

Catrine Hatlenes

T-forbindelsen

Analyse av ingeniørgeologiske forhold knyttet til kryssning av svakhetssoner i undersjøisk tunnel

Trondheim, 9. juni, 2011

NTNU

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi
 Institutt for geologi og bergteknikk



Catrine Hatlenes

T-forbindelsen

Analyse av ingeniørgeologiske forhold knyttet til krysning av svakhetssoner i undersjøisk tunnel.

Master i geofag og petroleumsteknologi

Oppgaven gjennomført i tidsrom: januar – juni 2011

Hovedveileder: *Bjørn Nilsen*

Biveileder: *Statens vegvesen og AF Anlegg*



MASTEROPPGAVEN

- Kandidatens navn:** Catrine Hatlenes
- Oppgavens tittel:** T-FORBINDELSEN, ANALYSE AV INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD KNYTTET TIL KRYSSNING AV SVAKHETSSONER I UNDERSJØISK TUNNEL
- English title:** The T-connection, analyses of engineering geological factors related to crossing of weakness zones in subsea tunnel
- Utfyllende tekst:**
- Som del av vegprosjektet Rv47 T-forbindelsen bygges det undersjøisk tunnel under Karmsundet og Førresfjorden. Total tunnallengde, inkludert arm til Fosen, er 8,9km. Tunnelen har profil T 11,5 og største dybde under sjøen er henholdsvis 139m under Karmsundet og 136m under Førresfjorden. Tunnelarbeidene ble igangsatt høsten 2009 og noen svakhetssoner er allerede drevet gjennom mens flere andre, inkludert den antatt vanskelige under Karmsundet, fortsatt gjenstår. Et spesielt forhold i forbindelse med dette prosjektet er at det parallelt med, og bare ca. 1km syd for T-forbindelsen tidligere er drevet undersjøiske tunneler (Statpipe-tunnelene, drevet på 1980-tallet).

I denne masteroppgaven skal det foretas ingeniørgeologisk vurdering og analyse av problemstillinger knyttet til driving gjennom svakhetssoner under sjøen, med spesiell vekt på diskusjon av:

 - I hvilken grad prognoser basert på undersøkelser og erfaringer fra driving av Statpipe-prosjektet har vært relevante og riktige for T-forbindelsen.
 - Hvor dekkende de utførte forundersøkelsene for T-forbindelsen har vært for de faktisk opptrædende forhold. Har omfanget av forundersøkelser vært tilstrekkelig?
 - Drive- og sikringsfilosofi for hovedsonene i Karmsundet og Førresfjorden, som i utgangspunktet ble antatt å være ganske forskjellige (henholdsvis "metasandstein" og oppknuste, leirrike soner).
 - Vurdering av midlertidig kontra permanent sikring av de mest markerte sonene.

Oppgaven skal også omfatte en diskusjon av den utvikling mht. sikringsmidler og -metoder som har skjedd i tidsrommet mellom Statpipe-prosjektet og T-forbindelsen.
 - Oppgaven gjennomføres i samarbeid med AF anlegg og statens vegvesen, med henholdsvis Avd.direktør/ing.geolog Kjetil Vikane og Geolog Rune Stumo som eksterne veiledere/kontaktpersoner.

Oppgaven skal leveres i 2 trykte eksemplarer samt pdf-versjon.

Studieretning: Teknisk geologi

Hovedprofil: Ingeniørgeologi/bergteknikk

Tidsrom: 12.01.-09.06.2011


Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

Forord

Denne masteroppgaven er utført ved Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU, våren 2011.

Oppgaven er gjennomført i samarbeid med AF Anlegg og Statens vegvesen, med henholdsvis avd.ingeniør/ing.geolog Kjetil Vikane og geolog Rune Stumo som eksterne veiledere/kontaktpersoner. Også geolog Per Arne Moen i Statens vegvesen og assisterende prosjektleder Olav Groven i AF Anlegg har fungert som kontaktpersoner.

En spesiell takk vil jeg gi til geolog Per Arne Moen for god hjelp og informasjon underveis i oppgaven. Det var både lærerikt og hyggelig å dra på befaring i tunnelen med ham under oppholdene i Haugesund. Takk også til geolog Rune Stumo for grundig gjennomlesning og gode innspill på deler av oppgaven, ingeniørgeolog Svein Magnus Halsne for gode oppdateringer underveis, og ass.prosjektleder Olav Groven for god tilrettelegging ved besøk på anlegget.

En stor takk går også til gutta på Ingeniørgeologisk laboratorium ved NTNU/SINTEF, spesielt til laboratorieleder Filip Dahl og laborant Simon A. Hagen for grundig veiledning, flott tilrettelegging og god stemning.

Overingeniør Kjell Kvam, stipendiat Kristian Drivenes og avdelingsingeniør Torill Sørløkk fortjener en stor takk for utføring av XRD-analyser og veiledning under prøvepreparering. Takk også til avdelingsingeniør Kjetil Eriksen for flotte tynnslip, og Bjørge Brattli for veiledning under mikroskoperingen av tynnslipene.

Veileder Bjørn Nilsen har vært en god støttespiller og diskusjonspartner underveis i oppgaven. Tusen takk for alle gode tips, konstruktive innspill, utlån av rapporter og ikke minst lærerike diskusjoner!

Til slutt fortjener min samboer Kjetil en stor takk for hjelpen med å komme i kontakt med hjelpsomme personer i Statoil, og jeg kunne heller ikke vært foruten de konstruktive innspillene, og den pirkete korrekturlesingen.

Takker, bukker, nikker og neier!

Trondheim, 9. Juni 2011

Catrine Hatlenes

OMSLAGSBILDE: Oversikt over T-forbindelsen og tverrprofil av de undersjøiske tunneltraséene i Karmøytunnelen (Statens vegvesen, 2009a).

Sammendrag

I perioden 2009 til 2013 bygges T-forbindelsen mellom kommunene Karmøy, Haugesund og Tysvær. Som del av dette prosjektet bygges Karmøytunnelen, en 8,9 kilometer lang undersjøisk tunnel, under Karmsundet og Førresfjorden. Det har i denne masteroppgaven blitt foretatt ingeniørgeologisk vurdering og analyse av problemstillinger knyttet til driving gjennom svakhetssoner under fjordene i Karmøytunnelen.

For å vurdere omfanget av forundersøkelser for Karmøytunnelen har det spesielt blitt lagt vekt på å sammenligne prognoser fra geologisk rapport med erfaringer fra drivingen. I tillegg har det blitt fremskaffet supplerende vurderingsgrunnlag i form av bergartsbestemmelse og undersøkelse av sleppemateriale. Det har blitt gjort en gjennomgang av drive- og sikringsfilosofi for de vanskeligste sonene, og det har blitt gjort en vurdering av sikring i områder med svelleleire. Dette har identifisert et behov for videre forskning og dokumentasjon av virkemåten til armerte sprøytebetongbuer i soner med svelleleire.

Statpipe-tunnelene til Statoil, parallelt med og bare én kilometer sør for T-forbindelsen, har utgjort en veldig viktig del av bakgrunnsmateriale og prognosene for Karmøytunnelen. Basert på erfaringene fra Statpipe-prosjektet ble det forventet svært vanskelige driveforhold i en svakhetsone i Karmsundet. Per 1. juni 2011 gjenstår det omtrent 60 meter med driving under Karmsundet, og svakhetssonen har ikke blitt møtt i verken det omfanget eller den vanskelighetsgraden som var forventet. Den vanskeligste svakhetssonen i Karmøytunnelen har hittil vært øst i Førresfjorden.

Analyser av sleppemateriale fra Karmøytunnelen har vist at det forekommer svelleleire, med til tider svært høye svelletrykk. De har også vist at representativiteten i prøvetakingen er varierende, og prøver fra samme profilnummer har vist stor forskjell i både mineralogi og svelletrykk.

Omfanget av forundersøkelser for Karmøytunnelen har vært lavt i forhold til det som ofte anbefales for undersjøiske tunneler. Derimot har undersøkelsesomfanget under driving vært høyt. De utførte undersøkelsene er vurdert til å være tilstrekkelig for å ha kontroll på de ingeniørgeologiske forholdene under driving. Det anbefales imidlertid at påviste forekomster av svelleleire følges nøye opp i etterkant av drivingen. Forslag til tiltak har blitt skissert.

Det har blitt gjennomgått de viktigste utviklingene i sikringsmidler og -metoder i tidsrommet mellom Statpipe og T-forbindelsen. Omfanget av full utstøpning har avtatt, og dette har bakgrunn i endrede sikringsmetoder, samt endringer i krav. Drive- og sikringsfilosofi for svakhetssoner i Karmøytunnelen består i hovedsak av injeksjon (for tetting og stabilitet), forbolting, påføring av sprøytebetong, bolting, montering av armerte sprøytebetongbuer og eventuell sålestøp. Dette er i stor grad ansett som en universalmetode, som kan takle de fleste driveforhold.

Summary

Between year 2009 and 2013 the T-connection project is built between the municipalities Karmøy, Haugesund and Tysvær. As a part of this project the Karmøy tunnel, an 8.9 kilometre subsea tunnel, is built under Karmsundet and Førresfjorden. The objective of this master-thesis has been to carry out an engineering geological evaluation and analysis of issues related to tunnel excavation through the weakness zones in the fjords of the Karmøy tunnel.

To evaluate the extent of tunnel investigations for the Karmøy tunnel, the prognosis from the geological report has been compared with the experienced geological conditions from the tunnel excavation. Additionally it has been carried out laboratory tests for rock determination and tests of gauge materials for determining the amount of swelling clay. A review of the excavation and rock support philosophy for the most difficult weakness zones has been carried out, and an evaluation of additional support in areas with swelling clay has been done. This evaluation has identified the need for further research and documentation of the behaviour of reinforced shotcrete arches in zones with swelling clay.

The Statpipe tunnels built by Statoil, parallel to and just one kilometre south of the T-connection, have constituted a very important part of the background material and prognosis for the Karmøy tunnel. Based on experience from the Statpipe-project a very difficult weakness zone was expected in Karmsundet. On the beginning of June 2011 it only remains 60 metres of excavation under Karmsundet, and the expected weakness zone has not been met in either the magnitude or the difficulty level that was forecasted. The most challenging weakness zone in the Karmøy tunnel has been in the eastern parts of the Førresfjord.

Analysis of gauge material from the Karmøy tunnel has shown that swelling clay does occur, some places with very high swelling pressures. It has also been shown that the representativeness of the samples varies, and samples from the same location may have a major difference in both mineralogy and swelling pressure.

The scope of investigation in the pre-construction phase has been low compared to the often recommended extent for subsea tunnels. The investigations performed during tunnel excavation have on the other hand been high. The investigations carried out have been considered to be sufficient to maintain control of the engineering geological conditions during excavation. Still it is recommended that the locations with occurrence of swelling clay are closely followed up with inspections. Further suggestions of action to avoid unforeseen accidents have been outlined.

The most important improvements in rock support and rock support methods between the Statpipe-project and the T-connection project have been reviewed. The extent of cast-in-place concrete lining has been reduced, due to new support methods and revision of the requirements. The excavation and support philosophy through weakness zones in the Karmøy tunnel consists mainly of grouting (for sealing and better stability), installation of spiling bolts, application of shotcrete, bolting, installation of reinforced shotcrete arches and also cast-in-concrete of the tunnel invert. This is more or less considered to be a universal method which can cope with all rock conditions.

Innholdsfortegnelse

Kapittel 1	Introduksjon	1
1.1	Bakgrunn for oppgaven	1
1.2	Formål og omfang	1
1.3	Fremgangsmåte	2
1.4	Begrensninger.....	3
Kapittel 2	T-forbindelsen	5
2.1	Prosjektbeskrivelse for T-forbindelsen	5
2.1.1	K1: Håvik – Mjåsund – Tuastad, Karmøytunnelen.....	6
2.2	Statpipe-prosjektet, 1980-tallet	7
2.2.1	Prosjektbeskrivelse	7
2.2.2	Metasandsteinsonen i Karmsundet.....	9
2.2.3	Driving og sikring av Statpipe-tunnelene.....	10
2.3	Regionalgeologisk oversikt	12
2.3.1	Bergrunnskart	12
Kapittel 3	Ingeniørgeologiske prognoser og erfaringer fra driving	17
3.1	Utførte forundersøkelser for Karmøytunnelen.....	17
3.2	Prognoser og erfaringer	18
3.2.1	Svakhetssoner.....	18
3.2.2	Bergartsfordeling.....	30
3.2.3	Sleppemateriale	32
3.2.4	Andre forhold	33
3.3	Oppsummering og vurdering av prognoser og erfaringer	34
Kapittel 4	Laboratorieundersøkelser	37
4.1	Bergartsbestemmelse.....	37

4.1.1	Anvendte undersøkelsesmetoder for bergartsbestemmelse.....	37
4.1.2	Observasjoner og analyseresultater for bergartsbestemmelse.....	40
4.1.3	Oppsummering og diskusjon av bergartsbestemmelse	48
4.2	Testing av sleppemateriale	50
4.2.1	Anvendte undersøkelsesmetoder for sleppemateriale	51
4.2.2	Observasjoner og analyseresultater for sleppemateriale	55
4.2.3	Oppsummering og diskusjon av sleppemateriale	72
Kapittel 5	Undersøkelsesomfang	77
5.1	Problemstillinger for driving av undersjøiske tunneler.....	77
5.2	Omfang av forundersøkelser	78
5.3	Utsatte forundersøkelser.....	80
5.4	Supplerende informasjon.....	82
5.4.1	Bakgrunnsmateriale.....	82
5.4.2	Laboratorieundersøkelser	84
5.5	Vurdering av undersøkelsesomfang	84
Kapittel 6	Drive- og sikringsfilosofi for Karmøytunnelen.....	87
6.1	Driving og sikring gjennom hovedsonene i Karmøytunnelen	87
6.1.1	Sikringsklasser	87
6.1.2	Drive- og sikringssyklus.....	89
6.1.3	Valg av sikringsmidler og -metoder.....	93
6.1.4	Vurdering av permanentsikring med bakgrunn i laboratorieundersøkelser	98
6.2	Verktøy til datafangst og dokumentasjon av geologi og sikring under driving	100
6.2.1	Borparametertolkning med Rockma	100
6.2.2	Dokumentasjon i Novapoint Tunnel	101
6.3	Utvikling i sikringsmidler og -metoder	102
6.3.1	Viktige utviklinger i sikringsfilosofi de siste 30 årene	102
6.3.2	Sikringsmidler og -metoder i fremtiden	108

6.3.3 Oppsummering av utvikling i sikringsmidler og -metoder	108
6.4 Oppsummering av drive- og sikringsfilosofi i Karmøytunnelen	109
Kapittel 7 Videre arbeid	111
Kapittel 8 Oppsummering og konklusjon	113
Kapittel 9 Referanser.....	115
Kapittel 10 Vedlegg	125

Figurliste

Figur 2-1: Oversiktskart T-forbindelsen	5
Figur 2-2: Oversikt over entreprise K1 med driveretninger	7
Figur 2-3: Tverrprofil av de to tunnelene under Karmsundet og Førresfjorden	7
Figur 2-4: Beliggenhet og profil langs tunneltraséen for Statpipe-tunnelene	8
Figur 2-5: Utsnitt fra ingeniørgeologisk kart og profil fra forundersøkelsene under Karmsundet	9
Figur 2-6: Berggrunnskart 1:250 000 for området rundt tunneltraséene	13
Figur 2-7: Dybdesnitt fra Berggrunnskart 1:250 000	14
Figur 3-1: Utsnitt fra kart V100 med oversikt over refraksjonsseismikk	19
Figur 3-2: Tolkning av hvor man har truffet svakhetssonene i Karmsundet	21
Figur 3-3: Kjerneboringer og tolkning etter 5. kjerneboring fra Håvik	22
Figur 3-4: Situasjonen på stuff ved profil 2858	23
Figur 3-5: Mulig tolkning av forkastninger mot Håvik	26
Figur 3-6: Utsnitt fra kart V101 med oversikt over refraksjonsseismikk	27
Figur 3-7: Profil av tunneltraséen under Førresfjorden hentet fra ingeniørgeologisk rapport	27
Figur 3-8: Tolkning av hvor man har truffet de antatte sonene i Førresfjorden	28
Figur 3-9: Omtrentlig plassering av kjerneborhull fra prosjekteringen av Statpipe-tunnelene	32
Figur 4-1: Refleksjon av innkommende røntgenstråler etter Braggs lov.	38
Figur 4-2: Profil av tunneltrase med stedshenvisning i Karmsundet for prøvene som har blitt analysert.	41
Figur 4-3: Prøve 1 – Bergartsprøve fra profil 2843 (venstre) og kuttet bergartsprøve (høyre).	41
Figur 4-4: Kuttet kjerne for Prøve 1	42
Figur 4-5: Prøve 1 etter to punktlasttester	44
Figur 4-6: Prøve 2- mulig metasandstein fra Karmsundet, profil 2848.	44
Figur 4-7: Kjernebiter etter punktlasttest for Prøve 2.	46
Figur 4-8: Prøve 3, profil 2864,9. Kjerneprøve av mulig metasandstein.	46
Figur 4-9: Stuffprøve fra Håvik ved profil 2877.	47
Figur 4-10: Prinsippskisse for fri svelling.	52
Figur 4-11: Måling av svelletrykk ved konstant volum.	53
Figur 4-12: Manuelt og instrumentert ødometer	53
Figur 4-13: Eksempel på XRD-diffraktogram med tilpassede standardprofiler	55
Figur 4-14: Sleppemateriale testet for tunnelen under Karmsundet	57
Figur 4-15: Prøvematerialet for prøve L2866.	57
Figur 4-16: Preparering av prøve L2866	58
Figur 4-17: Bilde av prøve L2925.	59
Figur 4-18: Fri svelling av 2 ml materiale (venstre) og nærbilde av biotittholdig bergartsfragment (høyre).	59
Figur 4-19: Bilde av Prøve 3528-1	60
Figur 4-20: Bilde av prøve 3528-2	60
Figur 4-21: Bilde av prøve 3528-3	60
Figur 4-22: Fri svelling utført for prøve L3528-1, L3528-2 og L3528-3.	61

Figur 4-23: Utviklingen av svelletrykk for de tre prøvene på stoff 3528.....	62
Figur 4-24: Prøve 4390-1.....	63
Figur 4-25: Prøve 4390-2.....	63
Figur 4-26: Preparering av prøve 3290-1.....	64
Figur 4-27: Avlesing av fri svelling for prøve L4390-1 og L4390-2.....	64
Figur 4-28: Utviklingen av svelletrykk for de to prøvene ved profilnummer 4390.....	65
Figur 4-29: Sprekker i sprøytebetong ved lokasjon for Prøve L4390-2.....	66
Figur 4-30: Sleppemateriale testet for tunnelen under Førresfjorden.....	67
Figur 4-31: Prøve L5990.....	68
Figur 4-32: Prøve L5998-1.....	68
Figur 4-33: Prøve 5998-2.....	68
Figur 4-34: Preparering av prøve L5998-1.....	69
Figur 4-35: Bilde av fri svelling for prøve fra profil 5990 og 5998.....	70
Figur 4-36: Utviklingen av svelletrykk for de tre prøvene ved profilnummer 5998 og 5990.....	70
Figur 4-37: Datasett med testede leirprøver plottet for svelletrykk og fri svelling.....	74
Figur 5-1: Anbefalt undersøkelsesomfang.....	79
Figur 5-2: Omfang av undersøkelser under bygging fordelt på type anlegg.....	81
Figur 6-1: Støpeskjold.....	89
Figur 6-2: Sonderboring på stoff.....	89
Figur 6-3: Montering av sprøytebetongbuer; installasjon og sprøyting av buene.....	92
Figur 6-4: Forbolting og installasjon av armerte sprøytebetongbuer på stoff.....	93
Figur 6-5: Rockma-tolkning av data fra borerigg ved profilnummer 5910 i Karmøytunnelen.....	101
Figur 6-6: Utviklingstendenser med hensyn til bergsikring – skjematisk og forenklet fremstilling.....	103
Figur 6-7: CT-bolt.....	105

Tabelliste

Tabell 2-1: Oversikt over tunneler for entreprise K1 på T-forbindelsen.....	6
Tabell 2-2: Tunneltraséer for Karmøy-Kårstø tunnelene.....	8
Tabell 2-3: Nøkkeldata for undersjøiske tunneler fullført før Statpipe-tunnelene	10
Tabell 4-1: Klassifisering av punktlaststyrken (I_s).....	40
Tabell 4-2: Oversikt over testede prøver for T-forbindelsen.....	40
Tabell 4-3: Hovedmineralene fra XRD-analysen av Prøve 1.....	42
Tabell 4-4: Resultater fra punktlasttest for Prøve 1.....	43
Tabell 4-5: Hovedmineralene fra XRD-analysen av Prøve 2.....	45
Tabell 4-6: Punktlastmålinger for prøve 1.	45
Tabell 4-7: Hovedmineraler fra XRD-analyse for Prøve 3.	47
Tabell 4-8: Hovedmineraler fra XRD-analyse for Prøve 4.	48
Tabell 4-9: Oppsummering av analyseresultater for Prøve 1-4.....	49
Tabell 4-10:Klassifisering av svelleegenskaper basert på verdi for fri svelling.....	52
Tabell 4-11: Klassifisering av leire ut fra målte svelletrykk.....	54
Tabell 4-12: Klassifisering av svelletrykk.....	54
Tabell 4-13: Oversikt over testede leirprøver og utførte undersøkelser	56
Tabell 4-14: Analyseresultater for Prøve L2866.....	58
Tabell 4-15: Analyseresultater for Prøve L2925.....	59
Tabell 4-16: Analyseresultater for prøveserien fra profilnummer 3528.....	62
Tabell 4-17: Analyseresultater for prøveserien fra profilnummer 4390.....	65
Tabell 4-18: Analyseresultater for prøve L5990.....	71
Tabell 4-19: Analyseresultater for prøveserien fra profilnummer 5998.....	71
Tabell 4-20: Analyseresultater for prøve av sleppemateriale fra profil 6710.....	72
Tabell 4-21: Oppsummering av analyseresultater for sleppemateriale.	73
Tabell 4-22: Prøver testet etter at laboratoriearbeidet i masteroppgaven ble avsluttet.....	74
Tabell 6-1: Sikringsmatrise med tunnelsikringsklasser for Karmøytunnelen i T-forbindelsen.....	88
Tabell 6-2: Grov skissering av de viktigste hovedtrekkene i sikringsfilosofi før og nå.....	109
Tabell 10-1: Vedleggsoversikt.....	125

Kapittel 1 Introduksjon

Dette kapittelet er ment å gi leseren en forståelse for hvorfor masteroppgaven har blitt formulert, hva den er ment å bidra med, og hvordan den er blitt løst. Oppgaven er utformet med bakgrunn i drivingen av Karmøytunnelen, som er en 8900 meter lang undersjøisk tunnel i T-forbindelsen, og bakgrunnen for oppgaven blir utdypet i Avsnitt 1.1. Avsnitt 1.2 beskriver omfanget av oppgaven, definert ut fra oppgavetekst og avklaringer som har kommet underveis i arbeidet. Avsnitt 1.3 og 1.4 forteller hvordan, og innenfor hvilke rammebetingelser, oppgaven er blitt løst.

1.1 Bakgrunn for oppgaven

Som en del av veiprosjektet Rv47 T-forbindelsen bygges Karmøytunnelen, en undersjøisk tunnel under Karmsundet og Førresfjorden utenfor Haugesund. Karmøytunnelen består av to undersjøiske tunnelarmer, samt en arm til Fosen, og er totalt 8,9 kilometer lang. De tre tunnelarmene møtes i en rundkjøring ved kote -60 på Fosen. Tunnelen har profil T11,5, og største dybde under sjøen er 139 meter under Karmsundet og 136 meter under Førresfjorden.

Tunnelarbeidene for Karmøytunnelen startet høsten 2009 og drivingen er planlagt ferdig i august 2011. Når Karmøytunnelen står ferdig vil den være Norges lengste undersjøiske tunnel. Da masteroppgaven startet i januar 2011 var 73 % av tunnelen ferdig drevet, og de antatt mest utfordrende forholdene under fjordene gjenstod. Disse partiene av tunnelen har i stor grad blitt drevet under masteroppgaven, og når masteroppgaven avsluttes er ca. 94 % av tunneldrivingen ferdig.

Et spesielt forhold ved Karmøytunnelen er at det tidlig på 1980-tallet ble drevet tunneler under Karmsundet og Førresfjorden parallelt med, og omtrent én kilometer sør for dagens tunneltrasé. Disse tunnelene er en del av Statpipe-prosjektet for gassrørledninger fra Karmøy til Kårstø. Prognosene til Karmøytunnelen har i stor grad vært basert på erfaringene fra Statpipe-tunnelene, og mye av forundersøkelsene for Karmøytunnelen har derfor blitt utsatt til drivingen. Med bakgrunn i erfaringene fra Statpipe-tunnelene har det blitt forventet forholdsvis krevende forhold, med kryssing av flere svakhetssoner under fjordene.

Denne masteroppgaven har vært en sjeldent god mulighet til å vurdere prognoser opp mot erfaringer, og dermed hvor vidt omfanget av forundersøkelser har vært tilstrekkelig. Forholdene har ligget til rette for å vurdere driveforhold og sikringstiltak mellom to tunneler i samme bergmasse, drevet med 30 års mellomrom.

1.2 Formål og omfang

Formålet med oppgaven har vært å gjennomgå de ingeniørgeologiske forholdene som har vært knyttet til drivingen av de undersjøiske områdene av Karmøytunnelen. Under arbeidet har det hele tiden vært naturlig å ta utgangspunkt i det man forventet ut fra ingeniørgeologisk rapport, som i stor grad har vært basert på erfaringene fra Statpipe-prosjektet. Med bakgrunn i de erfaringene man har fått fra drivingen har det blitt vurdert hvor dekkende forundersøkelsene har vært i prosjektet.

Basert på erfaringene fra Statpipe-tunnelene, og ny informasjon som kom til underveis i masteroppgaven, ble det ønskelig å foreta nærmere undersøkelse av sleppemateriale fra tunnelen. Formålet med dette har vært å få et bedre bilde av forekomsten av svelleleire, samt vurdere representativiteten i prøvene og sammenhengen mellom parametrene fri svelling og svelletrykk. Det har i tillegg vært ønskelig å forsøke å gjøre en bergartsbestemmelse for en sone under Karmsundet som har blitt omtalt som ”metasandstein”, da det har vært noe uklart hvilke typer bergforhold denne betegnelsen har referert til. Resultatene skulle gi konkrete data til å gjøre en grundigere vurdering av prognoser opp mot erfaringer. I samråd og forståelse med veiledere har det derfor blitt utført et større laboratoriarbeid som del av masteroppgaven.

Med bakgrunn i det store tidsrommet mellom Statpipe-tunnelene og Karmøytunnelen har det vært ønskelig å vurdere drive- og sikringsfilosofi, og den utviklingen som har vært i sikringsmidler og -metoder mellom de to prosjektene. Med dagens drivemetoder har det vært behov for en diskusjon rundt problemstillingene midlertidig vs. permanent sikring, og full utstøpning vs. sprøytebetongbuer ved forekomst av svelleleire.

1.3 Fremgangsmåte

Første del av arbeidet bestod i å gjøre seg kjent med prosjektet og anlegget. I hovedsak har all tilgjengelig informasjon for T-forbindelsen blitt gjennomgått. Det har gjennom arbeidet med masteroppgaven blitt foretatt tre besøk på anlegget. Planen var at et lenger opphold skulle gjennomføres når man eventuelt møtte vanskelige driveforhold, men på grunn av uforutsette gode forhold har dette ikke blitt gjennomført.

Opgaven skulle knyttes opp mot erfaringene fra Statpipe-prosjektet, og det har derfor blitt lagt ned en relativt stor arbeidsmengde i å skaffe relevant informasjon fra Statoil som var byggherre på 1980-tallet. Spesielt har det blitt forsøkt å skaffe tilveie en erfaringsrapport som har vært antatt å inneholde informasjon om ”metasandsteinsonen” under Karmsundet. For å gi leseren oversikt er det valgt å kort ta med prosjektinformasjon om Statpipe-prosjektet innledningsvis.

Siden området rundt Haugesund har gjennomgått store tektoniske påkjenninger ble det valgt å foreta en kort beskrivelse av tektonikken, uavhengig av ingeniørgeologisk rapport. Dette for å få en egen forståelse av regionalgeologien, samt ha et grunnlag for å foreta en diskusjon rundt omfanget av forundersøkelser.

For å danne grunnlaget for å vurdere prognoser og erfaringer har det i hovedsak vært naturlig å ta utgangspunkt i ingeniørgeologisk rapport, som utgjør prognosene, og sammenligne med de erfaringer man har fra drivingen. Erfaringene kan i stor grad sies å være samlet i programmet Novapoint tunnel, der skiftlogger, geologi og utført sikring dokumenteres. Da sluttdokumentasjonen ikke har vært ferdig, og det har vært vanskelig å ha full oversikt over all tilgjengelig informasjon, har det også vært nødvendig med god personlig kommunikasjon med geologer på prosjektet.

For å forsøke å finne en bergartsbeskrivelse for bergarten under Karmsundet, samt utføre en grundigere testing av sleppemateriale for å vurdere omfanget av svelleleire, ble det i løpet av mars og april utført laboratoriearbeid. Dette laboratoriearbeidet har gitt objektiv og håndfast informasjon, som et supplement til vurderinger av prognoser og virkelige forhold. De analyserte prøvene av sleppemateriale har også gitt et bilde på representativiteten av prøver, og et bilde på korrelasjonen mellom parametrene fri svelling og svelletrykk. En vurdering av undersøkelsesomfanget for Karmøytunnelen har blitt gjort med utgangspunkt i anbefalinger i *Publikasjon nr. 101, Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg* (Palmstrøm, et al., 2003).

For å beskrive utviklingen i sikringsmidler har det blitt foretatt en gjennomgang av artikler og innlegg i forbindelse med fjellsprengningskonferanser og Stait-Crossing-seminar. I tillegg er det studert enkelte endringer i håndbøker og normaler. Det har blitt valgt å fokusere på de sikringsmidler- og metoder som har hatt mest å si for at Karmøytunnelen i dag kan drives med et større tverrsnitt enn det som ble anbefalt på 1980-tallet.

1.4 Begrensninger

Masteroppgaven har foregått over et begrenset tidsrom av anleggstiden til prosjektet, og dette har medført noen naturlige begrensninger i oppgaven. Oppgaven var ment å ta for seg svakhetssoner under sjøen, men det har vært begrenset med informasjon fra disse områdene underveis siden drivingen foregikk under sjøen på bare to av stuffene (Håvik og Hellevik-Mjåsund). Prøvetaking av sleppemateriale har derfor delvis blitt utført i områder under land.

På grunn av at de forventede svakhetssonene under sjøen ikke har vært like dominerende som forventet, har det ikke blitt aktuelt å være like mye tilstede på anlegget som først planlagt. Tunneldrivingen har foregått med et høyt tempo, og det har til tider vært vanskelig å holde full oversikt. Det har derfor også vært vanskelig å være tilstede på stuff når aktuelle problemstillinger har dukket opp.

Når det gjelder laboratorieundersøkelser viste det seg å være lang ventetid på tynnslip til mikroskopering, og det var dessverre ikke kapasitet til å få laget tynnslip av alle prøvene innen rimelig tid for masteroppgaven. I forbindelse med innhenting av leirprøver skulle det ettersendes prøver som Statens vegvesen selv hadde hentet fra Mjåsundstuffen, profilnummer 6728 og 6745. På grunn av at disse prøvene beklageligvis ble forsinket i internposten ved instituttet ble det ikke tid til å teste disse prøvene før arbeidet med masteroppgaven ble avsluttet.

Prosjektoppgaven til Jan Erik Hetlebakke (1991) ble dessverre ikke funnet, og de erfaringene som ble gjort av representativitet til sleppemateriale i denne oppgaven er bare delvis blitt studert gjennom presentasjonsmateriale fra kursdagene i 2008 (Nilsen, 2008).

For vurdering av erfaringer i prosjektet har det vært vanskelig å ha full oversikt da Novapoint-tegninger ikke har vært ferdigstilte med utført sikring for alle områder. Tilgang til foreløpige Novapoint-tegninger har bare vært mulig ved opphold på anlegget. Som viktigste data har det derfor vært benyttet tolkninger fra kjernelogger og driving.

Dialogen med Statoil og Vegdirektoratet for å få en oversikt over eventuelt erfaringsmateriale fra drivingen av Statpipe-tunnelene tok lang tid. Anleggsdokumentasjon fra Statpipe-prosjektet ble mottatt siste uken i april, og det har derfor ikke vært tid til å bearbeide dette materialet i så stor grad som kanskje var ønskelig.

En vurdering av midlertidig kontra permanent sikring av de mest markerte sonene har blitt diskutert ut fra de problemstillingene som har dukket opp i tunnelen under driving. Siden man ikke har møtt like omfattende og vanskelige forhold i Karmsundet som forventet, og den vanlige drive- og sikringssyklusen har vært tilstrekkelig, har det i forståelse med veileder blitt valgt å redusere dette temaet noe i omfang.

Med tanke på utvikling av sikringsmidler og -metoder har det vært vanskelig å finne god informasjon samlet på ett sted. En komplett og detaljert oversikt over dette er nesten en masteroppgave i seg selv, og det er heller ikke funnet hensiktsmessig å gå i detalj på alle områder. Derimot er det valgt å peke på de viktigste trekkene, og i hovedsak de endringene som antas å ha mest å si for Karmøytunnelen. Det har blitt prioritert å peke på de viktigste årsakene til at man i dag kan drive et mye større tverrsnitt i bergmasser som man tidlig på 80-tallet mente ikke burde drives med større tverrsnitt enn 24 m². I forbindelse med dette arbeidet ble det aktuelt å sjekke opp tidligere krav fra veidirektoratet. Å finne endringer fra eldre versjoner/utgaver av håndbøker skulle vise seg å bli et lite detektivarbeid, som lot seg løse takket være et godt utvalg av dokumentasjon på kontoret til veileder Bjørn Nilsen.

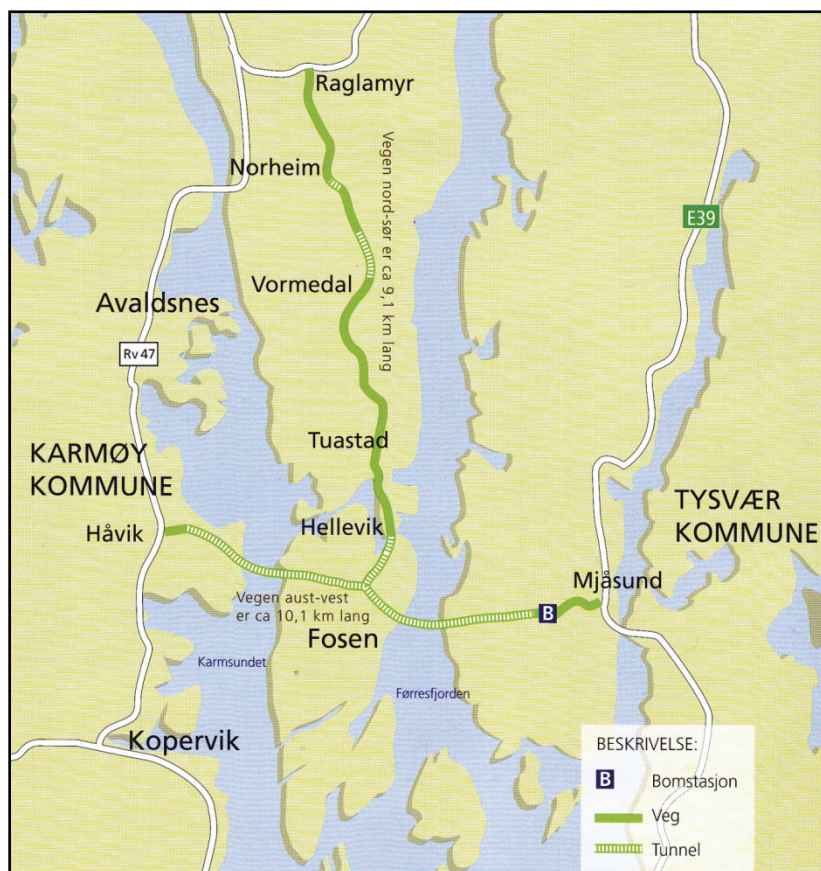
Kapittel 2 T-forbindelsen

Dette kapittelet gir en generell prosjektbeskrivelse av T-forbindelsen, og spesielt entreprise K1, som omfatter den undersjøiske Karmøytunnelen under Karmsundet og Førresfjorden. En viktig del av bakgrunns materialet for prosjekteringen av T-forbindelsen har vært Statpipe-prosjektet som ble drevet på begynnelsen av 1980-tallet én kilometer sør for tunneltraséen til Karmøytunnelen. Det gis derfor en oversikt over Statpipe-prosjektet i dette kapittelet. Dette inkluderer informasjon om utført sikring i Statpipe-tunnelene, som danner bakgrunn for diskusjonen av utvikling i sikringsmidler og -metoder i Kapittel 6.

Til slutt i dette kapittelet følger en generell beskrivelse av regionalgeologien, uavhengig av geologisk rapport for T-forbindelsen. Denne tolkningen av geologien gir sammen med erfaringene fra drivingen et utgangspunkt for å vurdere omfanget av undersøkelser som ble utført under prosjekteringen av Karmøytunnelen.

2.1 Prosjektbeskrivelse for T-forbindelsen

T-forbindelsen er en ny veiforbindelse mellom kommunene Karmøy, Haugesund og Tysvær, i Rogaland. Totalt består T-forbindelsen av tilnærmet ni kilometer med undersjøiske tunneler, ti kilometer med vei i dagen, og to tunneler på land (Statens vegvesen, 2010c). Prosjektet har fått navnet fordi de to nye veiene, i øst-vest- og nord-sør-retning, utgjør en stor "T" snudd på hodet, se Figur 2-1. Tunnelen mellom Håvik, Hellevik og Mjåsund utgjør Karmøytunnelen, som er entreprise K1.



Figur 2-1: Oversiktskart T-forbindelsen (Statens vegvesen, 2010c).

Formålet med prosjektet er i hovedsak å gi Karmøy kommune bedre tilknytning til E39, og på samme tid avlaste Riksvei 47 på nordre del av Karmøy. T-forbindelsen vil gi reduserte kjøreavstander og transportkostnader, samt bedre tilgang til Haugesund lufthavn på Karmøy. Industriaksen Håvik-Kårstø vil forsterkes, og planene for Haugaland næringspark på Gismarvik i Tysvær kommune vil kunne realiseres. Ferdigstilling av T-forbindelsen vil medføre at riksveifergeforbindelsen mellom Skudeneshavn og Mekjarvik legges ned (Statens vegvesen, 2011f).

Byggingen av T-forbindelsen startet i september 2009, og planlagt åpning er våren 2013 (Statens vegvesen, 2010c). Den totale kostnaden for prosjektet er 1,44 milliarder kroner, oppgitt i 2008-kroner, mens kontrakten for K1 har en verdi på 878 millioner kroner (AF Gruppen, 2011).

2.1.1 K1: Håvik – Mjåsund – Tuastad, Karmøytunnelen

Statens vegvesen er byggherre på T-forbindelsen, og byggingen er delt i fem entrepriser. Denne masteroppgaven tar for seg den største delen av prosjektet, som heter ”K1: Håvik - Mjåsund - Tuastad”. Denne entreprisen drives av AF Anlegg, og kontrakten omfatter undersjøisk tunnel under Karmsundet og Førresfjorden (Figur 2-3), inkludert arm til Fosen (se Tabell 2-1 og Figur 2-2). De tre tunnelarmene møtes i en rundkjøring i fjell ved Fosen i Karmøy kommune (Statens vegvesen, 2010c), og har fått fellesnavnet Karmøytunnelen. Tunnelarbeidene startet høsten 2009, og tunneldrivingen er planlagt ferdig i august 2011 (Stumo, 2011).

Tabell 2-1: Oversikt over tunneler for entreprise K1 på T-forbindelsen. Fellesnavnet for de tre tunneltraséene er Karmøytunnelen (Statens vegvesen, 2009a), (Statens vegvesen, 2006a).

Tunnel	Tverrsnitt	Hovedbergarter	Total lengde [m]	Undersjøisk lengde [m]	Laveste nivå [m]	Minste fjell-overdekn. [m]	Maks. stigning [%]
Karmsundet	T11,5 (92,27 m ²)	Grønnstein Grønnskifer ”Metasandstein” Fyllitt Granittisk gneis	3977	700* (Profil 2600–3300)	- 139	45	5,0 - 7,4
Førresfjorden	T11,5 (92,27 m ²)	Granittisk gneis	3764	745* (Profil 5940–6275) (Profil 6430–6840)	- 136	42	5,4 - 7,0
Tunnelarm til Fosen (Hellevik)	T11,5 (92,27 m ²)	Granittisk gneis	1164	-	- 60	-	6

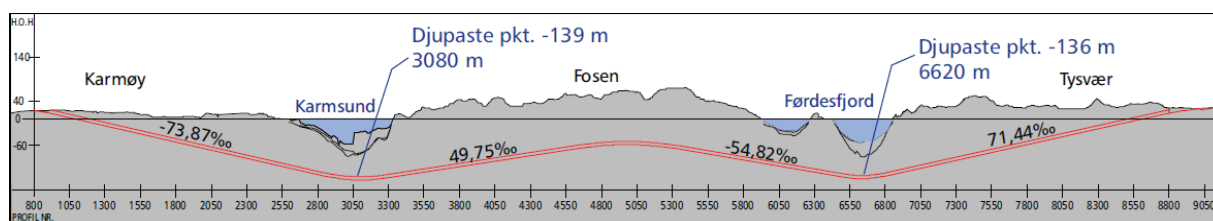
* De undersjøiske lengdene er beregnet ut fra profilnumrene i tunnelen. Dersom man tar hensyn til fallet på tunnelarmen vil dette utgjøre omtrent 3 meter ekstra tunnellengde totalt for de undersjøiske områdene.

Ved oppstart av masteroppgaven, i midten av januar 2011, var omtrent 73 % av Karmøytunnelen ferdig drevet (Statens vegvesen, 2011c). Tunneldrivingen fra Mjåsund ble avsluttet i desember 2010. Det har derfor underveis i oppgaven vært drift fra tre stuffer; Håvik, Hellevik-Håvik og Hellevik-Mjåsund. Ved avslutning av masteroppgaven, i starten av juni 2011, var omtrent 94 % av tunnelen ferdig drevet (Stumo, 2011). Blå streker i Figur 2-2 viser fremdriften per 14.januar 2011. Gule streker viser omtrentlig plassering av stuffer per 1.

juni 2011; Håvik ved profil 3148, Hellevik-Håvik ved profil 3207 og Hellevik-Mjåsund ved profil 6209 (Halsne, 2011). Se Vedlegg 1 for profilnummer langs traséen.



Figur 2-2: Oversikt over entreprise K1 med driveretninger (røde piler). (Statens vegvesen, 2011b). Blå streker utgjør fremdriften per 14. januar 2011 (Statens vegvesen, 2011c), og gule piler viser fremdriften per 1. juni 2011.



Figur 2-3: Tverrprofil av de to tunnelene under Karmsundet og Førresfjorden (Statens vegvesen, 2009a).

Når T-forbindelsen står ferdig, vil Karmøy-tunnelen på 8950 meter være Norges lengste undersjøiske tunnel, før Bømlafjordtunnelen på 7888 meter. På verdensbasis vil T-forbindelsen være verdens tredje lengste undersjøiske tunnel. Tunnelen drives med profil T11,5, som tilsvarer et tverrsnitt på omtrent 92 m² (se Vedlegg 2 for skisse av tunneltverrsnitt). Dimensjonene på tunnelen er tilpasset trafikkmengden med 3 kjørebaneler, to på stigning og en på synk (AF Gruppen, 2011).

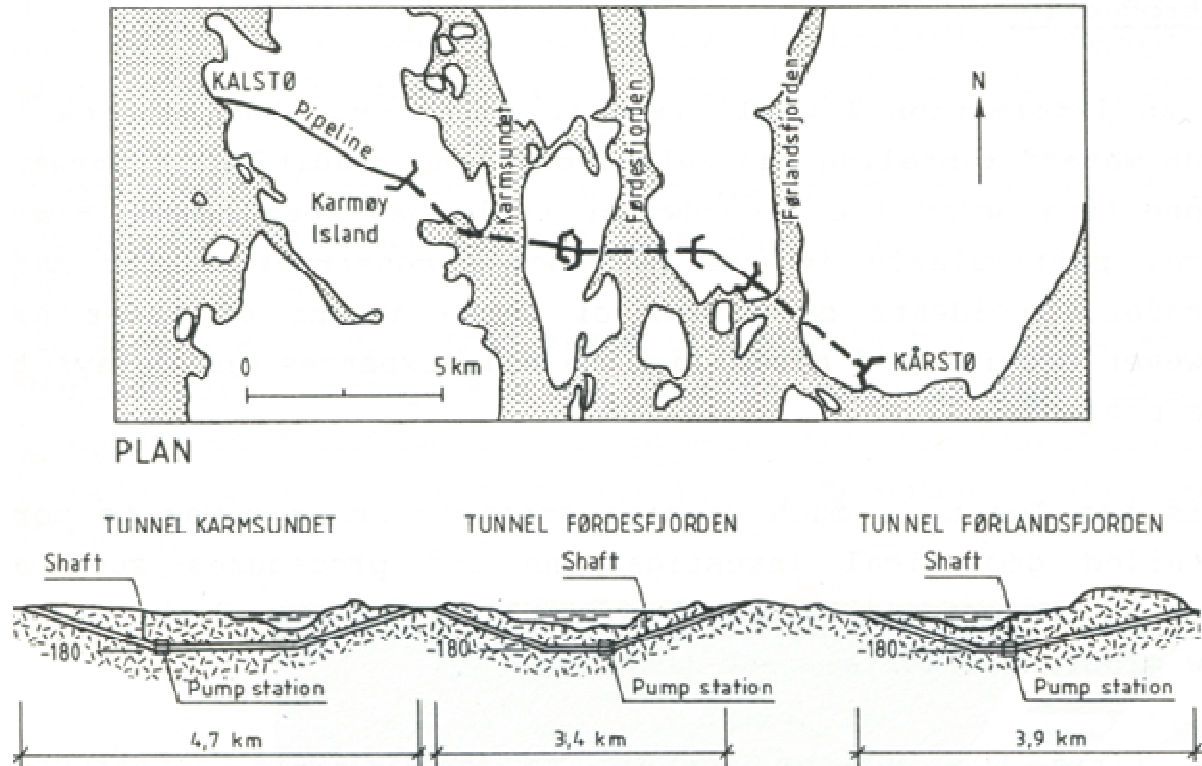
Et spesielt forhold ved driving av Karmøy-tunnelen er at det parallelt med tunnelen, bare omtrent 1 km lengre sør, ble drevet undersjøiske gassrørtunneler på 1980-tallet. Disse kalles Karmøy-Kårstø-tunnelene, og tilhører Statpipe-prosjektet til Statoil. De geologiske erfaringene fra Statpipe-prosjektet har vært spesielt viktige i prosjekteringen av Karmøy-tunnelen.

2.2 Statpipe-prosjektet, 1980-tallet

2.2.1 Prosjektbeskrivelse

Karmøy-Kårstø-tunnelene er en del av Statpipe-prosjektet, der gassrør fra Statfjordfeltet er ført i tunneler mellom Karmøy i vest og Kårstø i øst. Byggherre for Karmøy-Kårstø-tunnelene var Statoil A/S (SINTEF, 1987a). Tunnelprosjektet består av tre tunneler under Karmsundet, Førresfjorden og Førlandsfjorden, på til sammen 12 kilometer (se Figur 2-4 og Tabell 2-2).

Tunnelene under Karmsundet og Førresfjorden er parallelle med de undersjøiske tunnelarmene i Karmøytunnelen, se Figur 2-6.



Figur 2-4: Beliggenhet og profil langs tunneltraséen for Statpipe-tunnelene (Kjølseth, 1986).

Tabell 2-2: Tunneltraséer for Karmøy-Kårstø tunnelene (Nilsen, 1988) (Kjølseth, 1986) (Vadheim, 1983) (SINTEF, 1987a).

Tunnel Karmøy-Kårstø (Statpipe)	Bygget	Geologi	Tverrsnitt	Total lengde [m]	Under-sjøisk lengde [m]	Laveste nivå [m]	Største løsmasse-mektighet [m]	Minste fjell-overdekn. [m]
Karmsundet	1982-83	Grønnstein Grønnskifer Metasandstein Fyllitt	24 m ² *	4760	2100	-180	16	56
Førresfjorden	1982-83	Prekambrisk gneis	24 m ² *	3370	1580	-170	11	46
Førlandsfjorden	1982-83	Prekambrisk gneis Fyllitt	24 m ² *	3910	1020	-160	5	55

*Tverrsnittet er i eldre rapporter oppgitt mellom 24-27 m². Vedlegg 2 viser skisse av tunneltverrsnittet, og teoretisk sprengningsprofil er anslått til ca. 24 m².

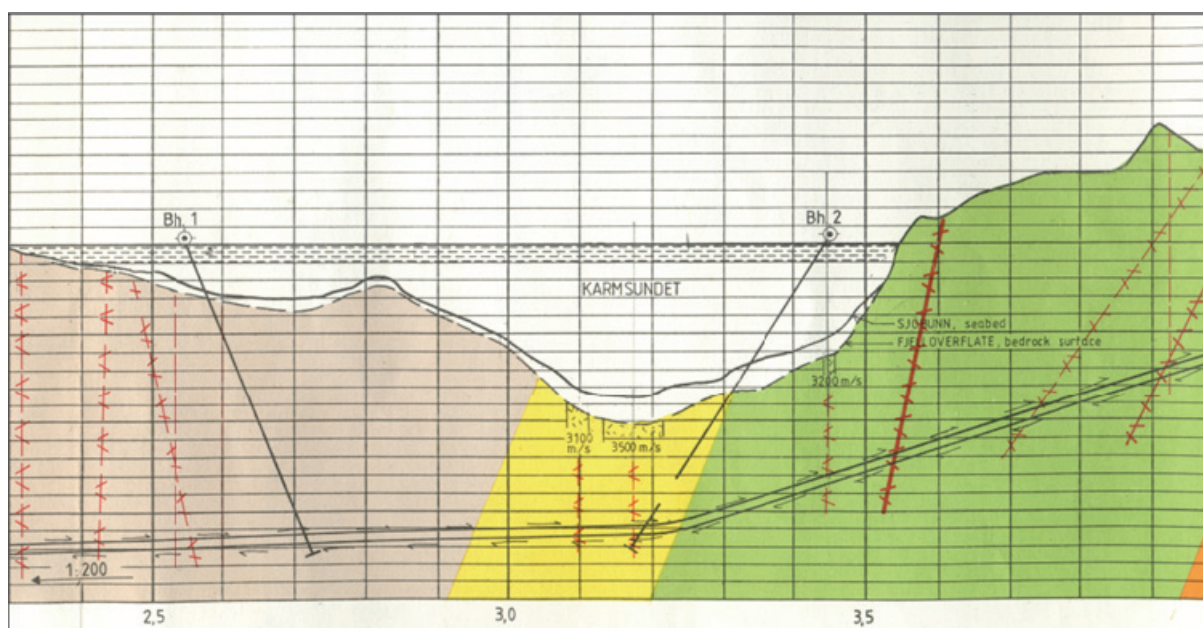
Fjellforholdene langs Karmøy-Kårstø-tunnelene har jevnt over blitt karakterisert som vanskelige, og til dels svært vanskelige (SINTEF, 1987a). Omfanget og vanskelighetsgraden av stabilitetssikring ble vesentlig større enn forutsatt (Vadheim, 1983).

Erfaringene fra de geologiske forholdene man møtte under drivingen av Statpipe-tunnelene, under Karmsundet og Førresfjorden, har vært en veldig viktig del av grunnlaget i forundersøkelsene og prosjekteringen av Karmøytunnelen i T-forbindelsen. Noe av det som gjør drivingen av Karmøytunnelen spennende er muligheten til å sammenligne tunneler drevet med nesten 30 års mellomrom i omtrent samme bergmasse, både med hensyn til geologi og sikring.

2.2.2 Metasandsteinsonen i Karmsundet

For alle de tre tunnelene i Statpipe-prosjektet gjelder at svakhetssonene jevnt over var betydelig mektigere enn antatt på forhånd. Den største uoverensstemmelsen mellom prognoser og erfaringer var i Karmsundet, der en 70 meter bred lavhastighetszone og antatt svakhetszone viste seg å være en knusningssone med bredde på omtrent 450 meter. Denne bestod av leire og finknust bergartsmateriale (SINTEF, 1987a), se Figur 2-5.

Metasandsteinsonen under Karmsundet var den sonen som gav størst problemer under drivingen av Statpipe-tunnelene. Sonematerialet var en blanding av leire og finknust bergartsmateriale, og medførte utstøpning i 444 løpemetere av tunneltraséen. I det vanskeligste partiet oppstod vannlekkasjer og klare tendenser til rasutvikling. Det ble utført gjenstøping av stoffen, og satt inn tiltak i videre driving gjennom sonen, se Avsnitt 2.2.3 (SINTEF, 1987a).



Figur 2-5: Utsnitt fra ingeniørgeologisk kart og profil fra forundersøkelsene under Karmsundet. Den gule bergarten er beskrevet som metasandstein, med grønskifer (brun) mot vest og fyllitt (grønn) og gneis (oransje) mot øst (Statoil, 1981). Svakhetssonen vest i metasandsteinen har seismisk hastighet på 3100 m/s, og svakhetssonen litt lenger øst har seismisk hastighet på 3500 m/s.

Det som under drivingen av Statpipe-tunnelene ble kalt ”metasandsteinsonen” har blitt karakterisert som en blanding av leire og finknust bergartsmateriale, med seismisk hastighet i størrelsesorden 3100 – 3500 m/s. Det ble delvis foretatt kjerneboring gjennom sonen (Dahlø, 1988). Det er uklart hvorvidt dette faktisk var en metasandstein, eller om man beholdt beskrivelsen som var gitt bergarten under Karmsundet forut for drivingen.

Det finnes mange beskrivelser av ”metasandsteinsonen”, men det er likevel noe uklart hvilken bergart dette er. Forholdene i denne sonen har blitt beskrevet som tørre, og Klüver (1983) beskriver det med at ”det støvet sjenerende av urørt røys lenge etter at salven var sprengt”. Bergarten har også blitt beskrevet som et materiale som ikke tålte sprengningssjokk, slik at rasutvikling var i gang straks salven ble sprengt (Stumo, 2011) (Moen, 2011a) (Nilsen, 2011).

Med bakgrunn i erfaringene fra Statpipe-prosjektet har svakhetssoner i de undersjøiske områdene vært et forhold man har vært ekstra på vakt for i T-forbindelsen. Spesielt har man forventet veldig vanskelige forhold under Karmsundet, i den omtalte ”metasandsteinsonen”. Et av problemene med denne sonen er at man ikke har visst helt hva man skulle se etter i kjernekasen, og hva man egentlig skulle forvente. Dersom bergarten viste seg å fremstå som hard og god, men ikke tålte vann under boring eller sprengning, ville dette være et problem som var vanskelig å forutsi (Stumo, 2011).

2.2.3 Driving og sikring av Statpipe-tunnelene

Før Statpipe-prosjektet hadde man mange års erfaring med tunneldriving under elver og innsjøer, men driving under fjorder fikk man først erfaring med i 1974 (Klüver, 1983). I tidsrommet 1974 til Statpipe-tunnelene ble påbegynt i 1982 hadde man fullført tre tunneler under norske fjorder, se Tabell 2-3. Disse utgjorde totalt en undersjøisk lengde på 5,4 km.

Tabell 2-3: Nøkkeldata for undersjøiske tunneler fullført før Statpipe-tunnelene (Lien & Garshol, 1978) (Nilsen, 1988) (Dahlø, 1988).

Tunnel	Type	Byggeperiode	Geologi	Tverrsnitt [m ²]	Total lengde [km]	Under-sjøisk lengde [km]	Minste fjell-overdekn. [m]	Dypeste punkt [m.u.h]
Vollsfjordtunnelen	Vann	1974-1977	Amfibollitisk gneis	16/8 undersjøisk del	1,5	0,6	28	-80
Frierfjordtunnelen	Gassrør	1975-1977	Kalkstein Gneis	14-16	3,6	3,1	48	-252
Vardøtunnelen	Vei	1979-1981	Skifer Kalkstein	53	2,6	1,7	28	-87

Etter at Statpipe-tunnelene var drevet ble disse beskrevet som det sikreste anlegget til den tid, til tross for at de var drevet i det dårligste fjellet som hadde vært avdekket ved fjordkryssinger. De største utfordringene for fjordkryssingsprosjektene frem til 1983 var nedsatt stabilitet i store leirsoner og gjennomsettende leirslepper under fjordene (Klüver, 1983).

Før anleggsstart for Statpipe-tunnelene ble det besluttet at følgende sikringsfilosofi skulle være retningsgivende for utført sikring i tunnelen (Statoil, 1985):

1. Brukstil på 30 år
2. Tørre ventilerte tunneler
3. Stuffsikring med bolter, sprøytebetong og utstøpning skulle utføres slik at den i størst mulig grad kunne virke som permanent sikring eller inngå som del av denne.

4. Tilstrebet stabilitet i brukstid:
 - a. Nedfall av blokker større enn 300 kg skulle ikke forekomme
 - b. Utrasing over 5 m³ skulle ikke forekomme
 - c. Nedfall av mindre fragmenter kunne forekomme
5. Tunnelen skulle inspiseres regelmessig i brukstiden, hyppigst de første årene av fjellkyndige folk. Hvis det viste seg at stabiliteten ble dårligere med tiden, så skulle tunnelen utbedres der dette ble påvist.

Drivingen av Karmsundtunnelen og Førresfjordtunnelen, med de utfordringene det innebar, var en lærerik oppgave for bransjen (Vadheim, 1983), og har blitt beskrevet som et pionérprosjekt både nasjonalt og internasjonalt (Holestøl, 1983). Sikringen som ble utført i Statpipe-tunnelene bærer preg av at prosjektet var finansiert av petroleumsindustrien, der målet var å få tunnelene raskt ferdig, og samtidig unngå problemer som kunne redusere produksjonen (Holestøl, 1983).

Tunnelene i Statpipe-prosjektet ble drevet ved konvensjonell boring og sprenging, og med samtidig driving på to stuffer i alle tunnelene. Sonderboring foran stoff ble utført både som kjerneboring og slaghammerboring, med to eller tre hull langs hele tunnellengden. I tillegg ble sonderhull boret 45° opp, der det var liten fjelloverdekning. Totalt ble det kjerneboret langs ca. 6 % av samlet tunnellengde i Statpipe-prosjektet. Som regel foregikk dette i helger eller ved annen stopp i tunneldrivingen, med hull på 80-140 meter (SINTEF, 1998). Sonderboring med slaghammerboring ble i de aller fleste tilfeller vurdert å gi tilstrekkelig informasjon om fjellkvalitet og fare for vanninnbrudd (SINTEF, 1987a). Ved mye vann i ett eller flere borehull ble det vanligvis boret en skjerm med ca. 15 hull for injeksjon av sement eller Cemsil. Hullengden i en skjerm var som oftest 15 m eller 18 m (Klüver, 1983).

Den totale lengden av utstøpning på stoff ble betydelig større enn forventet (SINTEF, 1987a). Totalt ble det utført 2452 løpemeter med full utstøpning på stoff, der hele 365 løpemeter ble støpt sammenhengende i knusningssonen under Karmsundet. Bak stoff ble det støpt totalt 269 løpemeter, og endelig utstøpning i sonen under Karmsundet var 444 løpemeter (Statoil, 1985). Også omfanget av bolting og sprøytebetongsikring ble høyere enn forventet. Endringen i sikringsmengder er antatt å skyldes både høyere vanskelighetsgrad i prosjektet, og ikke-geologiske forhold (endring i sikringsstrategi) (SINTEF, 1987a).

I hovedsak ble det benyttet uarmert sprøytebetong med tykkelse 5-10 cm, men også en del fiberarmert sprøytebetong. I enkelte partier ble det utført sprøytebetongsikring før utstøping på stoff (SINTEF, 1987a). Bolting ble som oftest kombinert med sprøytebetongsikring. For sikring på stoff ble det benyttet rørbolter med lengde 2,5-3 m. Forbolting ble benyttet i relativt stort omfang, særlig i Førresfjordtunnelen, men også i Karmsundtunnelen (Vadheim, 1983).

I sonen med den såkalte metasandsteinen under Karmsundet ble det etter tendenser til rasutvikling foretatt en gjenstøping av stoffen. Følgende metode ble brukt for videre driving (Vadheim, 1983):

- 1) Boring av drenasjeskjerm foran stuff, 8-10 hull med Ø51 mm hull. Lengden varierte fra 15-20 m, avhengig av fjellforholdene.
- 2) Salveboring med reduserte lengder (ned til 1 meter) gjennom et lag av fiberarmert sprøytebetong. Årsaken til at det ble brukt fiberarmert betong var at uarmert betong ikke fikk heft på leiren.
- 3) Salveskyting
- 4) Sprøytebetong på blottlagt heng før utlasting for å forsegle fjellet så hurtig som mulig, slik at en unngikk rasutvikling.
- 5) Utlasting
- 6) Sprøytebetong på resterende del av stuffen
- 7) Utstøping

Erfaringene tilsier at man med denne drivemetoden kunne krysse sonen uten spesielle problemer, og at drenasjehullene spesielt synes å ha avlastet poretrykket i leirmassen vesentlig. Ingen av de andre svakhetssonene i prosjektet medførte behov for gjenstøping av stuffen (SINTEF, 1987a).

2.3 Regionalgeologisk oversikt

De gjeldende berggrunnskartene for området er Berggrunnskart HAUGESUND 1:250 000 (Ragnhildstveit, et al., 1998) og en foreløpig utgave av Berggrunnskart HAUGESUND 1:50 000 (Jorde, et al., 1999) (se Vedlegg 3). For å opparbeide en geologisk forståelse, uavhengig av geologisk rapport for T-forbindelsen, har det i det følgende blitt foretatt en gjennomgang av berggrunnskartene, samt andre relevante tolkninger av geologien.

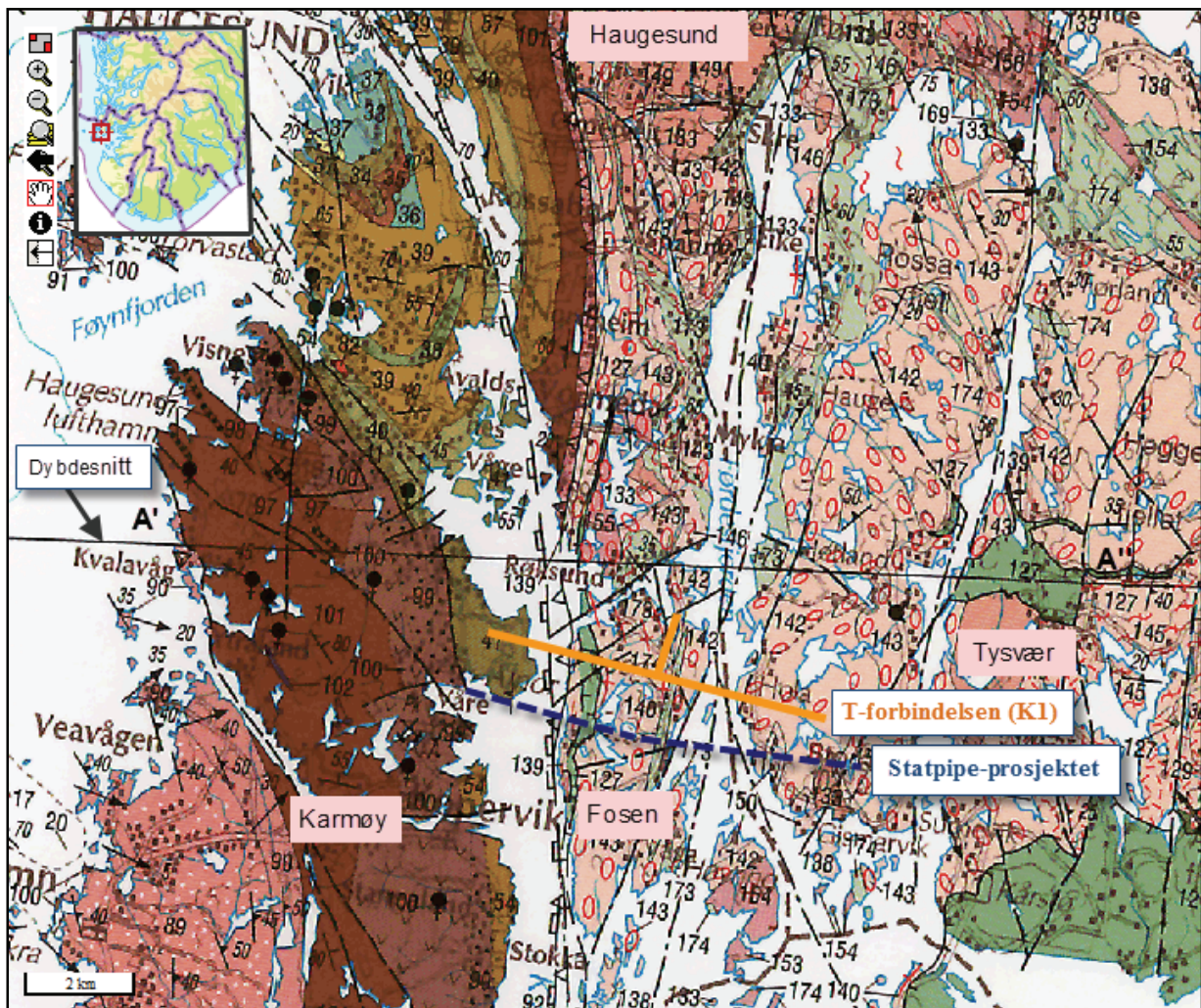
2.3.1 Bergrunnskart

Området er preget av den kaledonske fjellkjedefoldningen der den tektoniske oppbyggingen består av flere skyvedekker. I tillegg antas den tertiære landhevningen, med en skjev, vertikal heving av landplaten mot øst, å ha medført N-S gående submarine forkasninger langs vestlandet (Statoil, 1981). Områdene rundt Haugesund består av store områder med grunnfjell i form av gneis og granitt av prekambrisk alder. Fyllitt og kaledonske skyvedekker ligger stedvis over grunnfjellet. Mot vest finner man generelt økende grad av deformasjon og kambrosilurbergartene er mer eller mindre foldet ned i den underliggende gneisen. En kan derfor si at store deler av regionen er bygd opp av en blanding av grunnfjell og kaledonske bergarter (Løset, 2006).

