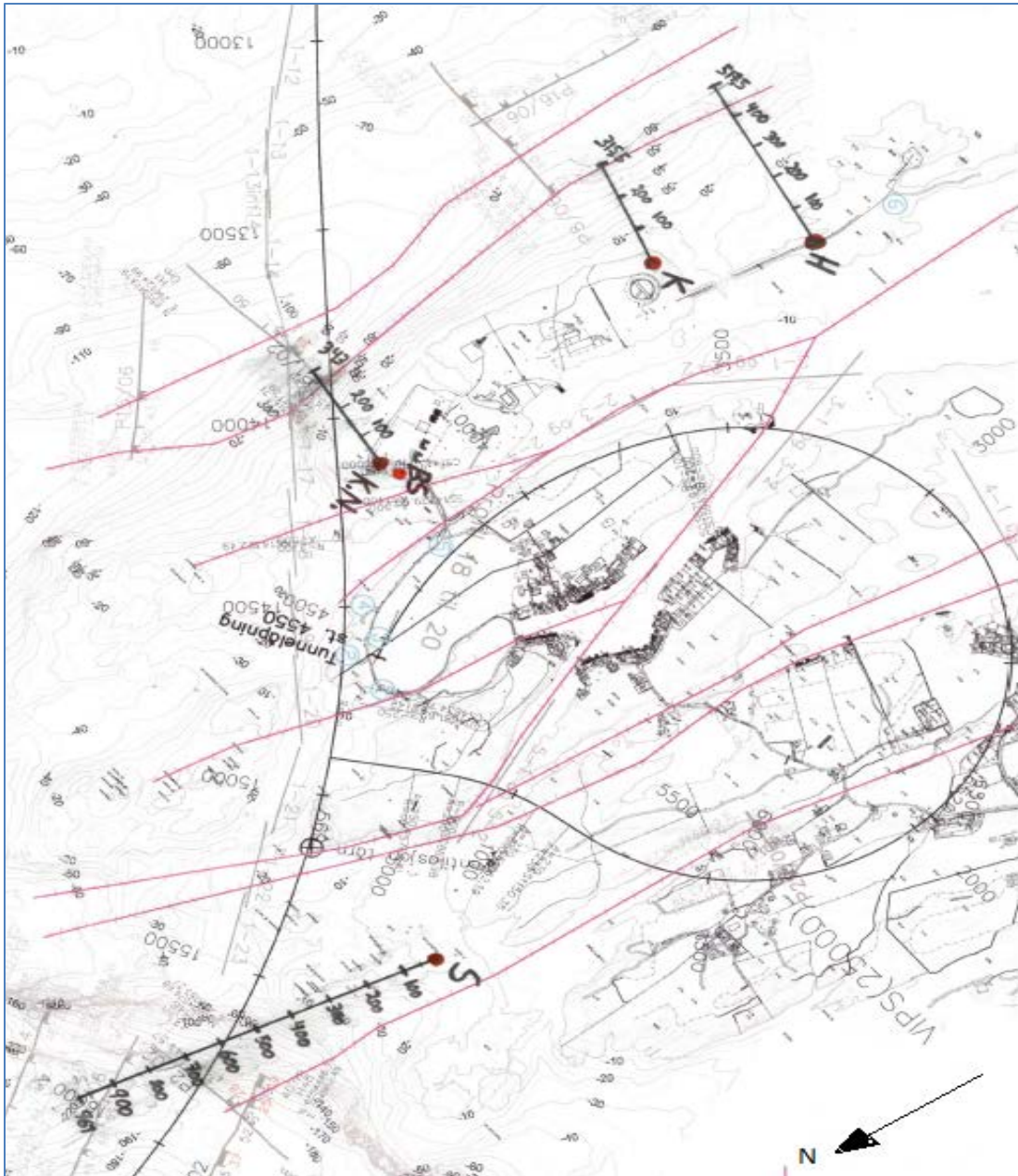
3.2 Presentasjon av kjerneboringer og seismikk

Ingeniørgeologiske kart og profiler vil bli presentert for å illustrere hvorfor og hvordan seismikken og kjerneboringene har blitt sammenlignet med hverandre. Histogrammene gir en oversikt over gjennomsnittlige Q-verdier i de forskjellige borhullene. Som senere brukes til å korrelere seismikk hastighet med Q-verdi.

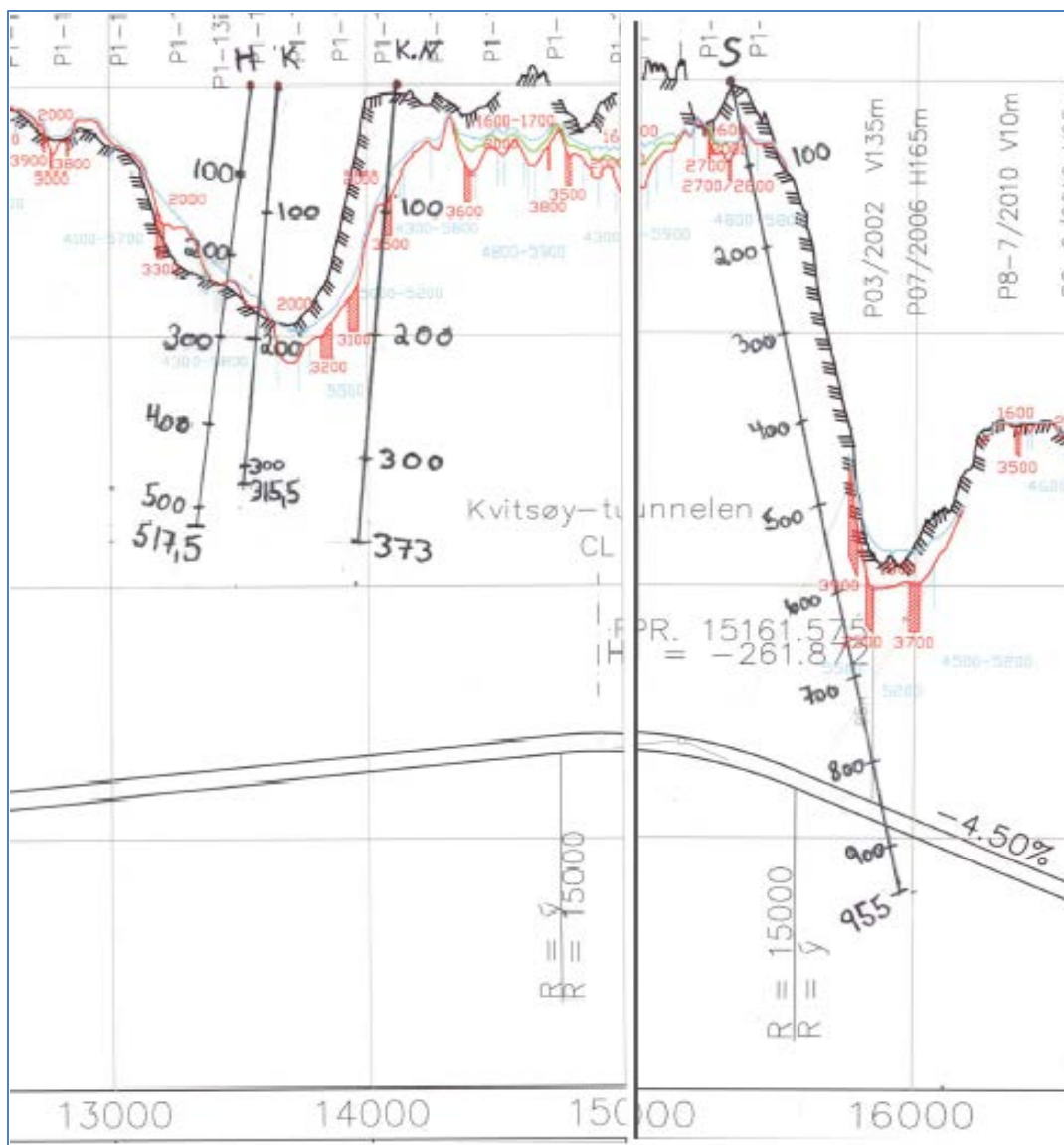
3.2.1. Ingeniørgeologiske kart og profiler

Figur 3-1, 3-2 og 3-3, viser plan- og profilkart over kjerneboringer og seismikk fra henholdsvis Hesteholmen, Krågøy, Krågøy Nord, Sauholmen og Alstein. I figur 3-1, 3-2 og 3-3 er det påtegnet kjerneboringenes lokasjon og forløp. For profilkartene i figur 3-2 og 3-3 er kjerneboringen projisert inn fra plan til profil. Disse figurene brukes som grunnlag for å sammenligne bergkvalitet og seismisk hastighet.

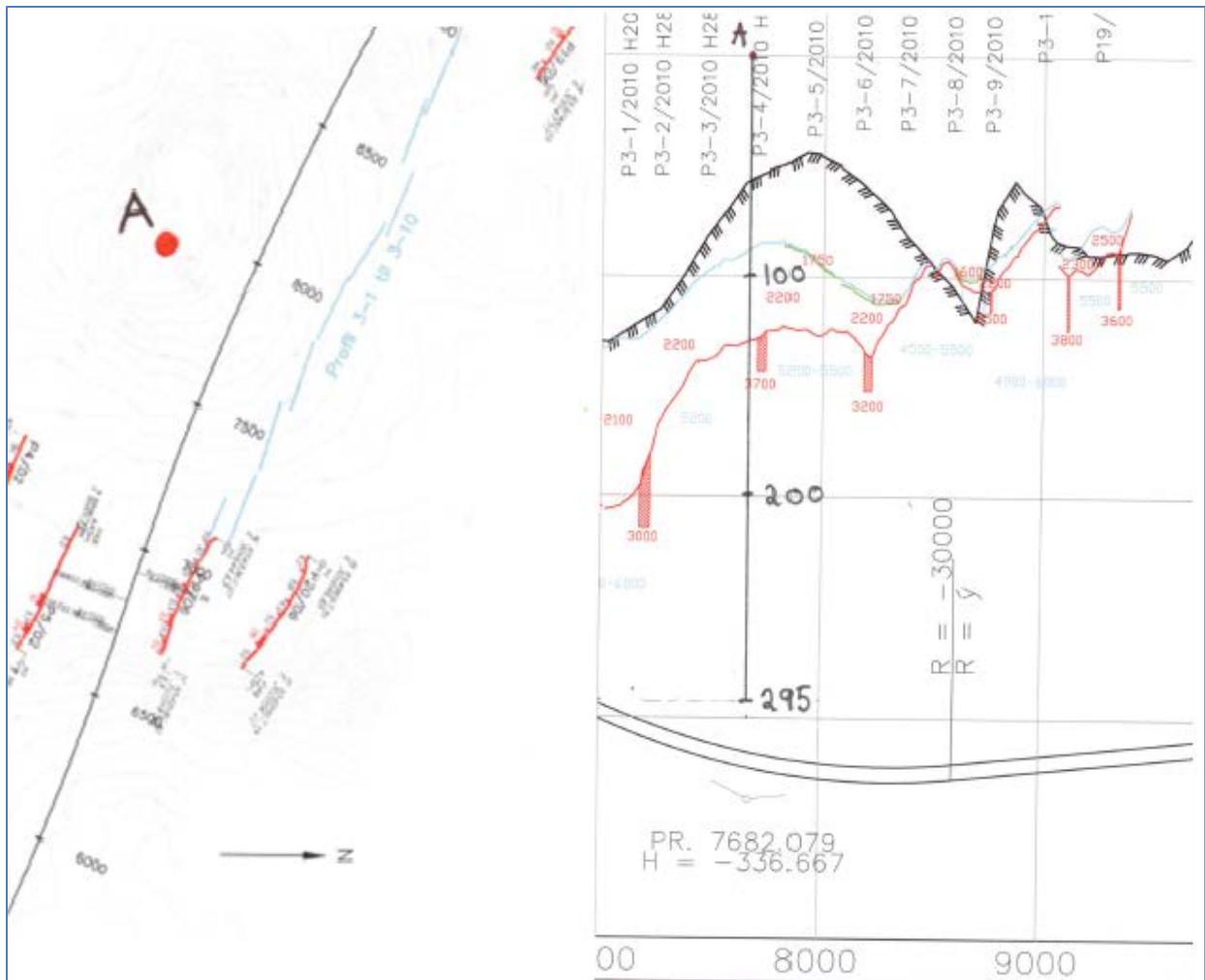
Figur 3-1, viser rosa linjer som beskriver antatte svakhetssoner. For Hesteholmen, Krågøy og Krågøy Nord har en konsentrert seg om den siste delen av borhullene, hvor den antatte svakhetssonen skal gå og hvor bergkvalitet kan sammenlignes med seismisk hastighet. Sauholmen krysser ingen antatt svakhetszone, men det er skutt seismikk på tvers av kjerneboringene, slik at bergkvalitet kan sammenlignes med seismisk hastighet. Figur 3-4, 3-5 og 3-6 viser nærbilder av hvor borhullene og seismikken har blitt utført. Tabell 3-1 og 3-2 viser hvilke seismiske hastigheter som er knyttet opp mot bergkvaliteten i kjerneboringene.



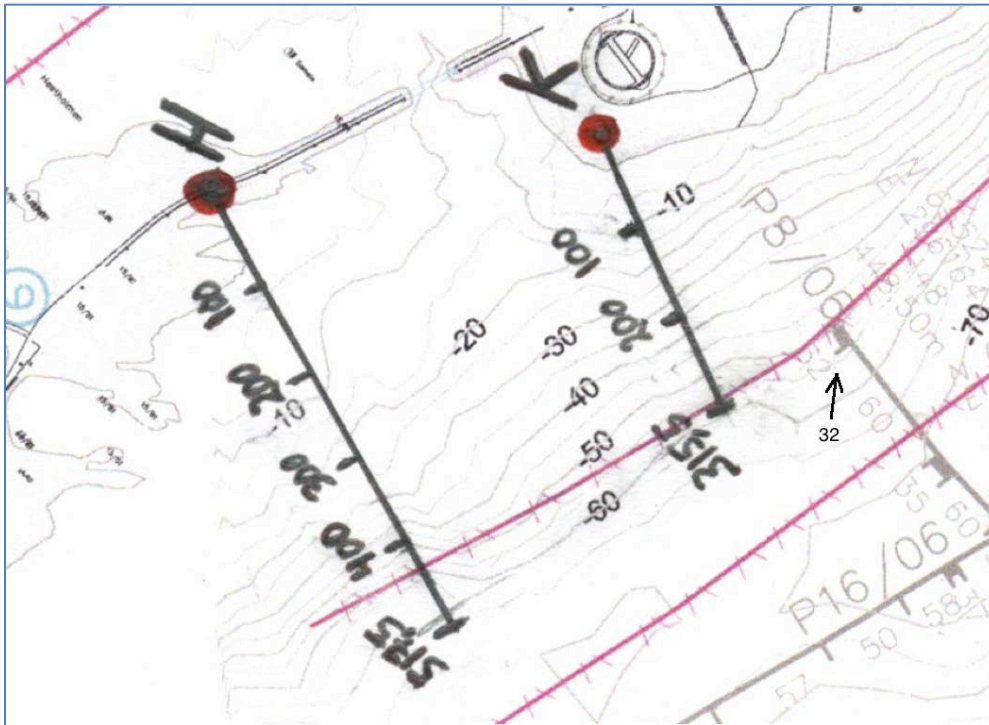
Figur 3-1 Plan-tegning med seismikk, antatte svakhetssoner (rosa linjer) og påtegnede kjerneboringer gjort ved Hestholmen (H), Krågøy (K), Krågøy nord (K.N.), bergspenningsmåling Krågøy nord (B.S.) og Sauholmen (S) (modifisert etter COWI, 2013).



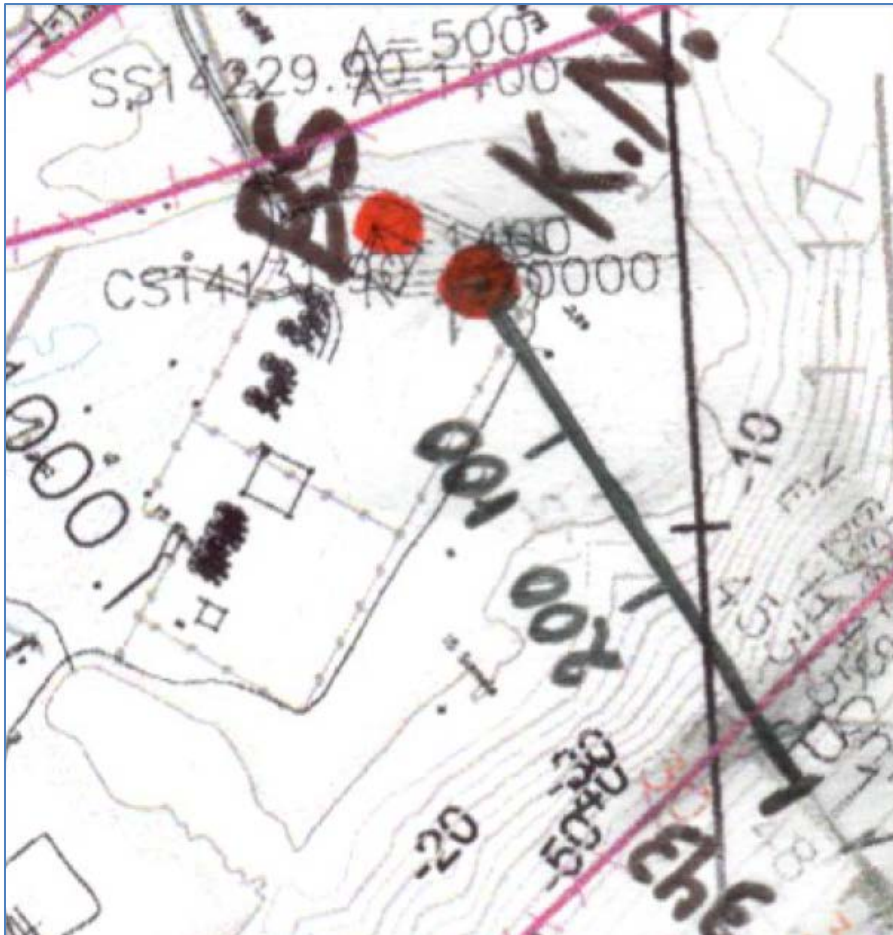
Figur 3-2 Ingeniørgeologiskprofil med påtegnet kjerneboringer ved Hestholmen, Krågøy, Krågøy nord og Sauholmen (modifisert etter COWI, 2013).



Figur 3-3 Plantegning og ingeniørgeologiskprofil med påtegnet kjerneboring ved Alstein (A) (modifisert etter COWI, 2013).



Figur 3-4 Nærbilde av Hesteholmen og Krågøy, og seismiske hastigheter i nærheten. Pilen viser at den seismiske hastigheten i nærheten er 3200 m/s (modifisert etter COWI, 2013).



Figur 3-5 Nær bilde av Krågøy nord og bergspenningsshullet og seismiske hastigheter (modifisert etter COWI, 2013)



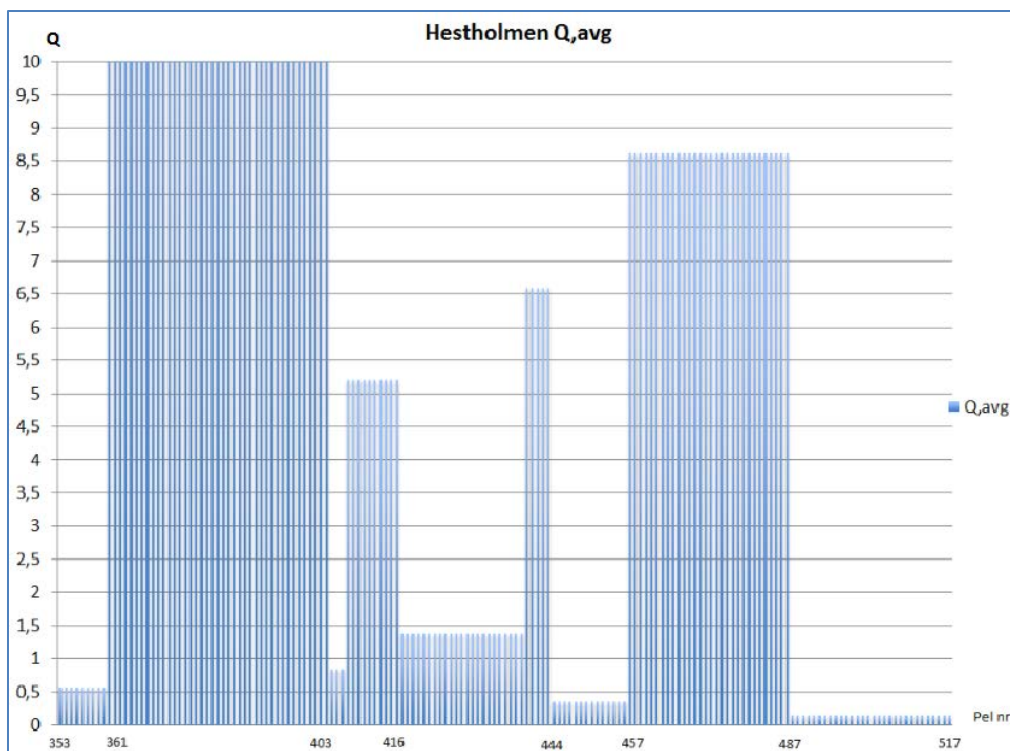
Figur 3-6 Nær bilde av Sauholmen og seismiske hastigheter i nærheten (modifisert etter COWI, 2013).

3.2.2. Histogrammer over kjerneboringene

Histogrammene med gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi (Q, avg) i kjerneboringene er gitt i figur 3-7, 3-8, 3-9, 3-10, 3-11 og 3-12. Histogrammene gir en oversiktlig fordeling over bergkvaliteten i de forskjellige borhullene. Tabell 3-1, gir en nærmere beskrivelse av bergmassen i de forskjellige borhullene. Hele lengden til borhullet er ikke representert. Dette er fordi det er valgt ut den delen som kan sammenlignes med seismisk hastighet (se figur 3-1), og fordi det generelt er god bergmassekvalitet i den øvre delen av borhullene. Det er ikke laget et histogram over Alstein.

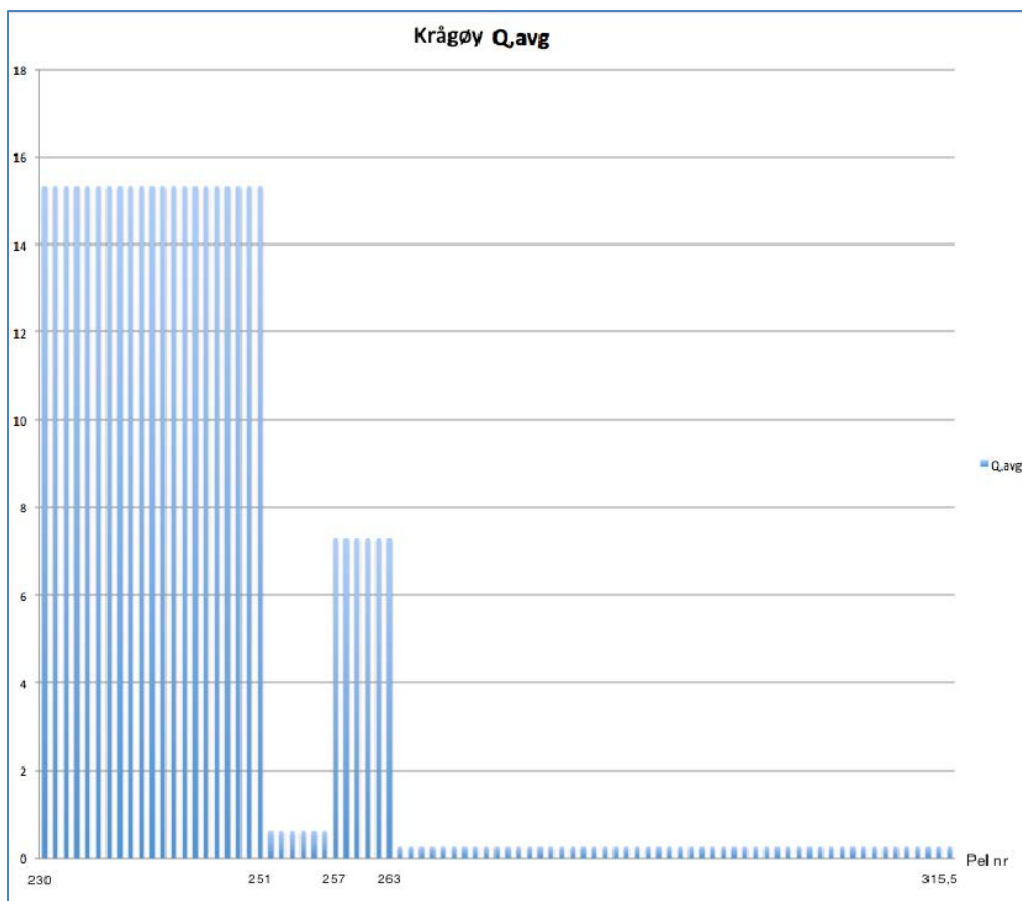
Som tidligere nevnt er kjernelengder på 3 m eller lengre, som har verdi på $Q \leq 1$, slått sammen til en gjennomsnittlig Q-verdi (Q, avg) og beskrevet som en svakhetszone eller seksjon med dårligere bergmassekvalitet.

For Hesteholmen, i figur 3-7, er det varierende bergkvalitet. Fra pel nr. 487 til 517 er den laveste gjennomsnittlige Q-verdien 0,144. Her blir ikke bergmassekvalitet bedre på slutten av borhullet, noe som tyder på at en ikke har kommet igjennom svakhetssonen. Noe som gjør det vanskelig å si noe om bredden til sonen.



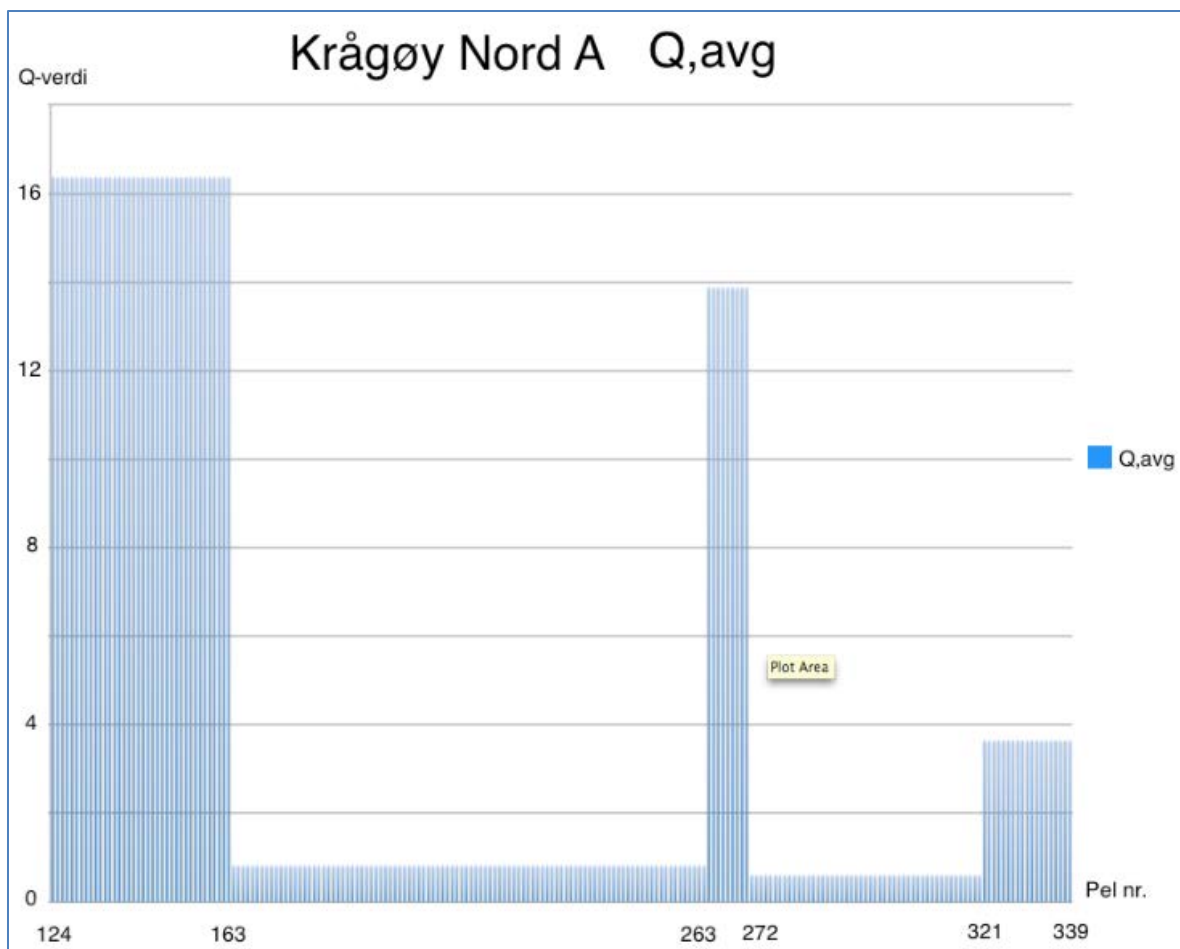
Figur 3-7 Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Hestholmen.

For Krågøy, figur 3-8, er det jevnt over høy Q-verdi frem til pel 263. Fra pel 263 og til slutten av borhullet er det en gjennomsnittlig Q-verdi på 0,265. Akkurat som Hestholmen kommer ikke Krågøy igjennom svakhetssonen, og igjen blir det vanskelig å si en eksakt bredde på sonen.

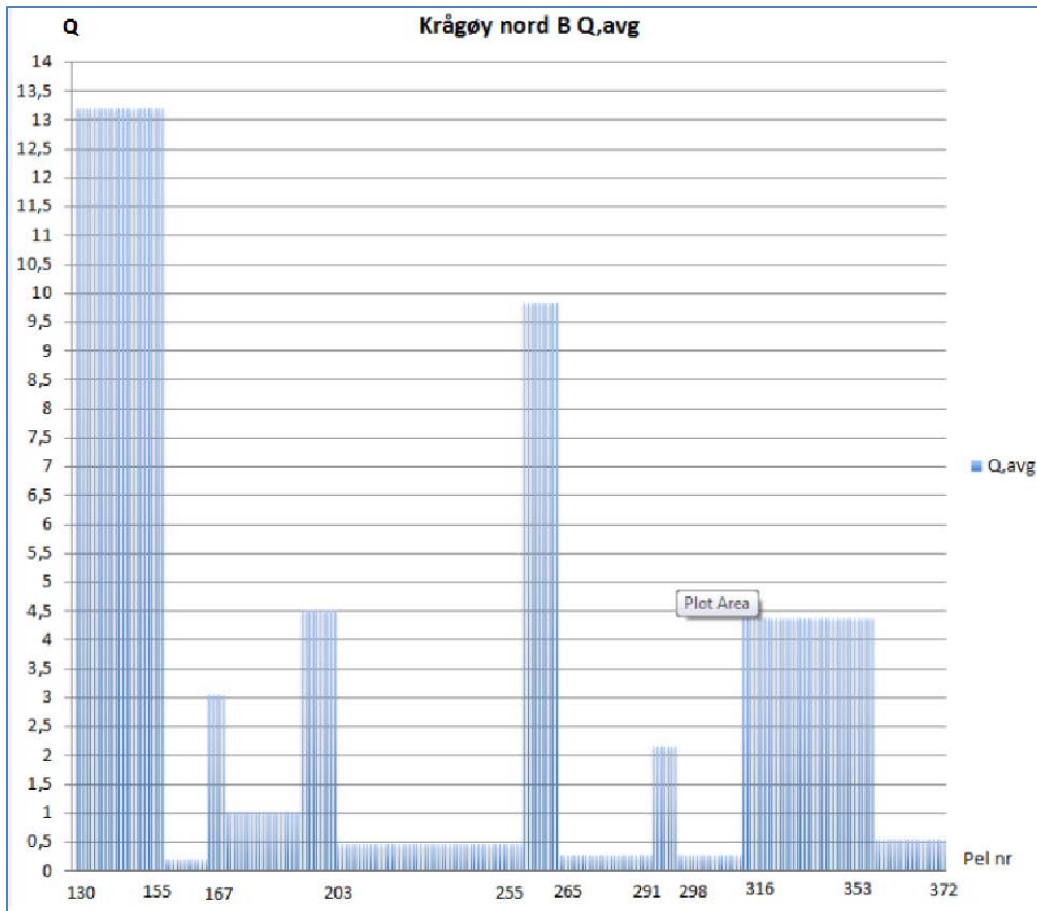


Figur 3-8 Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Krågøy.

For Krågøy Nord er det laget to histogrammer, figur 3-9 og 3-10, både for hull A og hull B. Det er litt mer variasjon i Q-verdi for hull B, men generelt er trenden den samme. Trenden er best gitt i hull A, figur 3-6, hvor pel 163 til 263 har en Q-verdi på 0,824. Så kommer en seksjon i midten med bedre Q-verdi, før Q-verdien synker til 0,607 fra pel 272 til 321. Mot slutten av borhullet er Q-verdien 3,65, og dermed har en trolig kommet igjennom svakhetssonen.

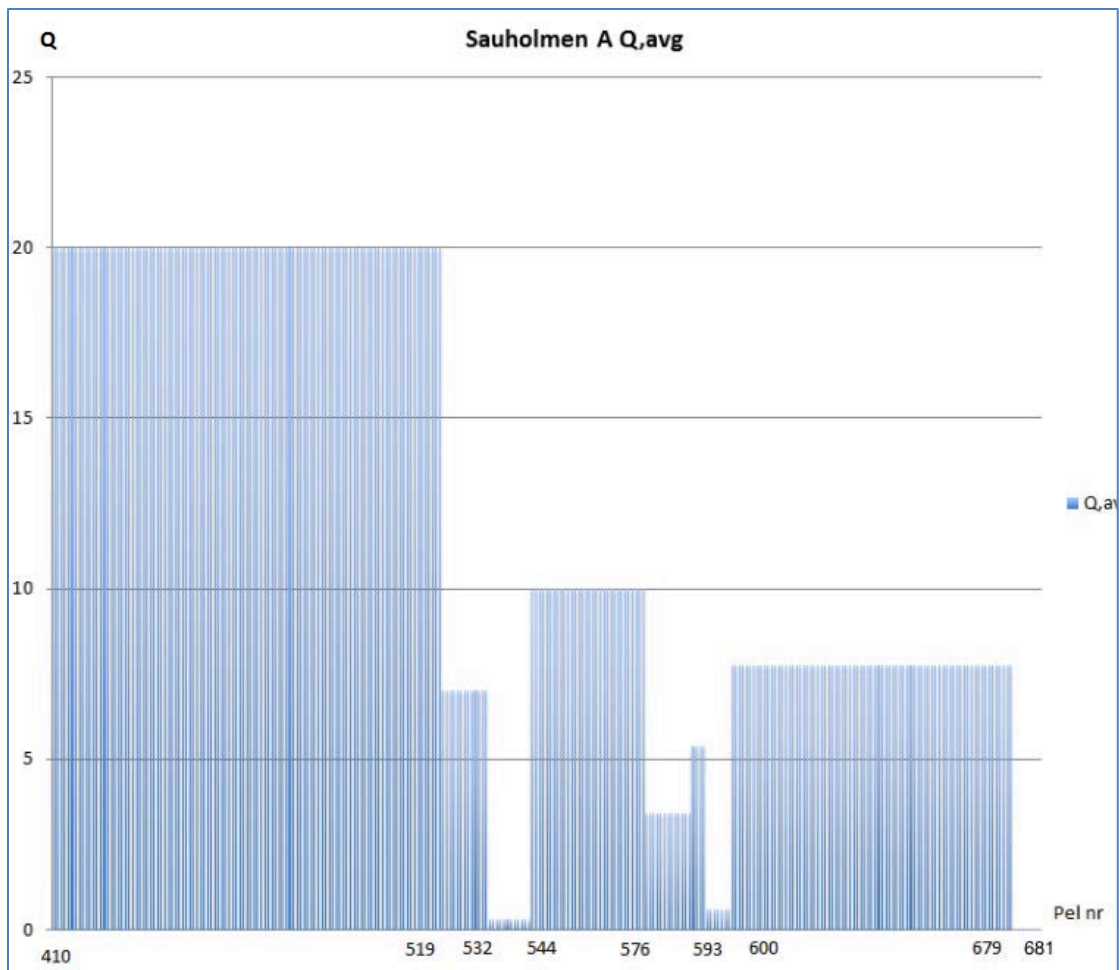


Figur 3-9 Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Krågøy Nord hull A.