Berggrunnen i området mellom Karmøy og Tysvær er relativt komplisert, med flere tektoniske enheter. Fra de vestlige deler av Fosen og vestover til Karmøy tilhører bergartene *Karmøy ofiolittkompleks*, en underenhet til Hardangerfjorddekket, med dypbergarter fra tidlig-til mellomordovicisk tid. På og ved Karmøy finner man derfor en varierende berggrunn med gabbro, granodioritt, grønskifer, grønnstein og sedimentære bergarter (Ragnhildstveit & Egeland, 1988). I tillegg finner man vulkanske bergarter som putelava og tuffer og sedimenter av vulkansk opprinnelse (NGI, 2006). Dette området representerer et snitt gjennom gammel havbunn, en ofiolitt-sekvens, som har blitt skjøvet på land under den kaledonske fjellkjedefoldningen (Ragnhildstveit & Egeland, 1988).

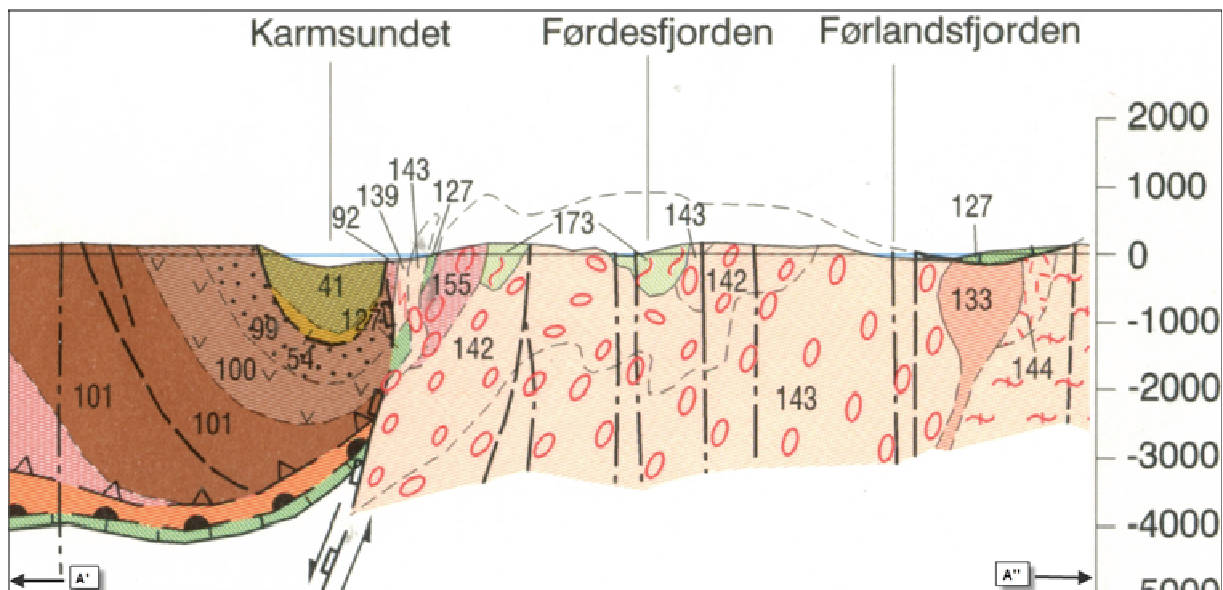
I hovedsak er ofiolitten i vest nedforkastet i forhold til grunnfjellet i øst. En nøyaktig plassering av bergartsgrenser eller tektoniske grenser under Karmsundet er ikke kjent. Erfaringene fra Statpipe-prosjektet viste at bergartsgrensene var noe flytende, med gradvise overganger (SINTEF, 1987a). For å få en bedre oversikt over sannsynlige bergarter er det videre gitt en kort gjennomgang av de foreliggende berggrunnskartene.

Berggrunnskartet 1:250 000 (NGU, 2011) for området langs tunneltraséene for Statpipe-tunnelene og Karmøy-tunnelen er gitt i Figur 2-6. Utdrag av de aktuelle bergartene er gitt i teksten. Se Vedlegg 4 for flere tegnforklaringer til kartet. Stiplet blå linje angir deler av Statpipe-prosjektet, oransje linje angir Karmøy-tunnelen. Tunneltraséene er bare omtrentlige og basert på skisse i geologisk rapport for T-forbindelsen (Statens vegvesen, 2009a).



Figur 2-6: Berggrunnskart 1:250 000 for området rundt tunneltraséene (NGU, 2011).

I Berggrunnskartet M 1:250 000 er det tegnet et dybdesnitt omtrent 1,5 kilometer nord for, og parallelt med Karmøy-tunnelen, se Figur 2-7 (Ragnhildstveit, et al., 1998).



Figur 2-7: Dybdesnitt fra Berggrunnskart 1:250 000 (Ragnhildstveit, et al., 1998).

Bergarter under Karmsundet (fra vest):

	101	Gabbro og diabas, ikke inndelt
	100	Gabbro, gjennomsett av diabasgang(sverm)er, 20-80 % ganger
	99	Gabbro, gjennomsett av diabasgang(sverm)er, mer enn 80 % ganger
	54	Basaltisk putelava, gjennomsett av boninitiske ganger
	127	Glimmerskifer, kvartsglimmerskifer og fyllitt med kvartslinser, stedvis granatførende
	41	Basaltisk til andesittisk sandstein og breksje, også lag av metabasalt, metaryolitt, metaryolitt-dacitt, grønn fyllitt og stedvis kiselstein
	92	Tonalitt, dels trondhemitt
	139	Granittisk gneis og uensartet gneis, sterkt kaledonsk deformert
	143	Granittisk øyegneis, middels- til grovkornet, øyne av kalifeltspat-enkeltkrystaller
	155	Øyegneis, antatt tonalittisk, grovkornet
	173	Migmatitt med glimmergneispaleosom

Bergarter under Førresfjorden (fra vest):

	140	Foliert granitt til granittisk gneis, middels- til finkornet
	142	Granittisk øyegneis, middelskornet, øyne av kalifeltspat-aggregater
	143	Granittisk øyegneis, middels- til grovkornet, øyne av kalifeltspat-enkeltkrystaller
	173	Migmatitt med glimmergneispaleosom

Fra berggrunnskartet og dybdesnittet i fjordene får man et godt bilde av de bergartene man trolig kan forvente å møte langs tunneltraséene. Geologien fra Berggrunnskart 1:50 000 (Vedlegg 3) gir et bilde som er i god overrensstemmelse med dybdesnittet i Figur 2-7. Fra

dette kartet kan det antas at man midt under Karmsundet vil finne igjen noen av bergartene fra lenger nord i sundet, eksempelvis metabreksje, metatrondhjemitt, gabbro og mylonittgneis.

Det er klart at berggrunnskartene gir et mer komplekst bilde av geologien enn den forenklede bergartsinndelingen som er foretatt i de ingeniørgeologiske kartene for Karmøytunnelen, se Vedlegg 1. Bergartsfordelingen i geologisk rapport er i stor grad ekstrapolert fra bergartsfordelingen skissert for Statpipe-tunnelene (Stumo, 2011). For Karmsundet er bredden av "metasandsteinsonen" i stor grad beholdt fra forundersøkelsene til Statpipe-tunnelene, se Figur 2-5.

I den ingeniørgeologiske rapporten for T-forbindelsen (Statens vegvesen, 2009a) har det vært naturlig å basere forventninger til bergartene langs tunneltraséen på beskrivelser og erfaringer fra drivingen av Statpipe-tunnelene. Det virker sannsynlig at tunnelene under Karmsundet og Førresfjorden vil krysse tilsvarende bergarter på grunn av en tydelig nord-sør orienteringen av de geologiske hovedstrukturene (Statens vegvesen, 2009a). Nærmere bergartsforklaringer for Karmøytunnelen blir gitt i Kapittel 3.

(blank side)

Kapittel 3 Ingeniørgeologiske prognoser og erfaringer fra driving

Dette kapitlet tar for seg de ingeniørgeologiske prognosene for Karmøytunnelen, og erfaringene man har fra drivingen frem til begynnelsen av juni 2011. Hovedfokuset har vært på svakhetssoner under sjøen, da dette har vært antatt å bli den største utfordringen i prosjektet.

Prognosene for Karmøytunnelen har vært antatt å være definert ut fra geologisk rapport (Statens vegvesen, 2009a). Geologisk rapport har vært den informasjonen man har støttet seg på i forkant prosjektet og underveis i drivingen. Innledningsvis blir det gjennomgått hvilke forundersøkelser som har blitt utført som grunnlag for den geologiske rapporten. Erfaringene har blitt skissert ut fra kjernelogger, skiftlogger, Novapoint-tegninger og informasjon meddelt fra Statens vegvesen (Stumo, 2011) (Moen, 2011a) (Halsne, 2011). Det blir avslutningsvis diskutert hvor relevante og riktige undersøkelsene og erfaringene fra Statpipe-prosjektet har vært for T-forbindelsen.

Kapittel 4 supplerer erfaringene fra drivingen med laboratorieundersøkelser, og det totale undersøkelsesomfanget for Karmøytunnelen blir diskutert i Kapittel 5.

3.1 Utførte forundersøkelser for Karmøytunnelen

Traséen for T-forbindelsen har vært endret mange ganger, noe som har medført flere runder med prosjektering. Den geologiske rapporten for dagens tunneltrasé (Statens vegvesen, 2009a) har blitt utarbeidet av byggherre Statens vegvesen. Rapporten baserer seg på geologisk kartlegging, geotekniske grunnundersøkelser, seismiske undersøkelser og erfaringsmateriale fra Statpipe-prosjektet (se Vedlegg 5 for oversikt av bakgrunnsmateriale). Det er i hovedsak Statens vegvesen som har stått for prosjekteringen av T-forbindelsen (Stumo, 2011). Grovt sett er geologisk rapport bygd opp av en faktadel, samt en del med tolkninger basert på faktadel og erfaringer fra Statpipe-prosjektet (Statens vegvesen, 2009a).

Forundersøkelsene som har vært utført for T-forbindelsen er i hovedsak følgende (Statens vegvesen, 2011d), (Statens vegvesen, 2009a):

- ❖ Gjennomgang av foreliggende grunnlagsmateriale
 - Det viktigste grunnlagsmaterialet har vært undersøkelser og erfaringer fra Statpipe-tunnelene. De geologiske hovedstrukturene i området er orientert nord-sør, og det har blitt antatt som rimelig at mange av erfaringene fra Statpipe-tunnelene er relevante for Karmøytunnelen i T-forbindelsen.
 - Berggrunnskart fra NGU.
- ❖ Ingeniørgeologisk kartlegging
 - Kartlegging og registrering har vært utført i flere omganger.
- ❖ Geotekniske grunnundersøkelser
 - Til sammen har det blitt utført 62 stk. totalsonderinger, 143 stk. fjellkontrollboringer, 18 stk. enkelsonderinger, 27 dreiesonderinger og 16 stk. prøveserier.
 - Det har blitt utført måling av matjord/torvtyper i 1410 punkter.

- ❖ Seismikk på land/innsjøer og i fjordene:
 - Totalt har det blitt skutt 6941 meter seismikk fordelt på 23 profiler på land og i fjordene. I forbindelse med seismiske undersøkelser og grunnundersøkelser har det også blitt gjennomført geologiske vurderinger
 - Seismikk på land/innsjøer:
 - Geomap 2007: Det ble skutt to profiler i Litlavatnet på Gismarvik, og ett profil ved Kambahaugen ved Vollsvika (Røyksund).
 - Geophysix 2005: Det ble skutt 5 profiler på land på Fosen. Spesielt ble det undersøkt i forbindelse med rundkjøringen i fjell.
 - Seismikk i fjordene
 - Refleksjonsseismikk ble utført av NGU i 1988. Det har vært ukjent hvor godt disse profilene dekker tunneltraséene for T-forbindelsen (SINTEF, 1998).
 - Geomap 1995 og 1998: Det har blitt skutt seismikk i to omganger i fjordene, og profilene er sydd sammen til to profiler.
 - Geophysix 2005: Det ble skutt 5 nye profiler i fjordene etter at traséen ble endret til dagens.
 - Hele tunneltraséen under Karmsundet har blitt undersøkt med seismikk (Statens vegvesen, 2009a).
 - I Førresfjorden, mellom Fosen og Fosnaholmen, har det til sammen blitt utført 7 seismiske profiler, men bare to av dem ligger like ved dagens tunneltrasé.

3.2 Prognoser og erfaringer

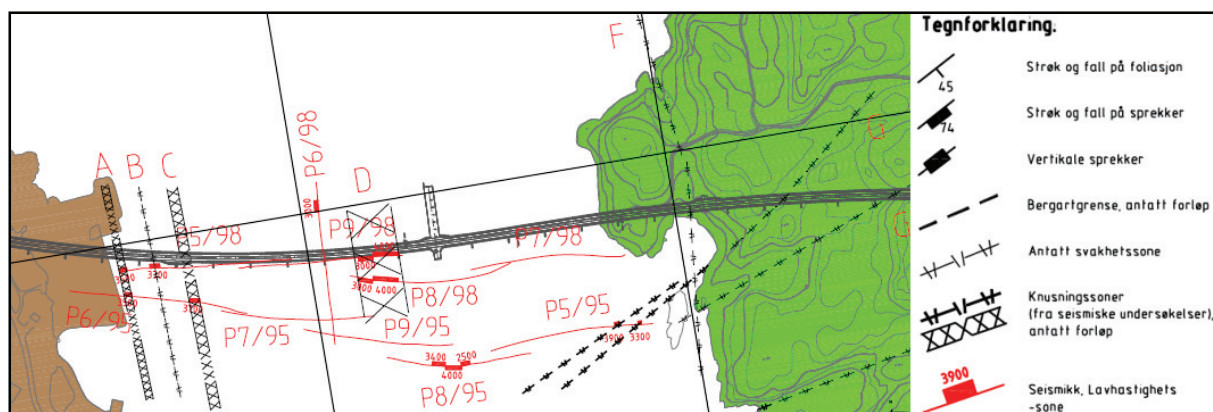
I hovedsak tar denne delen for seg prognoser og erfaringer for svakhetssonene i de undersjøiske tunnelene under Karmsundet og Førresfjorden. Prognosene er gitt ut fra geologisk rapport (Statens vegvesen, 2009a), mens erfaringer er basert på kjernelogger og kartlegginger fra drivingen. Så lenge drivingen ikke er avsluttet vil det helt til gjennomslag kunne suppleres med mer informasjon. Det vil bli gitt en generell gjennomgang av de bergarter som er blitt kartlagt. Avslutningsvis vil det bli gitt en kort oversikt over andre forhold ved prosjektet hvor erfaringer og prognoser er interessante.

3.2.1 Svakhetssoner

3.2.3.1 Profil 2600 – 3300: Trasé under Karmsundet

Prognoser

På bakgrunn av NGUs berggrunnskart (1:250 000) har det blitt forventet at man kan møte en skyveforkastning midt i fjorden (se Figur 2-6). Etter seismikkundersøkelser i fjorden har det blitt skissert fire seismiske lavhastighetssoner *A*, *B*, *C* og *D* (se Figur 3-1), der man kunne forvente svakhetssoner av sterkt oppknust materiale og leire, inkludert svelleleire med høyt svelletrykk (Statens vegvesen, 2009a).



Figur 3-1: Utsnitt fra kart V100 med oversikt over refraksjonsseismikk (Statens vegvesen, 2009a). Profiler i Vedlegg 1 angir de seismiske hastighetene for hver av de tolkede svakhetssonene.

Sonene *A*, *B* og *C* har blitt markert som antatte mindre svakhetssoner eller knusningssoner. Siden sonene ikke har blitt påvist entydig med seismikk har det ikke blitt gitt klare antagelser om orientering og eventuelt fall (Moen, 2011a).

Det har vært forventet at drivingen under Karmsundet skulle bli en utfordring. Den største utfordringen har vært antatt å bli den omtalte "metasandsteinssonen" som man erfarte fra Statpipe-tunnelen under Karmsundet. Sonematerialet var forventet å være en blanding av leire og finknust bergartsmateriale (Statens vegvesen, 2009a). Sonen var i forkant av T-forbindelsen omtalt som en "spøkelsessone", siden man ikke kunne se den på seismikken, men man var sikker på at man kom til å møte den (Stumo, 2011). Det har i forkant vært mange beskrivelser av "metasandsteinssonen". Spesielt kan det nevnes at erfaringene fra Statpipe-tunnelene har vært påstått å karakterisere bergarten som et materiale som ikke tålte sprengningssjokk (Stumo, 2011) (Moen, 2011a).

Erfaringer

Siden tunnelen under Karmsundet ikke er ferdig drevet ved avslutning av masteroppgaven, har det vært for tidlig å konkludere med endelige erfaringer. Per 1. juni stod tunnelen under Karmsundet ved profil 3148 på Håvik-stuffen. Den siste kjerneboringen fra Håvik gikk til profil 3147, se Figur 3-3. Fra Hellevik er det drevet frem til profil 3207, og siste kjerneboring under Karmsundet, profil 3223-3153, ble utført helgen 28.-29. mai 2011. Det vil si at hele den undersjøiske traséen i Karmsundet er kjerneboret, og det gjenstår ca. 59 meter med driving før gjennomslag, se Figur 2-2.

Det har totalt blitt utført to kjerneboringer fra Hellevik. Det første hullet gikk gjennom bergartsgrensen mellom fyllitt og "metasandstein"/gneis idet tunnelen går under Karmsundet. Det siste borhullet fra denne stuffen, profil 3223-3153, går i det som er beskrevet som metasandstein på ingeniørgeologisk kart (Vedlegg 1), og bergartene som er kartlagt er gneis og kvartsitt (Halsne, 2011).

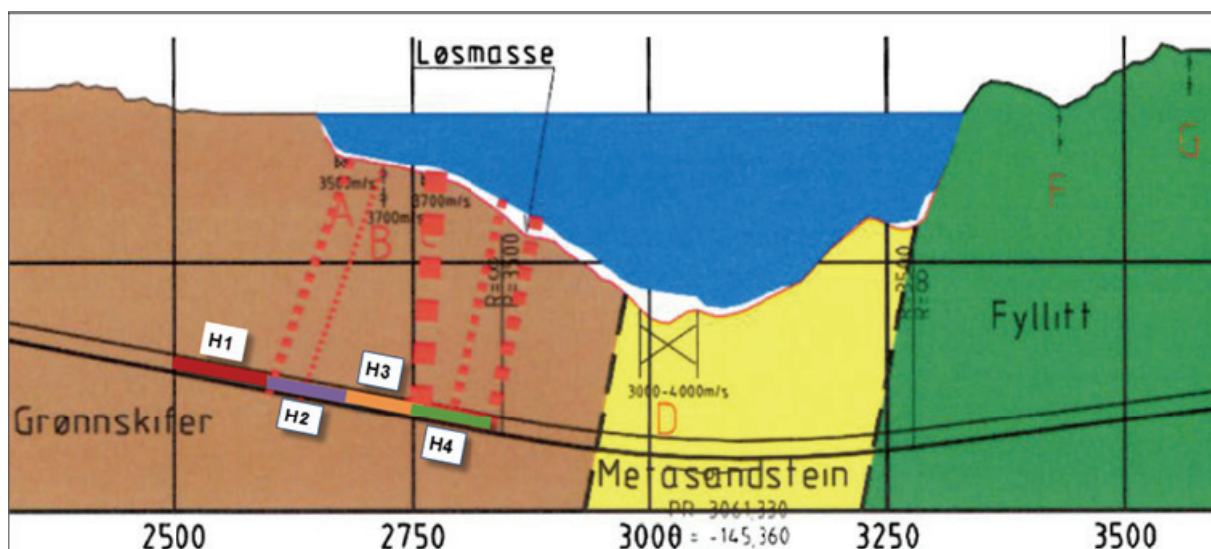
Erfaringene om hvor man har møtt svakhetssonene har til en viss grad blitt oppdatert i de kjerneloggene som per 1.juni er laget for Karmsundet. Det har blitt kjerneboret 9 runder fra profil 2500 og frem til profil 3147 på Håvik-stuffen, i tillegg til de to rundene fra Hellevik

mot Håvik (Figur 3-3). Basert på kjerneboringer (Statens vegvesen, 2011g) og erfaringer fra drivingen, er tverrprofilen fra ingeniørgeologisk rapport blitt oppdatert med tolkning underveis av hvor man har truffet de forventede svakhetssonene (Figur 3-2 og Figur 3-3).

Forholdene man har erfart gjennom kjerneboring og driving i Karmsundet er følgende:

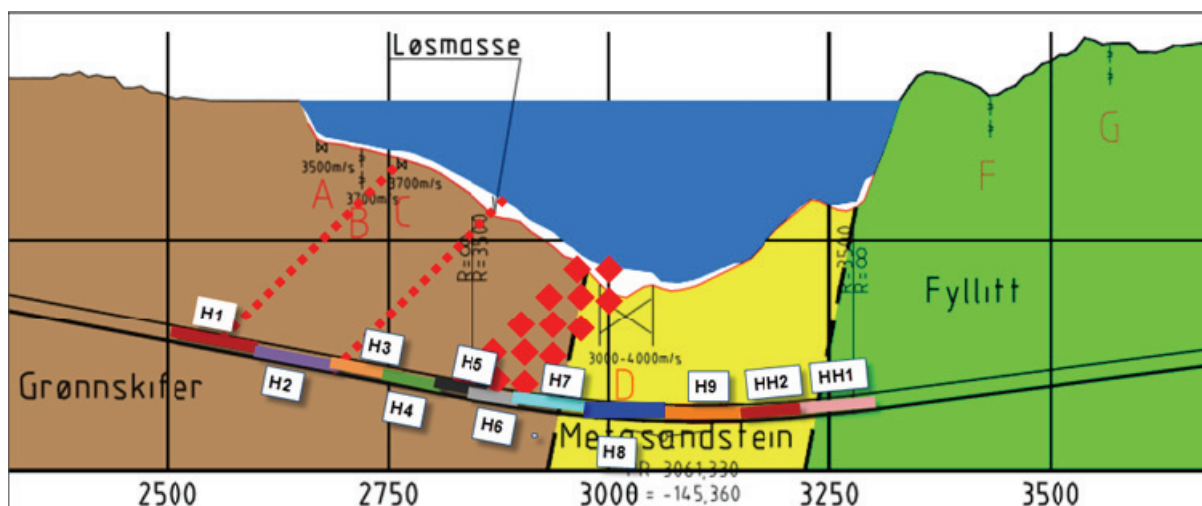
- Profil 2485-2520, erfaringer fra drivingen under land (Stumo, 2011):
 - Til sammen ble det i dette området utført tung sikring med spiling.
 - I første tolkning antok man et steilt fall på sonene fra geologisk rapport (Figur 3-2). I de senere tolkningene er fallet tolket omtrent med 40-45°, og denne sonen kan da antas å være *sonen A* eller *B* fra geologisk rapport (se Figur 3-3)
- Profil 2500-2595 (Borhull H1 i Figur 3-2):
 - Relativt godt fjell, og ingen større soner
 - Bergarten har hovedsakelig vært grønnstein med lange innslag av rødlig eruptive bergarter med jaspis.
- Profil 2595-2620 (Borhull H1 i Figur 3-2):
 - Mot slutten av borhullet, ca. profil 2603-2605, ble det registrert dårlig fjell.
 - I dette området ble det utført tung sikring med spiling og buer. Dersom man legger til grunn at svakhetssonene faller mindre enn først antatt er det mulig at denne sonen kan være *sonen B* eller *C* fra geologisk rapport (Stumo, 2011).
- Profil 2600-2685 (Borhull H2 i Figur 3-2)
 - Profil 2600-2610: Borhullet gikk gjennom en større knusningsone som først ble antatt å være *sonen A* fra geologisk rapport. I ettertid har man tolket at svakhetssonene faller mindre enn først antatt, og dette er derfor tolket som *sonen C*.
 - Fjellet bestod av overganger mellom massiv gneis og en svakere grønskifer, med enkelte partier av leirsoner og svært glatte sprekkeplan.
 - En først antatt *sonen B* opptrådte som mindre leirsoner fra profil 2651 til profil 2659. Denne sonen er beskrevet som ”tilnærmet ubetydelig” fra drivingen.
- Profil 2670-2760 (Borhull H3 i Figur 3-2)
 - Generelt har fjellet vært dominert av overganger mellom grønnstein og svakere grønskifer. Enkelte partier med leirsoner og svært glatte sprekkeplan har blitt kartlagt.
 - Profil 2760-2733: Grønnstein/grønskifer av relativt god kvalitet.
 - Profil 2738-2758: Her møtte man en større knusningsone som først ble tolket som *sonen C* fra geologisk rapport. Dette var en 20 meter bred sone, som var sterkt oppkjust og inneholdt noe leire. I sonen ble det injisert fra profil 2724. Det ble brukt forbolter og 3 meters salver frem til profil 2748, og deretter 3 meters salver frem til 2760. Denne sonen har ikke medført særlige driveproblemer. Injeksjon ved profil 2724 har vært antatt å ha bidratt til et bedre driveresultat enn forventet gjennom sonen.
 - Etter profil 2750 hadde en eventuell virkning av injeksjonen opphørt og forholdene har blitt beskrevet som dårligere på vei inn mot en leirsonen ved profil 2760.
 - 2754-2760: Massiv grønnstein av varierende oppsprekking.

- Lagdelingen har blitt kartlagt til 40° vest i området, og tolkningen av svakhetssonene som var gjort skissert frem til borhull 4 (Figur 3-2) var derfor ansett å være noe usikker.
- Profil 2745-2811 (Borhull H4 i Figur 3-2)
 - Profil 2745-2768: Sterkt oppsprukket grønnstein er kartlagt.
 - Profil 2756-2758: En kraftig leirsone ble observert.
 - Den antatte *sonen C*, som hadde gått fra profil 2738, opphørte ved profil 2758.



Figur 3-2: Tolkning av hvor man har truffet svakhetssonene basert på fire kjerneboringer fra profil 2500 til profil 2811 (Statens vegvesen, 2011g). Her har henholdsvis *sonen A* og *B* blitt stiplet til venstre i bildet, mens *sonen C* har blitt stiplet med grov rød strek og vises som steil.

Frem til borhull 5 var tolkningen at man hadde møtt svakhetssonene fra geologisk rapport omtrent som skissert i Figur 3-2. At lagdelingen var kartlagt med fall 40° vest i området, gjorde at det var noe usikkert om sonene var så steile som tolkningen tilsa. I borhull 5 (H5 i Figur 3-3) traff man imidlertid det som har blitt tolket som en ”metasandsteinsone”, og den geologiske tolkningen ble derfor noe endret, se Figur 3-3. Det ble nå antatt at de største sonene man hadde møtt var *sonen C*, samt en sone som ikke var skissert i geologisk rapport. At svakhetssonene har et lavere fall enn først antatt stemmer bedre med et fall i lagdelingen på 40-45° mot vest. Sonen i Figur 3-3 som ikke var skissert i geologisk rapport bør trolig skisseres noe bredere slik at den dekker partiet lenger øst (profil 2738-2758) der man først trodde at man møtte *sonen C*.



Figur 3-3: Kjerneboringer og tolkning etter 5. kjerneboring fra Håvik (Statens vegvesen, 2011g). Stiplede linjer viser antatt forløp av svakhetssoner etter de observasjoner som er gjort i løpet av tunneldrivingen. Hullene er merket med "H" og "HH" for kjerneboring henholdsvis fra Håvik-stuffen og Hellevik-Håvik-stuffen.

For å kunne sammenligne de geologiske forholdene for "metasandsteinsonen" i Karmøytunnelen opp mot Statpipe-prosjektet er det vurdert som mest riktig å vurdere lengden for tung sikring i de to tunnelene. Erfaringsmaterialet fra Statpipe-tunnelene sier i hovedsak hvor mye sikring som ble utført i form av full utstøpning. Den faktiske lengden som er tungt sikret i Karmøytunnelen er omtrent 145 meter, mens den geologiske svakhetssonen i seg selv trolig er rundt 85 meter, mellom profil 2820-2854, (Stumo, 2011). I videre gjennomgang vil det bli henvist til utført tung sikring for antatt *sonen D* i Karmøytunnelen. Etter at man traff det som har blitt kartlagt som en "metasandsteinsonen" har forholdene vært følgende (Statens vegvesen, 2011g):

- Profil 2802-2854 (Borhull H5 i Figur 3-3)
 - Generelt dårlige fjellforhold, og stort sett hele kjerneborhullet har RQD-verdier under 40.
 - 2800-2945: Denne strekningen utgjør antageligvis den mye omtalte "metasandsteinsonen", representert på seismikken som *sonen D*. Sonen ble truffet omtrent 90 meter før antatt i geologisk rapport. Store deler av kjerneboringen gikk i oppknust og leirinfisert skifer. Forut for drivingen var man ikke for pessimistisk til drivingen, da de leirfylte og oppknuste partiene i stor grad var gjennomslått av mer kompetente partier av grønnstein/skifer. De dårligste partiene var ut fra kjerneboringen begrenset til soner på 1-5 meter. Etter driving har det vist seg at den geologiske utstrekningen av sonen trolig var rundt 80-85 meter, fra profil 2820 til 2900, men medførte tung sikring i 145 meter, fra profil 2800 til 2945.
 - 2802-2826: Injeksjon av mikrosement har blitt utført i en skjerm på 24 meter. Totalt har det blitt injisert 15 tonn. Fra profil 2809 ble det brukt systematisk korte salver og spiling.
- 2834-2885 (Borhull H5 i Figur 3-3)
 - Generelt dominerte en svak og forskifret grønnstein med soner av lysere gneisaktig bergart. Den lysere gneisaktige bergarten har i loggene blitt beskrevet som

metasandstein. Bergarten fremstod som spettete med store lyse feltspat og granatkorn i følge kjerneloggen. Det har blitt plukket ut en prøve av det som er kartlagt som metasandstein ved profil 2848. Denne prøven har blitt analysert i Kapittel 4, og resultatet blir nærmere diskutert der.

- I forbindelse med kjerneboringen fra profil 2834 har det blitt utført injeksjon med mikrosegment. Totalt har det gått med 16 tonn. I tillegg har det blitt satt opp buer. Det har blitt forboltet med 8 meter Ø32 mm, omtrent 60 hull, per 3 meters salve. Inndriften per 3 meters salve har vært omtrent 4 meter.
- Partiene 2834-2840, 2854-2857, 2865-2885 har gått i oppknust og leirinfisert grønskifer. Sonene har variert fra 3 til 20 meters mektighet i kjernen, og har stått med fall ca. 35-40° vest.



Figur 3-4: Situasjonen på stoff ved profil 2858 i den antatte metasandsteinssonen som gikk fra profil 2800 frem til ca. profil 2945. Her har det blitt passert svært dårlig skiferfjell med utfall opp mot spilingboltene (Statens vegvesen, 2011h).

- Profil 2881-2963 (Borhull H6 i Figur 3-3)
 - Fra profil 2900 har det blitt bedre fjellkvalitet med mer kompetente gneiser og lyse kvartsitter med glimmerinnhold. Sikringsarbeidet var likevel krevende med spiling (Stumo, 2011).
- Profil 2963-3063 (Borhull H7 i Figur 3-3)
 - Bergartene har vært finkornige gneiser med lag av kvartsitt og forkastningsbergarter. En særlig stor omvandling og forkastning har blitt truffet mellom profil 2963-2998 og 3057-3070 (fra borhull H9).

- Berget har fremdeles vært relativt svakt og kjernen har vært lett å brette med fingrene. Kjernen har derimot fremstått som stort sett hel fra boringen. Det har jevnlig forekommet kortere partier (ca. 1 meter og kortere) der kjernen har vært oppknust, gjerne i sammenheng med tynne leirslepper.
- Fra 3037 til 3063 har berget vært gradvis sterkere med lite oppknusning. Det har vært brukbare driveforhold langs hele strekningen, selv om berget har vært noe småfallent, med middels til dårlig fjellkvalitet.
 - Profil 3047-3147 (Borhull H9 i Figur 3-3)
 - Bergartene har vært gneiser av sedimentær opprinnelse, med lag av kvartsitt.
 - Stedvis har det vært tegn til stor omdanning og forkastning, spesielt frem til profil 3070. Drivningen har vist lengre partier med en slags forkastningsbergart, antatt å kanskje kunne beskrives som breksje eller mylonitt, og en del sterkt forvitrede partier (Halsne, 2011). I dette partiet er det satt en del sprøytebetongbuer.
 - Det meste av kjernen har hatt høy styrke, men stedvis vært gjennomslutt av sprekker med tynt leirbelegg.
 - Profil 3062-3066: Her har man møtt svært omvandlet berg med lav styrke.
 - Profil 3081-3087: Kjerneboringen har vist en noe større oppknusning av berget.
 - Generelt har det blitt forventet brukbare driftsforhold langs hele strekningen med noe mer blokkete berg enn tidligere på Håvik-stuffen.
 - Etter siste kjerneboring ble utført fra Hellevik:
 - Ca. profil 3070-3170 drev man i gneis med middels hardhet, og med en del leirslepper (Halsne, 2011).
 - De siste salvene fra ca. profil 3170 og østover til bergartsgrensen mot fyllitt har gneisen vært hard med jevnlig lag av kvartsitt (Halsne, 2011).

Fra Hellevik mot Håvik har det blitt utført to kjerneboringer i perioden 16.-29. mai 2011. Det første borhullet har dekket tunneltraséen i det den går ut under Karmsundet, og bekrefter grensen mellom fyllitten øst for Karmsundet og ”metasandstein”/gneis i fjorden. Det andre borhullet har dekket siste del av traséen under Karmsundet og har vist gneiser og kvartsitter. Informasjon fra kjerneborhullene har vært som følger:

- Profil 3318-3211 (Borhull HH1 i Figur 3-3)
 - 3318-3263: Homogen fyllitt av god kvalitet i hele strekningen.
 - 3263-3264: Bergartsgrense mellom fyllitt og ”metasandstein”/gneis av sedimentær opprinnelse har blitt truffet. Det har ikke blitt påvist noe oppknusning eller forvitring av betydning i forbindelse med grensen. ”Metsandsteinen”/gneisen har høyt innhold av kvarts og svært høy styrke, kun avbrutt av et par tynne leirslepper. Det har blitt forventet gode driveforhold gjennom hele strekningen.
 - Foliasjonen har blitt kartlagt med 70-80° fall mot vest i området.
 - Profil 3223-3153 (Borhull HH2 i Figur 3-3)
 - Borhullet går i den bergarten som berggrunnskartet viser som metasandstein. Bergarten blir beskrevet som en omvandlet sedimentær bergart (sandstein/tuff/siltstein), og beskrives som en gneis i loggene (Halsne, 2011).

Prognoser vs. erfaringer

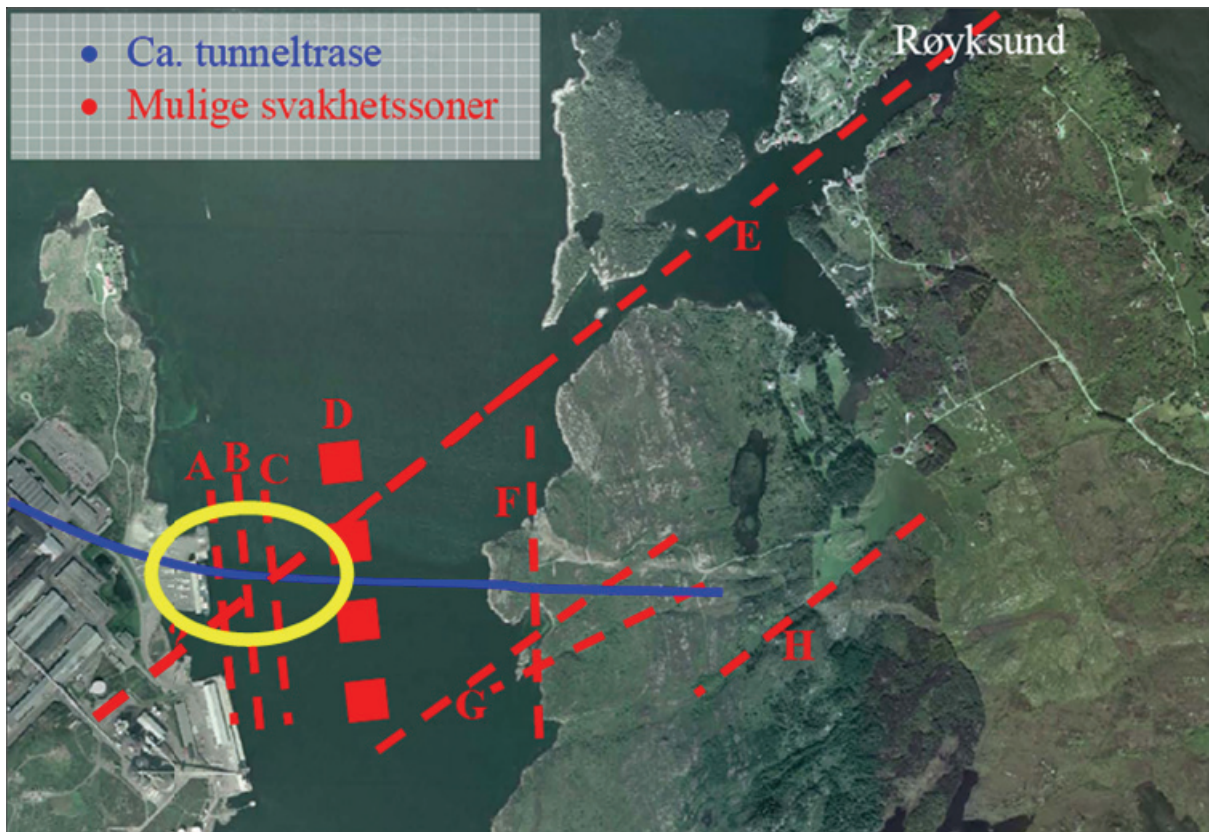
Ut fra tolkningen av svakhetssonene i Figur 3-3 har de forventede sonene beskrevet som *A* og *B* ikke blitt truffet under Karmsundet. Derimot kan det tenkes at disse sonene ble møtt inne under land der det til tider var dårlige forhold. Her ble det påtruffet to svakhetssoner som krevde tyngre sikring ved profil 2485-2520 og profil 2595-2620, og den første av disse sonene antas å kunne være *sonen A* eller *B* tolket fra seismikken. Det har i tillegg blitt tolket en svakhetszone mellom *sonen C* og *D* som ikke var skissert i geologisk rapport. Den omtalte ”metasandsteinsonen” har ut fra geologisk rapport vært forventet fra profil 2900 (Statens vegvesen, 2011h), men denne har sannsynligvis blitt møtt omtrent 90 meter tidligere, ved profil 2820. Geologisk sett var sonen omtrent 80-85 meter, og medførte totalt 145 meter med tung sikring. Berget bestod av en lysere gneisbergart som har blitt beskrevet som ”metasandstein” i kjerneloggene, samt partier med oppknust og leirinfisert skifer. Forholdene fra profil 2900 har vært gode i forhold til prognosene i geologisk rapport. Generelt har de forventede svakhetssonene blitt påtruffet tidligere enn forventet. I geologisk rapport har det ikke vært angitt fall på sonene, og det har derfor vært stor usikkerhet når man kom til å møte dem.

Forholdene i Karmsundet kan sies å ha vært mye bedre enn forventet, og nesten overraskende gode. Spesielt gjelder dette prognosene man hadde for den mye omtalte ”metasandsteinsonen” som i Statpipe-prosjektet medførte over 400 meter med utstøpning. Det er usikkert hvordan fordelingen av dårlig fjell og svakhetssoner var i disse sonene under drivingen av Statpipe-tunnelen under Karmsundet. Fra bergartsbeskrivelsen i geologisk rapport er det anslått at ”metasandsteinen” fulgte tunneltraséen i ca. 290 meter. Det går derimot ikke klart frem at bergarten nødvendigvis inneholdt oppknust bergartsmateriale og leire i 290 meter. Det kan tenkes at deler av støpen ble utført på grunn av praktiske fordeler med en sammenhengende støp (Stumo, 2011).

Helgen 28.-29. mai 2011 ble det siste partiet under Karmsundet undersøkt med kjerneboring fra Hellevik. Denne boringen påviste ingen svakhetszone, og bergarten er i hovedsak gneis og kvartsitter. Faren for å treffe lengre partier med dårlige forhold under Karmsundet er derfor ansett som veldig liten. Utstrekningen av dårlige partier synes derfor å være langt under halvparten av det man erfarte på Statpipe-prosjektet. De uforutsett gode forholdene må likevel sies å stemme relativt godt med seismikken. ”Metasandsteinsonen” var aldri påvist som en lang og dårlig sone fra de seismiske undersøkelsene (se Vedlegg 1). På seismikken fra Statpipe-prosjektet var det derimot påvist to svakhetssoner i bergartsdomenet som ble beskrevet som ”metasandstein” (se Figur 2-5).

Prognosene for Karmsundet har hovedsakelig bakgrunn i undersøkelser og erfaringene fra Statpipe-prosjektet. At prognosene har vist seg å være noe pessimistiske i forhold til erfaringene antas i hovedsak å ha bakgrunn i bedre geologiske forhold. Det bemerkes at sundet er på sitt smaleste ved Karmøytunnelen, noe som kan tyde på at svakhetssonen(e) i midten av sundet er mindre dominerende i området for T-forbindelsen enn én kilometer lenger sør der Statpipe-tunnelene ble drevet. De observerte svakhetssonene med orientering nordøst-sørvest og nordvest-sørøst (se Figur 2-6) kan også ha bidratt til å endre de nord-sør parallelle

svakhetssonenes opptreden i området mellom Statpipe-tunnelene og Karmøy-tunnelen. Mulig tolkning for de dårlige forholdene man møtte mot land på Karmøy kan være at Røyksundforkastningen krysser de nord-sør orienterte strukturene i dette området (se gul ring i Figur 3-5) (Stumo, 2011).



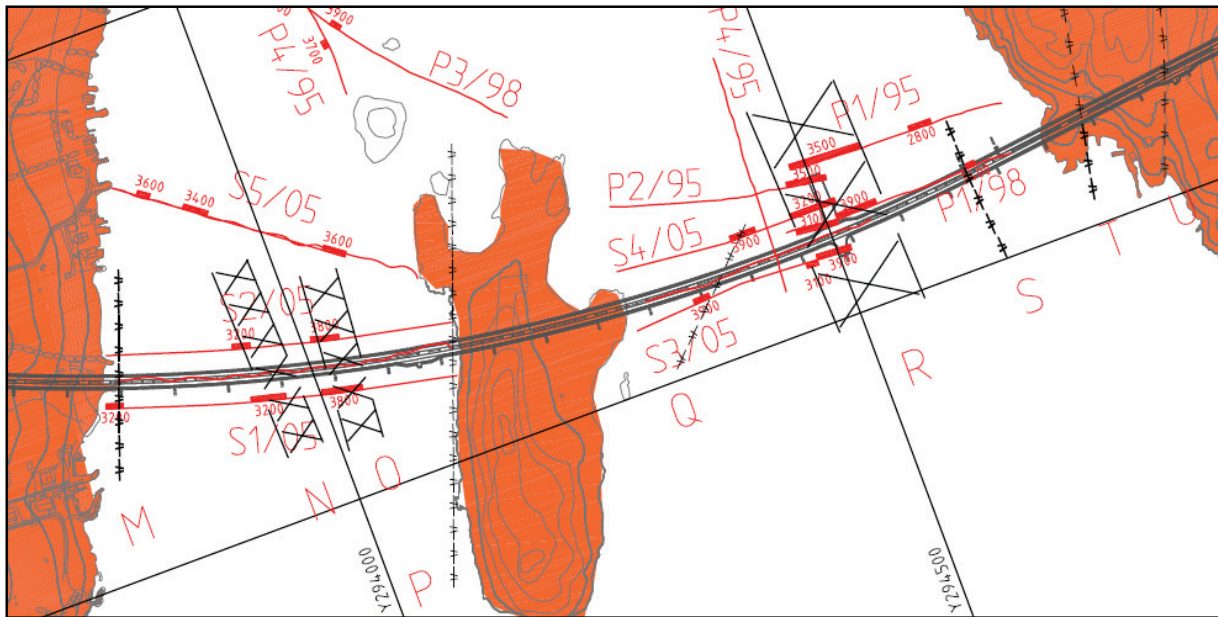
Figur 3-5: Mulig tolkning; Røyksundforkastningen krysser de nord-sør orienterte forkastningene mot Karmøy (Statens vegvesen, 2009a).

Forbedrede drive- og sikringsmetoder kan også tenkes å være noe av grunnen til at forholdene oppleves som enklere på T-forbindelsen enn under Statpipe-prosjektet. Dette diskuteres nærmere i Kapittel 6. At det ble utført godt med sikring på Statpipe-prosjektet kan også bidra til at erfaringsmaterialet gir et dårligere bilde enn de faktiske geologiske forholdene.

3.2.1.2 Profil 5940 – 6840 Førresfjorden

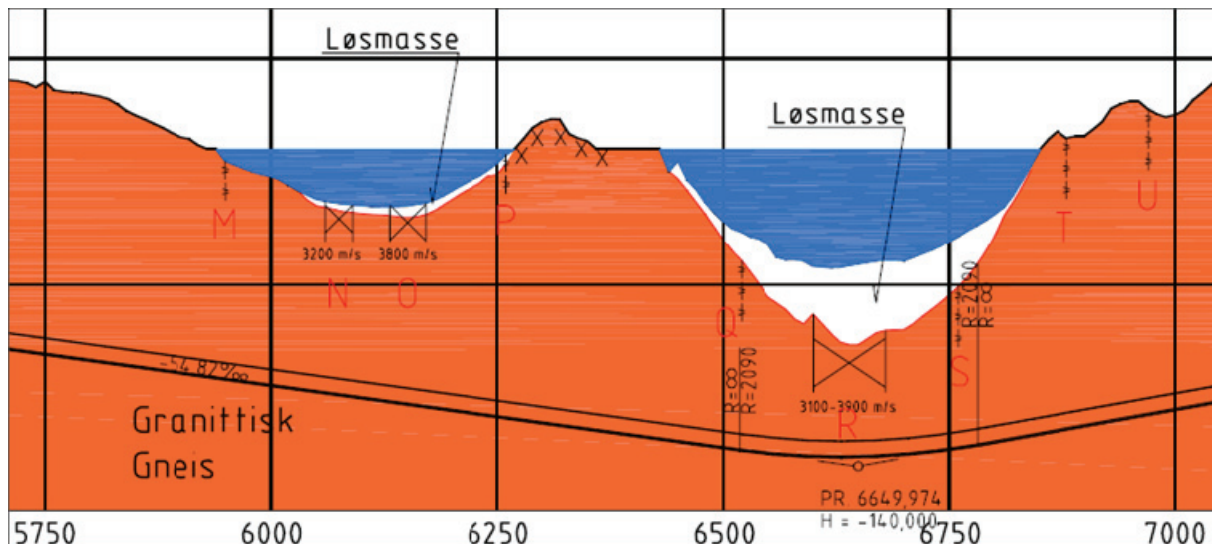
Prognoser

I geologisk rapport har det blitt forventet at bergarten langs hele den undersjøiske traséen i Førresfjorden hovedsakelig bestod av granittisk gneis. Fjellhastighetene fra seismikken har variert mellom 4700 m/s og 5400 m/s. Til sammen har det blitt tolket to lavhastighetssoner, *N* (ca. profil 6060) og *O* (ca. profil 6130), basert på de to profilene som har blitt skutt vest for Fosnholmen (se Figur 3-6). *Sone N* og *O* har vært antatt å ha en bredde på opp mot 20 meter. Fra NGUs bergrunnskart er det indikert en mindre sprekk eller forkastning langs land på Fosensiden (*sone M*, omtrent ved profil 5940). I tillegg har det vært antatt en *sone P*, omtrent ved profil 6260, basert på lineamentstudier av flybilder (Statens vegvesen, 2009a).



Figur 3-6: Utsnitt fra kart V101 med oversikt over refraksjonsseismikk (Statens vegvesen, 2009a) (Statens vegvesen, 2011g). Se Figur 3-1 for tegnforklaring. Holmen midt i fjorden er Fosnaholmen.

Øst for Fosnaholmen ligger lavbrekket i tunnelen ved profil 6650, hvor *sonen R* har blitt tolket fra en seismisk hastighet mellom 3100 m/s til 3900 m/s, se Figur 3-7. Orienteringen til *sonen Q* har blitt tolket fra seismikken, men det er tatt høyde for at denne er usikker, da det er mulig at seismikken viser mindre usammenhengende svakhetssoner som er parallelle med det generelle mønsteret med fjordparallelle svakhetssoner. Utenom sonene ligger fjellhastigheten mellom 4600 m/s og 5500 m/s (Statens vegvesen, 2009a).



Figur 3-7: Profil av tunneltraséen under Førresfjorden hentet fra ingeniørgeologisk rapport. Antatte svakhetssoner vest for Fosnaholmen, *M* til *P* er markert, i tillegg til hovedsonen *R* og de to mindre svakhetssonene *S* og *Q* øst for Fosnaholmen.

Erfaringene fra Statpipe-tunnelene har vist at svakhetssonene i Førresfjorden krevde vesentlig mer tung sikring enn planlagt. Det har vært forventet ”generelt dårlig fjellkvalitet og stor oppsprekingsgrad samt leirbelegg på stikk og slepper” (Statens vegvesen, 2009a).

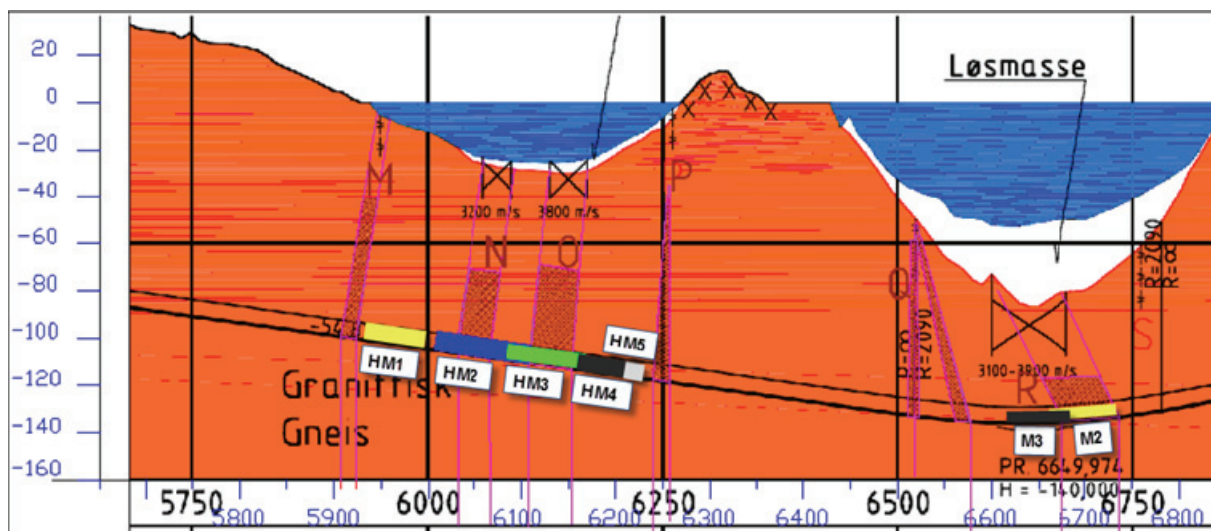
Erfaringer

For å vurdere erfaringene under Førresfjorden har loggene fra utførte kjerneboringer blitt studert. I tillegg har fullstendige Novapoint-tegninger for geologi og sikring vært tilgjengelig for Mjåsund-stuffen (Vedlegg 7). For Førresfjorden har det ikke vært like mye variasjon i geologien som for Karmsundet, og det er derfor ikke like omfattende informasjon for denne tunnelarmen. Det har derfor blitt gitt en generell beskrivelse av de sonene man har møtt, fremfor gjennomgang av hvert kjerneborhull.

For tunnelen under Førresfjorden har det gjennom masteroppgaven bare vært drift på stuffen fra Hellevik mot Mjåsund. Drivningen fra Mjåsund ble avsluttet i desember 2010, da stuffen stod i lavbrekket øst for Fosnaholmen ved profil 6682 (se Figur 3-8). Fra Mjåsund-stuffen er det kjerneboret vestover til profil 6622 (Borhull M3 i Figur 3-8). Siste kjerneboring fra Hellevik mot Mjåsund (Borhull HM4 i Figur 3-8) har vært utført helgen 28.-29. mai 2011, fra profil 6201 frem til profil 6236. Per 1.juni 2011 stod Hellevik-Mjåsund-stuffen ved profil 6209, og det er derfor 446 meter igjen å drive, og 386 tunnelmeter som ikke har vært undersøkt med kjerneboring.

Det har vært veldig tydelig i borkjernen når man går over fra gode og harde gneiser til dårligere bergforhold i Førresfjorden, og man har med bakgrunn i kjerneboringene hatt god kontroll på når man kom til å møte dårlige forhold. (Stumo, 2011).

Vest for Fosnaholmen har det i stor grad vært harde granittiske gneiser og forholdsvis godt fjell. *Sone M* ble møtt ved profil 5910 i det man gikk ut under Førresfjorden, og ble påvist tidlig ved hjelp av borparametertolkning (se tolkning i Avsnitt 6.2). Denne sonen gav dårlig fjellkvalitet, og medførte tyngre sikring. *Sone N* var forventet å gi dårlig fjellkvalitet i likhet med *sonen M*, men viste seg å ikke gi andre problem enn 60 liter vann ca. 50 meter inne i borhull HM2 (Figur 3-8) (Statens vegvesen, 2011g).



Figur 3-8: Tolking av hvor man har truffet de antatte sonene fra geologisk rapport, basert på kjerneborhull og eventuelle erfaringer fra driving. De ulike rundene med kjerneboring er merket med "HM" for Hellevik-Mjåsund og "M" for Mjåsund, avhengig av hvilken stuff de er boret fra.

Sone O ble observert i kjerneborhullet ved profil 6100, og fremstod som noe leirinfisert og oppknust berg. Erfaringer fra drivingen har vist at dette samsvarte bra, og man opplevde svakt og leirinfisert berg fra 6100 til 6115, der bergarten er granittisk gneis. Borhull HM3 i Figur 3-8, profil 6151 til 6220, viste at dette partiet har svært varierende fjellkvalitet. Bergarten er blitt kartlagt som granittisk gneis med partier som er svært oppknust og ofte forvitret til leire. De oppknuste partiene er stort sett opp til noen tiltalls centimeter tykke. Ved profil 6197 ble det påtruffet utholdende sprekkeplan med leire. Området ble sikret med spiling og stuffveggen måtte støpes igjen i noen av tilfellene (Stumo, 2011). Mellom de beskrevne partiene, og i den siste delen av kjernen fra profil 6211 til 6220, er fjellkvaliteten bra med RQD-verdier fra 40 til 100 (se Vedlegg 6 for fastsettelse av RQD-verdi). Siste borhullet mot Mjåsund før masteroppgaven avsluttes (HM4 i Figur 3-8) ble boret 28.-29. mai 2011, fra profil 6201 til 6236. Dette hullet har vist granittisk gneis, og ingen store knusningssoner.

Øst for Fosnaholmen har det undersjøiske partiet fra profil 6845 til 6682 blitt drevet før masteroppgaven startet. Her har det totalt blitt utført tre kjerneboringer, og i tillegg har Novapoint-tegninger (Vedlegg 7) med geologi og utført sikring blitt ferdigstilt. Loggen til første kjerneboringen har ikke vært tilgjengelig, men kartleggingene fra drivingen viser gode driveforhold i granittisk gneis frem til profil 6797. Herfra blir fjellkvaliteten gradvis dårligere, med hyppigere oppsprekking, og bergklassen er justert ned til bergklasse C - middels kvalitet (se Tabell 6-1 for de ulike bergklassene i Karmøy-tunnelen). Ved profil 6783 og mellom profil 6764-6769 er det markert svakhetssoner bredere enn 1 meter i venstre vegg.

Kjerneborhull 2 og 3 fra Mjåsund har gått gjennom en sone fra 6720 frem til 6680, altså 60 meter, som bestod av svake bergartslag med silt, leire og gruspartikler. Bergarten fremstod som konsolidert grus og løste seg opp når den ble lagt i vann (Stumo, 2011). Denne sonen har blitt tolket å være *sone R* i bunnen av Førresfjorden, og har blitt kartlagt med et østlig fall på ca. 50°. Fra profil 6740 har det blitt kartlagt leirinfisert berg med høy oppsprekking. Drivingen av det som har vært antatt å være *sone R* har medført tung sikring fra og med profil 6720. Det har blitt utført injeksjon for å øke stabiliteten, samt forbolting, systematisk bolting og buer som sikring på stuff. Som permanentsikring har det i tillegg blitt utført sålestøp fra profil 6710-6688. Forbolting har blitt utført med 8 meters Ø32 mm kamstålbolter, og det har vært 3 runder overlapp av forbolter i store deler av sonen. Denne sonen har gitt de vanskeligste driveforholdene så langt i Karmøy-tunnelen (Moen, 2011a).

Kjernelogg fra profil 6680 og frem til 6622 har vist godt fjell stort sett i hele hullets lengde. Unntaket er ved profil 6654-6652,5, der kjernen består av en svært svak bergart som kan knuses med hånden og 60 cm kjernetap (Statens vegvesen, 2011g).

Prognoser vs. erfaringer

Også sonene i Førresfjorden har blitt møtt noe tidligere enn skissert i geologisk rapport. Dette har sammenheng med at det ikke har blitt tatt hensyn til fall i de tolkede sonene fra seismikken. At man kunne møte soner tidligere enn skissert i geologisk rapport har derfor vært forventet (Moen, 2011a).

Sone N og *O* i den vestlige delen av Førresfjorden var antatt å ha bredde på opp mot 20 meter. Disse har under driving derimot vist seg å være mindre dramatiske enn forutsett både fra forundersøkelser og kjerneboringen. Sonen som det drives i ved avslutningen av masteroppgaven omtrent ved profil 6200 oppleves likevel som vanskelig. Her har man møtt lange utholdende sprekker med leire og svært lav friksjon. Nedfall og ras på stuff førte til at stoffen måtte sprutes og boltes på salvene fra profil 6190 til profil 6197 (Stumo, 2011). Denne sonen er så langt tolket å være *sone O* eller *P* fra geologisk rapport (Statens vegvesen, 2009a).

Sone R i de østlige deler av Førresfjorden har krevd store mengder tung sikring, og har medført de største sikringstiltakene i hele tunnelen. Sonen var omtrent 60 meter lang. Forbruket av forbolter har vært veldig høyt, og det har blitt utført doble raster med forbolter i store deler av den vanskelige sonen. I større deler av sonen har man hele 3 runder overlapp på forboltene. Alternativet til denne sikringen er full utstøpning. Nærmere diskusjon av armerte sprøytebetongbuer og full utstøpning er utført i Kapittel 6.

3.2.2 Bergartsfordeling

Prognoser

I den geologiske rapporten for T-forbindelsen (Statens vegvesen, 2009a) har det vært naturlig å basere de forventede bergartene langs tunneltraséen på beskrivelser og erfaringer fra drivingen av Statpipe-tunnelene. Det har virket sannsynlig at tunnelene under Karmsundet og Førresfjorden ville krysse tilsvarende bergarter på grunn av en tydelig nord-sør orienteringen av de geologiske hovedstrukturene (Statens vegvesen, 2009a).

I geologisk rapport (Statens vegvesen, 2009a) har bergartsfordelingen fra prosjekteringen av Statpipe-tunnelene (se Figur 2-5) i stor grad blitt ekstrapolert nordover til traséen for T-forbindelsen. Bergartsfordelingen er derfor noe enklere og mer kategorisk enn det som fremgår av NGUs bergartskart. Bergartsbeskrivelsene er slått sammen til fire bergartstyper som opptrer i området (Statens vegvesen, 2009a) (Statoil, 1981) (SINTEF, 1987a):

Grønnstein og grønskifer (brun farge i Figur 3-3), som opptrer langs traséen vest i Karmsundet. Med hensyn til mineralsammensetningen er grønnsteinen og grønskiferen på Karmøy blitt beskrevet som svært like, der forskjellen består i at grønskiferen har en markert planskifrihet. Det finnes ikke skarpe grenser mellom gabbro, grønnstein og grønskifer, men heller gradvise overganger. Tendensen er at grønnsteinen blir mer skifrig mot øst. Grensen mellom grønskifer og det som er omtalt som metasandstein befinner seg antatt midt i Karmsundet.

Metasandstein (gul farge i Figur 3-3), som ble truffet i en 290 meter lang sone midt under Karmsundet under driving av Statpipe-tunnelene. Observasjoner av denne bergarten har også blitt gjort på Avaldsnes, nord på Karmøy i kartlegginger fra 1980-tallet. Beskrivelsen av denne bergarten er at det er en ”noe omdannet sedimentbergart med rundede, opptil 10 mm store kvarts- og feltspatkorn i en mørk finkornig grunnmasse hovedsakelig bestående av biotitt og amfibol. Bergarten har lite markert foliasjon, og ofte gjennomslått av 2-3 cm brede kvartsårer” (Statoil, 1981).

Fyllitt (grønn farge i Figur 3-3) opptrer mellom metasandsteinen i Karmsundet og gneisen på Fosen. Bergarten er en metamorfisert sedimentbergart av kambrosilursk alder. Bergarten er beskrevet som mørk og intenst småfoldet (Statoil, 1981). I vest (ved Karmsundet) finnes en del granater, noe som tyder på en høyere metamorfosegrad mot vest. Fyllitthorison(ene) representerer skyvedekker (SINTEF, 1987a).

Granittisk grunnfjellsgneis (oransje farge i Figur 3-8) forekommer videre østover. Bergarten varierer fra lys grå til rosa, med varierende kornstørrelse fra middels til grov, og stor variasjon i foliasjonsutvikling og oppsprekkingsgrad. I noen områder er bergarten svært skifrig og mineralet granat forekommer. I slike områder kan bergarten stedvis kalles granatglimmerskifer. Øyegneis forekommer i soner (Statens vegvesen, 2009a).

Erfaringer

Bergartsfordelingen fra kjerneborhull og driving har i stor grad blitt gitt i avsnittet om svakhetssoner over. For Karmsundet har bergartsfordelingen vært noe mer vekslende enn det som var skissert i geologisk rapport. Helt vest i Karmsundet, i borhull H2 Figur 3-3, har det blitt kartlagt overganger mellom massiv gneis og en svakere grønnskifer. Videre har det vekslet mellom grønnstein og grønnskifer, før man midt under Karmsundet har møtt kompetente gneiser og lyse kvartsitter. Det er mulig at disse gneisene og kvartsittene er samme bergart som metasandsteinen, bare mindre metamorfisert og oppknust enn lenger sør i Karmsundet (Stumo, 2011). I de østlige delene av Karmsundet har man kartlagt fyllitt frem til man har møtt gneis og såkalt metasandstein lenger mot vest.