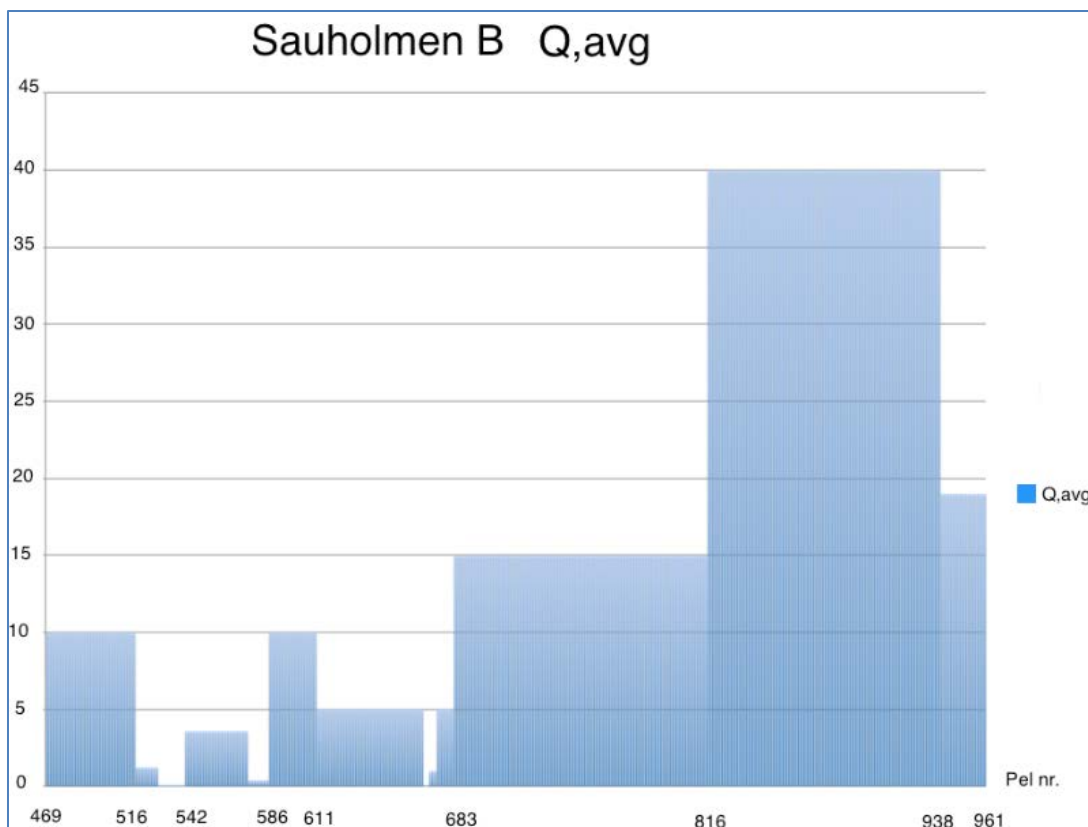


Figur 3-10 Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Krågøy Nord hull B.

For Sauholmen er det også laget to histogrammer, figur 3-11 og 3-12, et for hull A og et for hull B. Hull A stopper på pel 681, mens hull B stopper på pel 961. Generelt viser hull B litt dårligere Q-verdi i starten enn hull A, men generelt god Q-verdi. I Hull A ved pel 679 til slutten er det Q-verdi på 0,0125. Hull B viser Q-verdi på 0,015 fra pel 667 til 669. Dette er antageligvis samme sone, men siden hull B har blitt styrt annerledes under boring enn hull A vil ikke hull A og hull B samsvare eksakt. Dette kan også være en årsak til variasjon i hull A og B fra Krågøy nord.



Figur 3-11 Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Sauholmen A.



Figur 3-12 Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Sauholmen B.

3.2.3. Beskrivelse av aktuelle deler fra kjerneboringene

En oversikt over bergmassekvaliteten og karakter er gitt i tabell 3-1. Denne tabellen beskriver kun utvalgte lengder fra kjerneboringene. Tabellen er utarbeidet ved egen befarings av kjerneprøvene, samt NGU sin kjerneprøverapport (NGU, 2011). I hvert borehull er det valgt ut en bestemt lengde i kjerneboringen, som vurderes mest trolig til å representere en seismisk hastighet. Nærmere begrunnelse er gitt i kapittel 3.3 i tabell 3-2.

Tabell 3-1 Oversikt over karakteristiske trekk i kjerneboringene.

Borehull	Kjernelengde	Karakter
Hesteholmen	403 m – 517.5 m	<ul style="list-style-type: none"> - Bergarter: Grafitt og kvartsrik svartskifer, og en mindre andel grønnstein/grønnsteinskifer. - 403 – 457 m: Grafitt- og kvartsrik bergart med talk- og leirerik knusningssoner, siltig til sandig breksjer. - 457 – 487 m: Foliert og foldet grønnstein med tallrike kalsitt- og kvartstårer. Oppsprukket og sementerte breksjer dukker opp med intervall. Noen av disse intervallene opptrer som knuste/ikke-kohesive breksjer. - 487 – 517,5 m: Intervaller med større mengder siltig til sandig breksjer i svartskifer, med fragmentert kvarts. Ved siden av knusningssonene er bergarten oppsprukket. Breksjene kan være flere meter tykke og inneholder sleppemateriale/leire, se bilde i figur 3-13. Q snitt = 0,145 Representerer $V_p = 3200$ m/s, se figur 3-4. Sonebredde kjerneprøve: ca. 30m Sonebredde seismikk: ca. 22m - Q-verdier over hele borhullet, figur 3-7. Q, snitt: 0,14 – 8,62 Laveste registrerte Q: 0,00625 Høyeste registrerte Q: 26,67
Krågøy	230 m – 314 m	<ul style="list-style-type: none"> - Bergarter: Grønnstein, grafitt- og kvartsrik svartskifer. - 230 – 250 m: Foliert og foldet grønnstein med noe lag med grafitt- og kvartsrik svartskifer. - 251 – 256 m: knusningssone av breksje, med innhold av sleppemateriale/leire. Sammen med svært oppsprukket svartskifer. - 257 – 262 m: Noe oppsprukket grafittrik svartskifer - 263 – 314 m: Oppsprukket /knust svartskifer med knusningssoner med sleppemateriale/leire

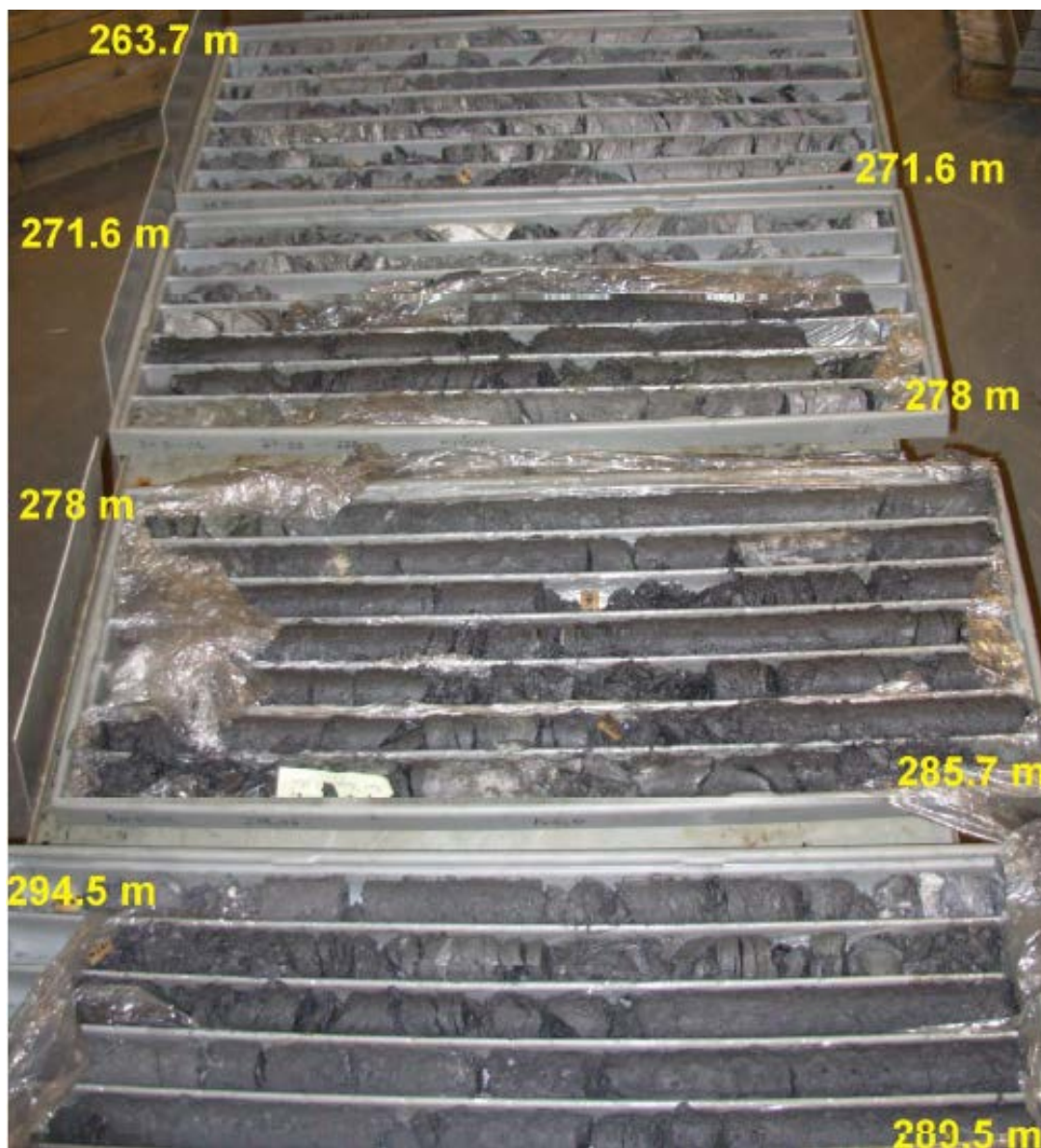
		<p>bærende breksjer. Enkelte kvarts pegmatitt intervaller, se bilde i figur 3-14. Q, snitt = 0,27 Representerer $V_p=3200$ m/s, se figur 3-4.</p> <p>Sonebredde kjerneprøve: ca. 50 m Sonebredde seismikk: ca. 22 m</p> <ul style="list-style-type: none"> - Q-verdi over borhullet, se figur 3-8: Q, snitt: 0,265 – 15,337 Laveste registrerte Q: 0,00625 Høyeste registrerte Q: 43,33
Krågøy Nord	125 m – 342,8 m	<ul style="list-style-type: none"> - Bergarter: Grønnstein, grafitt- og kvartsrik svartskifer. - 125 – 162 m: Grønnstein med intervaller med grafitt- og kvartsrik svartskifer. Enkelte intervaller med oppsprukket berg. - 163 – 261 m: Oppsprukket /knust svartskifer med knusningssoner med sleppemateriale/leire bærende breksjer. Enkelte korte intervaller med lite oppsprukket svartskifer. - 262 – 271 m: Oppsprukket grafittrik svartskifer. Noen intervaller med bedre kvalitet. - 272 – 320 m: Oppsprukket /knust svartskifer med knusningssoner med sleppemateriale/leire bærende breksjer, se bilde i figur 3-15. <p>Hull A: 272 – 320 m, Q,snitt = 0,61 Hull B: 298 – 315 m, Q,snitt = 0,27 Representerer $V_p = 3000$ m/s, se figur 3-5.</p> <p>Sonebredde kjerneprøve: ca. 50m Sonebredde seismikk: ca. 22m</p> <ul style="list-style-type: none"> - 321 – 372 m: Oppsprukket grafittrik svartskifer. Noen intervaller med bedre kvalitet. - Q-verdi over borhullet, se figur 3-9 og 3-10: Q, snitt: 0,6075 – 16,375 Laveste registrerte Q: 0,05 Høyeste registrerte Q: 50
Sauholmen	410 – 961 m	<ul style="list-style-type: none"> - Bergarter: Grønnstein, grafitt- og kvartsrik

		<p>svartskifer.</p> <ul style="list-style-type: none"> - 410 – 519 m: Kloritt rik grønnstein/skifer, foldet med kalsittårer. Skjærdeformerte lag av grønnstein og svartskifer. Tydeligere overgang mot slutten, gradvis mot svartskifer. - 519 – 543 m: Svartskifer med en del kvarts og pyritt. Tidvis sterkt deformert, foldet og forskjøvet. Innslag av sleppemateriale/leire bærende breksjer. <p>Hull A, 532 – 543 m: Q,snitt = 0,29 Hull B, 528 - 542 m: Q,snitt = 0,07 Representerer Vp = 3900 m/s, se figur 3-6.</p> <p>Sonebredde kjerneprøve. Ca. 11 m – 14 m Sonebredde seismikk: 35 m</p> <ul style="list-style-type: none"> - 543 – 667 m: Svartskifer med tykke kvarts årer, med mindre lag av grønnstein/skifer. Korte innslag av mer oppsprukket bergmasse. - 667 – 681 m: Siltig og sandig breksjer i grafittrik svartskifer. Enkeltvis helt oppløst berg, se figur 3-16. <p>Hull A: 679 – 681 m: Q,snitt = 0,0125 Hull B: 667 – 670 m: Q,snitt = 0,015 Representerer Vp = 2500 m/s, se figur 3-6.</p> <p>Sonebredde kjerneprøve: 2 m – 3 m Sonebredde seismikk: 28 m</p> <ul style="list-style-type: none"> - 681 – 961 m: Grafitt- og kvartsholdig svartskifer med typiske skjærdeformerte lag. Mindre grafitt mot dypet. Generelt sett lite oppsprukket. - Q-verdi over borhullet, se figur 3-11 og 3-12: Q, snitt: 0,0125 – 40 Laveste registrerte Q: 0,0125 Høyeste registrerte Q: 40
Alstein	150 – 295 m	<ul style="list-style-type: none"> - Bergarter: Gabbro og granitt. - 150 – 208 m: Middels kornete gabbro, mineraliserte årer, ufoliert og plagioklasrik. 1 m

		<p>granitt ved 186 m. Noe hydrothermal omvandling av plagioklas de siste 20 m. Representerer $V_p = 5200$, se figur 3-3.</p> <ul style="list-style-type: none"> - 208 – 274 m: Hovedsakelig fin til middels korning gabbro, innslag av grovkorning og noe dioritt. Det er en betydelig mengde plagioklas. Foliasjon forekommer. - 274 – 283 m: Forskjøvet granittisk lag med mylonittisk tekstur. - 283 – 295 m: Kloritt-rik gabbro og fin kornede mafiske bergarter. - Det er jevnt over så god kvalitet i borhullet at Q-verdier kun er beregnet der hvor det er vurdert nyttig for sammenligning med seismisk hastighet. Gjennomsnittlig $Q = 41$ (150 – 208 m).
--	--	---



Figur 3-13 Hesteholmen ved ca. 506 m. Leirerik knusningssone, siltig til sandig breksjer (SVV, 2013b).



Figur 3-14 Krågøy fra 263,7 m til 289,5 m. Oppknust bergmasse, sleppemateriale og leirrike breksjer (NGU, 2011b).



Figur 3-15 Krågøy Nord hull B (297 m – 306 m). Oppknust bergmasse og sleppematerialet (SVV, 2013b).



Figur 3-16 Sauholmen hull B (667 m – 674 m). Oppknust bergmasse, en seksjon med sand og grus, (Befaring, 2013)

3.3 Korrelasjon mellom Q-verdi og seismisk hastighet

Tabell 3-2 gir en oversikt og begrunnelse over hvilken Q-verdi som sammenstilles med hvilken seismisk hastighet. Tabellen forteller også hvor i borhullet sammenligningen er fra. Q-verdiene i begrunnelsen er ofte gjennomsnittlige verdier. I enkelte tilfeller vurderes ikke gjennomsnittlig Q-verdi å være representativt, ettersom det har en tendens til å gi veldig høye verdier. Når det er tilfelle velges det en mer konservativ linje. Det henvises også til figurer som har vært viktige for å sammenstille Q-verdi og seismisk hastighet.

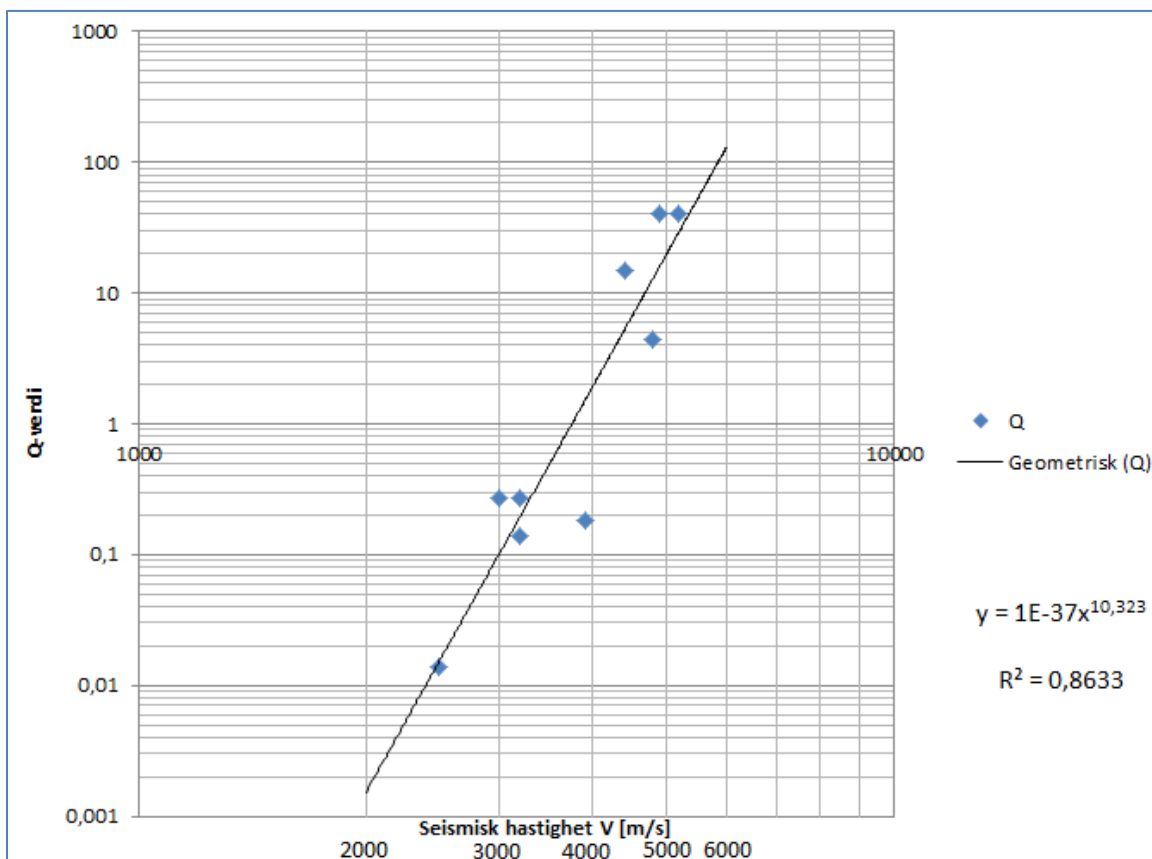
Tabell 3-2 Sammenstilling av Q-verdi og seismisk hastighet.

Borhull	Begrunnelse for Q	Q	Seismikk hastighet [m/s]
Hestholmen 487 – 517,5 m	Velger gjennomsnittsverdien fra kjerneprøvene. Q = 0,14.	0,14	3200 (Fra figur 3-4)
Krågøy 263 – 314 m	Velger gjennomsnittsverdien fra kjerneprøvene. Q = 0,27	0,27	3200 (Fra figur 3-4)
Krågøy Nord 272 – 320 m	Velger en konservativ tolkning og legger vekt på hull B. I lengden til hull A er det enkelte Q-verdier (Q = 7 og Q = 9) som trekker opp snittet og vurderes som ikke-representativ. Hull A: 272 – 320 m, Q, snitt = 0,61 Hull B: 298 – 315 m, Q, snitt = 0,27	0,27	3000 (Fra figur 3-5)
Sauholmen 528 – 543 m	Hull A: 532 – 543 m, Q,snitt = 0,29 Hull B: 528 - 542 m, Q,snitt = 0,07 Velger gjennomsnittsverdien fra hull A og hull B.	0,18	3900 (Fra figur 3-6)
Sauholmen 667 – 681 m	Selv om dette er korte lengder antas de å representere den seismiske hastigheten på 2500 m/s. Hull A: 679 – 681 m: Q,snitt = 0,0125 Hull B: 667 – 670 m: Q,snitt = 0,015 Velger gjennomsnitt av hull A og hull B	0,014	2500 (Fra figur 3-6)
Krågøy nord 321 – 342,8 m	Gjennomsnittsverdien til Q i dette området er på 4,4.	4,4	4800 (Fra figur 3-5)
Sauholmen 683 – 816 m	Gjennomsnittsverdien til Q i dette området er på 15.	15	4400 (Fra figur 3-6)

Sauholmen 843-938 m	Gjennomsnittsverdien til Q i dette området er på 40.	40	4900 (Fra figur 3-6)
Alstein 150 – 208 m	Gjennomsnittsverdien til Q i dette området er på 41. Den seismiske hastigheten er hentet fra profilkartet, se figur 5.	41	5200 (Fra figur 3-3)

Dataen fra tabell 3-2 har blitt benyttet for å lage grafen i figur 3-17. Grafen illustrerer den statistiske regresjonen mellom Q og V (seismisk hastighet til p-bølgen), inndataen er hentet fra tabell 3-2. Formel 1, viser korrelasjonsformelen som er utregnet ut i fra den statistiske regresjonen. Det ble benyttet potensregresjon og logaritmisk skala på både x- og y-aksen.

Denne potensregresjonen ga en høy R-kvadrert verdi (0,8633), noe som i utgangspunktet indikerer på en god korrelasjon. En R-kvadrert verdi på 1.0 vil være den teoretisk beste tilnærmingen. Men siden det kun ble plottet inn 9 punkter som nesten fulgte en rett linje, ble R-kvadrert verdien høy. Med flere punkter (f.eks. 30) ville det sannsynlig blitt mer spredning og en lavere R-kvadrert verdi.



Figur 3-17 Statistisk regresjon mellom Q-verdi og seismisk hastighet.

$$Q = 10^{-37} \cdot V^{10,323} \quad (1)$$

Formel 1 er en regresjons formel, hvor det ikke er benevning med i i svaret. Den seismiske hastigheten (V) må være gitt i m/s, for at ligningen skal gi en Q -verdi.

3.3.1. Diskusjon rundt den empiriske formelen

Det har blitt gjort en korrelasjon mellom seismisk hastighet og Q -verdi på Rogfast av NGI. Dette ble gjort i 2010, da ikke all dataen fra kjerneboringene var tilgjengelig. NGI har benyttet følgende formler for beregning av Q -verdi ut i fra registrerte seismiske hastigheter (Barton et. al., 2001/2002):

$$Q_c = 10^{V_p^{-3,5}} \quad (2)$$

$$Q_c = Q \cdot \frac{\sigma_c}{100} \quad (3)$$

Det ble først prøvd å sette σ_c lik 100 og beregne ut Q fra ligning 2 og ligning 3. Dette ga urealistiske høye Q -verdier og NGI bestemte seg for å kalibrere Q -verdiene. I tillegg tar korrelasjonen hensyn til at de høyeste seismiske hastighetene som er registrert tilsvarer en Q -verdi på 10-40, som er erfaringsmessig de høyeste Q -verdiene i de nærliggende tunnelanleggene Rennfast og Finnfast (NGI, 2010). Tabell 3-3 viser korrelasjonen som er brukt for å estimere Q -verdier.

Tabell 3-3 Korrelasjon mellom seismisk hastighet og Q -verdi (NGI, 2010).

Seismisk hastighet (m/s)	Q -verdi (fra NGI,2010)
5500-6000	"10-40"
5000-5500	"4-10"
4500-5000	"1-4"
4000-4500	"0,4-1"
4000-3600	"0,1-0,4"
3200-3600	"0,04-0,1"
2800-3200	"0,01-0,04"
2500-2800	"0,004-0,01"
2000-2500	"0,001-0,004"

Til sammenligning viser tabell 3-4, resultater av korrelasjon ved benyttelse av den empiriske formelen (1), som er basert på sammenligning av Q -verdier fra kjerneboringer og seismiske hastigheter.

Tabell 3-4 Resultater fra korrelasjon mellom seismiske hastighet og Q-verdi.

Seismisk hastighet [m/s]	Q-verdier fra formel (1)
5500-6000	40,9-100,4
5000-5500	15,3-40,9
4500-5000	5,15-15,3
4000-4500	1,53-5,15
3600-4000	0,51-1,53
3200-3600	0,15-0,51
2800-3200	0,038-0,15
2500-2800	0,012-0,038
2000-2500	0,0012-0,012

Ved sammenligning er Q-verdiene i tabell 3-4 jevnt over høyere enn NGI sin korrelasjon i tabell 3-3. Noe som vil gjøre sikringsmengden ved denne korrelasjonen noe mer optimistisk enn NGI sin. Korrelasjonen i tabell 3-4 gir 3 – 5, bortsett ved $V = 2000$ m/s og $V = 6000$ m/s som gir henholdsvis 12 og 2,5, ganger høyere Q-verdi enn NGI sin korrelasjon i tabell 3-3. Dette vil gjøre et utslag på sikringsmengden, se kapittel 3.4 figur 3-19.

Mens NGI foreslår en $Q \leq 1$ ved hastighet 4500 m/s, foreslår denne korrelasjonen en $Q \leq 1$ ved ca. 3840 m/s. Statens vegvesen bruker grensen $Q \leq 1$ for å beskrive svært dårlig bergmasse og sikringsklasse IV, i sitt sikrings skjema for vegtunneler, se figur 3-19 (SVV, 2010). I tillegg gir NGI sin korrelasjon en $Q \geq 10$ ved hastighet 5500 m/s, mens den andre korrelasjon gir en $Q \geq 10$ ved hastighet ca. 4800 m/s. $Q \geq 10$ er grensen Statens vegvesen beskriver som lite oppsprukket bergmasse, med sikringsklasse I, se figur 3-19.

Korrelasjonen fra NGI baserer seg på Q-verdier tatt på tunnelstuff ved nærliggende anlegg. Dette kan gi andre J_w og J_n verdier fra stuff enn ved kjerneprøver, og da kanskje i retning av en lavere Q-verdi ved tunnelstuff. Grunnen til dette kan være at tunnelen viser seg å ikke være så tett som først antatt, eller at det dukker opp flere sprekkesett enn det en klarer å identifisere ut i fra kjerneprøver.

I tabell 3-4 er det foreslått en Q-verdi på ca. 100 ved seismisk hastighet 6000 m/s. Det har blitt registrert Q-verdier på 100 i kjerneprøver fra Hestholmen og Krågåy, i følge kjernelogging utført av Statens vegvesen. Den høyeste registrerte hastigheten langs trasen er 6500 m/s, noe som tilsier at det er en sannsynlighet at en kan ha Q-verdier rundt 100 der hvor en har seismiske hastigheter over 6000 m/s.

Hvor vidt denne korrelasjon er representativ for hele tunnallengden er vanskelig å bedømme. Et problem er at dataen fra Krågåy, Krågåy Nord, Hestholmen og Sauholmen ligger alle veldig nær hverandre. Kun Alstein representerer et annet geologisk område. Alstein er i tillegg boret tilnærmet vertikalt, noe som gjør det vanskelig å gjøre mer enn en sammenligning mot seismisk hastighet. For Rogfast som har en tunnallengde på 25 km vil

dette kun representere en liten del av tunnelen. Andre steder vil ha andre geologiske betingelser.

I kjerneboringene fra Krågøy, Krågøy nord, Hesteholmen og Sauholmen inneholdt kjerneprøvene stort sett de samme bergartene, nemlig grønnstein og svartskifer. Det er forventet at en vil drive igjennom andre type bergarter i resten av tunnelen. For eksempel er det forventet å møte granittisk gneis ved Vestre Bokn. Dette vil gjøre korrelasjonen mindre sannsynlig ved f. eks. Vestre Bokn.

Denne korrelasjon er som nevnt basert på Q-verdier fra kjerneprøver og nærliggende seismisk hastighet. Det er riktignok kun basert på 9 korrelasjoner, noe som i utgangspunktet er lite data for en empirisk formel. Likevel er denne informasjonen hentet nærmere enn NGI sin korrelasjon, som baserer seg på nærliggende tunnelanlegg.

Videre i oppgaven vil korrelasjonen (formel 1) mellom kjerneboringer og seismisk hastighet, bli benyttet.

3.3.2. Feilkilder ved sammenligning av seismikk og Q-verdier

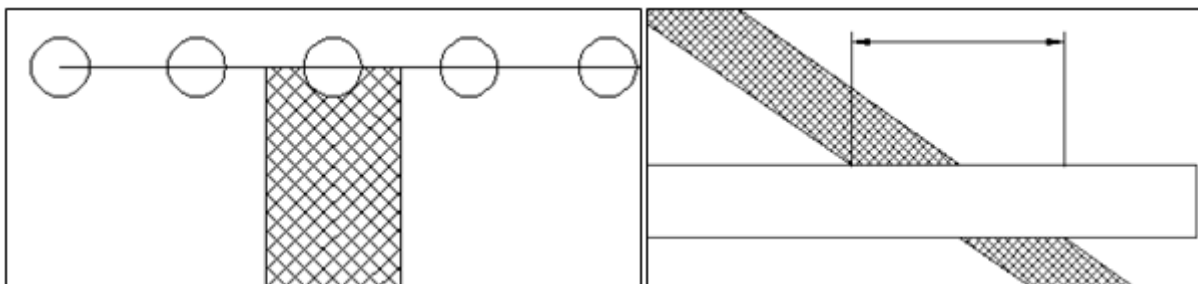
Ved sammenligning av kjerneboring og seismiske hastigheter foreligger det flere aktuelle feilkilder. Noen feilkilder kan relateres til det å korrelere mellom Q-verdi og seismisk hastighet. Mens andre feilkilder kan relateres til omfanget av en lavhastighetssone og hvorvidt den er reell. Videre vil noen sentrale feilkilder bli diskutert.

Selv om bergspenningsmålinger fra Krågøy Nord viser lave horisontale spenninger, så viser erfaringer fra nærliggende anlegg noe annet. I Stavanger-Bokn området er det målt høye horisontale spenninger på lave dyp. For eksempel på Kårstø er det målt 8 MPa i retning ca. nord-sør, som er 4 ganger så høyt som den teoretiske gravitativt induerte spenningen. Dersom det skulle være høye horisontale spenninger ved overflaten vil seismikken gi høyere hastigheter, enn om det ikke var høye spenninger. Dermed vil korrelasjonen med seismiske hastigheter, ved høye spenninger, gi for høye Q-verdier i forhold til virkeligheten (NGI, 2010).

Den seismiske hastighet avhenger blant annet hvor stor oppsprekking det er i bergmassen. Seismikken sier for eksempel ingenting om leirinnhold i bergmassen. Slik at en registrert seismisk hastighet på 3500 m/s, kan få en betydelig forskjellig Q-verdi enn det en korrelasjon ville gi. Nettopp på grunn av at leirinnholdet vil gjøre et negativt utslag på Q-verdien, mens den vil tette sprekker og gjøre et positivt utslag på den seismiske hastigheten. Et eksempel på dette er fra Nordkaptunnelen, hvor det ble målt seismiske hastigheter på opptil 5000 m/s i en fullstendig knust bergmasse, som var uten åpne sprekker. Bergmassen bestod av terninger i 1-3 cm størrelse som hadde klorittbelegg på sprekkeflatene. Konsistensen til bergmassen var lik som tørrskorpeleire (NGI, 2010).

Bredden på sonen er som oftest smalere enn det som vil vises på seismikk. De aller fleste svakhetssoner har en traktformet utbredelse, dvs. at de er bredest i ved overflaten og blir smalere med dypet. Refraksjonsseismikk går ikke dypere enn 10, dypere enn 10 m blir unøyaktigheten for stor (Broch og Nilsen, 2009). Det vil si at bredden som oppfattes på seismikken vil antagelig være bredere, enn den sonen som vil treffe tunnelen.

I tillegg vil den seismiske hastigheten som oppfattes mellom geofonene være et gjennomsnitt. Det vil si at hvis en svakhetssonesone er akkurat opp på en geofon vil den bli med i et gjennomsnitt mellom geofonene. Dermed vil svakhetssonen bli delt inn i to målinger, og ikke gi et riktig bilde av svakhetssonen. Skissen til venstre i Figur 3-18, viser hvordan svakhetssonen blir delt opp mellom geofonene. Skissen til høyre i Figur 3-18, viser at en svakhetszone som ikke treffer tunnelen steilt, vil svakhetssonen få større innflytelse på tunnelen. Svakhetssonens innfallsvinkel mot tunnelen vil gjøre at en større lengde, enn sonens bredde, vil påvirke tunnelen. Fra seismikken vil en ikke få noen informasjon om noen innfallsvinkel (Nilsen, 2013).



Figur 3-18 Skissen til venstre viser en svakhetszone som går mellom to geofoner. Skissen til høyre viser lengden en svakhetszone kan utgjøre på tunnelen.

Det er potensielt flere feilkilder ved utførelsen av refraksjonsseismikk. Topografien på en havbunn kan ha bratte skreter og en kan få heng i kabelen. Dette fører oftest til lavere hastigheter enn hva som er realiteten. Det kan dermed gi inntrykk av lavhastighetssoner der det overhode ikke er lavhastighetssoner, siden gjennomsnittshastighet tar med rommet mellom fjell og vann. I sjeldnere tilfeller kan også et kabelheng føre til høyere hastigheter enn realiteten. Videre er også grunnvannsnivået og antall løsmassesjikt avgjørende for tolkningen av seismikken (NGI, 2010).

3.4 Inndeling av vanskelighetsgrad og sikringsklasse

Ved å benytte korrelasjonsformelen (1) har en omregnet seismisk hastighet til Q-verdi, og deretter bestemt en vanskelighetsgrad og sikringsklasse.

I tabell 3-5, er det delt opp i vanskelighetsgrad etter seismisk hastighet. De påførte Q-verdiene er beregnet ut i fra korrelasjonsformelen (1). Det er Statens vegvesen sitt

sikringsklasseskjema som er benyttet for å definere sikringsklasse (SVV, 2010). Figur 3-19, viser Statens vegvesen sin sammenheng mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser for permanent sikring i vegtunneler. Sikringsklassene gjelder for konvensjonell boring og sprengning.

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi ⁽¹⁾	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 10 – 100	Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700 tykkelse 80 mm, ned til 2 m over såle
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m. Q = 4 – 10	Sikringsklasse II - Systematisk bolting (c/c 2 m), endeforankrete, forspente, gyste - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm, sprøytes ned til såle
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 1 – 4	Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm eller mer. - Systematisk bolting (c/c 1,5 m), endeforankrete, endeforankrete som gyses i ettertid, eller gyste
E	Svært dårlig bergmasse. Q = 0,1 – 1	Sikringsklasse IV - Forbolting ved Q < 0,2, ø25 mm, maks. c/c 300 mm - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm. - Systematisk bolting, c/c 1,5 m, gyste - Armerte sprøytebetongbuer ved Q < 0,2, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c 2 – 3 m, buene boltes systematisk, c. 1,5 m, lengde 3 – 4 m. ⁽²⁾ - Sålestøp vurderes
F	Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0,01 – 0,1	Sikringsklasse V - Forbolting, c/c 200 – 300 mm, ø32 mm eller stag (selvborende). - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 – 250 mm. - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m, gyste. - Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c 1,5 – 2 m, buene boltes systematisk, c. 1,0 m, lengde 3 – 6 m. ⁽²⁾ - Armert sålestøp, pilhøyde min. 10 % av tunnelbredden.
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse, Q < 0,01	Sikringsklasse VI - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt.

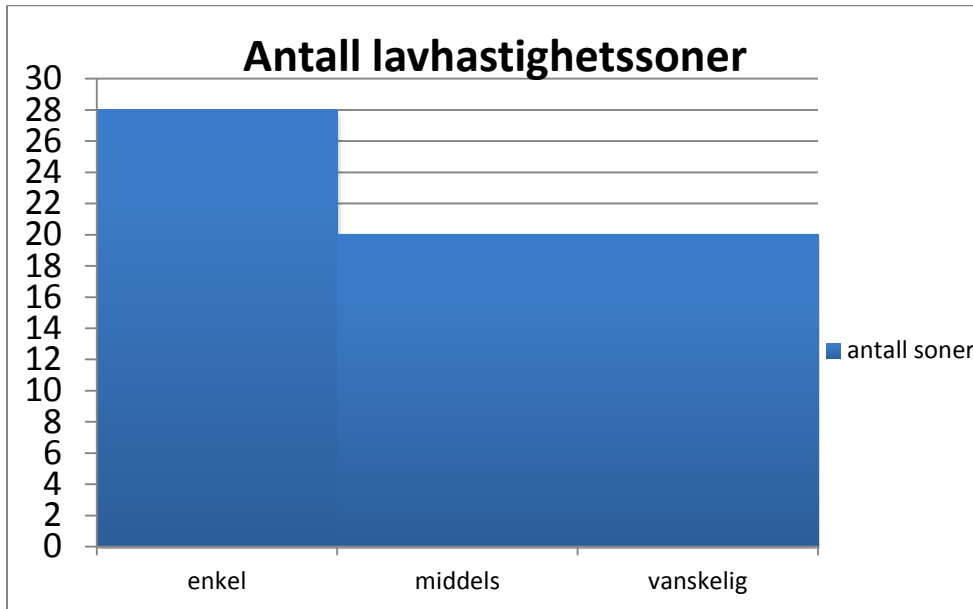
⁽¹⁾ Q-verdiene er gitt for uniaxial compressive strength, UCS = 100 MPa
⁽²⁾ For krav til materialer, metoder og løsninger henvises til Teknologirapport nr. 2538: Arbeider foran stoff og stabilitetssikring i vegtunneler.

Figur 3-19 Statens vegvesen sin sammenheng mellom bergmasseklasser og sikringsklasse (SVV, 2010).

Tabell 3-5 Klassifisering av svakhetssoner. Sikringsklasse gitt fra Statens vegvesen sin sikringsklasse for vegtunneler.

Vanskelighetsgrad	Q-verdi	Seismisk Hastighet [m/s]	Sikringsklasse
Vanskelig	0,003 - 0,08	2200 - 2999	VI og V
Middels	0,08 - 0,38	3000 - 3499	V og IV
Enkel	0,38 - 1,5	3499 - 3999	IV og III

Figur 3-20, gir en oversikt over fordelingen av vanskelighetsgrad for alle registrerte lavhastighetssoner langs trasen. Med lavhastighetssoner menes soner med seismisk hastighet under 4000 m/s. Totalt er det 68 lavhastighetssoner for hele trasen, hvor 28 er kategorisert som enkel, 20 som middels og 20 som vanskelig. Neste delkapittel vil ta for seg hvor de 5 områdene med vanskeligst grunnforhold er, og hvor mange av de 68 lavhastighetssonene er representert og er tettest fordelt.



Figur 3-20 Fordeling av antall lavhastighetssoner med tilhørende vanskelighetsgrad over hele trasen.

Tabell 3-6, viser henholdsvis korrelasjon fra NGI og korrelasjon etter formel 1 i kapittel 3.3, mellom seismisk hastighet og Q-verdi over hele trasen. Tabellene viser en fordeling av Q-verdier og sikringsklasser i områder som er dekt med seismiske profiler (ca. 16 340 m) og for hele tunnelen. Omfanget av seismisk profiler og andel av tunnellengden er hentet fra COWI (2012b).

Tabell 3-6 Fordeling av Q-verdier i områder dekt med seismikk og for hele tunnelen (modifisert etter COWI, 2012b).

Seismisk hastighet [m/s]	Q-verdi (NGI)	Sikringsklasse (NGI)	Q-verdi (formel 1)	Sikringsklasse (formel 1)	Lengde langs tunneltraseen [meter]		Andel i %	
					Med seismisk profil	For hele tunnelen	Med seismisk profil	For hele tunnelen
5500-6000	10-40	I	40,9-100,4	I	3950	5020	24,2	19,7
5000-5500	4-10	II	15,3-40,9	I	8430	14740	51,5	58
4500-5000	1-4	III	5,15-15,3	II og I	1530	3000	9,4	11,8
4000-4500	0,4-1	IV	1,53-5,15	III og II	880	880	5,4	3,5
3600-4000	0,1-0,4		0,51-1,53	IV og III	440	670	2,7	2,6
3200-3600	0,04-0,1	V	0,15-0,51	IV	290	290	1,8	1,1
2800-3200	0,01-0,04		0,038-0,15	V og IV	400	400	2,4	1,6
2500-2800	0,004-0,01		0,012-0,038	V	270	270	1,7	1,1
2000-2500	0,001-0,004	VI	0,0012-0,012	VI og V	150	150	0,9	0,6
					16340 m	25420 m	100 %	100 %

Til sammenligning kan en se at sikringsomfanget er mer optimistisk med formel 1, enn NGI sin estimering. Det er estimert at ca. 90 % av de seismiske profilene er over 4000 m/s, som videre estimeres å utgjøre ca. 93 % av tunnallengden. Med NGIs estimering vil ca. 20 % av tunnallengden havne i sikringsklasse fra III til VI. Mens estimering etter formel 1, vil ca. 10 % av tunnallengde havne i sikringsklasse fra III til VI. Det bør påpekes at de seismiske profilene utgjør kun ca. 16 340 m og at tunnelens lengde er ca. 25 420 m. Det er derfor betydelige deler av tunnallengden som ikke er dekt med seismikk.

3.5 De fem vanskeligste områdene.

Tabellene 3-7, 3-8 og 3-9 viser en oversikt over nøkkeldata for de fem områdene som er vurdert som de vanskeligste å drive igjennom og sikre langs tunnel traseen. Figur 3-21, 3-22 og 3-23 viser de samme områdene hentet fra de ingeniørgeologiske profilene. På profilene er det også påtegnet antatt forløp av svakhetssoner, grunnlaget for forløp er tilgjengelige kjerneboringer og havbunnstopografi. Til slutt gjøres en oppsummering og rangering av de fem områdenes vanskelighet. Q-verdiene er utregnet etter formel 1 i kapittel 3.3. I vedlegg 4, finnes nøkkeldata for hver enkelt svakhetsone på Rogfast. I vedlegg 5, finnes en fordeling av Statens Vegvesen sine sikringsklasser, for hver av de fem antatt vanskeligste områdene

3.5.1. Område 1 (profil nr. 6500 – 7500)

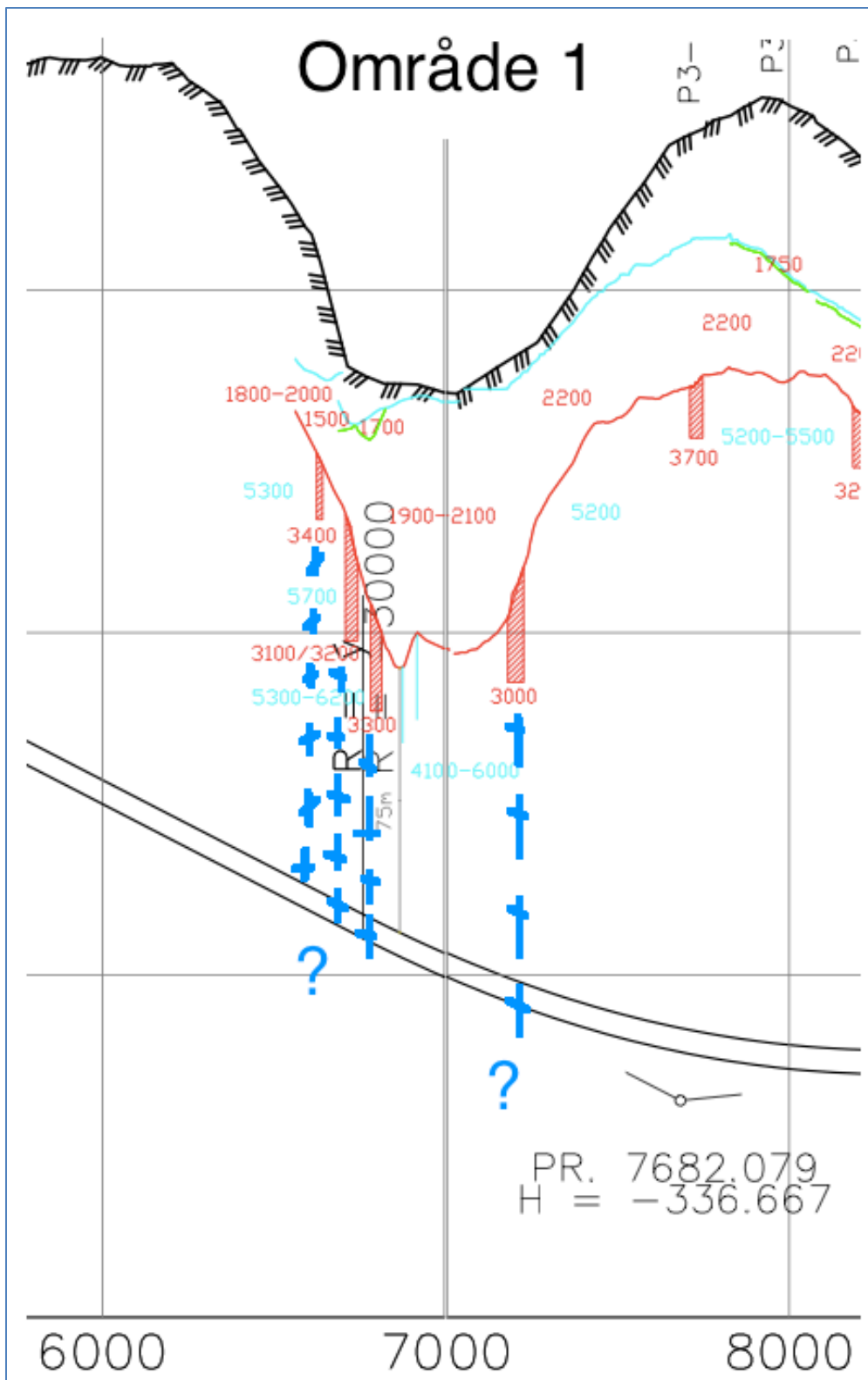
Tabell 3-7 Nøkkeldata for område 1.

Område 1:
Profilnr: 6500 – 7500
Antatte bergarter: Gabbro og granittisk gneis
Seismisk hastighet: 3000-3400 m/s
Q-verdi: [0,08 – 0,29]
Bergoverdekning: 80 – 121,5 m
Løsmasseoverdekning: 60 – 77 m
Lavhastighetssonebredde: 18,5 - 50 m
Sjødyb: 83 – 126 m
Antall lavhastighetssoner: 4 stk.
Vanskelighetsgrad: Middels

Område 1 er satt til å være 1000 m langt, med fire lavhastighetssoner med en total bredde på 149 m. Dette vil si at 14,9 % av strekningen defineres som lavhastighet.

- Gjennomsnittlig seismisk hastighet er på 3212 m/s.
- Gjennomsnittlig Q-verdi er 0,16.
- Gjennomsnittlig bergoverdekning er 100 m.
- Andelen soner med seismisk hastighet <3000 m/s er 0 %.

Det er ikke gjort kjerneboringer som verifiserer sonene i område 1 (figur 3-21). En tolkning av havbunnstopografien kan indikere at sonene er relativt vertikalt rettet.



Figur 3-21 Område 1 med antatt forløp av svakhetssoner.

3.5.2. Område 2 og 3 (profil nr. 13 100 – 14 100 og profil nr. 15 600 – 16 100)

Tabell 3-8 Nøkkeldata for område 2 og 3.

Område 2:	Område 3:
Profilnr: 13100 – 14100	Profilnr: 15600 – 16100
Antatte bergarter: Grønnstein og svartskifer	Antatte bergarter: Grønnstein og svartskifer
Seismisk hastighet: 3100-3500 m/s	Seismisk hastighet: 2500-3900 m/s
Q-verdi: [0,11 – 0,39]	Q-verdi: [0,012 – 1,18]
Bergoverdekning: 166 – 222 m	Bergoverdekning: 85 – 180 m
Løsmasseoverdekning: 0 – 43 m	Løsmasseoverdekning: 11 – 12 m
Lavhastighetssonebredde: 30 - 45 m	Lavhastighetssonebredde: 28 - 42 m
Sjødyp: 3 – 82 m	Sjødyp: 163 – 188 m
Antall lavhastighetssoner: 4 stk.	Antall lavhastighetssoner: 3 stk.
Vanskelighetsgrad: Enkelt - middels	Vanskelighetsgrad: Enkel til vanskelig

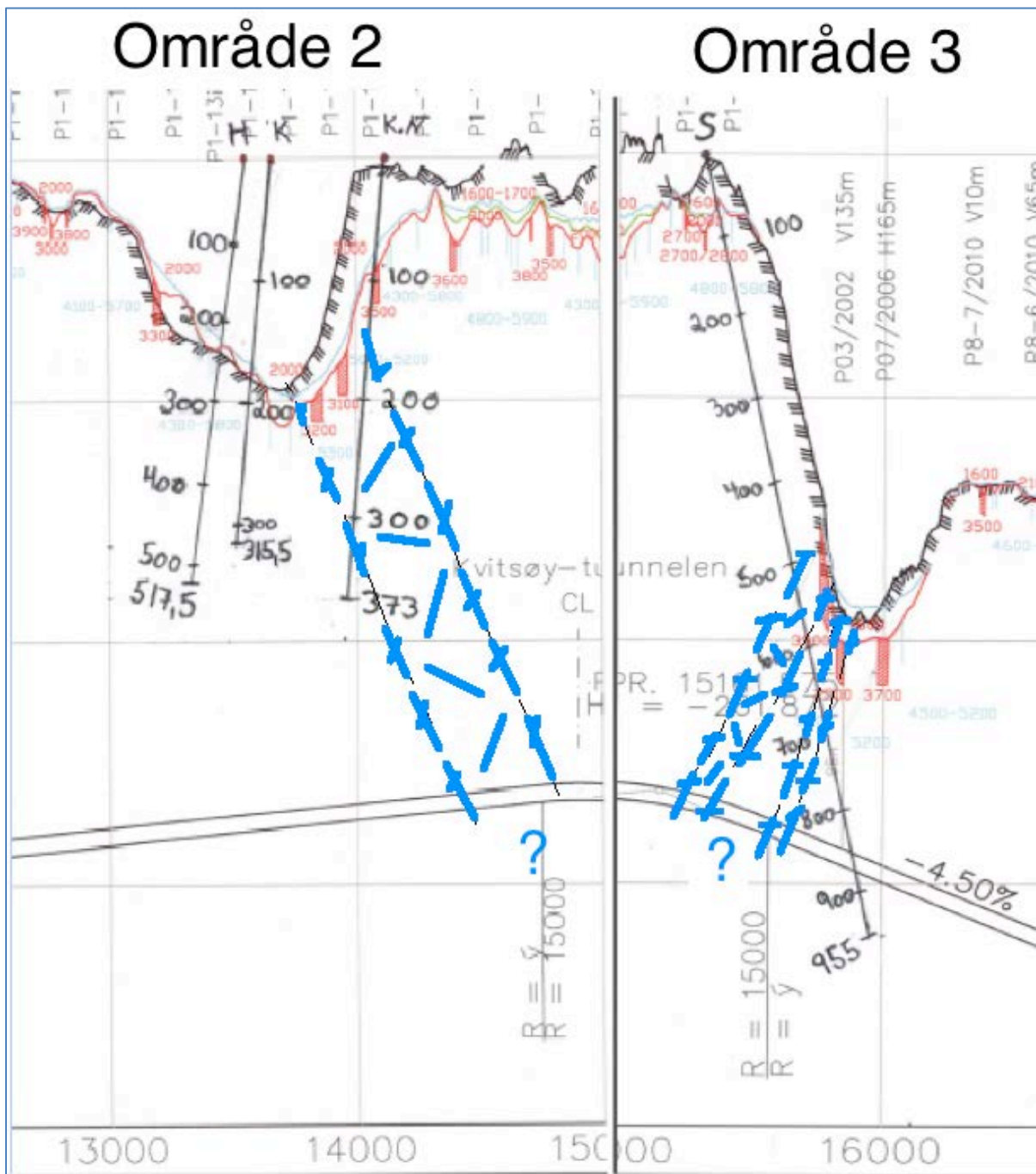
Område 2 er satt til å strekke seg ca. 1000 m. Herunder er lavhastighetssonenes totale bredde på 115 m. Dermed er 11,5 % av strekningen lavhastighetssoner.

- Gjennomsnittlig seismisk hastighet er 3275 m/s.
- Gjennomsnittlig Q-verdi er 0,19.
- Gjennomsnittlig bergoverdekning er 197 m.
- Andelen soner med seismisk hastighet <3000 m/s er 0 %.

Område 3 strekker seg 500 m, hvor 105 m er antatt å være lavhastighetssonenes totale bredde. Dette betyr at 21 % av strekningen består av lavhastighetssoner.

- Gjennomsnittlig seismisk hastighet er 3367 m/s.
- Gjennomsnittlig Q-verdi er 0,26.
- Gjennomsnittlig bergoverdekning er 95 m.
- Andelen soner med seismisk hastighet <3000 m/s er 33 % (1 av 3 soner).

Det er gjort kjerneboringer knyttet til område 2 og 3, sett i sammenheng med havbunnsstopografien har sonene i områdene blitt tolket til å ha et forløp som heller svakt mot profil nr. 15 000 (figur 3-22).



Figur 3-22 Område 2 og 3 med antatt forløp av svakhetssoner.

3.5.3. Område 4 og 5 (profil nr. 17 200 – 18 000 og profil nr. 19 200 – 21 300)

Tabell 3-9 Nøkkeldata for område 4 og 5.

Område 4:	Område 5:
Profilnr: 17200 – 18000	Profilnr: 19200 – 21300
Antatte bergarter: Grønnstein og svartskifer	Antatte bergarter: Gabbro
Seismisk hastighet: 2500-3800 m/s	Seismisk hastighet: 2200 – 3800 m/s
Q-verdi: [0,012 – 0,9]	Q-verdi: [0,003 – 0,9]
Bergoverdekning: 60 – 120 m	Bergoverdekning: 75 – 105 m
Løsmasseoverdekning: 2 – 22 m	Løsmasseoverdekning: 0 – 29 m
Lavhastighetssonebredde: 7 - 35 m	Lavhastighetssonebredde: 10,5 – 24,5 m
Sjødyb: 226 – 275 m	Sjødyb: 217 – 302 m
Antall lavhastighetssoner: 5 stk.	Antall lavhastighetssoner: 15 stk.
Vanskelighetsgrad: Vanskelig til enkel	Vanskelighetsgrad: Vanskelig til enkel

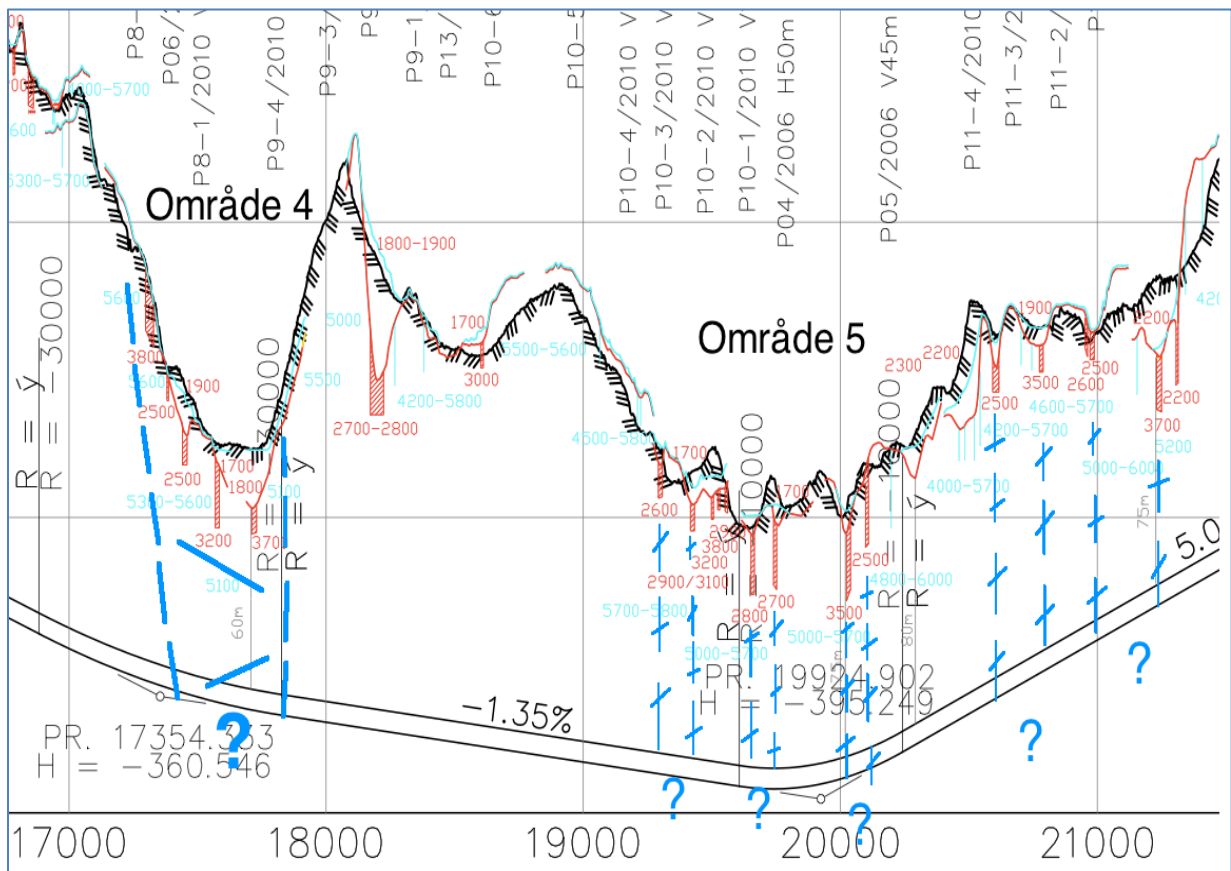
Område 4 er 800 m langt, med 102 m som lavhastighetssonenes totale bredde. Dette medfører at 12,75 % av strekningen består av lavhastighetssoner.

- Gjennomsnittlig seismisk hastighet er 3140 m/s.
- Gjennomsnittlig Q-verdi er 0,13.
- Gjennomsnittlig bergoverdekning er 85 m.
- Andelen soner med seismisk hastighet <3000 m/s er 40 % (2 av 5 soner).

Område 5 strekker seg 2100 m. Lavhastighetssonenes totale bredde er 220,5 m, dermed er 10,5 % av strekningen bestående av lavhastighetssoner. Dette er den laveste prosentmessige andelen lavhastighetssoner. Dette kommer av områdets lange utstrekning og enkeltsonenes noe korte bredder sammenlignet med de andre områdene. Her finner en flest soner (15 stk.).

- Gjennomsnittlig seismisk hastighet er 2933 m/s.
- Gjennomsnittlig Q-verdi er 0,06.
- Gjennomsnittlig bergoverdekning er 89 m.
- Andelen soner med seismisk hastighet <3000 m/s er 60 % (9 av 15 soner).

Område 4 og 5 har så langt ikke blitt undersøkt med kjerneboring, det er dermed gjort en tilsvarende tolkning som for område 1 hvor sonene antas å ha hovedsakelig et vertikalt forløp, se figur 3-23.



Figur 3-23 Område 4 og 5 med antatt forløp av svakhetssoner.

3.5.4. Aktuelle stabilitetsproblemer

De fleste stabilitetsproblemene i Norge er knyttet til forkastnings- og svakhetssoner. Aktuelle stabilitetsproblemer som er assosiert med svakhetssoner er, i følge Nilsen og Dahlø (1994):

- Stabilitetsproblemer og ras på stoff under driving
- Ras etter ferdigstilling av tunnel
- Svelling
- Tunnelskvising
- Vanninnlekkasje inn i tunnelen

Svelling, skvising og vanninnlekkasje er beskrevet nærmere.

Svelling

Svelling er i følge Stefanussen (1999), en tidsavhengig volumutvidelse som involverer fysisk-kjemisk reaksjon med vann. Kjemisk reaksjon med vann er den største bidragsyteren til svelling. Smektitt og det svellende mineralet montmorillitt er vanlige svellende leirmineraler i Norge. Disse svellende mineralene er et resultat av omvandlet feltspat fra bergmassens bergart.

Alle lavhastighetssoner innebærer en risiko for svelling. En lavhastighetssone kan være vannførende, noe som kan medføre tilstedeværelse av svellende mineraler. Knusningssoner med leirslepper finnes i alle norske geologiske formasjoner, hvor særlig de prekambriske gneisene inneholder større mengder feltspat som kan omvandles til svellende leirmineraler. Likevel må det poengteres at nesten alle lavhastighetssoner kan vise seg å være utsatt for svelling, slik at testing av hver enkelt sone kan være nødvendig (Broch og Nilsen, 2009).

Svellestestene vist i kapittel 2.3.4 er gjort i svartskifer (tabell 2-4). Disse tyder på middels aktiv til meget aktiv leire (fri svelling) og middels svelletrykk (0,27 og 0,28 MPa), med tanke på Statens vegvesens krav om full utstøpning ved svelletrykk $>0,5$ MPa (SVV, 2010). Dette gjelder for område 2, 3 og 4, som alle er antatt å inneholde svartskifer.

XRD-testene i kapittel 2.3.5 viser at den granittiske gneisen fra Vestre Bokn inneholder 80 % feltspat, noe som gir god grobunn for dannelse av svellende materiale. Kun i område 1 er det påvist granittisk gneis. Prøvene med metagabbro fra Alstein viste et innhold på 70 % feltspat, dog dette antas å være noe høyere enn det er i realiteten. Likevel er det et relativt høyt innhold av svelledannende mineraler, og det er påvist gabbro i område 1 og 5. Grønnsteinen på Kvitsøy innehold er 42 % feltspat, en del lavere enn i de andre prøvene. Uansett et tegn på at en må være oppmerksom på at svellende materiale kan forekomme. Grønnstein finnes i område 2, 3 og 4.

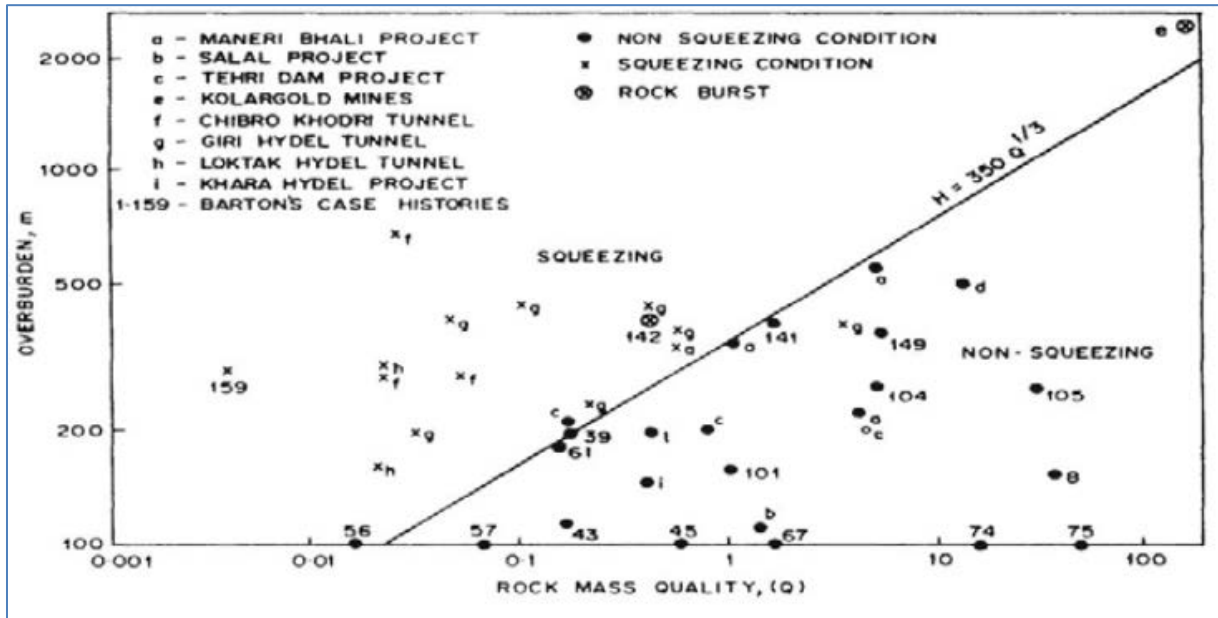
Skvising

I følge Stefanussen (1999), defineres skvising eller tyteberg som tidsavhengige deformasjoner rundt tunnelperiferien. Skvising er som regel assosiert med kryp forårsaket av overskridelse av bergmassens skjærspenning. Deformasjonen kan foregå under driving eller fortsette over en lengre periode.

I en bergmasse med lav E-modulus og lav trykkfasthet, sammen med høye in-situ bergspenninger, er det mulig at tidsavhengige deformasjoner vil skje. Svake bergarter som f.eks. fyllitt, skifer og svakhetssoner er tilbøyelige for denne type plastiske tøyning eller kryp. Mesteparten av deformasjon rundt tunnelperiferien skjer kun mindre enn 2 tunneldiameter lengde bak stuff. Dette kan resultere i stabilitetsproblemer og uønsket tunnelkontur. Deformasjonsmålinger og optimalisering av sikringsinstallasjon før driving er viktig (Panthi og Nilsen, 2007).

Det har blitt laget en empirisk korrelasjon mellom Q-verdi og bergoverdekning, som kan forutsi om en vil ha skvising forhold. Figur 3-24, viser for hvilke Q-verdier og

bergoverdekninger en vil ha skvising problemer (Singh, et. al., 1992). Denne korrelasjonen tar kun for seg bergoverdekning og bergmassekvalitet, og ikke bergartens styrke.



Figur 3-24 Korrelasjon mellom bergoverdekning, Q-verdi og skvising. Den lineære linjen representerer hvor en kan få skvising problemer gitt at en har bergoverdekning og Q-verdi (Singh, et. al., 1992).

Tabell 3-10, viser hvor mye bergoverdekning som er nødvendig for å muliggjøre skvising ved de laveste og gjennomsnittlige Q-verdiene i de 5 områdene. Ligningen, formel 4, for den lineære linjen i figur 3-24 er utgangspunktet for de utregnede bergoverdekningene.

$$H = 350 \cdot Q^{\frac{1}{3}} \quad (4)$$

Tabell 3-10 Nødvendig bergoverdekning og Q-verdi som trengs for at det kan være fare for skvising. Bergoverdekningen er utregnet etter formel 4 (Singh, et. al., 1992).

Område	Q _{min}	Q _{snitt}	Bergoverdekning, Q _{min}	Bergoverdekning, Q _{snitt}
1	0,08	0,16	151	190
2	0,11	0,19	168	201
3	0,012	0,26	80	223
4	0,012	0,13	80	177
5	0,003	0,06	50	137

I område 1 er høyeste bergoverdekning 121,5 m, noe som i følge Singh et. al. (1992), vil tilsi at en ikke vil ha skvising. I området 2, hvis forløpet på svakhetssonen er slik en har beskrevet

i figur 22, kan en ha bergoverdekning på 222 m og dermed mulighet for skvising. For området 3, er situasjon ganske lik området 2. Hvis forløpet er som beskrevet i figur 3-22, vil en også ha en mulighet for skvising. Ved området 4 og 5 er det også mulighet for skvising, da maks bergoverdekningen er på henholdsvis ca. 120m og 105m. Dette er de dårligste Q-verdiene og det svært usikkert om det kan overensstemmes med de høyeste bergoverdekningene.

Ved å se på Q,snitt verdier er det kun området 2 og 3 som kan ha skvising. Generelt antas det ikke at større deler av områdene kan gi skvising, men eventuelt kortere lengder innenfor vært området. Ved det nærliggende tunnelanlegget på Rennfast opplevde en problemer med deformasjoner i sålen etter at tunnelen var ferdigstilt. Rennfast hadde en maks overdekning på ca. 200 m (NGI, 2010).