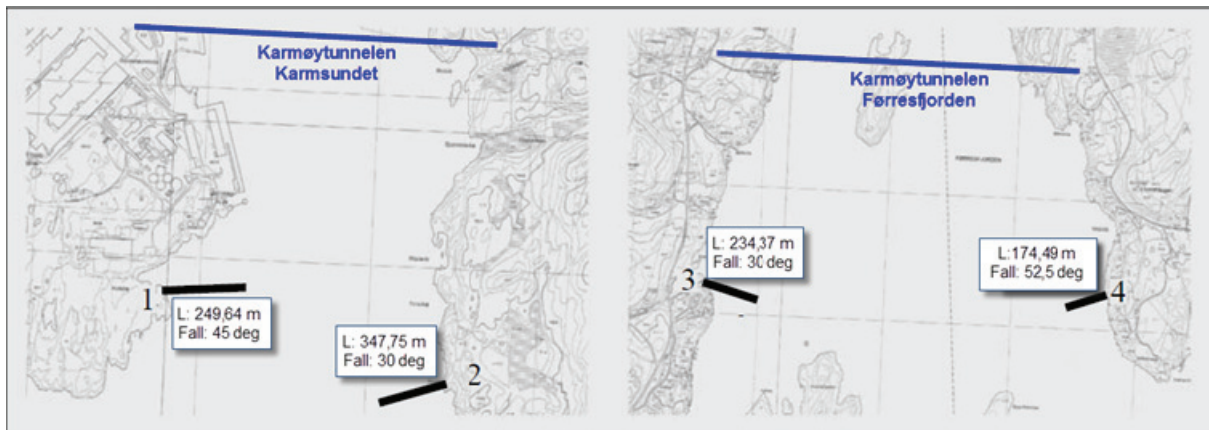
Den mye omtalte ”metasandsteinen” har selv etter driving gjennom *sonen D* fremdeles vært en noe uklar bergartsbeskrivelse. I rapporten ”Geologiske undersøkelser” (Statoil, 1981) fra Statpipe-prosjektet er det mikroskopert flere bergartsprøver, men ingen av disse ble klassifisert som grønnskifer eller metasandstein, og det har derfor vært interessant å foreta en petrografisk undersøkelse av disse bergartene fra T-forbindelsen. I forbindelse med driving gjennom *sonen D*, mellom profil 2800-2945, ble det derfor innhentet 4 ulike bergartsprøver som har blitt mikroskopert i kapittel 4. Første prøven, Prøve 1, er en bergart som er relativt typisk for det som har blitt beskrevet som grønnskifer i kjerneloggene. Prøve 2 er hentet fra den bergarten man har beskrevet som metasandstein i kjerneloggen, mens prøve 3 er en prøve av en klorittholdig bergart som kan tenkes å være omdannet sandstein. Prøve 4 er en stoffprøve fra et parti der det var veldig dårlige forhold på stoff. Disse prøvene blir diskutert nærmere i Kapittel 4. Generelt kan det se ut som at selve ”metasandsteinen” er en mer kompetent gneisbergart, og at knusningssoner innad i denne bergarten har bestått av oppknust og leirinfisert skifer.

For Førresfjorden har bergartene vært granittiske gneisbergarter, bare avbrutt av svakhetssoner med dårligere fjellkvalitet og leirinfisert berg (Statens vegvesen, 2011g).

3.2.3 Sleppemateriale

Prognoser

I forkant av Statpipe-prosjektet ble det boret 4 kjerneborhull som har vært relevante for T-forbindelsen, se Figur 3-9. I disse borhullene ble det tatt prøver av leirmateriale for testing.



Figur 3-9: Omtrentlig plassering av kjerneborhull fra prosjekteringen av Statpipe-tunnelene. Borhull 1 og 2 er boret i Karmsundet, og borhull 3 og 4 i Førresfjorden (Statens vegvesen, 2009a).

I borhull 1, vest i Karmsundet, ble det observert kloritt, kalkspat og grågrønn leire (Statens vegvesen, 2009a). To prøver ble testet for mineralinnhold, og inneholdt henholdsvis kloritt (79 %) og montmorillonitt (6 %) og K-feltpat (21 %), plagioklas (20 %), kvarts (20 %) og montmorillonitt (8 %). Oppgitte verdier er av materiale < 20 μm . I borhull 2, øst i Karmsundet, ble det observert kalkspat og opp til 1 centimeter tykke slepper med hvit og grågrønn leire (Statens vegvesen, 2009a). I geologisk rapport har det blitt antatt at svakhetssonene i Karmsundet kan inneholde svelleleire med stort svelletrykk.

I Førresfjorden ble det i kjerneborhullene funnet at kalkspat og kloritt var de vanligste sleppematerialene. Det ble også funnet opp til 40 centimeter brede soner med en blanding av grågrønn leire og sand/grus. Fra laboratorieundersøkelser ble det påvist at opptil 72 % av materialet < 20 μm var montmorillonitt. Frisvellingen varierte fra inaktivt til svært aktivt. Den tunge sikringen som ble utført i Førresfjorden under drivingen av Statpipe-tunnelene hadde bakgrunn i ”generelt dårlig fjellkvalitet og stor oppsprekingsgrad, samt leirbelegg på stikk og slepper”. Det ble målt svelletrykk opp mot 0,6 MPa (Statens vegvesen, 2009a).

Generelt kan det sies at det ut fra bakgrunns materialet burde forventes hyppig forekomst av svelleleire med til tider svært høye svelletrykk både i Karmsundet og Førresfjorden.

Erfaringer

Ved oppstart av masteroppgaven hadde det i liten grad blitt utført testing av sleppemateriale. De prøvene som forelå var test av svelletrykk fra profil 6710 i den svært dårlige sonen på Mjåsund, samt tre tester av fri svelling i rundkjøringen på Fosen. Prøven fra Mjåsund var lite aktiv med et svelletrykk på 0,05 MPa (se Kapittel 4), mens prøvene i rundkjøringen hadde

verdier for fri svelling målt til 158 %, 190 % og 203 %, som indikerer aktiv svelleleire (se Vedlegg 8)

Underveis i masteroppgaven ble det sendt to leirprøver fra Statens vegvesen, som det i samråd med veiledere ble bestemt burde inngå som en del av masteroppgaven. Den ene av disse prøvene viste seg å være aktiv svelleleire, og det ble i samråd med veileder Bjørn Nilsen bestemt at det var relevant å foreta en større undersøkelse av svelleleire i Karmøytunnelen. Resultatene fra denne testingen vil bli gjennomgått i Kapittel 4, men generelt kan det sies at svelleleire har forekommet i et større omfang enn det man kanskje har hatt oversikt over underveis i drivingen.

3.2.4 Andre forhold

3.2.4.1 Oppsprekking og vannlekkasjer

Prognoser

Problemer med vannlekkasjer var antatt å ikke utgjøre et så veldig stort problem. Erfaringene fra Statpipe-tunnelene viste at det var generelt lite vannlekkasje i tunnelene. Den største lekkasjen var på ca. 300 l/min i fyllitten i Karmsundet. Tilstedeværelse av leirer og sleppemateriale langs hele tunnelen har blitt antatt å være noe av forklaringen på det tette berget (Statens vegvesen, 2009a).

Erfaringer

Heller ikke under driving av Karmøytunnelen har vannlekkasjer utgjort et veldig omfattende problem. Kriteriene for når det skal utføres injeksjon er gitt i kontrakten. Det tillates ikke lekkasjer i sonderboringshullene større enn 2 liter pr. minutt i ett hull, eller 5 liter til sammen i alle hullene. Det har frem til 1. juni 2011, når omtrent 94 % av tunnelen er drevet, blitt gjennomført 83 omganger med injeksjon. Dette tilsvarer at omtrent 1900 meter av tunnelen er injisert. Det har gått med ca. 1500 tonn injeksjonsmasse, i all hovedsak standard industrisement (Stumo, 2011). Noen av injeksjonsrundene antas å være utført som stabiliserende tiltak, og ikke bare i forbindelse med lekkasjer.

Den største utfordringen med vann i tunnelen har vært i området mellom Førresfjorden vest og rundkjøringen. Det er her blitt injisert i lengre sammenhengende partier. Ellers i tunnelen er injeksjonsskjermene spredt, og utført usammenhengende. Generelt kan det sies at injeksjonene har vært vellykkede. Enkle beregninger som er gjort i forbindelse med planleggingen av pumpe-systemet viser at vanninntrengingen i tunnelen er mindre enn forventet (Stumo, 2011).

3.2.5.2. Forskjæringer og påhuggsområder

Masteroppgaven har i hovedsak ment å ta for seg de undersjøiske områdene for Karmøytunnelen. Likevel har påhuggsområdene medført utfordringer som det er verdt å nevne.

Prognoser

Ingen av de prosjekterte påhuggene har vært beskrevet som særlig krevende i geologisk rapport (Statens vegvesen, 2009a). Til tross for dette har man ved alle tre påhuggene til Karmøytunnelen møtt uventede utfordringer.

Erfaringer

Ved påhugget på Håvik viste grønnsteinen seg å være kraftig forvitret, og de uforutsette utfordringene krevde en spesialdesignet betongplate oppå påhugget og tett forbolting før man kunne starte drivingen av tunnelen. Ved påhugget på Hellevik møtte man svært oppsprukket fjell, med lange utholdende sprekker. Tung sikring, og driving med delt og redusert salve, var nødvendig for å etablere påhugget (Statens vegvesen, 2009c).

På Mjåsund hadde man godt fjell, og påhugget ble etablert raskt. Det som derimot ble utfordringen var at det etter etableringen ble en uforutsett stor tilførsel av grunnvann og overflatevann. Dette medførte at man måtte bygge opp et drencsystem, foreta injeksjon i berget i forskjæringen, samt bygge en betongdam rundt deler av forskjæringen (Statens vegvesen, 2009c). Feilen må sies å være en feil i prosjekteringen, og ikke en feil i forbindelse med ingeniørgeologisk kartlegging (Stumo, 2011).

I prosjekteringen av Karmøytunnelen har man hatt et stort fokus på de forventede problemene i de undersjøiske partiene. Etter erfaringene med påhuggsområdene kan det virke som at prosjekteringen av påhugg og forskjæringer har fått litt lite fokus og kommet litt i skyggen av de forventede svakhetssonene under fjordene. Til tross for de uforutsette problemene med påhuggene har byggherre og entreprenør løst utfordringene på en god måte.

3.3 Oppsummering og vurdering av prognoser og erfaringer

Generelt kan det sies at forholdene i Karmsundet har vært bedre enn prognosene. Sonen som var omtalt i Karmsundet fra Statpipe-prosjektet har ikke blitt møtt verken i omfang eller i den vanskelighetsgrad som var forventet. I Førresfjorden har *sonen R*, en omtrent 60 meter lang svakhetssone, derimot medført tung sikring i et større omfang enn man hadde forventet. Selv om drivingen ikke er avsluttet er det lite som tyder på at man skal drive gjennom vanskeligere partier enn dette partiet øst i Førresfjorden. De fleste svakhetssonene har blitt påtruffet tidligere enn skissert ut fra geologisk rapport. Likevel er dette ikke uventet, da det i liten grad var antydning av fall og fallretning til sonene ut fra seismikken. I utgangspunktet antok man at ofiolitten i vest var nedforkastet i forhold til grunnfjellet i øst, og at bevegelsen var tatt opp langs flere plan mellom de ulike bergartene (Statens vegvesen, 2009a). Man forventet derfor at svakhetssonene i stor grad falt mot vest (Stumo, 2011). Sonene i Karmsundet og Førresfjorden faller ulikt, noe som kan tyde på at det er flere forkastningsregimer i tillegg til skyveforkastningene.

Sonen som var forventet å gi mest problemer, ”metasandsteinsonen” i Karmsundet, har vært det største avviket mellom prognoser og erfaringer. Det har vært antatt som helt sikkert at det kom til å bli vanskelige forhold. Etter siste kjerneboring er det derimot lite som tyder på at man skal møte flere utfordringer enn de 145 meterne med tung sikring som ble utført mellom profil 2800 og 2945. Uansett hva det siste partiet under Karmsundet byr på av utfordringer er

det helt sikkert at utstrekningen av sonen ikke er i nærheten av det omfanget som ble møtt under Statpipe-prosjektet.

Bergartsfordelingen har vist seg å være mer kompleks enn de fire bergartsdomenene som er gitt ut fra geologisk rapport. Dette stemmer godt med den kompleksiteten som fremgår av NGUs profiler på berggrunnskartene (se Figur 2-7). Om noen av bergartene kan beskrives som en ”metasandstein” har ikke blitt bekreftet fra drivingen, og dette har blitt undersøkt nærmere i Kapittel 4. I hovedsak må området, som i geologisk rapport ble beskrevet som metasandstein, sies å ha bestått av finkornige gneiser med lag av kvartsitt og forkastningsbergarter. Forkastningsbergartene ser i stor grad ut til å være kartlagt som oppknust og leirinfisert grønnskifer.

Vannlekkasjer har ikke utgjort et veldig omfattende problem i Karmøytunnelen. Etter at 94 % av tunnelen var ferdig drevet var det injisert omtrent 1900 meter (21 % av tunnallengden). Injeksjon er brukt både for tetting og stabilisering, og dette er derfor ikke et tall som alene gjenspeiler omfanget av vannlekkasjer. Den største utfordringen med vann har vært i området mellom Førresfjorden vest og rundkjøringen. Her har det blitt injisert i lengre sammenhengende partier.

Forekomsten av svelleleire ser ut til å ha vært stor i Statpipe-tunnelene, og prognosene tilsier at dette trolig er tilfellet også for T-forbindelsen. Som supplerende grunnlag for å vurdere forekomsten av svelleleire er det utført videre undersøkelser i Kapittel 4.

Et av formålene med dette kapittelet har vært å vurdere hvor godt resultatene fra forundersøkelsene har vist seg å stemme overens med de faktiske fjellforhold påtruffet i tunnelen. I stor grad må prognosene sies å stemme med erfaringene, noe som er naturlig ut fra nord-sør orienteringen av de geologiske strukturene. Et av tankekorsene er likevel at erfaringene fra på Statpipe-prosjektet trolig har bidratt til i overkant dårlige prognoser for T-forbindelsen, spesielt i Karmsundet.

Erfaringene fra Statpipe tilsa at svak ”metasandstein” ikke lot seg påvise med seismikk. Dette skyltes at bergarten i seg selv ikke hadde lav seismisk hastighet, men at den ikke tålte sprengning. Ut fra dette ble det lagt til grunn at bergarten langs traséen for Karmøytunnelen i seg selv kunne være svak selv om det ikke viste på seismikken (Stumo, 2011). Uten disse erfaringene fra Statpipe-prosjektet ville man trolig ikke forventet å møte den mye omtalte ”metasandsteinsonen” i Karmsundet, og erfaringene hadde da vist seg å stemme godt med seismikken, som bare viser en mindre svakhetszone midt i sundet. Stedvis har det vært vanskelig i Karmsundet, men dette har bare omfattet noen få salver i hver omgang med problemer.”Metasandsteinsonen” ble heller ikke påvist på seismikken i sin fulle utstrekning av Statoil, men det ble påvist to lavhastighetssoner midt i sundet. Tatt i betraktning at man hovedsakelig vet hvor mange meter utstøpning som ble utført på Statpipe-prosjektet, har det ikke nødvendigvis vært en kontinuerlig svakhetszone over 400 meter, men kanskje to svakhetssoner med partier av bedre fjell og mindre svakhetssoner i mellom.

Prognosene for T-forbindelsen må trolig også sees i sammenheng med at de avsluttende delene av prosjekteringen ble utført i perioden 2007-2009. Prognosene for sikring har ikke bare bakgrunn i geologien, men også krav fra Statens vegvesen. Prosjekteringen av T-forbindelsen ble utført like etter raset i Hanekleivtunnelen i 2006, og parallelt med at man opplevde problemer i Atlanterhavstunnelen. Trolig er geologisk rapport noe farget av at det ikke var ønskelig å undervurdere mulige utfordringer. Det ble valgt å legge et løp hvor alle potensielle problemer ble løftet frem, og det ble derfor valgt å ikke smalne inn den omtalte ”metasandsteinsonen”, selv om man visste at sundet var på det smaleste langs traséen (Stumo, 2011).

Til tross for avvik i Karmsundet er likevel informasjonen som er brukt fra Statpipe-prosjektet ansett å være høyst relevant og i stor grad riktige for T-forbindelsen. Uten erfaringene fra Statpipe-prosjektet hadde ikke en gjennomføring av Karmøytunnelen vært like realistisk uten mer omfattende forundersøkelser. Forundersøkelsene som har blitt utført for T-forbindelsen blir vurdert til å være tilstrekkelige. Trolig er det ingen ekstra informasjon som ville medført at man endret antagelsen om vanskelige forhold i Karmsundet. Med de forholdene man erfarte på Statpipe-prosjektet, og med raset i Hanekleivtunnelen og Atlanterhavstunnelen i bakhodet, var det naturlig, og kanskje nødvendig, at man tok høyde for et ”worst case scenario”. Forventningene til at man kom til å treffe veldig dårlige forhold i Karmsundet har vedvart til siste kjerneboring. Omfanget av undersøkelser er nærmere vurdert i Kapittel 5.

Etter to tunnelprosjekter i Karmsundet, først Statpipe-prosjektet og nå T-forbindelsen, kan det konkluderes med at den første tunnelen hadde noe for optimistiske prognoser, mens den siste har hatt uforutsett gode driveforhold i Karmsundet, og dermed noe for pessimistiske prognoser. Likevel har sonen i øst i Førresfjorden vært mer omfattende enn antatt. Forskjellen mellom de to prosjektene er i hovedsak antatt å være endrede geologiske forhold. Spesielt er det antatt at svakhetssonene er mindre dominerende i de smalere delene nord i Karmsundet. Forbedringer i drive- og sikringsmetoder er også antatt å være en medvirkende faktor til at forholdene oppleves mindre dramatiske i dag enn for 30 år siden. En gjennomgang av de viktigste utviklingene i sikringsmidler og -metoder er gjort i Kapittel 6.

Kapittel 4 Laboratorieundersøkelser

Dette kapitlet tar for seg de laboratorieundersøkelsene som har blitt utført som en del av masteroppgaven. Kapitlet er i hovedsak delt inn i to deler; en del for bergartsbestemmelse av 4 prøver fra "metasandsteinsonen" i Karmsundet, og en del for tester utført på sleppemateriale fra Karmsundet og Førresfjorden. Begge delene er bygd opp med en beskrivelse av anvendte undersøkelsesmetoder, observasjoner og analyseresultater, samt en oppsummering og diskusjon.

Undersøkelsene har blitt utført ved Institutt for geologi og bergteknikk under veiledning av laboratorieansatte ved SINTEF og NTNU. De utførte testene antas å være kjente tester, og det gis derfor en relativt kort beskrivelse av utførelsen. Mye av materialet fra laboratorieundersøkelsene er plassert i vedlegg, og det er henvisning til disse underveis.

4.1 Bergartsbestemmelse

Fra *sonen D*, profil 2800-2945 i Karmsundet, ble det hentet 4 prøver for nærmere bergartsbestemmelse (se Figur 3-3). Denne svakhetssonen er antatt å tilsvare forholdene som ble beskrevet som "metasandsteinsonen" i Statpipe-tunnelen under Karmsundet, og det er derfor interessant å få en nærmere beskrivelse av det som hittil har vært en noe usikker beskrivelse av bergartene.

Fra prosjekteringen av Statpipe-tunnelene ble det utført mikroskopering på flere bergartsprøver, men ingen av disse ble klassifisert som grønnskifer eller metasandstein. Prøve 1 er typisk for den bergarten som har blitt kartlagt som grønnskifer i Karmsundet. Prøve 2 er en prøve fra den bergarten som er blitt beskrevet som "metasandstein" i kjerneboreningene, mens prøve 3 er en prøve som kanskje kan tenkes å være en metasandstein ut fra visuelt utseende. Prøve 4 er en stoffprøve fra det området i Karmsundet som var svært dårlig. Tabell 4-2 i avsnitt 4.1.2 gir en fullstendig oversikt over innhentede prøver.

4.1.1 Anvendte undersøkelsesmetoder for bergartsbestemmelse

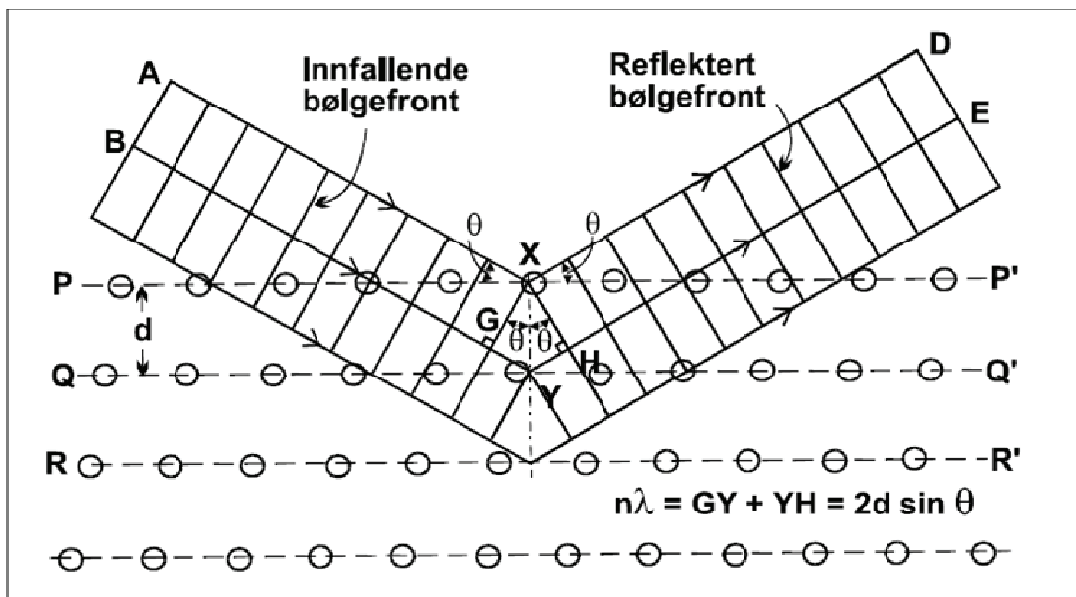
For å bestemme mineralinnholdet i bergartene har det blitt foretatt mikroskopering av 3 av de 4 bergartsprøvene i tynnslip. Det har i tillegg blitt utført røntgendiffraksjon (XRD) som supplement til mikroskoperingsresultatene. I de tilfeller der det har vært nok prøvemateriale er det foretatt punktlasttest for å få en indikasjon på styrken til bergarten. De utførte testene vil bli gjennomgått i dette avsnittet.

Prøvepreparering

Tynnslip ble laget ved sliplaboratoriet ved Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU. Slipene ble behandlet med fluorescens impregnering, og preparert med sprit for å unngå svelling av eventuelle svellende mineraler i prøvene. Overskuddsmaterialet fra tynnslipprepareringen ble knust og malt ned ved Ingeniørgeologisk laboratorium ved NTNU, og brukt til XRD-analyse av materialet.

Røntgendiffraksjon (XRD)

Røntgendiffraksjon, også kalt XRD-analyse, er en kvalitativ og semikvantitativ analysemetode for å bestemme ulike elementer i prøvematerialet. Analysemetoden tar utgangspunkt i at alle mineral har en unik tredimensjonal krystallstruktur. I ulike retninger vil krystallstrukturene opptre som en serie av parallelle plan med en avstand d . Denne avstanden mellom de ulike planene vil variere for ulike krystallstrukturer, og dermed føre til ulike refleksjonsvinkel for den innkommende røntgenstrålen, se Figur 4-1. Sammenlignet med kjente mineraler i en database kan man identifisere mineralene. Ved å registrere intensiteten på den reflekterte strålen kan man også få en semikvantitativ analyse av de ulike mineralene i prøven (Thornhill, 1999).



Figur 4-1: Refleksjon av innkommende røntgenstråler etter Braggs lov (Nilsen, 2008).

For å få brytning av røntgenstrålene må bølgelengden λ , på den innkommende strålen, være tilnærmet lik avstanden d mellom de parallelle planene i krystallstrukturen. I tillegg må vinkelen θ på den innkommende røntgenstrålen oppfylle Braggs lov gitt i Figur 4-1, der n er et heltall som refererer til hvilken orden refleksjonen har. Ved å variere innfallsvinkelen til strålen fremkommer et diffraktogram som kan brukes til å bestemme innholdet av prøvematerialet (Thornhill, 1999).

XRD-analyse kan utføres på bergartsmateriale som er knust ned til kornstørrelser på 5-10 μm (Thornhill, 1999). Dess høyere nedknusing av prøven, dess flere overflater er det mulig å få refleksjon fra, noe som vil føre til en bedre statistikk på analyseresultatet. Dersom materialet blir knust ned i for stor grad kan element i prøven, som i utgangspunktet har en krystallstruktur, bli så nedknust at det blir amorf. Amorfe mineral vil bli "usynlige" under XRD-analysen, og fremstå som bakgrunnsstøy (Kvam, 2011). Metoden har i tillegg en nedre deteksjonsgrense på 2000 ppm., og element som forekommer med en lavere konsentrasjon enn dette vil dermed ikke bli identifisert. Ved strengere krav til nøyaktighet kan det være

aktuelt å supplere med røntgenfluorescens-analyse (XRF-analyse), da denne metoden er kvantitativ med en lavere nedre deteksjonsgrense (Thornhill, 1999).

XRD-analysene for bergartsprøvene har blitt utført ved EM-laboratoriet ved Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU, under ledelse av overingeniør Kjell R. Kvam.

Tynnslipmikroskopering

Tynnslipmikroskopering har blitt utført på tre bergartsprøver under demonstrasjon og veiledning av professor Bjørge Brattli ved Institutt for geologi og bergteknikk. Beklageligvis ble det ikke registrert målestokk på bildene fra mikroskoperingen, men størrelsesforhold er delvis gitt i beskrivelsen av prøvene.

Punktlasttest

Det var ønskelig å bestemme mekaniske egenskaper til noen av bergartsprøvene. På grunn av relativt små kjernelengder ble det, i samråd med veileder professor Bjørn Nilsen, og ingeniør Filip Dahl ved SINTEF, valgt å foreta punktlasttester.

Punktlasttester utføres ved at prøvematerialet påføres to punktformede laster. De sentrale deler av prøvestykket utsettes med dette for strekkspenninger, og ved brudd gir dermed testen en indikasjon på bergartens strekkstyrke, ofte beskrevet som den induserte strekkstyrke (Broch & Nilsen, 2001). Testene ble utført under veiledning av laborant Simon A. Hagen hos SINTEF.

Punktlaststyrkeindeksen er definert som:

Formel 4-1: Punktlaststyrke (Broch & Nilsen, 2001).

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

For å kunne sammenligne punktlaststyrkeindekser for prøvestykker av ulik størrelse er det valgt en internasjonal referanseverdi for punktlastavstand (kjernediameter), $D = 50$ mm.

Formel 4-2: Punktlaststyrkeindeks korrigert til referanseverdi (ISRM, 1985).

$$I_{S(50)} = F \times I_s$$

Hvor: $F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0,45}$, $P =$ målt bruddstyrke [kN], $D_e = D =$ den målte kjernediameter [mm].

Ved diametral belastning, som var aktuelt på de foreliggende borkjernene, skal avstanden fra belastningspunktene og ut til nærmeste frie ende være minst $0,7D$ for å unngå uønskede endeeffekter (Broch & Nilsen, 2001). På grunn av korte kjernestykker var det bare mulig å utføre 1-2 tester. Det anbefales at det for belastning på kjerner utføres et minimum av 10 tester for hver prøve for å oppnå en rimelig nøyaktighet og representativitet (Broch & Nilsen, 2001). De utførte målingene gir derfor et noe begrenset grunnlag for å bestemme bergartenes

mekaniske egenskaper, men de gir en indikasjon på hva man kan forvente som punktlastindeks for materialet. Tabell 4-1 viser klassifiseringer av punktlaststyrke.

Tabell 4-1: Klassifisering av punktlaststyrken (I_s), (NBG, 2000).

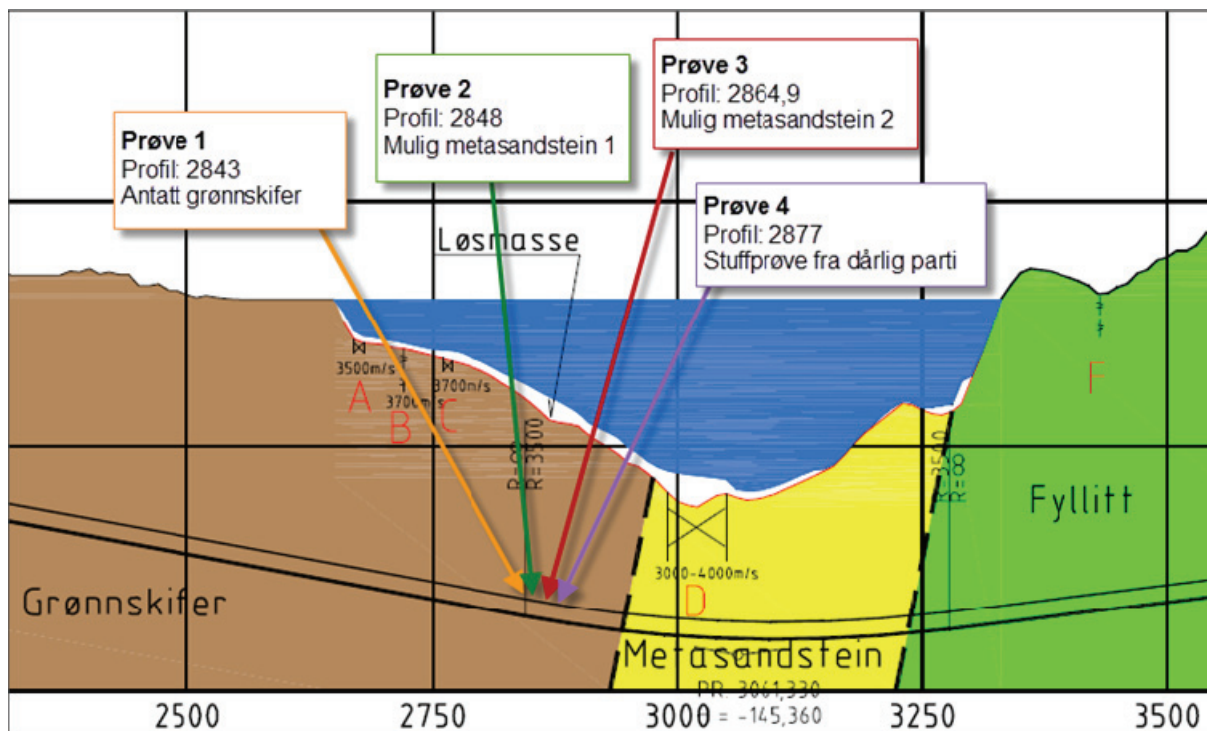
Term	Bieniawski (1984)	Deere (1966)
Very high strength	$I_s > 8$ MPa	$I_s > 10$ MPa
High strength	$I_s = 4 - 8$ MPa	$I_s = 5 - 10$ MPa
Medium strength	$I_s = 2 - 4$ MPa	$I_s = 2.5 - 5$ MPa
Low strength	$I_s = 1 - 2$ MPa	$I_s = 1.25 - 2.5$ MPa
Very low strength	$I_s < 1$ MPa	$I_s < 1.25$ MPa

4.1.2 Observasjoner og analyseresultater for bergartsbestemmelse

De ulike prøvene som er testet under masteroppgaven, og hvilke undersøkelser som er utført er gitt i Tabell 4-2. Prøvene er innsamlet av Statens vegvesen, og av veileder Bjørn Nilsen under befaring med kvalitetsgruppen for T-forbindelsen. For oppsummerte resultater for de ulike testene henvises det til Avsnitt 4.1.3. Alle prøvene er hentet fra Håvik-stuffen mellom profil 2843 og profil 2877 i Karmsundet, se Figur 4-2. Intervallet prøvene er hentet fra sammenfaller godt med det man har antatt er *zone D* fra drivingen (se Figur 3-3).

Tabell 4-2: Oversikt over testede prøver for T-forbindelsen. Kolonnen "Bergart" angir beskrivelsene gitt av Statens vegvesen ved merking av prøvene.

ID	Profilnr.	Bergart	Ønsket informasjon	Utførte undersøkelser
Prøve 1	2843 Kjerneprøve Håvik	Mulig grønnskifer	- Bergartsbeskrivelse - Mekaniske egenskaper	- XRD - Punktlasttest (2 tester/klipp)
Prøve 2	2848 Kjerneprøve Håvik	Mulig metasandstein 1	- Bergartsbeskrivelse - Mekaniske egenskaper	- Mikroskopering - XRD - Punktlasttest (1 tester/klipp)
Prøve 3	2864,9 Kjerneprøve Håvik	Mulig metasandstein 2	- Bergartsbeskrivelse	- Mikroskopering - XRD
Prøve 4	2877 Stuffprøve Håvik	Stuffprøve fra et område med mye soner og svakt berg	- Bergartsbeskrivelse	- Mikroskopering - XRD



Figur 4-2: Profil av tunneltrase med stedshenvisning i Karmsundet for prøvene som har blitt analysert.

Prøve 1 - Antatt grønskifer

Prøve 1 (Figur 4-3) er hentet fra kjernekasen ved profil 2843. I kjerneleggen er denne bergarten beskrevet som ”Grønskifer – (svak-klorittholdig)”, med RQD-verdi 60 (Statens vegvesen, 2011g). Hovedhensikten med å undersøke denne bergarten har vært å få en bergartsbestemmelse av den bergarten man i den vestlige delen av Karmsundet har beskrevet som grønskifer.



Figur 4-3: Prøve 1 – Bergartsprøve fra profil 2843 (venstre) og kuttet bergartsprøve (høyre).

Visuell inspeksjon av prøven

Ut fra kjerneprøven fremstår Prøve 1 som en grønnlig til grå bergart med tydelig lagdeling og skiffrighet. Prøven har også et stort innslag av kloritt. Fra den makroskopiske beskrivelsen ble bergarten antatt å være en grønskifer på stuff. I forkant av videre undersøkelser syntes dette

å kunne være en riktig beskrivelse. En kuttet bergartsprøve viser derimot tydelige lag av lysere bånd, trolig av kvarts og feltspat, se Figur 4-4.



Figur 4-4: Kuttet kjerne. Her ser man tydelig lysere bånd, trolig av kvarts- og feltspatisk materiale, samt granater.

XRD-analyse

Tolkningen fra XRD-analysen er gitt i Tabell 4-3. Se Vedlegg 10 for fullstendig diffraktogram.

Tabell 4-3: Hovedmineralene fra XRD-analysen av Prøve 1.

Hovedmineral	Mengde (S-Q-verdi fra analysen)
Kvarts	36,4 %
Kloritt	21,7 %
Muskovitt/illitt **	34,2 %
Albitt (plagioklas)	5,9 %
Almandin (granat)	1,3 %
Sylvitt ***	0,5 %

* I diffraktogrammet er foten i kvartstoppen (Vedlegg 10) relativt bred, noe som kan indikere at det er noe karbon i bunnen, muligens i form av grafitt (Kvam, 2011).

** Mineralen kan være illitt dersom bergarten har gjennomgått metamorfose ved høye temperaturer.

*** Dette kan være en kombinasjon av sylvitt og halitt.

Innholdet av kvarts i prøven er noe høyt til at bergarten stammer utelukkende fra mafiske kildebergarter, og den kan derfor ikke kalles en grønnskifer per definisjon ut fra petrografien. Forekomsten av granat utelukker også at det er korrekt å kalle bergarten en grønnskifer ut fra metamorfosegrad. Det som synes å være en dekkende beskrivelse av bergarten er: middelsgrad metamorf glimmerskifer, med til tider et betydelig innhold av kvarts (Brattli, 2011).

Med bakgrunn i at Prøve 1 er hentet bare 5 meter fra Prøve 2 (se neste avsnitt), er det sannsynlig at Prøve 1 har gjennomgått de samme mylonittiseringsprosessene som Prøve 2. Tendenser til øyedannelse/fluksjonsstrukturer i bergarten (Figur 4-3) støtter denne teorien.

Mikroskopieresultater

På grunn av lite prøvemateriale var det etter punktlasttest begrenset materiale å lage tynnslip av. Bergarten viste seg å sprekke lett opp, og måtte derfor limes. På grunn av den ekstra tiden prøveprepareringen ville ta, og stor pågang på sliplaboratoriet, ble det besluttet å prioritere de andre bergartsslipene.

Siden det dessverre ikke foreligger bergartsslip har det ikke blitt foretatt en endelig bergartsbestemmelse av Prøve 1. Fra gjennomgang av geologien i Kapittel 2 er imidlertid den ene bergarten i Karmsundet (bergartsnummer 127 i Figur 2-7) kartlagt som ”Glimmerskifer, kvartsglimmerskifer og fyllitt med kvartsliner, stedvis granatførende”. Denne definisjonen synes å stemme godt med observasjonene i analysen, og vil trolig være en mer korrekt betegnelse enn grønskifer (Brattli, 2011).

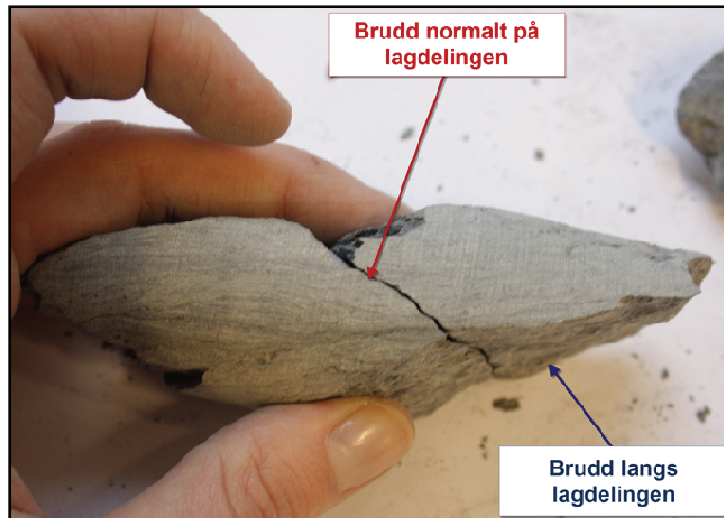
Punktlasttest

Vanligvis ønsker man 10 klipp for å kunne fastsette punktlaststyrken med rimelig nøyaktighet. Lengden på kjernen tillot bare to klipp, men verdiene i Tabell 4-4 gir likevel et grovt estimat for verdier man kan forvente for Prøve 1. Ut fra klassifiseringen i Tabell 4-1 har bergarten veldig lav styrke langs lagdelingen, og lav til moderat styrke normalt lagdelingen. Figur 4-5 viser prøvestykket etter punktlasttester.

Tabell 4-4: Resultater fra punktlasttest for Prøve 1.

ID	Diam. D _e [mm]	Bruddstyrke P [kN]	Punktlastindeks I _s = P/D ²	Korrigert punktlastindeks I _{s(50)} = F x I _s (F = (D _e /50) ^{0,45})
Prøve 1, profil 2843 ”Grønskifer” Langs lagdeling	41,3	0,58	$\frac{0,58 \times (10^3) N}{(41,3 \times (10^{-3}) m)^2} \approx \underline{\underline{0,34 \text{ MPa}}}$	<u>0,31MPa</u>
Prøve 1, profil 2843 ”Grønskifer” Normalt lagdeling	28 *	2,26	$\frac{2,26 \times (10^3) N}{(28 \times (10^{-3}) m)^2} \approx \underline{\underline{2,88 \text{ MPa}}}$	<u>2,22 MPa</u>

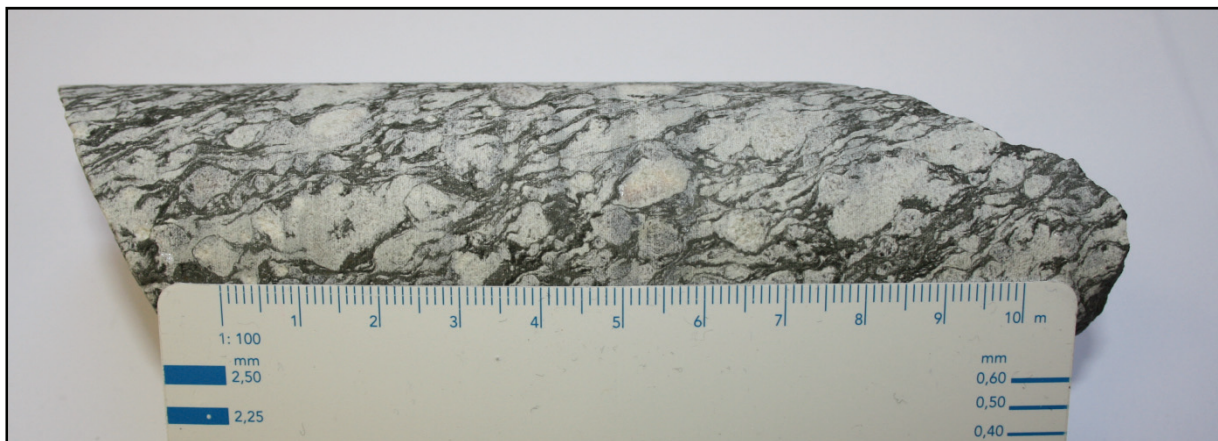
* Diameter etter ”flassing”/inngraving i prøven.



Figur 4-5: Prøve 1 etter to punktlasttester. Første punktlasten førte til brudd langs lagdelingen, mens den andre gravde seg inn i prøven før det ble bygget opp spenninger og man fikk brudd tilnærmet normalt på lagdelingen.

Prøve 2 - Mulig metasandstein 1

Prøve 2 (Figur 4-6) er hentet fra området i Karmsundet hvor man har kartlagt bergarten som metasandstein. I kjerneloggen fra profilnummer 2834-2885 er denne bergarten blitt beskrevet som "metasandstein", med RQD-verdi på 40. Bergarten er sagt å fremstå som spettete med store lyse feltspat- og granatkorn i kjerneloggen. Bergartsbeskrivelsen av metasandstein i geologisk rapport (se Kapittel 3) med ordlyden "noe omdannet sedimentbergart med rundede opptil 10 mm store kvarts- og feltspatkort i en mørk finkornig grunnmasse, hovedsakelig bestående av biotitt og amfibol" kan synes å delvis stemme. Derimot er det ikke observert "gjennomsettende 2-3 cm brede kvartsårer" i denne prøven.



Figur 4-6: Prøve 2- mulig metasandstein fra Karmsundet, profil 2848.

Visuell inspeksjon av prøven

Bergarten har en mørk grunnmasse med tydelige ansamlinger av lysere mineraler. Prøvestykket minner lite om en omdannet sandstein, og det synes mer naturlig å beskrive dette som en mylonitt eller en øyegneis. Den båndete og stripete grunnmassen har ovale feltspatkorn i størrelsesorden rundt en centimeter i diameter. Kjernen fremstår som hel og intakt. Det er ikke observert granatkorn i prøven slik det er beskrevet i kjerneloggen.

XRD-analyse

Tolkningen fra XRD-analysen er gitt i Tabell 4-5. Se Vedlegg 10 for fullstendig diffraktogram.

Tabell 4-5: Hovedmineralene fra XRD-analysen av Prøve 2.

Hovedmineral	Mengde (S-Q-verdi fra analysen)
Kvarts	40,8 %
Albitt	19,2 %
Mikroclin	18,2 %
Muskovitt	16,6 %
Kloritt	2,9 %
Dolomitt	2,3 %

Mikroskopieresultater

Bergarten består av kvarts og store øyne av feltspat i en finkornet matriks. Kvartsen fremstår som delvis godt rekrystallisert i monomineralske linser (se Figur 1, Vedlegg 11), mens matriksen ikke er rekrystallisert i like stor grad. Feltspat finnes både i form av mikroclin og plagioklas, der plagioklasen til tider er betydelig omvandlet/sericittisert. Ved sericittisering omvandles alkalifeltspaten til en finkornet muskovitt (se Figur 4, Vedlegg 11). Glimmeret i matriksen er likevel i hovedsak biotitt, og ikke i stor grad muskovitt slik XRD-analysen antyder (Brattli, 2011). Dette er to mineraler som lett kan forveksles under røntgendiffraksjon. Det er ikke tolket at prøven inneholder granat i XRD-analysen. Det kan tenkes at den lyse, rødlig feltspaten i bergarten kan forveksles med granat.

Granuleringen i form av kornstørrelsesreduksjon kan sies å dominere over nymineralisering/rekrystallasjon, og bergarten har en tydelig fluksjonsstruktur (Brattli, 1992) (se Figur 2, Vedlegg 10). Fra klassifiseringen etter Higgins (1971) (se Vedlegg 12) er dette en mylonitt. Generelt kan dette betegnes som en sterk bergart (Brattli, 2011), noe som støttes av punklasttestmålingene i neste avsnitt.

Klassifikasjon: MYLONITT

Punktlasttest

Lengden på prøvestykket tillot bare ett klipp, og verdier for målt punktlastindeks er gitt i Tabell 4-6. Ut fra klassifiseringen i Tabell 4-1 er dette en bergart med høy styrke.

Tabell 4-6: Punktlastmålinger for prøve 1. Se Avsnitt 4.1.1 for beregningsformler.

ID	Diam. D_e [mm]	Bruddstyrke P [kN]	Punktlastindeks $I_s = P/D^2$	Korrigert punktlastindeks $I_{s(50)} = F \times I_s$ ($F = (D_e/50)^{0,45}$)
Prøve 2, profil 2848 "metasandstein"	41,3	12,78	$\frac{12,78 \times (10^3) N}{(41,3 \times (10^{-3}) m)^2} \approx 7,5 \text{ MPa}$	$\approx 6,9 \text{ MPa}$

Figur 4-7 viser bilder av kjerneprøven etter punktlasttesten:



Figur 4-7: Kjernebiter etter punktlasttest. Til høyre de ferske bergartsflatene.

Prøve 3 - Mulig metasandstein 2

Prøve 3 (Figur 4-8) er også hentet fra området der man antar at man har passert metasandstein. Bergarten har i kjerneloggen blitt beskrevet som ”grønnskifer”, med RQD-verdi på 40.



Figur 4-8: Prøve 3, profil 2864,9. Kjerneprøve av mulig metasandstein.

Visuell inspeksjon av prøven

En bergart med grønnlig skjær, småfoldet, med vekslende lyse og mørke bånd. De mørke båndene fremstår som noe glatte/”sleipe”, mens de lysere lagene kan være omdannede sedimenter. Kjernen fremstår som relativt hel, men med innslag av enkelte småsprekker, spesielt ved de mørke lagene. Et forsøk på bergartsbeskrivelse kan være meta-leirskifer med høyt innhold av glimmer. Prøven har tydelige porfyroblaster, og antas å ha gjennomgått lav-til middelsgrad metamorfose.

XRD-analyse

Tolkningen fra XRD-analysen er gitt i Tabell 4-7. Se Vedlegg 10 for fullstendig diffraktogram.

Tabell 4-7: Hovedmineraler fra XRD-analyse for Prøve 3.

Hovedmineral	Mengde (S-Q-verdi fra analysen)
Albitt	32,2 %
Kvarts	47,3 %
Muskovitt	7,7 %
Kloritt	4,9 %
Biotitt	3,6 %
Almandin (granat)	2,5 %
Dolomitt	0,9 %
Kalsitt	0,9 %

Mikroskopieresultater

Prøven består av ulike bånd der noen lag har en typisk mylonittekstur, mens andre deler har en jevn og finkornig struktur som kan minne om sandstein (se Figur 6, Vedlegg 11). Båndene med mylonittekstur har vært utsatt for de samme prosesser som Prøve 2. I prøven ser man tendenser til å danne øyne, men på grunn av lavt feltspatnivå er det ikke like dominerende som i Prøve 2. Derimot har man klare kvartsansamlinger omgitt av glimmer (se Figur 5, Vedlegg 11). Glimmermineralene er dominerende i prøven i form av muskovitt, i tillegg til mye kvarts, og karbonatmineraler i form av kalkspat og dolomitt.

Også i denne prøven dominerer granulering over nymineralisering/rekrystallisering, og med bakgrunn i det høye glimmerinnholdet er denne i følge Higgins (1971) klassifisert som en fyllonitt. Det er sannsynlig at bergarten har vært en sandstein før metamorfoseprosessen.

Klassifikasjon: FYLLONITT

Prøve 4 - Stoffprøve fra Håvik ved profil 2877

Prøve 4 (Figur 4-9) er hentet fra stoffen ved profilnummer 2877. Dette er midt i et område som var preget av mye soner og svakt berg. RQD-verdier rundt profilnummer 2877 ligger mellom 20 og 40 på kjerneloggene.



Figur 4-9: Stoffprøve fra Håvik ved profil 2877.

Visuell beskrivelse av prøven

Dette er en mørk, grålig bergart som har en glatt/feit overflate. Bergarten har en svertende karakter, og inneholder trolig noe grafitt. Prøven brytes lett langs skifriheten, og har tendenser til å smuldre opp i mindre og mer faste biter. Den brede foten i kvartstoppen i diffraktogrammet (Vedlegg 10) er en indikasjon på at prøven kan inneholde grafitt.

XRD-analyse

Tolkningen fra XRD-analysen er gitt i Tabell 4-8. Se Vedlegg 10 for fullstendig diffraktogram.

Tabell 4-8: Hovedminerale fra XRD-analyse for Prøve 4.

Hovedmineral	Mengde (S-Q-verdi fra analysen)
Kvarts *	29,6 %
Kloritt	28,1 %
Muskovitt	26 %
Biotitt	11,5 %
Albitt	4,0 %
Kalsitt	0,5 %
Dolomitt	0,3 %

** Toppen for kvarts er veldig bred i foten (se diffraktogram Vedlegg 10), noe som kan være en indikasjon på at denne toppen representerer både kvarts og grafitt.

Mikroskopieresultater

Bergarten består av relativt rene kvartsbånd og linser innesluttet i nesten rene glimmerlag (se Figur 7, Vedlegg 5), med hyppig innslag av granater (Figur 8, Vedlegg 11). Granater er ikke påvist i XRD-analysen (Vedlegg 10), men mikroskopien påviste med sikkerhet at det i stor grad forekommer granater som har gjennomgått blastese (vekst). Dette innebærer at de opprinnelige granatkornene har gjennomgått deformasjon på store dyp slik at man samtidig som nedknusning har fått vekst i kornene. Veksten av kornene bidrar til sterkere bindinger i bergarten (Brattli, 2011). Likevel vil bergarten ha svake lag på grunn av mye glimmer og kloritt som forekommer i monomineralske bånd i veksling med kvarts.

Indeksmineralet granat antyder en metamorfosegrad fra medium til høy grad. Under mikroskoperingen kunne man se noen mikroriss (se Figur 9, Vedlegg 11). Disse bidrar til å redusere stryken i bergarten. På grunn av det høye innholdet av glimmer er også denne bergarten valgt å betegnes som en fyllonitt (Higgins, 1971).

Klassifikasjon: FYLLONITT

4.1.3 Oppsummering og diskusjon av bergartsbestemmelse

Tabell 4-9 oppsummerer analyseresultater for de undersøkte bergartsprøvene. For supplerende informasjon henvises det til XRD-diffraktogram i Vedlegg 10 og mikroskopibilder i Vedlegg 11.

Tabell 4-9: Oppsummering av analyseresultater for Prøve 1-4.

Prøvenr.	Bergartsbeskrivelse		Punktlastindeks I _s (50) [MPa]	Bergartsbestemmelse
	Kartlagt/antatt	XRD-analyse		
Prøve 1 Profil 2843 Kjerneprøve Håvik	Grønnskifer	Kvarts (36,4 %) Kloritt (21,7 %) Albitt (5,9 %) Almandin (1,3 %) Sylvitt/Halitt (0,5 %)	0,27 (LL)* 1,77 (NL)*	Middelsgrad metamorf glimmerskifer med til dels høyt innhold av kvarts **
Prøve 2 Profil 2848 Kjerneprøve Håvik	Mulig metasandstein 1	Kvarts (40,8 %) Albitt (19,2 %) Mikroclin (18,2 %) Muskovitt (16,6 %) Kloritt (2,9 %) Dolomitt (2,3 %)	6,0	MYLONITT
Prøve 3 Profil 2864,9 Kjerneprøve Håvik	Mulig metasandstein 2	Kvarts (47,3 %) Albitt (32,2 %) Muskovitt (7,7 %) Kloritt (4,9 %) Biotitt (3,6 %) Almandin (2,5 %) Dolomitt (0,9 %) Kalsitt (0,9 %)	-	FYLLONITT (kan opprinnelig ha vært en sandstein)
Prøve 4 Profil 2877 Stuffprøve Håvik	Klorittholdig bergart	Kvarts/(grafitt) (29,6 %) Kloritt (28,1 %) Muskovitt (26,0 %) Biotitt (11,5 %) Albitt (4,0 %) Kalsitt (0,5 %) Dolomitt (0,3 %)	-	FYLLONITT

*LL er langs lagdelingen og NL er normalt lagdelingen.

** Endelig bergartsbeskrivelse er ikke utført på grunn av manglende mikroskopering.

Fra mikroskoperingen er det ikke observert dominerende mikroriss i prøvene, foruten noen få riss i prøve 4. Likevel kan dette observeres visuelt i håndstykkene for prøve 1, 3 og 4, og de fleste riss og sprekker går langs fluksjonsstrukturene. Prøve 2 fremstår som en sterk gneisbergart, og antas ikke å gi driveproblemer. Prøve 1, 3 og 4 inneholder en relativt stor andel kloritt og glimmerminerale som kan gi utfordringer i form av henholdsvis glatte lag på grunn av lav indre friksjon, og noe uforutsigbar oppførsel i kontakt med vann og luft. Det er en vanlig oppfatning at dess mer sjiktsilikater som forekommer i prøven, dess mer unormal oppførsel kan man forvente i kontakt med vann og luft (Brattli, 2011). Fyllonitt kan minne mye om fyllitt, men blir brukt som en betegnelse for de glimmerrike bergartene som har gjennomgått kraftig mylonittisering. Alle de fire prøvene har tydelige fluksjonsstrukturer av glimmerminerale, kloritt og kvarts.

For Prøve 1 og 2 er det utført henholdsvis to og ett klipp for punktlasttest på grunn av små prøvestykker. Punktlasttestene kan bare sees på som indikasjoner, men viser at Prøve 1 er en relativt svak bergart som lett deles langs skifriheten, mens Prøve 2 er en sterkere bergart.

Under prosjekteringen og drivingen av tunnelen under Karmsundet har den omtalte ”metasandsteinsonen”, som man erfarte med fra Statpipe-tunnelene, vært en noe uklar bergartsbeskrivelse. Mikroskoperingen utført i dette kapittelet har på mange måter avvist Prøve 2 til å kunne være en metasandstein per definisjon. Bergarten er blitt klassifisert som en mylonitt. Likevel er det mulig at denne bergarten er den man har truffet i den omtalte metasandsteinsonen. Fra kartlegginger under driving av Statpipe-tunnelene (Statoil, 1985) er den blitt beskrevet som ”såkalt metasandstein”, og det fremgår her at man heller ikke på Statpipe-prosjektet har vært sikker på om dette var rett betegnelse. Derimot kan Prøve 3 være en metamorfisert sandstein, og derfor ha fått beskrivelsen ”metasandstein” for 30 år siden.

I forkant av Statpipe-drivingen ble det foretatt petrografisk undersøkelse av bergartsprøver i forbindelse med kjerneboring, se Figur 3-9 (Statoil, 1981). Ingen av de prøvene som ble mikroskopert i forbindelse med Statpipe-prosjektet er bergartsbestemt til å være metasandstein. Derimot finnes det et bilde fra borhull 2 (se Vedlegg 9), 240-250 m, som er beskrevet som ”Karakteristisk fjellkvalitet i metasandstein”. Ut fra bildet kan det ikke sies at denne bergarten visuelt ligner på verken Prøve 2 eller Prøve 3 som er undersøkt i oppgaven. Betegnelsen ”metasandstein” må derfor sies å fremdeles være uavklart. Det er godt mulig at ”metasandstein” har vært en slags samlebeskrivelse for omdannede bergarter i Karmsundet. Både fra drivingen og fra laboratorieundersøkelsene kan det se ut som at det er partier med oppkjust og leirinfisert skiferbergarter mellom de bedre partiene med ”metasandstein” som har skapt driveproblemer. Disse sonene kan ha bidratt til at man opplevde det som at bergarten gikk i oppløsning ved sprengning. En bedre beskrivelse for disse glimmer- og klorittholdige bergartene, infisert av leirslepper, er trolig fyllonitt. Et korrekt bergartsnavn for prøvene er derimot ikke vurdert til å være nødvendig for å ha en god ingeniørgeologisk forståelse av forholdene, og det har derfor ikke blitt gjort noe videre forsøk på å avklare hva som kan ha blitt beskrevet som metasandstein for 30 år siden.

Det som er klart er at alle de fire bergartsprøvene har gjennomgått metamorfose i middels til høy grad. Den sterkeste bergarten vil helt klart være Prøve 2, mens de andre prøvene vil kunne medføre dårlige egenskaper på grunn av lag av kloritt og glimmerminerale. Spesielt i våt tilstand vil disse bergartene ofte kunne karakteriseres som et materiale med lav skjærstyrke (NBG, 2000).

4.2 Testing av sleppemateriale

I de fleste tilfeller er det svært vanskelig å foreta noen sikker kvantitativ bestemmelse av finkornig sleppemateriale in-situ (Broch & Nilsen, 2001). Det er derfor viktig med laboratorieanalyser for å få klarhet i eventuelle svelleegenskaper, og analyse av svelleleire blir vanligvis utført i forbindelse med en større ingeniørgeologisk sikkerhetsvurdering. Under driving av tunneler og bergrom vil forekomst av svelleleire ha stor betydning for valg av permanente sikringsmidler. Det er derfor viktig at både mengde og utbredelse blir kartlagt i tillegg til leirens karakter (Statens vegvesen, 2005). Siden man fra Statpipe-prosjektet vet at det forekommer svelleleire, og det i en prøve testet tidlig i masteroppgaven ble påvist aktiv svelleleire, ble det i samråd med veileder Bjørn Nilsen bestemt at det var relevant med mer testing av sleppemateriale fra T-forbindelsen.

I forkant av masteroppgaven var det testet leirprøver i rundkjøringen, samt en prøve fra Mjåsund-stuffen ved profilnummer 6710. Det ble ønskelig å ta flere prøver fra flere steder i tunnelen som håndfast grunnlag for vurdering av permanentsikring ved større soner. Representativitet av prøver er en aktuell problemstilling ved innhenting av leirprøver, og det ble derfor bestemt at det skulle hentes flere prøver fra samme profilnummer/stuffområde. Dette ville kunne gi en indikasjon på avvik i svelletrykk, og dermed også variasjonen dette kan medføre i valg av sikring for samme lokalitet. En vurdering av sammenhengen mellom fri svelling og svelletrykk av de testede prøvene blir også gjort.

4.2.1 Anvendte undersøkelsesmetoder for sleppemateriale

Som en første indikasjon på egenskapene til sleppematerialet ble det utført undersøkelse av fri svelling. Videre ble det utført svelletrykksmåling for fastsettelse av potensielt svelletrykk, og XRD-analyse for å bestemme mineralsammensetning, samt bekrefte eller avkrefte tilstedeværelsen av svellende mineraler.

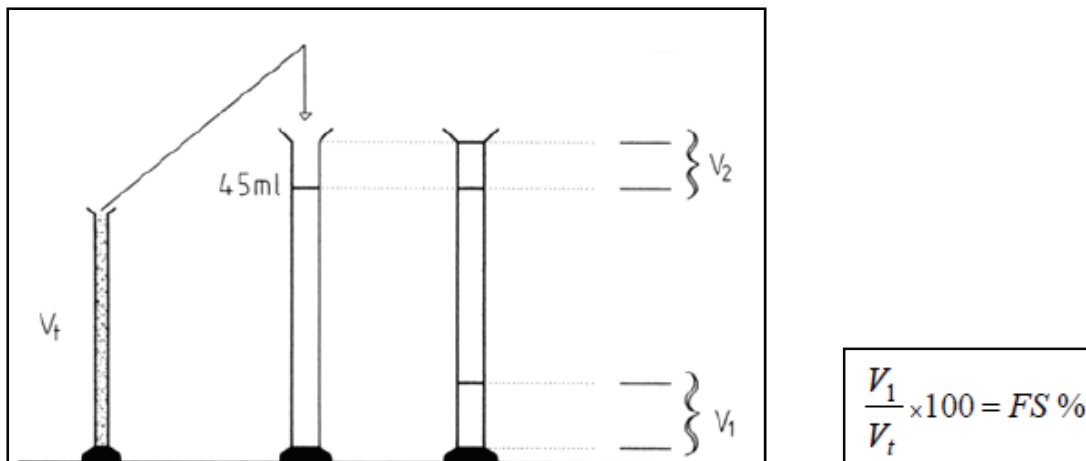
Prøvepreparering

Leirsoner har ofte høy konsolideringsgrad og et betydelig innhold av grove fragmenter. Prøvetaking og videre behandling av uforstyrrede prøver er i de fleste tilfeller vanskelig, og laboratorieundersøkelsene foretas derfor på omrørt materiale der de groveste fragmentene er fjernet (Broch & Nilsen, 2001). For undersøkelse av leirprøver er det nødvendig å skille ut partikler $< 20 \mu\text{m}$, til testing av fri svelling og svelletrykk. Kort beskrevet består prepareringen av oppslemming, dispergering, avslemming av materiale $< 20 \mu\text{m}$, tørking av prøvematerialet ved 105° , og forsiktig nedmaling i porselensmølle (SINTEF, 2005).

Omtrent 250 ml av suspensjonen med partikler $< 20 \mu\text{m}$ fra ovenstående preparering ble tatt ut til XRD-analyse av prøvene. Suspensjonen ble overført til en målesylinder, og etter en ny sedimentasjonsfase ble partikler med størrelse $< 6 \mu\text{m}$ skilt ut (NTNU, 2011). Dette materialet ble videre filtrert og tørket for XRD-analyse.

Fri svelling

Fri svelling for et leirmateriale er det volumet materialet inntar etter at det har fått svelle fritt i vann ved sedimentasjon. Tallet for fri svelling, FS, uttrykkes i prosent av det opprinnelige volumet på 10 ml løst pakket materialpulver, se Figur 4-10 (SINTEF, 2005). Tallet for fri svelling gir en rask og orienterende vurdering av svelleegenskapene (Broch & Nilsen, 2001).



Figur 4-10: Overføring av 10 ml (V_t) tørt materiale til 45 ml destillert vann. FS % er fri svelling uttrykt i prosent (Statens vegvesen, 2005).

Tabell 4-10 viser vanlig klassifisering av fri svelling. Inaktive leirer har vanligvis en fri svelling på 40-70 %. Normalt aktive, norske svelleleirer har fri svelling på 100 – 200 %, og i ekstreme tilfeller mer enn 400 % (Broch & Nilsen, 2001).

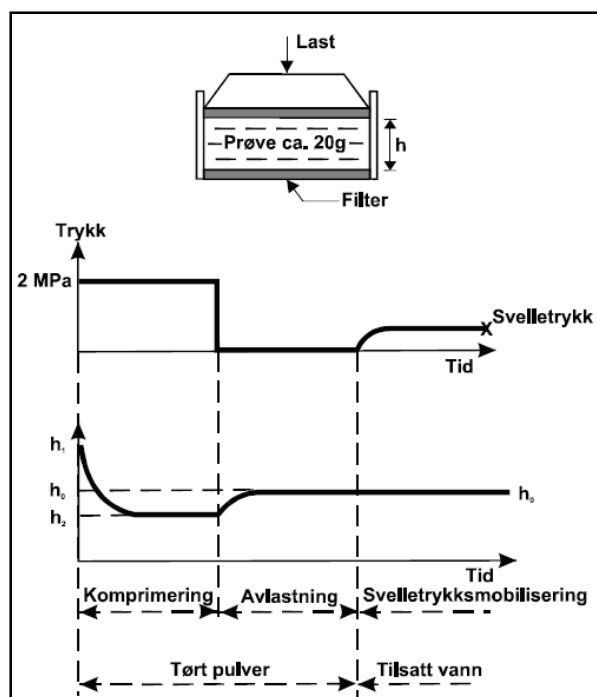
Tabell 4-10: Klassifisering av svelleegenskaper basert på verdi for fri svelling (SINTEF, 2005).

KLASSIFISERING	FS
Inaktive	< 80 %
Lite aktive	80-120 %
Middels aktive	120-150 %
Aktive	> 150 %

Svelletrykkmåling

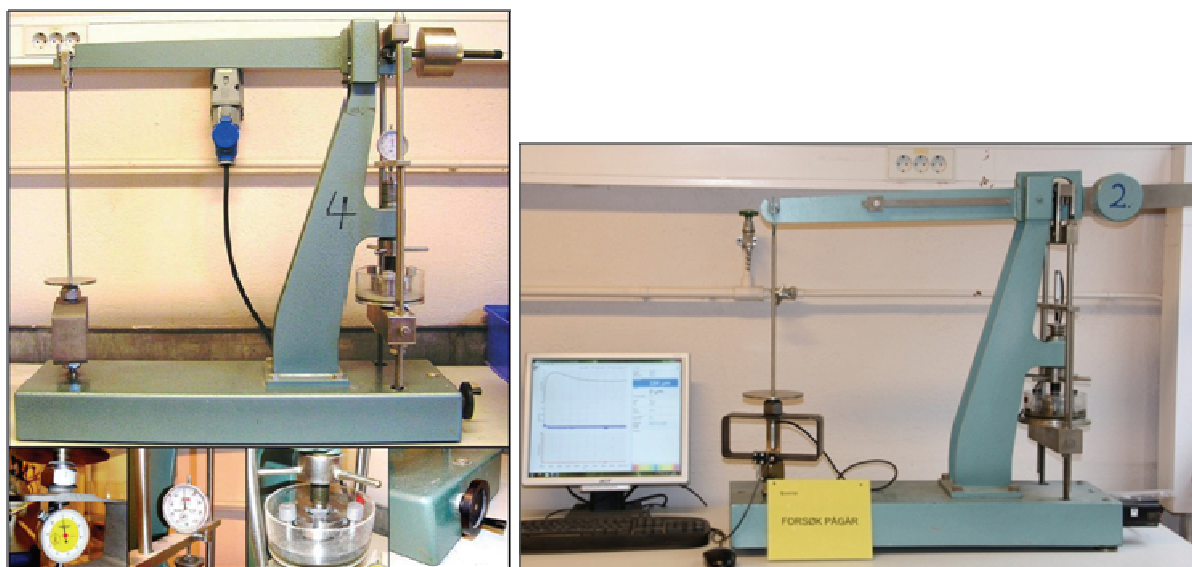
Prinsippet for svelletrykkmåling er at tilsetning av vann til en tørr montmorillonittholdig leire vil kunne føre til gitterekspansjon ved at vannmolekyl og eventuelle uorganiske kationer trenger inn mellom ”ryggradslagene” og forårsaker ekspansjon i materialet. Evnen til å swelle måles i et ødometer der volumutvidelse hindres og det påfølgende ”svelletrykket” måles (SINTEF, 2005). En nylig teknisk forbedring ved laboratoriet hos NTNU/SINTEF er instrumentert ødometer med høydemåler og trinnløs motor, som automatisk justerer systemet slik at konstant volum kan opprettholdes (Dahl, 2011).

Metoden forsøker å simulere de forholdene som leirmaterialet opplever in-situ. Før driving av tunnelen er materialet komprimert inne i sonen, for deretter å avlastes etter drivingen. Til slutt vil man kunne få en svelleprosess dersom prøven får tilgang på vann. I ødometeret gjennomgår prøven først 24 timer med komprimering ved en konstant belastning på 2 MPa (se Figur 4-11). Deretter avlastes prøven i 2-3 timer, og har mulighet for å utvide seg elastisk og gjenvinne 0,5-1,0 mm av prøvehøyden. Til slutt monteres prøven i et ødometer der volumet holdes konstant etter tilføring av destillert vann i ødometerskålen (SINTEF, 2010).



Figur 4-11: Måling av svellingstrykk ved konstant volum (Broch & Nilsen, 2001).

Under testingen av sleppematerialet ble det på grunn av mange prøver og lang analysesyklus benyttet to ødometer. Det ene ødometeret er manuelt, der volumet må korrigeres ved hjelp av et snekkeratt (Figur 4-12, venstre), mens det andre er et instrumentert ødometer der volumet korrigeres automatisk og svellingstrykket registreres digitalt (Figur 4-12, høyre).



Figur 4-12: Venstre: ødometer (nr.4) klart til start, under vises kraftring, høydeur, ødometerskål og snekke (SINTEF, 2010). Høyre: instrumentert ødometer (nr.2) med digital logging av svellingstrykk. (Bilder: Hatlenes, 2011)

Det ble prioritert å kjøre prøver fra samme profilnummer på samme ødometer for å unngå avvik mellom prøvene relatert til ulikt utstyr. Tester utført av SINTEF (Dahl, 2011) har vist at man måler et noe høyere svellingstrykk i det instrumenterte ødometeret. For å få en indikasjon på forskjellen ble derfor den første prøven, prøve L4390-1, kjørt på begge ødometrene. Videre

ble det valgt å kjøre de mest aktive prøvene, basert på testing av fri svelling, på det instrumenterte ødometeret, da det ville bli hektisk å justere volumet på et manuelt ødometer for veldig aktive prøver. Alle prøvene ble kjørt på 20 gram tørket materiale i ødometerskålen.

Ødometerforsøkene gir kun et relativt forhold for svelling mellom leirtypene, og ikke det dimensjonerende svelletrykket. Dette fordi svelletrykket er sterkt avhengig av pakningsgraden til leirmaterialet i ødometeret, noe som ikke er kjent for materialet in situ. I tillegg er det mange flere parametre som mengde av leirinnhold, vanninnhold i sonen, ionekonsentrasjon, partikkelstørrelse med mer, som virker inn på den potensielle svelleevnen til leiren (Brekke, 1965). Man finner derfor ikke det maksimale svelletrykket som kan mobiliseres i sonen, men en pekepinne på om det er aktiv eller inaktiv leire. Klassifiseringen er ofte gitt grovt som i Tabell 4-11, eller med en mer nyansert inndeling som foreslått av Norsk Bergmekanikkgruppe i Tabell 4-12.

Tabell 4-11: Klassifisering av leire ut fra målte svelletrykk (SINTEF, 2005).

KLASSIFISERING	SVELLETRYKK
Inaktiv	< 0,15 MPa
Aktiv	> 0,30 MPa

Tabell 4-12: Klassifisering av svelletrykk (NFF, 2008) / (NBG, 2000).

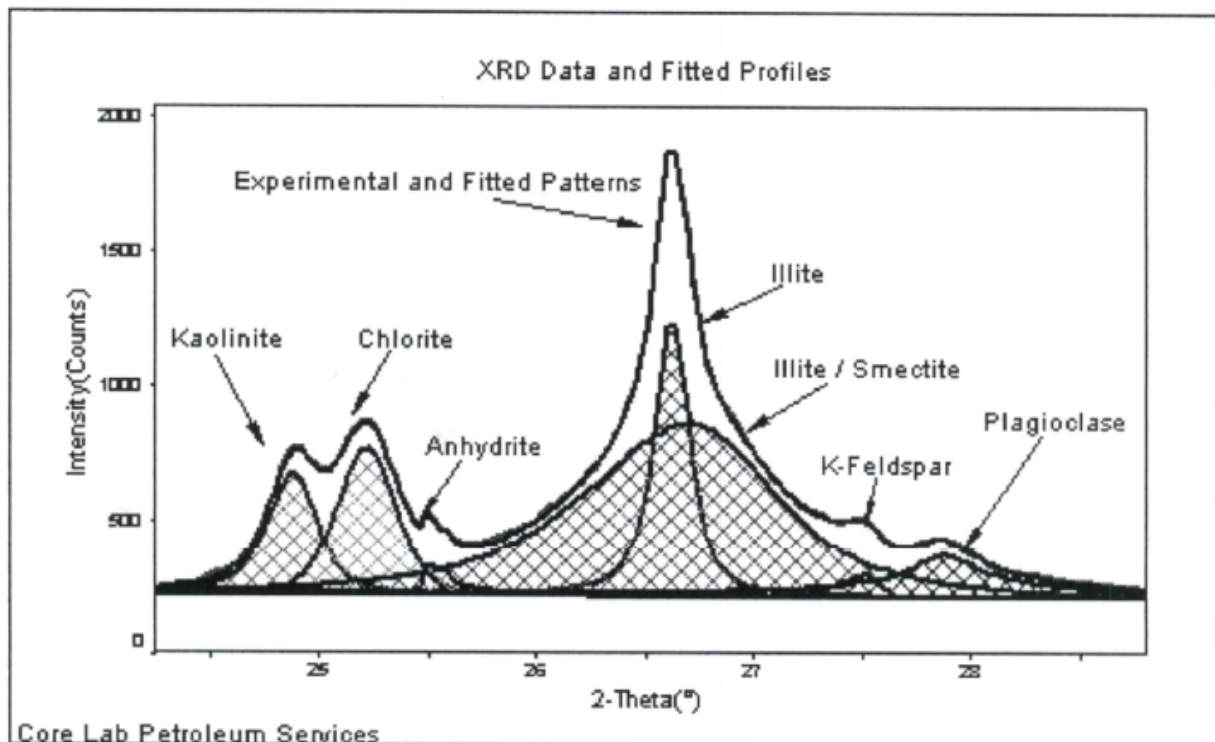
KLASSIFISERING	SVELLETRYKK
Lite aktiv/Lavt	< 0,1 MPa
Middels aktiv/Moderat	0,1 - 0,3 MPa
Stor aktivitet/Høyt	0,3 - 0,75 MPa
Meget aktiv/Veldig høyt	> 0,75 MPa

Røntgendiffraksjon (XRD)

For å bestemme mineralsammensetningen av leirprøvene ble det utført røntgendiffraksjon (XRD-analyse), se Avsnitt 4.1.1. XRD-analyse på leirmineraler gir en kvalitativ analyse av hvilke mineraler som finnes i prøven. Analyse av leirmineraler for påvising av svelleleire skjer ved å sammenligne XRD-diffraktogram av ubehandlet prøve med glykolbehandlet prøve (NTNU, 2011). Ubehandlet prøve vil i første omgang gi en indikasjon på om prøven inneholder svellende mineraler. Glykolbehandling utføres ved inndamping av glykol i prøven, og vil påvise mineraler som har fått en gitterekspansjon ved opptak av glykol (NTNU, 2011).

Ved ferdig analyse legges XRD-diagram før og etter glykolbehandling over hverandre i samme skjermbilde, se Figur 4-13. Utslag for ulike svellende mineraler kan da leses av (NTNU, 2011). XRD-analysene for leirprøvene er utført ved EM-laboratoriet ved Institutt for

geologi og bergteknikk, NTNU, under ledelse av overingeniør Kjell R. Kvam. For analyse og tolkning av XRD-diffraktogram har også stipendiat Kristian Drivenes bidratt.



Figur 4-13: Eksempel på XRD-diffraktogram med tilpassede standardprofiler (NTNU, 2011).

For endelig mineralbestemmelse må det svellende materialet skilles ut, og deretter mikroskoperes. Det ble ikke funnet hensiktsmessig å utføre dette, da svelletrykkstesten gir svar på de ingeniørgeologiske problemstillingene i forhold til materialets karakter og oppførsel.

XRD-analysen er kvantitativ, men på grunn av store usikkerheter i forbindelse med leirmineraler er det vanskelig å gi en eksakt kvantifisering av de ulike mineralene for leirprøver (Kvam, 2011). Det ble derfor ikke blitt kjørt en kvantitativ analyse av innholdet av de ulike mineralene. I ettertid har det blitt klart at det hadde vært nyttig med en kvantifisering for vurdering internt mellom de ulike prøvene fra samme profilnummer, men det var ikke tid til å kjøre analysene en gang til.

4.2.2 Observasjoner og analyseresultater for sleppemateriale

Testing av sleppemateriale foregikk i to runder. Første runde bestod av to prøver, L2866 og L4390-1, som ble plukket av Statens vegvesen og deretter sendt til Trondheim. Disse ble valgt ut på grunn av mistanke om svellende egenskaper. Andre runde ble utført etter at det ble bestemt å utvide prøvetakingen av sleppemateriale. På grunn av tidkrevende laboratorieundersøkelser ble det bestemt at det måtte innhentes prøver så raskt det lot seg gjøre i forhold til tunneldrivingen. Den 7.4.2011 ble det derfor hentet prøver fra ulike lokasjoner i tunnelen, se Tabell 4-13. Prøven fra Mjåsund ble ikke testet i masteroppgaven, men er tatt med for fullstendig oversikt.

Tabell 4-13: Oversikt over testede leirprøver og utførte undersøkelser. Prøvene er navngitt med "L" for leirprøve, tilhørende profilnummer og eventuelt prøvenummer der flere prøver er tatt fra samme lokasjon.

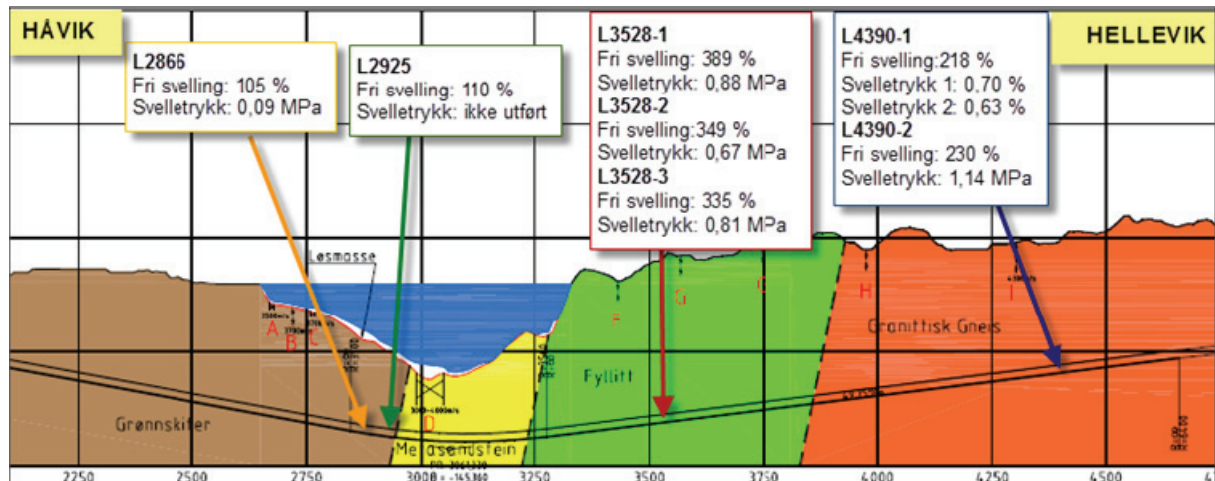
ID	Profilnr.	Beskrivelse	Ønsket informasjon	Utførte undersøkelser	Avsnitt
HÅVIK					
L2866	2866 Kjerneprøve Håvik	Leirprøve (mørk)	Svelleegenskaper	- XRD - Glykolbehandling, XRD - Fri svelling - Svelletrykk	4.2.2.1
L2925	2925 Kjerneprøve Håvik	Mørk prøve med høyt biotittinnhold	Svelleegenskaper	- Fri svelling	4.2.2.1
HELLEVIK - HÅVIK					
L3528-1	3528 Tunnelprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve (mørk og lys)	Svelleegenskaper	- XRD - Glykolbehandling, XRD - Fri svelling - Svelletrykk	4.2.2.1
L3528-2	3528 Stuffprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve (mørk og lys)	Svelleegenskaper	- XRD - Glykolbehandling, XRD - Fri svelling - Svelletrykk	4.2.2.1
L3528-3	3528 Stuffprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve (mørk og lys)	Svelleegenskaper	- XRD - Glykolbehandling, XRD - Fri svelling - Svelletrykk	4.2.2.1
L4390-1	4390 Tunnelprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve (lys)	Svelleegenskaper	- XRD - Glykolbehandling, XRD - Fri svelling - Svelletrykk	4.2.2.1
L4390-2	4390 Tunnelprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve (lys)	Svelleegenskaper	- XRD - Glykolbehandling, XRD - Fri svelling - Svelletrykk	4.2.2.1
HELLEVIK – MJÅSUND					
L5990	5990 Hellevik-Mjåsund	Leirprøve	Svelleegenskaper	- Fri svelling - Svelletrykk	4.2.2.2
L5998-1	5998 Tunnelprøve (Venstre) Hellevik-Mjåsund	Leirprøve	Svelleegenskaper	- Fri svelling - Svelletrykk	4.2.2.2
L5998-2	5998 Tunnelprøve (Høyre) Hellevik-Mjåsund	Leirprøve	Svelleegenskaper	- Fri svelling - Svelletrykk	4.2.2.2
MJÅSUND					
SINTEF 390009-011	6710 Mjåsund	Leirprøve (lys)	Svelleegenskaper	- Svelletrykk	4.2.2.2

Videre i dette kapittelet vil det deles inn i ett avsnitt for Karmsundet og ett for Førresfjorden. I hvert av avsnittene følger det for hvert av profilnumrene:

- Bilde og beskrivelse av prøvematerialet
- Relevante bilder fra gjennomføringen av analysene
- Tabellarisk fremstilling av analyseresultatene
- For profilnummer 3528, 4390, 5990 og 5998: graf som viser utvikling i svelletrykk
- Diskusjon

4.2.2.1 Karmsundet

Figur 4-14 viser skisse over omtrentlig lokasjon til prøvene langs tunneltraséen. Prøve L2866 og L4390-1 er innhentet av Statens vegvesen, mens de resterende prøvene er innsamlet som en del av masterarbeidet. Prøvene fra Hellevik mot Håvik er ikke hentet fra de undersjøiske områdene, men likevel vurdert som relevante for vurdering av sikring i Karmøy-tunnelen. Da prøvene er hentet ved et tilfeldig tidspunkt i drivingen er de ikke nødvendigvis hentet fra de mest dominerende sonene i tunnelen.



Figur 4-14: Sleppemateriale testet for tunnelen under Karmsundet. Prøve L 2925 er ikke kjørt svelletrykk for på grunn av for lite materiale <20 µm.

Profilnummer 2866

Figur 4-15 viser prøvematerialet fra profilnummer 2866, heretter kalt prøve L2866.



Figur 4-15: Prøvematerialet for prøve L2866.

Beskrivelse av prøve L2866:

Materialet er valgt ut fra kjerne-kassene av Statens Vegvesen, og deretter sendt til NTNU.

Materialet fremstod som veldig oppknust, og hadde en gjennomgående mørk farge som svartet noe.

Under prøveprepareringen løste prøven seg veldig lett opp i destillert vann. En stor andel av partiklene holdt seg i suspensjon selv etter fire dagers sedimentasjonstid, og det var lite tegn til klarning i prøven (Figur 4-16). Analyseresultater er gitt i Tabell 4-14.



Figur 4-16: Oppløsning av Prøve L2866 i destillert vann under prøveprepareringen (venstre), og avlesning av skille mellom sedimenterte partikler og partikler i suspensjon (høyre).

Tabell 4-14: Analyseresultater for Prøve L2866.

Analyse	Resultat	Vedlegg
Fri svelling	105 % (lite aktiv)	14
Andel materiale <20 µm	26 %	14
Høyeste svelletrykk	0,09 MPa	14
XRD-analyse	Muskovitt Dickitt (kaolinit-gruppen) Kloritt-serpentin Kloritt Kaolinit	13

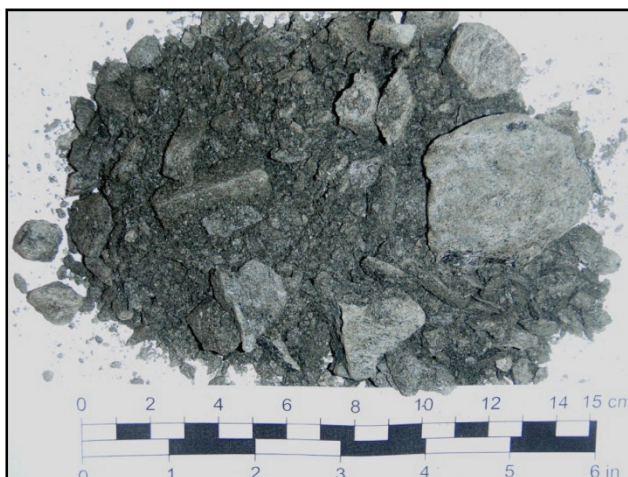
Svelletrykksmåling av prøven ble utført med automatisk justering for volum og digital logging av trykkutvikling i prøven. Høyeste svelletrykk ble målt 0,09 MPa etter 11 minutter og 44 sekund, se Vedlegg 14. Ut fra klassifiseringen i avsnitt 4.2.1, Tabell 4-12, tilsvarer dette en lite aktiv prøve. Det er en generell tendens for inaktiv og lite aktiv leire at man oppnår maksimalt svelletrykk tidlig i testen (Dahl, 2011).

Sammenligningen mellom ubehandlet prøve og glycolbehandlet prøve, se Vedlegg 13, viser at alle de eksisterende toppene i diffraktogrammet beholdes, altså at det er ubetydelig svelling i materialet. En ny topp dukker opp ved lav 2-theta-verdi, noe som indikerer at det finnes noe røntgenamorft materiale med svellende egenskaper, men dette antas å være i svært liten mengde (Kvam, 2011).

Ved prosessering av XRD-analysen ble det registrert at det var veldig mye bakgrunn/støy i prøven. Dette tyder på at det er en stor andel nanopartikler i prøven (Kvam, 2011), noe som stemmer godt med observasjonene om at det er veldig mye finstoff igjen i suspensjonen etter lang sedimenteringstid (Figur 4-16). Til tross for at prøven her vurderes til å være inaktiv, vil det at materialet løses veldig lett i vann og holdes i suspensjon, kunne være en indikasjon på at soner med slikt materiale lett vil kunne vaskes ut ved forekomst av vann.

Profilnummer 2925

Figur 4-17 viser prøvematerialet fra profilnummer 2925, heretter kalt prøve L2925. Figur 4-18 viser materialet under preparering og Tabell 4-15 viser endelige analyseresultater.



Figur 4-17: Bilde av prøve L2925.

Beskrivelse av prøve L2925:

Materialet ble hentet nede i høyre vegg noen få meter fra stoffen.

Prøvematerialet fremstod som et veldig oppknust materiale, med en jordlignende konsistens på det fineste materialet.

Materialet hadde et høyt innhold av biotittlignende flak, som lett kunne brytes opp. Prøven var relativt tørr, og det var ingenting som kunne minne om leire i konsistens.



Figur 4-18: Fri svelling av 2 ml materiale (venstre) og nærbilde av biotittholdig bergartsfragment (høyre).

Tabell 4-15: Analyseresultater for Prøve L2925.

Analyse	Resultat	Vedlegg
Fri svelling (utført på 2 ml)	110 %	14
Andel materiale <20 µm	3 %	14
Høyeste svelletrykk	Ikke utført på grunn av for lite materiale	-
XRD-analyse	Ikke utført på grunn av for lite materiale og lav fri svelling.	-

Visuell inspeksjon av denne prøven gav ikke mistanke om at den inneholdt svellende materiale. Prøven ble tatt med i undersøkelsen for å bekrefte denne vurderingen, samt for å sammenligne likheten med materialet fra profilnummer 2866. Dette materialet løste seg derimot ikke like lett opp som prøve L2866, og vil trolig ikke kunne vaskes ut like lett ved forekomst av vann. Materialet er likevel veldig oppknust, og kan gi ustabile forhold. På grunn av bare 2 ml materiale med partikkelstørrelse < 20µm måtte prosenten av fri svelling beregnes på bakgrunn av dette istedenfor 10 ml materiale som er vanlig. Dette medfører en feilkilde siden det er vanskelig å lese av nøyaktig på så lite materiale. På grunn av at materialet ble antatt å inneholde høye mengder biotitt fra den visuelle undersøkelsen, samt veldig lite

finstoff ble det valgt ikke å bruke ressurser på å kjøre XRD-analyse av materialet. Det ble på grunn av for små mengder materiale heller ikke utført test av svelletrykk i ødometer.

Profilnummer 3528

Figur 4-19, Figur 4-20 og Figur 4-21 viser prøvematerialet som ble innhentet ved profilnummer 3528.



Figur 4-19: Bilde av Prøve 3528-1.



Figur 4-20: Bilde av prøve 3528-2.



Figur 4-21: Bilde av prøve 3528-3.

Beskrivelse av prøve L3528-1:

Prøven ble hentet omtrent 7 meter fra stoffen nede i høyre vegg (sett mot stoffen). Sleppen var ca. 10-15 cm bred og antatt å være samme sonen som gikk midt i stoffen der prøve L3528-2 er hentet fra.

Prøven bestod av en seig masse av sammenkittet sand, grus og steiner. Kittmassen bestod av en mørk grålig leire, med innslag av en lysere leire i noen partier. Leiren syntes å ha en seig/klissete konsistens.

Beskrivelse av prøve L3528-2:

Prøven ble hentet nede i stoffen, omtrent en meter til venstre fra midten. Sleppen var noe smalere enn der prøve 3528-1 var hentet, og anslått til omtrent 10 cm.

Prøvematerialet bestod også her av sand, stein og grus sammenkittet av seig leire. Leiren var noe lysere grå enn for prøve 3528-1. I tillegg var det innslag av rustfarge på mye av materialet. Oppløst i vann gav denne prøven vannet en beige farge, som kunne minne om en "melkete"-konsistens.

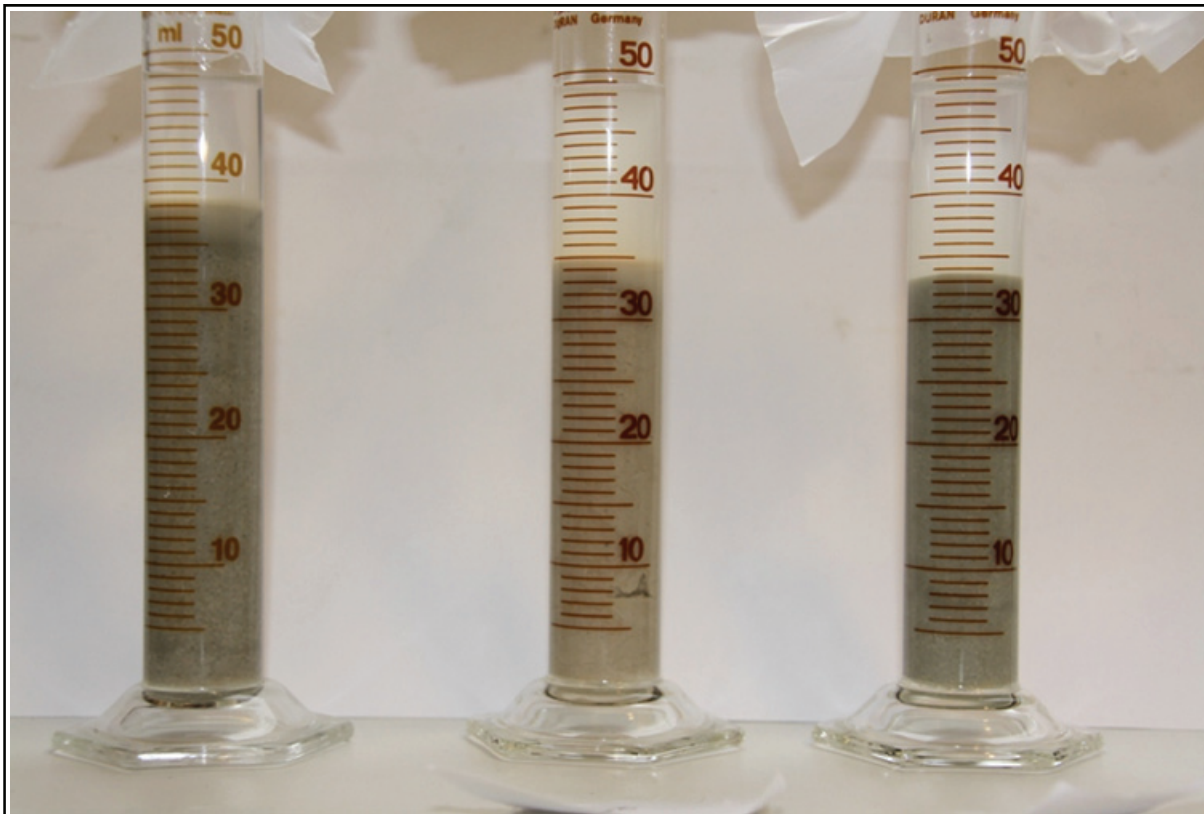
Beskrivelse av prøve L3528-3:

Prøven ble hentet fra kurv oppe i venstre vederlag, fra en åre/sleppe på omtrent 5-10 cm.

Også her var materialet en seig masse bestående av sammenkittet sand, stein og grus. Her var det et større innslag av lys leire, med "tyggegummi"-konsistens. I tillegg var det innslag av seig grønn leire med 3-5 mm "plastelina"-lignende lag/hinner.

Området hvor de tre prøvene er hentet var i stor grad gjennomslutt av slepper og stikk. Prøvematerialet ble hentet fra en sone som ble antatt å være den samme for alle de tre prøvelokasjonene.

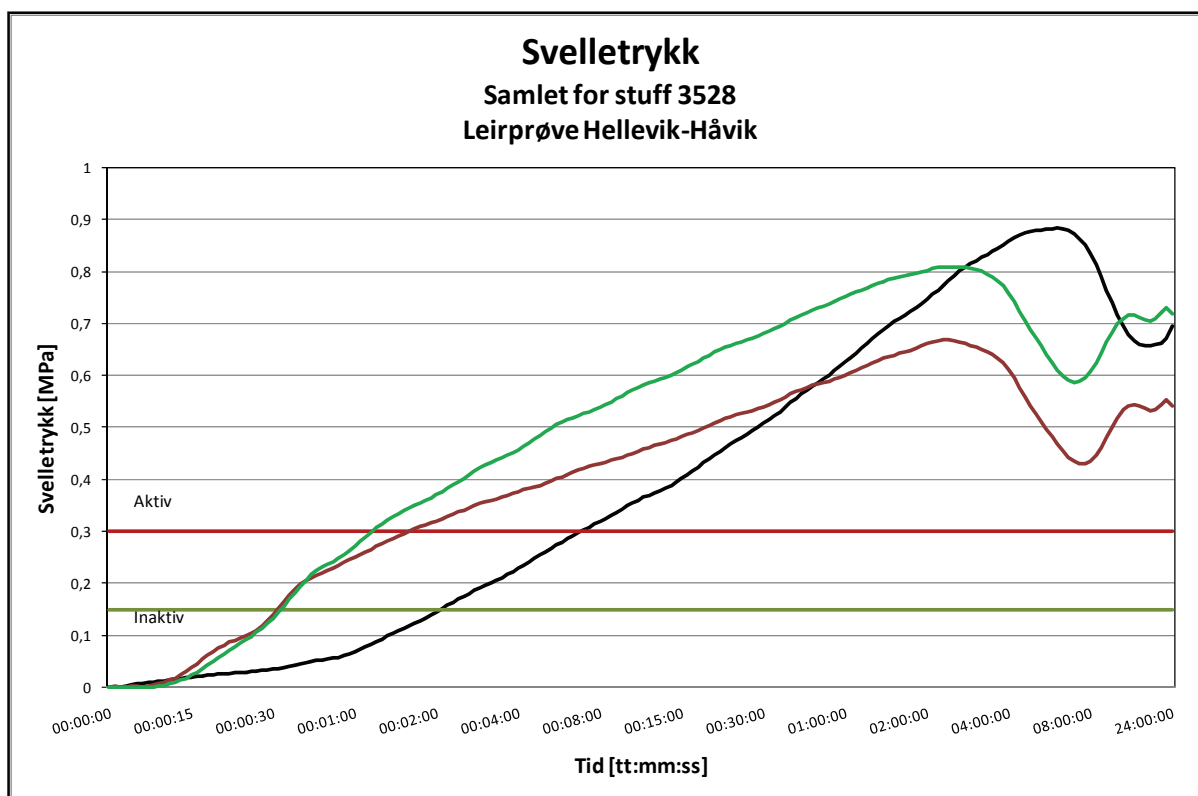
Etter 5 dager sedimentering og fullstendig klarning av vannfasen ble det foretatt avlesning av fri svelling, se Figur 4-22. På grunn av veldig seige og kompakte masser ble det i prøve L3528-2 værende igjen en liten luftblomme. Avleste resultater for Prøve 3528-1 til 3528-3 var henholdsvis 389 %, 349 % og 335 %.



Figur 4-22: Fri svelling utført for prøve L3528-1 (venstre) 389 %, L3528-2 (midten) 349 %, L3528-3 (høyre) 335 %.

Figur 4-23 viser utviklingen av svelletrykk i de tre prøvene. Høyeste svelletrykk ble målt til 0,88 MPa for prøve L3528-1, 0,67 MPa for Prøve L3528-2 og 0,81 MPa for prøve L3528-3. Ut fra klassifiseringen i Tabell 4-12 er prøvene L3528-1 og 3528-3 *meget aktive* prøver, mens prøve L3528-2 klassifiseres som en prøve med *stor aktivitet*. Andelen av finstoff (<20 μm) er derimot lavest for de to mest aktive prøvene. Utviklingen i svelletrykk har et tilnærmet likt forløp for alle tre prøvene, med oppbygging av svelletrykk til et konstant nivå etter kollaps, se Figur 4-23.

Også XRD-analysen av de tre prøvene viser at det forekommer svellende materiale, se Vedlegg 13. Det mineralogiske innholdet i prøvene er i stor grad likt, med bare mindre variasjoner. Analysene for glykolbehandlede prøver viser et tydelig skift til venstre i grafen ved leirmineralene, noe som påviser ekspansjon i gitterstrukturen, og forekomst av svellende mineral.



Figur 4-23: Utviklingen av svelletrykk for de tre prøvene på stoff 3528; 3528-1 (svart) 0,88 MPa, 3528-2 (rød) 0,67 MPa, 3528-3 (grønn) 0,81 MPa. Se Vedlegg 14 for analyser av hver enkelt prøve.

Tabell 4-16 gir en oppsummering av analysedata:

Tabell 4-16: Analyseresultater for prøveserien fra profilnummer 3528.

Analyse	Resultat			Vedlegg
	L3528-1	L3528-2	L3528-3	
Fri svelling	389 %	349 %	335 %	14
Andel materiale <20 µm	8 %	31 %	19 %	14
Høyeste svelletrykk	0,88 MPa	0,67 MPa	0,81 MPa	14
XRD-analyse	Montmorillonitt Dickitt Kaolinitt Kloritt Muskovitt Kvarts	Montmorillonitt Dickitt Kaolinitt Kloritt Muskovitt Kvarts Palygorskitt Vermikulitt	Montmorillonitt Dickitt Kaolinitt Kloritt Muskovitt Palygorskitt Vermikulitt	13

Prepareringen av prøveserien fra profilnummer 3528 gikk greit uten tendenser til fnokking. Til tross for varierende grad av finstoff var det mer enn nok finstoffmateriale til å utføre analysene. Alle de tre prøvene ligger over Statens vegvesen sitt krav på >0,5 MPa for ustøpning, avhengig av bredden på sonen. Ved pelnummeret forekom det flere sprekkesett med sleppmateriale, men det ble forsøkt å teste prøver man antok kom fra samme sprekkesett. En vurdering av nødvendige sikringstiltak er utført i Kapittel 6.

Profilnummer 4390

Figur 4-24 og Figur 4-25 viser prøvematerialet som ble innhentet fra profilnummer 4390. Prøve L4390-1 ble innhentet av Statens vegvesen under driving, mens Prøve L4390-2 ble innhentet som del av masteroppgaven. Ved innhenting av Prøve L4390-2 var store deler av tunnelveggen påført sprøytebetong, og prøven ble derfor hentet i underkant av sprøytebetongen. Formålet med å hente inn prøve 4390-2 var å teste to prøver i et område der man visste at man hadde aktiv svelleleire. Da denne prøven ble hentet ble det observert en sprekk i sprøytebetongen ved dette profilnummeret, se Figur 4-29.



Figur 4-24: Prøve 4390-1.

Beskrivelse av prøve L4390-1:

Materialet ble innsamlet av Statens vegvesen, og det er ikke gitt nærmere beskrivelser av prøvelokasjon.

Prøvematerialet bestod av et større prøvestykke som fremstod som en relativt kompetent bergart, samt flere mindre biter av tilsvarende materiale, med noe mer smuldrende konsistens. En noe sleip overflate gav mistanke om at det kunne være svellende materiale i prøven.



Figur 4-25: Prøve 4390-2.

Beskrivelse av prøve L4390-2:

Materialet ble innsamlet i en omtrent 30 cm bred sone ved profilnummer 4390, helt nede i vegg, i underkant av påført sprøytebetong. Det ble observert sprekker i sprøytebetongen ved innhenting av prøven.

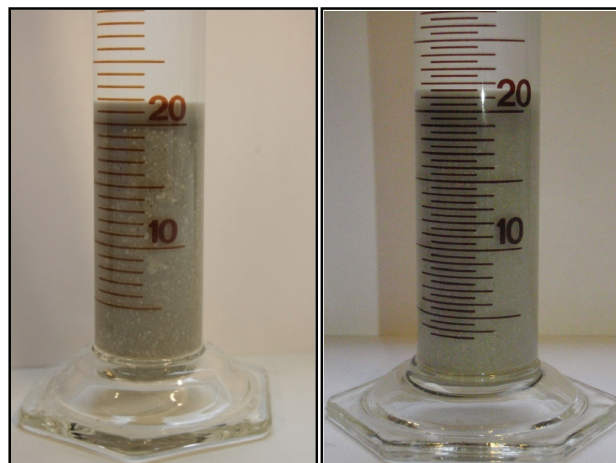
Prøvematerialet bestod av større biter som fremstår som bergartsfragmenter, samt sand og grus sammenkittet av leire. Også denne prøven hadde en noe sleip overflate.

Den store klumpen fra Prøve L4390-1, Figur 4-24, løste seg gradvis opp i kontakt med vann, se Figur 4-26, og leire kunne gradvis skrelles av litt etter litt (bilder opp). Til slutt var hele prøven oppløst (bilde nede til venstre) og bare noen få intakte bergartsfragmenter (bilde nede til høyre) kunne fjernes før avslemming. Også for Prøve L4390-2 løste tilsynelatende kompetente bergartsfragmenter seg opp.



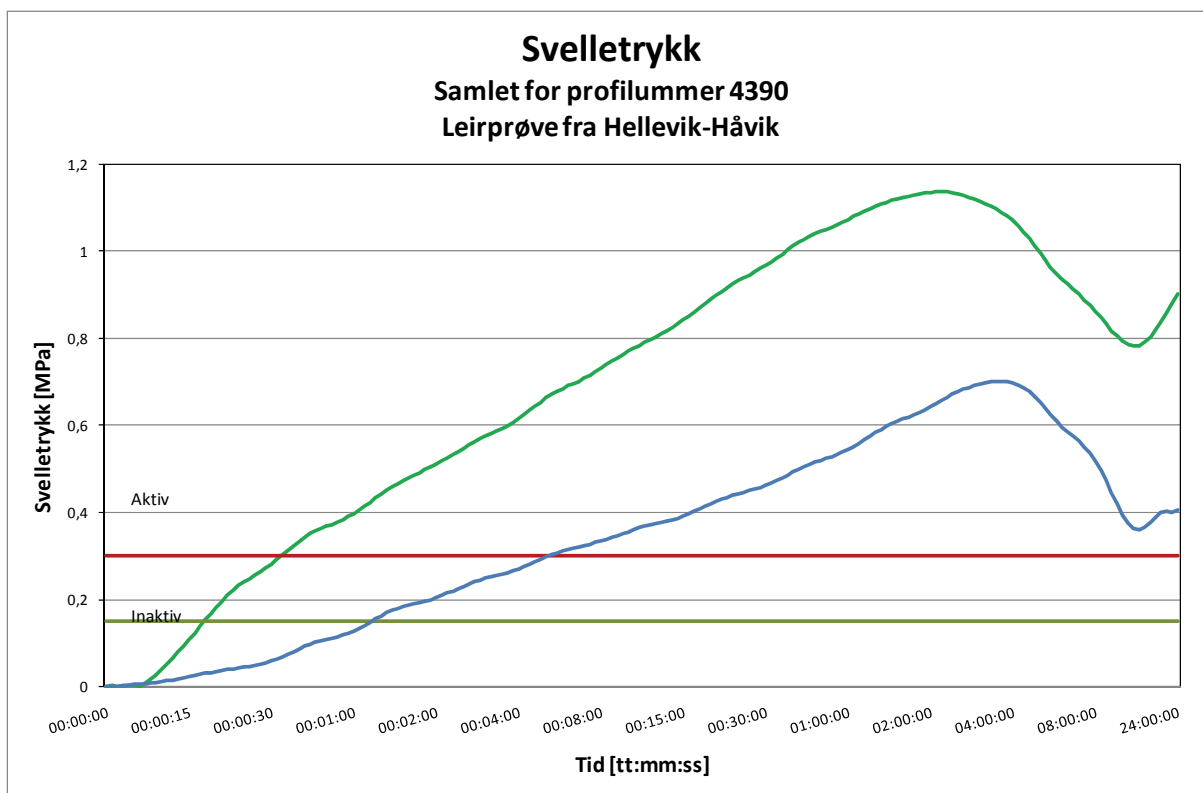
Figur 4-26: Preparering av prøve 3290-1.

Avlesing av fri svelling for prøve L4390-1 og L4390-2 viste henholdsvis ca. 218 % og 230 %, se Figur 4-27.



Figur 4-27: Avlesing av fri svelling for prøve L4390-1 (venstre) på ca. 220 % og L4390-2 (høyre) på ca. 230 %.

Utvikling av svelletrykk for de to prøvene fra profilnummer 4390 er gitt i Figur 4-28, med høyeste svelletrykk målt til 0,70 MPa for prøve L4390-1 og 1,14 MPa for prøve L4390-2.



Figur 4-28: Utviklingen av svelletrykk (instrumentert ødometer) for de to prøvene ved profilnummer 4390; 4390-1 (blå) og 4390-2 (grønn). Se Vedlegg 13 for analyser av hver enkelt prøve.

Oppsummering av analyseresultatene er gitt i Tabell 4-17. Det er påvist montmorillonitt i begge prøvene under XRD-analysen (se Vedlegg 13). Også de glykolbehandlede prøvene gir en klar indikasjon på forekomst av svellende mineraler.

Tabell 4-17: Analyseresultater for prøveserien fra profilnummer 4390.

Analyse	Resultat		Vedlegg	
	L4390-1	L4390-2		
Fri svelling	218 %	230 %	14	
Andel materiale < 20 µm	26 %	18 %	14	
Høyeste svelletrykk	0,63 MPa (manuell)	0,70 MPa (instrumentert)	1,14 MPa (instrumentert)	14
XRD-analyse	Montmorillonitt Kaolinitt Saponitt Beidelitt Palygorskitt Zaheritt Muskovitt	Montmorillonitt Vermikulitt Muskovitt Kloritt	13	

For Prøve L4390-1 ble det testet svelletrykk både på manuelt og instrumentert ødometer. Bakgrunnen for å kjøre prøven dobbelt var at man ønsket å teste hvor stort avvik det var mellom manuell og instrumentert testing av svelletrykk for en såpass aktiv prøve. Resultatet følger tidligere erfaringer hos SINTEF, der man har erfart at instrumentert ødometer gir et noe

høyere svelletrykk. Dette har bakgrunn i at man ved automatisk testing klarer å holde et konstant volum bedre enn ved manuell justering. I tillegg har man kontinuerlig logging, og man unngår derfor å ”miste toppunktet”, noe som kan skje dersom manuell avlesning skjer like før og like etter maksimalverdien. Ved manuell justering kan man også risikere å korrigere volumet for mye, slik at man ”dreper” prøven i form av kollaps (Dahl, 2011).

For sammenligning mellom prøve L4390-1 og L4390-2 i Figur 4-28 blir det bare tatt hensyn til verdiene målt på det instrumenterte ødometeret. Denne prøvetakingen viser tydelig at man kan få en stor differanse, her på hele 0,44 MPa, mellom to prøver hentet fra samme profilnummer og antatt samme sone. Resultatene viser at prøver med veldig like verdier for fri svelling, kan ha stort avvik i svelletrykk. Dette understreker at fri svelling bare gir en indikasjon for svelletrykket, og at det ikke finnes en klar korrelasjon. De to prøvene har også ganske stor variasjon i mineralsammensetning. Dette viser at det innenfor et forholdsvis begrenset område kan være stor forskjell i mineralsammensetning av sleppematerialet. Da Prøve L4390-2 ble hentet ble det observert en sprekk i sprøytebetongen, se Figur 4-29.



Figur 4-29: Prøve L4390-2 er hentet fra en tydelig leirsone ved profilnummer 4390 (venstre). I sprøytebetongen over sonen (venstre bilde) er det tydelige sprekker i sprøytebetongen. Nærbilde av sprekken på bildet til høyre.

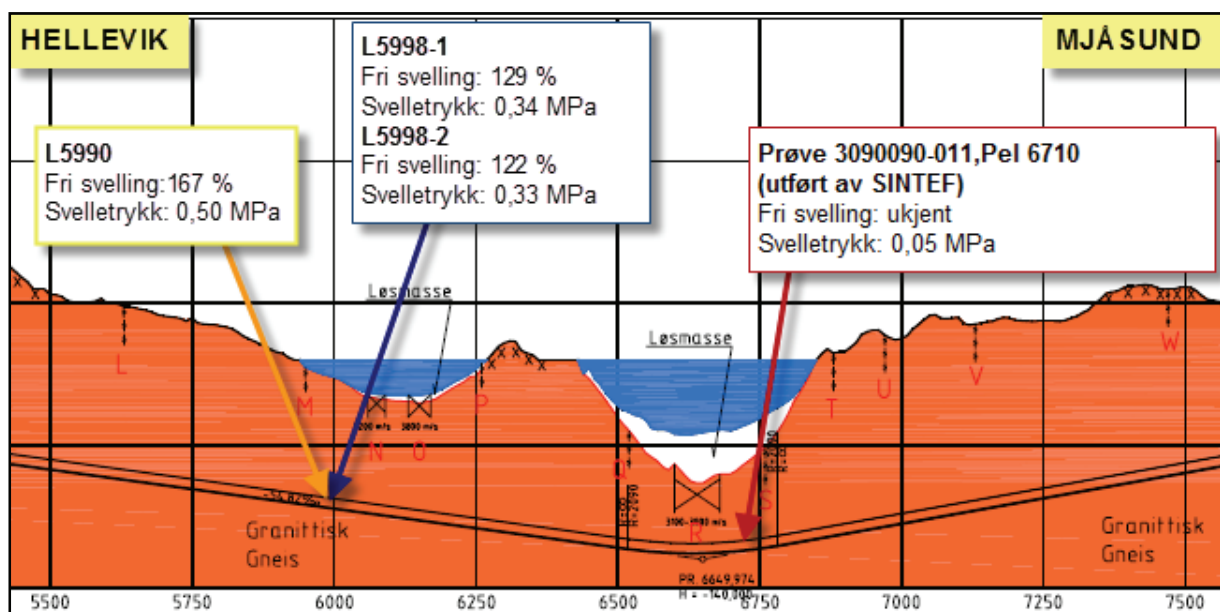
Prøve L4390-1 kan beskrives som en prøve med *stor aktivitet*, mens prøve L4390-2 er *meget aktiv* ut fra klassifiseringen i Tabell 4-12. Begge prøvene fra profilnummer 4390 ligger over Statens vegvesen sin grense på 0,5 MPa for full utstøpning, avhengig av bredde av sonen. Den sprukne betongen er et bevis på aktiviteten i denne sonen, og nærmere sikringstiltak er vurdert i Kapittel 6.

4.2.2.2. Førresfjorden

Under innhenting av leirprøver i april var permanent sikring tilnærmet ferdig installert for stoffen fra Mjåsund. På grunn av lite tilkomst til sleppemateriale ble det i samråd med Statens vegvesen vurdert å være lite hensiktsmessig å forsøke å hente prøver av sleppemateriale fra denne stoffen. Fra drivingen på denne stoffen ble det i desember 2010 testet en prøve ved profilnummer 6710, og svelletrykket fra denne prøven viste at det var en inaktiv prøve. Svelletrykket fra denne prøven har blitt tatt med som en del av vurderingsgrunnlaget for permanent sikringen som har blitt utført på Mjåsund (Moen, 2011a).

For stoffen Hellevik – Mjåsund ble det under besøket den 7.4.2011 innhentet to prøver ved stoffen på profilnummer 5998, se Figur 4-30. Ved tidspunktet for innhenting av prøvene var entreprenøren i gang med å påføre sprøytebetong, og tilgang til stoffen var begrenset. Det var derfor ikke mulig å ta prøve i stoffen, og det ble i stedet hentet en prøve fra venstre side og en prøve fra høyre side i tunnelen, like over sålen der det ikke var påført sprøytebetong. De to sonene kunne sees i stoffen som kryssende soner, fallende mot henholdsvis høyre og venstre side av tunnelen. Prøvene ble tatt anslagsvis 2-3 meter fra stoffen, omtrent ved profilnummer 5996. Prøvene har blitt navngitt med profilnummer 5998 siden dette var profilet for stoffen. I tillegg til denne prøven var det tre dager i forveien blitt samlet inn en prøve av Statens vegvesen fra profilnummer 5990. På grunn av få meter i mellom prøvetakingene har det blitt valgt å se disse tre prøvene i sammenheng.

Ved alle de tre lokasjonene på Hellevik-Mjåsund-stoffen var det vanskelig å få mye materiale på grunn av påført sprøytebetong, og materialet som ble testet for fri svelling ble derfor tørket og malt på ny for å ha nok materiale til å kjøre svelletrykk på 20 gram prøve. På grunn av lite prøvemateriale, relativt lave tall for fri svelling, samt stor pågang på kjemisk laboratorium, ble det ikke kjørt XRD-analyse på disse prøvene.



Figur 4-30: Sleppeprofil for tunnelen under Førresfjorden. Prøven fra Mjåsund (profil 6710) ble innhentet av Statens vegvesen og testet av SINTEF før masteroppgaven startet.

Profilnummer 5990 og 5998

Figur 4-31, Figur 4-32 og Figur 4-33 viser bilder og beskrivelser av de tre prøvene.



Figur 4-31: Prøve L5990.

Beskrivelse av prøve L5990:

Prøve innhentet fra høyre side i tunnelen av Statens vegvesen 5/4-2011, to dager før egen prøveinnhenting.

Prøven bestod av veldig lite prøvemateriale, og det er ikke gitt en nærmere beskrivelse av prøvelokasjon.

Prøven består av grønnlig til grå leire, med enkle bergartsfragmenter på noen få centimeter. I tillegg til grønnlig til grå leire er det litt innslag av lysere, nesten hvit, leire.



Figur 4-32: Prøve L5998-1.

Beskrivelse av prøve L5998-1:

Prøven er hentet fra en sleppe nede i venstre side av tunnelen. Sleppen er antatt å være den samme som man så vidt kunne se i stoffen fallende mot venstre.

Prøven fremstår som en mørk grønnlig masse av sammenkittet sand, grus og stein. Noen av fragmentene er på 6-7 cm, og har en mer hvit leire på overflatene. Det ble funnet 3 plastfiber i prøven.



Figur 4-33: Prøve 5998-2.

Beskrivelse av prøve L5998-2:

Prøven er hentet fra en sleppe nede i høyre side av tunnelen. Sleppen er antatt å være den samme som man så vidt kunne se i stoffen fallende mot høyre.

Prøvematerialet er en mørk grønnlig til grålig leire, med innslag av sand og grus. Enkelte av bergartsfragmentene er opptil 2-3 cm. Prøven er ikke utpreget glatt å ta på. I denne prøven ble det funnet 2 plastfibre.

Det ble antatt som sannsynlig at det var en viss forskjell i mineralsammensetning og svulleegenskaper mellom sonene ved profil 5990 og 5998. Prøvene fra profil 5998 er hentet fra to kryssende soner.

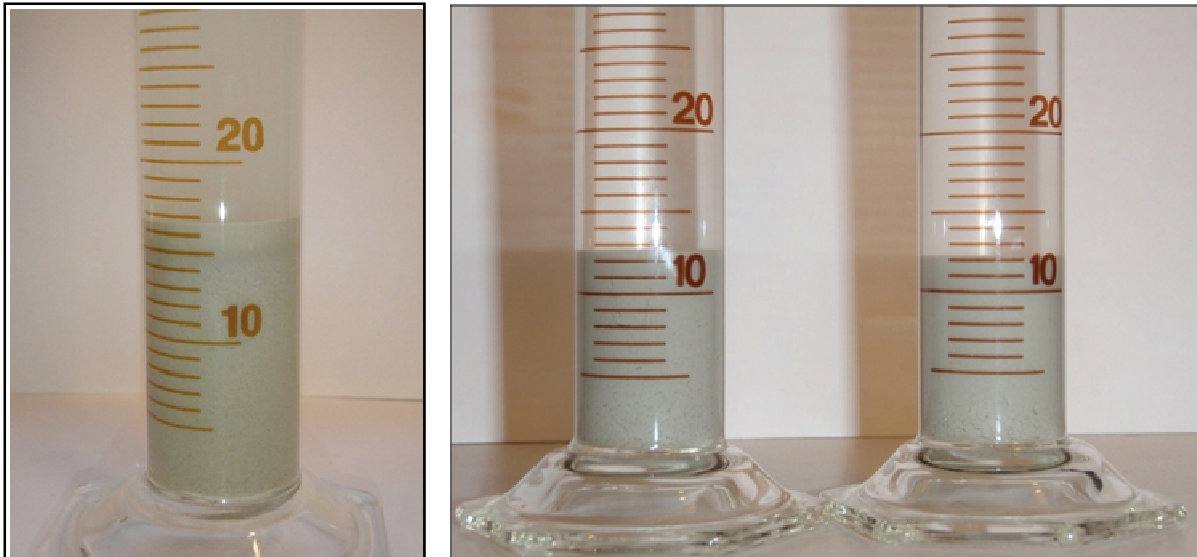
For begge prøvene fra profil 5998 var det mye fnokking under avslemmingsprosessen (se Figur 4-34). Basert på at det ble funnet plastfiber i prøvene var det mistanke om at prøvene kunne inneholde noe sprøytebetong selv om dette ble forsøkt unngått under prøvetakingen. Det at prøvene fnokket veldig kan være en indikasjon på sprøytebetong, da dette har vært et fenomen ved prøver forurenset av sprøytebetong på andre prosjekter (Dahl, 2011). Fnokkingen medførte at materialet måtte tynnes ut i flere avslemmingssylindere, og prepareringen tok lang tid.

Hvor vidt forekomst av sprøytebetong har innvirket på analyseresultatene er ikke studert videre. Det antas at analysene gir et representativt bilde for sleppematerialet ved dette profilnummeret. I prøvene er det funnet bergartsfragmenter på flere cm, noe som gir en lavere finstoffandel ($<20\mu\text{m}$).



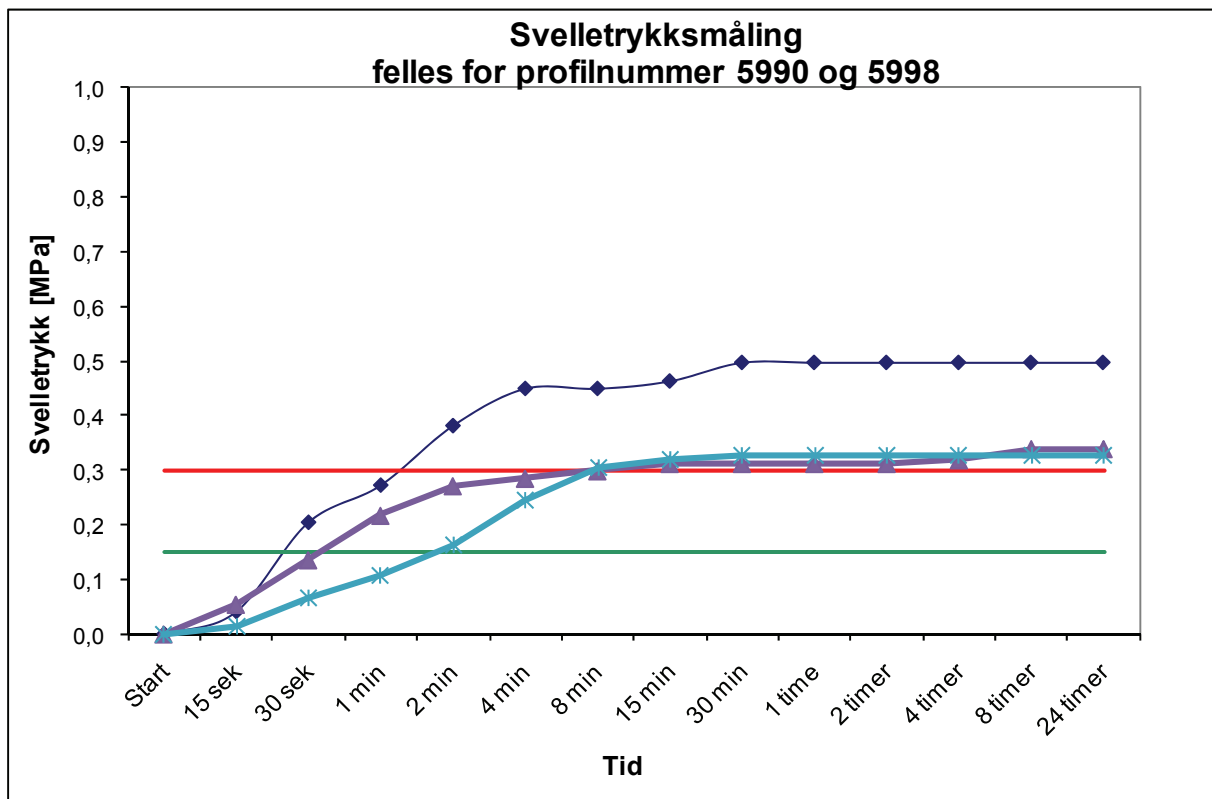
Figur 4-34: Preparering av prøve L5998-1.

Figur 4-35 viser de tre prøvene fra profil 5990 og profil 5998 ved avlesning av fri svelling. Avlesningene er henholdsvis 167 %, 129 % og 122 % fri svelling.



Figur 4-35: Bilde av fri svelling for L5990 (venstre), L5998-1 (til venstre i høyre bilde) og L5998-2 (til høyre i høyre bilde). Avlesningene er henholdsvis 167 %, 129 % og 122 % fri svelling.

Figur 4-36 viser utvikling i svelletrykk for de tre prøvene:



Figur 4-36: Utviklingen av svelletrykk for de tre prøvene ved profilnummer 5998 og den ene prøven fra profilnummer 5990; L5998-1 (lilla/trekant) og L5998-2 (lys blå/kryss), samt L5990 (mørk blå/firkant). Se Vedlegg 14 for analyser av hver enkelt prøve.

Tabell 4-18 og Tabell 4-19 oppsummerer de avleste resultatene for prøvene ved henholdsvis profil 5990 og profil 5998.

Tabell 4-18: Analyseresultater for prøve L5990.

Analyse	Resultat	Vedlegg
Fri svelling	167 %	14
Andel materiale <20µm	16 %	14
Svelletrykk	0,50 MPa	14
XRD-analyse	Ikke utført	-

Tabell 4-19: Analyseresultater for prøveserien fra profilnummer 5998.

Analyse	Resultat		Vedlegg
	L5998-1	L5998-2	
Fri svelling	129 %	122 %	14
Andel materiale <20 mm	4 %	4 %	14
Svelletrykk	0,34 %	0,33 %	14
XRD-analyse	Ikke utført	Ikke utført	-

De to prøvene tatt litt fra stoffen ved profilnummer 5998 fremstår som veldig like både i fri svelling og svelletrykk, og det er dermed antatt at sonematerialet er veldig likt. Avviket i fri svelling er innenfor det avviket man må forvente for prøver av samme materiale, da det er umulig å få identisk mengde stoff og pakningsgrad i målesylindren (Dahl, 2011).

De to prøvene L5998-1 og L5998-2, hentet omtrent ved profilnummer 5996, er akkurat innenfor grensen til å klassifiseres som prøver med *stor aktivitet* (se Figur 4-11), men under Statens vegvesen sitt krav om utstøpning på >0,5 MPa ved stor nok bredde (Statens Vegvesen, 2010a). Prøve L5990 kan også klassifiseres som en prøve med *stor aktivitet*, og ligger på grensen til kravet om utstøpning ved stor nok bredde (Statens Vegvesen, 2010a). Vurdering av sikringstiltak vil bli nærmere diskutert i Kapittel 6.

Prøvene fra profilnummer 5990 og 5998 ble testet på manuelt ødometer fordi de var antatt å ha lavere svelletrykk enn de ovenstående prøvene. Det går tydelig frem at man får en flatere avslutning på svelletrykksgrafene her enn for de prøvene som kjøres på det instrumenterte ødometeret (se Figur 4-36). Dette kan delvis forklares med at prøver med høyt svelletrykk har en klarere topp enn prøver med lavere svelletrykk (Brekke, 1965), se Vedlegg 15. Samtidig er det lettere å "miste" toppen av kurven ved manuell justering av ødometeret på grunn av lengre tid mellom hver avlesning, og større fare for å "drepe" prøven ved for mye volumkorleksjon (Dahl, 2011). Testing på manuelt ødometer er mer operatørvhengig enn testing på instrumentert ødometer. Ved instrumentert testing av prøve L5990 er det sannsynlig at målt svelletrykk ville vært over grensen for full utstøpning på >0,5 MPa.

Profilnummer 6710

Denne prøven er testet av SINTEF, før masteroppgaven tok til. Testrapport er vedlagt i Vedlegg 14, og resultatene er gjengitt i Tabell 4-20. Det er valgt å ta med denne prøven selv om stoffen fra Mjåsund er ferdig drevet for å ha med en måling av svelletrykk fra alle stoffene, og dermed ha mest mulig oversikt over forekomsten av svellende materiale i Karmøy-tunnelen.

Tabell 4-20: Analyseresultater for prøve av sleppemateriale fra profil 6710 (SINTEF, 2005).

Analyse	Resultat	Vedlegg
Fri svelling	Ukjent	-
Andel materiale <20 µm	Ukjent	-
Svelletrykk	0,05 MPa	14
XRD-analyse	Ikke utført	-

4.2.3 Oppsummering og diskusjon av sleppemateriale

En samlet oversikt over analyseresultater produsert under masteroppgaven er gitt i Tabell 4-21. Parallelt med det avsluttende arbeidet med masteroppgaven har SINTEF på oppdrag fra Statens Vegvesen utført supplerende tester av sleppemateriale for T-forbindelsen. Resultatene er gitt i Tabell 4-22.

Tabell 4-21: Oppsummering av analyseresultater for sleppemateriale.