Det er vanskelig å gi en kvalitativ verdi på hvor stor fare det er for skvising, da dette krever en atskillig nøyere gjennomgang. Blant annet bør det gjøres en analyse som benytter seg av en annen prediksjonsteori enn Singh, et. al. (1992). For eksempel Hoek og Marinos teori om forholdet mellom bergmassestyrke og in situ bergspenninger (Hoek og Marino, 2000).

Vanninnlekkasje

Dårlig bergmasse kvalitet sammen med vanninnlekkasje kan gi stabilitetsproblemer. Blant stabilitetsproblemene er nedsatt friksjon og utvasking, ras av slepper og knusningssoner mot tunnelen. Samt forvitring, korrosjon og svelling (Broch og Nilsen, 2009).

Erfaringer fra andre tunnelanlegg viser at i områder med Q-verdi fra 0,1 til 1, vil den hydrauliske konduktiviteten være størst. Dette forklares med at bergmassen kan være svært oppsprukket med lite leirinnhold. Mens i områder med $Q \leq 0,1$ vil ofte leirinnholdet gjøre bergmassen tett og mindre vannførende. Ellers bør en være oppmerksom på eventuelle vannførende sprekker som kan være kontinuerlige helt opp til sjøbunnen, og gi et tilnærmet fullt statisk vanntrykk (39 bar på det høyeste). Disse kan gjerne opptre i områder med $Q > 1$ (Holmøy, 2008). De 5 vanskeligste områdene har en gjennomsnittlig Q-verdi fra 0,06 – 0,26.

Andre grunnforhold som kan innvirke på den hydrauliske konduktiviteten er bergspenninger. Orientering av bergspenninger i forhold til sprekkeretning, svakhetssoner og regionale forkastninger kan si noe om faren for innlekkasje. Spesielt sprekker og soner som er både tilnærmet parallell med største hovedspenning og 45 grader i forhold til regional forkastning. Dette kan forventes til en viss grad i NS-gående svakhetssoner ved Rogfast (Holmøy, 2008). Dette kjennetegner til en viss grad området 1 og 2, som har antatte NS-gående svakhetssoner.

Hvor stor innlekkasje en får er blant annet avhengig av leirinnhold i knusningssonen. I tillegg hvor åpne og kontinuerlige sprekke er. Fra vanntapsmålingene som er utført i alle kjerneboringene på Rogfast, er det en generell trend med mindre innlekkasjer mot dypet (COWI, 2012b). Verdiene fra vanntapsmålingene er generelt lave, høyeste målte var 5,17 Lugeon på Sauholmen (klassifisert som mellom lavt og medium), og sprekkeforholdet er

karakterisert som tette med noen delvis åpne sprekker, se tabell 2-3 i kapittel 2.3.3. Generelt er det vanskelig å si noe om vanninnlekkasje, siden slike vanntapsmålinger kun er et nålestikk i bergmassen.

Basert på generelle kunnskaper om egenskapene til bergartene i område, erfaringer fra nærliggende anlegg og kjerneboringer er det blitt laget en grov inndeling av forventet innlekkasje utenom svakhetssoner (COWI, 2012b).

- Fyllitt og grønn-stein-skifer: Lite innlekkasje.
- Gabbro (Karmøy Ofiolitten): Moderat innlekkasje
- Grunnfjellsgneis: Moderat til omfattende innlekkasje

I området 1 er det forventet å møte både gabbro og grunnfjellsgneis, noe som kan gi moderat til omfattende innlekkasje. Området 2, 3 og 4 er forventes det å drive igjennom grønnstein og svartskifer, som anslås å gi lite innlekkasje. Området 5 er det forventet å møte gabbro og dermed moderat innlekkasje.

Generelt fra nærliggende anlegg har det vært bergartsgrenser mellom svake og harde bergarter, som har gitt mest innlekkasje. I tillegg til erfaringer fra nærliggende anlegg, så påpeker også litteraturen at innlekkasje avtar ved økende dyp og spenning (NGI, 2010).

3.5.5. Oppsummering og rangering av de fem vanskeligste områdene

Helt til slutt er det forsøkt å lage en rangering av de antatt 5 vanskeligste områder. Tabell 3-11 gir en oversikt over rangering, hvor 1 er vanskeligst og 5 enklest, samt de ulike parametere som utgjør rangeringen. Det er i utgangspunktet vanskelig å gjøre en rangering, spesielt når det kun er kjerneboret i 2 av de 5 områdene. Dermed blir en slik rangering veldig avhengig av seismikk, mulig bredde, bergoverdekning og sjødyb. Dette er parametere som kan gi en indikasjon på hvor vanskelig et område kan være, men på langt nær si noe sikkert.

Parameterne er gitt som gjennomsnitt og prosent for lettere å samle informasjonen. Likevel er det ikke sikkert at dette gir et riktig bilde av områdene, men det blir en måte å si noe kvalitativt om områdene. Viktige aktuelle stabilitetsproblemer som svelling, skvising og vanninnlekkasje er ikke nevnt i rangeringen. Da dette er stabilitetsproblemer det er vanskelig å sette en verdi eller rangering på, ved nåværende tidspunkt.

Tabell 3-11 Rangering over de antatt 5 vanskeligste områder langs trasen.

Rangering	Område	Gj. snittlig bergoverdekning [m]	Gj. snittlig seismisk hastighet [m/s]	Gj. snittlig Q-verdi fra seismikk	Gj. snittlig sjødyb [m]	Andel lavhastighetssoner <4000 m/s	Andel soner <3000 m/s	Total bredde [m]
1	5	89	2933	0,062	262	10,50 %	60 %	2100
2	3	95	3367	0,258	179	21 %	33 %	500
3	4	85	3140	0,126	216	12,75 %	40 %	800
4	1	100	3212	0,159	113	14,90 %	0 %	1000
5	2	197	3275	0,194	46	11,50 %	0 %	1000

Område 3, 4 og 5 har traseens laveste gjennomsnittlige bergoverdekninger, de eneste med seismiske hastigheter under 3000 m/s, samt de største sjødydene. Område 4 og 5 har også de laveste enkeltstående bergoverdekningene på henholdsvis 60 m og 75 m. Blant disse tre stikker område 3 seg ut med å ha den største gjennomsnittlige seismiske hastigheten av de fem områdene, likevel er den rangert over område 4. Grunnlaget for denne antagelsen er område 3 sin korte totale bredde sammenlignet med de andre, og det faktum at hele 21 % av denne lengden er antatte lavhastighetssoner. Med andre ord, inntil dobbel så høy hyppighet av lavhastighetssoner som de andre områdene.

Rangeringen av område 1 og 2 som de antatt "enkleste" områdene er hovedsakelig basert på at de har atskillig mindre sjødyb enn de andre områdene. Dermed er faren for høye vanntrykk i området mye lavere. I tillegg legges det vekt på at andelen soner med seismisk hastighet under 3000 m/s er 0 % i begge områdene. Dette står i særlig sterk kontrast til område 5, hvor hele 9 av 15 soner (60 %) har hastigheter under 3000 m/s, som her er antatt å være de svakhetssonene med størst vanskelighetsgrad (tabell 3-5). Som nevnt er ikke områdene 1, 4 og 5 undersøkt med kjerneboringer, men ut ifra verdiene i tabell 10 er de rangert som vanskeligere enn område 2 som er undersøkt med kjerneboringer. Kjerneboringene i område 2 viste, som tidligere beskrevet, lave Q-verdier noe som ut ifra rangeringen tyder på utfordrende forhold i de andre områdene.

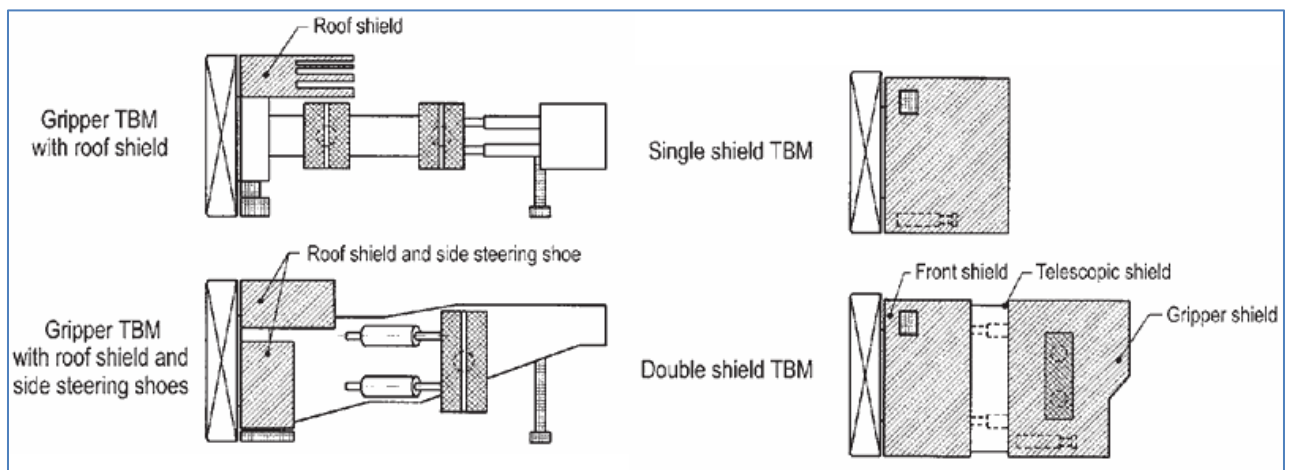
4. Valg av type TBM på Rogfast

Dette kapittelet vil diskutere valget av type TBM for Rogfast. Det gis en kort beskrivelse av de grunnleggende prinsippene for de forskjellige typene hardrock TBM maskinene. Deretter gjøres vurdering av hvilken type TBM som kan passe Rogfast best under de rådende forhold.

Forfatteren gjør et valg av type TBM tidlig i oppgaven for å begrense omfanget av masteroppgaven, slik at en kan fokusere på en bestemt type TBM videre. Selv om det også kunne vært naturlig å konkludere med valg av type TBM tilslutt i oppgaven.

4.1 Grunnleggende prinsipper for hardrock TBM maskiner

Gripper-TBM, også kjent som fellesbetegnelsen åpen TBM, er passende for en bergmasse med middels til høy “stand-up” tid. For å bevege seg fremover og skaffe drivkraft til kutterhode, er det utstyrt med to hydraulisk bevegelige grippere som dytter radielt mot tunnelveggen. En gripper-TBM gir mulighet for sikring direkte bak kutterhode. Figur 4-1 viser to av flere forskjellige typer gripper-TBM. Sikringen er i all hovedsak konvensjonell bergsikring, (se kapittel 5) som enten er midlertid sikring eller permanent sikring (Maidl et. al., 2008). Ved midlertid sikring er det vanlig i Europa å installere membran og betongstøp bak TBMen, et såkalt “two-lining support”-system. Hvor den innerste sikringen skal beskytte mot presset fra bergmassen og den ytterste som sikring mot vanninnlekkasje. Den ytterste sikringen er som oftest drenert (Dammyr et. al., 2012).



Figur 4-1 Forskjellige typer gripper TBM og skjold TBM maskiner (Maidl et. al., 2008).

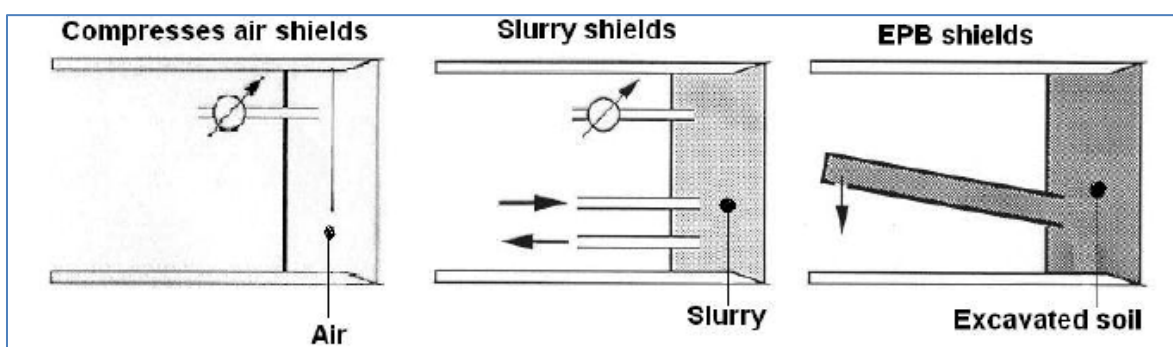
En enkeltskjold TBM er først og fremst benyttet i bergmasse med kort “stand-up” tid i tett oppsprukket berg. For å sikre tunnelen midlertidig, og for å beskytte mannskap og TBM er den utstyrt med et skjold. Skjoldet strekker seg videre fra kutterhode og over hele maskinen, se figur 4-1. Sikringsalternativet for en skjold TBM er direkte installasjon av betongsegmentforing, enten som permanent sikring eller som midlertidig med senere

installasjon av membran og betongstøp som et såkalt “two-lining support”-system, se figur 4-3. Betongsegmentforing er vanligvis udrenert dvs. at det er designet for å motstå det statiske vanntrykket (Dammyr et. al., 2012). I kontrast til en åpen TBM, dytter skjoldmaskinen seg fremover ved direkte hjelp av de installerte betongsegmentene (Maidl et. al., 2008).

En annen variant av en skjold TBM er dobbel skjold TBM (DS-TBM) også kalt teleskopskjold TBM. Akkurat som enkeltskjold TBM er den mest benyttet i bergmasse med kort “stand-up” tid i tett oppsprukket berg. Maskinen består av et frontskjold og et gripperskjold, se figur 4-1. Begge skjoldene er tilknyttet hverandre ved hjelp av teleskopiske skjold, som gjør at maskin og mannskap er beskyttet. Den beveger seg fremover ved å presse gripperne radielt mot sideberget. Eller i dårlig bergmasse, hvor gripperne sliter med å ta tak, kan det dyttes i fra den installerte betongsegmentforingen istedenfor (Maidl et. al., 2008).

Fordelen til en dobbel skjold TBM kontra en enkeltskjold TBM, er at den kan drive fremover med gripperne samtidig som det blir installert betongsegmentforing. Dette gjør at fremdriften til en DS-TBM er høyere enn en enkeltskjold TBM. En ulempe i forhold til en enkeltskjold TBM er når den blir benyttet i oppsprukket berg med høy styrke, kan det bakre skjoldet bli blokkert på grunn materiale fra bergmasse som legger seg opp på teleskopskjoldet og kommer i mellom teleskopskjoldet og det bakre skjoldet (Maidl et. al., 2008). I tillegg er en DS-TBM lengre og setter seg lettere fast i bergmasse med betydelige deformasjoner (Home, 2010).

En skjold maskin kan også utstyres med såkalt “closed mode system”, denne typen går under navnet mix-shield TBM. Denne type TBM har to forskjellige moduser, en åpen modus og en lukket modus. I lukket modus vil en mix-shield maskin ha mulighet for å stenge av stuffen og drive med etablert mottrykk mot stuff, se figur 4-2. Som vil være en fordel i vanskelige grunnforhold med store vanninnlekkasjer. I åpen modus opererer den som en vanlig skjold TBM.



Figur 4-2 Skisser over tre forskjellige måter å stenge stuffen og lage mottrykk for en mix-shield TBM (Kovári et. al, 2004)

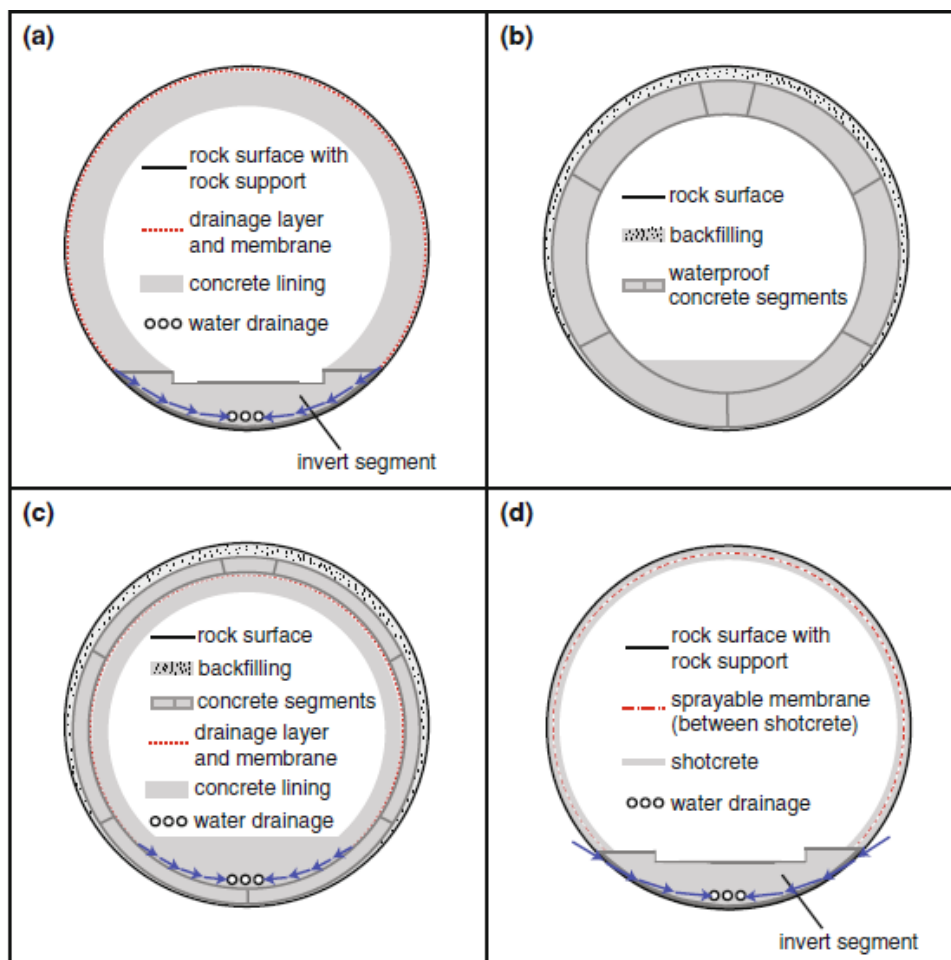
Denne type TBM er spesielt laget for veldig heterogene grunnforhold, med fare for store vanninnlekkasjer. Med dagens teknologi kan maskinen i lukket modus stå i mot vanntrykk på opptil 15 bar (Herrenknecht, 2012).

4.2 Sikring mot innlekkasje av vann

Tetthetskravet i undersjøiske tunneler er 300 liter/min pr. km. Dette kravet er styrt av praktiske og økonomiske avveininger. På den ene siden kostnader og tidsforbruk ved bruk av forinjeksjon, som også skal brukes i situasjoner som utgjør trussel for tunnelens stabilitet uavhengig av tetthetskrav. Den andre siden er kostnader til utpumping av lekkasjevann (SVV, 2002).

En vanlig løsning for vann- og frostsikring er PE-skum (Poly Etylen) og lette betonghvelv. PE-skum har kun 15-20 års levetid og ved betonghvelv kreves det regelmessig inspeksjon. Statens Vegvesen er på vei bort i fra disse løsningene for å øke levealderen på vedlikeholdsarbeid (Dammyr et. al., 2012). For eksempel er det benyttet "two-lining support"-system, med vanlig konvensjonell bergsikring ytterst, og membran og betongstøp innerst som vann- og frostsikring, på en veitunnel ved E6 Minnesund (SVV, 2013c).

Det ferdige vannsikringskonseptet ved bruk av TBM, som er mest vanlig i Europa, er presentert i figur 4-3. Figur 4-3 (a), er et drenert "two-lining support" vannsikringskonsept, som er vanlige for tunneler drevet med en gripper-TBM eller konvensjonell boring og sprengning. Figur 4-3 (b) og (c), viser henholdsvis et udrenert vannsikringskonsept og et drenert "two-lining support" vannsikringskonsept utført av en skjold TBM. Mens figur 4-3 (d), viser en innovativ løsning med sprøytbar membran for tunneler drevet av gripper-TBM eller konvensjonelt. Denne sprøytbare membranen er ennå under utvikling og testing (Dammyr et. al., 2012).



Figur 4-3 Illustrasjonen (ikke i skala) viser 4 forskjellige ferdige utført vannsikringskonsepter. Gripper-TBM for (a) og (d), mens en skjold-TBM for (b) og (c) (Dammyr et.al., 2012).

4.3 Valg av TBM på Rogfast

Valg av type TBM er et viktig og kritisk valg for å kunne gjennomføre et suksessfullt prosjekt. Det største valget er å velge mellom en gripper-TBM eller en type skjold TBM. Det er ikke bare gjennomføring, men også hvilken sikringsfilosofi som er med på å bestemme valget. Alle maskintypene har sine fordeler og ulemper.

Som nevnt benytter en skjold TBM seg av betongsegmenter både for å trekke seg fremover og som sikring. Et vanntrykk på potensielt 39 bar er langt over grensen av prøvd teknologi. Spesielt er det svakheter ved vanntette pakninger og tetthet i skjøtene mellom elementer, problematikken knyttet til utvasking av tilbakefyllingen (mellom betongsegmentelementet og berget) og overgangen mellom skjold og segmenter (Grøv, 2012). En skjold TBM kan også installeres drenert betongsegmentføring. Dette vannet må dreneres ut av tunnelen ved pumper, siden tunnelen drives på synk, se figur 2-1. Dermed mister en noe av de

økonomiske fordelene ved å benytte betongsegmenter, siden en trolig uansett må ha et "two-lining support" vannsikringskonsept.

En av de store utfordringene ved Rogfast er at en potensielt kan møte 39 bar vanntrykk. I prosjektoppgaven (Gjelsnes, 2012) er det blitt beskrevet 3 prosjekter med potensielt vanntrykk over 39 bar. Disse ble alle drevet med gripper-TBM. Gotthard, Lötschberg og Nant de Drance ble alle drevet i dype og drenerte tunneler. I disse prosjektene ble omfattende sonderboring, forinjeksjon og drenering svært viktig for å komme igjennom vannførende soner. For en undersjøisk tunnel med potensielt 39 bar vanntrykk, er nettopp mulighetene til å utføre systematisk sonderboring, forinjeksjon og sikring så nærme stuff som mulig viktig. Dette er også den typen TBM som tidligere har blitt mest brukt og som en har mest erfaring med i Norge.

Det er også mulig å utføre forundersøkelser og forinjeksjon på skjold-TBM. Men tilgjengeligheten til berget er atskillig bedre for en gripper-TBM. Designet for en skjold-TBM gjør forundersøkelser og forinjeksjon vanskeligere enn for en gripper-TBM (Home, 2010). For eksempel ved en DS-TBM vil borhammeren være plassert bak betongelementkranen, som medfører til lengre borelengde enn det som er tilfelle for en gripper-TBM (2-3 m for en åpen TBM og 6-8 m for en DS-TBM). Dette gjør forundersøkelser og forbehandling av bergmassen mer tidkrevende på en DS-TBM (Log, 2011). Det forventes å bli brukt forinjeksjon, både for å tilfredsstille innlekkasjekravet på 300 liter/min pr. km til Statens Vegvesen og for stabiliteten i tunnelen.

I en tidligere rapport om gjennomførbarheten for TBM på Rogfast blir det foreslått en mix-shield TBM. Denne typen er en 12,2 m diameter mixshield TBM, med dobbelt-skjold og EPB (Earth Pressure Balance) kapasiteter. Denne maskintypen skal kunne skifte raskt mellom å drive med eller uten betongsegmentforing, slik at den tilpasses de aktuelle grunnforholdene. Videre gis det mulighet for å stenge av stuffen ved mottrykk. Dagens teknologi er ikke utviklet til å motstå høyere trykk enn 15 bar. Et mål med denne rapporten var å komme frem til en type TBM, som ville kunne gjøre drivingen av Rogfast enda sikrer enn konvensjonell driving. En slik type TBM vil være "state-of-art" med dagens teknologi, og sannsynligvis innebære en viss teknologi utvikling (COWI, 2012a).

Når det gjelder størrelsen på diameter, er dette prøvd teknologi for en åpen TBM. For eksempel er det blitt benyttet en 14,4 m diameter åpen TBM på et vannkraftprosjekt i Niagara USA (Gschnitzer og Goliash, 2008). Det er funnet referanser for en dobbeltskjold TBM eller en mix-shield TBM i størrelsesorden omkring 10 m, men ikke opp mot 12 m.

Som nevnt tidligere så forventer NGI at ca. 80 % (90 % ved benyttelse av formel 1) av lengden til tunnelen vil ha middels til god bergmasse, slik at det ikke blir behov for betongsegmentforing over hele tunnelen. Det er riktignok flere usikkerhetsmomenter bak disse tallene. COWI (2012a), foreslår en mixshield-TBM med egenskapene til en DS-TBM, hvor den skal kunne raskt skifte mellom å drive med eller uten betongsegmentforing, dvs.

ca. 30 m før og etter eventuelle svakhetssoner. Forfatteren har ikke lyktes å finne prosjekter, hvor slik hyppig skifte av med eller uten betongsegmentforing er benyttet.

I prosjektoppgaven (Gjelsnes, 2012), er noen av erfaringene fra Hallandsåstunnelen med mix-shield TBM beskrevet. Maskinen hadde mulighet for å sette opp et trykk mot bergmassen på opptil 15 bar i statisk lukket modus. Erfaringer fra Hallandsåsen sier at den statiske lukkede modusen ble ofte benyttet og var avgjørende for prosjektet. Men det er flere forskjeller mellom Rogfast-prosjektet og Hallandsåstunnelen. Rogfast-tunnelen vil bli bygget drenert, mens på grunn av strenge krav til senkning av grunnvannet er Hallandsåstunnelen bygget udrenert. Under bygging av Rogfast-tunnelen vil en kunne ha mulighet til å drenere ut atskillig større mengder vann enn under Hallandsåstunnelen. Videre så er ikke dagens teknologi, for å trykksette borhodet, utviklet til å kunne motstå høyere trykk enn 15 bar slik tilfellet var på Hallandsåstunnelen. Grunnforholdene og tetthetskravet til Hallandsåstunnelen gjorde at både driving konvensjonelt og med gripper-TBM ble mislykket, og dermed ble det valgt en mix-Shield TBM. Grunnforholdene på Rogfast er forventet å være bedre og tetthetskravet til tunnelen langt mildere.

Valg av type TBM er også avhengig av berg- og vannsikringsløsning. Dersom konvensjonell sikring etter de norske grunnprinsippene for tunnelbygging (Norwegian Method of Tunneling) skal følges, er gripper-TBM den best egnede typen for Rogfast-prosjektet. Uansett om det bygges med betongsegmentforing eller konvensjonell sikring, så må det enten drenes eller injiseres. Et udrenert vannsikringskonsept, for å motstå 39 bar statisk vanntrykk i en tunnel, er som nevnt ennå uprøvd teknologi. Det er uansett viktig at ved valg av TBM, må tunnelens permanente sikringskrav tilfredsstilles best mulig.

I tillegg bør det utføres flere forundersøkelser før et endelig valg av type TBM velges. Generelt krever en TBM drevet tunnel mer forundersøkelser enn en konvensjonell drevet tunnel (Maidl, et. al., 2008). For eksempel bør de to områdene 4 og 5 fra kapittel 3.5 nærmere undersøkes med kjerneboring. I tillegg bør det vurderes å gjøre supplerende seismikk.

Videre i oppgaven vil det bli skrevet om en gripper-TBM for Rogfast.

5. Geotekniske problemer og aktuelle metoder for stabilitetssikring

Dette kapittelet vil ta for seg generelle geotekniske problemer ved driving med en gripper-TBM. Samt generelle sikringsmetoder og sikringsskjema som er tilgjengelige og kan være aktuelle for Rogfast.

5.1 Vanlige geotekniske problemer for en TBM

Noen av de største geologiske risikoene en kan møte under driving av TBM er i følge Barton (2006):

- Svakhetssoner
- Uheldig orientering av plane og leirholdige sprekker
- Veldig svake bergarter eller veldig massive bergarter (høy trykkfasthet)
- Veldig abrasive bergarter
- Lave spenninger eller høye spenninger
- Svært oppsprukket bergmasse eller karstdannelser med store volum av lagret vann
- Høy permeabilitet i bergmassen med høyt vanntrykk mot tunnel

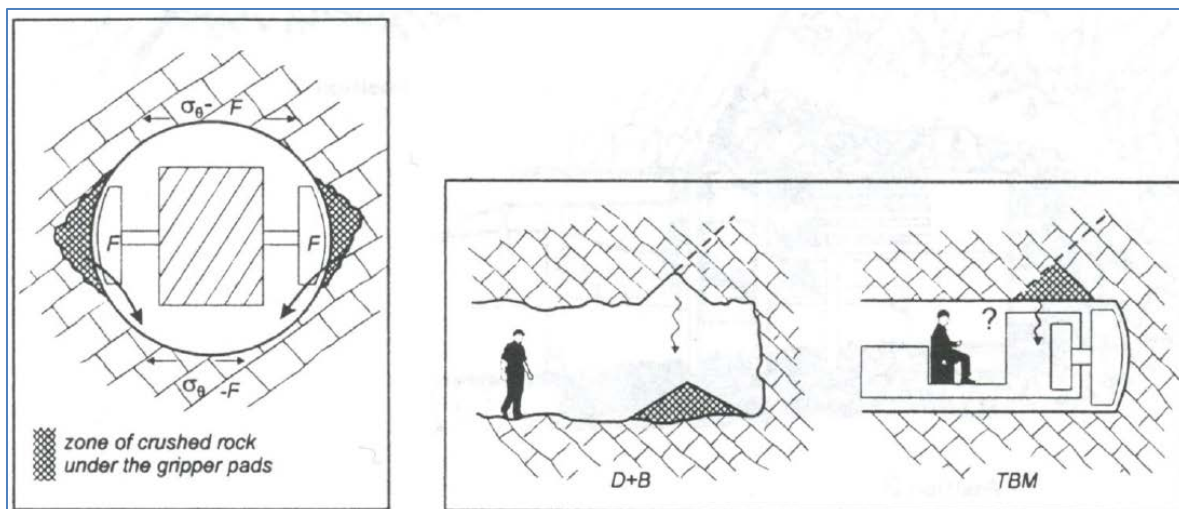
Det er en god del likheter mellom TBM tunneler og D&B (drill and blast) tunneler når det gjelder geotekniske problemer. Likevel er blant annet maskin-bergmasse-stabilitet interaksjonen forskjellig. Følgende liste av Barton (2000) og Nelson (1993), er en oppsummering av typiske geotekniske og maskin-bergmasse problemer:

- Installering av sikring når det er vått og ustabil bergmasseforhold
- Kutter og kutterhode ødeleggelse ved ras fra stuff periferien
- Blokker som faller ut og blir dratt rundt lager mer overmasser
- Tunnelmasse som setter seg fast i "muck buckets" og langs transportbåndet
- Ustabil sideberg og overmasser som påvirker gripper funksjonen negativt
- Berg- og løsmasser på kutterhodeskjoldet reduserer drivkraften, forårsaker styringsproblemer og forsinkelse på grunn av ekstra sikring
- Ustabil såle forårsaker styringsproblemer og skinne avsporing
- Erosjon og utskylning av sleppemateriale over maskinen
- Pipeformasjon og blokkutfall på grunn av stor vannstrømning i dårlig bergmasse
- Skade på sikring ved kollaps av bergmasse
- Fastklemming av maskin ved ekstrem skvising
- Kutterslitasje fra abrasive bergarter

Dette er en kort oppsummering av vanlige geotekniske problemer som er årsaken forsinkelse, stopp og ekstra installering av sikring.

5.1.1. TBM sin påvirkningssone rundt tunnelen

Det er noen grunnleggende forskjeller mellom TBM og D&B drevet tunneler, se figur 5-1. I moderat til god bergmasse er de målbare egenskapene (permeabilitet, seismisk hastighet, deformasjonsmodulus) til bergmassen i påvirkningssonen bare et titalls centimeter rundt en liten TBM tunnel. Mens påvirkningssonen for en D&B tunnel kan være atskillig større. Overmasser av ustabil berg fra sprengning er vanlig, men en trenger ikke støtte for å opprettholde profilet som det kanskje gjør ved bruk av TBM (Barton, 2000), se skissen til høyre i figur 5-1. Skissen illustrerer også tilgjengeligheten på stoff er atskillig bedre ved D&B, og at en ikke like tydelig vet hvor god bergmassen er ved driving av TBM.



Figur 5-1 Noen grunnleggende forskjeller mellom TBM og D&B tunneler (Wanner, 1980).

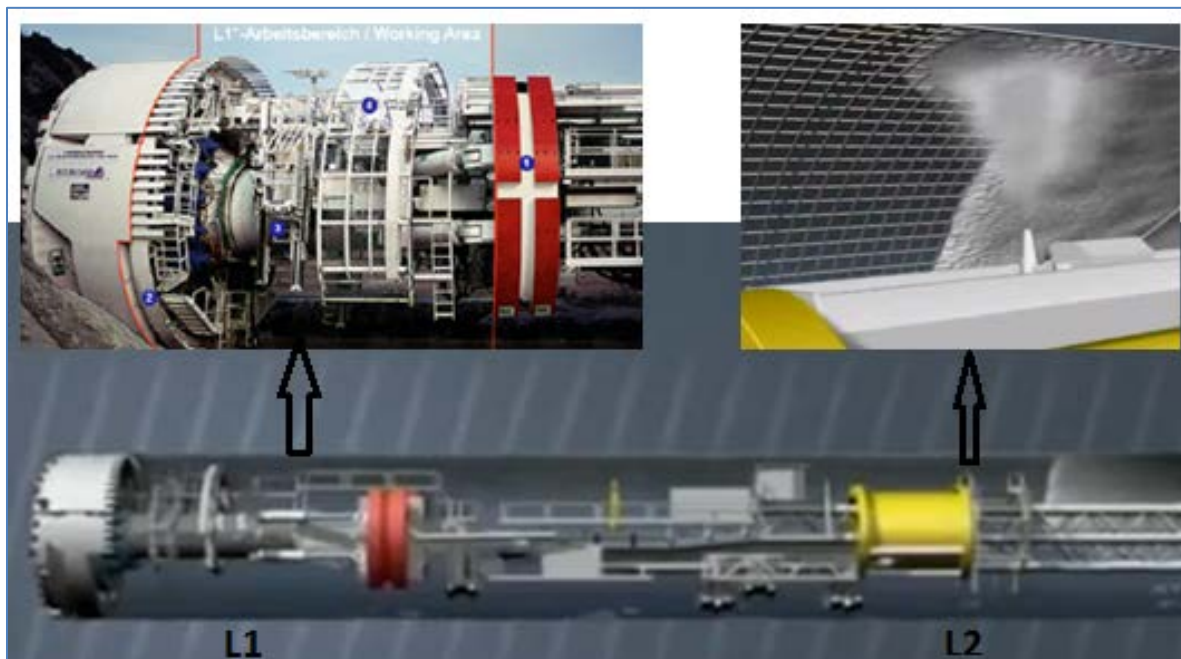
Skissen til venstre i figur 5-1 viser et annet unikt TBM problem skapt av gripper belastningen. Denne belastningen kan ødelegge veggene i tunnelen og forårsake ustabilitet i hengen. I situasjoner hvor, horisontal spenning er mindre en vertikal spenning, tangential spenningen er utilstrekkelig kan risikoen for blokknedfall øke. Høye spenninger kan derimot gjøre at boringen tar lengre tid på grunn av økende styrke innspent i bergmassen. Når det gjelder sprekker pleier disse ikke å propagere mye i TBM tunneler, slik de gjør i D&B tunneler under sprengning (Barton, 2000).

Generelt vil en TBM drevet tunnel, kreve noe mindre sikring enn ved D&B. En grunn til dette er fordi et rundt og jevnt tunnelboringprofil gir en bedre lastfordeling og øker dermed stabiliteten (og gir en tilsynelatende høyere Q-verdi). Men når bergmassekvaliteten blir svært dårlig, vil begge drivemetodene ha nærmest like stabilitets problemer (Barton, 2000). For Svartisen vegttunnel, var det en unik mulighet for sammenligning når tunnelen først ble drevet med en 6,25 m diameter TBM og senere drevet med D&B med 7,5 m diameter. Løset (1992), fant ut at i Q-verdi intervallet 2 til 10 (D&B Q-verdier), var Q-verdiene registrert fra TBM 1.5 til 3.0 ganger høyere (ca. 4 – 30 TBM Q-verdier) enn de som ble registrert fra D&B. Mens over eller under dette intervallet var Q-verdiene til de to drivemetodene veldig like.

5.2 Generell bergsikring

Tunnelsikringen skal sikre mot kollaps av tunnelprofilet, og dette bør sikres med passende mengde og type sikringskonstruksjon. Det er kun i sjeldne tilfeller hvor en kan drive igjennom helt uten bergsikring. Selv uforvitret sterkt berg er ofte forstyrret av tektoniske spenninger eller andre geologiske forhold, som gjør at det kreves sikring. Ut i fra driftsmessige og økonomiske aspekter er det klart at jo mer sikring, jo lengre tid og mer kostbart blir det å drive med en TBM (Maidl et.al., 2008).

Tunnelsikring og bergsikring metoder som originalt var utviklet for D&B tunneler, som for eks. bergbolter, stålnett, sprøytebetong og stålbuer, er også benyttet i TBM tunneler. Men installasjonen av bergsikringen er forsinket, på grunn av kutterhodeskjoldet, med ca. 2 - 3 m. Figur 5-2, viser områdene, på en TBM brukt under drivingen av Gotthard, hvor det blir installert bergsikring. I L1 området blir det vanligvis installert bergbolter, stålnett, stålbjelker, utført sonder- og kjerneboringer, samt forinjeksjon. Mens i L2 området er det vanlig å påføre sprøytebetong og eventuelt ekstra bergbolter (Barton, 2000). På den typen TBM som ble benyttet på Gotthard var avstanden mellom kutterhode til L2 ca. 60 m, se figur 5-2. Men denne avstanden varierer blant annet etter størrelsen på TBMen.



Figur 5-2 L1 ("working area") er området rett bak kutterhode til gripperne hvor arbeidssikringen installeres. Ca. 60 m lengre bak er L2 ("backup area") hvor sprøytebetong påføres (modifisert etter Youtube, 2013 og herrenknecht, 2013).

Den mest vanlige bergsikringen for en åpen TBM, vil bli kort presentert:

Bergbolter

Stort sett alle typer bergbolter kan installeres, men tunnelens diameter setter en begrensning på boltens lengde. Bolter blir i hovedsak brukt for å feste lokale blokker, formilde bergsprak og skape en ringbærende kapasitet sammen med sprøytebetong (Farrok, et. al., 2010).

Stålnett

Stålnett er et armeringsnett som benyttes for å sikre mot nedfall av mindre materialet. Benyttes gjerne i mellom dem installerte stålbuer og festes ved hjelp av bolter. Figur 5-3, viser ferdig installert stålnett sammen med ringbjelker av stål. Stålnettet blir installert som plater med typisk mål 1 x 2 m, mønster 10 x 10 cm og tykkelse 6-8 mm. Sterkere stålnett kan benyttes ved større belastning (Farrok, et. al., 2010)

Stålbuer

Stålbuer kan dekke halve tunnelen eller hele tunnelen som ringer rundt profilet, se figur 5-3. Forskjellige type buer har egenskaper som stiv sikring, eller som fendrende sikring i under forhold med store deformasjoner. Installasjon av stålbjelkene skjer vanligvis under beskyttelse av kutterhodeskjoldet. Det er viktig at avstanden mellom buene ikke overskrider bredden til gripperne, da kraften til gripperne vil delvis ødelegge sikringen (Farrok, et. al., 2010).



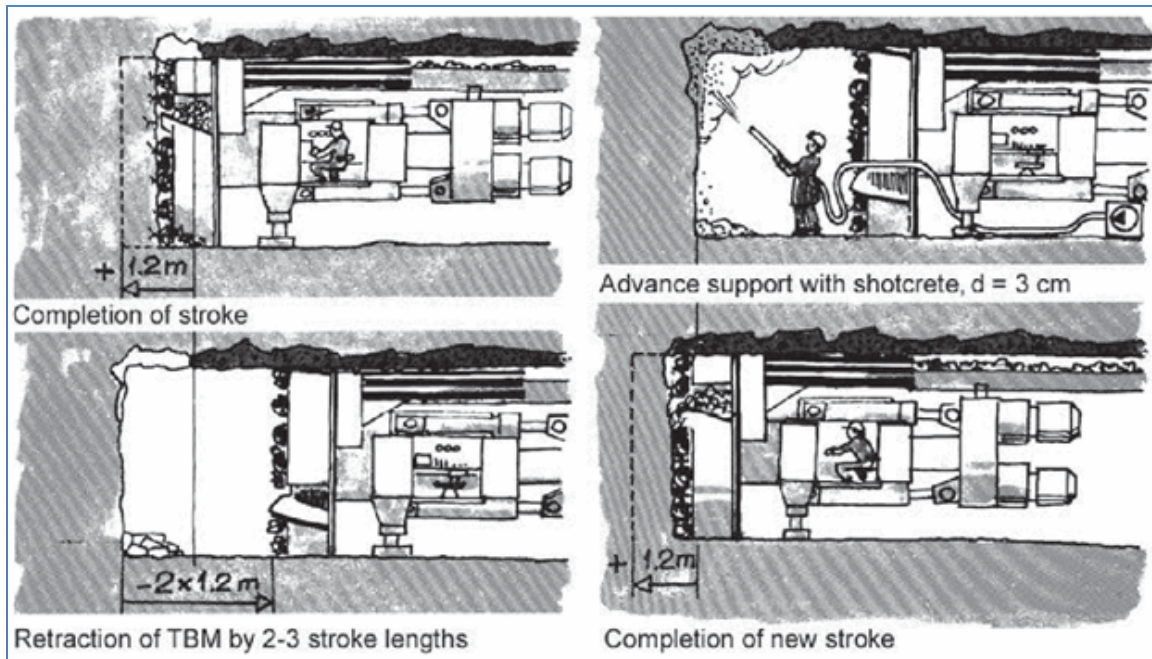
Figur 5-3 Ring av stålbjelker og stålnett blir installert (Robbins, 2013).

Sprøytebetong

Sprøytebetong er normalt påført i området L2, se figur 5-2, men kan også ved noen tilfeller bli påført i L1 området. Generelt er det ikke ønskelig å påføre i sprøytebetong i L1 området, i følge Maidl et. al., 2008, på grunn av tilsøling og ødeleggelse av maskinen som lett kan oppstå. Det er også et spørsmål om plass når det gjelder å få sprøytebetongroboten frem til L1. I tillegg vil kraften fra gripperne delvis ødelegge sprøytebetongen, hvis den påføres ved L1. Når sprøytebetong kun påføres 30 – 60 m fra kutterhode, kreves det en viss “stand-up”

tid. Med en inndrift på 20 – 40 m/dag, kreves det høyt innhold av akselerator, for at sprøytebetong skal ha tid til å ha en lastbærende egenskap.

Det er generelt kun ved dårlig og ustabil bergmasse, sprøytebetong blir benyttet i front og over kutterhode. Figur 5-4, viser stegene hvor en TBM trekker seg tilbake og det påføres sprøytebetong foran maskinen. Barton (2000), beskriver at sprøytebetong påført foran maskinen eller over kutterhode, er som regel brukt mot svakhetssonerelatert hulrom foran kutterhode.



Figur 5-4 Påføring av sprøytebetong foran maskinen (Jones, 1984).

På den 14,4 m diameter store åpne TBMen, som ble benyttet for et vannkraftprosjekt ved Niagara USA, ble det utført flere maskin modifiseringer under driving av prosjektet. For å takle de store overmassene, ble det blant annet installert to arbeidsplattformer i L1 med mulighet for håndsprøytet sprøytebetong (Gschnitzer og Goliash, 2008). Kapittel 6.3.1 vil gi en nærmere beskrivelse av Niagara prosjektet.

Stålplater og Sprøytebetongbuer

I svak og dårlig bergmasse er kurvede stålplater en mulighet. Disse platene skrues og/eller boltes sammen i L1 og dekker hele tunnelprofilet, se figur 5-5. Disse stålplatene kan være en god løsning i tunneler med liten diameter, i følge Maidl et. al. (2008). De er derfor mest sannsynlig ikke spesielt effektive for Rogfast. Men de kan også brukes som sikring i mellom stålbuene (Farrokh, et. al., 2010).



Figur 5-5 Bilde til venstre viser kurvede stålplater som dekker hele tunnelprofilen (Maidl et. al., 2008). Bilde til høyre viser sprøytebetongbuer uten og med sprøytebetong (Barton, 2012a).

“Lattice girders” er et sikringskonsept brukt i NATM (New Austrian Tunneling Method). Dette er et slags gitterverk som blir helst brukt i D&B tunneler, hvor de blir installert, kombinert med sprøytebetong, nærmest mulig stuff (Farrokh et. al., 2010). Akkurat som sprøytebetongbuer som er benyttet i NTM (Norwegian Tunneling Method), er disse avhengig av å kombinere med sprøytebetong ved stuff. Barton, 2012a, diskuterer at “Lattice girders” ikke er forenlig med NTM, fordi de tiltrekker seg ekstra deformasjoner og har forårsaket ustabilitet når det har blitt brukt sammen med Q-systemet. Disse sikringskonseptene er mest brukt i D&B tunneler, siden det ikke er ønskelig å benytte sprøytebetong ved L1. Hvis det skulle være nødvendig å installere en av disse metodene, vil de, i følge Farrokh et. al. (2010), normalt sett bli installert i L2 området.

Betongsegment i sålen

I følge Maidl et. al. (2008), har de aller fleste moderne TBM tunneler betongsegment i sålen. Betongsegmentet blir både midlertidig og permanent sikring av sålen, og er samtidig med på å effektivisere drivingen. Blant annet gir den et pålitelig underlag for skinnene transport togene går på. I tillegg er den med på å forenkle eventuell drenering.

Betongsegmentene er installert med kran i L2 området, se figur 5-6. Det er viktig at avstanden mellom stålbuene er riktig slik at det er plass i mellom for betongsegmentene. Det er også mulig å forankre stålbuer til betongsegmentene ved hjelp av spesielle adaptere.



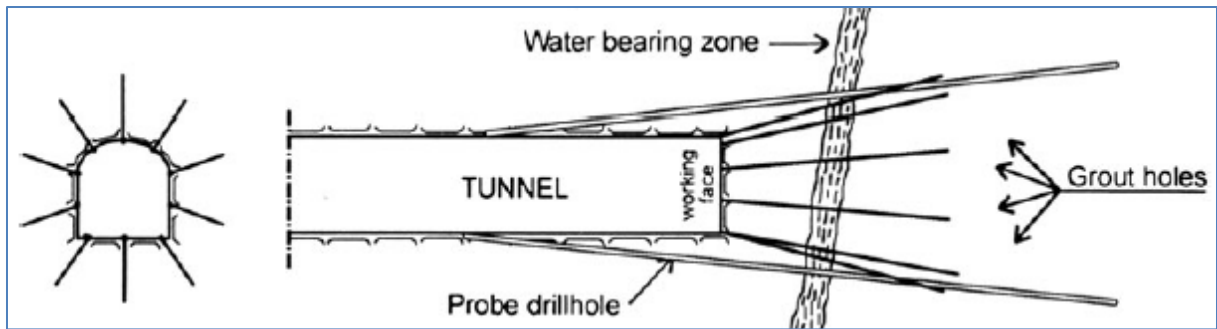
Figur 5-6 **Installering av betongsegment i sålen ved West Quinling tunnel (Robbins, 2013).**

5.3 Forundersøkelser og forbehandling

For at det kan benyttes TBM på Rogfast, må den være utstyrt for å kunne gjøre forundersøkelser og forbehandling foran TBM maskinen. Spesielt sonderboring og forinjeksjon har vært tidligere suksess faktorer for undersjøiske tunneler i Norge. Det vil bli beskrevet litt mer i detalj om de erfaringen en har gjort ved å drive de undersjøiske tunnelene, samt en estimering av omfang forinjeksjon som forventes på Rogfast. Videre vil det bli noen beskrevet aktuelle forundersøkelser og forbehandling fra en TBM.

5.3.1. Tidligere erfaringer og forslag til forinjeksjon på Rogfast

Det som har vært en vanlig og suksessfull formel for driving av undersjøiske veitunneler i Norge, er omfattende undersøkelser på stoff. Systematisk sonderboring på stoff med typisk lengde på 30 m. Prosedyrene for sonderboring og forinjeksjon er vist i figur 5-7. Ved å måle vanninnlekkasje per. sonderboringshull, danner man kriteriet på når det er behov for forinjeksjon og omfang. Tetthetskravet skal som nevnt tilpasses kravet 300 liter/min·km, som er økonomisk forsvarlig (Nilsen og Henning, 2009). All bergsikring er drenert, uansett om det gjelder utstøpning med betong, sprøytebetongbuer, eller kun sprøytebetong (Grøv, 2008).



Figur 5-7 Prinsippene for sonderboring og forinjeksjon. Typisk lengde på sonderboring er 30 m, og overlapp er ca. 10 m (Nilsen, 2012).

Uansett om tunnelen drives med TBM eller med boring og sprengning, så vil forinjeksjon spille en svært viktig rolle for å stabilisere bergmassen og hindre store vanntrykk inn mot tunnelen. Det er derfor viktig å se hvordan man foreløpig ser for seg omfanget av forinjeksjon.

Et typisk anslag for forinjeksjon i undersjøiske tunneler i Norge har i snitt vært mellom 10 – 15 % av tunnelens lengde. Men for enkelte tunneler har dette variert fra 0 % til 40 % (Arnason, 2008). Generelt har det vist seg at det er svært vanskelig å forutsi det virkelige forinjeksjonsbehovet. COWI (2012b), gir i tabell 5-1 et forslag til omfang av forinjeksjon for Rogfast.

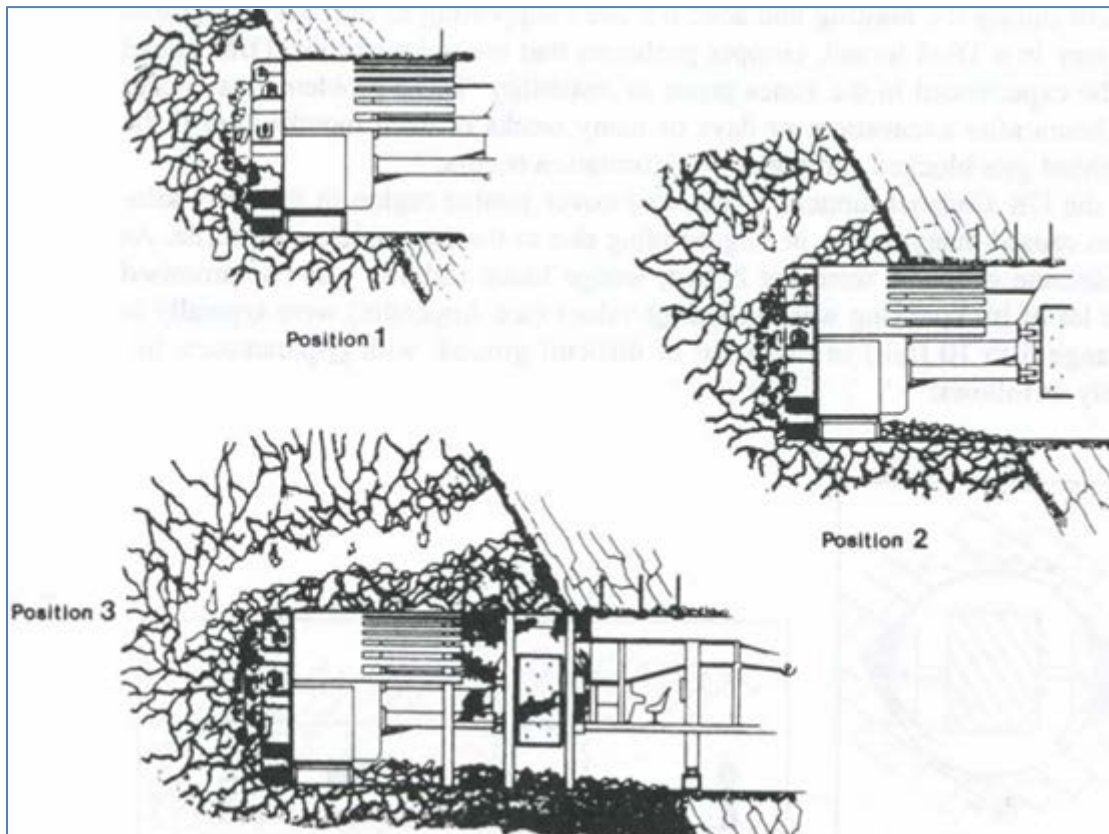
Tabell 5-1 Forslag til forinjeksjonsopplegg på Rogfast (modifisert etter COWI, 2012b).

Klasse	Antall m totalt	Q-verdi	Beskrivelse av forinjeksjonen
1	2 964 m	>4 Kan forekomme Stor innlekkasje	Utvidet sonderboring, systematisk injeksjon. Forinjeksjon når lekkasjemengden overstiger visse grenser (typisk 5l/min på 3sonderhull eller 3l/min fra et enkelthull). Injeksjon med industrisement. Injeksjonsskjerm i 21 eller 24 m lengde. Antall hull pr skjerm 20-30 hull. Boring av kontroll hull
2	2 275 m	0.1<Q<4 Forventes størst innlekkasje	Utvidet sonderboring, systematisk injeksjon. Forinjeksjon når lekkasjemengden overstiger visse grenser (typisk 5l/min på 3 sonderhull eller 3l/min fra et enkelthull). Injeksjon med industrisement samt mikrosegment. Injeksjonsskjerm i 18 eller 21 m lengde. Antall hull pr skjerm fra 25 til 40. Etter oppboring av kontrollhull vil det kunne være behov for 1 ekstra injeksjonsomgang.
3	444 m	Q<0.1 Forventes innlekkasje i overgangen til svakhetssoner	Systematisk injeksjon. Forinjeksjon når lekkasjemengden overstiger visse grenser (typisk 5l/min på 3 sonderhull eller 3l/min fra et enkelthull). Injeksjon med mikrosegment og spesialsementer må forventes. Injeksjonsskjerm i 15 eller 18 m lengde. Antall hull pr skjerm fra 40 til 60. Oppboring av kontrollhull og ny injeksjonsomgang må forventes i enkelte tilfeller. Dreneringshull, delvis kontrollert med vanntrykkmåling, må etableres for å sikre at bergmassene rundt tunnelprofilet (rundt ny salve) er trykkavlastet. I stedet for å injisere kontrollhullene, kan disse bli stående som trykkavlastningshull. Dreneringsprinsippet må planlegges slik at det kan settes inn perforerte rør som hindrer gjenrasing av hullet.

Ut i fra tabell 5-1, er det 5683 m av den totale lengden som trenger forinjeksjon. Dette utgjør ca. 22 % av tunnelens lengde. I forhold til Q-verdiene anslås det av COWI (2012b), at ca. 15 % av områder med $Q > 4$ trenger forinjeksjon, 50 % av områder med $4 \geq Q \geq 0,1$ og 40 % av områder med $Q < 0,1$.

5.3.2. Forundersøkelser og forbehandling foran TBM

En TBM som skal drive Rogfast, må ha egenskaper for å utføre forundersøkelser og forbehandling av bergmassen. Uansett hvor gode de geologiske forundersøkelsene er, så vil det være usikkerhetsmomenter som gjør driving med TBM mer eller mindre en ferd i det ukjente. Selv kjente svakhetssoner trenger forundersøkelser og eventuell forbehandling under driving. Figur 5-8, viser en driving for langt inn i svakhetszone, før nødvendig forundersøkelser og forbehandling er blitt gjort (Barton, 2000).



Figur 5-8 Typisk TBM problem med møte på svakhetszone med lav “stand-up” tid (Robbins, 1982).

Akkurat som bergsikring går forundersøkelser og forbehandling utover fremdriften, men konsekvensen av ikke å utføre det kan gi et langt dårligere resultat. I følge Maidl, et. al. (2008), bør tunnel bore maskiner være standard utstyrt for:

- Undersøkelsesboring (sonderboring og kjerneboring) over eller rundt periferien.
- Forbehandling av bergmassen. For eksempel skal forinjeksjon være mulig å utføre gjennom undersøkeshullene.
- Boring av dreneringshull.

Log, 2011, mener at metodikken for sonderboring og forinjeksjon er nå blitt tilnærmet lik som på konvensjonell drift. Nærmere beskrivelse av forundersøkelser og forbehandling vil bli beskrevet videre.

Forundersøkelser

Det er i følge Peila og Pelizza (2009), både direkte og indirekte forundersøkelsesmetoder. De direkte forundersøkelsene er:

- **Kjerneboring:** Er vanligvis horisontale borhull som er boret igjennom kutterhode. Skrå borhull er tilgjengelig like bak kutterhode. Radielle borhull er også tilgjengelig. Målet med kjerneboringer er å si noe om geologien og grunnforholdene fremover, samt tilstedeværelsen av vann. Det er mulig å installere "blow-out" ventiler i borhullet for beskyttelse mot vanntrykk over 200 bar. Boring er utført av en borhammer i L1 området. Det er ikke vanlig å benytte kjerneboring, siden det tar betydelig med tid
- **Sonderboring:** Som registrerer boringsparametere ved en datalogger, og ut ifra dette kan si noe om grunnforhold og tilstedeværelsen av vann. Sammen med geologisk kartlegging er dette de mest vanlige metodene av forundersøkelser.
- **Geologisk kartlegging:** Kartlegging foregår på samme måte som ved konvensjonell driving, men den kan bare foregå når drivingen er stoppet. Skjer gjerne ved regelmessig vedlikeholdsarbeid. Formålet er å klassifisere bergmassen, og muligens endre sikringsomfang eller eventuelle driveparametere.

Boring innenfor tunnelprofilet og igjennom kutterhode er mulig, men det er alltid en fare for at borestrengen ryker, som vil hindre TBMen fremover. Det er derfor en fordel å bore horisontalt i en liten nisje over tunnelprofilet, men posisjoneringen av borhammeren gjør dette litt tungvint for en gripper-TBM (Maidl et. al., 2008).

De indirekte forundersøkelsene er forskjellige typer geofysiske metoder, som kan deles inn i elektriske/elektromagnetiske, soniske og seismiske. Tabell 5-2, oppsummerer flere typer geofysiske metoder og noen av deres egenskaper.

Tabell 5-2 Geofysiske metoder for å undersøke foran stuff (Peila og Pelizza, 2009).

Metode	Prinsipp	Gjennomtrengning foran stuff	Hindring av fremdrift	Letthet av å evaluere data
BEAM	Elektromagnetisk	2.5 – 4 ganger tunnelens diameter	Intet	Medium
TSP-203	Seismikk	10 – 20 ganger tunnelens diameter	Høy	Komplekst
TRT	Seismikk	5 – 15 ganger tunnelens diameter	Medium	Komplekst
SSP	Sonisk	30 ganger tunnelens diameter	Intet	Komplekst

I følge Maidl, et. al. (2008), gir sonderboring forholdsvis pålitelige prognoser, mens geofysiske metoder foran stoff ennå ikke kan gi noen konkluderende resultater. Stort sett er det som tilgjengelig av indirekte forundersøkelser for konvensjonell driving også tilgjengelig for TBM. Som blant annet boreloggingssystemet MWD (Measurement While Drilling).

Forbehandling

Peila og Pelizza (2009), deler inn forskjellige metoder innen forbehandling av bergmassen som kontroll av tunnelens kontur, kontroll mot vanninnlekkasje og kontroll av tunnelens stoff. Tabell 5-3, viser en oppsummering av forskjellige metoder og deres innvirkning på tunnelen. De mest benyttede metodene er injeksjon (forinjeksjon), forbolting eller rørskjermer og dreneringsrør.

Tabell 5-3 Oppsummering av forbehandlings metoder i hard rock TBM (Peila og Pelizza, 2009).

Teknologi		Sikring av tunnelens kontur.	Sikring mot vanninnlekkasje.	Sikring av tunnelens stoff.	Sikring av lokale ustabile deler av bergmassen.
Bergmasse forbedring	Injeksjon	Rundt tunnelen, foran og bak stoff	I kjernen og rundt tunnelen, foran og bak stoff	I kjernen og rundt tunnelen, foran og bak stoff	-
	Frysing	I kjernen og rundt tunnelen, foran stoff	I kjernen og rundt tunnelen, foran og bak stoff	I kjernen og rundt tunnelen, foran og bak stoff	-
Bergmasse forsterkning	Bolting med stål elementer	Radiell intervensjon bak stoff	-	-	Lokalt eller systematisk
	Bolting med fiberglass	-	-	Fra nærliggende tunnellop, "by-pass"-tunnel, overflaten	-
Bergmasse forsterkning foran stoff	Forbolting eller rørskjermer	Rundt tunnelen, foran stoff	-	Rundt tunnelen, foran stoff	-
	"Jet grouting"	Rundt tunnelen, foran stoff	-	Rundt tunnelen, foran stoff	-
Drenering	Dreneringsrør	-	Rundt tunnelen, foran og bak stoff	-	-

5.4 Sikringskjema

Flere typer sikringskjemaer er blitt utviklet for å relatere sikringskrav for en TBM tunnel med gitt bergklasse. I disse sikringsklassifikasjonene, er mengde og lokasjon av forskjellig sikring generelt bestemt. Ettersom grunnforholdene forverres, øker nødvendigheten av å installere sikring nærmere kutterhode. Under svært dårlige grunnforhold, må spesielle metoder som for eksempel forbolting og forinjeksjon utføres. Tabell 5-4 og 5-5, er eksempler på bergmasse klassifikasjonsskjema som er utviklet på bakgrunn av sikringsmengde i Sveits og Tyskland (Farrokh, et. al., 2010).

Tabell 5-4 Tunnelklasser for TBM, utviklet i Sveits (SIA, 1993).

Klasse	Hindring av inndrift
AK I	Sikringen er til ingen hindring for inndrift
AK II	Sikringen er til lite hindring for inndrift
AK III	Sikringen er til betydelig hindring for inndrift
AK IV	Sikringen er til avbrytelse for inndrift (sikring etter hvert utgravnings steg)
AK V	Sikringen er installert kontinuerlig med utgravningen og krever øyeblikkelig sikring av stuff eller mer avansert sikring
AK T	Sikringen med betongsegmentelementer, installert øyeblikkelig og uten hindring av fremdrift. (Gjelder skjold TBM)




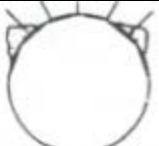
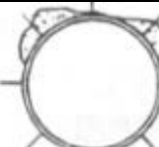
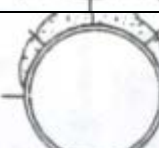
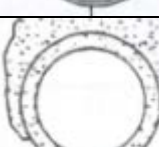
I tabellene 5-4 og 5-5 er L1 definert som 15 m bak stuff og L2 definert som ca. 60 m bak stuff. Det er ikke tatt med, i tabell 5-5, sikring av den bakre delen L3. L3 er opptil 200 m bak L2 og i følge Maidl et. al. (2008), er denne sikringen uviktig i forhold til klassifikasjonsskjemaet. Hvis mer enn et sikringsomfang er beskrevet i et felt i tabell 5-5, så er hvert sikringsomfang alene tilstrekkelig for denne klassifikasjonen (Maidl et. al., 2008).

På grunn av stor suksess med NATM (New Austrian Tunneling Method), har det vært en trend å følge evalueringen av bergmassekvalitet på bakgrunn av kriteriene til Østerrikske standarder. Tabell 5-6 og tabell 5-7, viser de østerriksk-baserte bergklassene F1 til F7. I tabell 5-6 er disse klassene tilpasset til RMR- og Q-verdier av Martin (1988) og Scolari (1995). Denne klassifikasjonen ble utviklet på bakgrunn av tilbake-analyse av flere TBM prosjekter og gir en guide til nødvendig bergsikring. Klassene F1 til F3 kan installeres fra L1 uten særlig forsinkelser. Mens klassene F4 til F6, krever mer omfattende sikring som må installeres nærmere stuff og resultere dermed til større forsinkelser. Klasse F7 beskriver en bergmasse som ikke har noe selvbærende kapasitet, og hvor det trengs et utvidet omfang av forundersøkelser og forbehandling av bergmassen (Farrokh, et. al., 2010).

Tabell 5-5 Tunnelklasser for TBM (modifisert etter Maidl et. al., 2008).

	Klasse I	Klasse II	Klasse III	Klasse IV	Klasse V	Klasse T
L1	-	≤ n bolter i profilets periferi	>n bolter med stålnett og/eller isolerende fleksible metal plater.	Bolter med stålnett og delvis stålbuer. Sprøytebetong som forsegling på > ¼ av profilets periferi. Forsterkede elementer for å ta gripper belastningen.	Komplett ring av stålbuer med eller uten fleksibilitet.	Betongsegment (Skjold TBM)
L2	Stålnett som nedfall sikring, festet med bolter. Betongsegment i sålen, hvis disse er med fra starten i prosjektet.	Systematisk sikring >2; n bolter og delvis stålbuer over > ¼ av profilet. Stålnett og sprøytebetong over < ½ av profilet Ikke systematisk sikring >n bolter	Systematisk sikring Stålnett, sprøytebetong rundt hele bortsett fra sålen. Delvis stålbuer som dekker ¾ av profilet Ikke systematisk sikring Stålnett, sprøytebetong rundt hele. >n bolter med stålbuer over < ¼ av profilet	Systematisk sikring Betongsegment i sålen. Komplett stålring installasjon som kanskje er montert til betongsegmentene i sålen Ikke systematisk sikring Stålnett, sprøytebetong rundt hele. Delvis stålbuer med bolter eller komplett ring av stålbuer	-	
	TBM diameter (m) n (bolter)	4.00 2	6.00 3	9.00 4	12.00 6	

Tabell 5-6 Østerriksk TBM sikringsskjema med tilnærmet Q-verdi og RMR-verdi (modifisert etter Scolari, 1995).

Klasse	Tilnærmet Q-verdi	Tilnærmet RMR-verdi	6 m diameter	Bergmasse forhold
F1	10 - 100	65 – 80		Stabil bergmasse, med lang "stand-up" tid
F2	4 - 10	59 – 65		Lokale nedfall
F3	1 - 4	50 – 59		Hyppig nedfall i L1
F4	0,1 - 1	35 – 50		Hyppig nedfall i L1
F5	0,03 - 0,1	27 – 35		Hyppig nedfall over kutterhode etter hvert grippersteg fremover
F6	0,01 - 0,03	20 – 27		Store overmasse over kutterhode etter hvert delvis grippersteg fremover
F7	0,001 - 0,01	5 – 20		Ingen selvbærende kapasitet

Tabell 5-7 Sikringstyper og mengde for klassene F1 til F7 (modifisert etter Scolari, 1995).

Klasse	Type	Kvantitet pr. meter	Installasjon	Påvirkning på inndrift
F1	Lokal sikring Bolter L = 2.0 m	Opp mot 0.5	L1	Ingen
F2	Lokal sikring Bolter L = 2.0 m Stålnett Sprøytebetong 5 cm	Opp mot 1 Opp mot 1.0 m ² Opp mot 0.1 til 0.5 m ³	L1	Ingen
F3	Systematisk sikring Bolter L = 2.0 m Stålnett Sprøytebetong 5 cm	Fra 1 til 3 Fra 1 til 1.5 m ² Fra 0.1 til 0.5 m ³	L1	Korte opphold
F4	Bolter L = 2.5 m Stålnett Sprøytebetong 8 cm Stålbuer	Fra 3 til 5 Fra 5 til 9 m ² Fra 0.5 til 1.0 m ³ Fra 40 til 80 kg	L1 Bak kutterhode	Opphold etter hvert steg
F5	Bolter L = 2.5 m Stålnett Sprøytebetong 10 cm Stålbuer	Fra 5 til 7 Fra 9 til 18 m ² Fra 1.0 til 1.8 m ³ Fra 80 til 160 kg	Øyeblikkelig bak kutterhode etter hvert steg, supplerende sikring fra L1	Lengre opphold etter hvert steg
F6	Bolter L = 3.0 m Stålnett Sprøytebetong 15 cm Stålbuer	Fra 7 til 10 Fra 18 til 27 m ² Fra 1.8 til 3.0 m ³ Fra 160 til 300 kg	Øyeblikkelig bak kutterhode etter delvis steg, supplerende sikring fra L1	Lengre opphold, etter hvert delvis steg.
F7	Spesielle metoder som må bestemmes på bakgrunn av forhold	e.g, forbolting, forinjeksjon, "jet grouting", rørskjerm, betongutstøpning		Opphold på uker eller mer

Modifikasjoner til sikringsmengden, som for eksempel bolteavstand og sprøytebetongtykkelse må sannsynligvis endres for å kunne tilpasses Rogfast. Der vil TBM-diameteren være ca. 13,8 m og i tillegg vil det være en høytrafikkert undersjøisk veitunnel.

Et rent bergklasse- og sikrings skjema er ikke nok for en TBM operasjon. Indikasjoner, som bestemmer blant annet penetrasjonsrate, kutterslitasje og inndrift, er også nødvendig for å få et helhetlig bilde av bergmassen (Maidl et. al., 2008).

Fordelingen av TBM sikringsklasse for Rogfast er presentert i tabell 5-8. Sikringsklassene er F1 til F7 og er basert på det østerrikske sikrings skjemaet som er presentert i tabell 5-6 og tabell 5-7. Q-verdiene er hentet fra seismiske profiler og tolket for hele lengden av tunnelen, slik det også er beskrevet for tabell 3-6 i kapittel 3.4.