Provenr.	Bergartsbeskrivelse		Bergartsegenskaper		
	Bergart	XRD-analyse	Fri svelling [%]	Svelletrykk* [MPa]	Andel materiale <20µm [%]
L2866 Kjerneprøve Håvik	Leirprøve (mørk) fra kjernekasse	Muskovitt Dickitt Kloritt-serpentin Kloritt Kaolinit	105 (Lite aktiv)	0,09 (I) (Lite aktiv)	26
L2925 Tunnelpøve Håvik	Leirprøve (mørk) hentet nede i høyre vegg noen få meter fra stoffen	Ikke utført	110 (Lite aktiv)	Ikke utført	3
L3528-1 Kjerneprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve hentet nede i høyre vegg ca. 7 meter fra stoffen i en 10-15 cm sone.	Montmorillonitt Dickitt Kaolinit Kloritt Muskovitt Kvarts	389 (Aktiv)	0,88 (I) (Meget aktiv)	8
L3528-2 Kjerneprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve hentet nede i stoffen omtrent en meter til venstre fra midten av stoffen. Sonebredde på opptil 10 cm.	Montmorillonitt Dickitt Kaolinit Kloritt Muskovitt Kvarts Palygorskitt Vermikulitt	349 (Aktiv)	0,67 (I) (Stor aktivitet)	31
L3528-3 Kjerneprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve hentet fra kurven oppe i venstre vederlag fra en åre/sleppe på 5-10 cm.	Montmorillonitt Dickitt Kaolinit Kloritt Muskovitt Palygorskitt Vermikulitt	335 (Aktiv)	0,81 (I) (Meget aktiv)	19
L4390-1 Kjerneprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve innhentet av Statens vegvesen	Montmorillonitt Kaolinit Saponitt Beidelitt Palygorskitt Zaheritt Muskovitt	218 (Aktiv)	0,63 (M) (Stor aktivitet) 0,70 (I) (Stor aktivitet)	26
L4390-2 Kjerneprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve innsamlet fra en ca. 30 meter bred sone nede i veggen ved profilnummer 4390.	Montmorillonitt Vermikulitt Muskovitt Kloritt	230 (Aktiv)	1,14 (I) (Meget aktiv)	18
L5990 Tunnelpøve Hellevik-Mjåsund	Leirprøve hentet fra høyre side i tunnelen av Statens vegvesen	Ikke utført	167 (Aktiv)	0,50 (M) (Stor aktivitet)	16
L5998-1 Tunnelpøve Hellevik-Mjåsund	Leirprøve hentet fra sleppe nederst i venstre side av tunnelen	Ikke utført	129 (Middels aktiv)	0,34 (M) (Stor aktivitet)	4
L5998-2 Tunnelpøve Hellevik-Mjåsund	Leirprøve hentet fra en sleppe nede i høyre side av tunnelen	Ikke utført	122 (Middels aktiv)	0,33 (M) (Stor aktivitet)	4
L6710 (SINTEF) Mjåsund	Leirprøve innsendt av Statens vegvesen.	Ikke utført	-	0,05 (M) (Lite aktiv)	-

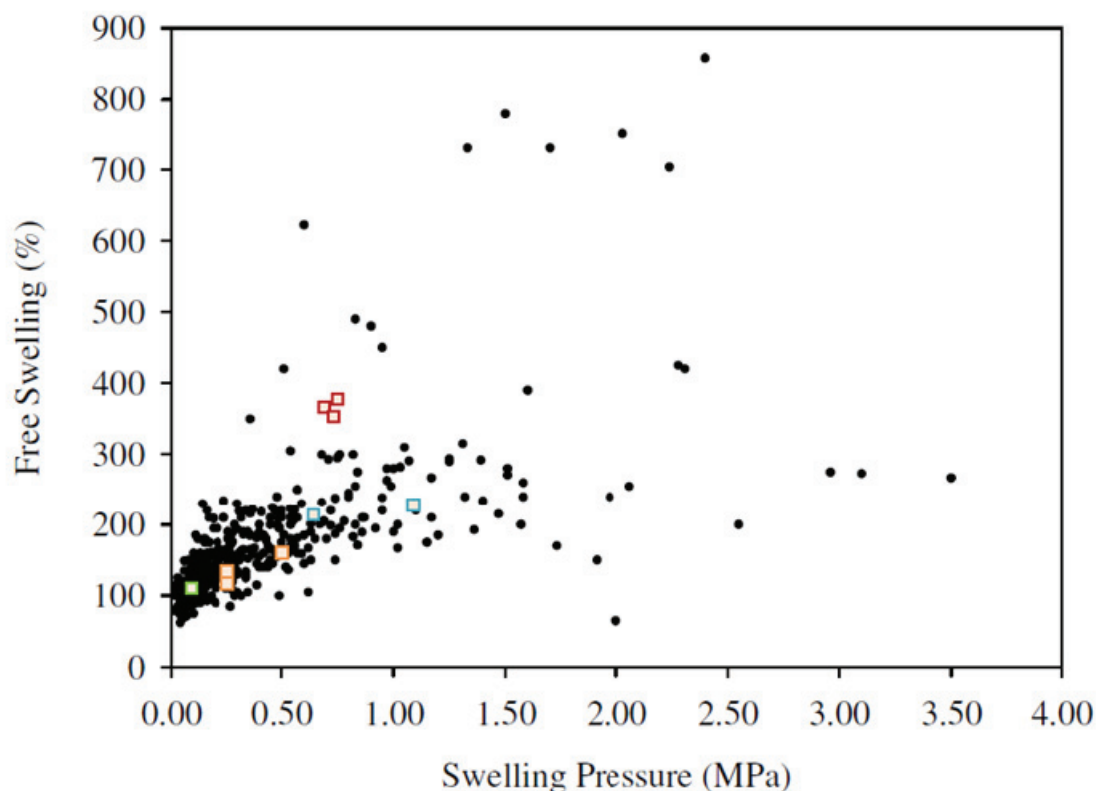
*Svelletrykk er kjørt på instrumentert (I) eller manuelt (M) ødometer.

Tabell 4-22: Prøver testet etter at laboratoriearbeidet i masteroppgaven ble avsluttet (SINTEF, 2011).

Profilnr.	Bergartsbeskrivelse		Bergartsegenskaper		
	Bergart	XRD-analyse	Fri svelling [%]	Svelletrykk [MPa]	Andel materiale <20µm [%]
2974 (Håvik)	Leirprøve Testet av SINTEF 3.-11. mai 2011	Ikke utført	110 (lite aktiv)	0,06 (inaktiv)	12

Prøvene som har blitt analysert i masteroppgaven har vært innhentet ved mer eller mindre tilfeldige stuffer som var tilgjengelige ved tidspunkt for prøveinnhenting. Prøvene L4390-1 og L2866 er derimot plukket av Statens Vegvesen på grunn av mistanke om svellende egenskaper. Under innhenting ble det forsøkt å plukke flere prøver fra samme lokasjon, for å få et bilde av representativiteten av prøvematerialet. I tillegg var det ønskelig å undersøke sammenhengen mellom fri svelling og svelletrykk. Analysene har vist at de største svelletrykkene er funnet i fyllitt og gneisbergarter vest for Karmsundet.

For å få et bilde både av representativitet og forholdet mellom fri svelling og svelletrykk har alle de aktuelle prøvene blitt plottet sammen med data fra om lag 500 svellestester utført av SINTEF i Figur 4-37 (Mao, et al., 2011b).



Figur 4-37: Datasett med testede leirprøver plottet for svelletrykk og fri svelling (Mao, et al., 2011b). Prøvene testet for både fri svelling og svelletrykk under masteroppgaven er omtrentlig plassert i diagrammet; L2866 (grønn), L5900/L5998-1/L5998-2 (oransje), L4390-1/L4390-2 (blå) og L3528-1/L3528-2/L3528-3 (rød).

Tallmaterialet i Figur 4-37 har fra tidligere studier antydnet at det synes å være en positiv korrelasjon mellom verdier for fri svelling og svelletrykk under 1 MPa. For hele datasettet er

det derimot ikke påvist en tydelig korrelasjon (Mao, et al., 2011b). Figur 4-37 viser at det ikke nødvendigvis er leirene med de høyeste målingene for fri svelling som gir de høyeste verdiene for svelletrykk. Denne tendensen ses også i datamateriale presentert fra tidligere norske fjellanlegg (se Vedlegg 15). Analysene fra Karmøy-tunnelen stemmer godt med tidligere erfaringer. Det er ikke mulig å si ut fra analysene for fri svelling hvilke av prøvene som vil gi det høyeste svelletrykket. Prøve L4390-2 har eksempelvis lavere fri svelling enn samtlige av prøvene hentet fra profil 3528, men langt høyere svelletrykk. Dette er med på å understreke at fri svelling bare er en indekstest, og at måling av svelletrykk må utføres som grunnlag for valg av sikring. Prøvene som ble testet i rundkjøringen er bare testet for fri svelling, og gir bare en indikasjon på at det forekommer svelleleire.

Når det gjelder representativitet kan prøvene ved profilnummer 3528 (rød firkant) antas å representere samme sone ut fra relativt like analyseresultater både for svelletrykk og mineralogi. De to prøvene fra profilnummer 5998 (oransje firkant) ligger også forholdsvis nærme, og det kan antas at de to kryssende sonene har tilsvarende sonematerialet. Avviket ved profilnummer 3528 og 5998 kan trolig komme fra feilkilder ved ødometertesten alene.

Prøven fra profil 5990 har høyere svelletrykk enn prøvene hentet i nærheten av profil 5998, og antagelsen om at det ville være forskjell i sonematerialets egenskaper stemmer. Ved en vurdering av full utstøpning i området ville en prøve fra profil 5990 kunne medført ekstra sikringstiltak, ved stor utbredelse. En prøve 6-8 meter senere, ved profil 5998, ikke ville oppfylt kravene til full utstøpning med tanke på svelletrykk $> 0,5$ MPa. Andelen av finstoff er også langt høyere for prøven fra profil 5990. Å basere valget av permanentsikring på bare en prøve kan, til tross for at sleppematerialet er visuelt sett likt, gi helt ulike sikringstiltak avhengig av hvor man plukker prøven.

Undersøkelse av representativitet er tidligere blitt utført i en prosjektoppgave av Jan Erik Hetlebakke i 1991 (Nilsen, 2008) og en diplomoppgave i 1996 (Tyssekvam, 1996). Prøvene var innhentet fra henholdsvis Tevla overføringstunnel og Romeriksporten. For Romeriksporten varierte resultatene fra 4 prøver i samme sone mellom 0,22-0,78 MPa, noe som gjør at en enkeltprøve ikke kan kalles representativ for sonen (Tyssekvam, 1996). Den mest nærliggende årsaken var her antatt å være variasjon i mineralinnhold innad i sonen. For Tevla overføringstunnel varierte tre prøver i sone A mellom 0,04-0,64 MPa, og tre prøver fra sone B mellom 0,26-1,64 MPa (Nilsen, 2008).

Ved profilnummer 4390 (blå firkanter, Figur 4-37) er det stort avvik mellom analyseresultatene. Selv om prøvene har forholdsvis lik fri svelling, er det stor variasjon i svelletrykket. Andelen av finstoff er noe høyere i prøve L4390-2 enn for prøve L4390-1. XRD-analysen viser også en klar forskjell i mineralogisk innhold. Dessverre har det ikke blitt tallfestet mengden av montmorillonitt i de to prøvene. Avviket mellom disse prøvene viser at det er en usikkerhet i representativitet av leirprøver med hensyn til svelletrykk. I dette tilfellet ville begge prøvene medført utstøpning ved stor nok forekomst, men alvorligheten av sonen ville trolig blitt oppfattet ulikt i de to tilfellene. Prøvene testet i denne masteroppgaven, spesielt prøven ved profil 4390, støtter tidligere studier som har vist at målt svelletrykk kan variere enormt innen samme sone.

For prøvene testet i dette kapittelet er det mest sannsynlig at det er variasjon i mineralogi som er hovedårsaken til avviket i fri svelling og svelletrykk for prøvene. I tillegg kan noe av variasjonen ha bakgrunn i prøvepreparering og testing. De mest aktive prøvene er kjørt på instrumentert ødometer, også prøvene fra profilnummer 4390 der avviket var størst, noe som reduserer sjansen for operatørvhengige feilkilder.

Testingen av sleppemateriale fra T-forbindelsen har påvist at det forekommer svelleleire i tunnelen, noen steder med svelletrykk som klassifiserer leiren som meget aktiv. Tre av de seks lokasjonene testet i masteroppgaven har svelletrykk større eller lik 0,5 MPa. Dette er profilnummer 3528, 4390 og 5990. Ved profilnummer 3528 var det tilfeldigheter ved innhenting, og ikke mistanke om svellende materiale som medførte testingen. Dette viser at en visuell inspeksjon ikke nødvendigvis vil gi mistanke om svellende sleppemateriale.

Det understrekes at laboratorietester alene ikke er fasitsvaret på om sleppematerialet vil kunne gi stabilitetsproblemer. I tillegg til den potensielle svelleevnen vil faktorer som blant annet bredde og orientering, hyppigheten av soner, tilførsel og sammensetning av vann, karakteristikken til sidebergarten og dimensjonene til tunnelen spille en rolle ved analyse av stabilitetsproblemer og permanentsikring (Mao, et al., 2011a). Å overføre resultatene fra laboratoriemålinger til in-situ forhold er vanskelig og komplekst. Uttrykket for potensiell svelleevne kan ikke brukes direkte som et tall for styrke på konstruksjonen for det avhenger av så mange andre parametre. Spesielt er det viktig å huske at bare den fineste fraksjonen blir testet i laboratoriet. In-situ er ofte sleppematerialet blandet med stein og større fragmenter, og resultatene vil være ulike enn for ren leire. Selv om det er gjort en del undersøkelser, eksempelvis hovedoppgaven til Tyssekvam (1996), er det helt klart behov for videre forskning på området. Prøvene testet i masteroppgaven gir likevel et grunnlag for å vurdere valg av permanentsikring ut fra de kravene som gjelder. Dette gjøres i Kapittel 6.

De viktigste punktene fra testingen av sleppemateriale oppsummeres som følgende:

- I masteroppgaven er det påvist svelleleire med svelletrykk større eller lik 0,5 MPa ved 3 av 6 testede lokasjoner i Karmøytunnelen.
- De høyeste svelletrykkene er målt i vest på Fosen i områder med fyllitt og gneis
- Visuell inspeksjon trenger ikke gi mistanke om svellende sleppemateriale.
- Det er ikke en tydelig korrelasjon mellom fri svelling og svelletrykk for de testede prøvene.
- Tilsynelatende likt sleppemateriale kan ha stor forskjell i mineralogi, finstoffandel og svelletrykk.
- Å basere valget av permanent sikring på bare én prøve kan, til tross for at sleppematerialet visuelt sett er likt i området, medføre ulike sikringstiltak avhengig av hvor man plukker prøven.

Kapittel 5 Undersøkelsesomfang

En del av masteroppgaven har vært å se på hvor dekkende de utførte forundersøkelsene for T-forbindelsen har vært for de faktisk opptredende forhold. En gjennomgang av prognoser og erfaringer har blitt gjort i Kapittel 3, mens egne laboratorieundersøkelser har blitt gjennomgått i Kapittel 4. Dette kapitlet gir en vurdering av omfanget av undersøkelsene, både forundersøkelser og undersøkelser under driving, og hvorvidt det menes at disse har vært dekkende og tilstrekkelige. Som innledning til undersøkelsesomfanget gis det en gjennomgang av de geologiske forhold som har kunnet utgjøre en potensiell risiko ved driving i undersjøiske områdene, og som dermed er viktige å avdekke ved hjelp av forundersøkelser og undersøkelser under driving.

5.1 Problemstillinger for driving av undersjøiske tunneler

Det er umulig å innhente helt nøyaktig informasjon om bergforholdene langs en tunnel eller et bergrom før bygging. Dette gjelder også for Karmøytunnelen, selv om man her har parallelle tunneler ca. én kilometer sør for tunneltraséen. Det vil derfor alltid foreligge en viss usikkerhet om byggematerialet, altså hvilke forhold tunnelen vil møte under drivingen. I tillegg til usikkerheten er det en del spesielt vanskelige bergforhold som ofte må tas ekstra hensyn til. De typer av potensiell geologisk fare som representerer en risiko ved tunneldriving, er i hovedsak listet som (NTNU/NFF/NBG, 2010):

- Dårlig bergmassekvalitet med meget lav stabilitet og ståtid ("stand up time").
- Vannførende soner i berget (for eksempel ved karstkanaler), eller store åpne sprekker.
- Kombinasjon av høy permeabilitet og rasfarlige masser, for eksempel lag med dårlig konsoliderte sedimenter som medfører "flowing-ground" oppførsel slik man erfarte ved Bjørøytunnelen.
- Svellende berg med lave friksjonsegenskaper og stor belastning på sikring. Erfaring fra "konvensjonelle" tunneler har vist at svelling av smektitmineraler er den viktigste rasårsaken, og særlig problematisk ser det ut til å være med en kombinasjon av smektit og andre "problem-mineraler" som kalkspat og kloritt. Store mengder svelleleire samt kloritt og talk indikerer lav skjærfasthet og dårlig stabilitet.

Konsekvensene av slike geologiske forhold vil i verste fall kunne medføre:

- Ras i tunnelen
- Vanninnbrudd som medfører drukning av tunnelen
- Skade på personell og/eller utstyr
- Mengde- og eller tidsoverskridelser som fører til økonomiske tap
- Tap av prosjekt dersom skaden ikke lar seg reparere.

Ras og alvorlige hendelser forekommer meget sjelden i norske tunneler, men det finnes likevel eksempler på at det har forekommet ras i tunneler både under driving og etter ferdigstilling. Ras som har skjedd i ferdigstilte tunneler har i de fleste tilfeller vært knyttet til leirsoner (NFF, 2008). De minst stabile forholdene er representert av store forkastninger eller svakhetssoner, med sterkt oppknuste masser og leire, ofte med svellende mineraler.

Vanndrypp/lekkasjer i slike soner kan føre til en dramatisk reduksjon i ståtiden til berget (Nilsen, 2011).

Basert på erfaringene fra Statpipe-prosjektet er relativt høy oppsprekkingsgrad og tilstedeværelse av leire- og klorittbelegg et sannsynlig scenario for Karmøytunnelen. Dette har også vist seg å stemme godt ut fra erfaringer fra driving og laboratorieundersøkelser i masteroppgaven (se Kapittel 3 og 4).

Undersøkelsene fra Kapittel 4 viser at det forekommer aktiv svelleleire i tunnelen, og kanskje i større omfang enn man har tatt høyde for. Ved profil 4390 og profil 3528 er det påvist leirer med til dels svært høye svelletrykk. Rasene i både Oslofjordtunnelen og Hanekleivtunnelen skyldes begge undersikring av leirsoner. Også inaktive leirer kan føre til ras; i tilfeller med stor mektighet og ugunstig stilling av en leirsone kan det være nok at leirmassen blir oppbløtt og mister sin fasthet, og man kan få ras av ren tyngde, ikke nødvendigvis på grunn av høyt svelletrykk (NTNU/NFF/NBG, 2010). Prøve L2866 fra laboratorieundersøkelsene bestod av et materiale som veldig lett løste seg opp i vann, og vil ved forekomst av vann lett kunne vaskes ut og medføre dårlig stabilitet.

For å kunne iverksette risikoreduserende tiltak, som kan hindre utilsiktede hendelser i tunnelen både under driving og etter ferdigstilling, er det svært viktig med undersøkelser både i forkant og under driving.

5.2 Omfang av forundersøkelser

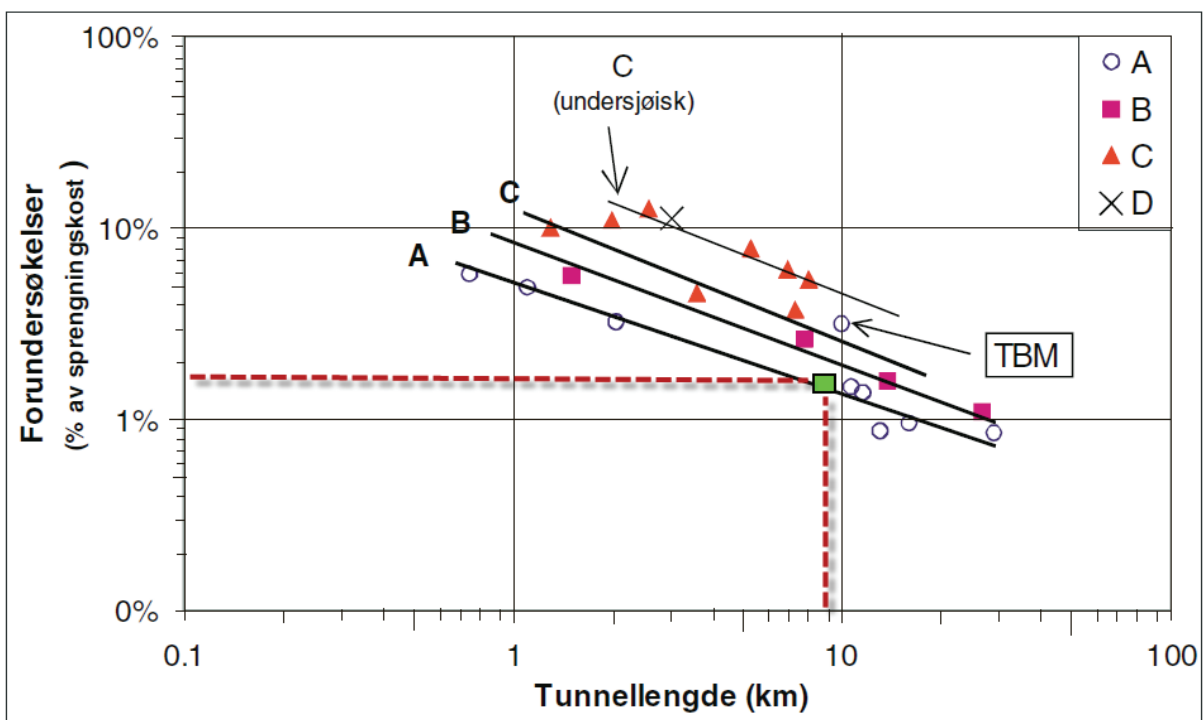
Utførte forundersøkelser ble oppsummert i Kapittel 3. Som grunnlag for å kunne vurdere omfanget av forundersøkelser i Karmøytunnelen er det valgt å bruke anbefalt undersøkelsesomfang i *Publikasjon nr. 101 - Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg* (Palmstrøm, et al., 2003), som sammenligningsgrunnlag. I denne publikasjonen er det utført en analyse av hvilket omfang grunnundersøkelsene burde hatt med hensyn til undersøkelsesmetoder og krav som det ble stilt til sikkerhet under bygging. Til tross for høyere krav til sikringsnivåer og risikoreduksjon siden 2003 da analysen ble utført, er det antatt at omfanget av nødvendige undersøkelser for å avdekke driveforholdene ikke har forandret seg vesentlig (Nilsen, 2011).

Det har blitt valgt å fokusere på de undersjøiske tunnelarmene, da det er disse som er mest utfordrende med hensyn til driving gjennom svakhetssoner og potensielle konsekvenser ved utilsiktede hendelser. Likevel vil de delene av tunnelen som ikke er undersjøiske være utsatt for problemer i forbindelse med leirsoner. Rundkjøringen har også vært en veldig kritisk del av prosjektet, og det har vært skutt fem profiler på Fosen for å kartlegge denne (Stumo, 2011).

I hovedsak er kostnadene for forundersøkelser langs de undersjøiske traséene i Karmøytunnelen knyttet til utført seismikk. Det har ikke vært utført kjerneboringer i de undersjøiske områdene under prosjekteringen av T-forbindelsen. Til sammen er det blitt skutt 6941 meter seismikk, fordelt på 23 profiler på land og i fjordene (Statens vegvesen, 2009a). Det har vært vanskelig å skille ut de undersøkelsene som har vært utført kun for de undersjøiske tunnelarmene, siden prosjekteringen og forundersøkelsene har vært utført i flere

stadier. En god del av seismikken har vært utført på land i forbindelse med rundkjøringen i fjell og ved Litlavatnet på Gismarvik (Statens vegvesen, 2009a). Det er derfor valgt å beregne forundersøkelsesomfang for hele Karmøy-tunnelen, altså de to undersjøiske traséene inkludert arm til Fosen. Det har blitt antatt at dette gir et tilstrekkelig godt estimat for de to undersjøiske tunnelarmene alene, da armen til Fosen gir et relativt lite tillegg i tunnellengde og sprengningskostnader i forhold til omfanget av seismikken som er utført for områder på land. Denne forenklingen gjør at estimatet av forundersøkelsesomfang for de undersjøiske tunneltraséene kanskje er litt høyt, snarere enn lavt.

Kostnadsregning for et tunnelprosjekt som T-forbindelsen er en omfattende affære, og har krevd flere runder med både byggherre og entreprenør. Da sprengningskostnader for prosjektet er konfidensielle er det gitt et omtrentlig anslag for sprengning og utlasting, inklusive rigg, på 120 millioner 2011-kroner for total tunnellengde på 8900 meter (Stumo, 2011). Det har blitt tatt høyde for omtrentlige lengder med fullt og halvt tverrsnitt, og hel og halv salvelengde fra kontraktutarbeidelsen. Kostnader for refraksjonsseismikk på sjø med 5 meters geofonavstand ble i 2003 anslått til ca. 200 kr/m, avhengig av omfang og beliggenhet (Palmstrøm, et al., 2003). Med indeksregulering til 1. kvartal 2011 (SSB, 2011) tilsvarer dette omtrent 270 kr/m. Dette gir en anslått totalverdi på $6941 \text{ m} * 270 \text{ kr/m} \approx 2 \text{ millioner}$ for utført seismikk. Dette har blitt brukt som et grovt anslag for forundersøkelser. Det betyr at kostnaden for forundersøkelser utgjør omtrent 1,7 % av sprengningskostnaden, se Figur 5-1. Det er ikke tatt med ingeniørgeologisk kartlegging og geotekniske undersøkelser på land.



Figur 5-1: Anbefalt undersøkelsesomfang (kostnader) som funksjon av tunnellengden for de ulike undersøkelsesklassene. Sprengningskostnader omfatter sprengning og utlasting, inklusive rigg (Palmstrøm, et al., 2003). Anslag for forundersøkelsesomfang for T-forbindelsen (1,7 %) er markert med grønn firkant i figuren.

Figur 5-1 viser anbefalt undersøkelsesomfang for de ulike undersøkelsesklassene som prosjekter ofte deles inn i (Palmstrøm, 2003). Sprengningskostnad er valgt som basis for beregning av undersøkelsesomfanget fremfor drivekostnad, fordi det under estimering ofte ikke foreligger informasjon om mengden av sikring eller tetting (Palmstrøm, et al., 2003).

T-forbindelsen er vurdert ut fra gitte undersøkelsesklasser (Palmstrøm, et al., 2003) å havne i klasse C, på grunn av høye krav til anlegget og komplisert berggrunn. I Figur 5-1 vil den øverste grafen være retningsgivende for en undersjøisk tunnel som Karmøytunnelen. Det går tydelig frem at Karmøytunnelen har et relativt lite omfang av forundersøkelser knyttet til de undersjøiske tunnelarmene, i forhold til det som anbefales for undersjøiske tunneler. Dette må ses i sammenheng med at man har utsatt store deler av forundersøkelsene til drivingen.

5.3 Utsatte forundersøkelser

Det eksisterer ingen spesielle krav til undersøkelser under bygging av tunneler, og undersøkelsene tilpasses det enkelte prosjektet (Palmstrøm, et al., 2003). Alle prosjekter som har en økonomisk ramme på mer enn 500 millioner kroner skal gjennom ekstern kvalitetssikring. Ved gjennomgang av prosjektet for tunneldriften av Karmøytunnelen ble det bestemt av ekstern kvalitetsikrer (Veritas og NGI) at det, med bakgrunn i begrensede forundersøkelser, samt fravik fra kravet om 50 meter fjelloverdekning, var nødvendig med kjerneboring fra stoff for hele traséen under sjø (Statens vegvesen, 2006a) (Stumo, 2011). Dette var et krav siden det ikke ble utført kjerneboring fra land av de undersjøiske områdene under prosjektering. Den omfattende seismikken, samt erfaringene fra Statpipe-tunnelen var et godt argument for denne løsningen. Et annet argument var at det ble sett på som bedre, og mer informasjonsnyttig/-givende, å kjernebore under drivingen (Nilsen, 2011).

Det har også blitt stilt strenge krav til oppfølging og dokumentering under drivingen. En daglig oppfølging med dokumentering av forholdene blir utført av geologer og kontrollingeniører. I tillegg til kjerneboringer langs hele den undersjøiske traséen, utføres det sonderboring foran stoff med tilhørende tolkning i Rockma (se Avsnitt 6.2). Under drivingen av tunnelen har det i tillegg blitt installert utstyr for deformasjonsmåling i de dårligste partiene i tunnelen.

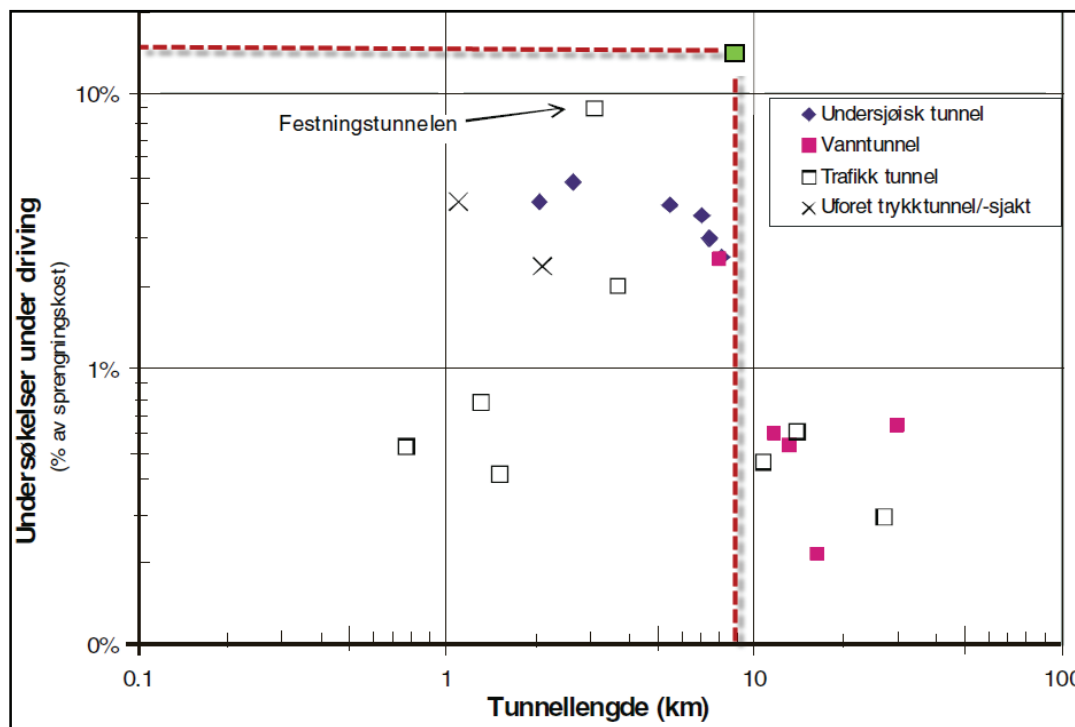
For å kunne vurdere omfanget av undersøkelser utført under drivingen er det også her valgt å vurdere Karmøytunnelen opp mot andre anlegg hvor det har blitt analysert nødvendig omfang av undersøkelser under driving, se Figur 5-2, (Palmstrøm, et al., 2003). Kostnader for undersøkelser under driving er konfidensielle av hensyn til entreprenør. Det er likevel forsøkt å stipulere kostnader for undersøkelser basert på informasjon mottatt fra T-forbindelsen (Stumo, 2011)(Groven, 2011), supplert med indeksregulerte kostnader fra *Publikasjon nr. 101* (Palmstrøm, et al., 2003). Kostnadene har i ettertid blitt kvalitetssikret av Statens vegvesen (Stumo, 2011), og kan regnes som omtrentlige kostnader for Karmøytunnelen.

Følgende overslag er gjort:

- Sonderboring (inkl. 8 meter overlapp for hver runde á 28 meter = 8 meter overlapp per 20 meter tunnallengde = 40 % overlapp):

- 4 hull * (8900 m) * 1,40 * 50 kr \approx 2,5 mill kr
- Kjerneboring (omtrentlig kostnad frem til februar 2011 per meter boret kjerne er multiplisert med totale undersjøiske lengder), inkl. 10 % overlapp av hull, rigg og ventetid:
(700 + 745m) * 7500 kr/m * 1,1 \approx 12 mill kr
- Deformasjonsmålinger (Foreløpig Håvik profil 2820-2940 hver 10. meter + Mjåsund profil 6780-6690)
Ca. 25 stk. * 34 000 kr/stk \approx 850 000 kr
- Ingeniørgeologisk dokumentasjon (detaljert kartlegging under driving):
8900 m * 67 kr/m \approx 590 000 kr.
- Testing av leirprøver (eksklusiv tester av fri svelling i rundkjøringen og tester utført under masteroppgaven). Inkluderer fri svelling og svelletrykk. XRD er ikke utført.
2 stk. * 15 000 kr /stk. = 30 000 kr.

Total kostnad for undersøkelser under bygging er dermed grovt anslått til å være 16 millioner 2011-kroner. Kostnad for kartlegging av kjerner og utarbeiding av kjernelogger har ikke blitt medregnet. Når det gjelder sonderboring er det antatt forholdsvis lave priser siden dette normalt inngår i generell salvesyklus. Det er ikke tatt med tilleggskostnader for eventuelle vanntapsmålinger da omfanget og kostnad har vært ukjent. Omfanget av deformasjonsmålinger vil kunne bli noe høyere etter hvert som man driver de siste partiene under fjordene. Det er likevel antatt at dette tallet, ut fra forholdene, gir et noenlunde riktig kostnadsbilde. Av de totale sprengningskostnadene på antatte 120 millioner 2011-kroner utgjør undersøkelser under driving ca. 13,3 %.



Figur 5-2: Omfang av undersøkelser under bygging fordelt på type anlegg. Et grovt anslag for Karmøytunnelen (13,3 %) er gitt med grønn firkant. Bakgrunnsbildet er hentet fra publikasjon 101 (Palmstrøm, et al., 2003), og har blitt utvidet for å plassere Karmøytunnelen innenfor rammene.

Basert på Figur 5-2 er omfanget av undersøkelser under driving, ofte omtalt som utsatte forundersøkelser, veldig høyt sammenlignet med andre anlegg. Spesielt har den omfattende sonderboringen og kjerneboringen under driving gitt utslag i omfang og kostnader. Figur 3-3 og Figur 3-8 i Kapittel 3 viser tydelig omfanget av kjerneboringer, med god overlapp mellom hver runde.

5.4 Supplerende informasjon

I tillegg til informasjon i geologisk rapport og erfaringer fra drivingen har det i masteroppgaven blitt studert supplerende informasjon som kunne tenkes å ha vært nyttig for prosjekteringen, og som antas ikke å ha vært brukt i stort omfang. I tillegg er det i Kapittel 4 blitt utført egne undersøkelser i forhold til bergartsbestemmelse og forekomst av svelleleire.

5.4.1 Bakgrunnsmateriale

Bergartsfordeling

Profilene fra ingeniørgeologisk rapport er kanskje den informasjonen man har støttet seg mest på under drivingen av tunnelen. Siden bergartsfordelingen under drivingen av Statpipe viste seg å være omtrent som forventet (SINTEF, 1987a), er i hovedsak berggrunnsprofilen fra prosjekteringen av Statpipe-tunnelene (Statoil, 1981) blitt ekstrapolert nordover til dagens trasé. Den eneste store forskjellen for Karmsundet er at det for Statpipe-prosjektet er markert to svakhetssoner i Karmsundet, mens det for T-forbindelsen bare er skissert én mindre svakhetszone. Dette er gjort med bakgrunn i tolkningene fra seismikken. Også for Førresfjorden er bergartene antatt å være de samme som for prosjekteringen av Statpipe-tunnelene. Profilene for Førresfjorden er topografisk sett noe ulike på grunn av Fosnaholmen.

Dersom man studerer topografien i området ser man tydelig at fjordene er mye smalere langs traséen for T-forbindelsen enn ved Statpipe-tunnelen. Det er derfor sannsynlig at svakhetssonen(e) er mer dominerende i de sørlige deler av Karmsundet og Førresfjorden ved Statpipe-tunnelen. Dette har også underveis blitt presisert av Rune Stumo (Stumo, 2011), som utarbeidet den geologiske rapporten. Smalningen av sundet er ikke tatt hensyn til ved ekstrapoleringen av bergarter, og spesielt med tanke på utstrekningen av ”metasandsteinsonen” i Karmsundet, har dette trolig ført til noe pessimistiske prognoser.

Når det gjelder bergartsfordelingen ser man etter laboratorieundersøkelsene for bergartsprøver i Kapittel 4 at resultatene til en viss grad stemmer godt med NGUs bergartskart og profiler som er gjennomgått i Kapittel 2. I NGUs dybdesnitt (Figur 2-7) er det skissert forekomst av øyegneis/mylonitt og kvartsglimmerskifer/fyllitt med kvartsganger lenger nord i sundet, som stemmer godt med mylonitt og glimmerskifer som ble bergartsbestemt fra laboratorieundersøkelsene. En grundigere gjennomgang av berggrunnskartene kunne kanskje bidratt til å bergartsbestemme den omtalte ”metasandsteinen” under prosjekteringen av Karmøytunnelen.

I stor grad er prognoser og faktiske data fra Statpipe-prosjektet brukt som prognoser for T-forbindelsen (Stumo, 2011). Kanskje burde både prognoser og erfaringer i større grad fått en mer kritisk gjennomgang, og blitt revidert opp mot topografien lenger nord i sundet. Trolig

kan ekstrapoleringen av bergartsgrenser i ettertid sies å ha vært en noe enkel løsning. Faren for å akseptere eksisterende informasjon uten omfattende kritisk gjennomgang antas som stor for et prosjekt som T-forbindelsen, der prosjekteringen foregår i flere omganger med mye informasjon fra mange kilder.

Erfaringsrapport fra Statpipe

Tidlig i masteroppgaven ble det nevnt at det skulle finnes en ”erfaringsrapport” fra drivingen av Statpipe-tunnelene. Denne rapporten var ikke oppgitt i oversikten over geologisk bakgrunnsmateriale (Vedlegg 5), og det ble derfor bestemt, i samråd med veileder Bjørn Nilsen, at det skulle gjøres et forsøk å skaffe denne rapporten. Etter flere runder med Vegdirektoratet og Statoil, ble det i slutten av april oversendt en rapport fra Statoil med anleggsdokumentasjonen fra drivingen av Statpipe-tunnelene (Statoil, 1985). Det ble under letingen gjennomgått alle rapporter i Statoil sine systemer som omtalte ”Statpipe Development Project”, og dette er den eneste rapporten som anses å kunne være en rapport av geologisk interesse. Det har heller ikke lyktes å finne andre rapporter som kunne være den omtalte rapporten. Per Arne Moen (Moen, 2011a) har i tillegg kontaktet Bjørn Helge Klüver som holdt et innlegg om erfaringer fra driving av tunneler på Fjellsprengningskonferansen (Klüver, 1983), men heller ikke han visste om noen annen erfaringsrapport.

”Erfaringsrapporten” (Statoil, 1985) er oppgitt som referanse i prosjektet *Undersjøiske tunneler* (SINTEF, 1987a), og det antas derfor at noe av informasjonen indirekte er brukt i geologisk rapport. Det som er interessant i ”erfaringsrapporten” er at den inneholder ingeniørgeologisk kartlegging for alle tunneltraséene fra drivingen.

Siden rapporten ble tilgjengelig sent i arbeidet med masteroppgaven ble det valgt å ikke gå i detalj i den. Det som imidlertid var interessant var kartleggingen av ”metasandsteinen” i Karmsundet. Også fra Statpipe-prosjektet ser det ut til at ”metasandsteinen” ikke egentlig har vært en metasandstein. Her betegnes den som ”såkalt metasandstein” (Statoil, 1985). Svakhetssonen under Karmsundet, angitt som metasandstein, ser i hovedsak ut til å være kartlagt som ”soner med leire og omvandlet fjell”. Det har vært opplyst at den omtalte ”metasandsteinen” ikke tålte sprengningssjokk under drivingen (Stumo, 2011). Bergarten som ikke har tålt sprengningssjokk i erfaringsrapporten, er beskrevet som ”mer skjellete bergartslignende klorittleire”. Dette stemmer godt med erfaringer fra andre prosjekter, eksempelvis fra Nordkapptunnelen, der man har drevet i bergarter med sprekkeflater med klorittbelegg som førte til at bergarten ved påkjenning fra sprengning, pigging og lasting, mer eller mindre gikk i oppløsning (NFF, 2008).

Et av problemene med den forventede ”metasandsteinsonen” har vært at man ikke helt har visst hva man skulle se etter i borkjernene. Tilgang til kartleggingsnotatene i ”erfaringsrapporten”, i tillegg til NGUs profiler, kunne vært til stor hjelp for å ”avmystifisere” bergarten i Karmsundet. Samtidig ville erfaringsrapporten gitt førstehåndsinformasjon fra hva man møtte profil for profil gjennom Statpipe-tunnelen. Eneste måten å få tilgang til førstehåndsinformasjon om den antatte ”metasandsteinsonen” i forkant av drivingen ville ellers vært å foreta kjerneboring fra Statpipe-tunnelen ved de aktuelle profilnumrene, men

dette ville trolig vanskelig latt seg gjennomføre med hensyn til Statoil sine interesser (Stumo, 2011).

5.4.2 Laboratorieundersøkelser

Etter at erfaringsrapporten med detaljert kartlegging fra ”metasandsteinssonen” ble tilgjengelig, har de allerede utførte undersøkelsene i masteroppgaven med tanke på å finne et svar på hva som kunne kalles en metasandstein, mistet litt av hensikten. Mikroskoperingen har likevel forsterket mistanken om at det trolig ikke har vært en metasandstein, men at beskrivelsen har blitt brukt med bakgrunn i bergartsfordelingen gitt under prosjekteringen. I ettertid er det klart at det hadde vært mer interessant, pga. begrensede ressurser, å prioritert mikroskopering av den antatte grønnskiferen, siden dette har vist seg å være en noe misvisende betegnelse ut fra den analyserte prøven i Kapittel 4. Likevel må det presiseres at en helt korrekt petrografisk beskrivelse av bergartene ikke er ansett som nødvendig for å ha en god forståelse av de ingeniørgeologiske forholdene. Den høye forekomsten av leire, kloritt og glimmermineraler er trolig den viktigste årsaken til at berget har gitt vanskelige driveforhold.

Undersøkelser av sleppemateriale må derimot sies å ha kastet litt lys over et tema som ikke har vært undersøkt i stor grad hittil på T-forbindelsen. Til tross for at erfaringene fra Statpipe-prosjektet tilsa at det forekom svelleleire i tunnelen, har det i relativt liten grad vært utført testing av sleppemateriale. I forkant av masteroppgaven var det testet en prøve fra Mjåsund (profil 6710) som var inaktiv, samt foretatt 3 tester av fri svelling for prøver i rundkjøringen målt til 158 %, 190 % og 203 % (Vedlegg 8), som indikerer aktiv svelleleire. Testing av sleppemateriale i Kapittel 4 har vist at det, selv på relativt tilfeldige lokasjoner, forekommer aktiv svelleleire. Under innhenting av flere leirprøver viste det seg også at det var oppstått tydelige sprekker i sprøytebetongen hvor den ene undersøkte leirsonen var.

I etterpåklokskapens lys er det lett å si at det kanskje burde vært utført en mer systematisk testing av sleppemateriale. I forkant av drivingen var det ingen plan eller retningslinjer for hvor, hvordan og hvor ofte det skulle innhentes leirprøver. Det var heller ikke opprettet avtale med et laboratorium for utføring av svelletrykkstester, da dette ikke kan utføres ved Sentrallaboratoriet hos Statens vegvesen (Stumo, 2011).

Under arbeidet med masteroppgaven har det blitt gjennomgått en stor andel artikler som har omhandlet Statpipe-tunnelene. I en rapport fra etterrensk i Statpipe-tunnelene (Bertelsen, 1990), 6 år etter ferdigstilling, viser det seg at det under inspeksjonen ble påvist sprekkdannelse og bom i sprøytebetong, som følge av svelletrykk fra leirsoner, ved tre lokaliteter. Situasjonen ble ikke vurdert til å være umiddelbart truende, men sikringen ble forsterket med bolter, bånd og nett. Det er dessverre ikke angitt nærmere lokasjon for disse observasjonene. Disse opplysningene er med på å understreke omfanget av forekommende svelleleire i Karmøy-tunnelen og viktigheten av god kartlegging av denne.

5.5 Vurdering av undersøkelsesomfang

Det finnes ikke et entydig svar på hva som er riktig omfang av undersøkelser for et berganlegg. Til det er det for mange usikre geologiske forhold som virker inn, samt at det er mange parametre som er vanskelig målbare (Palmstrøm, 2003). Geologiske forhold,

prosjekttype, konsekvenser ved uforutsette hendelser og tradisjon har stor innflytelse på hvor mye undersøkelser som bør utføres.

Det kravet som er stilt til omfattende og sammenhengende sonder- og kjerneboring foran stuff i de undersjøiske områdene må antas i stor grad å kunne erstatte deler av et kostbart forundersøkelserprogram. Dette har gjort det mulig å kunne påvise soner fra seismikken i en tidlig fase, og gjort det mulig å iverksette tiltak i god tid. Med hensyn til at forholdene har vært bedre enn forventet, spesielt i Karmsundet, kan det stilles spørsmålsteget ved om det var nødvendig med så mye kjerneboring fra stuff. Med erfaringene fra Statpipe-prosjektet, og erfaringene fra nyere prosjekter som Hanekleivtunnelen og Atlanterhavstunnelen under prosjekteringen av Karmøy-tunnelen, menes det at kontinuerlig kjerneboring i de undersjøiske områdene kan forsvares. Dette var også et krav fra ekstern kvalitetssikring, med bakgrunn i begrenset omfang av forundersøkelser og avvik fra kravet om 50 meters overdekning, som vanskelig kunne frafalles.

Det som er helt sikkert er at undersøkelsene og erfaringene fra Statpipe-prosjektet har vært viktige og relevante i prosjekteringen av T-forbindelsen. Uten disse ville T-forbindelsen trolig heller ikke vært et like aktuelt prosjekt i utgangspunktet. Det har på grunn av dette bakgrunns materialet også vært mulig å utsette en stor del av forundersøkelsene til tunneldrivingen. Prognosene og erfaringene, gjennomgått i Kapittel 3, har vist seg å stemme i stor grad. Likevel er trenden at prosjekteringen for Statpipe-prosjektet gav et for optimistisk bilde av de geologiske forholdene (SINTEF, 1998), mens prognosene for T-forbindelsen derimot har vært i overkant pessimistiske. Det kunne i noe større grad vært innhentet supplerende informasjon, som kunne bidratt til en mer ”oppdatert” tolkning av forholdene, tilpasset at tunnelen ligger lenger nord. En slik supplerende informasjon ville likevel vært beheftet med usikkerheter, og de noe pessimistiske prognosene for Karmsundet var muligens et bedre utgangspunkt enn et for optimistisk bilde. Med den oppmerksomheten ”metasandsteinsonen” i Karmsundet fikk fra Statpipe-prosjektet var det mest naturlig å være ”føre var”.

Når det gjelder undersøkelsesomfang er det viktig at kostnaden for utførte forundersøkelser må kunne forsvares med relevant og nødvendig informasjon. Omfanget av forundersøkelser og prosjektering bør gjenspeile kompleksiteten og typen av prosjekt. For T-forbindelsen var forholdene allerede relativt godt kjent med bakgrunn i Statpipe-tunnelene, og det var derfor ikke antatt at supplerende kjerneboring fra land i stor nok grad ville gi nyttig informasjon i forhold til ressursbruken. Dette antas å være en gjennomtenkt og riktig vurdering.

Sammenlignet med andre anlegg havner T-forbindelsen veldig lavt i forhold til anbefalt omfang av forundersøkelser (Figur 5-1). Derimot har omfanget av undersøkelser under drivingen vært svært høyt i forhold til andre anlegg (Figur 5-2). Med tanke på forutsetningene for dette prosjektet menes det at de gjennomtenkte prosedyrene, høy beredskap og grundige undersøkelser under driving, samt fleksible drive- og sikringsmetoder (se Kapittel 6) kan forsvare det lave omfanget av forundersøkelser.

Vegdirektoratet har sagt at store kompliserte prosjekter skal ha en ekstern kvalitetsgruppe, bestående av en representant for byggherre, en fra entreprenør og en som blir utnevnt av de to

første representantene (Stumo, 2011). Bruken av kvalitetsgruppe under drivingen av Karmøytunnelen har bidratt til at man har hatt et godt grunnlag for å løse utfordringer i drivingen. En slik kompetanse på prosjektet må antas å ha vært en god løsning for T-forbindelsen.

Forundersøkelsene og gjennomgangen av bakgrunnsmateriale fra Statpipe-tunnelene blir vurdert til å være tilfredsstillende, med bakgrunn i de omfattende undersøkelsene som har blitt utført under driving. Det er likevel klart at det ikke kunne vært utført særlig mindre undersøkelser for de undersjøiske områdene i forkant av prosjektet. Anleggsdokumentasjon fra Statpipe-tunnelene kunne trolig bidratt til et klarere bilde av forholdene under Karmsundet.

Det er alltid lett å være etterpåklok og mene at ting kunne vært gjort bedre eller i større omfang. Det som likevel er verdt å merke seg er omfanget av undersøkelser av sleppemateriale. Her kan det ut fra laboratorieundersøkelser i masteroppgaven se ut som at svelleleire, med til dels svært høye svelletrykk, forekommer i større omfang enn det som har blitt kartlagt under drivingen. En bedre oversikt over dette ville bidratt til en bedre oppfølging av utsatte områder i form av visuell inspeksjon og deformasjonsmålinger, og et bedre grunnlag for å vurdere eventuelt behov for supplerende sikring. En videre diskusjon er utført i Kapittel 6.

Kapittel 6 Drive- og sikringsfilosofi for Karmøytunnelen

Dette kapittelet tar for seg drive- og sikringsfilosofi for hovedsonene i Karmsundet og Førresfjorden. I utgangspunktet har det vært antatt at disse sonene var ganske ulike, med henholdsvis ”metasandstein” og oppknuste leirrike soner. Basert på erfaringer fra drivingen og supplerende materiale kan imidlertid svakhetssonene i begge fjordene i stor grad beskrives som oppknust og leirinfisert berg. Fra laboratorieundersøkelsene er det også påvist stedvis høye svelletrykk i fylltitten og gneisbergartene øst for Karmsundet, samt fra Hellevik mot Mjåsund.

I Avsnitt 6.1 blir det gjennomgått ulike forhold ved driving og sikring i Karmøytunnelen. I Avsnitt 6.2 gis det en kort beskrivelse av de digitale verktøyene som har blitt benyttet for datafangst og dokumentasjon under drivingen, samt erfaringene man har hatt med disse i Karmøytunnelen. Avsnitt 6.3 gir en gjennomgang av de viktigste utviklingstrekkene i sikringsmidler og -metoder i tidsrommet mellom Statpipe-prosjektet og T-forbindelsen. Som en bakgrunn for å se på utviklingen i sikringsmidler og -metoder ble det i Avsnitt 2.2 gitt en gjennomgang av sikringsfilosofi for Statpipe-prosjektet.

6.1 Driving og sikring gjennom hovedsonene i Karmøytunnelen

Hovedsonene både i Karmsundet og Førresfjorden kan sies å bestå av oppknust og leirinfisert berg. Avsnitt 6.1.1 tar for seg de sikringsklassene som er skissert for Karmøytunnelen. Det er valgt å ikke gå i detalj i disse, men heller gi en generell oversikt. Avsnitt 6.1.2 gir drive- og sikringssyklus for tunneldrivingen. Det gis en kort vurdering av midlertidig kontra permanent sikring for vanskelige soner i Avsnitt 6.1.3. I Avsnitt 6.1.3 diskuteres også problemstillingen full utstøpning vs. sprøytebetongbuer, særlig med hensyn til soner med svelleleire. Vurdering av sikringsbehov i områdene hvor det ble påvist aktiv svelleleire i Kapittel 4 gis i Avsnitt 6.1.4.

6.1.1 Sikringsklasser

Valg av metode for permanentsikring bygger på vurderingen av bergmassekvalitet og av eventuelle svakhetssoner kartlagt ved forundersøkelser og/eller på stuff i drivefasen (Statens vegvesen, 2010b). Basert på den ingeniørgeologiske rapporten for T-forbindelsen (Statens vegvesen, 2009a), sikringskrav gitt i Teknologirapport 2538 (Statens vegvesen, 2010b) og NGIs inndeling av bergkvalitetsklasser (NGI, 1997) har Statens vegvesen utarbeidet en anbefaling for sikringsklasser i Karmøytunnelen kalt *Fjellkvalitet og sikringsmetoder, Karmøytunnelen* (Statens vegvesen, 2009c). For nærmere beskrivelse av bruken av sikringsklasser henvises det til *Teknologirapport nr. 2538* (Statens vegvesen, 2010b).

Det er vanlig praksis at den midlertidige sikringen, også kalt arbeidssikring, så langt det er mulig skal tilpasses den til enhver tid foreslåtte sikringsklasse, slik at den kan integreres i byggherrens krav til permanentsikring. AF Gruppen har, som entreprenør på Karmøytunnelen, ansvaret for å etablere arbeidssikring med tilstrekkelig sikkerhetsnivå til å kunne arbeide trygt (NFF, 2008).

Sikringsklassene for Karmøy-tunnelen (se Tabell 6-1) har blitt vurdert opp mot bergkvalitet angitt ut fra Q-systemet (se Vedlegg 6 for parametre), og er tilpasset forholdene for en tunnel med profil T11,5. Prinsippkisser som viser sikringsmønster og anslåtte mengder for hver sikringsklasse finnes i Vedlegg 16. Tabell 6-1 viser sikringsmatrise for Karmøy-tunnelen ut fra kartlagte Q-verdier i tunnelen:

Tabell 6-1: Sikringsmatrise med tunnelsikringsklasser for Karmøy-tunnelen i T-forbindelsen (Statens vegvesen, 2009c).

Sikringsklasse	I	II	III	IV	V
Bergkvalitet	God og bedre	Middels	Dårlig	Svært dårlig til ekstremt dårlig	Eksepsjonelt dårlig
Bergklasse	A/B	C	D	E/F	G
Q-verdi	$Q \geq 10$	$4 \leq Q < 10$	$1 \leq Q < 4$	$0,01 \leq Q < 1$	$Q < 0,01$
Bolting i tak c/c og lengde	2,5m x 2,5m L = 4 m	2,0m x 2,0m L = 4 m	1,7 m x 1,7 m L = 4 m	1,3m x 1,3m L = 4 m *	Full utstøping
Bolting i vegg c/c og lengde	Spotbolting L = 3 m	Spotbolting L = 3 m	2,0 m x 2,0 m L = 3 m	1,5m x 1,5m L = 3 m	
Sprutbetong tak (mm)	80mm	80 mm	100 mm	150 mm + buer **	Spesialdesign
Sprutbetong vegg (mm)	Rensk	80 mm 1,5 m over såle	80 mm 1,5 m over såle	100 mm	

* Forbolting ved behov c/c = 300 mm, (l = 6 m, Ø 32 mm).

** Buer ved behov D30/6 + 4 c/c 1,5 m. Ved behov vurderes sålestøp. Se Vedlegg 6 for benevningsmåte for sprøytebetongbuer.

Boltemønsteret for de ulike klassene er ment å være veiledende og gir et bilde av boltetettheten i det aktuelle området. Bolteplasseringen tilpasses de lokale forholdene i så stor grad som mulig slik at blokker og kiler sikres, og at slepper syes sammen. Bolter skal installeres direkte på blokker før sprøytebetong der forholdene tillater det. I hovedsak brukes det CT-bolter med lengde 3-4 meter, som forspennes ved innsetting og gyses i ettertid. Gysing blir utført før påføring av sprøytebetong og før eventuell injeksjon (Moen, 2011a).

I klassene I og II skal sprøytebetongkvaliteten være E500-E800. I klassene III og dårligere er kravet E1000. Det benyttes ikke sprøytebetong med mindre tykkelse enn 80 mm, og det føres kontroll med akseleratortilsetningen. I ustabile partier og større soner med svelleleire skal det utføres betongutstøping med skjold (Statens Vegvesen, 2010a). På anlegget har man 3 skjold sammen med 2 transportbelter for disse i beredskap til en hver tid (se Figur 6-1).



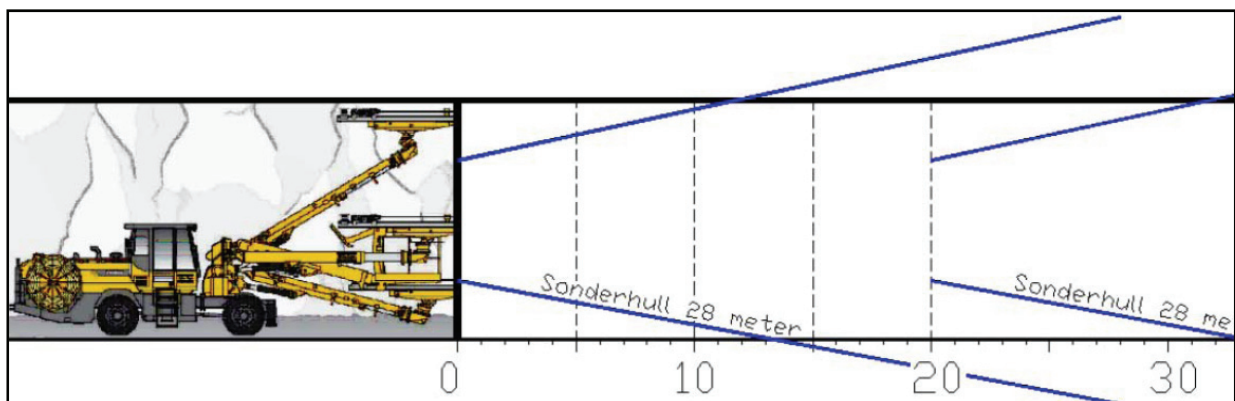
Figur 6-1: Oppmontert støpeskjold (venstre), med beltedrift for transport inn i tunnelen (høyre) (Moen, 2011b).

6.1.2 Drive- og sikringsyklus

Hovedprinsippene for driving gjennom partier som krever tung sikring er gitt i Teknologirapport nr. 2538 (Statens vegvesen, 2010b). Drivesyklusen som er anvendt i Karmøy-tunnelen, med bakgrunn i sikringsklassene i Tabell 6-1 er følgende:

❖ Sonderboring

- Utføres for hver fjerde salve med 4 borhull à 28 meters lengde, med en overlapp på 8 meter, se Figur 6-2, (Moen, 2011b). Sonderboringen gir et bilde av de kommende driveforholdene og mulig lav fjelloverdekning. På samme tid gir den et godt bilde på behovet for injeksjon.
- Under sonderboringen blir det utført MWD-logging (Measure While Drilling). Analyse av borparametrene gjøres ved bruk av Rockma-systemet (se Avsnitt 6.2)
- Utførelse av eventuelle innlekkasje- og vanntrykksmålinger.



Figur 6-2: Sonderboring på stoff; totalt 4 borhull, hver på 28 meter (Moen, 2011b). For hver 20. meter boret vil man få overlapp på 8 meter.

❖ Etablering av sikringsone

- Dette skal utføres minimum 15 meter før en kjent svakhetssone funnet ved forundersøkelser og/eller boreparametertolkning (Statens vegvesen, 2010b).

- Siden man foretar kontinuerlig sonderboring, samt kjerneboring i de undersjøiske områdene for Karmøytunnelen, så har man et godt bilde av når en sikringsone må etableres.
- Profilet utvides for å kunne utføre nødvendig sikring.
- ❖ Injeksjon
 - Injeksjon utføres både for å hindre vannlekkasjer og for å stabilisere bergmassene fremfor stoffen.
 - I hovedsak bruker man standard industrisement, men også mikrosegment tas i bruk (Stumo, 2011). Avgjørelse om igangsetting av injeksjon gjøres på bakgrunn av forekomst av vann under sonderboring eller fare for ustabile masser i kjerneborehull.
 - Injeksjon utføres ved lekkasjer fra sonderborhull som enten er større enn 2 liter/minutt i ett hull, eller større enn 5 liter/minutt til sammen for alle hullene (Stumo, 2011). Det brukes en injeksjonsskjerm med 36 hull (Moen, 2011b).
 - Sement injiseres med høyt trykk (60-80 bar) for å skape en vanntett gardin rundt tunnelen (Moen, 2011b).
 - Injeksjonsprosessen starter normalt midt i sålen og fortsetter systematisk oppover i veggene. Typisk forbruk er 10-30 tonn sement per injeksjonsrunde (Moen, 2011b).
 - Ved boring av injeksjonsskjermen kan øvre del bores først, slik at boreparametertolkningen fra disse kan brukes til å bestemme videre forløp av injeksjonen (Statens vegvesen, 2010b).
- ❖ Kjerneboring
 - I de undersjøiske områdene utføres systematisk kjerneboring for å dekke hele tunneltraséen. Dette gjøres normalt fra stoff i helger for ikke å hindre produksjonen. Lengder på 50-100 meter oppnås på en helg, noe som normalt dekker produksjonen for 1-2 uker før neste kjerneboring må gjennomføres (Moen, 2011a).
 - Kjerneborhullene utføres fra en rampe som bygges opp i forkant av stoffen (Novapoint, 2011), og bores omtrent midt i stoffen.
 - Kjerneborehullene kartlegges og det lages en tolkning av de forholdene som ventes.
 - Prøvetaking og analyse av eventuell leire (Statens vegvesen, 2010b).
- ❖ Forbolting
 - Forbolter på 6-8 meter blir installert i soner der det er fare for dårlig stabilitet og mulig fare for innrasing, (Moen, 2011b). Avstanden mellom hver bolt er satt til 30 cm (Statens vegvesen, 2009b).
 - Forbolting utføres fra og med sikringsklasse IV, ved behov (se Tabell 6-1). Salvene reduseres til 3 meter.
 - I hovedsak brukes det én rast av forbolter inne i tunnelen (Statens vegvesen, 2011d). Ved Mjåsund har det derimot blitt brukt doble raster med 8 meter Ø32 mm bolter.
- ❖ Salve
 - Hver salve er ca. 5 meter i områder med gode driveforhold. Ved dårlige forhold reduseres salvene til 3 meter.
- ❖ Kartlegging og valg av arbeidssikring/permanent sikring
 - Under ”byggherrens halvtime” bestemmer kontrollingeniørene bergmassens Q-verdi som grunnlag for å bestemme sikringsklasse. En av de to geologene på prosjektet

følger opp denne kartleggingen fortløpende, og er med å korrigere de avgjørelsene som er tatt. Hver salve blir gitt en lokal sikringsklasse, se Tabell 6-1 (Moen, 2011a).

- Kartlegging og bergmasseklassifisering skal utføres før berget dekkes med sprøytebetong (Statens vegvesen, 1994). Kartleggingen håndskrives på stoff, og legges deretter digitalt inn i *Novapoint tunnel: Geologi og bergsikring*, se Avsnitt 6.2, (Moen, 2011a).
- Ved mistanke om svelleleire skal dette undersøkes grundigere (Statens vegvesen, 2010b).

❖ Arbeidssikring

• Bolting

- For utførelse av bolting henvises til *Håndbok 025*, prosess 33.2 (Statens vegvesen, 2007) og *Håndbok 215 Fjellbolting* (Statens vegvesen, 2000).
- I hovedsak brukes det CT-bolter med lengde 3-4 meter, som forspennes ved innsetting og gyses i ettertid (Moen, 2011b).
- I områder med vannlekkasjer blir det montert THOR-bolter for å unngå lekkasje bak stoff. Boltene injiseres når injeksjonsskjermen er ferdig.
- Boltelengden vurderes opp mot tunnelprofilen og risikoen for punktering av eventuell injeksjonsskjerm (Statens vegvesen, 2010b).

• Fiberarmert sprøytebetong

- Av hensyn til bestandighet og levetid påføres sprøytebetong med minimum 80 mm gjennomsnittstykkelse, og med god kontroll med akseleratortilsetningen (Statens vegvesen, 2010b).
- I undersjøiske tunneler benyttes sprøytebetongklasse M40 på grunn av saltpåkjenningene (Statens vegvesen, 2010b).
- Eventuell sprøyting av stoff. Det kan være et nødvendig tiltak å bore drenasjehull, for midlertidig å lede vannet bak stoff slik at sprøytebetongen herder (Statens vegvesen, 2010b).

❖ Rensk og utlasting

- For utførelse av rensk henvises det til prosess 33.1 i *Håndbok 025* (Statens vegvesen, 2007).
- Nesten all steinmassen som blir sprengt ut under driving av Karmøytunnelen blir nyttiggjort til andre formål (Statens vegvesen, 2010).

❖ Eventuelle deformasjonsmålere blir montert i dårlige soner

❖ Permanent sikring:

- Det brukes i hovedsak en kombinasjon av gyste bolter og armert sprøytebetong. For T-forbindelsen er det estimert at bare 5 % av bergmassen er av en kvalitet som krever tyngre sikring enn dette (Moen, 2011b). Ved tung sikring gjennom svakhetssoner i tunnelen, sikringsklasse IV i Tabell 6-1, vil følgende være aktuelt:
 - Armerte sprøytebetongbuer
 - Buer etableres slik at de støtter opp forboltene i bakkant, og sprøytes før neste salve.
 - For bergmassekvalitet lavere enn $Q = 0,1$ (sikringsklasse IV, Tabell 6-1) blir det installert armerte sprøytebetongbuer for hver 2,5 meter eller nærmere (Moen, 2011b). Se Figur 6-3 for montering og sprøyting av sprøytebetongbuer.



Figur 6-3: Montering av sprøytebetongbuer; installasjon (venstre) og sprøyting av buene (høyre) (Moen, 2011b).