Tabell 5-8 Fordeling av TBM sikringsklasse etter Q-verdier fra seismikk (modifisert etter COWI, 2012b)

Seismisk hastighet [m/s]	Q-verdi (Formel 1)	Klasse (Formel 1)	Q-verdi (NGI)	Klasse (NGI)	Lengde langs tunneltrasen [meter]		Andel i %	
					Med seismisk profil	For hele tunnelen	Med seismisk profil	For hele tunnelen
5500-6000	40,9-100,4	F1	10-40	F1	3950	5020	24,2	19,7
5000-5500	15,3-40,9	F1	4-10	F2	8430	14740	51,5	58
4500-5000	5,15-15,3	F2/F1	1-4	F3	1530	3000	9,4	11,8
4000-4500	1,53-5,15	F3/F2	0,4-1	F4	880	880	5,4	3,5
3600-4000	0,51-1,53	F4/F3	0,1-0,4	F4	440	670	2,7	2,6
3200-3600	0,15-0,51	F4	0,04-0,1	F5	290	290	1,8	1,1
2800-3200	0,038-0,15	F5/F4	0,01-0,04	F6/F5	400	400	2,4	1,6
2500-2800	0,012-0,038	F6/F5	0,004-0,01	F7	270	270	1,7	1,1
2000-2500	0,0012-0,012	F7	0,001-0,004	F7	150	150	0,9	0,6
					16340	25420	100	100

Ut i fra tabell 5-8, kan en se at ved NGI sin korrelasjon vil ca. 89.5 % av tunnelen gå i sikringsklasse F1 til F3. Mens ved formel 1, vil ca. 93 % gå i sikringsklasse F1 til F3. Klassene F1 til F3 blir antatt som sikringsklasser som ikke vil hindre inndriften til TBMen betydelig. Mens de resterende klassene F4 til F7 vil gi betydelig forsinkelser. Henholdsvis ca. 10 % eller 7 % av tunnelens lengde vil gå i klassene F4 til F7.

6. TBM driving i gjennom problemområder

I kapittel 3, ble det beskrevet fem områder på Rogfast som antas å være de mest problematiske i forhold til driving. Dette kapittelet vil beskrive noen av problemene som en kan møte med driving av TBM, med tanke på grunnforholdene på Rogfast. Samt noen metoder for å takle de eventuelle problemer.

6.1 Generelt om driving igjennom problemområder

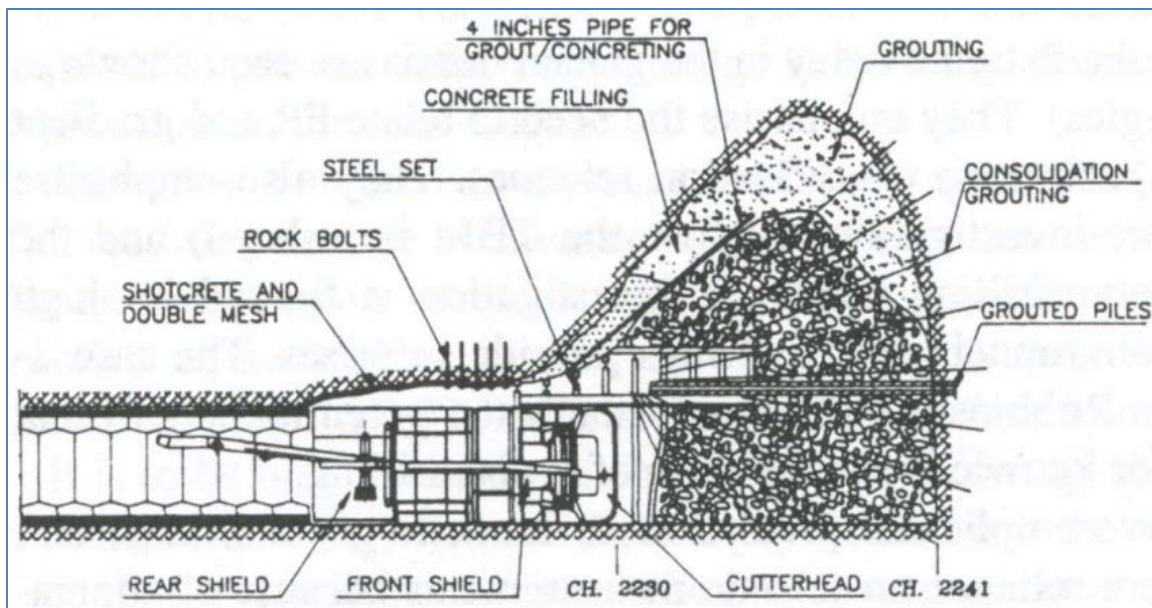
De fem områdene som er beskrevet i kapittel 3, er områder med flere lavhastighetssoner og som en kan forvente strekninger med dårlig bergmasse eller svakhetssoner. Som kort nevnt i kapittel 5.1 er det flere forskjellige grunnforhold som kan skape problemer for en TBM. For Rogfast er det spesielt områder med dårlig bergmasse og lav "Stand-up" tid, som vil kunne gi problemer. I tillegg vil det blant annet i område 5, være en mulighet for møte et vanntrykk på 39 bar. Eksempler fra prosjekter med TBM og høye vanntrykk, som for eksempel Hallandsåsen, Gotthard Base Tunnel, Lötschberg Base Tunnel og Nante de Drance, ble beskrevet i prosjektoppgaven (Gjelsnes, 2012).

Generelt er svakhetssoner noe en TBM må drive igjennom i de fleste tunnelprosjekter, uten å bli fast klemt og begravd. Kollaps avhenger av bergmassekvalitet, tilstedeværelse av vann og anvendt sikring. Hvis bergmassekvaliteten er for dårlig og ikke har en selvbærende kapasitet, kan bergmassematerialet rase mot tunnelen. Vanligvis dannes det en katedrallignende hule over tunnelen, se figur 6-1 (Carter, 2011). I følge Carter (2011), er det ikke vanlig med bergslag og spenningsinduserte brudd i selve svakhetssonen, men mer før og etter en svakhetssone. Mens skvising kan forekomme i svakhetssonen. Generelt er det høyt vanntrykk i svakhetssone som kan gjøre vanskelig forhold til svært vanskelig forhold, se figur 6-2.

Deere (2007), nevner at de mest vanlige metodene for å komme igjennom svakhetssoner involverer:

- Drenering av svakhetssone
- Forinjeksjon
- Bergmasseforsterkning i form av forbolting/rørskjermer
- "Hånd"-drevet pilottunnel foran stuff, se figur 6-1.

Drenering kan bli vanskelig på Rogfast, hvis det viser seg at svakhetssonen er vannførende helt til sjøbunnen.



Figur 6-1 Katedrallignende hule over tunnelen. Et eksempel på en metode for å få en DS-TBM som er blitt begravd til å drive videre i Evinos-Mornos tunnelen (Grandori, 1995).



Figur 6-2 Bilde til venstre viser vanninnlekkasje med høyt trykk. Bilde til høyre viser materialet fra en svakhetsone mot TBM maskinen (Carter, 2011).

Ut i fra grunnforholdene på Rogfast er den største faren, i forbindelse med driving med TBM, å møte permeable svakhetssoner med store innlekkasjer og høyt vanntrykk. En slags verste tilfelle vil være å møte en vannfylt permeabel sandsone, med et vanntrykk på 39 bar, strømmende mot TBMen. I slike soner kan det være at vanlig forinjeksjon vil være utilstrekkelig og at en må benytte mer omfattende løsninger. Noen slike eksempler på mer omfattende løsninger er beskrevet i kapittel 6.3.

Som nevnt i kapittel 5.3, vil forundersøkelser foran stuff, spesielt sonderboring, være svært viktig for å oppdage svakhetssoner og store vanninnlekkasjer i tide. Det har igjennom tunnel historien vært tilfeller hvor TBM maskinen har blitt begravd, satt seg fast og at en tilslutt har forlatt TBM maskinen.

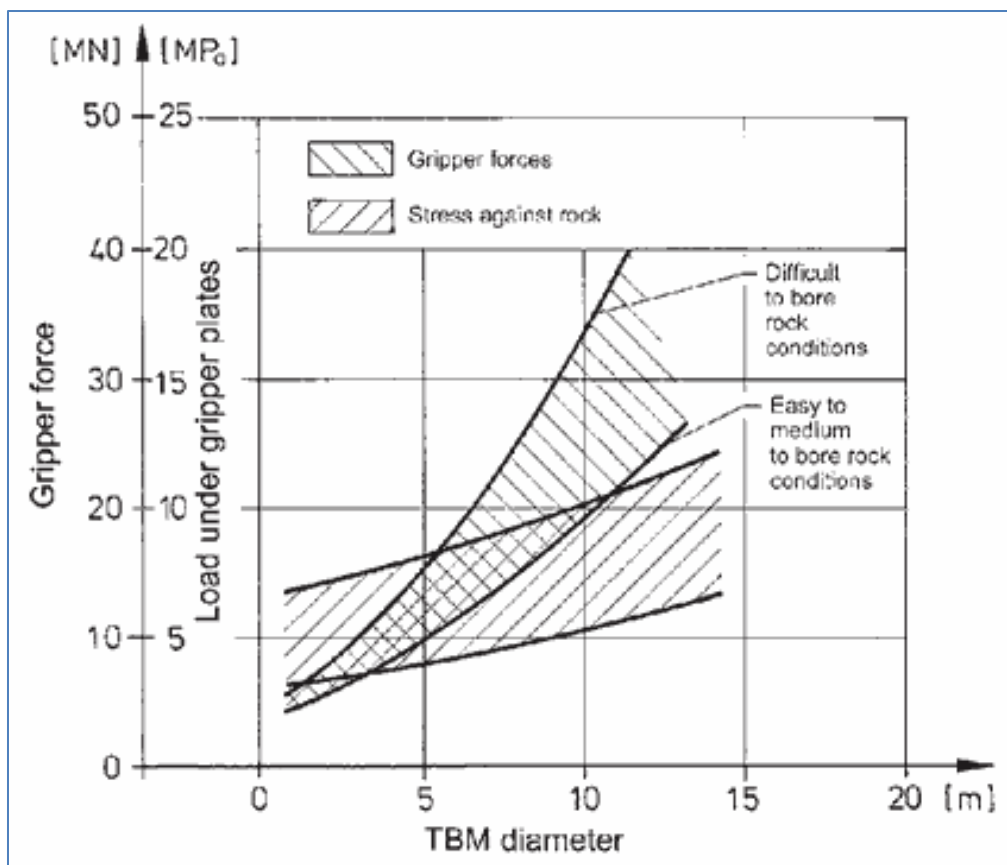
Det er vanskelig å gi en nøyaktig beskrivelse av hvordan bergsikringen bør være i de omtalte problemområdene på Rogfast. Det viktigste er at en forberedt og at det gjøres gode forundersøkelser, slik at det blir minst mulig overraskelser. Og ut i fra forundersøkelser, gjøre nærmere vurderinger om hvilke metoder for forbehandling av bergmassen og bergsikring som passer situasjonen best.

6.2 Gripperproblemer i dårlig bergmasse

Et problem, som kan oppstå ved driving gjennom de fem områdene på Rogfast, er at bergmassen er såpass dårlig at gripperne ikke klarer å dytte seg fremover. Det kreves sterk nok bergmasse for kunne motstå trykket fra gripperne. Trykket fra gripperne er ca. det dobbelt av trykkraften fremover, se figur 6-3. Store kuttere (17 inch og 19 inch) krever betydelige trykkrefter, og dette fører til spenninger mot bergmassen gjennom gripperne. Verdier som er målt for forskjellige TBM prosjekter under driving, viser spenninger mellom 2 – 10 MPa fra gripperne mot sideberget i tunnelen (Maidl et. al., 2008). Relatert til spenningen i bergmassen, er dette betydelige spenninger.

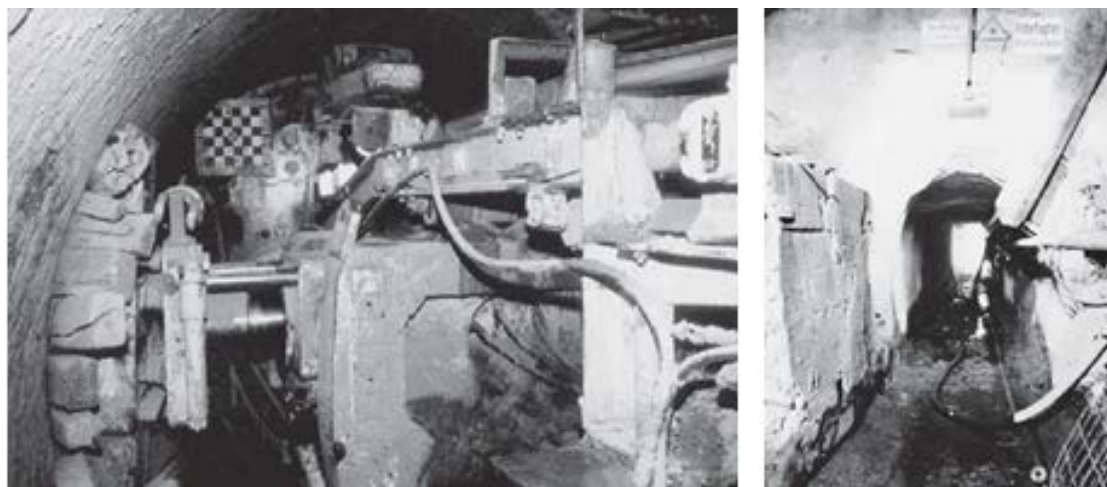
Det er i hovedsak 3 problemer som påvirkes av grippersystemet til en TBM i følge Maidl et. al. (2008):

- Bergmassestyrken er utilstrekkelig for bruk av grippersystemet. Løse grunnforhold med dårlig sementerte sedimenter og svakhetssoner i mellom sterk bergmasse.
- Stor klemkraft fra gripperne i veldig sterk bergmasse (klassifisert som vanskelig å drive igjennom) som fører til spenningsomfordeling, og kan skape eller forverre blokknedfall.
- På- og avlastning av spenninger fra gripperne som beveger seg stegvis, kan åpne opp sprekker i bergmassen og kan føre til blokknedfall.



Figur 6-3 Grippernes klemkraft og de resulterende spenningene mot bergmassen, som en funksjon av bergmassens borbarhet og TBM diameter (Maidl et. al., 2008).

For Rogfast er det spesielt det første punktet, at bergmassen ikke er tilstrekkelig sterk nok, som er mest faretruende. Faren er i svakhetssoner og mellom svakhetssoner hvor fastheten til bergmassen er for svak. Det er flere metoder som kan gjøre at gripperne klarer utøve den nødvendige klemkraften. Figur 6-4 illustrerer to forskjellige metoder for støtte opp om gripperne gjennom svakhetssoner.



Figur 6-4 Bilde til høyre viser eikbjelker for å øke grippernes overflate. Bilde til høyre viser en liten by-pass tunnel som er forsterket med betong, for at gripperne skulle ha klemkraft i svakhetssonen (Maidl et. al., 2008).

En annen, kanskje vanligere metode er å påføre et tykkere lag (for eks. 130 mm) med sprøytebetong der gripperne skal ta tak (Chorley, 2012). Det er også mulig å installere ekstra trykksylindere, som kan dytte seg videre på betongsegmentene i sålen når en møter utilstrekkelig bergmasse. Dette ble gjort for en 5.2 m diameter vanntunnelen i Malaysia (Willis, 2009).

Nærmere undersøkelser av fastheten til bergmassen, spesielt i områdene 4 og 5 på Rogfast, vil være viktig for å danne seg et bedre bilde av problematikken rundt grippersystemet. Det er ganske sannsynlig at en vil komme til å møte denne problemsstillingen, spørsmålet er bare hvor hyppig den kommer.

6.3 Utvalgte studier av prosjekter med TBM igjennom vanskelige grunnforhold

Kapittel 5.3 beskriver flere mulige metoder for å forbehandle bergmassen. En nærmere studie av tre store prosjekter med TBM, som alle har opplevd problemer med dårlige grunnforhold, vil bli beskrevet. De tre prosjektene måtte alle benytte omfattende metoder, både tidsmessig og kostnadmessig, for å kunne fullføre drivingen med TBM. Alle tre eksemplene benytter metoder som kan være aktuelt for Rogfast.

6.3.1. Store overmasser ved Niagara prosjektet

I forbindelse med vannkraftprosjektet ved Niagara i USA, ble det benyttet en 14,4 m diameter åpen TBM. Prosjektet ligger i Queenstonskifer formasjonen med øvre Ordovicisk alder, men vanntunnelen passerer også flere sekvenser med siltsteiner og leirsteiner fra Silurisk alder. Boringen gjennom denne geologien gav utfordringer i forhold til stabilitet (Gschnitzer og Goliash, 2008).

For første del av drivingen, møtte en på veldig varierende grunnforhold og med enkelte kollaps av tunneltaket over kutterhodeskjold og store overmasser. Ustabilitetene er karakterisert som følgende av Gschnitzer og Goliash (2008):

- Brudd induisert av gravitasjon, med vertikale sprekker og dårlig innspenning (lave horisontale spenninger).
- Massive blokker opptil 20 tonn faller ned på kutterhode og fingerskjoldet, se bilde til høyre i figur 6-5.
- Overmasser større enn 3 m over kutterhodeskjoldet.



Figur 6-5 Bilde til venstre viser overmasser. Bilde til høyre viser en blokk som har falt ned på fingerskjoldet (Gschnitzer og Goliash, 2008).

Ved den andre delen av drivingen, ble ustabilitetene karakterisert som følgende:

- Høye horisontale spenninger som oversteg bergartens styrke og forårsaket brudd, se bilde til venstre i figur 6-5.
- Brudd og nedfall i bergmassen over kutterhode, samt spenningsindusert brudd i sålen.
- Overmasser på over 3 m i taket, og overmasser i sålen på opptil 1 m.

Etter kollapset, som er vist i bilde til høyre i figur 6-3, ble drivingen stoppet. Det ble gjort flere modifikasjoner på TBM maskinen, for å kunne ta i bruk nye sikringsmetoder.

I områder med dårlig innspenning og oppsprukket bergmasse, ble det nytt utviklet en spiling metode for å holde større blokker på plass og hindre store overmasser. Denne spiling metoden bestod av 20 til 40 og 9 m lange injeksjonsrør som formet en skjerm (rørskjerm), og deretter sikret med bolter, sprøytebetong og stålbuer. Overlapping i mellom rørskjermene var 3,2 til 4,5 m. Ca. 800 m av tunnelen har benyttet denne type sikringsmetode, se figur 6-6, med en gjennomsnittlig inndrift på 3 m/dag (Gschnitzer og Goliash, 2008).



Figur 6-6 Installering av rørskjerm ved overmasser som overgår 2,5 m (Gschnitzer og Goliasch, 2008).

I områder med spenningsindusert brudd, ble en annen fremgangsmåte benyttet. Etter å ha rensket bort løst berg, ble fleksible stålbuer installert, bolter, stålnett og sprøytebetong i L1 påført med håndholdt dyse. I overmasser med 2 – 3 m over kutterhode, så ble det oppnådd typiske inndrifter på rundt 8 m/dag (Gschnitzer og Goliasch, 2008).

I utgangspunktet var det forventet bedre grunnforhold, så en rekke modifikasjoner var nødvendig for å kunne gjennomføre de to sikringsmetodene. I følge Gschnitzer og Goliasch (2008), så ble disse modifikasjonene utført:

- Mulighet for å påføre sprøytebetong rett over kutterhode i L1 med hånddyser.
- Boring av rørskjermer på minimum 9 m og med vinkel 5 grader fra tunnelens horisontal akse.
- Bedre tilgang til området over og bak kutterhode for installering av bergsikring.
- Et ryddesystem i sålen for å fjerne løst materiale fra overmassene.

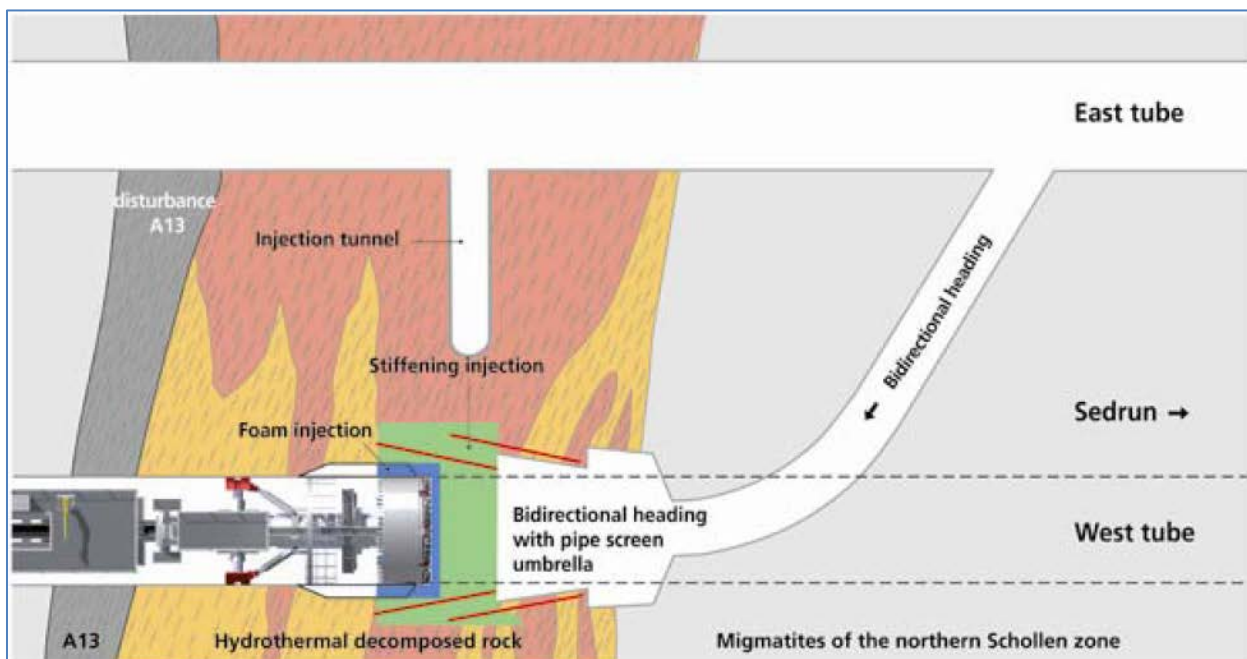
For Rogfast vil det være viktig å ha disse modifikasjonene klare. Fordi både seismikk og kjerneboringer viser at det er sannsynlighet å møte dårlig bergmasse som kan gi store overmasser, akkurat som for Niagara tunnelen. Selv om dette er modifikasjoner som vil føre til dårligere inndrift.

6.3.2. By-pass operasjon ved Gotthard

I prosjektoppgaven (Gjelsnes, 2012), ble problemer tilknyttet vanntrykk på Gotthard Base tunnel beskrevet. På den vestre tunnelen Amsteg, møtte man på en uventet vannførende svakhetssone, hvor det ble benyttet en by-pass løsning.

TBMen hadde på tidspunktet 2000 m med bergoverdekning, og rett etter drivingen av en liten forventet svakhetssone, møtte TBMen en vanninnlekkasje på 2 l/s med store mengde løst materiale. Dette blokkerte kutterhodet og TBM maskinen kunne hverken bevege seg bakover eller fremover (Ehrbar, 2008). Det var ingen tegn på at det skulle være en nærliggende vannførende svakhetssone etter den forventede svakhetssonen, derfor ble det ikke utført sonderboring. I etter tid kan en si at ved utført sonderboring, kunne man ha detektert den vannførende sonen (Moergeli, 2005).

Sonderboringer og kjerneboringer viste at sonen var 10 – 15 m bred. Det ble opprettet ekspertgruppe som bestod av entreprenør, byggherre, konsulenter og andre eksterne eksperter. Etter diskusjonene ble det bestemt å lage en bypass tunnel fra den østre tunnelen, samt en egen injeksjonstunnel, se figur 6-7. Dette kunne gjøres relativt effektivt siden det bare er 40 m mellom den vestre og østre tunnelen. Svakhetssonen ble injisert, som vist på figur 19, i tillegg ble sonen forboltet og drevet igjennom fra andre siden. Til sammen ble 2800 borehull boret og det ble brukt 110 tonn injeksjonsement og injeksjonsgel. Dette arbeidet ble gjort med konvensjonell driving (Ehrbar, 2008).



Figur 6-7 Metodene for å komme forbi svakhetssonen (Ehrbar, 2008).

Under dette arbeidet ble deler av TBM maskinen demontert. Etter å ha kommet seg igjennom sonen ble TBM maskinen re-startet og driving kunne fortsette. Den totale stopptiden var 5 måneder og kostet 10 millioner swiss franc ekstra (ca. 61 millioner NOK) (Ehrbar, 2008).

6.3.3. Frysing ved Hallandsåsen

Frysing er en metode å forbehandle bergmassen, som også ble noe beskrevet i prosjektoppgaven (Gjelsnes, 2013). Metoden kan bli aktuell for å komme igjennom svært dårlig og vannførende bergmasse. Frysing har likevel begrensninger hvis vanntrykket er for høyt og vannet strømmer for sterkt i bergmassen. Frysing er en svært tids- og kostnadskrevende behandling og er kun brukt en gang i undersjøiske tunneler i Norge. Under drivingen av Oslofjordtunnelen ble det bestemt å lage en bypass-tunnel og fryse bergmassen for å komme igjennom en spesielt vanskelig svakhetsone. Sonen hadde et vanntrykk på 12 bar i bergmassen, og det var nødvendig med forinjeksjon før frysing (Backer og Blindheim, 1999).

I forbindelse med Hallandsåsen ble det utført frysing av bergmassen. Den kanskje største risikoen under prosjektet var driving gjennom MBZ (Molleback Fault Zone) sonen, se figur 6-8. Her var det på forhånd planlagt å benytte frysing. Hovedkriteriet var å lage en frossen ring som var lokalisert 2 m på utsiden av TBM diameteren. Det ble etablert et tverrslag inn mot sonen for bedre tilgang (Sturk et. al., 2010).



Figur 6-8 Helt forvitret gneis i frossen tilstand i MBZ(Sturk et. al., 2010).

En klar fordel var at man hadde tatt høyde for en slik fryse-prosess på forhånd, slik at mye planleggingen av fryse-løsningen var allerede utført. Det var beskrevet i planleggingen at fryse operasjonen ville vare mellom 6 - 12 måneder, og at kun 140 m skulle fryses. På grunn av suksessfull fryse-operasjon, ble det bestemt at hele svakhetssonens lengde på 200 m skulle fryses (Sturk et. al., 2010).

Før TBM maskinen skulle drive igjennom, ble det utført vedlikehold for å hindre at det skulle bli noe stopptid under driving av den fryste sonen. Det ble ikke oppdaget noen ustabiliteter

eller nedfall på stuff, og det lot seg drive igjennom uten nevneverdige problemer (Sturk et. al., 2010).

Siden Rogfast mest sannsynlig blir en to-løpstunnel har man gode muligheter for å lage tverrforbindelser mellom de to tunnelene og utføre frysing. I denne sammenhengen er det også viktig med undersøkelsesboringer på stuff, slik at en kan bestemme seg for frysing før man inntreffer sonen (rundt 10-15 m før). Riktignok må de hydrogeologiske forholdene ligge til rette for frysing.

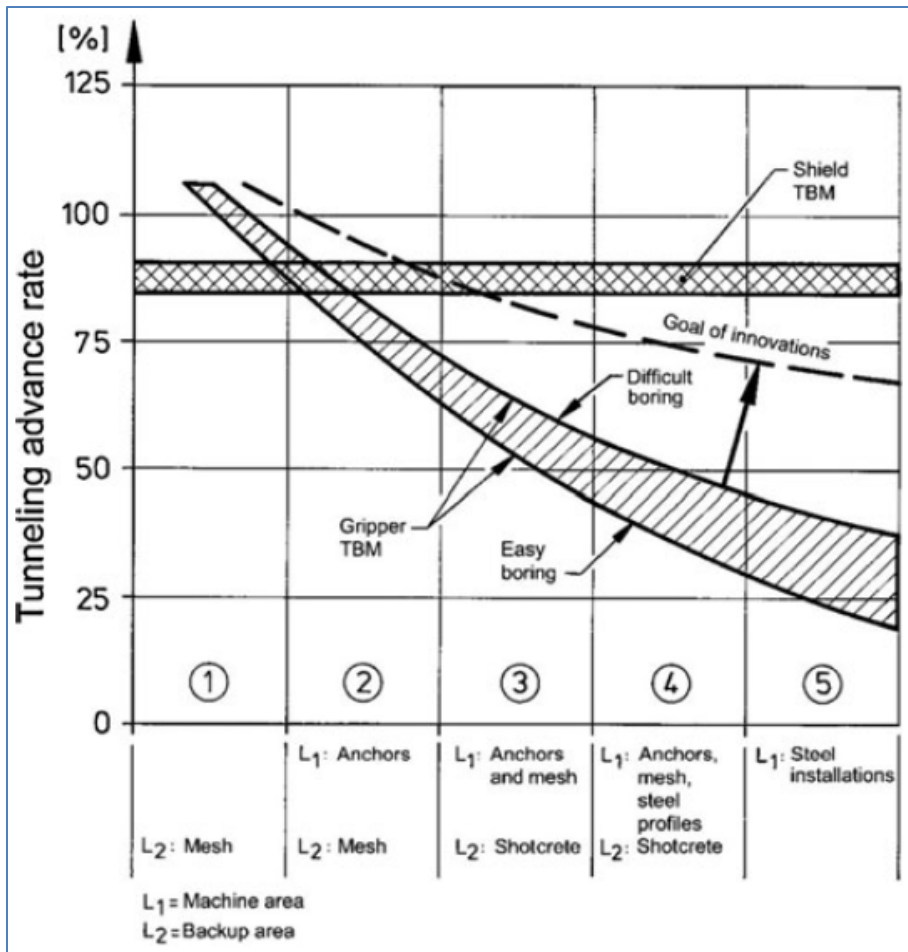
7. Mulige inndrifter ved Rogfast

En av grunnene til å velge TBM er den høye inndriften kontra å benytte konvensjonell boring og sprengning. Siden kostnaden ved bruk av TBM er høyere enn ved D&B, skal lønnsomheten for TBM komme ved høyere inndrift og kortere byggetid. Dette kapitlet vil prøve å gi noen mulige inndrifter på Rogfast, samt diskutere eventuelle faktorer som innvirker på inndrift.

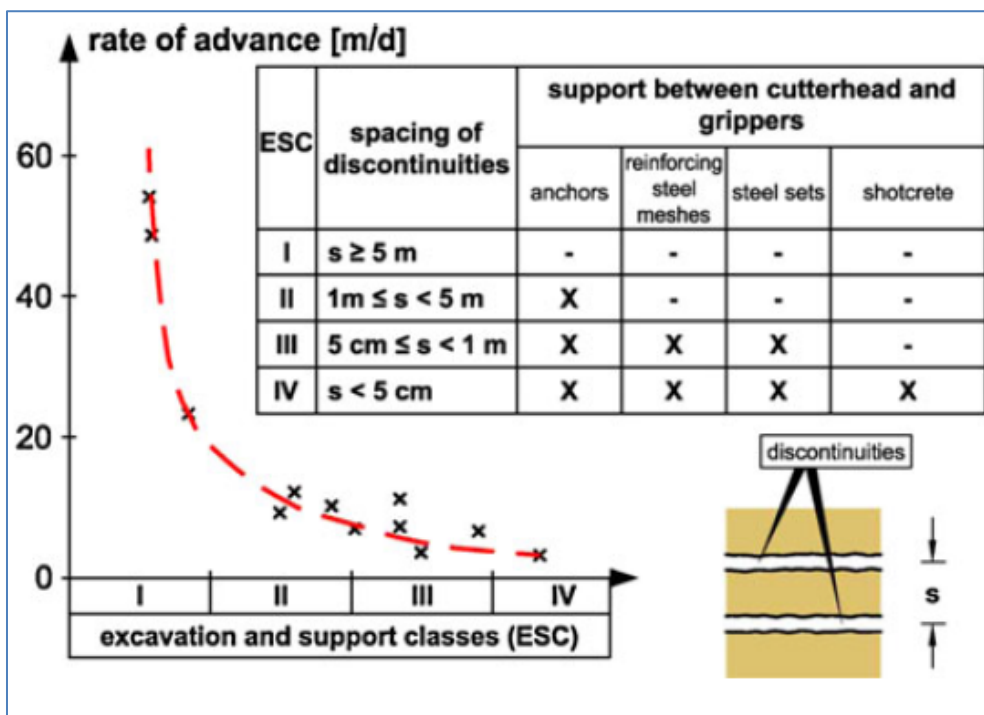
7.1 Inndrift i forhold til bergsikring

Etter en gjennomgang av grunnforholdene i kapittel 3, er det sannsynlig at Rogfast vil ha en stor del av tunnelen gående i god bergmasse (ca. rundt 90 %). Men likevel viser kjerneboringer og seismikk at en vil kunne møte på partier med svært dårlig bergmasse. Dette er områder som vil kreve mer forundersøkelser og forbehandling foran stuff, samt tyngre bergsikring.

Ved bruk av en Gripper-TBM har installasjon av bergsikring en betydelig påvirkning på inndriften. De to figurene 7-1 og 7-2, viser hvordan inndriften til en åpen TBM går betydelig ned jo mer sikring som skal installeres. Som en kan se på figur 7-1, vil inndriften være nærmest konstant for en skjold TBM, det er fordi betongsegmentelementene kan installeres med lik hastighet under forskjellige bergklasser. Figur 7-2, viser hvordan en Gripper-TBM synker fra nesten 60 m/dag i lite oppsprukket og god bergmasse, til 2-5 m/dag i langt mer intenst oppsprukket og dårlig bergmasse.