- Eventuell sålestøp
- Eventuell full utstøping (sikringsklasse V, Tabell 6-1)
- Støp utføres vanligvis bak stoff, men støpeskjold er tilgjengelig og kan kjøres inn på stoff ved behov (se Figur 6-1). I størst mulig grad vil man unngå å kjøre skjoldet inn for å foreta full utstøping, da dette er kostbart og tidkrevende.
- Tilfeller det vil være aktuelt med full utstøping i Karmøytunnelen er i hovedsak:
 - Soner med sleppemateriale på over 2 meters mektighet, eller som følger tunnelen i mer enn 2 meter, der svelletrykket er målt til $>0,5$ MPa ved ødometerettest (Statens Vegvesen, 2010a).
 - Dersom alt annet feiler, er gjenstøping av stoff det man stoler på (Moen, 2011b).
- I tilfeller hvor det vurderes at det kan bli behov for full utstøping bak stoff er det viktig at det sprenges et stort nok tverrsnitt, siden full utstøping krever et større tverrsnitt enn sikring med sprøytebetong og bolter (NFF, 2008)
- ❖ Dokumentasjon og overvåking:
 - Et viktig prinsipp i den norske tunnelbyggemetoden er å observere sikringen bak stoff for eventuelt å supplere den opprinnelige permanente sikringen der det er behov.
 - Svakhetssoner som sikres med forbolter, armerte sprøytebetongbuer og systematisk bolting tåler store belastninger før skade oppstår (Statens vegvesen, 2010b). Likevel bør situasjonen overvåkes med deformasjonsmålinger der det er mistanke om at det kan bli for stor belastning på sikringen.
 - For å unngå uønskede hendelser er det viktig med en detaljert registrering og opptegning av svakhetssoner og leirsoner før påføring av sprøytebetong. Slike soner må overvåkes. Inspeksjon av sprøytebetongen kan avdekke sprekker som tyder på at trykket overstiger det betongen tåler.
 - All kartlegging skal så snart som mulig registreres i Novapoint tunnel (se Avsnitt 6.2).

I hovedsak drives ca. 5 meter av tunnelen i hver syklus. Avhengig av behovet for forbolting, injeksjon, behov for reduserte salvelengder og sikringsmengde varierer det sterkt hvor mange meter som drives hver uke. Arbeidet krever en effektiv og beslutningsdyktig arbeidsledelse, og ingeniørgeologisk oppfølging i driveperioden. I slike prosjekter er det viktig med

kontinuitet i prosessen, og nøkkelpersoner bør ikke skiftes ut underveis i prosjektet. På T-forbindelsen er det to erfarne geologer, samt seks kontrollingeniører til å følge driften (Statens vegvesen, 2011c).

I tillegg til erfarne geologer har prosjektet knyttet til seg en kvalitetsgruppe bestående av professor Bjørn Nilsen, ingeniørgeolog Arild Palmstrøm og ingeniør Ola Woldmo. Planlagte prosedyrer og opplegg i forbindelse med driving og sikring har under prosjektet blitt avklart med kvalitetsgruppen (Statens vegvesen, 2006a). Kvalitetsgruppen har hatt jevnlig besøk på anlegget og har bistått i vurderinger av utførelse av sikring og sikringsbehov. Slike ekspertgrupper/kvalitetsgrupper har blitt vanlig for spesielt kompliserte prosjekter (Henning, 2009).



Figur 6-4: Forbolting og installasjon av armerte sprøytebetongbuer på stoff

Til tross for at hovedsonene i Karmsundet og Førresfjorden (henholdsvis ”metasandstein” og oppknuste, leirrike soner) i hovedsak ble betegnet som ulike, ble det i utgangspunktet planlagt samme drivemetode for begge sonene. Det kan se ut som at teknikken med bruk av injeksjon (for tetting og stabilisering), forbolting (for stabilisering av ustabile bergmasser), korte salvelengder, sprøytebetong, bolting og påfølgende oppsetting av sprøytebetongbuer er en universal metode som kan takle de fleste fjellforhold. Det er liten variasjon i de typer sikringsmidler og -metoder som brukes, og endring i bergforhold blir hovedsakelig møtt med justering av sikringsklasse. De mange erfaringene med bruk av selvboende stag, drenering, injeksjonsbolter med mer, er gode ”reservetiltak” dersom universal metoden ikke fører helt frem. Bruken av full utstøpning er sterkt redusert i norske tunneler. En nærmere gjennomgang av utvikling i sikringsmidler og -metoder blir gitt i Avsnitt 6.3.

6.1.3 Valg av sikringsmidler og -metoder

Selv om retningslinjer for valg av sikringsmidler og -metoder er skissert i tabellen for sikringsklasser (Tabell 6-1), er det likevel rom for diskusjon i tilfeller der full utstøpning kan

bli aktuelt som permanent sikring. Dette gjelder i svært vanskelige soner der stabiliteten er dårlig, samt i større partier med svelleleire. I dette avsnittet vil problemstillingene *midlertidig kontra permanent sikring, full utstøpning eller armerte sprøytebetongbuer* og *valg av sikring ved svelleleire* diskuteres.

Midlertidig kontra permanent sikring

Som nevnt tidligere skal den midlertidige sikringen, så langt det er mulig, inngå som en del av den permanente sikringen. Det er viktig at midlertidig og permanent sikring samordnes slik at det utføres sikring i det omfanget som er ønskelig. Til tross for at sikringsklassene gir klare retningslinjer for permanent sikring, er det rom for å vurdere omfanget av midlertidig sikring i områder hvor det er behov for tung sikring. Spesielt gjelder dette i områder der det kan bli aktuelt med full utstøpning.

De mest markerte svakhetssonene i Karmøytunnelen har til nå blitt krysset med drive- og sikringssyklusen beskrevet i Avsnitt 6.1.2. Ved avslutning av masteroppgaven i juni 2011 er 94 % av Karmøytunnelen drevet, og full utstøpning har så langt ikke blitt utført.

Den sonen i Karmøytunnelen der full utstøpning har vært mest aktuelt som permanentsikring er *sonen R* i Førresfjorden (se Figur 3-8). Her ble det sikret med injeksjon for å øke stabiliteten, doble raster med forbolter (8 meter, Ø32 mm, c/c 30 mm), korte salver, sprøytebetongbuer hver 2,5 meter og sålestøp (Moen, 2011b). Det blir videre utført konvergensmålninger i sonen for å overvåke stabiliteten og vurdere eventuelt behov for full utstøpning som endelig permanentsikring (Stumo, 2011).

Bruken av CT-bolter og tykke lag med sprøytebetong i Karmøytunnelen gjør at arbeidssikringen i stor grad er fullgod som permanent sikring. Den raske installasjonen av armerte sprøytebetongbuer i vanskelige soner bidrar til en tidlig permanentsikring tett opp mot stoff. Permanent stabilitets-/bergsikring kan i de fleste tilfeller, og for alle sikringsklasser, ivaretas med bruk av sprøytebetong kombinert med bolting/forbolting og armerte sprøytebetongbuer, bortsett fra i enkelte områder hvor betongutstøpning bør utføres (Statens Vegvesen, 2010a).

Det synes klart at dersom det skal utføres full utstøpning vil det ikke være behov for å utføre sikring som er fullgod som permanentsikring i forkant. Å utføre omfattende arbeidssikring, og i tillegg installere sprøytebetongbuer, for deretter å foreta full utstøpning, vil trolig være litt i overkant mye sikring og sløsing med ressurser. Dette til tross for at sprøytebetongbuene trolig vil fylle noe av volumet som ellers ville måtte støpes ut. Kostnadsbesparende tiltak, som ikke trenger å gå ut over sikkerheten, kan være å starte forboltingen høyere opp i profilet og bruke bånd i stedet for buer i de tilfeller hvor full utstøpning er ansett som nødvendig permanent sikring. Om doble runder med forbolter er nødvendig kan trolig også diskuteres. Kanskje hadde det vært mulig å redusere avstanden mellom boltene til 25 cm, og bruke enkle raster.

Vurdering av midlertidig kontra permanent sikring er vanskelig siden det er en prioritering mellom tid, penger og sikkerhet. På samme tid vil det alltid være en interessekonflikt mellom fremdrift på stoff og den permanente sikringen. Indirekte er entreprenøren med å bestemme

utformingen av permanentsikringen når de ulike sikringsmidlene prissettes i anbudet. Dersom valget står mellom to alternative metoder, og forskjellen i pris er stor, kan dette være utslagsgivende for de valg som tas. Det er klart at valg av sikringsmetoder ikke bare styres av de geologiske forholdene, men også ikke-geologiske forhold som økonomi/taktisk prising, erfaring blant personell, tidspress, kontraktsforhold mellom entreprenør og byggherre, psykologiske faktorer, med mer (Grøntveit, 1998). I slike diskusjoner vil kvalitetsgrupper være en viktig støttespiller i store prosjekter.

Sonen på Mjåsund er på mange måter et godt eksempel på diskusjonen rundt bruk av forbolter og buer kontra full utstøpning. For byggherre vil det kunne diskuteres om mindre omfattende arbeidssikring, kombinert med full utstøpning hadde vært et like godt valg. For entreprenør vil det i mange tilfeller være både kostnadsbesparende, og oppleves som sikrere, å utføre en solid arbeidssikring som kan inngå som en del av permanentsikringen med sprøytebetongbuer. Hva som er riktig og best må vurderes ut fra hver enkelt situasjon, men i de fleste tilfeller vil nok argumentene for å unngå full utstøpning være gode.

Full utstøpning eller armerte sprøytebetongbuer

Tidligere kom det i løpet av driveperioden av tunneler ofte opp en diskusjon rundt bruken av full utstøpning som sikringsmiddel på stuff. Det ble i den sammenheng ofte diskutert når det var riktig å bruke full utstøpning, og når det var riktig å sikre med sprøytebetong og eventuelt sprøytebetongbuer. Det ble ytret et behov for forskning for å belyse virkemåten av full utstøpning og sprøytebetongbuer (Holmøy & Aagaard, 2000). Denne problemstillingen har i stor grad blitt belyst i *Teknologirapport nr. 2538* (Statens vegvesen, 2010b) og revideringer av *Håndbok 021* (Statens Vegvesen, 2010a).

I dag er det et tydelig trekk at det i stadig mindre grad støpes ut i norske tunneler. For Karmøytunnelen var det i prosjekteringen tatt høyde for totalt 800 meter utstøpning (Stumo, 2011). Mot slutten av drivingen, og etter passering av de trolig dårligste sonene, har støpeskjoldet ikke vært i bruk. Eneste tiltak er foreløpig sålestøp i den vanskelige sonen på Mjåsund. Med stor sannsynlighet blir det ingen full utstøpning i Karmøytunnelen (Stumo, 2011).

Sprøytebetongbuer og betongutstøpning kan i de fleste tilfeller regnes som stabilitetsmessig likeverdige i svært dårlig til ekstremt dårlig bergmasse (klasse IV i Tabell 6-1), der det er lite vann tilstede (Statens vegvesen, 2010b). NGI har instrumentert armerte sprøytebetongbuer i en undersjøisk tunnel i Finnfastprosjektet og Bærumstunnelen. Konklusjonen fra disse målingene er at sprøytete buer har stor kapasitet og kan brukes i de dårligste bergmassene. Målingene viste også stor overkapasitet for alle typer svelleleire, og det ble vist at buer som er dimensjonert etter forholdene kan erstatte full utstøpning med hensyn til bæreevne (Grimstad, et al., 2008). Med bakgrunn i at full utstøpning er kostbart og tidkrevende, og behovet for arbeidssikring ofte er stort, vil det trolig bli stadig mer bruk av armerte sprøytebetongbuer kombinert med relativt ”tung” arbeidssikring.

Selv om bruken av sprøytebetongbuer overtar i stadig større grad for full utstøpning, så er det fortsatt krav til at større soner med svelleleire skal sikres med betongutstøpning (Statens

Vegvesen, 2010a). I slike tilfeller er det fremdeles rom for diskusjon rundt problemstillingen sprøytebetongbuer vs. betongutstøpning.

Valg av sikring ved svelleleire

Det som anses å ha mest betydning for avgjørelsen om full utstøpning som permanentsikring er forekomsten av svelleleire. Dette gjelder også i Karmøytunnelen, der svakhetssonene ofte er oppknust og leirinfisert. Ut fra kravene til Vegdirektoratet skal full utstøpning benyttes ved svelleleiresoner med svelletrykk $> 0,5$ MPa, funnet ved ødometerrest. Dette gjelder for soner over "2 meters mektighet eller som følger tunnelen i mer enn 2 meter". Soner med vinkel til tunnelaksen skal sikres i hele sin lengde og støpen bør ha forankring minimum 5 meter på hver side av sonen i tunnelretningen (Statens Vegvesen, 2010a). Denne formuleringen gir rom for tolkning og det vil videre bli drøftet noen av de aktuelle tolkningene.

Ordlyden "2 meters mektighet eller som følger tunnelen i mer enn 2 meter" (Statens Vegvesen, 2010a) sier ingenting om det er 2 meter med ren leire eller 2 meter med hyppige innslag av mindre leirsoner, eller noe mellom disse ytterpunktene. Det stilles heller ingen krav til systematisk testing av svelleleire, utover at det "ved mistanke om svelleleire skal undersøkes grundigere med fargetest, svellestest, differentialtermisk analyse eller røtgendiffraksjon (XRD)" (Statens vegvesen, 2010b). Analysene fra Kapittel 4 viste at det ble påvist svelleleire ved mer eller mindre tilfeldige lokasjoner i Karmøytunnelen. Det er derfor sannsynlig at det kan forekomme svelleleire, selv om man ikke har mistanke om det ut fra kartleggingen.

I svært få, og kanskje ingen tilfeller, vil man finne partier på over to meter med ren leire, og kravet til utstøpning vil derfor kunne unngås i de aller fleste tilfeller. Det kan tenkes at en konservativ tolkning av "2 meters bredde" medfører mindre prøveinnsamling, siden det på grunn av liten forekomst ikke vil medføre sikringstiltak i form av full utstøpning. Det er klart at dersom man kan unngå full utstøpning, som er en dyr og tidkrevende sikringsmetode, er dette fordelaktig for både byggherre og entreprenør (i allefall på kort sikt). Tilstedeværelsen av svelleleire er også en parameter som er ukjent inntil laboratorieundersøkelser er utført. Når resultatene foreligger er ofte tykk sprøytebetong og eventuelle buer allerede installert. Om det er utført utvidelse av profilet slik at full utstøpning kan utføres er også avhengig av beslutningene som er gjort før salven sprenges og området kartlegges.

Differansen mellom prosjektet og virkelig omfang av utstøpning i Karmøytunnelen har, foruten bedre geologi, i hovedsak bakgrunn i endringene som har blitt gjort i *Håndbok 021*. Mellom år 2002 og dagens utgave fra 2010 har det vært flere revideringer av håndboken. Fra og med utgaven fra 2008 gjelder kravet om $>0,5$ MPa svelletrykk og 2 meter mektighet/lengde. T-forbindelsen forholdt seg under prosjekteringen til NA-rundskriv 2007/3 (Vegdirektoratet, 2007), der de gjeldende kravene i *Håndbok 021* (Statens vegvesen, 2006b) hadde følgende ordlyd: "betongutstøpning utføres på og bak stuff og benyttes som permanent sikring ved større ustabile partier og ved soner med svelleleire". Dette tolkes som at det i praksis skulle støpes i alle tilfeller der svelleleire forekom, uavhengig av størrelse.

Under utarbeidelsen av ny håndbok ble det snakket i miljøet om at en grense på svelletrykk $>0,3$ MPa ville kunne være en mer fornuftig grense da dette tidligere var grensen for aktivt materiale (Nilsen, 2011). Grensen på svelletrykk ble likevel stående på $>0,5$ MPa i alle de senere utgavene, og er den som er gjeldende i dagens *Håndbok 021* (Statens Vegvesen, 2010a). Bakgrunnen for dette tallet er at erfaringer har vist at uarmerte utstøpninger og sprøytebetong er påført skade ved svelletrykk over 0,2 MPa (målt på preparerte prøver i ødometer) (Rokoengen, 1973). I tunneler regnes vanligvis at ca. 30 % av det potensielle svelletrykket målt i ødometer belaster bergsikringen, slik at et svelletrykk på 0,5 MPa dermed vil belaste bergsikringen med 0,2 MPa (Statens vegvesen, 2010b).

Med bakgrunn i endringer i krav til utstøpning ved svelleleire kan det, med fare for å sette ting på spissen, sies at kravene i dag medfører en høyere terskel for å foreta full utstøpning av soner med svelleleire. Kanskje medfører dette mindre prøvetaking og sikring av soner med svelleleire, da det ikke er krav til montering av sprøytebetongbuer i områder med leire, og resultatene fra analysen dermed ikke vil medføre krav om høyere sikringstiltak. Dersom endringene i *Håndbok 021* (Statens Vegvesen, 2010a) medfører mindre sikring av soner med svelleleire, så er dette høyst uheldig. Det er også verdt å merke seg at disse kravene ble utarbeidet i etterkant av raset i Hanekleivtunnelen i 2006, og formålet var bedre sikring av soner med svelleleire.

Reduksjonen i bruk av full utstøpning har helt klart bakgrunn i at man har alternative sikringsmetoder som i mange tilfeller kan vurderes som like gode. I de tilfeller der det installeres armerte sprøytebetongbuer kan det i høyeste grad diskuteres om dette er en fullgod sikring mot høye svelletrykk. Alle tester har så langt vist at lasten på sprøytebetongbuer er mye lavere enn styrken til buene (Mao, et al., 2011a). Det finnes så langt ingen tilfeller av sprøytebetongbuer som har kollapset på grunn av høye svelletrykk. Argumentene for full utstøpning har vært at det er en solid installasjon, der berget får tid til noe deformasjon før installasjon. Denne tillatte volumutvidelsen (svellingen) vil medføre en reduksjon i svelletrykket, og dermed en reduksjon i belastningen på sikringen (se graf i Vedlegg 15) (Broch & Nilsen, 2001). Likevel kan det diskuteres hvor stor effekt dette har i veggutstøpninger der sprøytebetong ofte blir utført som arbeidssikring. Ved øyeblikkelig påføring av sprøytebetong vil denne slutte tett til konturen på tunnelen og gi liten mulighet for deformasjon før full utstøpning utføres.

Kravene til sikring ved svelleleire er klart definerte i *Håndbok 021* (Statens Vegvesen, 2010a). De blir likevel vanskelige å følge opp når det ikke stilles klare krav til testing av materiale, og når definisjonen "2 meters lengde" ikke er mer presis. Det skal selvfølgelig brukes skjønn, men dersom valget medfører økte kostnader og tidsforbruk vil det ofte være enklere å bruke "tung" arbeidssikring, som deretter kan inngå i den permanente sikringen med eventuelle buer. De gjeldende kravene for full utstøpning har gjerne bakgrunn i at dette er en veldokumentert metode, og man kjenner ikke til at det har forekommet ras i tunneler der det har vært utført full utstøpning (Nilsen, 2011). I dag er derimot erfaringsgrunnlaget for armerte sprøytebetongbuer så stort at det er mulighet, og behov, for videre forskning for å belyse virkemåten av sprøytebetongbuer i forbindelse med svelleleire.

6.1.4 Vurdering av permanentsikring med bakgrunn i laboratorieundersøkelser

Fra laboratorieundersøkelsene i Kapittel 4 ble det påvist svelleleire med svelletrykk $> 0,5$ MPa. Etter Statens vegvesen sine krav skal disse sonene støpes ut dersom de forekommer med over 2 meter bredde/lengde. Svelleleire med høyt svelletrykk ble påvist ved profilnummer 3528, 4390 og 5990 (se Tabell 4-13). Datagrunnlaget fra laboratorieundersøkelsene gir et godt utgangspunkt for å vurdere permanentsikring og eventuelle tiltak i disse sonene. Som bakgrunn for å vurdere sonenes bredde har det blitt benyttet kartlegginger (se Vedlegg 17) og skiftlogger (se Vedlegg 18) fra Novapoint Tunnel.

Profil 3528

På Novapoint-tegningene ved dette profilnummeret er det kartlagt to svakhetssoner som går på tvers fra høyre side i tunnelen (ca. profil 3540) over hengen og ned i venstre vegg (ca. profil 3528), se Vedlegg 17. Dersom dette stemmer er det nesten 12 meter fra stuffen (profil 3528) til der sonene går ned i høyre vegg (profil 3540). Dette er 5 meter lengre enn det som var anslått i kartleggingsnotatene fra prøveinnhenting. Det er ikke merket av for leire i tegningene.

I skiftrapporten er det kartlagt en dårlig sone med leire midt i hengen fra profil 3536. Her er det observert mye nedfall og slepper med mye leire. Ved profil 3527 er svakhetssonen gått ut mot venstre side. Salven fra profil 3532 til 3529 var karakterisert som dårlig i taket med en stor sleppe med mye leire. Sonen er sikret med forbolter, sprøytebetong, bolting og fjellbånd.

Profil 4390

Ved profil 4390 er det markert for en svakhetssone bredere enn 1 meter i veggen der prøvematerialet var innhentet (Vedlegg 17). I tillegg er det kartlagt en noe lengre sleppe i hengen ved profil 4400. Sideberget på begge sider av sonen er beskrevet som godt i skiftloggene. Det antas at det kan være en mulig sammenheng mellom de to markerte sonene på Novapoint-tegningene. I følge kontrollingeniør på anlegget er det sannsynlig at sonen går fra ca. 4415-4388 (Halsne, 2011), men med partier av god fjellkvalitet mellom sleppene. I kartleggingsnotatene er det antydning at selve leirsonen har en bredde på 1-2 meter.

Sonen ved profil 4390 ble i utgangspunktet sikret med sprøytebetong. Ved innhenting av prøve L4390-2 ble det observert sprekker i sprøytebetongen. I etterkant av laboratorieundersøkelsene og observasjonen av sprekker har det blitt sikret med 10 cm ekstra sprøytebetong (totalt minst 18 cm), helt ned i veggene, samt en bolterast ($c/c = 1,5$ m) på hver side av sonen (Halsne, 2011).

Profil 5990

For prøven fra dette profilnummeret ble det målt et svelletrykk på 0,5 MPa, og denne ligger derfor på grensen til kravet til Statens vegvesen for full utstøping, forutsatt at den forekommer over et lengre parti. Det bemerkes at svelletrykket trolig hadde blitt noe høyere ved testing på instrumentert ødometer. Prøver hentet mellom profil 5998 og 5990 har gitt svelletrykk på 0,33 MPa og 0,34 MPa.

Sonen som prøven er hentet fra er beskrevet å ha medført en god del nedfall. Ellers er det kartlagt sporadisk forekomst av leire på lagene, spesielt i høyre side av tunnelen, mellom profil 5995 og 6005. Sonen har blitt sikret med sprøytebetong og bolter.

Vurdering

Med bakgrunn i diskusjonen i Avsnitt 6.2.4 er det vanskelig å si entydig om noen av sonene med svelleleire har stor nok utstrekning til at de ut fra kravene i *Håndbok 021* skal sikres med betongutstøpning (Statens Vegvesen, 2010a).

I hovedsak er sonen ved profil 5990 relativt liten, og supplerende prøver i området har ikke vist svelletrykk over 0,5 MPa. Denne prøven er derfor vurdert til å ikke umiddelbart kreve tiltak.

Ved profil 4390 er situasjonen allerede vurdert av Statens vegvesen, og tiltak er iverksatt. I dette området er det ikke foretatt utvidelse av profilet for tung sikring, og tykkere lag med sprøytebetong og bolting mot mer kompetent berg er derfor utført. Eventuelle fjellbånd bør vurderes som supplerende sikring. Deformasjonsmålinger bør utføres for å ha kontroll på om den utførte sikringen er tilstrekkelig.

Ved profil 3528 er det hentet tre prøver som alle viser svelletrykk over kravet til betongutstøpning. Fra skiftnotatene kan det se ut som at sonen følger tunnelen i minst 8 meter. Ut fra kravene til Statens vegvesen tolkes det som at denne sonen kvalifiserer til utstøpning. Det er sikret relativt tungt i dette partiet, og det anbefales derfor i første omgang at det holdes kontroll med at de utførte sikringstiltakene er tilfredsstillende.

Sonene ved profil 5990 og 4390 ble vurdert å inneholde mulig svellende materiale av Statens vegvesen. Sonen(e) ved profil 3528 ble derimot testet kun fordi stoffen stod ved dette profilnummeret ved prøveinnhenting. For å få en god kontroll med forekomsten av svelleleire, og behovet for eventuell supplerende sikring, anbefales følgende tiltak i Karmøytunnelen:

- En gjennomgang av Novapoint-tegninger og skiftlogger for å få et bilde av potensielle områder med stor forekomst av leire.
- Foreta en eventuell oppjustering av sikringsklasse, ikke nødvendigvis utstøpning, ved de lokasjonene hvor det er blitt påvist aktiv svelleleire i masteroppåven.
- Foreta en kartlegging av sprøytebetongen i områder med påvist svelleleire, for å forsikre om at det ikke er visuelle tegn til høyt trykk på utført sikring.
- Utføre deformasjonsmålinger i soner med mye leire som en del av beslutningsgrunnlaget for å bestemme endelig permanent sikring.
- Foreta prøvetaking for laboratorieanalyse så langt det lar seg gjøre i områder hvor det, i etterkant av driving eller ved gjennomgang av Novapoint-kartlegginger, oppstår mistanke om at det kan forekomme svelleleire.
- Foreta en grundig etterkontroll av sprøytebetongen i hele tunnelen før installasjon av vann- og frostsikring.
- Opprette en direkte avtale med et laboratorium for prioritert testing av svelletrykk på sleppemateriale.

6.2 Verktøy til datafangst og dokumentasjon av geologi og sikring under driving

På T-forbindelsen har det i større grad enn tidligere prosjekter blitt dratt nytte av tilleggsverktøy til datafangst og dokumentasjon av geologi og sikring. Disse verktøyene kan bidra til å redusere risikoen for uforutsette hendelser på stuff, samt gi en bedre oversikt over geologi og sikring. Verktøyene kan bidra til gode avgjørelser om permanent sikring, og gir en oversiktlig og søkbar sluttdokumentasjon (NTNU/NFF/NBG, 2010).

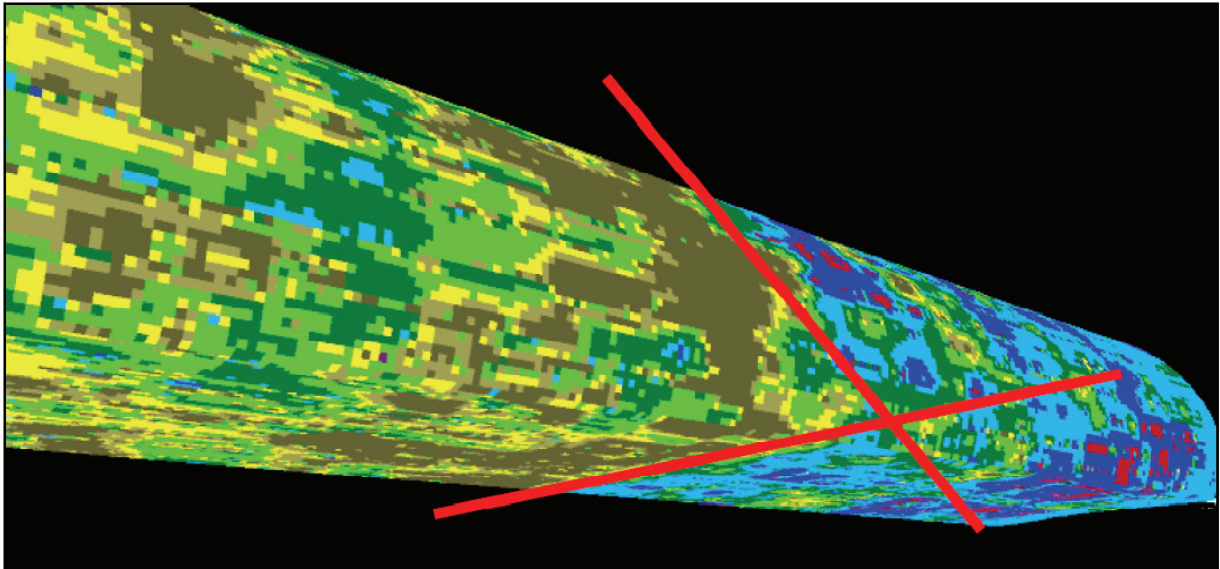
6.2.1 Borparametertolkning med Rockma

Karmøytunnelen og T-forbindelsen har valgt å prøve ut programmet Rockma for kartlegging og registrering av fjellforhold foran stuff. Rockma er et tilleggsverktøy for tolkning av data fra boreriggen, som kan brukes i forbindelse med salveboring og ved sonder- og injeksjonsboring (Moen, 2011c). Under sonderboring har det blitt utført borparametertolkning (MWD – Measure while drilling) i Karmøytunnelen. Utstyret som brukes er sensorer og software på tunnelriggen, som resulterer i en 3D-animasjon av målte anomalier, tolket som ”mulige problemer” i bergvolumet foran stuff (NTNU/NFF/NBG, 2010). I hovedsak gir det indikasjoner om oppsprekingsgrad, bergets hardhet og vannforhold. Rockma gir ingen fasit, men er et nyttig tilleggsverktøy. Et av hovedformålene har vært å påvise de forventede svakhetssonene under fjordene i god tid.

I forbindelse med masteroppgaven ble det ytret et ønske om at geolog Per Arne Moen gav noen tanker rundt erfaringene med bruken av Rockma i Karmøytunnelen. Det ble i den forbindelse utarbeidet et notat (Moen, 2011c), som det er funnet hensiktsmessig å referere til, da dette er nyttig informasjon for kommende prosjekter.

Siden bruken av programmet har vært i utprøvningsfasen har det blitt gjort forbedringer kontinuerlig i prosjektet. Resultatene man har erfart med bruken har vært overraskende bra i forhold til kvaliteten på programmet ved anleggets oppstart. Dårlige erfaringer tidlig i drivefasen medførte trolig noe skepsis, som har gjort at egenskapene til programmet ikke har blitt fullt utnyttet (Moen, 2011c).

Erfaringene i Karmøytunnelen har etter hvert vært gode, og Rockma gav et godt bilde av situasjonen i det man drev mot *some M* i Førresfjorden ved profilnummer 5910 (se Figur 3-8). Her gikk man fra harde, kompetente bergarter (se Figur 6-5, blå farge til høyre i bildet), og inn i en svakhetsone (gult/brunt). Denne markerte overgangen ble møtt i overgangen fra land til under Førresfjorden. Tolkningen i Rockma gav et overraskende godt bilde av situasjonen foran stuff som viste seg å stemme på meteren.



Figur 6-5: Rockma-tolkning av data fra borerigg ved profilnummer 5910 i Karmøytunnelen. Tunnelen går i dette området ut under Førresfjorden (venstre i bildet/brun farge) fra Hellevik (høyre i bildet/blå farge). Ved å vri på bildet kan man få et inntrykk av de ulike bergartslagene og tilhørende strøk og fallretning (røde markerte streker) (Moen, 2011c).

Basert på erfaringene fra Karmøytunnelen er det klart at det ligger et potensiale i å sammenstille tegninger/tolkninger fra Rockma, eller lignende dataverktøy, med registreringer foretatt i Novapoint Tunnel av geologi og sikring (se Avsnitt 6.2.2). Konklusjonen er derfor at bruken av Rockma med fordel kan økes på fremtidige tunnelanlegg. Programmet krever oppfølging og kalibrering, men vil ved slik oppfølging være et meget bra tilleggsverktøy til geologens kartlegginger. Det vil kunne varsle om av vann og svakhetssoner, i tillegg til dokumentasjon av installerte sikringsbolter og kontroll av utført kartlegging (Moen, 2011c). Se Vedlegg 19 for flere bilder fra notatet.

6.2.2 Dokumentasjon i Novapoint Tunnel

T-forbindelsen forholder seg til NA-rundskriv 2007/3 (Vegdirektoratet, 2007) som pålegger prosjektet å lage teknisk sluttrapport, inspeksjonsrutiner og beskrivelse av avvik i mengder og metoder (Statens vegvesen, 2009c). I den forbindelse har *Novapoint Tunnel – modul "Geologi og bergsikring"* blitt tatt i bruk for å sikre datafangst og få en enhetlig registrering av data. Formålet med Novapoint Tunnel er å samle alle data for geologi, sikring og logger, og bruke dette som et aktivt hjelpemiddel under driving (Høien, 2010).

Karmøytunnelen har, sammen med Lørentunnelen og tunnelene på Kvivsvegen, vært prøveprosjekt for bruk av *Novapoint Tunnel* til å holde en god og enhetlig oversikt over geologien som registreres under driving. Programmet brukes som kontorstøtte til kontrollingeniører og ingeniørgeologer med ansvar for kartlegging på stuff og fastsettelse av permanent sikring. Programmet har funksjoner for registrering av vannlekkasjer og vannsikring, opplasting av bakgrunnsbilder (tolkede MWD-data, foto og skisser) og øvrige dokumenter (laborierapporter, injeksjonsrapporter, o.l.) Geologien skal sammenstilles med bergsikringen etter hvert som den utføres på stuff, og inngå i beslutningsgrunnlaget for valg av permanent sikring (NTNU/NFF/NBG, 2010).

En viktig del av den ingeniørgeologiske sluttokumentasjonen etter et tunnelprosjekt, er standardtegninger som sammenstiller geologiske registreringer og utført bergsikring. Dette kan gjøres i Novapoint Tunnel ved å eksportere data til AutoCad (NTNU/NFF/NBG, 2010).

Tilrettelegging for en enhetlig kartlegging er viktig i slike prosjekter der det holdes en høy produksjon. På prosjektet er det to geologer, samt seks kontrollingeniører. Flere av kontrollingeniørene har begrenset geologisk utdannelse, og kartleggingen blir derfor noe individuell. Siden dette prosjektet er et prøveprosjekt har vært lite erfaringer å støtte seg på. Først mot slutten av prosjektet har det kommet veiledning fra Vegdirektoratet, og det har derfor vært en noe operatørvhengig møte å registrere kartleggingene på underveis i prosjektet (Halsne, 2011). Til tross for forbedringspotensialet er kartleggingene fra *Novapoint Tunnel* ansett å være høyst verdifulle til vurdering av permanentsikring. De skissene som har vært tilgjengelige har vært et godt hjelpemiddel i masteroppgaven for å få en god oversikt over både geologi og utført sikring.

6.3 Utvikling i sikringsmidler og -metoder

Utviklingen med hensyn til sikringsmidler og -metoder som har skjedd i tidsrommet mellom Statpipe-prosjektet på begynnelsen av 1980-tallet og T-forbindelsen er betydelig. Dette er også litt av bakgrunnen for at vi i dag kan bygge større, dypere og lengre tunneler, stadig raskere (Reite, 2009).

Da Statpipe-tunnelene var drevet ferdig i 1983 ble det uttalt at ”dersom det ikke er tvingende nødvendig anbefales det ikke å øke tverrsnittets størrelse utover dette”, med henvisning til nedre praktiske størrelse på tunnelprofilen som på den tid var 24 m² (Klüver, 1983). Likevel bygger man i dag T-forbindelsen med et teoretisk sprengningsprofil på ca. 92 m² (T11,5), bare én kilometer lenger nord i samme bergmasse (Statens Vegvesen, 2010a).

Dette kapittelet tar for seg de viktigste utviklingene i sikringsmidler og -metoder i konvensjonell tunneldrift, som har bidratt til at Karmøytunnelen er mulig å gjennomføre innenfor tidsrammer og budsjett, uten utilsiktede hendelser. De ulike sikringsmidlene antas i stor grad kjent for leseren, og det henvises til Teknologirapport nr. 2538 (Statens vegvesen, 2010b) og *Håndbok 025* (Statens vegvesen, 2007) for utfyllende beskrivelse av de ulike metodene. Det er ikke beskrevet utvikling i metoder for ren vann- og frostsikring (ulike typer hvelv, membraner og lignende). De viktigste utviklingstrekkene som har skjedd i sikringsfilosofien er oppsummert i Tabell 6-2.

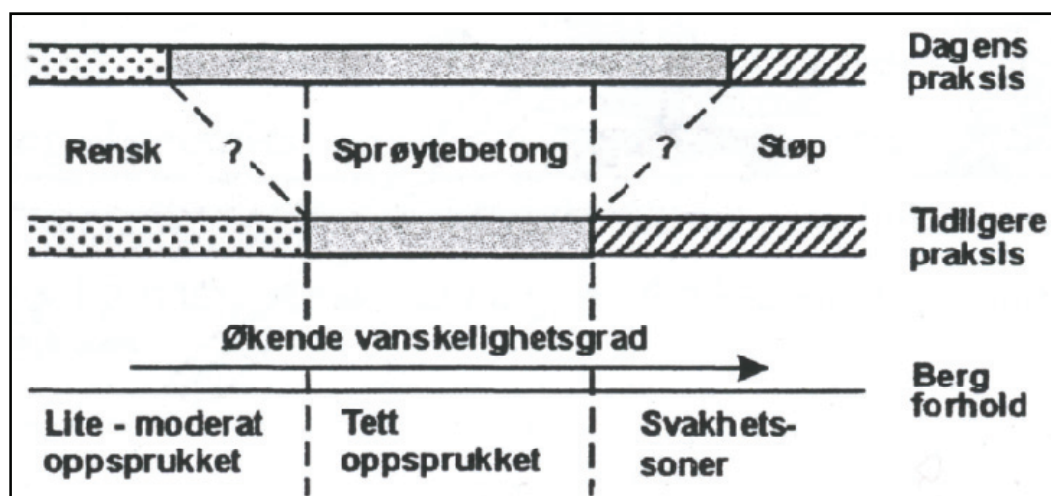
6.3.1 Viktige utviklinger i sikringsfilosofi de siste 30 årene

Erfaringer fra stadig flere prosjekter bidrar til en kontinuerlig læringsprosess og utvikling i den norske tunnelindustrien. Da Statpipe-tunnelene ble bygget hadde man erfaring fra en rekke landtunneler, men bare tre undersjøiske tunneler. I Norge har vi i dag om lag 1050 veitunneler med en samlet lengde på ca. 1000 km. Av disse er det omtrent 30 undersjøiske tunneler som alene utgjør rundt 100 km (Haug & Kalanger, 2010).

Det er relativt stor konkurranse i det norske tunnelmarkedet. Dette legger press på utvikling (Blindheim & Øvstedal, 1990), samtidig som utvekslingen av teknologiske erfaringer og

forbedringer er god i bransjen. Samfunnskravet om forbedret helse, miljø og sikkerhet er også en faktor som bidrar til økt utvikling, og som stiller større krav til leverandørene i tunnelindustrien (NTNU/NFF/NBG, 2010) Det effektiviseres og rasjonaliseres innen det meste i tunneldriving (Reite, 2009). Til sammen har dette resultert i en stadig bedring av kapasitet og kvalitet for ”etablerte” sikringsmetoder, og en kontinuerlig utvikling av nye sikringsmidler (Broch & Nilsen, 2001).

Som en konsekvens av den teknologiske utviklingen har de ulike sikringsmidlene fått flere/nye bruksområder. I norske tunneler har bruken av forbolting, sprøytebetong (se Figur 6-6) og sprøytebetongbuer økt. En av årsakene til dette kan være at det har vært mange prosjekter med krevende driveforhold, der passering av svakhetssoner har vært sentralt (Holmøy, et al., 2000).



Figur 6-6: Utviklingstendenser med hensyn til bergsikring – skjematisk og forenklet fremstilling (Broch & Nilsen, 2001).

De utviklinger som har skjedd mellom Statpipe-prosjektet og T-forbindelse, og som har bidratt til at drivingen under Karmsundet anses som mindre krevende selv med større tverrsnitt, har i hovedsak vært innen bolteteknologi, sprøytebetong, bruk av injeksjon til stabilitetssikring, samt bruk av sprøytebetongbuer. Utviklingen innen disse temaene, samt endringer i renskefilosofi, vil bli beskrevet i det følgende.

Rensk

Rensk har tradisjonelt vært ansett som en viktig, første del av sikringsarbeidene. For 20 år siden var rensk nesten ensbetydende med spetterensk fra korg (Bollingmo, 2010), og manuell rensk fra røys før utlasting. I dag utføres det som regel ingen rensk før utlasting, og kun ved behov under utlasting. Etter utlasting utføres det maskinell rensk etterfulgt av eventuell manuell rensk (ikke konsekvent) (Elvøy, 2010). Til tross for at det ikke alltid utføres manuell rensk er det fremdeles kontraktsfestet i *Håndbok 025*, prosess 32; ”driftsrensk med maskin skal som hovedregel alltid etterfølges av driftsrensk med spett” (Statens vegvesen, 2007).

Det har lenge vært en klar tendens at omfanget av rensk ved tunneldriving har blitt stadig mindre. Ofte ser det ut til at sprøytebetongsikring har vært foretrukket selv om det kunne vært

et billigere alternativ å utføre grundigere rensk (Broch & Nilsen, 2001). Denne utviklingen medfører en betydelig bedring av arbeidssikkerheten, samt effektivisering av arbeidet. Imidlertid har det vært rettet kritikk mot at man mister nærkontakt med fjellet, og dermed også mister litt av forståelsen for hvordan berget oppfører seg (Bollingmo, 2010).

Bolter

Bolting er ved siden av sprøytebetong den mest brukte sikringsmetoden i bergarbeider. Boltesikring utføres i hovedsak enten som spredt bolting for sikring av ustabile enkeltblokker, eller som systematisk bolting av en tunnelstrekning eller partier av bergrommet etter et forhåndsbestemt mønster.

I tidsperioden fra Statpipe-tunnelene ble bygget og frem til i dag har det vært en rivende utvikling i boltetyper, særlig innen forankringssystemer og bedre korrosjonsbeskyttelse (Bollingmo, 2011). For en oversikt over boltetyper henvises det eksempelvis til artikkelen *Bolting i berg* (Bollingmo, 2011). Gjeldende håndbøker for bergbolting er *Håndbok 025 - Prosesskode 1* (Statens vegvesen, 2007) og *Håndbok 215 - Fjellbolting* (Statens vegvesen, 2000). I det følgende pekes det på de utviklingene og nyvinningene som er blitt vanlige for driving i vanskelige forhold. Utviklingen av bolter til spesifikke oppgaver som vanntetting og forsering av spesielt vanskelige soner, samt utvikling av kombinasjonsbolter til generell bolting er spesielt viktige.

○ Bruk av forbolter

Under byggingen av Statpipe-tunnelene ble det benyttet forbolter i et særlig stort omfang i forhold til datidens bruk (SINTEF, 1987b). Vanlig praksis på denne tiden var en senteravstand på 0,5 m (Nilsen, 2011). I den senere tid har man fått en større forståelse for forbolters effekt og virkemåte (Nilsen, 2011), og praksisen i ekstremt vanskelige soner er i dag ofte helt ned i en senteravstand på 25-30 cm (Holmøy, et al., 2000). Dette har bidratt til å øke effekten av boltene, og gitt en sikrere konstruksjon i svært dårlige bergmasser (Nilsen, 2011). Bedre kunnskap om bruk av forbolter i kombinasjon med sprøytebetongbuer medfører at man har et bedre verktøy til å komme gjennom kritiske partier enn det man hadde for 30 år siden (NTNU/NFF/NBG, 2010)

Forbolting er oftest brukt som midlertidig sikring og en stabilisering av berget før driving, og det er derfor normalt ikke behov for korrosjonsbeskyttelse. Vanligvis benyttes kamstålbolter Ø25-32 mm, med lengde 6-8 meter (Bollingmo, 2010).

○ Kombinasjonsbolter

Kombinasjonsboltene kan endeforankres for øyeblikkelig sikring, og deretter fullgyses. Typene som finnes er rørbolt, endeforankret og ettergyst bolt og CT-bolt. CT-bolten har fått stor anvendelse og dekker alle boltebehov, både for øyeblikkelig og permanent sikring. Denne boltene er i stor grad enerådende på markedet. Boltene forankres først med en ekspansjonshylse, og blir deretter fullgyst gjennom et PVC-rør som ligger rundt boltene, se Figur 6-7, (Bollingmo, 2010). I Karmøytunnelen er det i stor grad brukt CT-bolter.



Figur 6-7: CT-bolt (Vik Ørsta AS, 2011)

○ Selvborende bolter

Selvborende bolter har med stor suksess blitt brukt i soner hvor det er problemer med at hullet raser (Bollingmo, 2010). Dette er bolter/stag med borkrone og injeksjonsmuligheter, som blir stående i hullet som en bolt. Bolten gyses gjennom spylehullet i borstanga. Fra blant annet Atlanterhavstunnelen har man gode erfaringer med bruk av Ischebeckstag, et selvborende stag, som et godt alternativ i svært dårlige soner (Karlson, 2008).

○ Injeksjonsbolter

Injeksjonsbolter brukes i berg med vannlekkasjer, der det kan være problematisk å oppnå plassering av gysemassen grunnet utvasking, og der hvor det ønskes en tetting av sprekker rundt bolten (Bollingmo, 2011). Thor-bolten er en bolt som man kan injisere gjennom, etter montasje. Bolten er derfor spesielt beregnet på boltehull med vannlekkasje (Bollingmo, 2010). I Karmøytunnelen er denne bolten brukt i soner under Førresfjorden hvor man har slitt med vannlekkasjer.

Sprøytebetong

Sprøytebetong har, sammen med bolter, vært det suverent mest brukte sikringsmiddelet i bergarbeider, og det er blitt hevdet at fjellsikring er et grenseområde mellom geologi og sprøytebetongteknologi (Torsteinsen, et al., 1990). Sprøytebetong er et produkt som først og fremst har og blir utviklet gjennom praktisk anvendelse og etter markedets behov (Davik, 1999).

Bruken av sprøytebetong som sikringsmiddel startet med tørrsprøyting, men i perioden 1975-1980 skjedde det en gradvis overgang til våtsprøyting og større bruk av sprøyteroboter. I 1999-utgaven av Norsk Betongforenings *publikasjon nr.7* ble kapittelet om tørrsprøyting fjernet, da dette i liten grad brukes som fjellsikring i Norge (Davik, 1999). I dag er robotstyrt våtsprøyting nærmest enerådende, og metoden utvikles stadig. Resultatet har vært en sterk kapasitetsøkning, med samtidig reduksjon i prelletap og forbedring av arbeidsmiljøet. Med tilsats av mikrosilika og vannreducerende tilsetningsstoffer ble det mulig å produsere

sprøytebetong med meget høy styrke (Broch & Nilsen, 2001). De viktigste utviklingene innen sprøytebetongteknologi er beskrevet nedenfor.

- Stålfiberarmering

Stålfiberarmert sprøytebetong utviklet seg veldig i perioden 1978 til 1990. Gjennombruddet for stålfiberarmert sprøytebetong kom i Tafjord veitunnel i 1981, i forbindelse med sikring av sprakefjell. (Torsteinsen, et al., 1990). I 2001 utgjorde stålfiberarmert sprøytebetong over 90 % av det totale sprøytebetongforbruket i Norge, og hadde nesten fullstendig tatt over den tidkrevende stålnett-armeringen som tidligere var eneste alternativet for armering av betongen (Broch & Nilsen, 2001).

- Alkalifri akselerator

Den kanskje aller største nyvinningen innen betongteknologi er alkalifri akselerator, som gir sprøytebetongen en høyere tidligfasthet. Alkalifri sprøytebetong har åpnet for påføring av tykkere lag med sprøytebetong i én omgang, og egner seg derfor godt til sikring av svakhetssoner. Tidligere var det vanlig med en moderat bruk av sprøytebetong med vannglass, typisk 0,6 m³/m tunnel (T8), dvs. 5-6 cm sprøytebetong i halve tunnallengden (Elvøy, 2010). Bestandigheten for alkalifri sprøytebetong er dokumentert ikke å ha dårligere bestandighet enn med tradisjonell vannglass akselerator (Holmøy, et al., 2000). Med alkalifri akselerator kan man i prinsippet bygge med så tykke lag man vil, og dermed få en konstruksjon som i virkemåte blir omtrent som en betongutstøpning (Bollingmo, 2010).

Den virkelige introduksjonen av alkalifri sprøytebetong på det norske markedet, kom under Nordkaptunnelen som ble drevet mellom 1995 og 1999. Her drev man i en bergart med sprekkeflater av glatt klorittbelegg, som gjorde at bergarten gikk mer eller mindre i oppløsning ved påkjenninger. Ved at man kunne legge på 20-40 cm sprøytebetong med høy tidligfasthet, avløste dette behovet for støp på stoff, og tunnelen ble sikret videre med bolter og sprøytebetong (NFF, 2008).

I dag påføres fiberarmert, alkalifri sprøytebetong mer eller mindre systematisk, og typiske mengder er 2-3 m³/løpemeter for tunneler med profil T8,5 (Elvøy, 2010). I de senere år har sprøytebetong i stadig større grad dominert både som arbeidssikring og permanentsikring. Ulempen er at sprøytebetongen skjuler bergets karakteristikk, og flere har ment at man bruker sprøytebetong både på for godt fjell og for dårlig fjell, nesten som et universalmiddel (Bollingmo, 1996). For flere detaljer rundt sprøytebetong henvises det til Publikasjon *Sprøytebetong til bergsikring* (Norsk Betongforening, 2003).

Injeksjonsmidler

Formålet med injeksjon er i hovedsak å tette mot vannlekkasjer (Broch & Nilsen, 2001), og er da ikke en sikringsmetode i seg selv (Bollingmo, 2010). Likevel har det blitt erfart at injeksjon av sterkt oppsprukket berg også i noen grad bedrer stabiliteten ved at sprekke "limes" sammen. I hovedsak finnes det to typer injeksjonsmidler; sementbaserte og kjemiske. Sementbaserte midler er mest brukt, men "konvensjonelle" produkter av denne typen vil

normalt ikke kunne trenge inn i mindre sprekkeåpninger enn 0,1 – 0,2 med mer (Bollingmo, 2010).

I tilfeller der det har blitt stilt krav til tetthet, har det enten blitt brukt kjemiske midler (silikater, akrylprodukter, polyurethaner med mer) eller såkalte ”mikrosementer”. Flere av de kjemiske midlene som har vært brukt gjennom tidene har imidlertid vært giftige og/eller hatt tvilsom langtidsstabilitet. Selv om det i dag finnes gode kjemiske midler, har det vært en klar tendens at mikrosementer (finmalt sement) har overtatt for de kjemiske midlene. Pris er en viktig årsak til denne utviklingen. Det relative kostnadsforholdet mellom rapid-sement, mikrosement og kjemiske midler vil i mange tilfeller være henholdsvis 1:10:100 (Broch & Nilsen, 2001).

Sprøytebetongbuer

Sprøytebetongbuer er en forholdsvis enkel og god sikringsmetode, som er et alternativ når vanlig sprøytebetong ikke er tilstrekkelig, og full utstøpning er unødvendig (Bollingmo, 2010). Teknologirapport nr. 2538 (Statens vegvesen, 2010b) som kom ut første gang i 2008, og ble revidert i 2010, legger til rette for en enhetlig bruk av sprøytebetongbuer som tung sikring. Tidligere hadde full utstøpning den tekniske fordelen at den ga riktigere geometri for sikringen enn det sprøytebetongbuer gjorde. Med den utforming og utførelse av sprøytebetongbuer som er beskrevet i Teknologirapport nr. 2538 regnes de to metodene som likeverdige med hensyn til kvalitet som følge av krav til geometri (Statens vegvesen, 2010b). Stabilitetssikring med armerte sprøytebetongbuer benyttes ved stadig flere tilfeller hvor man tradisjonelt har benyttet full utstøpning.

Metoden med sprøytebetongbuer fremfor betongutstøpning er både tids- og kostnadsbesparende, men har vært antatt å ha begrensninger ved mektige svelleleiresoner og i tilfeller der profilet skal gjenoppbygges etter ras (NFF, 2008). Bruk av sprøytebetongbuer ved forekomst av svelleleire ble diskutert i Avsnitt 6.1.3 og Avsnitt 6.1.4.

Bruken av sprøytebetongbuer fikk sitt gjennomslag under byggingen av Frøyatunnelen. Her ble flere svakhetssoner med stort innslag av leire permanentsikret uten full utstøpning (Holmøy, et al., 2000). I dag er det en trend at armerte sprøytebetongbuer, noen ganger med støpt såle, blir brukt i større grad i dårlige bergforhold i stedet for betongutstøpning (Nilsen & Henning, 2009). De vanligste sprøytebetongbuene (ofte kalt tradisjonelle sprøytebetongbuer), er armert med 6 stk. Ø16 mm kamstål som bøyes til slik at profilet følges (Holmøy, et al., 2000).

Full utstøpning

Tidligere var full utstøpning den soleklare praksisen ved dårlig fjell (Elvøy, 2010). Etter at man fikk alkalifri sprøytebetong, som gjør at man kan bygge opp betong i så tykke lag man vil, har det blitt ganske uvanlig med utstøpning til ordinær bergsikring (Bollingmo, 2010). Bruken av armerte buer har blitt et fleksibelt alternativ til full utstøpning, og anbefales i dag fra og med bergmasseklasse E – *svært dårlig bergmasse* (Statens vegvesen, 2010b). Ulempen med full utstøpning er at det er tidkrevende og kostbar sammenlignet med de fleste andre

sikringsmetoder. Likevel krever Vegnormalen (Statens Vegvesen, 2010a) at betongutstøpning skal brukes som permanent stabilitetssikring ved:

- Særlig ustabile partier
Partier med oppknust berg, som i tillegg inneholder aktiv svelleleire (partier med mektighet > 2 meter eller som følger tunnelen i mer enn 2 meter med svelletrykk > 0,5 MPa)
- Partier med overdekning mindre enn 4 meter i lengde over 10 meter
- Tap av profil

I dag har mobile støpeskjold av stål (Figur 6-1) tatt helt over for det tidkrevende alternativet med treforskaling, som tidligere var det vanlige (Broch & Nilsen, 2001). Kravet til minste betongtykkelse er vanligvis 30 cm (Broch & Nilsen, 2001).

6.3.2 Sikringsmidler og -metoder i fremtiden

I de senere årene har byggherrer erfart at relativt nye tunneler må gjennomgå tunge vedlikeholdsarbeider allerede få år etter ferdigstilling, samtidig som tunneler som ble bygget for mange tiår siden er lite vedlikeholdskrevende. I hovedsak er problemet knyttet til tekniske installasjoner, men det har også vært et økende behov for å skifte ut vann- og frostsikring, og også bergsikring i norske tunneler. I de senere årene har man også i enkelte tilfeller opplevd svikt i den bergtekniske konstruksjonen, i form av nedfall og ras (Haug & Kalanger, 2010).

FoU-programmet *Moderne vegtunneler* som avsluttes i 2011 har arbeidet med å utvikle en enhetlig strategi for planlegging, bygging, vedlikehold og oppgradering av vegtunneler. Det har blitt vurdert om man skal sette strengere krav til bergkonstruksjoners levetid. En levetid på 50-100 år blir nå vurdert (Torpp, 2009). Med den nye tunnelstrategien ønsker man å redusere hyppige rehabiliteringer og nybygg (Statens vegvesen, 2011e). Det diskuteres i miljøet om man skal nærme seg europeiske sikringsmetoder, med mye større bruk av full utstøpning enn det gjøres i dag (Moen, 2011a).

6.3.3 Oppsummering av utvikling i sikringsmidler og -metoder.

I hovedsak kan man si at sikringsfilosofien tidligere var å bruke bolter, uarmert- og etter hvert fiberarmert sprøytebetong, plaststøpt betong og injeksjonsmasse. Dagens praksis er innsetting av forbolter, kombinert med radielle bolter og tykkere lag med sprøytebetong. Ofte suppleres det med sprøytebetongbuer og sålestøp (ribber) (Elvøy, 2010). Denne alternative sikringsmetoden, som i dag anbefales av (Statens vegvesen, 2010b), kan sees som et grensesnitt mot full utstøpning (Bollingmo, 2010). Tabell 6-2 viser de viktigste hovedtrekkene i sikringsfilosofi før og nå.

Tabell 6-2: Grov skissering av de viktigste hovedtrekkene i sikringsfilosofi før og nå (Elvøy, 2010) (SINTEF, 1987b) (Bollingmo, 2010).

	30 år siden →	I dag
Forbolting	- Brukt i stor grad på Statpipe-prosjektet - Vanlig med senteravstand 50 cm	- Brukt i stor grad i Karmøytunnelen - Senteravstand ned mot 25 cm i vanskelige soner
Rensk	- Manuell rensk fra røys før utlasting - Manuell rensk av heng og stuff fra korg på rigg	- Ingen (lite) rensk før utlasting. - Rensk under utlasting ved behov - Maskinell rensk etter utlasting, eventuelt etterfulgt av manuell rensk (ikke konsekvent).
Sprøytebetong	- Moderat bruk av sprøytebetong med vannglass	- Påføring av alkalifri, fiberarmert sprøytebetong mer eller mindre systematisk
Bolting	- Endeforankrede bolter - Forspente bolter - Innstøpte bolter	- Kombinasjonsbolter er i stor grad enerådende. - CT-bolt har fått stor anvendelse. - Bruk av selv borende bolter og injeksjonsbolter har blitt vanlig i krevende soner
Sprøytebetongbuer	Ukjent metode	- Brukes i stor grad som permanent sikring i ustabile soner - Har i stor grad tatt over for full utstøpning
Full utstøpning	- Praktis ved dårlig fjell	- Brukes i stadig mindre grad - Krav til bruk ved (Statens Vegvesen, 2010a): a) Særlig ustabile bergmasser b) Leirsoner (2meter og >0,5 MPa) c) Liten overdekning d) Tap av profil

Endringene i sikringsfilosofi har medført effektivisering og høyere sikkerhet. Likevel er det gjennom tidene pekt på at reduksjon i utført rensk, samt mye og kanskje for tidlig bruk av sprøytebetong, fører til dårligere kunnskap om de egentlige fjellforholdene. Fiberarmering har etter hvert blitt standard i omtrent all sprøytebetong. Noen ganger kan dette være unødvendig, og dermed en ekstra kostnad, men det har gjerne blitt slik at ”vi skal ha det beste – uansett” (Bollingmo, 2010).

Den utviklingen som har hatt mest å si for Karmøytunnelen er i hovedsak armert, alkalifri sprøytebetong, som gjør det mulig påføre tykke lag med sprøytebetong i en tidlig fase. Også bruken av armerte sprøytebetongbuer, eventuelt fjellbånd, og bruken av CT-bolter gjør at man får en solid sikringskonstruksjon, som også er fullgod som permanent sikring, tett opp mot stoffen. Bedre kunnskap om bruk av spilingbolter har gitt bedre forutsetninger for å passere dårlige soner enn det man hadde under drivingen av Statpipe-tunnelene. Med disse forbedringene har man så langt unngått full utstøpning i Karmøytunnelen.

6.4 Oppsummering av drive- og sikringsfilosofi i Karmøytunnelen

Hovedsonene i Karmsundet og Førresfjorden kan i hovedsak sies å bestå av oppknust, klorittholdig og leirinfisert berg. Sikringsklassene for Karmøytunnelen er utarbeidet med bakgrunn i *Teknologirapport nr.2538*, og bestemmes ut fra kartlagt Q-verdi.

Drive- og sikringssyklusen i Karmøytunnelen legger stor vekt på forundersøkelser ved hjelp av sonderboring og kjerneboring. I de mest markerte sonene blir det benyttet injeksjon for å bedre stabiliteten, forbolting, sprøytebetong og armerte sprøytebetongbuer. I den vanskeligste

sonen på Mjåsund har det også blitt utført sålestøp. I tillegg benyttes injeksjonsbolter i områder hvor man har mye vannlekkasje i berget. Deformasjonsmålere blir installert i soner med dårlig fjell. Etter at 94 % av tunnelen er ferdig drevet har det ikke blitt utført full utstøpning i Karmøytunnelen.

Hvor mye arbeidssikring som skal utføres i forkant av tung permanent sikring er et spørsmål om tid, penger og sikkerhet. Det er derfor en vanskelig problemstilling, som ikke bare avhenger av geologiske forhold. Det som uansett er sikkert er at det må tilstrebes at arbeidssikringen inngår som en del av permanentsikringen. Dette kan gjøres ved god kartlegging og planlegging på stoff.

Behovet for å utføre full utstøpning ved forekomst av svelleleire er et noe ubesvart spørsmål, og de ulike tolkningene av Statens vegvesens krav har blitt diskutert. Det som er klart er at det i de aller fleste tilfeller ikke er entydig hvorvidt en sone krever full utstøpning ut fra kravet om ”2 meters mektighet”. Kombinert med lite krav til omfang av prøvetaking bidrar dette trolig til færre analyser av sleppemateriale. Det kan derfor stilles spørsmål om man har nok kontroll med forekomsten av svelleleire.

Tre av lokasjonene testet for svelleleire i Kapittel 4 er høyere enn Statens vegvesen sine krav til utstøpning ved stor nok mektighet. Ut fra kartlegginger er det klart at sonene ved to av disse lokasjonene trolig følger tunnelen i mer enn to meter. Ved den ene lokasjonen, profil 4390, er det utført supplerende sikring med sprøytebetong og bolter. Tiltak ved den andre lokasjonen, profil 3528, er ikke kjent ved avslutning av masteroppgaven. Det anbefales tiltak i form av kartlegging av sprøytebetong og eventuelle deformasjonsmålinger ved de aktuelle lokasjonene. Generelt anbefales det en grundig gjennomgang av mulig forekommende svelleleire i tunnelen, og oppfølging i form av testing av sleppemateriale og kontroll med utført sikring. Det burde vært opprettet avtale med et laboratorium, for å få prioritert testing av sleppemateriale. Videre forskning på virkemåten til armerte sprøytebetongbuer kontra full utstøpning i slike soner er nødvendig.

Bruken av verktøy til datafangst og dokumentasjon av geologi og sikring under driving har vært stor i Karmøytunnelen. Det har vært positive erfaringer både ved bruk av programmet Rockma til borparametertolkning og modulen *Geologi og bergsikring* i Novapoint Tunnel til dokumentasjon av geologi og utført sikring.

Utviklingen i sikringsmidler og -metoder har vært stor mellom byggingen av Statpipe-tunnelene på 1980-tallet og drivingen av T-forbindelsen. Spesielt nevnes armert, alkalifri sprøytebetong, armerte sprøytebetongbuer og tettere forbolting som viktige utviklinger som har bidratt til at forholdene i Karmsundet lettere lar seg forsere i dag enn for 30 år siden.

Kapittel 7 Videre arbeid

Ved avslutning av masteroppgaven er 94 % av Karmøytunnelen ferdig drevet. Det er derfor begrenset hvorvidt det er mulig og av interesse å utføre videre undersøkelser i Karmøytunnelen med bakgrunn i problemstillingene i masteroppgaven. De foreløpige kjerneboringene viser gode forhold, og det er ikke forventet store utfordringer for de resterende delene av tunnelen. Undersøkelsene av "metasandstein" i masteroppgaven har i stor grad bekreftet at denne beskrivelsen trolig er en betegnelse som har blitt brukt i kartlegginger fordi betegnelsen var gitt under prosjekteringen av både Statpipe-tunnelene og Karmøytunnelen. Trolig er dette brukt som en samlebetegnelse for omdannede bergarter av ulik opprinnelse. Videre undersøkelser i forhold til ingeniørgeologiske problemstillinger er ikke ansett som nødvendige.

Videre undersøkelser for å kartlegge forekomsten av svelleleire, og behovet for eventuell supplerende sikring er anbefalt i Kapittel 6. De anbefalte tiltakene er:

- En gjennomgang av Novapoint-tegninger og skiftlogger for å få et bilde av potensielle områder med stor forekomst av leire.
- Foreta en eventuell oppjustering av sikringsklasse, ikke nødvendigvis utstøpning, ved de lokasjonene hvor det er blitt påvist aktiv svelleleire i masteroppgaven.
- Foreta en kartlegging av sprøytebetongen i områder med påvist svelleleire, for å forsikre om at det ikke er visuelle tegn til høyt trykk på sikringen.
- Utføre deformasjonsmålinger i soner med mye leire som en del av beslutningsgrunnlaget for å bestemme endelig permanent sikring.
- Foreta prøvetaking for laboratorieanalyse så langt det lar seg gjøre i områder hvor det, i etterkant av driving eller ved gjennomgang av Novapoint-kartlegginger, oppstår mistanke om at det kan forekomme svelleleire.
- Foreta en grundig etterkontroll av sprøytebetongen i hele tunnelen før installasjon av vann- og frostsikring.
- Opprette en direkte avtale med et laboratorium for prioritert testing av svelletrykk på sleppemateriale.