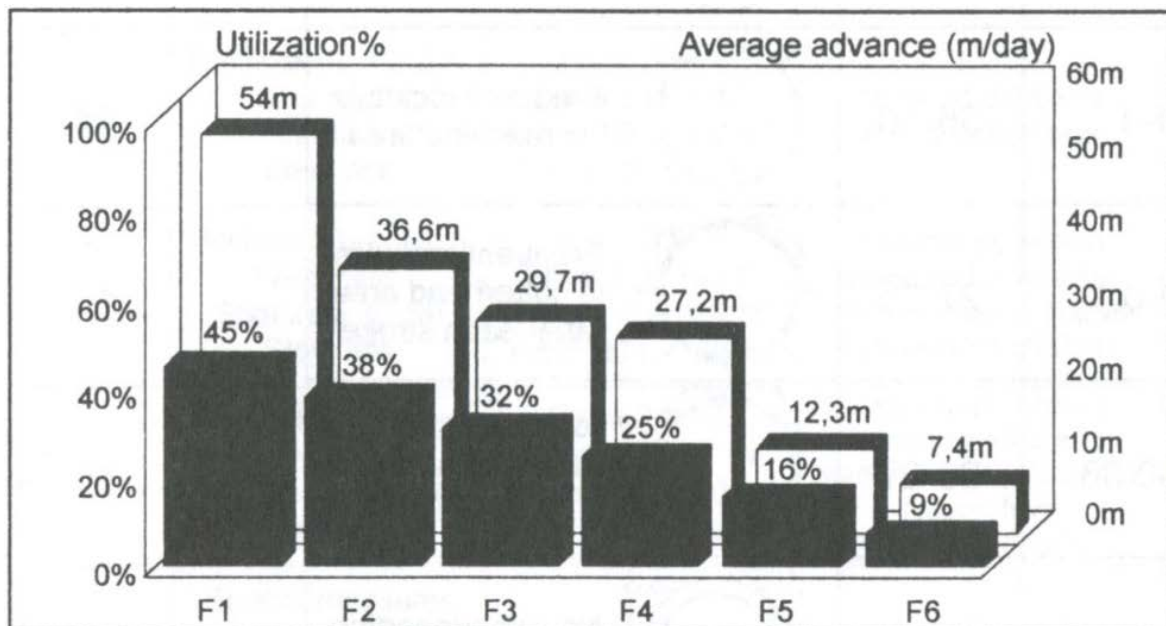
Figur 7-1 Normalisert tunnel inndrift som en funksjon av sikringskrav for ulike typer TBM (Schmid, 2004; Maidl et. al., 2008)



Figur 7-2 Misicuni vanntunnel, inndrift mot sikringsklasser (WBI-PRINT, 2007)

7.2 Mulige inndrifter ved Rogfast i forhold til sikringsklasser

Data fra noen Italienske TBM tunneler, fremhentet av Scolari (1995), fremhevet også reduksjon av ytelsen til en TBM ved tid brukt på bergsikring, brudd på rutinearbeid og så videre. Figur 7-3 viser en studie på en liten diameter pilottunnel (< 5 m), ved Prato Isarco i de italienske alpene, hvor inndrift er plottet mot sikringsklassene etter det østerrikske sikringsskjemaet vist i tabell 5-6 og 5-7 i kapittel 5.4.



Figur 7-3 TBM inndrift som en funksjon av bergklasser, på den 12.5 km pilottunnelen Prato Isarco (Scolari, 1995).

Ved å kombinere resultatene fra figur 7-3 og estimeringen av TBM sikringsklasser langs Rogfast fra tabell 5-8, ble tabell 7-1 laget. Tabell 7-1, presenterer mulige inndrifter for sikringsklassene etter det østerrikske sikringsskjemaet. Siden sikringsklassene er inndelt etter Q-verdier fra seismikk, presenterer tabell 7-1 resultatene både for korrelasjon av Q-verdier etter formel 1 beskrevet i kapittel 3.3 og NGI sin korrelasjon. Der hvor det er overlappende klasser, for eksempel F6/F5, er det benyttet gjennomsnittet av inndriften og ytelsen til F6 og F5.

Tabell 7-1 Fordeling av sikringsklasse og inndrift langs Rogfast.

klasse (Formel 1)	Gjennomsnittlig inndrift [m/dag] / (prosentvis ytelse av TBM) (Formel 1)	Klasse (NGI)	Gjennomsnittlig inndrift [m/dag] / (prosentvis ytelse av TBM) (NGI)	Lengde av hele tunnelen	Andel % av hele tunnelen
F1	54 / (45 %)	F1	54 / (45 %)	5020	19,7
F1	54 / (45 %)	F2	36,6 / (38 %)	14 740	58
F2/F1	45,3 / (41 %)	F3	29,7 / (32 %)	3000	11,8
F3/F2	33,1 / (35 %)	F4	27,2 / (25 %)	880	3,5
F4/F3	28,4 / (29 %)	F4	27,2 / (25 %)	670	2,6
F4	27,2 / (25 %)	F5	12,3 / (16 %)	290	1,1
F5/F4	19,8 / (20 %)	F6/F5	9,8 / (12 %)	400	1,6
F6/F5	9,8 / (12 %)	F7	Lengre opphold	270	1,1
F7	Lengre opphold	F7	Lengre opphold	150	0,6

For sikringsklasse F7 er det ikke gitt noen anslag for inndrift. Dette er fordi F7 klassen regnes som veldig usikker, og at en kan regne med stopptid fra flere dager til flere måneder. F7 klassen er ikke blitt inkludert i utregningen av gjennomsnittlig inndrift langs trasen. Med formel (1), blir den gjennomsnittlige inndriften langs hele trasen 43,4 m/dag. Mens med NGI, blir den gjennomsnittlige inndriften langs trasen 34,1m /dag. Til sammenligning er det presentert, i tabell 7-2, noen utvalgte inndriftsrekorder gjort av store gripper-TBM maskiner.

Tabell 7-2 Utvalgte inndriftsrekorder i følge TBM produsenten Robbins (Robbins, 2013).

11 m diameter og oppover TBM			
	Beste dag	Beste uke	Beste måned
Rekord	33 m	153	468
Produsent	Herrenknecht	Robbins	Robbins
Type TBM	Skjold TBM	Gripper-TBM 14,4 Ø	Gripper-TBM 14,4 Ø
Prosjekt	Murghental, Sveits	Niagara	Niagara
10 m til 11 m diameter TBM			
	Beste dag	Beste uke	Beste måned
Rekord	48,8 m	235 m	841,8 m
Produsent	Robbins	Robbins	Robbins
Type TBM	Gripper-TBM	Gripper-TBM	Gripper-TBM
Prosjekt	Tarp Chicago, USA	West Quinling, Kina	West Quinling, Kina

Det er riktignok mange usikkerheter knyttet til resultatet i tabell 7-1. For det første vil diameteren på Rogfast være langt større. Dette vil ha innvirkning på mengde bergsikring. For det andre er det andre geologiske forhold i de Italienske alpene, enn ved Rogfast. For det tredje er dette data hentet fra 1995, det har skjedd en teknologiutvikling etter den tid som

har påvirket driften av TBM. I tillegg er det mange andre aspekter som spiller inn, når det gjelder å forutsi inndrift i en TBM tunnel. Ved sammenligning av tabellene 7-1 og 7-2, mener forfatteren at estimeringen av inndriften på Rogfast er for høy og at de burde modereres. Forfatteren anslår at de kanskje burde modereres ned mellom 20 – 40 %. Videre i oppgaven vil det bli diskutert andre aspekter rundt inndrift for bruk av TBM.

7.3 Diskusjon rundt andre faktorer som har innvirkning på inndrift

Det er ikke bare bergsikring som spiller inn på inndriften, sonderboring og forinjeksjon vil også være viktig for Rogfast. Systematisk sonderboring er nødvendig for å oppdage eventuelle svakhetssoner og vanninnlekkasjer. Det antas at ca. 5700 m av tunnelens lengde, vil kunne trenge forinjeksjon i varierende omfang.

Det er nødvendig å installere flere borhammere for å vedlikeholde et effektivt sonderboringsmønster og utnytte potensialet i forinjeksjon. På en gripper-TBM med diameter på 10 m er det mulig å installere 6-8 borhammere. For en 10 m gripper-TBM med 4 borhammere skal det være mulig å opprettholde et systematisk sonderboringsmønster på 4-6 hull, uten å komme i den kritiske veien for TBM-prosessen. Ved et slikt oppsett er det også mulig å bore akseptable injeksjonsskjermer uten uakseptabel stopp i TBM-driften (Log, 2011).

For å optimalisere driften er det viktig med planlegging. Det er viktig å detaljplanlegge for koordinering av vedlikeholdstid og kutterbytte med sonderboringsintervallene (Log, 2011). Tiden det tar med forinjeksjon har riktignok en del usikre parametere og er vanskeligere å estimere.

Det er ikke bare sikringsbehov, sonderboring og forinjeksjon, som påvirker inndriften. Inndriften (AR) er funksjon av penetrasjonsraten (PR) og konstruksjonstiden (U), se formel 5. Penetrasjonsraten til en TBM er på sitt laveste i massive bergarter, med høy trykkfasthet og høyt kvartsinnhold. Parametere som DRI (Drilling Rate Index), CLI (Cutter Life Index) og BWI (Bit Wear Index) spiller en svært viktig rolle for å bestemme inndriften (Barton, 2000).

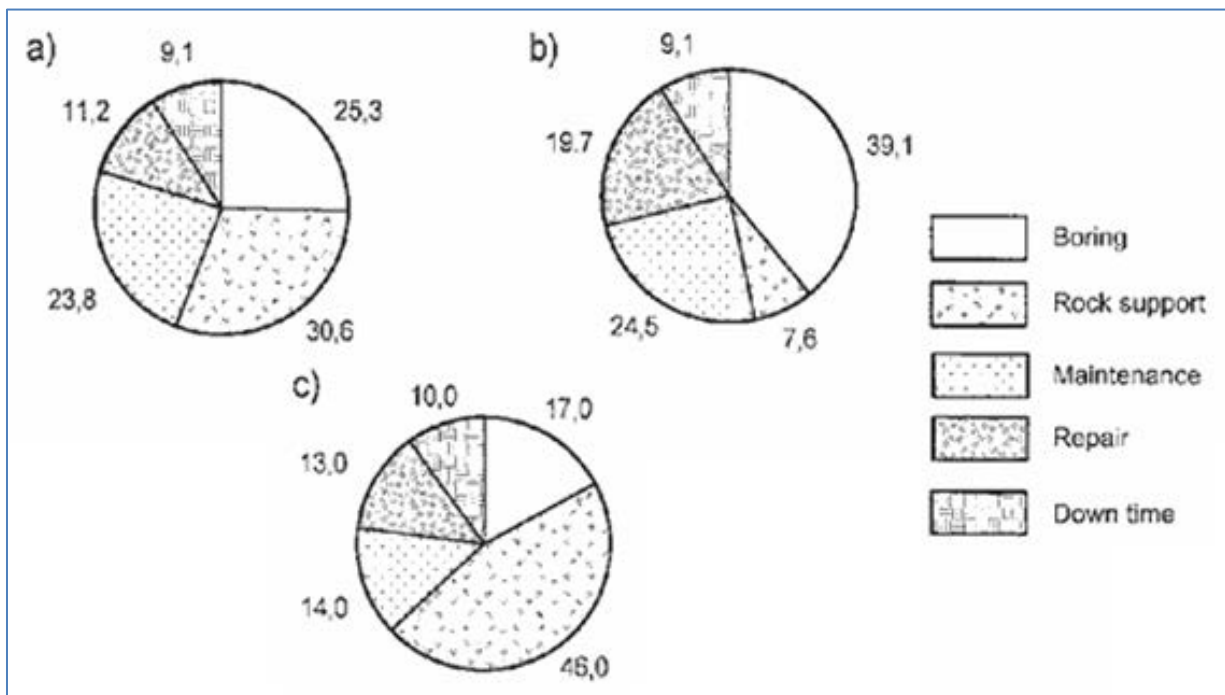
$$AR = PR \times U \quad (5)$$

Laboratorieresultater i kapittel 2.3.8, viser resultatene til ulike målinger av borbarhetsindeksene DRI, BWI og CLI. I teorien ønsker en høy DRI, en lav BWI og en høy CLI ved boring med TBM. I Tabell 7-3, er det gjort en estimering for Rogfast langs hele tunnelen. Bakgrunnen for tabellene er resultatene til Friestad (2012) og Arnason (2008) som er presentert i kapittel 2.3.8, og NGU sin foreløpige bergartsfordeling langs Rogfasttunnelen i kapittel 2.2. Graderingen fra lav til veldig høy er gjort ut i fra skjønn etter grunnforholdene på Rogfast. Ut i fra resultatene kan det virke som om svartskifer/grønnstein ved Kvitsøy og fylltitten ved Randaberg vil være best å bore i for en TBM, mens metagabbroen ved Alstein og den granittiske gneisen ved Vestre Bokn vil være noe verre å bore igjennom.

Tabell 7-3 Fordeling av bergarter og borbarhetsindekser langs trasen.

Lengde [m]	Fyllitt Randaberg	Metagabbro Alstein	Svartskifer/ Grønnstein Kvitsøy	Granittiskgneis Vestre bokn	DRI	BWI	CLI
5390	5390				55 middels	34 lav	18 høy
500				500	36 lav	53 høy	8,6 lav
7000		7000			23 Veldig lav	63 høy	11,7 middels
4500			4500		50 middels	18 Veldig lav	35 Veldig høy
6000		6000			23 Veldig lav	63 høy	11,7 middels
500				500	36 lav	53 middels	8,6 lav
500	500				55 middels	34 lav	18 høy
1030				1030	36 lav	53 middels	8,6 lav
25420	5890	13000	4500	2030			

Den virkelige inndriften er også avhengig av faktorer som vedlikehold, reparasjoner, og effektiviteten til logistikken bak TBM maskinen for fjerning av utgravd materiale og forsyninger av konstruksjonsmateriale. Figur 7-4, viser en distribusjon av aktiviteter under driving med TBM under ulike grunnforhold. Som figuren viser er det flere aktiviteter som tar mye tid fra selve boringen, og for en gripper-TBM er ofte gjennomsnittlig inndrift kun ca. 35 % av maks inndrift (Maidl et. al., 2008).



Figur 7-4 Distribusjon av aktiviteter under TBM driving i prosent. a) Gripper-TBM Ø 5m med bergslagproblemer. b) Gripper-TBM Ø 5m med noe overmasse. c)Kombinasjon av a og b (Maidl et. al., 2008).

Å gjøre en skikkelig analyse av forventede inndrifter er svært viktig, for å gjøre TBM alternative til Rogfast lønnsomt og gjennomførbart. Foreløpig er det fortsatt noe mangel på forundersøkelser og bakgrunnsdata, som trengs for å kunne gjøre en grundigere estimering av inndriften. Det er også utenfor omfanget av denne oppgaven å utføre en grundigere analyse av forventet inndrift.

8. Diskusjon av problemstillinger for bruk av TBM på Rogfast

Dette kapittelet vil gi en generell diskusjon og vurdering av problemstillingene knyttet til mulig bruk av gripper-TBM ved Rogfast.

Diskusjon rundt grunnforholdene og sikring

Forundersøkelsene for å sjekke grunnforholdene til Rogfast-prosjektet er ennå ikke ferdig. Det gjenstår fortsatt mer kjerneboring og seismiske undersøkelser. Spesielt mellom Kvitsøy og Bokn er det ennå ikke ferdig kartlagt. Dette kan være avgjørende for valg av drivemetode og/eller valg av type TBM. Som nevnt krever drivemetoden TBM, generelt bedre kjennskap til grunnforholdene og økt dokumentasjon av en del parametere. I enkelte store utenlandske tunnelprosjekter er det blitt boret pilot tunneler med en liten diameter TBM, typisk $\varnothing < 5\text{m}$. Dette er en tidsmessig og kostnadsmessig stor investering, men har gitt viktig informasjon om grunnforhold til flere TBM prosjekter i utlandet. Gjerne er det boret pilot tunnel over områder hvor det er usikre grunnforhold. Som for eksempel pilot tunnelen ved Piora synklinal, som er nevnt i Boissonnas (2011), for Gotthard.

Generelt vil ca. 90 % av tunneltrasen gå i bergmasse som krever bergsikring som ikke vil hemme TBM driften betydelig. Det er definert 5 problemområder langs tunnel, hvor seismikk og kjerneboringer viser at det helt klart vil være områder som vil gi vanskeligheter under driving. Det har blitt presentert en rekke mulige bergsikringer, forbehandlinger og forundersøkelser i masteroppgaven, og ut i fra erfaringer fra flere prosjekter i utlandet, som er beskrevet i masteroppgaven og i prosjektoppgaven (Gjelsnes, 2012), har en klart å drive igjennom mange vanskelige tunnelseksjoner. I tillegg er de aller fleste metodene for stabilitetssikring og forundersøkelser som tilgjengelig for D&B, også tilgjengelig for en gripper-TBM. Det er likevel noen forskjeller i utførelse og installasjon, som gjør D&B noe bedre egnet.

Det er en reell risiko å møte på store innlekkasjer og høye vanntrykk i svakhetssoner, spesielt siden Rogfast er en undersjøisk tunnel. Siden det er stor usikkerhet knyttet til å bestemme hvor vannførende en bergmasse er, må det tas høyde for at det kan være store innlekkasjer og vanntrykk opptil 39 bar under driving, selv om vanntapsmålinger viser generelt tørre forhold. I tillegg kan dette vanntrykket oppstå i soner med svært dårlig bergmasse. Et "worst-case" scenario vil derfor være et 39 bar vanntrykk i en fullstendig nedknust svakhetszone, uansett om drivemetoden er konvensjonell eller TBM. Selv om det ofte viser seg å være rikelig med leirinnhold i sonene, som gjør de fleste svakhetssonene lite vannførende.

I prosjektoppgaven (Gjelsnes, 2012), ble Atlanterhavstunnelen beskrevet som et sammenlignbart undersjøisk prosjekt. Hvor et ras på 5 - 6 m over stuff utviklet seg i løpet av noen timer. Først ble sprengstein plassert foran stuff og så ble det støpt en betongplugg. Boringer igjennom dette viste vanntrykk på opptil 23 bar og innlekkasje på 500 l/min.

Et av de viktige tiltakene som ble gjort var å stenge stoffen med sprengstein. Dette kan bli problematisk ved bruk av TBM. Ved konvensjonell driving, er det mulig raskt å fylle igjen stoffen og hindre at tunnelen fylles med vann. Når det er en TBM foran er det igjennom problemet med tilgang på stoff. Reaksjonstiden til en TBM vil være lengre enn for konvensjonell driving. Et annet problem er at det er vanskeligere å oppdage begynnelsen på et potensielt ras, siden en ikke har like god visuell tilgang til berget. På Atlanterhavstunnelen skjønte man raskt risikoen da stein raste i mellom forboltene.

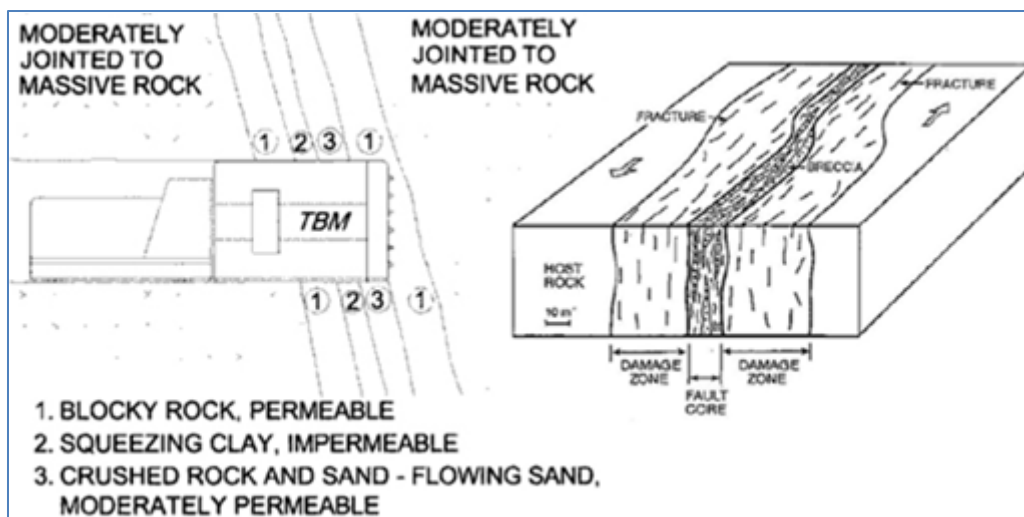
Det finnes ingen gode sammenlignbare undersjøiske prosjekter i utlandet, som har blitt drevet med gripper-TBM. Den 50.5 km lange undersjøiske tunnelen mellom England og Frankrike ble drevet med mixshield-TBM, i grunnforhold som er nokså forskjellig fra Rogfast. Det korrosive miljøet som vil oppstå pga. saltvannet er likevel sammenlignbart. I starten under drivingen av Kanaltunnelen skapte saltvannlekkasjer elektriske problemer på TBMen, dette ble riktignok løst etterhvert (Barton, 2000). Robbins og Kelley, (1994), understreker hvor viktig det er å ha ekstra korrosjonsbeskyttelse på materialene, samt beskyttelse av alt elektrisk utstyr i undersjøiske prosjekter. Selv om det aggressive saltvannet vil skape ekstra bry med bruk av TBM, er det ikke et kritisk aspekt som kan utelukke bruk av TBM.

Det er trolig fullt mulig å gjennomføre prosjektet med gripper-TBM basert på de forventede grunnforholdene. Men i forhold til svakhetssoner i kombinasjon med vanntrykk, så bør det undersøkes ekstra nøye før og under driving, og en bør ha planlagt hva en gjør dersom alvorlige tilfeller oppstår.

Det vil kreve et godt samarbeid mellom byggherre, entreprenør og TBM-produsent for at Rogfast skal bli vellykket drevet igjennom med TBM. Erfaringer fra de utenlandske TBM-prosjektene forteller om uventede problemstillinger, som krever et godt samspill og samarbeid mellom aktørene for best mulig håndtering av kritiske situasjoner.

Diskusjon rundt valg mellom gripper-TBM eller D&B

Som nevnt ovenfor er det nettopp fleksibiliteten og den korte reaksjonstiden som er to klare fordeler ved den konvensjonelle drivingen D&B. I svært skiftende grunnforhold, som figur 8-1 demonstrerer, har D&B er klar fordel, siden en kan mer fleksibelt endre type og mengde sikring. Blant annet fordi tilgangen til stoff er bedre, slik at en geolog kan hyppigere undersøke bergmassen. For en TBM i svært skiftende forhold er det å installere riktig type og mengde sikring, og fortsatt holde en akseptabel inndrift en utfordring. Som oftest har svakhetssoner en kompleks form, som gjør at en ofte vil oppleve skiftende forhold over kortere strekninger (Carter, 2011).



Figur 8-1 Typiske forhold for passering av en svakhetsone (Carter, 2011).

Det er usikkerheten rundt grunnforholdene ved Rogfast, som gjør det vanskelig å gi et klart valg om av hva som vil være den beste drivemetoden. Hvor ofte vil en møte forhold som vil være begrensende for en gripper-TBM. Ved begrensende forhold menes forhold hvor TBM maskinen møter grunnforhold som gjør at en ikke kan operere slik TBMen var designet og laget for. Det vil si betydelig reduksjon av inndrift eller helt hindret videre drift.

Det har tidligere blitt nevnt i oppgaven, at inndriften til en gripper-TBM reduseres betydelig i forhold til installert sikring. Det gjør den også for D&B. Men siden investeringen i en TBM er mye høyere enn for D&B, er en TBM mer avhengig av å holde akseptabel inndrift for at prosjektet kan anses som vellykket. Ut i fra estimeringen av inndriften i kapittel 7.2, viste dette veldig gode verdier for inndrift. Sammenlignet med rekordinndriftene til Robbins, se tabell 7-2, blir de estimerte inndriftene kunstig høye og forfatteren mener at de kanskje må modereres ned minst 20 – 40 %.

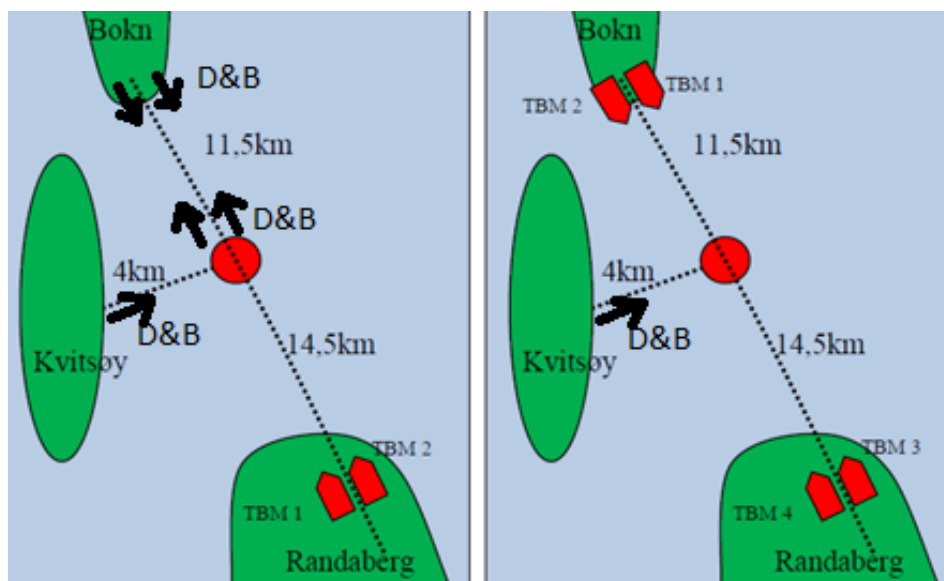
I følge Ehrbar (2008), viste erfaringer fra Gotthard høyere inndrifter for lange TBM drevet tunnelseksjoner enn for lange konvensjonelt drevet tunnelseksjoner. Og at dette fortsatt var tilfelle når en møtte isolerende svakhetssoner som forårsaket lengre stopp for TBM maskinen, enn for D&B. Kostnadmessig er det ikke noen direkte sammenligning for Gotthardprosjektet. Men for Lötschberg tunnelen, ble det rapportert kun små forskjeller i kostnad mellom de to drivemetodene.

Rogfast vil uansett bli et utfordrende tunnelprosjekt for begge drivemetoder. Siden det vil bli verdens lengste undersjøiske tunnel, i tillegg til dybden på ca. 390 m under Boknafjorden og det potensielle vanntrykket en kan påtreffe. Generelt er tunneldriving under åpent vann mer utfordrende, særlig på grunn av høyere grad av usikkerhet og risiko. I Norge er alle de undersjøiske tunnelene blitt drevet med konvensjonell D&B. Det er etter forfatterens oppfatning at det vil være en større utfordring og risiko å drive Rogfast med en gripper-TBM, enn med D&B.

Diskusjon rundt en hybrid TBM- og D&B løsning

De to store jernbaneprosjektene i alpine Gotthard og Lötschberg, hadde begge en hybrid løsning med D&B og gripper-TBM. Et kombinert valg med begge drivemetode kan, i følge Barton (2012b), ofte være en bedre løsning med tanke på byggetid og lønnsomhet.

En mulighet for å kombinere D&B og gripper-TBM, kan for eksempel se ut slik som bilde til venstre i figur 8-2. Armen fra Kvitsøy og ned til hovedtunnelen, vil mest sannsynlig på grunn dens korte lengde, bli drevet med konvensjonell D&B. Bilde til høyre i figur 8-2, viser en tenkt måte å fullføre hele hovedtunnelen med 4 TBM maskiner.



Figur 8-2 Bilde til venstre viser et forslag om en hybrid løsning med TBM og D&B. Bilde til høyre viser et forslag til løsning med 4 TBMer langs hele hovedtunnelen.

Ut i fra gjennomgangen av grunnforholdene ble det omtalt 5 mulige problemområder for Rogfast. Av disse områdene ligger 3 av de mellom Kvitsøy og Bokn. Dette er også strekningen som har den laveste bergoverdekning og den mest kupert topografien. Noe som kanskje gjør et utslag på seismikken, siden omtrent alle lavhastighetssonene under 3000 m/s er mellom Kvitsøy og Bokn. Foreløpig er også denne strekningen den mest usikre delen av hovedtunnelen til Rogfast.

Når det gjelder bergarter å bore, antas det at fra Randaberg til Kvitsøy, at en må drive igjennom ca. 5400 m med fyllitt, ca. 500 m med granittisk gneis og 7000 m med metagabbro. Dette tilsvarer ca. 12 900 m og dette er før en kommer inn i problemområde 2, se kapittel 3.5. I problemområde 2, som antas å komme rundt lengde ca. 13 100 m, er det påvist, av kjerneboringer, svartskifer av svært dårlig kvalitet.

En TBM trenger en mottakshall, slik den røde sirkelen i figur 8-1 kan være. Et forslag kan være bruke D&B mer enn bare for armen fra Kvitsøy og sammenkomsthallen. Det kan være mer lønnsomt å starte med D&B i begge ender fra Kvitsøy til Bokn, se bilde til venstre i figur 8-2. Mens to TBMer kan starte den lengre etappen fra Randaberg til Kvitsøy. Det kan også

være en mulighet å drive med D&B, fra Kvitsøy mot Randaberg, forbi problemområde 2 og møte TBM maskinene ved lengde ca. 13 100 m. Ulempen ved å drive TBM mellom Randaberg og Kvitsøy, vil være at en må igjennom den massive metagabbroen som kan være vanskelig å bore igjennom.

Det trengs selvfølgelig en atskillig nærmere analyse av logistikken og gjennomførbarheten bak en slik hybrid løsning. Dette er mer ment som en ide og for å sette lys på en mulig hybrid løsning. Etter mer forundersøkelser mellom Kvitsøy og Bokn, kan det for eksempel være andre løsninger som vil være mer gunstig.

9. Konklusjon og anbefalinger

Ved bruk av NGI sin korrelasjon, mellom seismisk hastighet og Q-verdier, vil ca. 20 % av tunnallengden havne i Statens Vegvesen sin sikringsklasse III til VI. Mens estimering etter formel 1, vil ca. 10 % av tunnallengden havne i sikringsklasse III til VI. Det er definert 5 problemområder med en samlet lengde på ca. 5400 m av 25 420 m, som har høyere hyppighet av lave seismiske hastigheter. Kjerneboringer kan også bekrefte svært dårlig bergmasse i problemområde 2 og 3.

For best mulig å tilegne seg de norske grunnprinsippene innen tunnelbygging, synes det foreløpig at en gripper-TBM vil være best egnet. I tillegg viser erfaringer, fra dyptgående TBM-prosjekter i utlandet med potensielt høye vanntrykk og usikker geologi, at driving med en gripper-TBM har latt seg gjennomføre. Valg av TBM vil også være avhengig av valg av vannsikringskonsept. I tillegg bør det utføres flere forundersøkelser før et endelig valg av type TBM velges.

De aller fleste stabilitetssikringsmetodene som er tilgjengelig for D&B er også tilgjengelig for en gripper-TBM. Likevel er det noen forskjeller i mengde sikring, installasjon og utførelse. I følge et Østerriksk sikringsskjema for TBM, vil grunnforholdene på Rogfast tilsi at det vil være ca. 90 % med bergmasse som ikke vil hindre inndriften til en gripper-TBM i særlig grad. Mens 10 % av lengden vil betydelig hindre inndriften.

Det verste scenarioet en kan møte i de 5 problemområdene er høyt vanntrykk (opptil 39 bar) i en permeabel svakhetsone. Forundersøkelser og forbehandling av bergmassen foran stuff, vil være svært viktig for å minimere eventuelle uventende hendelser. Siden Rogfast vil være en to-løpstunnel kan eventuelle by-pass løsninger være lettere tilgjengelig. Et annet problem en bør være observant på er gripperproblemer som kan oppstå i en svakhetsone.

Det er mange faktorer som påvirker inndriften til en gripper-TBM. Det gjør det vanskelig å gi en estimering av inndrifter langs tunneltrasen på Rogfast. Likevel ble det gjort en estimering inndrifter, etter hvilken sikringsklasse (F1-F6) de forskjellige seksjonene ble tildelt. Med formel (1) ble den gjennomsnittlige inndriften langs hele trasen 43,4 m/dag. Mens med NGI ble den gjennomsnittlige inndriften langs trasen 34,1m /dag. Forfatteren antar at denne estimering bør modereres ned 20 – 40 %. En nærmere analyse av inndrifter bør foretas.

Det er trolig fullt mulig å gjennomføre prosjektet med gripper-TBM basert på de forventede grunnforholdene. Men i forhold til svakhetssoner i kombinasjon med vanntrykk, så bør det undersøkes ekstra nøye før og under driving, og en bør ha planlagt hva en gjør dersom alvorlige tilfeller oppstår.

Rogfast vil uansett bli et utfordrende tunnelprosjekt for både TBM og D&B. Generelt er tunneldriving under åpent vann mer utfordrende, særlig på grunn av høyere grad av usikkerhet og risiko. I Norge er alle de undersjøiske tunnelene blitt drevet med konvensjonell D&B. Det er etter forfatterens oppfatning at det vil være en større utfordring og risiko å

drive Rogfast med en gripper-TBM, enn med D&B. En hybrid TBM- og D&B løsning kan være bedre løsning med tanke på byggetid og lønnsomhet, og bør vurderes grundigere.

10. Referanser

- Arnason, S. G., 2008: "Prognose for tettingsinjeksjon i Rogfast undersjøiske tunnel". Masteroppgave for NTNU (Norges Tekniske- og Naturvitenskapelige Universitet), institutt for geologi og bergteknikk.
- Barton, N., 2000: "TBM tunneling in jointed and faulted rock". 173s.
- Barton, N., Buen, B. og Roald, S., 2001/2002: "Strengthening the case for grouting". Tunnel & Tunnelling International, Part 1: December 2001, pp. 34-36; Part 2: January 2002, pp. 37-39.
- Barton N. 2006. "Rock Engineering with Q". Series of 5 Lectures at Master Course in Tunnelling and TBMs, Edition V 2005-2006, Politecnico di Torino, Italia.
- Barton, N., 2012a: "Defining NMT as part of the NATM SCL debate". Tunneltalk, Sept. 2012. <http://www.tunneltalk.com/Discussion-Forum-Sep12-NMT-definition.php>
- Barton, N., 2012b: "Hybrid TBM and Drill-and-Blast from the start". Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 2012, 4 (2): 115-126
- Befaring, 2013: Befaring til Statens Vegvesen sitt kontor i Stavanger. Hans Christian Gjelsnes og Jonas Eidesen sammen med hovedveileder Bjørn Nilsen og medveileder Øyvind Dammyr inspiserer og tok bilder av kjerneprøver den 12 og 13. februar 2013.
- Boissonnas, Y., 2011. "TBM drive in hard rock under high overburden at the Gotthard base tunnel in Switzerland". 2011 Rapid excavation and tunneling conference proceedings.
- Broch, E. og Nilsen, B., 2009: "Ingeniørgeologisk grunnkurskompendium". Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU. 290s.
- Carter, T. G., 2011: "Himalayan Ground Conditions challenge innovation for successful TBM tunneling". Hydrovision India 2010, SESSION 5c: (Risk Management in Tunneling)
- Chorley, S., 2012: "Specialized Shotcrete at Malaysia's Pahang Selangor Raw Water Transfer Tunnels". North American Tunneling Proceedings 2012.
- COWI, 2012a: "E39 Rogfast Vurdering av TBM alternativ for Statens Vegvesen". 109s.
- COWI, 2012b: "Geologisk rapport for E39 Rogfast". 68s.
- COWI, 2013: Oversiktskart over utført seismikk, både profil- og plankart. Utdelt av hovedveileder Prof. Bjørn Nilsen den 06.02.2013.
- Dammyr, Ø., Nilsen, B., Thuro, K. og Grøndal, J., 2012: "Possible Concepts for Waterproofing of Norwegian TBM Railway Tunnels". Rock Mech Rock Eng, DOI 10.1007/s00603-013-0388-5.

Deere, D.W., 2007: "Tunnelling through Mountain Faults". Proc. Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Toronto, Canada. pp280-287

Eidesen, J. M., 2012: "Ingeniørgeologisk analyse av lavhastighetssoner ved Rogfast". Prosjektoppgave for NTNU (Norges Tekniske- og Naturvitenskapelige Universitet), institutt for geologi og bergteknikk.

Ehrbar, H. 2008. "Gotthard base tunnel, Switzerland. Experiences with different tunneling methods". In: Proceedings of the 2nd Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. Seminário Internacional "South American Tunnelling", São Paulo, Brazil, 2008.

Espedal, T., 2011: "Rogfastprosjektet". Norsk Fjellsprenningskonferanse 2011.

Farrokh, E., Rostami, J. og Laughton, C., 2010: "Analysis of Unit Supporting Time and Support Installation Time for Open TBMs". Rock Mech Rock Eng. DOI 10.1007/s00603-011-0135-8

Friestad, L. E., 2011: "Rogfasttunnelen: Ingeniørgeologiske vurderinger for avkøying til Kvitsøy". Prosjektoppgave for NTNU (Norges Tekniske- og Naturvitenskapelige Universitet), institutt for geologi og bergteknikk.

Friestad, L. E., 2012: "Rogfasttunnelen: Analyse av drivetekniske forhold, stabilitet og sikringsbehov for avgreining til Kvitsøy". Masteroppgave for NTNU (Norges Tekniske- og Naturvitenskapelige Universitet), institutt for geologi og bergteknikk.

Gjelsnes, H. C., 2012: "Tunnelboring under høye vanntrykk – vurdering av mulighetene for bruk av TBM ved Rogfast". Prosjektoppgave for NTNU (Norges Tekniske- og Naturvitenskapelige Universitet), institutt for geologi og bergteknikk.

Gandori R, Sem M, Lembo-Fazio og A, Ribacchi R., 1995: "Tunneling by double shield TBM in Hong Kong granite". Proceedings of 8th Int Cong for Rock Mechanics, Vol. 1, pp. 569-574.

Gschntzer, E. og Goliash, R., 2009: "TBM modification for challenging rock conditions – a progress report of the Niagara Tunnel Project (NTP)". Geomechanics and Tunneling 2 (2009), No. 2

Grøv, E., 2008: "Subsea Tunnel projects in hard rock environment". NFF pub. 18, s. 31-44.

Grøv, E., 2012: "Norske grunnprinsipper må gjelde". Kommentar i Byggeindustrien nr. 17 - 2012

Herrenknecht, 2013: <http://www.herrenknecht.com/>. Hentet 14.05.2013

Hoek, E. og Marinos, P. 2000: "Predicting Tunnel Squeezing". Tunnels and Tunnelling International. Part 1 – November 2000, Part 2 – December, 2000.

Holmøy, K.H., 2008: "Significance of geological parameters for predicting water leakage in hard rock tunnels". PhD thesis, NTNU.

- Home, L., 2010: "Modern large diameter rock tunnels". TunnelTalk, Apr. 2010. <http://www.tunneltalk.com/Large-diameter-rock-tunnels-Apr10-Robbins.php>
- Jones, B., 1984: "Tunneling in a bee line!". Tunnels & Tunneling 16 1984, No. 12, 41.
- Kovari K. og Ramoni M., 2004: "Urban tunnelling in soft ground using TBM's". Keynote lecture at International Congress on Mechanized Tunnelling: Challenging Case Histories. Politecnico di Torino, Italy – 16-19 November 2004.
- Log, S., 2011: "Forbehandling av berget i TBM-drift – Sonderboring og forinjisering". Fjellsprengningskonferansen 2011, NFF 3.1 – 3.11.
- Løset, F. 1992: "Support needs at the Svartisen road tunnel". Tunnels & Tunneling, June 1992. UK: British Tunneling Society.
- Maidl, B., Schmid, L., Ritz, W., Herrenknecht, M. og Sturge, D., 2008: "Hardrock Tunnel Boring Machines". 359s.
- Martin, D., 1988: "TBM tunneling in poor and very poor rock conditions". Tunnels & Tunneling, March, 1988. 22-28. UK: British Tunneling Society.
- Moergeli, A., 2005. "Risk management in action – Controlling difficult ground by innovation (Update of our 2005 RETC contribution)". Rapid Excavation and Tunneling 2005 Conference (RETC), June 10 – 13, Toronto – Ontario, Canada.
- Nelson, P.P., 1993: "TBM performance analysis with reference to rock properties". In Hudson et. al. (eds), *Comprehensive*. Ch. 10(4): 261-291. UK: Pergamon.
- NGI, 2010: "Rogfast - Geologisk samlerapport". Norges Geotekniske Institutt. 58 s.
- NGU, 2006: "Geological and geophysical investigations for the Rogfast project". Report 2006.076. Norges Geologiske Undersøkelser
- NGU, 2011a: "Geofysisk logging av borehull på Alstein, Randaberg kommune, Rogaland". Rapport 2011.32. Norges Geologiske Undersøkelser.
- NGU, 2011b: "Geological investigation by drill core logging for the Rogfast project". Report 2011.34. Norges Geologiske Undersøkelser.
- Nilsen, B. og Dahlø, T., 1994: "A study of cases of instability in hard rock tunnels." 7th International IAEG Congress.
- Nilsen, B. og Henning, J. E., 2009: "Thirty years of experience with subsea tunnels". 9 s.
- Nilsen, B., 2012: "Characteristics of water ingress in Norwegian subsea tunnels". 13 s.
- Nilsen, B., 2013: "Veiledning med Professor Bjørn Nilsen". Norges Tekniske-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU).

Panthi, 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, 67-76.

Peila, D. og Pelizza, D., 2009: "Ground Probing and Treatments in Rock TBM Tunnel To Overcome Limiting Conditions". Journal of Mining Science, Vol. 45, No. 6, 2009.

Pöyry, 2012: "Bergspänningsmätningar i borrhål". Oppdrag fra Statens Vegvesen. 58 s. BH-04-11, Krågøy, Kvitsoy commune.

Robbins, R. J., 1982: "The application of tunnel boring machines to bad rock conditions". ISRM symposium, Aachen. 2: 827 – 836. Rotterdam: Balkema.

Robbins, R. og Kelley, M., 1994. "Tunneling machine development for undersea projects - a review of issues". Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 9. No.3, pp. 323-328, 1994.

Robbins, 2013: <http://www.therobbinscompany.com/news-events/world-records/>. Hentet 05.06.2013

Schmid, L., 2004: "The development of the methodology of the shield tunneling in Switzerland". Geotechnique 27(2): 193-200

Scolari, F., 1995: "Open-faces borers in Italian Alps". World tunneling, November 1995. 361-366.

Singh B., Jethwa J.L., Dube A.K. og Singh B., 1992: "Correlation between observed support pressure and rock mass quality." Tunnelling and Underground Space Technology, 7 (1), 59-74.

Stefanussen, W., 1999: "Tunneling in swelling and squeezing ground." Mastergradsemne i faget "Hydropower development", NTNU.

Sturk, R., Dudouit, F., Aurell, O. og Eriksson, S., 2011: "Summary of the first TBM drive at the Hallandsas project". 2011 Rapid Excavation and Tunneling Conference, proceedings.

SIA, 2003: Swiss Engineers and Architects (SIA) (1993): Norm 198: underground Construction.

SVV, 2002: "Subsea roadtunnels in Norway". Publication no. 98, 34 s. Statens Vegvesen.

SVV, 2010: Handbok 021 - Vegtunneler, Statens Vegvesen. Vegdirektoratet.

SVV, 2012: "E39 Rogfast – Reguleringsplaner planbeskrivelse". Statens Vegvesen. 155s.

SVV, 2013a: <http://www.vegvesen.no/Europaveg/e39rogfast>. Hentet 04.03.13. Statens Vegvesen.

SVV, 2013b: Kjernelogging og bilder av kjerneprøver fra Alstein, Hesteholmen, Krågøy, Krågøy Nord og Sauholmen. Mottat 2013. Statens Vegvesen.

SVV, 2013c: <http://www.vegvesen.no/Europaveg/e6gardermoenbiri/Nyhetsarkiv/>. Hentet 14.05.13. Statens Vegvesen.

Quiñenes-Rozo, C., 2010: "Lugeon test interpretation. Collaborative Management of Integrated Watersheds". 30th annual USSD Conference, 2010.

Wanner, H. 1980: "Stability problems by fullface tunnel boring". Fjellsprengningsteknikk. Bergmekanikk/Geoteknikk. 25.1-25.7. Trondheim: Tapir Press.

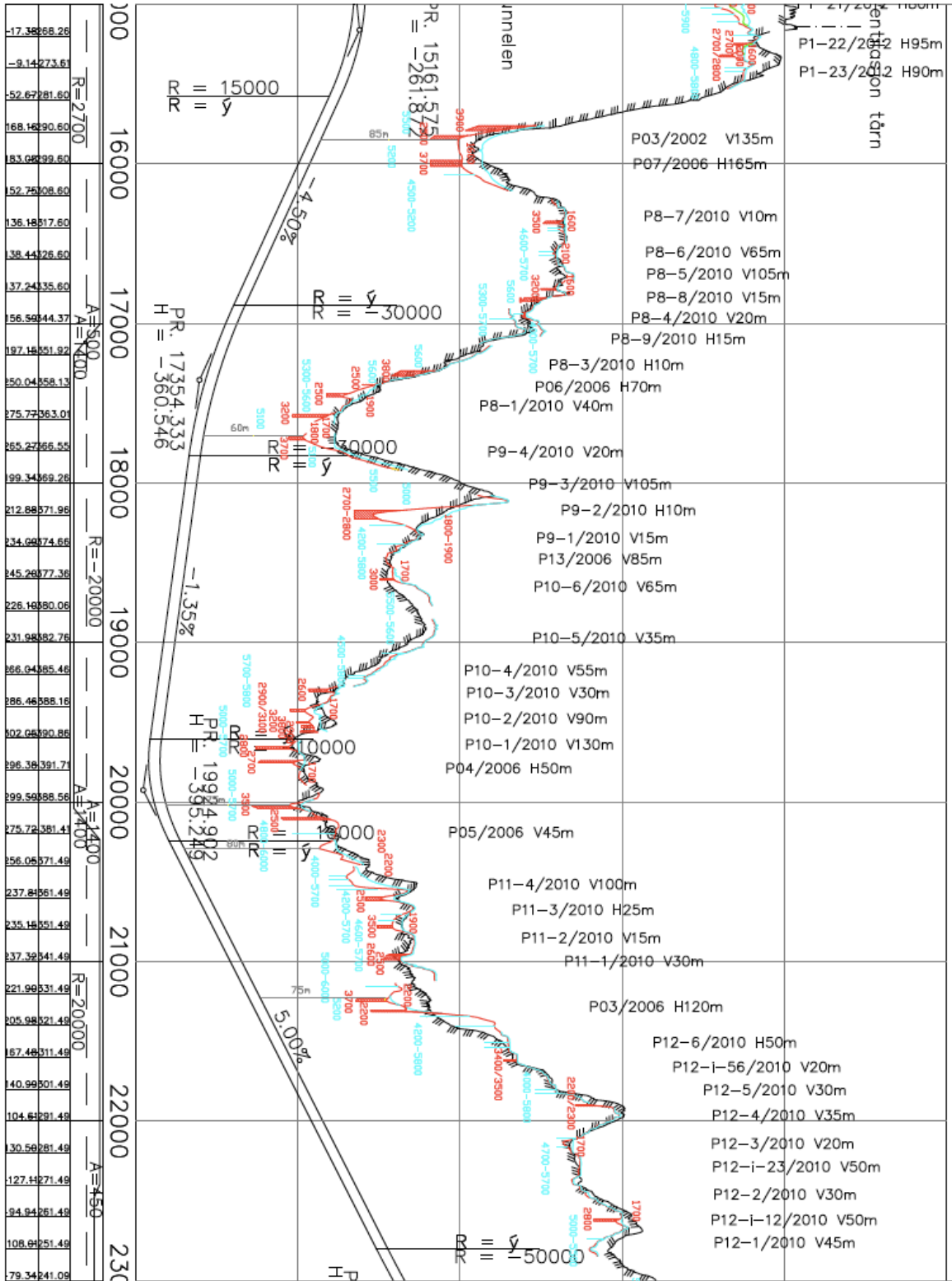
WBI-PRINT 6, 2007: "Stability analysis and design for mechanized tunneling". Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Consulting Engineers for Foundation and Construction in Rock Ltd.

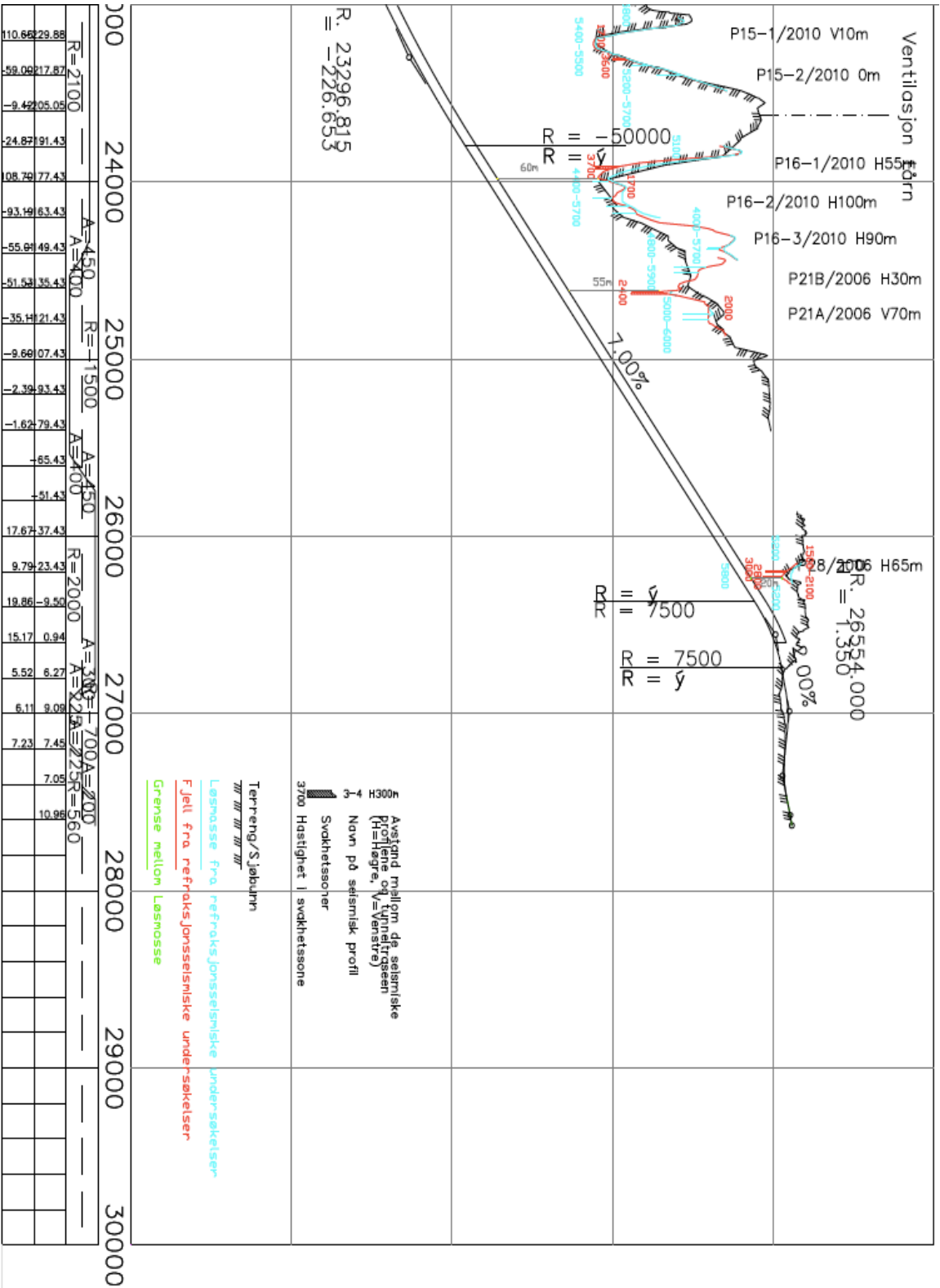
Willis, D., 2009: "Robbins trio to team up in Malaysia". TunnelTalk, Nov. 2009. <http://www.tunneltalk.com/TBM-Recorder-Robbins-Nov09-TBM-trio-for-Malaysia-water-tunnel.php>

Youtube, 2013: Tunnel Boring Machine. <http://www.youtube.com>. Hentet 19.05.2013.

Vedlegg

Vedleggs nummer	Beskrivelse	Antall sider
1	Ingeniørgeologisk profil for Rogfast.	4
2	Skjema for bestemmelse av Q-verdi.	1
3	Tunnelprofil for Rogfasttunnelen	1
4	Nøkkeldata for hver enkelt svakhetssone ved Rogfast	3
5	Fordeling av Statens Vegvesen sine sikringsklasser, for hver av de fem antatt vanskeligste områdene.	2





Vedlegg 2

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

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

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

Anm.: i) Ved tunnelkryss brukes (3 x J_n)
ii) I portaler brukes (2 x J_n)

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

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

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

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

4	Tall for sprekkfylling	Φ _r (ca)	J _a
a) Bergkontakt			
A	Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts, feltspat, epidot		0,75
B	Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon	25-35°	1
C	Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir.	25-30°	2
D	Siltig eller sandig sprekkbelegg, litt leir (ikke svelleleire)	20-25°	3
E	Oppbløtelig leirbelegg med lav friksjon f.eks kaolinit eller glimmer. Også kloritt, talk, gips, grafit o.a. Kun små mengder svelleleire.	8-16°	4
b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling)			
F	Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30°	4
G	Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtelig fylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	16-24°	6
H	Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtelig leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	12-16°	8
J	Fylling av svelleleire (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm). Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineralfylling)			
K	Soner og bånd av knust eller desintegert berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) uoppbløtelig fylling.	16-24°	6
L	Soner og bånd av knust eller desintegert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtelig fylling.	12-16°	8
M	Soner og bånd av leir eller knust eller desintegert berg. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
N	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir, silt eller sand. Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtelig.	16-24°	10
O	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert, oppbløtelig.	12-16°	13
P	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	13-20

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

Anm.: i) Faktorene C til F er antatte. J_w-verdien økes når dreneringstiltak blir utført
ii) Spesielle stabilitetsproblemer ved isdannelse er ikke vurdert

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

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

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

Anm.: ii) I tilfeller med sterkt anisotrop, jomfruelig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når $5 \leq \sigma_1 / 10 \leq \sigma_3$, reduseres σ_2 til $0,75 \sigma_3$. Når $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, reduseres σ_2 til $0,5 \sigma_3$, hvor $\sigma_3 =$ enaksial trykkfasthet, σ_1 og $\sigma_3 =$ henholdsvis største og minste hovedspenning og $\sigma_2 =$ maksimal tangentialspenning (antatt fra elastisitetsteorien).

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

c) Tyteberg: plastisk flytning av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger	σ ₂ /σ ₃	SRF	
O	Moderat tyteberg	1-5	5-10
P	Intens tyteberg	>5	10-20

Anm.: iv) Tilfeller av tyteberg kan forekomme for dybder H>350 Q1/3 (Singh et al., 1992). Bergmassens trykkfasthet kan estimeres fra $scm \approx sc/100 \times 0,7 \times g \times Q^{1/3}$ (MPa) hvor g = bergartens egenvekt i kN/m³, og scm = bergmassens trykkfasthet.

d) Svellende berg: Kjemisk svelleaktivitet som avhenger av tilgangen på vann	SRF	
R	Moderat svelling	5-10
S	Intens svelling	10-15

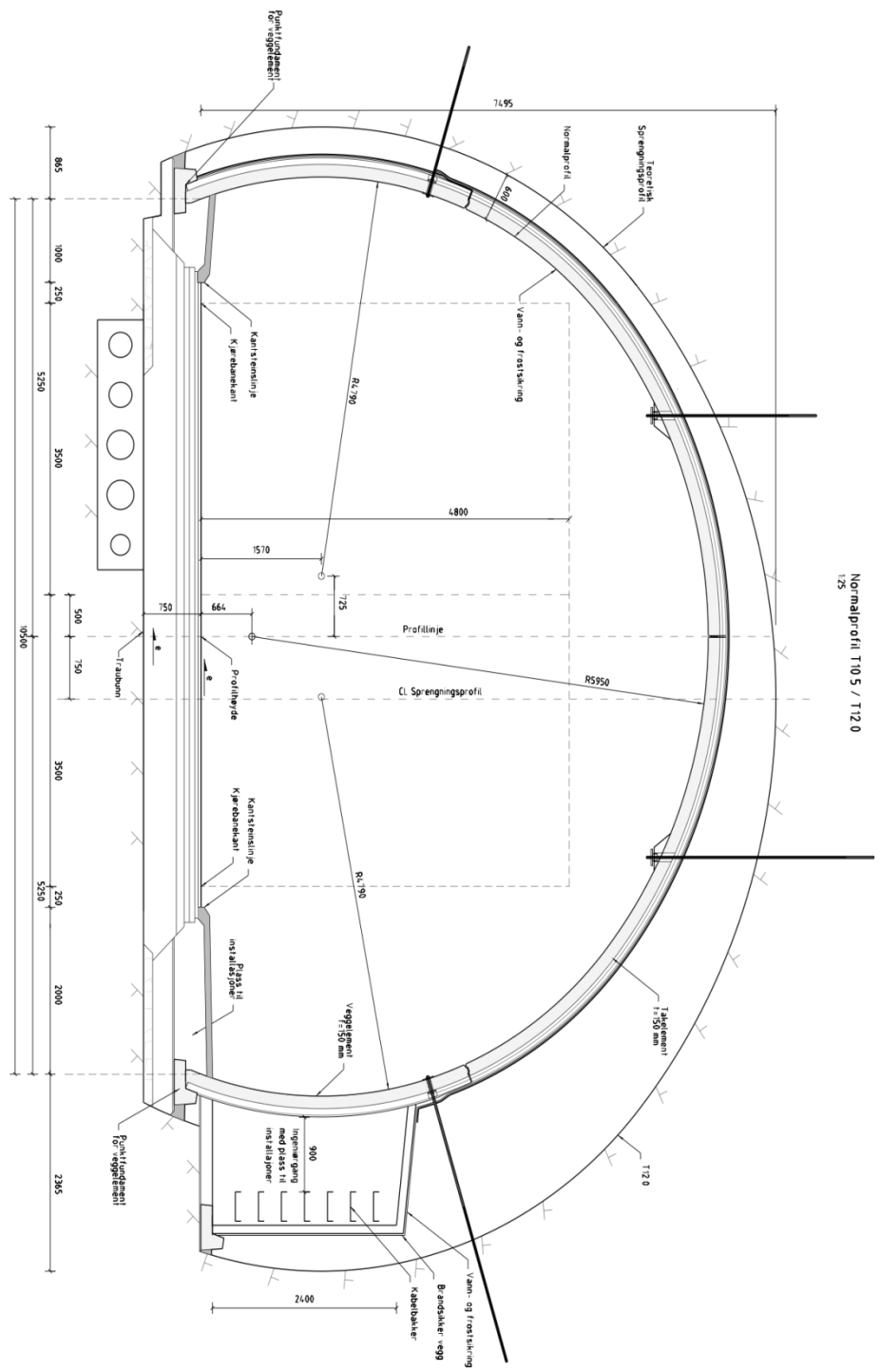
Anm.: For J_r og J_a brukes verdier fra det sprekkesettet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke, $\tau = \sigma_n \tan^2(\frac{1}{2}J_r/J_a)$. Velg sprekkesett eller diskontinuitet hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.

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



Statens vegvesen

Vedlegg 3



Normalprofil T105 / T120

Merknader

1. Se tegning for detaljer og dimensjoner.
2. Se tegning for detaljer og dimensjoner.
3. Se tegning for detaljer og dimensjoner.
4. Se tegning for detaljer og dimensjoner.
5. Se tegning for detaljer og dimensjoner.
6. Se tegning for detaljer og dimensjoner.
7. Se tegning for detaljer og dimensjoner.
8. Se tegning for detaljer og dimensjoner.
9. Se tegning for detaljer og dimensjoner.
10. Se tegning for detaljer og dimensjoner.

Prosjekt	Byggherrens referanse	Byggherrens referanse	Byggherrens referanse
101	101	101	101
102	102	102	102
103	103	103	103
104	104	104	104
105	105	105	105
106	106	106	106
107	107	107	107
108	108	108	108
109	109	109	109
110	110	110	110
111	111	111	111
112	112	112	112
113	113	113	113
114	114	114	114
115	115	115	115
116	116	116	116
117	117	117	117
118	118	118	118
119	119	119	119
120	120	120	120
121	121	121	121
122	122	122	122
123	123	123	123
124	124	124	124
125	125	125	125
126	126	126	126
127	127	127	127
128	128	128	128
129	129	129	129
130	130	130	130
131	131	131	131
132	132	132	132
133	133	133	133
134	134	134	134
135	135	135	135
136	136	136	136
137	137	137	137
138	138	138	138
139	139	139	139
140	140	140	140
141	141	141	141
142	142	142	142
143	143	143	143
144	144	144	144
145	145	145	145
146	146	146	146
147	147	147	147
148	148	148	148
149	149	149	149
150	150	150	150
151	151	151	151
152	152	152	152
153	153	153	153
154	154	154	154
155	155	155	155
156	156	156	156
157	157	157	157
158	158	158	158
159	159	159	159
160	160	160	160
161	161	161	161
162	162	162	162
163	163	163	163
164	164	164	164
165	165	165	165
166	166	166	166
167	167	167	167
168	168	168	168
169	169	169	169
170	170	170	170
171	171	171	171
172	172	172	172
173	173	173	173
174	174	174	174
175	175	175	175
176	176	176	176
177	177	177	177
178	178	178	178
179	179	179	179
180	180	180	180
181	181	181	181
182	182	182	182
183	183	183	183
184	184	184	184
185	185	185	185
186	186	186	186
187	187	187	187
188	188	188	188
189	189	189	189
190	190	190	190
191	191	191	191
192	192	192	192
193	193	193	193
194	194	194	194
195	195	195	195
196	196	196	196
197	197	197	197
198	198	198	198
199	199	199	199
200	200	200	200

Vedlegg 4

ROGFAST									
Profil nr.	Seismisk hastighet (m/s)	Bergoverdekning (m)	Løsmasse dybde (m)	Sjødyb (m)	Sone bredde (m)	D.U.H (m)	Bergarter	Vanskegrad	Q-verdi
6500-7000	3400,00	121,5	69,5	83	18,50	274	Granittisk gneis	Middels	0,285
6500-7000	3150	97	60	123	43,20	280	Granittisk gneis	Middels	0,130
6500-7000	3300,00	80	77	126	37,00	283	Granittisk gneis	Middels	0,210
7000-7500	3000,00	103	75	120	50,00	298	Gabbro	Middels	0,078
7500-8300	3700,00	186	74	54	40,00	314	Gabbro	Enklere	0,683
7500-8300	3200,00	185	73	62	40,00	320	Gabbro	Middels	0,153
8500-9500	3500,00	212	28	77	10,00	317	Gabbro	Enklere	0,385
8500-9500	3800,00	215	16	83	15,00	314	Gabbro	Enklere	0,900
8500-9500	3600,00	224	0	87	17,50	311	Gabbro	Enklere	0,515
10000-11000	3700,00	222	28	52	25,00	302	Gabbro	Enklere	0,683
10000-11000	3200,00	262	0	40	15,00	302	Gabbro	Middels	0,153
11000-12000	3650	246	8	37	15,00	291	Gabbro	Enklere	0,594
11000-12000	3400,00	255	4	30	10,00	289	Gabbro	Middels	0,285
11000-12000	3800,00	265	2	22	13,00	289	Gabbro	Enklere	0,900
11000-12000	3200,00	278	0	8	15,00	286	Gabbro	Middels	0,153
11000-12000	3700,00	274	3	9	25,00	286	Gabbro	Enklere	0,683
12000-12250	3300,00	262	5	18	20,00	285	Gabbro	Middels	0,210
12000-12250	2500,00	262	4	17	20,00	283	Gabbro	Vanskelig	0,012
12300-12400	3500,00	274	0	8	8,00	282	Gabbro	Enklere	0,385
12405-12440	3500,00	274	0	8	8,00	282	Gabbro	Enklere	0,385
12450-12625	3700,00	271	0	9	18,00	280	Gabbro	Enklere	0,683
12450-12625	3300,00	271	3	6	10,00	280	Gabbro	Middels	0,210
12630-13000	3900,00	258	1	18	10,00	277	Gabbro	Enklere	1,176
12630-13000	3000,00	251	9	18	10,00	278	Gabbro	Middels	0,078
12630-13000	3800,00	258	2	18	10,00	278	Gabbro	Enklere	0,900
13000-14000	3300,00	220	0	54	30,00	274	Gabbro	Middels	0,210
13000-14000	3200,00	166	20	82	45,00	268	Gabbro	Middels	0,153
13000-14000	3100,00	180	40	46	40,00	266	Gabbro	Middels	0,110

ROGFAST									
Profil nr.	Seismisk hastighed (m/s)	Bergoverdekning (m)	Løsmasse dybde (m)	Sjødyb (m)	Sone bredde (m)	D.U.H (m)	Bergarter	Vanskegrad	Q-verdi
14000-14500	3500,00	222	43	3	30,00	268	Grønnstein/skifer	Enklere	0,385
14000-14500	3600,00	228	22	12	25,00	262	Grønnstein/skifer	Enklere	0,515
14600-15000	3800,00	237	21	0	10,00	258	Grønnstein/skifer	Enklere	0,900
14600-15000	3500,00	229	16	12	20,00	257	Grønnstein/skifer	Enklere	0,385
15000-15500	2700,00	235	12	15	10,50	262	Grønnstein/skifer	Vanskelig	0,026
15000-15500	2750	231	26	5	14,00	262	Grønnstein/skifer	Vanskelig	0,032
15625-16100	3900,00	108	11	163	35,00	282	Grønnstein/skifer	Enklere	1,176
15625-16100	2500,00	85	12	188	28,00	285	Grønnstein/skifer	Vanskelig	0,012
15625-16100	3700,00	91	12	186	42,00	289	Grønnstein/skifer	Enklere	0,683
16300-17000	3500,00	168	5	135	17,50	308	Grønnstein/skifer	Enklere	0,385
16300-17000	3200,00	185	1	140	10,50	326	Grønnstein/skifer	Middels	0,153
16300-17000	3200,00	175	3	151	21,00	329	Grønnstein/skifer	Middels	0,153
17150-17405	3800,00	120	2	226	35,00	348	Grønnstein/skifer	Enklere	0,900
17150-17405	2500,00	97	3	249	7,00	349	Grønnstein/skifer	Vanskelig	0,012
17435-18000	2500,00	80	14	257	21,00	351	Grønnstein/skifer	Vanskelig	0,012
17435-18000	3200,00	71	9	274	17,50	354	Grønnstein/skifer	Middels	0,153
17435-18000	3700,00	60	22	275	21,00	357	Grønnstein/skifer	Enklere	0,683

ROGFAST									
Profil nr.	Seismisk hastighet (m/s)	Bergoverdekning (m)	Løsmassedybde (m)	Sjødyb (m)	Sone bredde (m)	D.U.H (m)	Bergarter	Vanskegrad	Q-verdi
18100-19000	2750,00	113	35	215	54,00	363	Grønnstein/skifer	Vanskelig	0,032
18100-19000	3000,00	129	0	240	14,00	369	Gabbro	Middels	0,078
19150-19460	2600,00	97	7	274	17,50	378	Gabbro	Vanskelig	0,018
19150-19460	2950	85	12	283	17,50	380	Gabbro	Vanskelig	0,066
19500-19590	3200,00	88	20	274	10,50	382	Gabbro	Middels	0,153
19500-19590	3800,00	91	14	277	10,50	382	Gabbro	Enklere	0,900
19500-19590	2900,00	92	4	286	10,50	382	Gabbro	Vanskelig	0,055
19625-19800	2800,00	78	2	302	14,00	382	Gabbro	Vanskelig	0,038
19625-19800	2700,00	82	13	289	14,00	384	Gabbro	Vanskelig	0,026
20000-20160	3500,00	75	14	292	17,50	381	Gabbro	Enklere	0,385
20000-20160	2500,00	92	6	280	14,00	378	Gabbro	Vanskelig	0,012
20450-20825	2500,00	105	12	237	24,50	354	Gabbro	Vanskelig	0,012
20450-20825	3500,00	102	9	234	17,50	345	Gabbro	Enklere	0,38496
20875-21000	2600,00	98	3	234	14,00	335	Gabbro	Vanskelig	0,018
20875-21000	2500,00	97	0	237	17,50	334	Gabbro	Vanskelig	0,012
21150-21375	3700,00	75	29	218	21,00	322	Gabbro	Enklere	0,683
21150-21375	2200,00	83	18	217	10,50	318	Gabbro	Vanskelig	0,003
21500-22000	3450	137	1	165	7,00	303	Gabbro	Middels	0,332
21500-22000	2250	168	21	100	10,50	289	Gabbro	Vanskelig	0,004
22500-23000	2800,00	149	12	91	14,00	252	Gabbro	Vanskelig	0,038
23000-23400	3600	122	1	92	7,00	215	Gabbro	Enklere	0,515
23800-24000	3700	72	19	83	21	174	Gabbro	Enklere	0,683
24450-24750	2400	55	23	48	14,00	126	Granittisk gneis	Vanskelig	0,008

Vedlegg 5

Område 1				
	Q-verdi	Sikringsklasse	Lengde [m]	Andel [%]
	>4	I/II	851,3	85,1
	1,52 - 4	III	0	0,0
	0,1 - 1,52	IV	98,7	9,9
	0,01 - 0,1	V	50	5,0
	<0,01	VI	0	0,0
		SUM	1000	100
Område 2				
	Q-verdi	Sikringsklasse	Lengde [m]	Andel [%]
	>4	I/II	855	85,5
	1,52 - 4	III	0	0
	0,1 - 1,52	IV	145	14,5
	0,01 - 0,1	V	0	0
	<0,01	VI	0	0
		SUM	1000	100

Område 3				
	Q-verdi	Sikringsklasse	Lengde [m]	Andel [%]
	>4	I/II	395,00	79
	1,52 - 4	III	0	0
	0,1 - 1,52	IV	77,00	15,4
	0,01 - 0,1	V	28	5,6
	<0,01	VI	0	0
		SUM	500,00	100
Område 4				
	Q-verdi	Sikringsklasse	Lengde [m]	Andel [%]
	>4	I/II	698,50	87,3125
	1,52 - 4	III	0	0
	0,1 - 1,52	IV	73,50	9,1875
	0,01 - 0,1	V	28	3,5
	<0,01	VI	0	0
		SUM	800,00	100
Område 5				
	Q-verdi	Sikringsklasse	Lengde [m]	Andel [%]
	>4	I/II	1869,00	89,0
	1,52 - 4	III	0	0,0
	0,1 - 1,52	IV	77,00	3,7
	0,01 - 0,1	V	143,50	6,8
	<0,01	VI	10,50	0,5
		SUM	2100,00	100