Flere av problemstillingene som har vært diskutert i denne masteroppgaven er svært aktuelle tema for videre forskning og dokumentasjon. Blant de områdene som trenger mer belysning nevnes:

- Representativitet ved prøvetaking av sleppemateriale
- Sammenhengen mellom in-situ svelletrykk og svelletrykk målt i laboratoriet
- Relevansen av målt svelletrykk mot sikringskonstruksjon
- Krav i forhold til undersøkelser og sikring av soner med svelleleire
- Virkemåten av full utstøpning vs. armerte sprøytebetongbuer i soner med svelleleire

(blank side)

Kapittel 8 Oppsummering og konklusjon

Prognosene basert på undersøkelser og erfaringer fra drivingen av Statpipe-prosjektet har i stor grad vært relevante og riktige for Karmøytunnelen. Likevel kan det sies at prognosene for den omtalte ”metasandsteinsonen” under Karmsundet var noe pessimistisk i forhold til erfaringene fra drivingen. Dette har hovedsakelig bakgrunn i bedre geologiske forhold, og trolig kan også utvikling i sikringsmidler og -metoder ha bidratt noe til at forholdene oppleves enklere i dag enn for 30 år siden. Svakhetssonen man møtte i Karmsundet, som er antatt å tilsvare forholdene i den omtalte ”metasandsteinsonen” i Statpipe-prosjektet, var omtrent 80-85 meter lang og medførte tung sikring i omtrent 145 meter. I hovedsak består det området som i geologisk rapport ble beskrevet som ”metasandstein” av finkornige gneiser, med lag av kvartsitt og forkastningsbergarter. Forkastningsbergartene har i stor grad blitt beskrevet som oppknust og leirinfisert grønnskifer.

De noe pessimistiske prognosene for Karmøytunnelen har ikke bare bakgrunn i erfaringene fra Statpipe-prosjektet, men også tidsperioden som prosjekteringen ble utført. Dette var like etter raset i Hanekleivtunnelen og parallelt med at man opplevde problemer i Atlanterhavstunnelen. Dette må antas å ha bidratt til at mulige utfordringer ikke kunne undervurderes.

Bergartsfordelingen i Karmsundet har vist seg å være mer kompleks enn de fire bergartsdomenene som var skissert i geologisk rapport. Både erfaringer fra drivingen og utførte laboratorieundersøkelser tilsier at bergartene stemmer bedre med den kompleksiteten som fremgår av NGUs bergartskart. Ingen av de analyserte bergartsprøvene kan ut fra petrografien beskrives som en metasandstein. Basert på laboratorieundersøkelsene er trolig ”mylonitt” en bedre beskrivelse av ”metasandsteinen”/gneisbergartene, mens de analyserte glimmer- og klorittrike skifrene kan beskrives som ”fyllonitter”. Heller ikke i anleggsdokumentasjonen fra Statpipe-tunnelen under Karmsundet er det klart om bergarten har vært en metasandstein, eller om bergartsbeskrivelsen ble benyttet med bakgrunn i bergartsfordelingen fra prosjekteringen.

Den vanskeligste svakhetssonen i Karmøytunnelen har man møtt øst i Førresfjorden. Denne sonen var omtrent 60 meter, og har medført tung sikring i et større omfang enn man hadde forventet. I stor grad består svakhetssonene i Karmøytunnelen av oppknust bergartsmateriale med hyppige innslag av leire, kloritt og glimmer. Den største utfordringen med vann i tunnelen har vært i området mellom Førresfjorden vest og rundkjøringen. Her er det blitt injisert i lengre sammenhengende partier. Vannlekkasjer har likevel ikke utgjort et veldig omfattende problem i Karmøytunnelen. Det leirrike berget antas, som i Statpipe-tunnelene, å være årsaken til at bergartene er relativt tette. De fleste svakhetssonene i fjordene har blitt påtruffet tidligere enn skissert i geologisk rapport. Dette har delvis bakgrunn i at det i liten grad var antydning fall og fallretning til sonene tolket fra seismikken.

På grunn av undersøkelsene og erfaringene fra Statpipe-prosjektet har en stor del av forundersøkelsene for Karmøytunnelen blitt utsatt til drivingen. Omfanget av utførte forundersøkelser ligger langt under de anbefalinger som er gitt for undersjøiske tunneler i

Publikasjon nr. 101, Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg (Palmstrøm, et al., 2003). Derimot ligger omfanget av undersøkelser under driving høyt i forhold til andre anlegg. Dette har bakgrunn i den kontinuerlige kjerneboringen som er utført i de undersjøiske områdene. Omfanget av undersøkelser totalt sett er vurdert å være tilstrekkelig til å ha god kontroll med de ingeniørgeologiske forholdene.

Et forhold som trolig ikke har vært undersøkt i stor nok grad i Karmøytunnelen er forekomsten av svelleleire. Til tross for at man fra Statpipe-prosjektet visste at det forekom svelleleire, med til dels svært høye svelletrykk, har det i forkant av masteroppgaven bare blitt utført én analyse av svelletrykk. Under masteroppgaven ble det påvist høyt til meget høyt svelletrykk i sleppematerialet ved 3 av 6 testede lokasjoner. To av disse lokasjonene hadde forekomster med en mektighet som ut fra Statens vegvesen sine krav kan sies å kvalifisere til full utstøpning. Undersøkelsene utført i oppgaven har vist at prøver fra samme lokasjon kan har stor variasjon i mineralogi, finstoffandel og svelletrykk, og at vurdering av sikringsbehov derfor kan variere avhengig av prøvematerialet.

Kravene i *Håndbok 021* stiller krav om utstøpning ved forekomst av svelleleire med svelletrykk $> 0,5$ MPa, dersom det forekommer med en bredde/lengde på 2 meter eller mer. Dette kravet synes å medføre en høyere terskel for å utføre full utstøpning enn tidligere. Dagens krav gir rom for tolkning, og det er antatt at utstøpning i stor grad vil unngås dersom mulig. Siden det ikke stilles krav til prøvetaking utover mistanker under kartlegging, og det heller ikke er krav til montering av armerte sprøytebetongbuer i soner med svelleleire, er det sannsynlig at dette generelt kan medføre mindre sikring og lavere kontroll av aktivt sleppemateriale. Under innhenting av sleppemateriale til masteroppgaven ble det påvist sprekker i sprøytebetongen ved en av lokasjonene. Dette understreker behovet for videre oppfølging i Karmøytunnelen i form av overvåking og eventuell supplerende sikring.

Det har vært stor bruk av verktøy til datafangst og dokumentasjon av geologi og sikring under driving av Karmøytunnelen. Erfaringene med dette har vært gode. Sammen med utviklingen som har vært i sikringsmidler og -metoder, spesielt innen alkalifri sprøytebetong, sprøytebetongbuer og tett forbolting, har dette bidratt til at forholdene under Karmsundet og Førresfjorden kan forseres lettere i dag enn for 30 år siden.

Til tross for at svakhetssonene i Karmsundet og Førresfjorden i utgangspunktet ble skissert som ulike, ble det i hovedsak planlagt samme drivemetode. En drive- og sikringssyklus med hovedvekt på injeksjon (for tetting og stabilisering), forbolting (for stabilisering av ustabile bergmasser), korte salvelengder, sprøytebetong, bolting og eventuell oppsetting av armerte sprøytebetongbuer synes å være en universalmetode som kan takle de fleste driveforhold.

Flere av problemstillingene diskutert i denne oppgaven gir rom for videre forskning og dokumentasjon. Spesielt nevnes forholdene rundt prøvetaking av sleppemateriale, og virkningen av sprøytebetongbuer i soner med svelleleire som viktige tema.

Kapittel 9 Referanser

- AF Gruppen. (2011).** *Informasjon på AF Gruppens hjemmesider.* Hentet 4. april 2011. [<http://www.afgruppen.no/no/Anlegg/Aktuelt/T-forbindelsen>].
- Bertelsen, G. (1990).** *Karmøy-Kårstø tunnelene. Etterrensk, sikringsøkonomi/kvalitet.* Fjellsprengningskonferansen 1990. s.12.1-12.7.
- Bishop, A. C., Woolley, A. R., & Hamilton, W. R. (2001).** *Guide to minerals, rocks & fossils.* Phillip's in association with the Natural history museum. 336 sider. ISBN0-540-07429-2.
- Blindheim, O. T., & Nilsen, B. (2001).** *Rock cover requirements for subsea road tunnels.* Strait Crossings 2001, Swets & Zeitlinger Publishers Lisse, 2001. s. 439-448. ISBN 90 2651 845 5.
- Blindheim, O. T., & Øvstedal, E. (1990).** *Water control in subsea road tunnels in rock.* (J. Krokeberg, Red.) Balkema, Rotterdam: Strait Crossings, 1990. s. 223-230. ISBN 90 6191 118 4.
- Blindheim, O. T., Grøv, E., & Nilsen, B. (2005).** *Nordic sub sea tunnel projects.* Tunneling and Underground Space Technology 20, ITA/AITES Accredited Material. Elsevier, 2005. 11 sider.
- Bollingmo, P. (2011).** *Bolting i berg. "Historisk halvtime" - hva har skjedd de siste 50 årene (1).* Lillehammer 15.16. februar: NBG. Utdrag fra kursperm. 6 sider (16B).
- Bollingmo, P. (2010).** *Sikringsfilosofi og - metoder.* NTNU/NFF, Kurskompendium EVU-kurs ingeniørgeologi. S. 10.1-10.35.
- Bollingmo, P. (1996).** *Sprøytebetong - Universalmiddel eller kalkede graver. Sikkerhet ved sprøytebetongsikring.* Fjellsprengningskonferansen 1996. s. 6.1-6.5.
- Brattli, B. (2011).** *Personlig kommunikasjon i forbindelse med masteroppgaven.* Trondheim. Professor Bjørge Brattli ved Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Brattli, B. (1992).** *Mikroteksturer i magmatiske og metamorfe bergarter - Et kompendium for studenter ved Bergavdelingen, NTH.* Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTH, 1992. - utdrag fra side 23.
- Brekke, T. L. (1965).** *On the measurement of the relative potential swellability of hydrothermal montmorillonite clay from joints and faults in pre-cambrian and paleozoic rock in Norway.* Trondheim: Institutt for geologi, NTH. 1965. Int. J Rock Mech. Mining Sci. Vol.2, s155-165.
- Broch, E., & Nilsen, B. (2001).** *Ingeniørgeologi berg GK kompendium.* NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk.

Bruland, A. (2010). *Anleggsteknikk GK, kompendium -del II.* Trondheim: NTNU, institutt for bygg, anlegg og transport, 2010.

Dahl, F. (2011). *Personlig kommunikasjon/veiledning under utføring av forsøk på laboratoriet hos SINTEF/NTNU.* Laboratorieleder Filip Dahl ved SINTEF Byggforsk.

Dahlø, S. T. (1987). *Undersjøiske tunneler, Delprosjekt 1- Forundersøkelser og driving. Delrapport 1.4- Frierfjorden og Volls fjorden.* Trondheim: SINTEF. 32 sider. - STF36 F87073.

Dahlø, T. S. (1988). *Undersjøiske tunneler. Ingeniørgeologiske prognoser og driftserfaringer.* Fjellsprenningskonferansen 1988. s. 31.1-31.21.

Dahlø, T. S., & Nilsen, B. (1991). *Undersjøiske tunneler - Stabilitet og overdekning. Fjellsprenningsdagen 1991 .* s. 29.1-29.14.

Davik, K. I. (1999). *Sprøytebetong til fjellsikring - Ny revidert publikasjon nr. 7.* Fjellsprenningskonferansen 1999. s. 32.1-32.5.

Elvøy, J. (2010). *HMS ved sikringsarbeider.* NTNU/NFF, Ingeniørgeologi for bygge- og anleggsledere i underjordsarbeider. s.13.1-13.14.

Grimstad, E., Tunbridge, L., Bhasin, R., & Aarset, A. (2008). *Måling av deformasjon og krefter på og i armerte sprøytebetongbuer - Hvorfor må det støpes når sprøytete buer holder med god margin?* Fjellsprenningskonferansen 2008. s. 40.1-40.18.

Groven, O. (2011). *Personlig kommunikasjon under arbeidet med masteroppgaven.* Assisterende prosjektleder Olav Groven hos AF Anlegg.

Grønhaug, W. A. (2009). *The Norwegian sub-sea road tunnels: Background and experiences.* Strait Crossing 2009. s.191-197. - ISBN 978-82-92506-69-1.

Grøntveit, J. (1998). *Beslutningsprosessen ved valg av sikring i tunneler. – Erfaringer fra entreprenør.* Fjellsprenningskonferansen 1998. s. 25.1-25.14.

Halsne, S. M. (2011). *Personlig kommunikasjon under arbeidet med masteroppgaven.* Ingeniørgeolog Svein Magnus Halsne ved Statens vegvesen.

Hatlenes, C. (2011). *Bilder tatt i forbindelse med masteroppgaven.*

Haug, R. G., & Kalanger, A. K. (2010). *Levetid for tunneler - et videre perspektiv enn snorklipping.* Fjellsprenningskonferansen 2010. s.3.1-3.9.

Henning, J. E. (2009). *Sikringsstrategi for vegtunneler - samarbeidsformer - roller og ansvar i kontraktsforhold.* Artikkel i kurskompendium for EVU-kurs i ingeniørgeologi 2010, utgitt i samarbeid med NFF,NBG og Tekna, 2009. s. 15.1-15.16.

Henning, J. E. (2008). *Presentasjon: Bolting i berg 7. - 9. oktober 2008.* Lillehammer: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, 2008. 26 sider.

Higgins, M. W. (1971). *Cataclastic rocks*. Geol. Surv. Prof. Pap. No. 687. Geol. Surv. Prof. Pap. No. 687., 1971. 99 sider.

Holestøl, K. (1983). *Tunnelprosjektet Kalstø-Kårstø*. Fjellsprenningsdagen 1983. s. 12.1-12.5.

Holmøy, K. H., & Aagaard, B. (2000). *Forbolting og sprøytebetong erstatter full utstøpning*. Fjellsprenningskonferansen 2000. s. 9.1-9.15.

Holter, K. G., Aagaard, B., & Johansen, E. D. (1995). *Undersjøisk tunnel til Bjorøy - Bergmekaniske vurderinger og teknikker for injeksjon ved kryssing av sandsone*. Fjellsprenningsdagen 1995. 29 sider.

Hov, A. (1995). *Ødometerforsøk - svelleevne, hefte utgitt i fag 21 534 Geologiske analysemetoder*. Institutt for geologi og bergteknikk, Norges tekniske og naturvitenskapelige universitet, NTNU.

Humstad, T. (2010). *Nye metoder for tunneldokumentasjon*. Fjellsprenningskonferansen 2010. s.17.1-17.8.

Høien, A. H. (2009). *Presentasjon: Ny teknologi for dokumentasjon av nye og gamle tunneler, Novapoint Tunnel - geologi og bergsikring*. Tunnel- og betongseksjonen, Vegdirektoratet/ Fjellsprenningsdagen 2009. 11 sider presentasjon/s.28-1-28.2.

ISRM. (1985). *Suggested method for determining point load strength (to replace original document published in 1972)*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. 1985. pp.51-60. - Vol.22, No. 2.

Jorde, K., Naterstad, J., Pedersen, R. B., Solli, T., & Ragnhildstveit, J. (1999). *Berggrunnkart HAUGESUND 1113 1, M1:50 000, foreløpig utgave*. Norges geologiske undersøkelse.

Karlson, K. I. (2008). *RV 64 Atlanterhavstunnelen- Lekkasjesone 230 m under havoverflaten*. Fjellsprenningsdagen 2008. s.11.1-11.16.

Kjølseth, G. (1986). *Kårstø sub-sea tunnels for gas transport*. Stavanger: Strait Crossings 1986. s. 655-673.

Klüver, B. H. (1983). *Undersjøiske tunneler, ingeniørgeologiske erfaringer*. Fjellsprenningsdagen 1983. s. 30.1-30.10.

Kvam, K. R. (2011). *Personlig kommunikasjon under laboratoriearbeid. Avdelingsingeniør Kjell R. Kvam ved Institutt for geologi og bergteknikk*.

Kveldsvik, V. (1985a). *Ingeniørgeologisk analyse av Karmsund-tunnelen, Hovedoppgave i ingeniørgeologi, HOVEDDEL*. Trondheim: Geologisk institutt, Ingeniørgeologi, Norges tekniske høgskole.

- Kveldsvik, V. (1985b).** *Ingeniørgeologisk analyse av Karmsund-tunnelen, Hovedoppgave i ingeniørgeologi, BILAGSDEL.* Trondheim: Geologisk institutt, Ingeniørgeologi, Norges tekniske høgskole.
- Lien, R., & Garshol, K. (1978).** Undersjøisk tunnel Rafnes-Herøya. *Fjellsprenningsdagen 1978, Tapir Forlag*, 1978. s. 17.1-17.7.
- Løset, F. (2006).** *Norges tunnelgeologi.* Norges Geotekniske Institutt (NGI), 2006. ISBN 82 546 0193 3.
- Mao, D., Nilsen, B., & Lu, M. (2011a).** *Analysis of loading effects on reinforced shotcrete ribs caused by weakness zone containing swelling clay.* Tunnelling and Underground Space Technology 26 (2011) 472-480, 2011. - 9 sider.
- Mao, D., Nilsen, B., & Dahl, F. (2011b).** *Laboratory Testing of Swelling Gouge from Weakness Zone - Principle and Recent Update.* ARMA, American Rock Mechanics Association, 2010. Artikkelen er utarbeidet for presentasjon ved det US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium i San Francisco, CA, 26.-29. juni 2011. 6 sider.
- Moen, P. A. (2011a).** *Personlig kommunikasjon under arbeidet med masteroppgaven.* Geolog Per Arne Moen ved Statens vegvesen.
- Moen, P. A. (2011b).** *Engelsk besøkspresentasjon (powerpoint): Welcome to Haugesund and the T-Connection Project.* Haugesund: Statens vegvesen. Kopi av presentasjon utlevert av Per Arne Moen. 27 sider.
- Moen, P. A. (2011c).** *Notat: ROCKMA - Bruk av mwd verktøy i tunnelproduksjon.* Haugesund 14.04.2011: Statens vegvesen, ved geolog Per Arne Moen. 3 sider.
- Myrvang, A. (2001).** *Bergmekanikk.* Trondheim: NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk, 2001.
- NBG. (2000).** *Engineering geology and rock engineering.* Norwegian Group for Rock Mechanics (NBG), 2000. 192 sider.
- NBR. (1988).** *Geoteknisk prosjektering - Fundamentering, grunnarbeider, fjellarbeider.* Norsk standard NS 3480. Norsk Byggstandardiseringsråd, 1988.
- NFF. (2008).** *Håndbok nr. 05: Tung bergsikring i underjordsanlegg.* Norsk forening for fjellsprenningsteknikk. ISBN 978-82-92641-09-5.
- NGI. (2006).** *Rogfast - Geologisk samlerrapport.* NGI, 2006. - 20061048-00-14-R.
- NGI. (1997).** *Practical use of the Q-method.* Norges Geotekniske Institutt. NGI-report 592046-4.
- NGU. (2011).** *Berggrunnskart M 1:250 000, [http://www.ngu.no/kart/bg250/]*

- Nilsen, B. (2011).** *Personlig kommunikasjon under arbeidet med masteroppgaven.* Professor Bjørn Nilsen, ved Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Nilsen, B. (2010).** *Ingeniørgeologi - Berg, Videregående kurs, våren 2010.* Trondheim: NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk.
- Nilsen, B. (2008).** *Presentasjon Kursdagene ved NTNU 2008 - Tung bergsikring av tunneler og bergrom; (4) Sikring mot svelleleire.* Trondheim.
- Nilsen, B. (1999).** *Key factors determining stability and water leakage of hard rock subsea tunnels.* Rock Mechanics for Industry, Amadei, Kranz, Scott & Smeallie, Balkema, Rotterdam (ISBN 90 5809 052 3). 7 sider.
- Nilsen, B. (1988).** *Forskningsprosjekt "Undersjøiske tunneler".* Fjellsprenningsdagen 1988. s. 5.1-5.12.
- Nilsen, B. (1986).** *Geo-investigation procedures for rock tunnels crossing Norwegian fjords.* Stavanger: Strait Crossings, Volume 2, 1986. s. 817-831.
- Nilsen, B., & Henning, J.-E. (2009).** Thirty years of experience with subsea tunnels. Trondheim, Norway June 21-24, 2009: Strait crossings 2009 : proceedings of the fifth Symposium on Strait Crossings. 10 sider.
- Nilsen, B., Maage, M., Dahlø, T. S., Hammer, T. A., & Smepllass, S. (1988).** *Prosjekt "Undersjøiske tunneler" - Omfattende status for norske undersjøiske tunnelanlegg.* 5 sider.
- Norsk Betongforening. (2003).** *Publikasjon nr.7 "Sprøytebetong til bergsikring".*
- Novapoint. (2011).** *Informasjon om geologi og bergsikring, samt skiftlogger for T-forbindelsen, hentet ut fra Novapoint Tunnel.* Kontaktperson i Statens vegvesen: Margareta Erlandsson.
- NTNU. (2011).** *NOTAT: Laboratorieprosedyre, Prøvepreparering av leirprøver.* Trondheim: Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi. Institutt for geologi og bergteknikk. Kjemisk-, mineralogisk laboratorium. Kontaktpersoner: Kjell R. Kvam, Torill Sørløkk. 2 sider.
- NTNU/NFF/NBG. (2010).** *Kompendium for EVU-kurs GB6001 Ingeniørgeologi for bygge- og anleggsledere i underjordsarbeider.* Trondheim: Utgitt i samarbeid mellom NTNU, NFF, NBG og Tekna. 16 artikler/presentasjoner.
- Olsen, A. B. (1985a).** *Ingeniørgeologisk analyse Førdesfjord og Førlandsfjord tunnelene, Hovedoppgave i ingeniørgeologi, BIND I.* Trondheim: Geologisk institutt, Ingeniørgeologi, Norges tekniske høgskole. 79 sider.
- Olsen, A. B. (1985b).** *Ingeniørgeologisk analyse Førdesfjord og Førlandsfjord tunnelene, Hovedoppgave i ingeniørgeologi, BIND II.* Trondheim: Geologisk institutt, Ingeniørgeologi, Norges tekniske høgskole. 88 +12 sider.

Palmstrøm, A. (2003). *Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg.* Fjellsprengningskonferansen 2003. s. 5.1-5.17.

Palmstrøm, A. (2002). *Sub-sea tunnels and lake taps in Norway - a short overview.* Hentet 20. Oktober, 2010 fra [www.rockmass.net].

Palmstrøm, A. (1986). *Sub-sea rock tunnels.* Stavanger: Strait Crossings 1986, Volume I. s. 111-139.

Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K. B., & Grundt, L. (2003). *Publikasjon nr. 101: Miljø og samfunnstjenlige tunneler - Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg.* Statens Vegvesen, Vegdirektoratet Teknologiavd.

Projectplace. (2011). *Internt dokumenthotell for prosjektet T-forbindelsen. Tilgang kun for personer involvert i prosjektet.*

Ragnhildstveit, J., & Egeland, B. (1998). *Beskrivelse til geologisk kart over Norge- 1:250 000 Haugesund, Geologisk oversikt og utviklingshistorie.* Norges geologiske undersøkelse.

Ragnhildstveit, J., Naterstad, J., Jorde, K., & Egeland, B. (1998). *Geologisk kart over Norge; Berggrunnskart Haugesund - M 1:250 000.* Norges geologiske undersøkelse.

Reite, J. (2009). *Bergbolter-kvalitet, krav og dokumentasjon.* Fjellsprengningskonferansen 2009. s.13.1-13.6.

Rokoengen, K. (1973). *Svelleegenskaper hos leirsoner i fjell.* Geologisk institutt, NTH, 188 sider.

SINTEF. (2011). *Prøvingsrapport.* Trondheim: SINTEF Byggforsk, Geologi og bergteknikk. På oppdrag fra Statens vegvesen, T-forbindelsen. 4 sider. - Arkivkode: 11029IG, Prosjektnummer: 3C0580, Gradering: Fortrolig.

SINTEF. (2010). *Prøvingsrapport -Måling av svelletrykk ved konstant volum etter forkonsolidering ved 2 MPa.* Trondheim: SINTEF Byggforsk, Geologi og bergteknikk på oppdrag fra Statens vegvesen, Sentrallaboratorier. 4 sider. - 10081IG.

SINTEF. (2005). *Notat for utførelse av svelletrykkmåling.* Utarbeidet av Simon Alexander Hagen, 09.nov.2005. 12 sider.

SINTEF. (1998). *T-forbindelsen, Evaluering av ingeniørgeologiske forhold.* Trondheim: SINTEF Bygg og miljøteknikk, Bergteknikk. Forfatter: Bjørn Nilsen. Oppdragsgiver: Statens vegvesen, Gradering: Fortrolig. Trondheim, 1998. 12 sider. STF22 F98040.

SINTEF. (1987a). *Undersjøiske tunneler, Delprosjekt 1 - Forundersøkelse og driving, Delrapport 1.2 - Karmøy-Kårstø-tunnelene.* (S. E. Hansen, & B. Nilsen, Red.) Trondheim: SINTEF, avdeling bergteknikk, 1987. Gradering: Åpen, 27 + 10 sider. - STF36 A87053.

SINTEF. (1987b). *Undersjøiske tunneler, Delprosjekt 2 - Sikringsmidler, Delrapport 2.2 - Karmøy-Kårstø tunnelene.* (T. A. Hammer, Red.) Trondheim: SINTEF Forskningsinstituttet for Cement og Betong, 1987. Tilgjengelighet: Åpen, 16 sider + vedlegg. STF65 A87041, ISBN: 82-595-5007-5.

SINTEF. (1988c). *Undersjøiske tunneler, Delprosjekt 2 - Sikringsmidler, Delrapport 2.3 - Sluttrapport.* SINTEF/FCB (Forskningsinstituttet for Cement og Betong). 26 sider. STF65 A88002.

SSB. (2011). *Byggekostnadsindeks for veganlegg.* Statistisk sentralbyrå. Hentet fra: [<http://www.ssb.no/emner/08/02/30/bkianl/>].

Statens vegvesen. (2011a). Tilgjengelige dokumenter på fildelingsområde for T-forbindelsen. [<https://service.projectplace.com>].

Statens vegvesen. (2011b). *Engelsk presentasjon for T-forbindelsen laget av Per Arne Moen.* 25 sider.

Statens vegvesen. (2011c). *Presentasjon: Prosjektakta, organisering og drift.* Haugesund: Statens vegvesen. 7 sider.

Statens vegvesen. (2011d). *Presentasjon: Velkommen til T-forbindelsen - Geologi og kontrakt.* Haugesund. 15 sider.

Statens vegvesen. (2011e). *Informasjon om FoU-prosjektet Moderne vegtunneler,* [<http://www.vegvesen.no/Fag/Fokusomrader/Forskning+og+utvikling/Moderne+vegtunneler>]. Hentet Mai 5, 2011.

Statens vegvesen. (2011f). *Film om bygginga av T-forbindelsen.* Haugesund. Hentet fra: [<http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/tforbindelsen/Film>].

Statens vegvesen. (2011g). *Kjernelogger fra T-forbindelsen publisert på Prosjektplassen eller tilsendt på e-post.* Haugesund: Statens vegvesen, Region vest.

Statens vegvesen. (2011h). *NOTAT: Karmsundet uke 10-11, sone og metasandstein pel 2820-?* Haugesund: Statens vegvesen, region vest. Skrevet av geolog Per Arne Moen 15.03.2011. 4 sider.

Statens Vegvesen. (2010a). *Håndbok 021 - Vegtunneler, Normaler.* Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.

Statens vegvesen. (2010b). *Arbeider foran stoff og stabilitetssikring i vegtunneler; rapport 2538.* Statens Vegvesen, Vegdirektoratet - Teknologivdelingen, Utarbeidet av Pedersen, K.B.; Kompen, R.; Kveen, A. 45 sider.

Statens vegvesen. (2010c). *Informasjonsbrosjyre T-forbindelsen.* Statens vegvesen, T-forbindelsen.

Statens vegvesen. (2009a). *Geologisk rapport, T-forbindelsen.* Karmøy: Region vest, Ressursavdelingen, Vegteknisk seksjon. 30 sider. Nr. 2003057307-036.

Statens vegvesen. (2009b). *T-forbindelsen Haugesund, Fjellkvalitet og sikringsmetoder, Karmøytunnelen.* Ingeniørgeolog Per Arne Moen: Statens vegvesen Rogaland. Intern-rapport, hentet fra Projectplace. 9 sider.

Statens vegvesen. (2009c). *Presentasjon: T-forbindelsen, første møte med kvalitetsgruppen.* Haugesund: Statens vegvesen. 46 sider.

Statens Vegvesen (2007a). NOTAT: *Nye og utfyllende bestemmelser, prosedyrer og tiltak vedrørende planlegging, prosjektering, bygging, drift og vedlikehold av vegtunneler.* NA-Rundskriv 2007/3.

Statens vegvesen. (2007b). *Håndbok 025, Prosesskode 1, Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter, Hovedprosess 1-7.* Vegdirektoratet. hentet fra [<http://www.vegvesen.no/s/bransjekontakt/hb025/hb025.htm>].

Statens vegvesen. (2006a). NOTAT: *T-forbindelsen, utfyllende bestemmelser til godkjenning av fjelloverdekning.* Statens vegvesen, Byggherreseksjonen, ved Erik Øvstedal og Tore Slyngstad. Kopi utlevert av Rune Stumo, 2 sider. - Referanse: 2003/064798-116

Statens vegvesen. (2006b). *Vegtunneler, Normaler- Håndbok 021.* Kopi utlånt av Bjørn Nilsen; UTGÅTT UTGAVE. 139 sider.

Statens vegvesen. (2005). *Håndbok 014 Laboratorieundersøkelser; 14.418 Analyse av svelleleire.* 3 sider.

Statens vegvesen. (2000). *Håndbok 215: Fjellbolting.* ISBN 82-7202-495-8.

Statens vegvesen. (1994). *Prosesskode 1 - Standard arbeidsbeskrivelse for vegarbeidsdriften, Nr. 025 i Vegvesenets håndbokserie, Hovedprosess 0-7 og 9.*

Statoil. (1981). *Gassrørledning Kallstø-Kårstø, Geologiske undersøkelser.* Statoil, internrapport utlånt av Bjørn Nilsen. 35 sider + profiler. - Kontrakt SDP NO. 70.016 og 70.017.

Statoil. (1985). *Kallstø - Kårstø Tunneler, Statpipe Development Project (SDP), Anleggsdokumentasjon VOL B: Ingeniørgeologisk rapport.* Haugesund: Ingeniør A.B. Berdal A/S på oppdrag fra Statoil. 1985. - 169 sider. [Intern Statoil rapport utlevert april 2011 i forbindelse med masteroppgaven. Tilgang til rapporten er gitt av lisenshaver i Statoil via Asle Eide, Leading Advisor Metocean & Geotechnics. - SSS HA-TEK B8844 0000 2001, Statoil fjernarkiv (arkasnummer) 00.595.95-223]

Stumo, R. (2011). *Personlig kommunikasjon i forbindelse med masteroppgaven.* Geolog Rune Stumo ved Statens vegvesen.

SVV/JBV. (2009). *Informasjonsbrosjyre: Fra fjell til tunnel.* Utgitt i samarbeid mellom Statens vegvesen og Jernbaneverket i forbindelse med fellesprosjektet E6-Dovrebanen.

Thornhill, M. (1999). *Atomic spectroscopy I/ Atomic spectroscopy II.* Utlevert som pensum i fag TGB4145 Geologiske analysemetoder ved NTNU, 75 sider.

Torpp, O. C. (2009). *Tunnelstrategi, status nov. 2009.* Fjellsprenningskonferansen 2009/Statens vegvesen. s. 6.1-6.7.

Torsteinsen, H. P., Kompen, R., & Jakobsen, A. (1990). *Siste års utvikling innen stålfiberarmert sprøytebetong i Norge.* Fjellsprenningskonferansen 1990. s. 37.1-37.8.

Tyssekvam, I. O. (1996). *Hovedoppgave: Svakheitsoner i tunnel Romeriksporten - Prøvetaking og karakterisering av sleppemateriale.* Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU, Fakultet for berg-, petroleums- og metallurgifag, 1996. 79 sider + vedlegg.

Vadheim, A. R. (1983). *Tunneldrift for gassledning under fjorder. Erfaringer fra Kårstø anlegget.* Fjellsprenningskonferansen 1983. s. 13.1-13.12.

Vik Ørsta AS. (2011). Bilde hentet fra: [<http://www.vikorsta.no/Produkter/Bergsikring/CT-Bolt/>]. Hentet 16. Mai, 2011

Øvstedal, E., & Melby, K. (1990). *Future design of sub-sea road tunnels based on cost and technical experience.* Balkema Rotterdam: Strait Crossings 1990. s. 79-86. – ISBN 90 6191 118 4.

(blank side)

Kapittel 10 Vedlegg

Tabell 10-1: Vedleggsoversikt

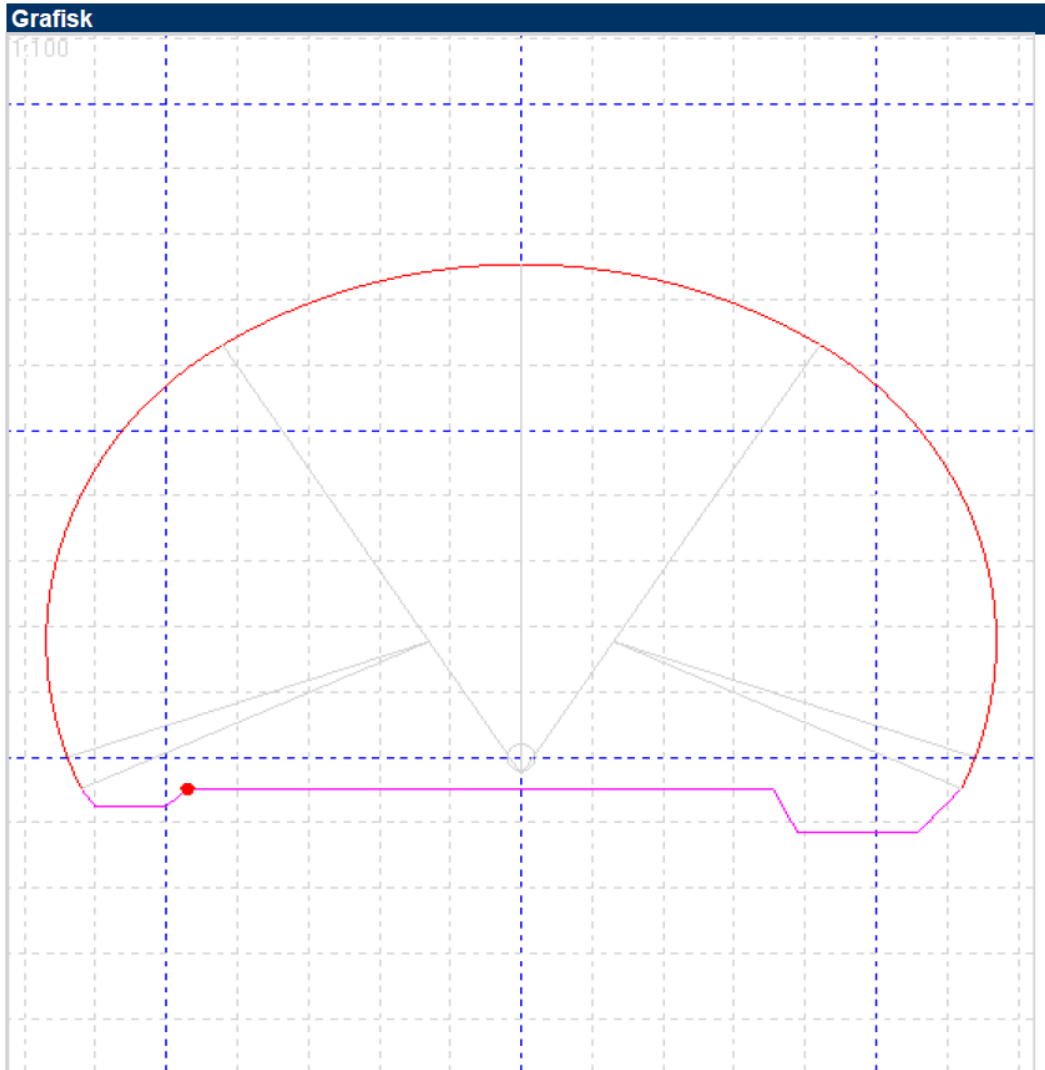
NR.	Vedleggsbeskrivelse	Antall sider
1	Ingeniørgeologisk kart og profiler for Karmsundet og Førresfjorden	2
2	Skisse av tunneltverrsnitt (Karmøytunnelen og Statpipe-tunnelene)	2
3	Utsnitt av Berggrunnskart 1:50 000	2
4	Tegnforklaring til Berggrunnskart 1:250 000	2
5	Rapportoversikt fra geologisk rapport	1
6	Tilleggsmateriale til Kapittel 6 (Q-metoden og benevningsmåte for sprøytebetongbuer)	3
7	Novapoint-tegninger for undersjøisk del Mjåsund	2
8	Sleppemateriale fra rundkjøringen	4
9	Bilder av mulig metasandstein	2
10	XRD-analyser for bergartsbestemmelse	4
11	Mikroskopibilder	6
12	Klassifiseringstabell for kataklastiske bergarter	1
13	XRD-analyser av sleppemateriale	12
14	Analyseresultater for sleppemateriale	22
15	Erfaringsmateriale for leirprøver	2
16	Prinsippskisser for sikringsklasser i Karmøytunnelen	4
17	Novapoint-tegninger for prøver i Kapittel 4	5
18	Skiftlogger hentet fra Novapoint	3
19	Eksempelbilder fra Rockma	1

Kontur

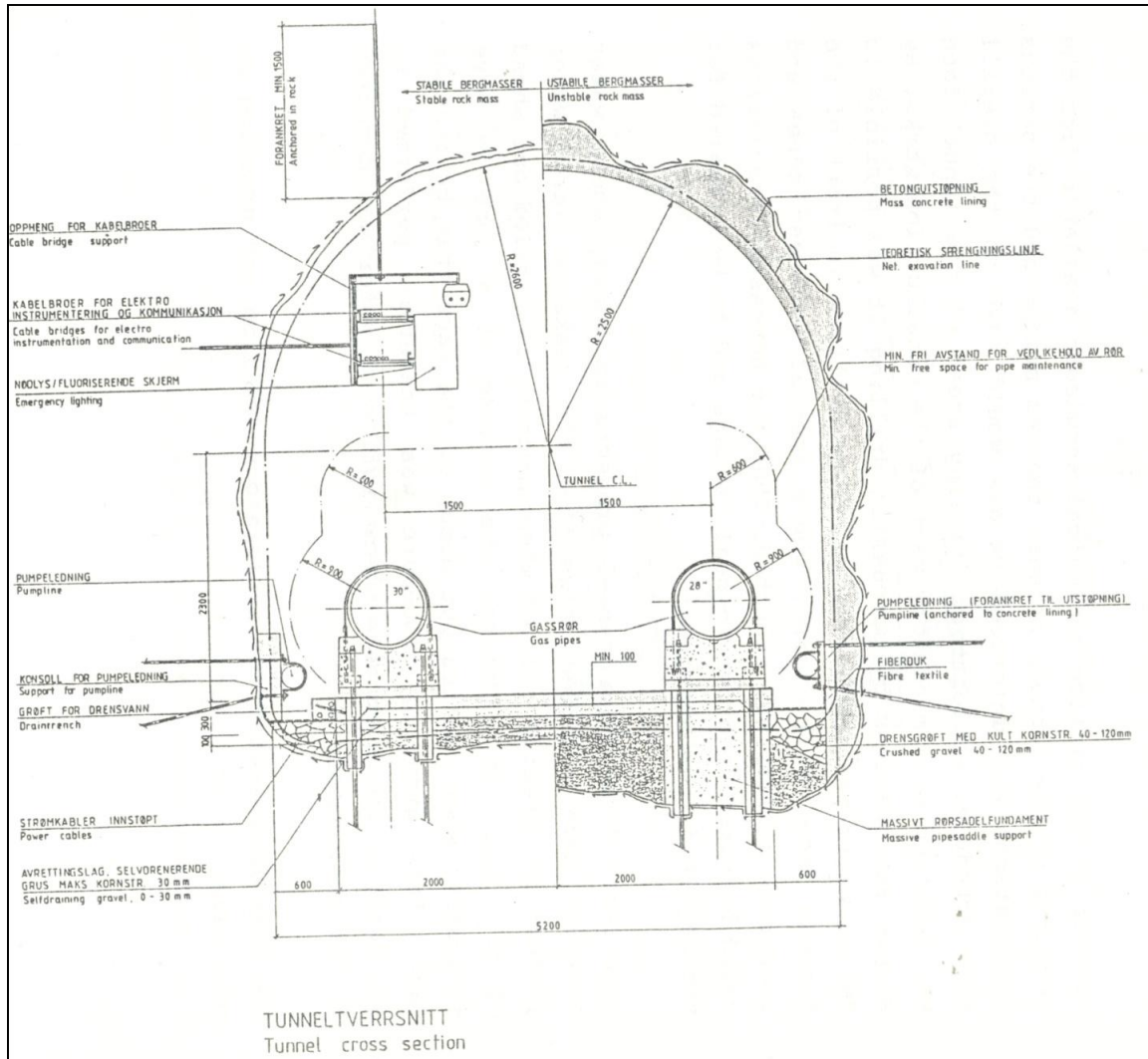
Kontur rapport

Prosjekt	
Firma	AF Anlegg
Anlegg	T-Forbindelsen
Tunnel	Mjåsund/Hellevik/Håvik
Merknad	T11,5

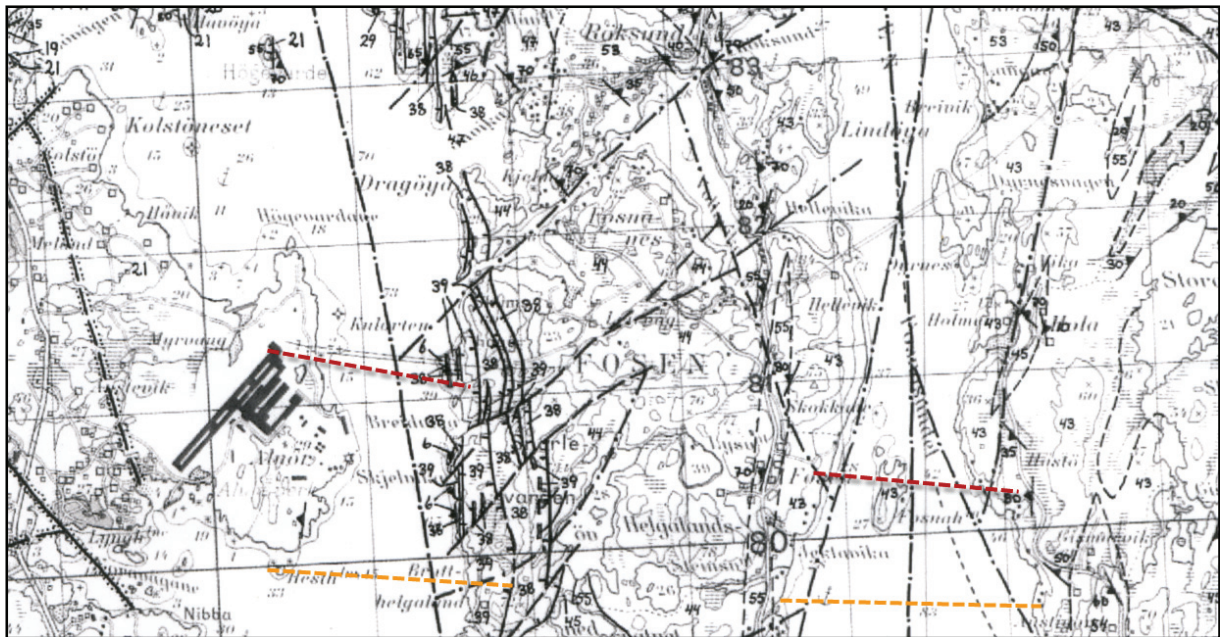
Konturdata	
Lag	Spreng
Areal(m ²)	92,266
Lengde (m)	37,656
Såle (m)	13,336



Figur 1: Tverrsnitt for T-forbindelsen (Projectplace, 2011).



Figur 2: Tunneltverrsnitt Statpipe-tunnelene (Kjølseth, 1986). Teoretisk sprengningsprofil er ca. 24 m².



Figur: Utsnitt fra foreløpig berggrunnskart Haugesund 1:50 000 (Jorde, et al., 1999). De undersjøiske traséene er omtrentlig skissert.

Berggrunnskartet angir at man for Karmsundet vil gå fra vulkansk basaltisk metasandstein (21) på den vestlige delen av Karmsundet, for deretter å møte granatglimmerskifer (38) og mylonittgneis (39), samt fyllitt (6) på østsiden. Midt under sundet kan det antas at man møter noen av bergartene som finnes lenger nord i Karmsundet, eksempelvis metabreksje (20), metatrondhemitt (23), gabbro (29) og mylonittgneis (39). Midt i sundet er det skissert en sprekk eller mindre forkastning. Fallretningen til bergartene vest i Karmsundet ligger mellom 55-60°.

For Førresfjorden angir berggrunnskartet at man vil passere i grunnfjellet med hovedsakelig granittisk øyegneis (43). Det antas at man i hele dette området vil kunne finne ulike variasjoner av gneis. De omliggende bergartsforklaringene er granittisk gneis (44), grovkornet øyegneis (45) og migmatitt med gneispaleosom (54).




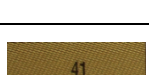


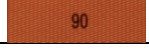



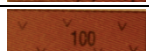
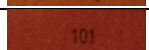
Se tabell neste side.

I følgende tabell er det gjengitt de antatt mest aktuelle bergartene for de undersjøiske traséene under henholdsvis Karmsundet og Førresfjorden. For mer utfyllende tegnforklaring henvises det til (Jorde, et al., 1999).

Tabell: Aktuelle bergarter for de undersjøiske traséene under Karmsundet og Førresfjorden.

Karmsundet		
6	Torvastadgruppa, Hålandformasjonen	Fyllitt, grønn til grå, grønnstein og ulike granat-stilpnomelanførende jern-mangan metasedimenter (Storøya).
19	Torvastadgruppa, Velleformasjonen	Kiselstein, båndet, omdannet
20	Torvastadgruppa, Midtøyformasjonen	Metabreksje, basaltisk til andesittisk
21	Torvastadgruppa, Midtøyformasjonen	Vulkansk basaltisk metasandstein, også lag av metabasalt og metaryolitt til dacitt, samt grønne fyllitter, stedvis tynne lag av omdannet kiselstein
23	Vest-Karmøysuiten	Metatrondhjemitt til metakvartsdioritt (ca. 479 mill. år), hornblendeførende, uensartet, lys grønn, med inneslutninger fra Karmøyofiolitten/Trondhjemitt til kvartsdioritt, mylonittisert til forskifret
29	Karmøyofiolitten, Dypbergarter	Gabbro
38	Omdannede sedimentære bergarter fra kambrosilursk tid	Granatglimmerskifer
39	Grunnfjell	Mylonittgneis
Førresfjorden		
40	GRUNNFJELL Dypbergarter, vesentlig omdannet, ikke migmatittisert	Granitt, fin- til middelskornet, stedvis forgneiset
43	”	Granittisk øyegneis, middelskornet, øyne av kalifeltspataggregater
44	”	Granittisk gneis, usikker opprinnelse
45	”	Øyegneis, grovkornet, antatt tonalittisk sammensetning
49	”	Metadioritt, stedvis forgneiset
54	GRUNNFJELL Migmatittiserte bergarter	Migmatitt med gneispaleosom
55	GRUNNFJELL Overflatebergarter	Gneis eller migmatitt antatt dannet av overflatebergarter, ikke inndelt, sillimanittførende (s), klorittførende (k) eller granatførende (g).

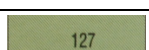
HARDANGERFJORDDEKKET, BERGARTER FRA ORDOVICISK TIL SILURSK TID, OGSÅ INNSKJØVNE BERGARTER FRA PROTEROZOISK TID, SKJØVET UNDER DEN KALEDONSKJE FJELLKJEDEDANNELSE

TORVASTADGRUPPA, ANTATT FRA TIDLIG- TIL MELLOMORDOVICISK TID, DELS TILSVARENDE LANGEVÅG- OG GRUTLEFJORDGRUPPA, ANTATT DANNET UNDER UTVIKLING AV ET ØYBUEBASSENG			
	38	Vikingstadformasjonen, havbunnsavsetninger (ikke stratigrafisk ordnet)	Grønn fyllitt, laminerte, grå til svarte, jern- og mangan sedimenter og kiselstein
	39	Vikingstadformasjonen, havbunnsavsetninger (ikke stratigrafisk ordnet)	Grønnstein, alkalibasaltisk, stedvis omdannet putelava (○), i veksling med vulkansk sandstein, jern- og manganrike sedimenter og kiselstein
	40	Velleformasjonen, havbunnsavsetninger (ikke stratigrafisk ordnet, muligens vulkanske ekvivalenter til Feøygabbroen)	Grønn vulkansk sandstein, pyroksenrik, og kvartsskifer rik på svovelkis, også båndet kiselstein, grønnstein og grønn fyllitt, stedvis jern- og manganrike lag og karbonatstrata
	41	Midtøyformasjonen, bergarter avsatt vesentlig på land	Basaltisk til andesittisk sandstein og breksje, også lag av metabasalt, metaryolitt, metaryolitt-dacitt, grønn fyllitt og stedvis kiselstein
VISNESGRUPPA, DAGBERGARTER FRA TIDLIGORDOVICISK TID TILHØRENDE KARMØYOFIOLITTEN, AVSATT PÅ HAVBUNNEN			
	54		Basaltisk putelava, gjennomsett av bonittiske ganger
VEST-KAMØYSUITEN, DYPBERGARTER FRA TIDLIG- TIL MELLOMORDOVICISK TID			
	89		Granodioritt (Kvartsøyegneis)
	90		Trondhemitt til kvartsdioritt (ca. 479 mill år)
DYPBERGARTER FRA ANTATT TIDLIGORDOVICISK TID, DANNET I HAVBUNNSKORPEN			
	92		Tonalitt, dels trondhemitt
	95		Hornblendegabbro til –gabbonoritt, lokalt peridotitt, stedvis agmattisk, stedvis med inneslutninger av høy metamorft gabbrokompleks (Utsirakomplekset)
DYPBERGARTER FRA TIDLIGORDOVICISK TID TILHØRENDE KARMØYOFIOLITTEN, LYKLINGENOFIOLITTEN OG ANTATT TILSVARENDE BERGARTER			
	99		Gabbro, gjennomsett av diabasgang(sverm)er, mer enn 80% ganger
	100		Gabbro, gjennomsett av diabasgang(sverm)er, 20-80 % ganger
	101		Gabbro og diabas, ikke inndelt



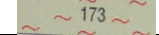
STORHEIDDEKKET OG TILSVARENDE DEKKER, OMDANNEDE BERGARTER VESENTLIG FRA PROTEROZOISK TID, SKJØVET UNDER DEN KALEDONSKJE FJELLKJEDEDANNELSE

	119	Bergarter fra proterozoisk tid	Gneis, granodiorittisk til tonalittisk og diorittisk, også granittisk gneis og uensartet gneis
---	-----	--------------------------------	--

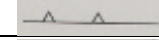
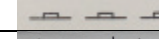
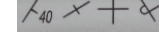
VISTEFLAKET OG TILSVARENDE FLAK, OMDANNEDE BERGARTER ANTATT VESENTLIG FRA KAMBROSILURISK TID, SKJØVET UNDER DEN KALEDONSKJE FJELLKJEDEDANNELSE

	127	Ryfylkeskifrene, sedimentære bergarter antatt vesentlig fra kambrosilurisk tid	Glimmerskifer, kvartsglimmerskifer og fyllitt med kvartslinser, stedvis granatførende
---	-----	--	---

GRUNNFJELL, STEDEGNE BERGARTER FRA PROTEROSOISK TID

	139	Dyp- og gangbergarter	Granittisk gneis og uensartet gneis, sterkt kaledonsk deformert
	142	Dyp- og gangbergarter	Granittisk øyegneis, middelskornet, øyne av kalifeltspat-aggregater
	143	Dyp- og gangbergarter	Granittisk øyegneis, middels- til grovkornet, øyne av kalifeltspat-aggregater
	155	Dyp- og gangbergarter	Øyegneis, antatt tonalittisk, grovkornet
	173	Overflatebergarter, Tittelsnesgruppa	Migmatitt med glimmergneispaleosom

GEOLOGISKE SYMBOLER

		Skyveforkastning under Hardangerfjorddekket
		Normalforkastning, tagger peker mot nedforkastet del
		Lagning med planets helning angitt (40° mot sydøst, loddrett = 90°, vannrett, overbikket)

Kommentar:

De ovenstående bergartsbeskrivelsene er valgt ut med bakgrunn i sannsynlig tilstedeværelse langs tunneltraséen. For berggrunnskart med fullstendig tegnforklaring/bergartsbeskrivelser henvises til NGUs nettsider (NGU, 2011) og Berggrunnskart HAUGESUND 1:250 000 (Ragnhildstveit, et al., 1998).

Tabell 1 viser rapporter som i hovedsak er benyttet som geologisk bakgrunnsmateriale for geologisk rapport for T-forbindelsen (Statens vegvesen, 2009a).

Tabell 1: Rapportoversikt (Statens vegvesen, 2009a).

Nr	Rapportdato	Tittel	Nummer	Laget av
1	Sep. 1981	Gassrørledning Kallstø – Kårstø, Tunnel Karmsundet, Tunnel Førdesfjorden, Tunnel Førlandsfjorden. Geologiske undersøkelser	Kontrakt SDP No. 70.016 og 70.017	Norconsult AS Oppdragsgiver: Statoil
3	03.09.1981	Gassrørledning Kallstø – Kårstø, Tunnel Karmsundet, Tunnel Førdesfjorden, Tunnel Førlandsfjorden. Geofysiske undersøkelser	Kontrakt SDP No. 70.016 og 70.017	Norconsult AS Oppdragsgiver: Statoil
3	26.05.1987	Undersjøiske tunneler. Delprosjekt 1 – Forundersøkelse og driving. Delrapport 1.2 – Karmøy – Kårstø tunnelene	STF36 A87053	Sintef
4	26.04.1995	T-forbindelsen. Vurdering av tunneler under Karmsundet og Førdesfjorden, Karmøy og Tysvær kommuner	L-206 A rapport nr. 1	Statens Vegvesen
5	05.12.1995	T-forbindelsen. Oppdatering av geologisk rapport for tunneler under Karmsundet og Førdesfjorden, Karmøy og Tysvær kommuner	L-206 A rapport nr. 2	Statens Vegvesen
6	1995	Tekst er inkludert i rapport fra 1998	95722.1	Geomap AS Ole Christian Pedersen
7	05.03.1998	T-forbindelsen. Evaluering av Ingeniørgeologiske forhold.	Notat datert 05.03.1998	NTNU/Sintef
8	04.06.1998	T-forbindelsen. Supplerende refraksjonsseismiske undersøkelser. Inkluderer rapport 95722.1, datert 06.09.1995	981014-1	GeoMap AS
9	01.03.2005	Rv 47 T-forbindelsen. Supplerende refraksjonsseismikk	05031	Geophysix AS
10	01.12.2005	Rv 47 T-forbindelsen, Steinkvalitet over tunneltrase ved Håvik på Karmøy	2003/57307-010	Statens Vegvesen
11	19.11.2007	T-forbindelsen. Litlavatnet og Kambahaugen. Refraksjonsseismiske grunnundersøkelser	271934-1	GeoMap AS
12		1113 I Haugesund i målestikk 1:50000 og Haugesund i målestokk 1:250000		Norges geologiske undersøkelse (NGU)
13	27.04.2007	T-forbindelsen, Geoteknisk rapport	2003/057307-26	Statens Vegvesen

Q-systemets parametere

Q-verdien angir bergmassekvaliteten. Q-verdien varieres logaritmisk på en skala fra 0,001 til maks 1 000 og er definert i følgende ligning: $Q = RQD/J_n \times J_r/J_a \times J_w/SRF$

RQD – Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation)

J_n – Tall for sprekkesett

J_r – Sprekkeruhetstall

J_a – Tall for sprekkefylling

J_w – Sprekkevannstall

SRF – Spenningstall (Stress Reduction Factor).

De tre hovedfaktorene i formelen kan også brukes for å beskrive bergmassens viktigste egenskaper i forhold til stabilitet og sikring:

$RQD/J_n =$ Blokkstørrelse, oppsprekingsgrad

$J_r/J_a =$ Skjærfasthet på sprekkeflater

$J_w/SRF =$ Aktiv bergspenning, tyteberg, svelling og relativ effekt av vann.

RQD basert på borekjerner angir samlet lengde kjernerbiter med lengde ≥ 10 cm mellom naturlige sprekker, i prosent av kjernelengden (1 m). Der borekjerner ikke foreligger kan RQD enten observeres direkte i terrenget, i tunnelen eller beregnes ut fra følgende:

$$RQD = 115 - 3,3 J_v, \text{ der } J_v \text{ er antall sprekker pr. m}^3 \text{ (Palmstrøm 1975).}$$

Figur: Forklaring av ulike parametre i Q-metoden (Statens vegvesen, 2010b).

1 Oppsprekkestall (Rock Quality Designation)	pr. m3	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, sukkerbitberg osv	15
I Oppknust berg, jordaktig	20

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

3 Sprekkeruhetstall	J _r
a) Bergkontakt, og b) bergkontakt for 10 cm skjærdeformasjon	
A Diskontinuerlig, hakete (u 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 Sprekkefylling med leir, silt, sand, grus eller knust berg tykk nok til å hindre bergkontakt	1

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

4 Tall for sprekkefylling	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. Uoppbløtlig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir.	25-30°	2
D Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svelleleire)	20-25°	3
E Oppbløtlig leirbelegg med lav friksjon f.eks kaolinit eller glimmer. Også koritt, talk, gips, grafitt o.a. Kun små mengder svelleleire.	8-16°	4

b) Bergkontakt for 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling)		
F Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30°	4
G Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtlig fylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	16-24°	6
H Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtlig 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 desintegret berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) uoppbløtlig fylling.	16-24°	6
L Soner og bånd av knust eller desintegret berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtlig fylling.	12-16°	8
M Soner og bånd av leir eller knust eller desintegret 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), uoppbløtlig.	16-24°	10
O Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert, oppbløtlig.	12-16°	13
P Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	13-20

Ref. R. Lien og T. Leseath

5 Sprekkevannsfaktor	J _w
A Tørre bergrom, fukt eller spredte drypp	1
B Dryppregn, Stedvis utvasking av sprekkefylling.	0,66
C Stor innlekkasje eller høyt trykk i berg med sprekker uten fylling	0,5
D Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekkefylling.	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 anslåtte. 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 opptreden av svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Avspent sideberg. Alle dybder.	10
B Hyppig opptreden av svakhetssoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Avspent sideberg. Alle dybder.	7,5
C Enke 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 Enke svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde > 50 m.	2,5

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

b) Harde, kompetente bergarter, bergtrykkproblemer			
	σ ₁ /σ ₃	σ ₀ /σ _c	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.: i) I tilfeller med sterkt anisotrop, jomfruelig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når 5 ≤ σ₁ / 10 ≤ σ₃, reduseres σ_c til 0,75 σ_c. Når σ₁/σ₃ > 10, reduseres σ_c til 0,5 σ_c, hvor σ_c = enaksial trykkfasthet, σ₁ og σ₃ er henholdsvis største og minste hovedspenning og σ₀ = maksimal tangentialspenning (antatt fra elastisitetsteori).
ii) Når tunnelhengens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, unntatt ved høye horisontale spenninger (se H)

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

Anm.: iv) Tilfeller av tyteberg kan forekomme for dybder H>350 Q/1/3 (Singh et al., 1992). Bergmassens trykkfasthet kan estimeres fra s_{cm} » s_c/100 x 0,7 x g x Q^{1/3} (MPa) hvor g = bergartens egenvekt i kN/m³, og s_{cm} = bergmassens trykkfasthet.

d) Svellende berg: Kjemisk svelleaktivitet som avhenger av tilgangen på vann	
R Moderat svelling	5-10
S Intenst 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. τ = σ_n tan⁻¹(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

Figur: Parameterverdier for Q-systemet (Statens vegvesen, 2010b).

Beskrivelse av armerte sprøytebetongbuer

Armerte sprøytebetongbuer beskrives med (kfr. tabell 3.1):

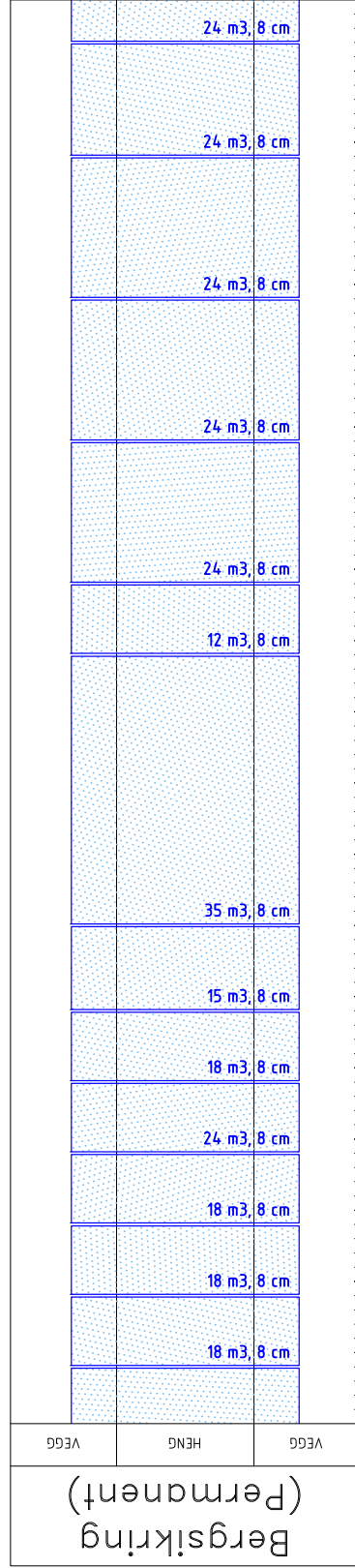
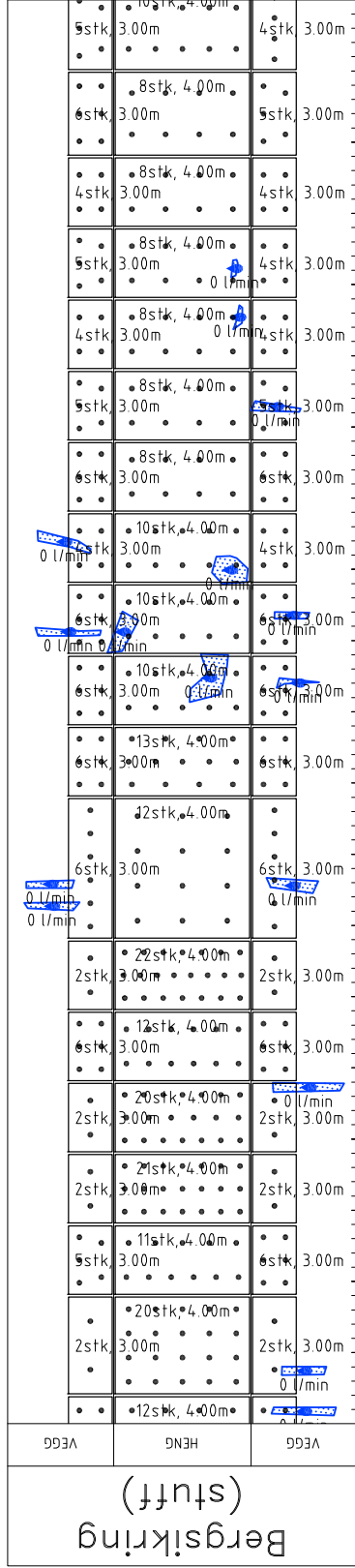
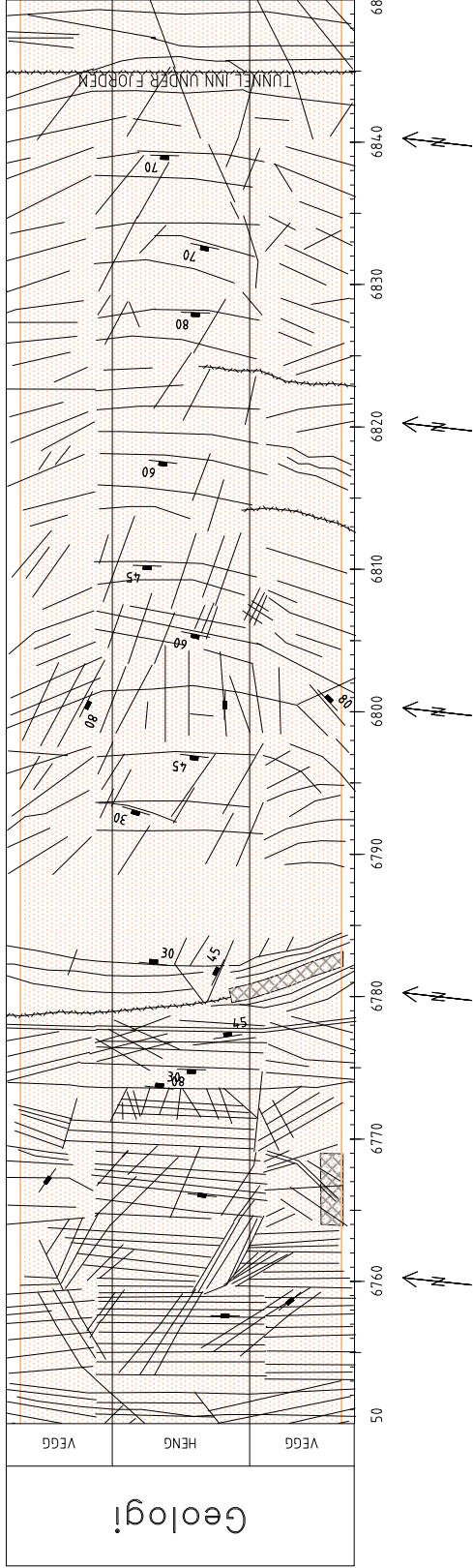
- E for enkeltarmerte eller D for dobbeltarmerte buer
- xx for buetykkelse i cm
- /y for antall armeringsjern i første armeringslag
- + z for antall armeringsjern i andre armeringslag ved dobbeltarmerte buer
- c/c pp for senteravstand mellom buene der buer skal utføres systematisk.

Eksempel 1: E30/6 c/c 2 = enkeltarmerte buer, tykkelse 30 cm med 6 armeringsjern (ø20 der ikke annet er spesifisert) i hver bue, 2 m senteravstand for buene.

Eksempel 2: D60/6+4 c/c 1,5 = dobbeltarmerte buer med tykkelse 60 cm og 6 armeringsjern i første armeringslag, 4 armeringsjern i andre armeringslag (ø20 der ikke annet er spesifisert) i hver bue, 1,5 m senteravstand for buene.

Figur: Beskrivelse av benevningsmåte for armerte sprøytebetongbuer (Statens vegvesen, 2010b).

RQD/Jn	6.0	50/6.0	70/6.0	70/6.0	60/6.0	60/6.0	59/6.0	60/6.0	60/6.0	80/6.0	80/6.0
Jr/Jn	3.0	2.0/2.0	2.0/3.0	2.0/3.0	2.0/3.0	2.0/3.0	2.0/2.0	2.0/2.0	2.0/2.0	2.0/2.0	2.0/2.0
Jw/SRF	1.0	1.0/1.0	1.0/1.0	1.0/1.0	1.0/1.0	1.0/1.0	1.0/1.0	1.0/1.0	1.0/1.0	1.0/1.0	1.0/1.0
Q-Verdi	7	8.3	7.8	8.3	7.8	5.0	9.8	10	13	20	13
Injeksjon											



Bergsikring

- Kombinasjon/innstøpte, ved/bak stoff
- Endeforankrede, ved/bak stoff
- Andre bolttyper, ved/bak stoff
- Forbolter
- Sikringsbuer
- Sprøytbetong
- Utstøping
- Fjellbånd
- Sikringsnett
- Injeksjon

Geologiske registreringer

- Sprekkesett
- Foliasjon
- Sprekk
- Sleppe
- Svakhetssone smalere enn 1 m
- Svakhetssone bredere enn 1 m
- S
- SS
- B

Bergarter

- Granitisk gneis
- Kvartsitt
- Leirinfisert berg

Vann

- Lekkasje, punkt
- Lekkasje, område/intervall

Bergklasser

- A - Svært/ekstremt god (4.0-10.00)
- B - God (10-4.0)
- C - Middels (4-10)
- D - Dårlig (1-4)
- E - Svært dårlig (0.1-1)
- F - Ekstremt dårlig (0.01-0.1)
- G - Eksepsjonelt dårlig (0.001-0.01)
- Ikke kartlagt med Q-verdi

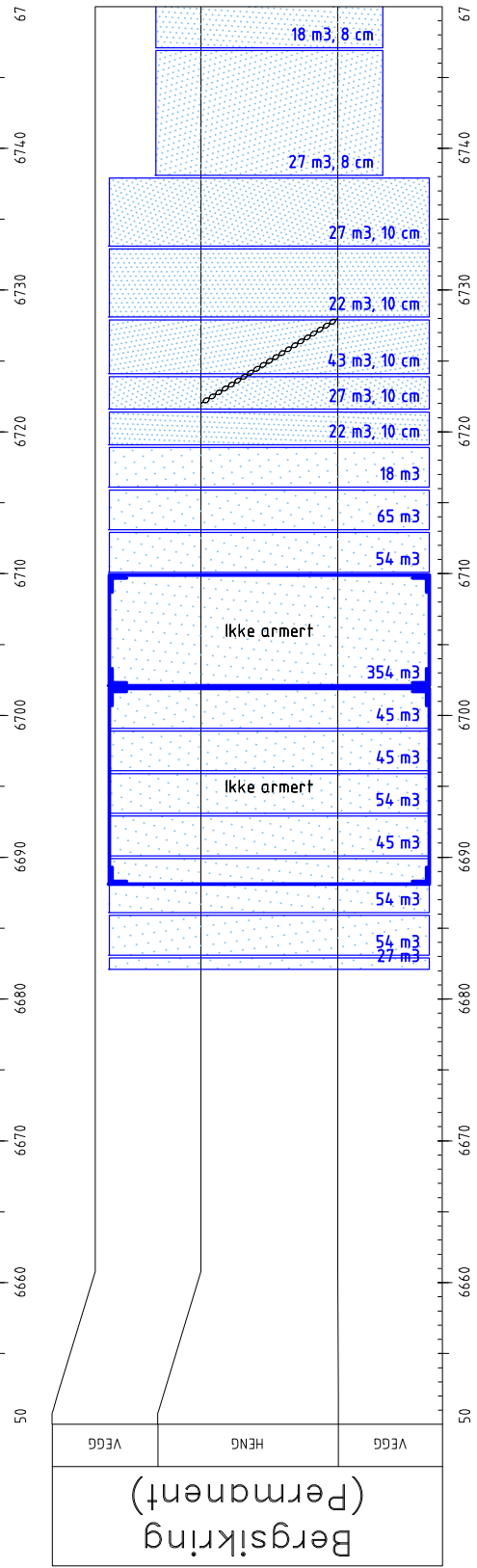
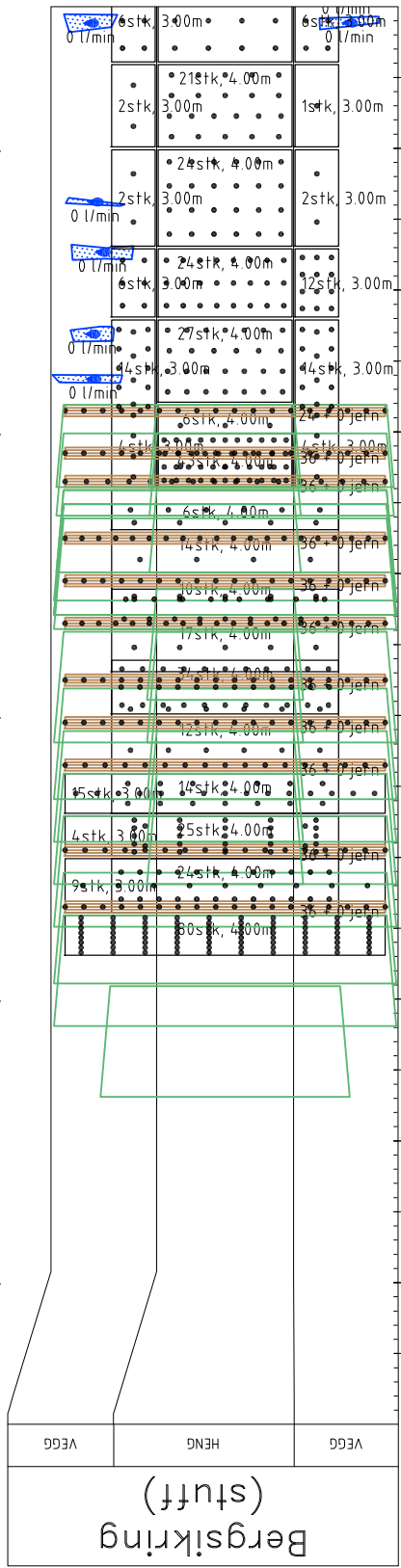
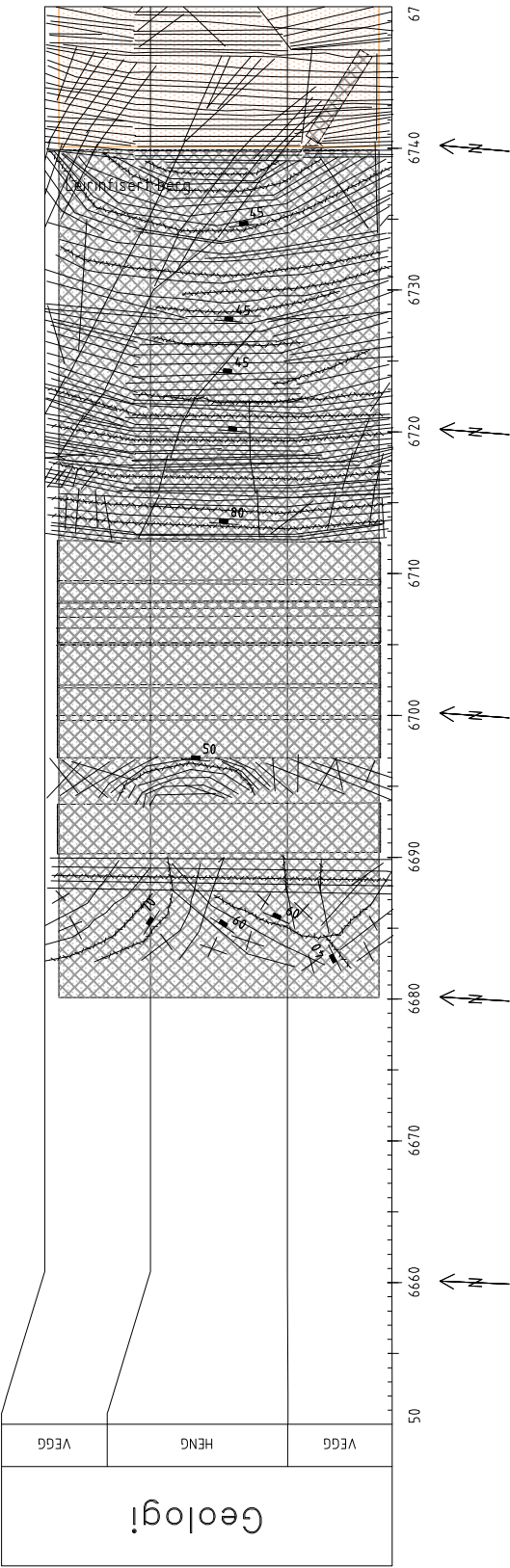
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdratt	Kontr.	Godkjent	Rev. dato
		Saksnummer			
		Tegningsdato			23.05.2011
		Bestiller			SVV
		Produsert for			Region Vest
		Produsert av			
		Prosjektnummer			3307
		PROF-nummer			
		Arkivreferanse			
		Byggesaksnummer			
		Målestokk A1			1:200
Urarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av			
M.Erlandsson	P.A.Moen				
		Konsulentarkiv			
					V-special

Staters vegvesen
 FV 47, T-FORBINDELSEN K1, 3307
 MJÅSUND / GISMAVIK TYSVÆR
 TUNNELKARTERING
 GEOLOGI og BERGSIKRING
 PEL 6680-6850
 Plan utbrett

RQD/Jn	10/12	15/12	13/12	20/12	20/12	15/12	10/12	50/12	50/12	60
Jr/Jn	1.5/5.0	2.0/6.0	2.0/5.0	2.0/6.0	2.0/6.0	2.0/6.0	2.0/6.0	2.0/6.0	2.0/6.0	2.0
Jw/SRF	1.0/2.5	1.0/5.0	1.0/5.0	1.0/5.0	1.0/5.0	1.0/5.0	1.0/2.5	1.0/2.5	1.0/1.0	1.0
Q-Verdi	0.17	0.11	0.096	0.15	0.13	0.083	0.056	0.83	2.8	4.2

Injeksjon

25000 Kg



Bergsikring

- Kombinasjon/innstøpte, ved/bak stoff
- Endeforankrede, ved/bak stoff
- Andre bolttyper, ved/bak stoff
- Forbolter
- Sikringsbuer
- Sprøyfobetong
- Utstøpning
- Fjellbånd
- Sikringsnett
- Injeksjon

Geologiske registreringer

- Sprekkesett
- Foliasjon
- Sprekk
- Sleppe
- Svakhetssone smalere enn 1 m
- Svakhetssone bredere enn 1 m
- S
- SS
- B

Bergarter

- Granitisk gneis
- Kvartsitt
- Leirinfisert berg

Vann

- Lekkasje, punkt
- Lekkasje, område/intervall


Bergklasser

- A - Svært/ekstremt god (4.0-10.0)
- B - God (10-4.0)
- C - Middels (4-10)
- D - Dårlig (1-4)
- E - Svært dårlig (0.1-1)
- F - Ekstremt dårlig (0.01-0.1)
- G - Eksepsjonelt dårlig (0.001-0.01)
- Ikke kartlagt med Q-verdi


Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdrag	Kontr.	Godkjent	Rev. dato
		Saksnummer			
		Tegningsdato			23.05.2011
		Bestiller			SVV
		Produsert for			Region Vest
		Produsert av			
		Prosjektnummer			3307
		PROF-nummer			
		Arkivreferanse			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1			1:200
Utbredelse av	Kontrollert av	Godkjent av			
M.Erlandsson	P. A. Moen				
		Konsulentarkiv			
		revisjonsbokstav			V-special

Statens vegvesen


FV 47, T-FORBINDELSEN K1, 3307
 MJÅSUND / GISMAVIK TYSVÆR
 TUNNELKARTERING
 GEOLOGI og BERGSIKRING
 PEL 6680-6850
 Plan utbrett

 Statens vegvesen		Sentrallaboratoriet Arbeidsskjemaer for laboratorieanalyser KS-dokument KSV-10055-14-008					
		14.418 Analyse av svelleleire					
Oppdragsnr:	3090090	Pr.nr:	010	Utført dato:	09.06.2010	Sign.:	johnnb
Prosjekt:	300141	Sted:	Rv. 47 T-forbindelsen				
			Hellevik - Rundkjøring, stabbe venstre				
			Profil 0				
	Prøvenr.	I	II	Middel			
	vekt i ml (Vt)	10,0	10,0				
	Søylestigning i ml (V2)	4,0	4,0				
	Sediment i ml (V1)	16,0	15,5				
	Svelling(FS)	160,0	155,0	158			
	Fritt svellevolum (FSV)	300,0	287,5	294			
		Fri svelling: $V1/Mt*100$					
		Fritt svellevolum: $(V1-V2)/V2*100$					

Figur 1: Test av fri svelling for leirprøve fra pel 0 utført av Veglaboratoriet. Tilsendt på forespørsel fra Per Arne Moen (Moen, 2011a).

 Statens vegvesen		Sentrallaboratoriet Arbeidsskjemaer for laboratorieanalyser KS-dokument KSV-10055-14-008			
		14.418 Analyse av svelleire			
Oppdragsnr:	3090090	Pr.nr:	009	Utført dato: 07.06.2010	Sign.: johnnb
Prosjekt:	300141	Sted:	Rv. 47 T-forbindelsen		
			Hellevik - Rundkjøring, stabbe		
			Profil 10708		
	Prøvenr.	I	II	Middel	
	vekt i ml (Vt)	10,0	10,0		
	Søylestigning i ml (V2)	3,5	3,5		
	Sediment i ml (V1)	19,0	19,0		
	Svelling(FS)	190,0	190,0	190	
	Fritt svellevolum (FSV)	442,9	442,9	443	
	Fri svelling: $V1/Mt*100$				
	Fritt svellevolum: $(V1-V2)/V2*100$				

Figur 2: Test av fri svelling for leirprøve fra pel 10708 utført av Veglaboratoriet. Tilsendt på forespørsel fra Per Arne Moen (Moen, 2011a).

 Statens vegvesen		Sentrallaboratoriet Arbeidsskjemaer for laboratorieanalyser		
		KS-dokument KSV-10055-14-008		
14.418 Analyse av svelleleire				
Oppdragsnr:	3090090	Pr.nr: 008	Utført dato: 31.05.2010	Sign.: johnnb
Prosjekt:	300141	Sted:	Rv. 47 T-forbindelsen	
			Hellevik - Rundkjøring	
			Profil 10659	
	Prøvenr.	I	II	Middel
	vekt i ml (Vt)	10,0	10,0	
	Søylestigning i ml (V2)	4,0	4,0	
	Sediment i ml (V1)	20,0	20,5	
	Svelling(FS)	200,0	205,0	203
	Fritt svellevolum (FSV)	400,0	412,5	406
	Fri svelling: $V1/Mt*100$			
	Fritt svellevolum: $(V1-V2)/V2*100$			

Figur 3: Test av fri svelling for leirprøve fra pel 10659 utført av Veglaboratoriet. Tilsendt på forespørsel fra Per Arne Moen (Moen, 2011a).



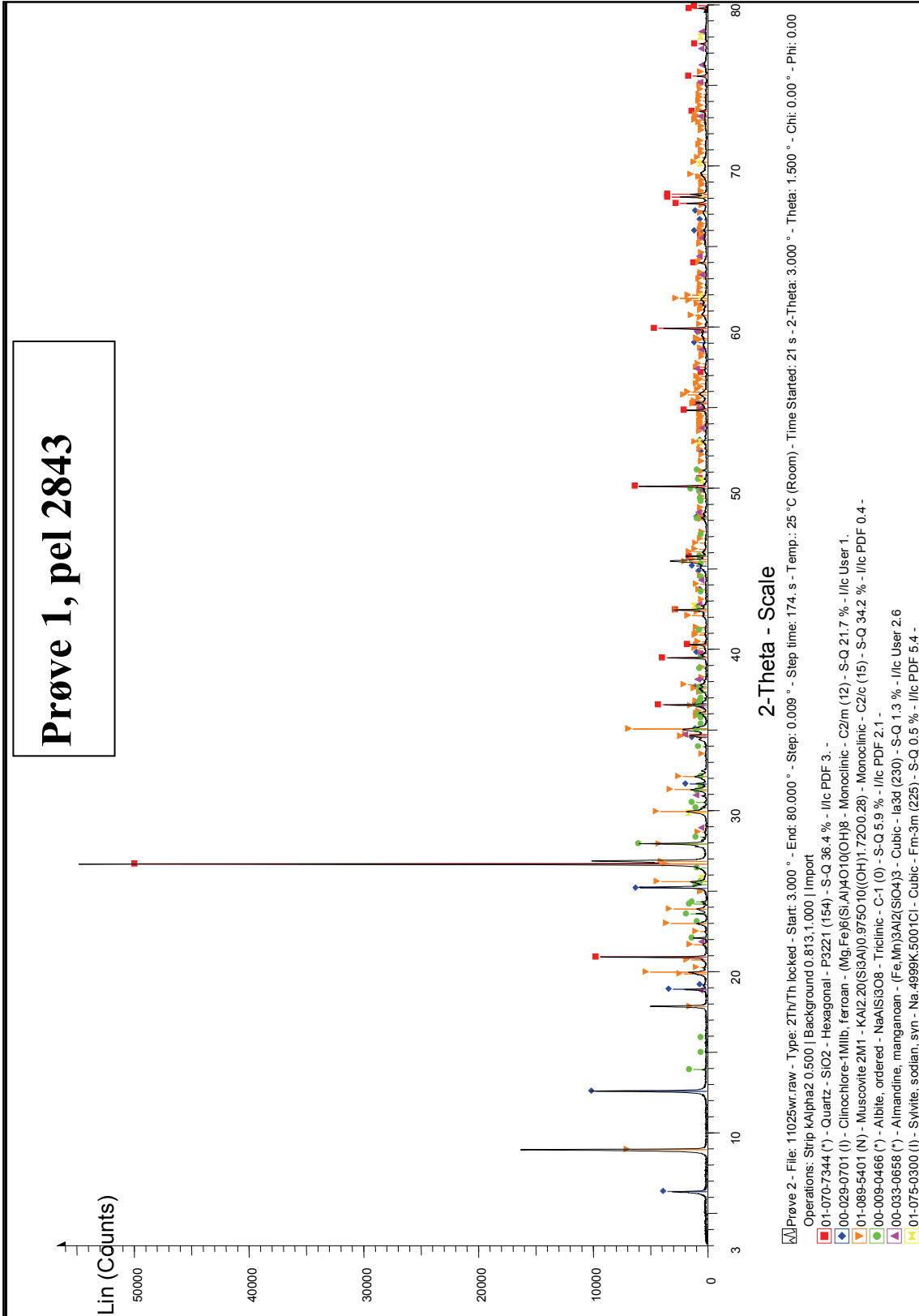
Figur 1: Kjerneborhull fra drivingen av Statpipe-tunnelene. Bergarten er karakteristisk fjellkvalitet i metasandsteinsonen i Karmsundet (Statoil, 1981).

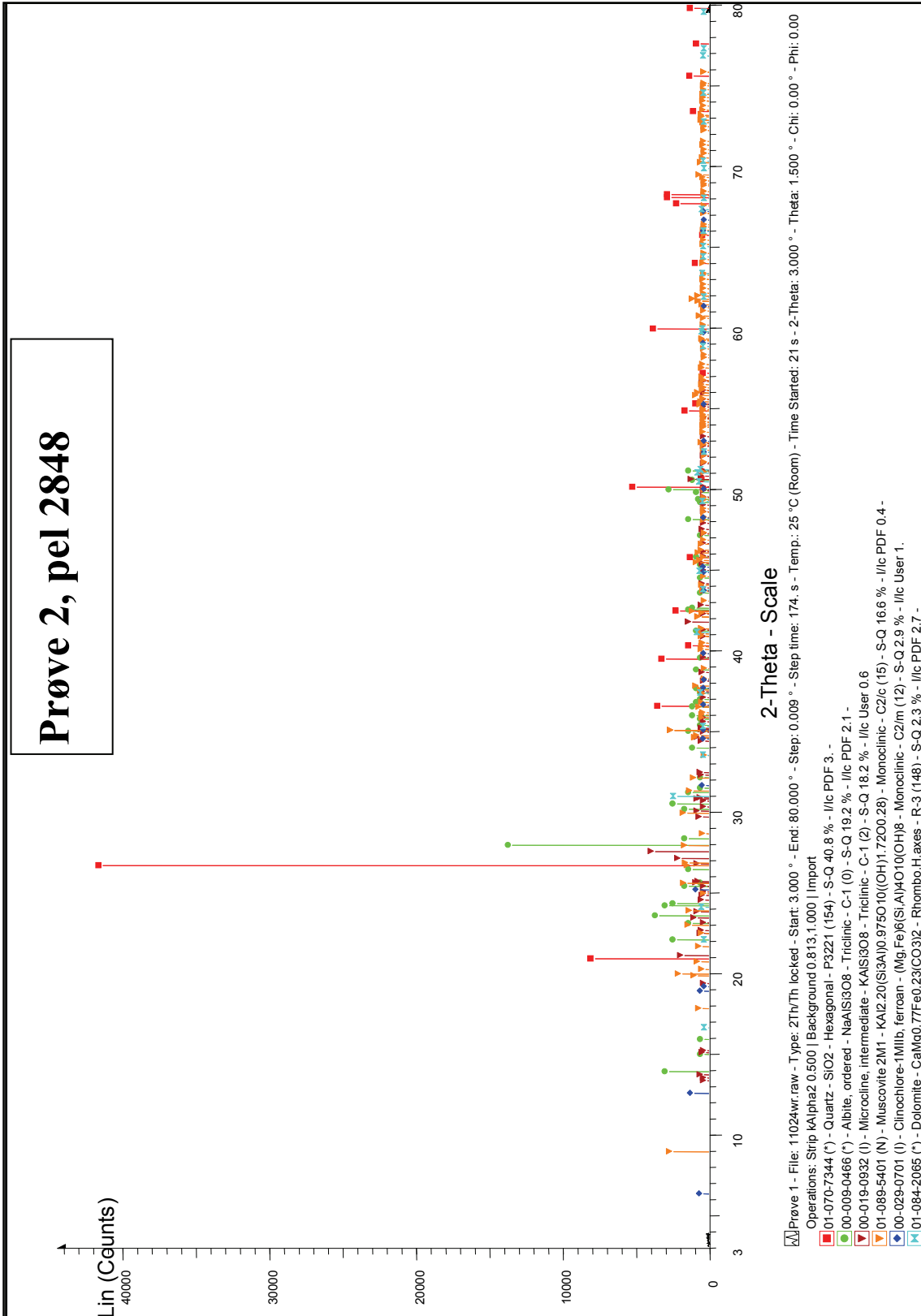


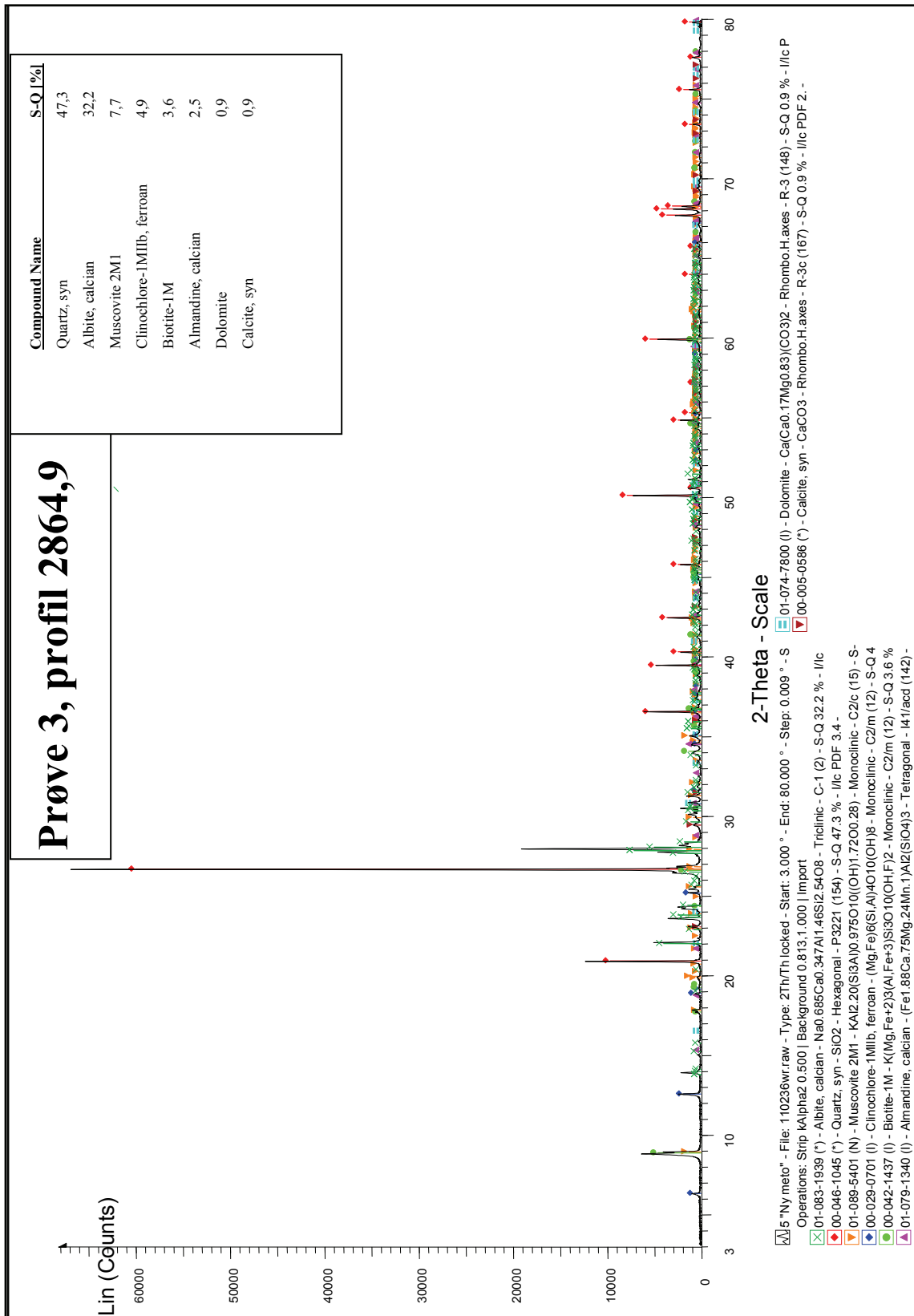
Figur 2: Kjernekasse hvor Prøve 2 – ”mulig metasandstein 1”, profil 2848 er hentet fra.

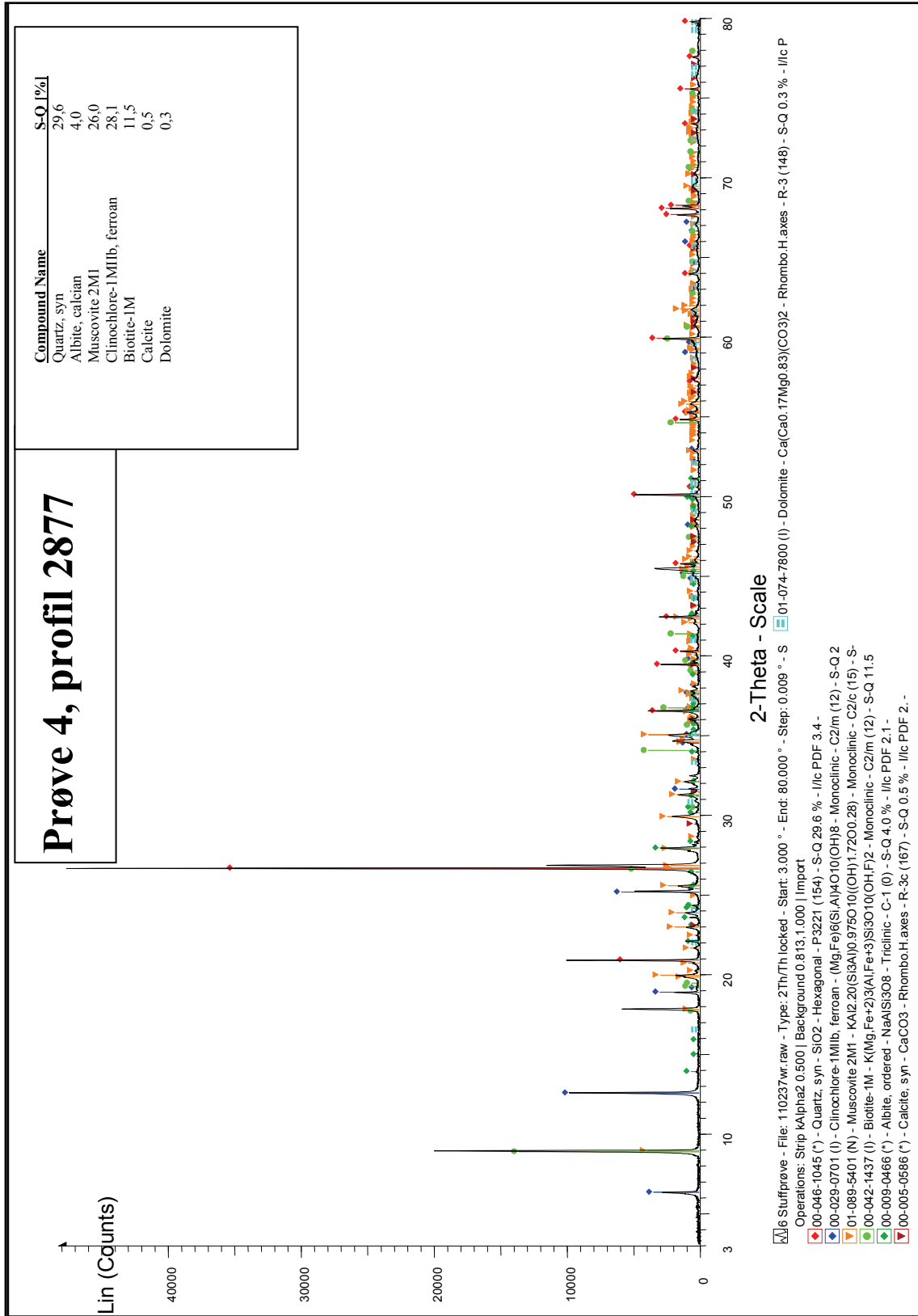


Figur 3: Kjerneboks hvor Prøve 3 – ”mulig metasandstein 2”, profil 2864,9 er hentet fra.





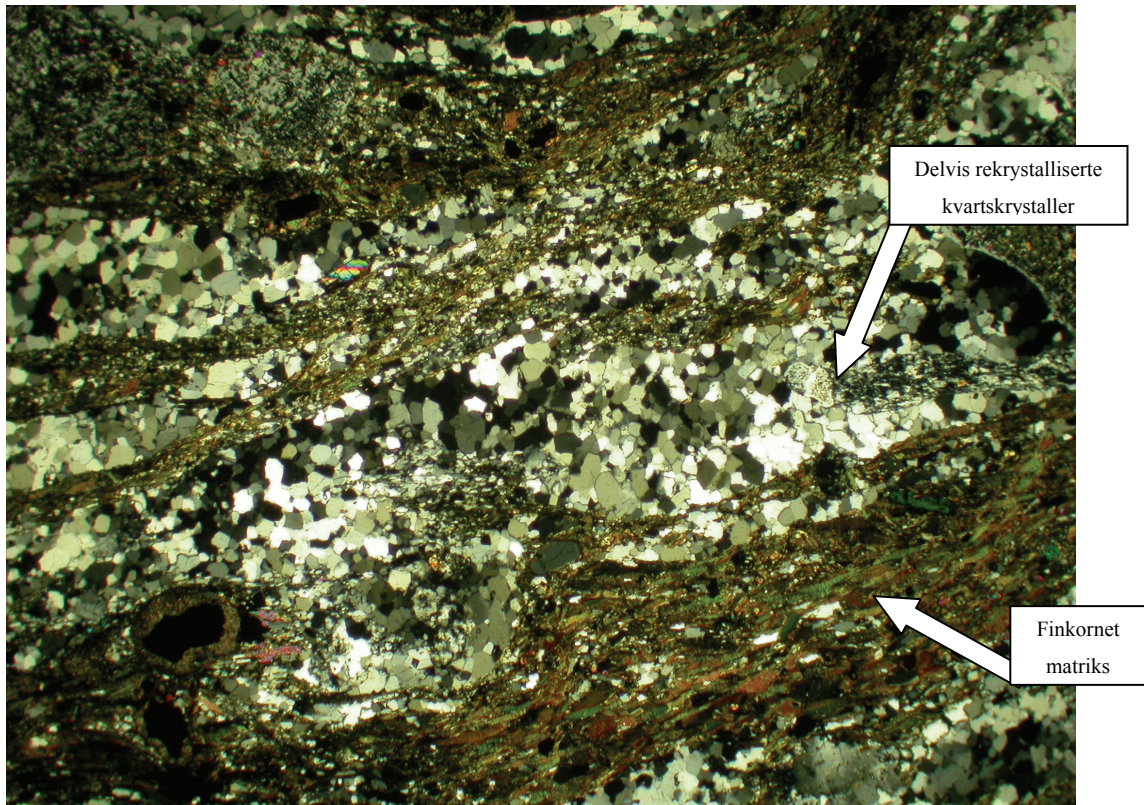




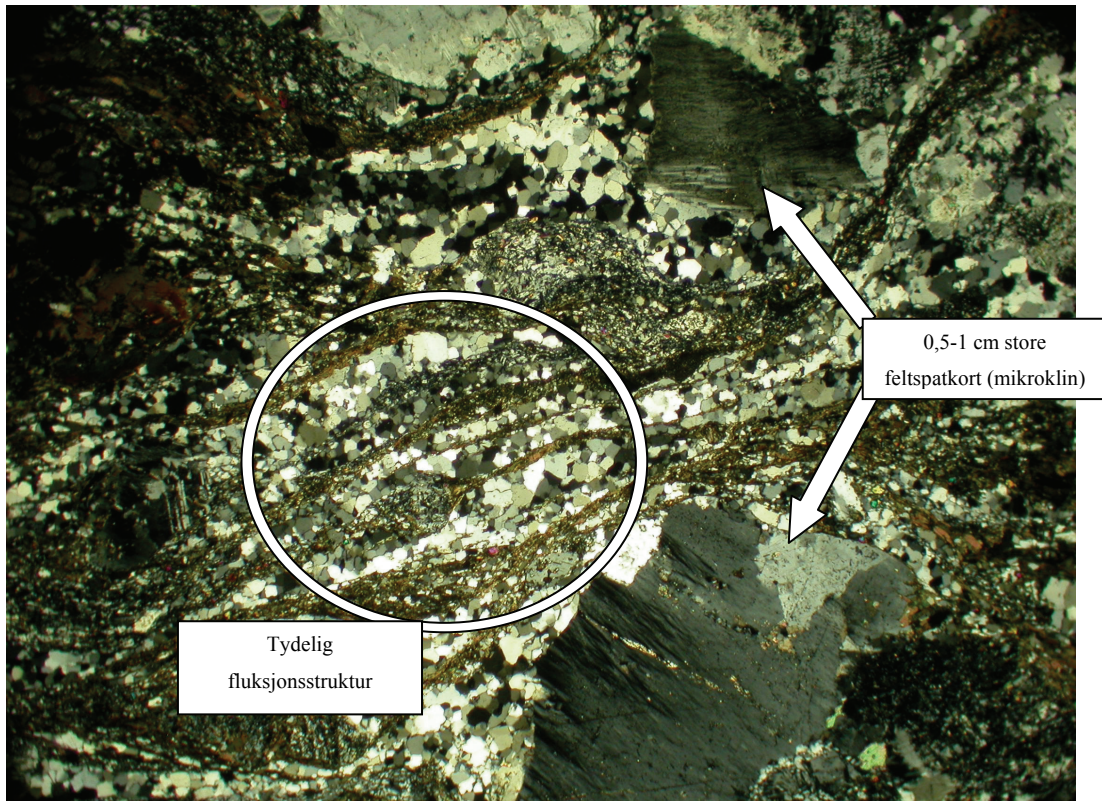
PRØVE 1 – PELNUMMER 2843

Det er ikke utført mikroskopering av Prøve 1.

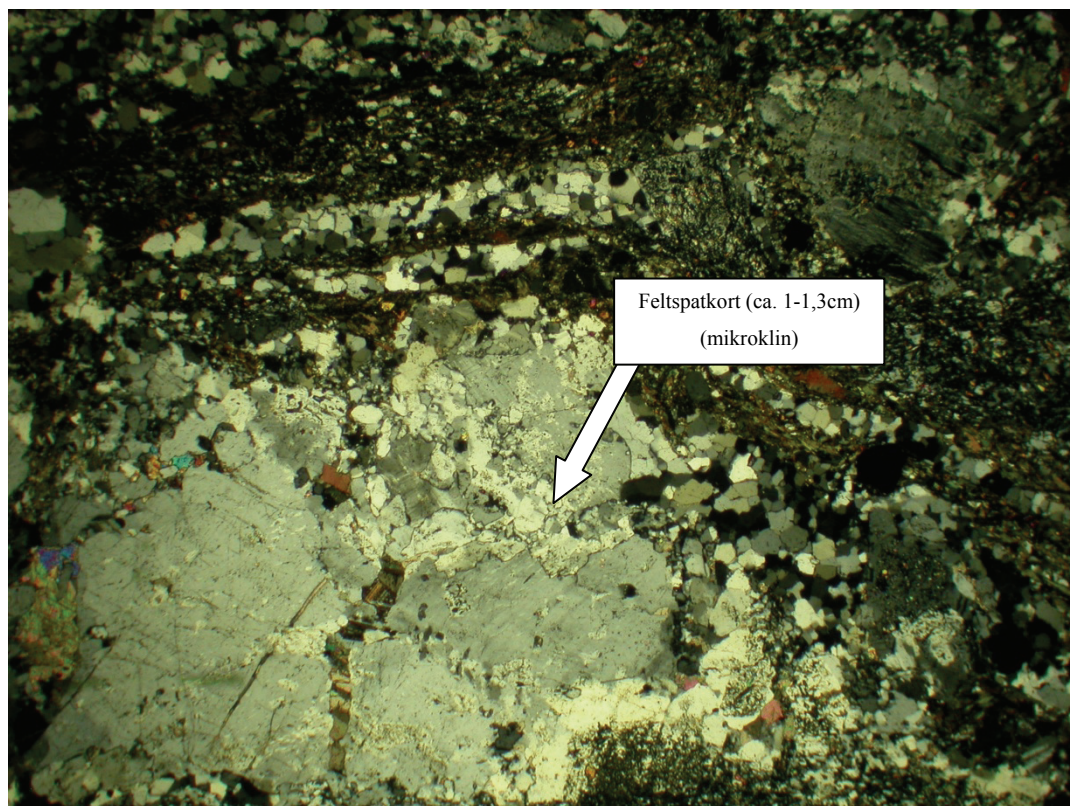
PRØVE 2 – PELNUMMER 2848



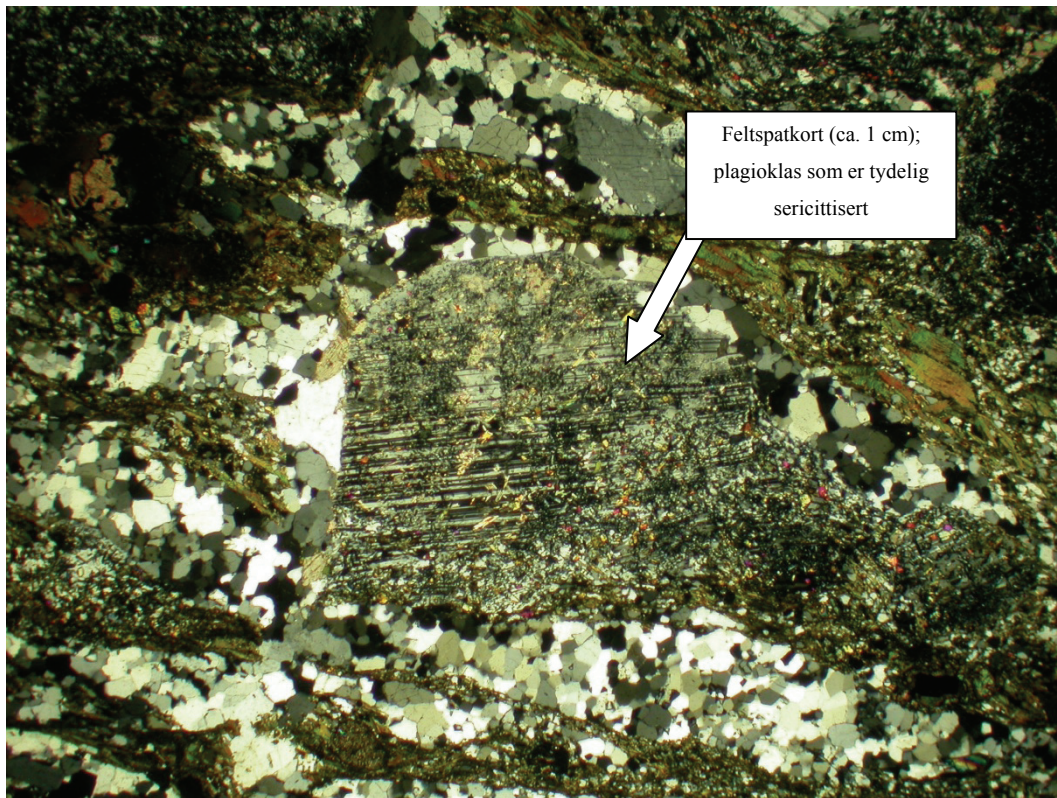
Figur 1: Bilde fra mikroskopering av prøve 2 (Foto: Bjørge Brattli).



Figur 2: Bilde fra mikroskopering av prøve 2 (Foto: Bjørge Brattli).

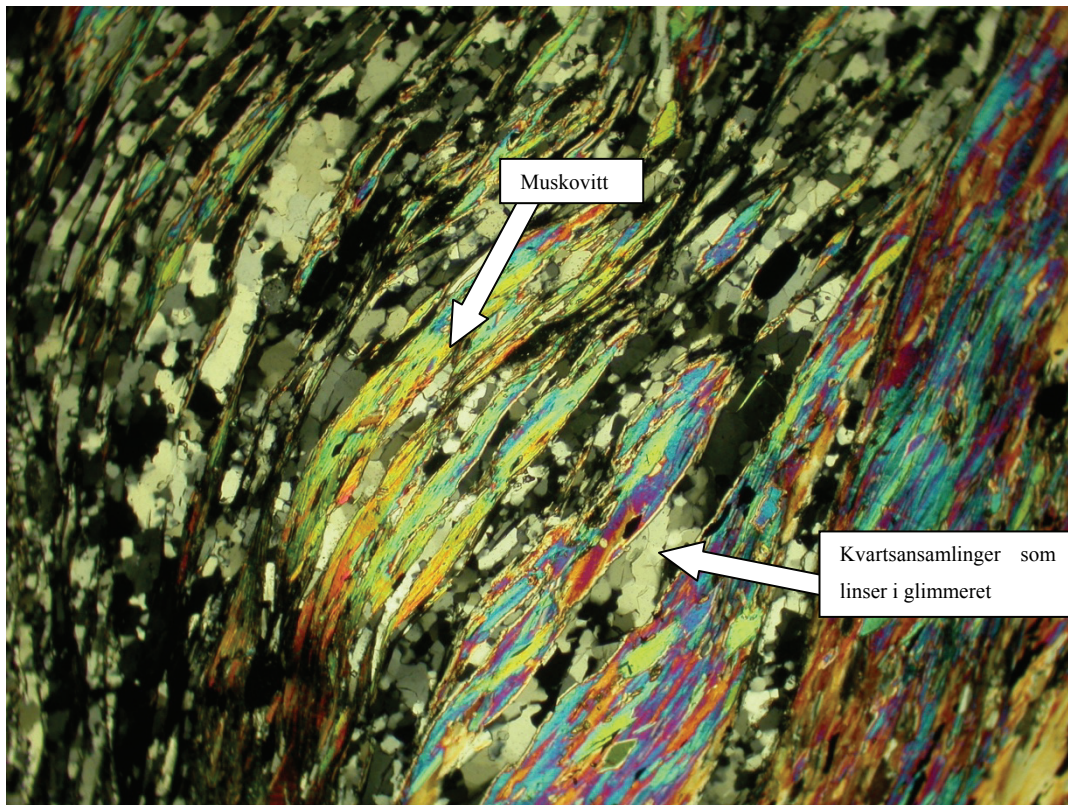


Figur 3: Bilde fra mikroskopering av prøve 2 (Foto: Bjørge Brattli).

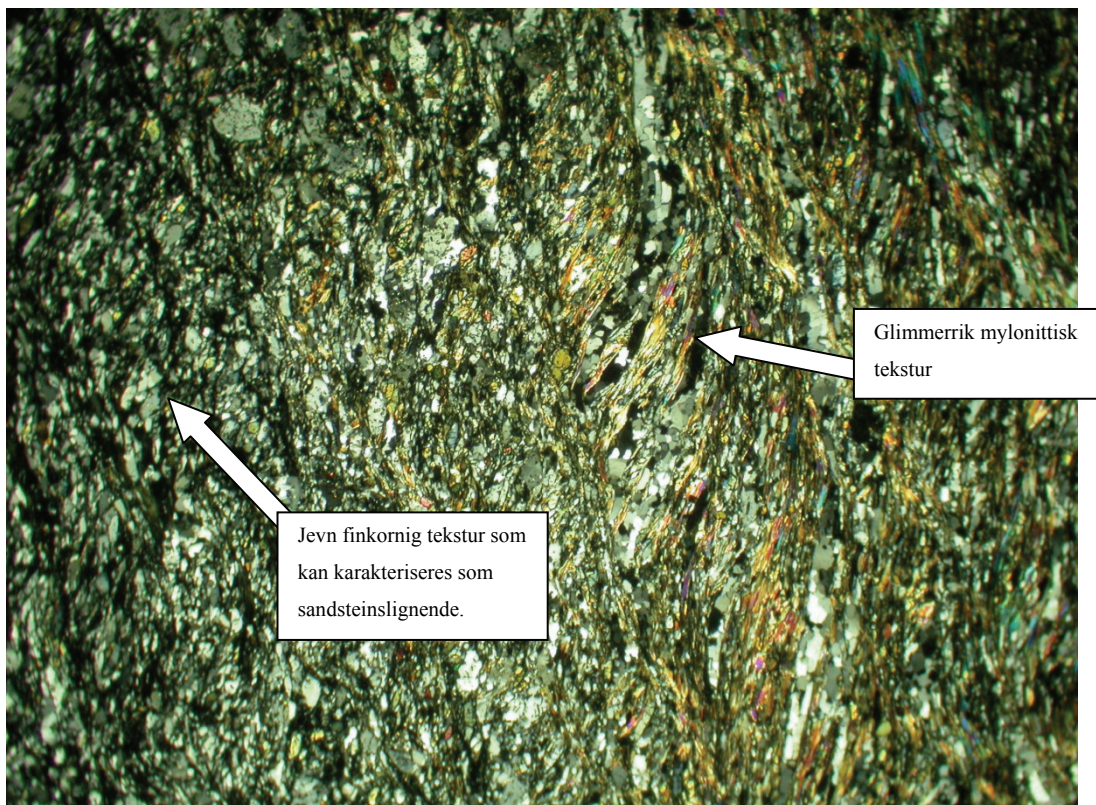


Figur 4: Bilde fra mikroskopering av prøve 2 (Foto: Bjørge Brattli).

PRØVE 3 – PELNUMMER 2864,9

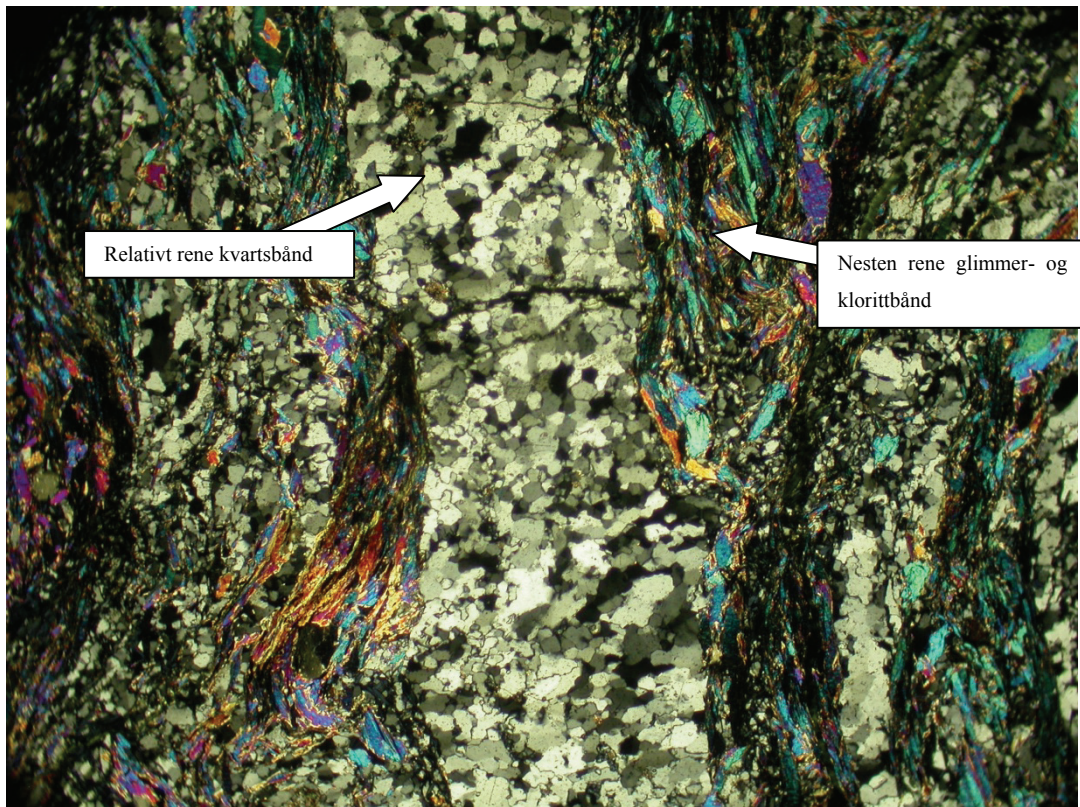


Figur 5: Bilde fra mikroskopering av prøve 3 (Foto: Bjørge Brattli).

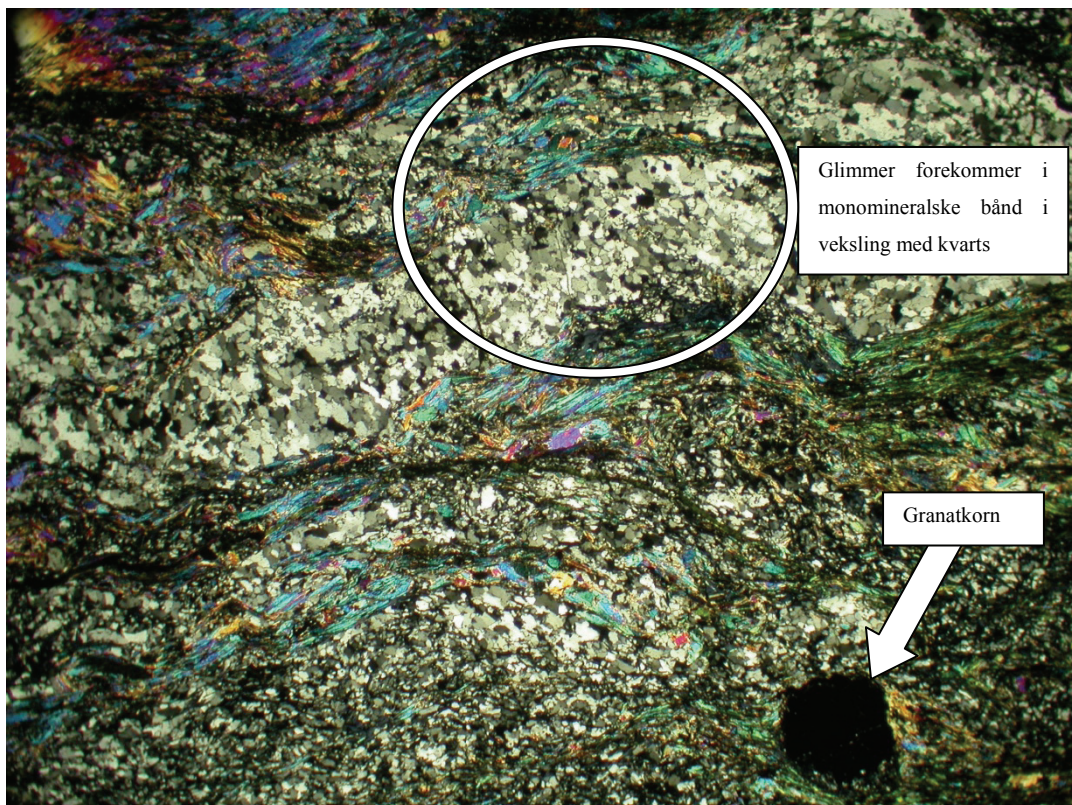


Figur 6: Bilde fra mikroskopering av prøve 3 (Foto: Bjørge Brattli).

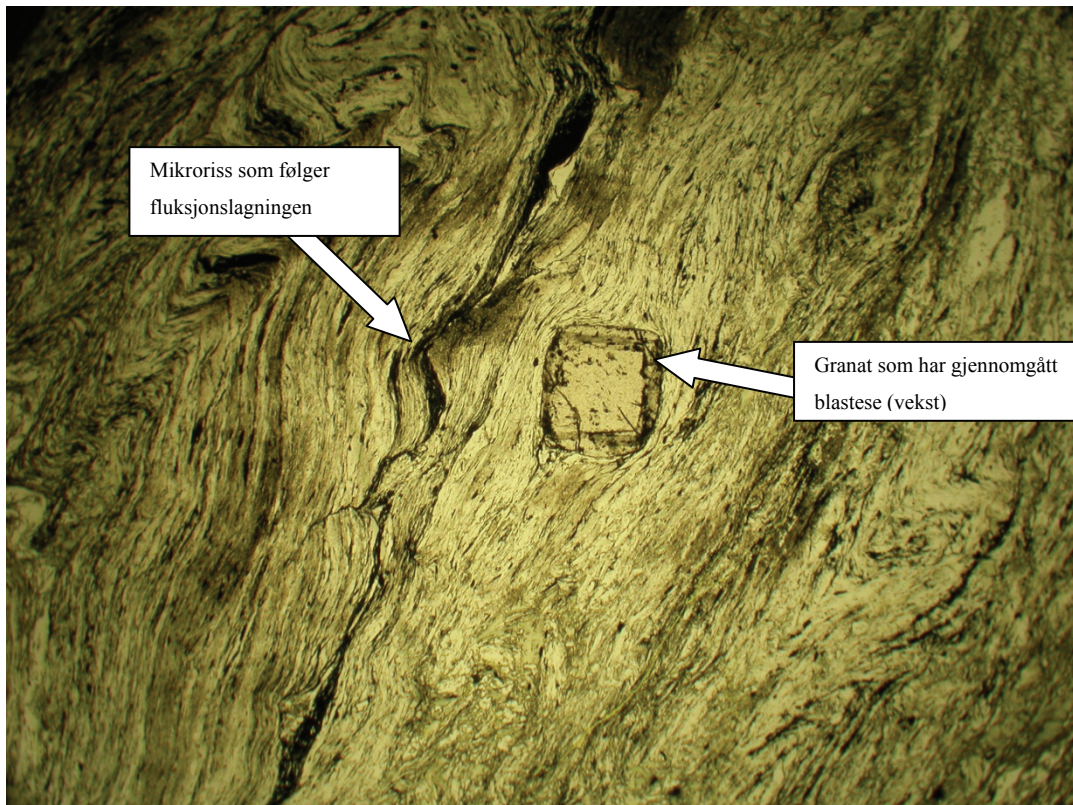
PRØVE 4 – PELNUMMER 2877



Figur 7: Bilde fra mikroskopering av prøve 4 (Foto: Bjørge Brattli).



Figur 8: Bilde fra mikroskopering av prøve 4 (Foto: Bjørge Brattli).



Figur 9: Bilde fra mikroskopering av prøve 4 (Foto: Bjørge Brattli).

Kataklastisk. Teksturen er karakterisert av uorienterte større og mindre bruddstykker (**porfyroklaster**) av mineraler i en tett grunnmasse, fig. 12a. Teksturen er et resultat av mekanisk nedknusning høyt oppe i jordskorpen under temperaturbetingelser som gir liten eller ingen rekrytallisering eller nymineralisering. Avhengig av mengde fragmenter og størrelsen på fragmentene kan bergartene klassifiseres som **mikrobreksje** eller kataklasitt. Nedknusningsbergarter uten primær kohesjon klassifiseres som **forkastningsbreksje** eller **forkastningsstøv**, tabell 6.

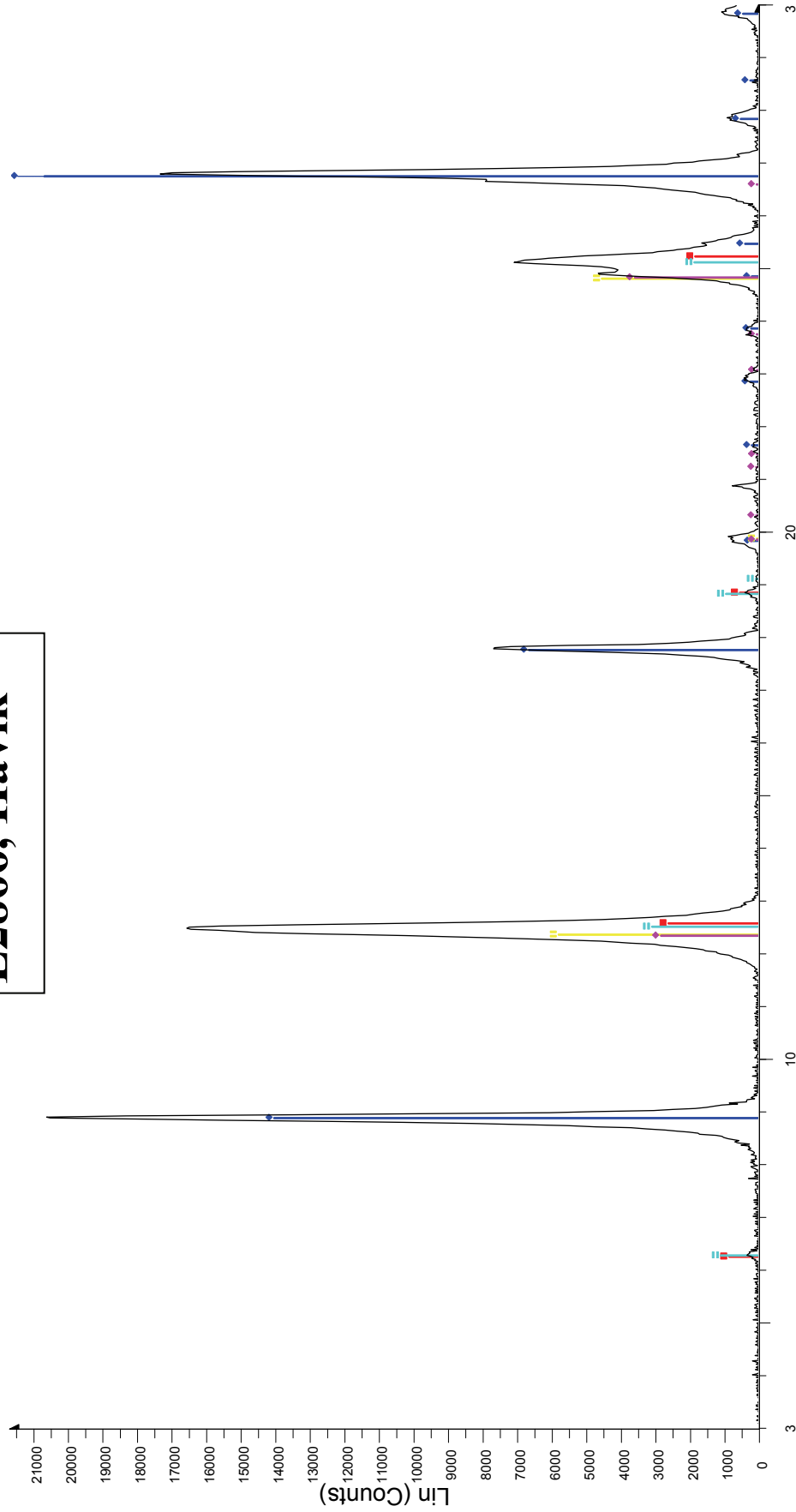
Tabell 6. Klassifikasjon av kataklastiske bergarter. Modifisert etter Higgins (1971).

	BERGARTER UTEN PRIMÆR KOHESJON	BERGARTER MED PRIMÆR KOHESJON			
Tilnærmet volumprosent av porfyroklaster/fragmenter		Granulering dominerer over Nymineralisering/rekrytallisasjon	Nymineralisering/rekrytallisasjon dominerer over granulering		Tilnærmet størrelse for de fleste porfyroklaster/fragmenter
		Bergarter uten fluksjonsstruktur	Bergarter med fluksjonsstruktur	Bergarter med fluksjonsstruktur	
50	Forkastningsbreksje (Fault breccia)	Mikrobreksje	Protomylonitt	Mylonittgneis	Synlig med det blotte øye
30			Mylonitt		Blastomylonitt
10	Forkastnings-smørje (Fault gouge)	Kataklasitt	Ultra-mylonitt	Fyllonitt	

Mylonittisk. Teksturen er karakterisert av delvis roterte og deformerte porfyroklaster/blaster i en finkornet kryptokrytallin til mikrokrytallin mellommasse. En laminasjon (båndning) definert av mørke mineraler (oksider, hydroksyder, biotitt o.l.) opptrer vanligvis som en "emballasje" presset rundt porfyroklastene, (**fluksjonstekstur**), fig. 12b. Avhengig av mengden og størrelsen på porfyroklastene/blastene og om deformasjonen har vært ledsaget av dominerende nymineralisering/rekrytallisering, klassifiseres bergartene som forskjellige typer mylonitter, se tabell 6.

Figur: Utdrag fra Brattli (1992). Tabellen gir klassifikasjon av kataklastiske bergarter brukt til bergartsbestemmelse under mikroskopering av prøve 2, 3 og 4.

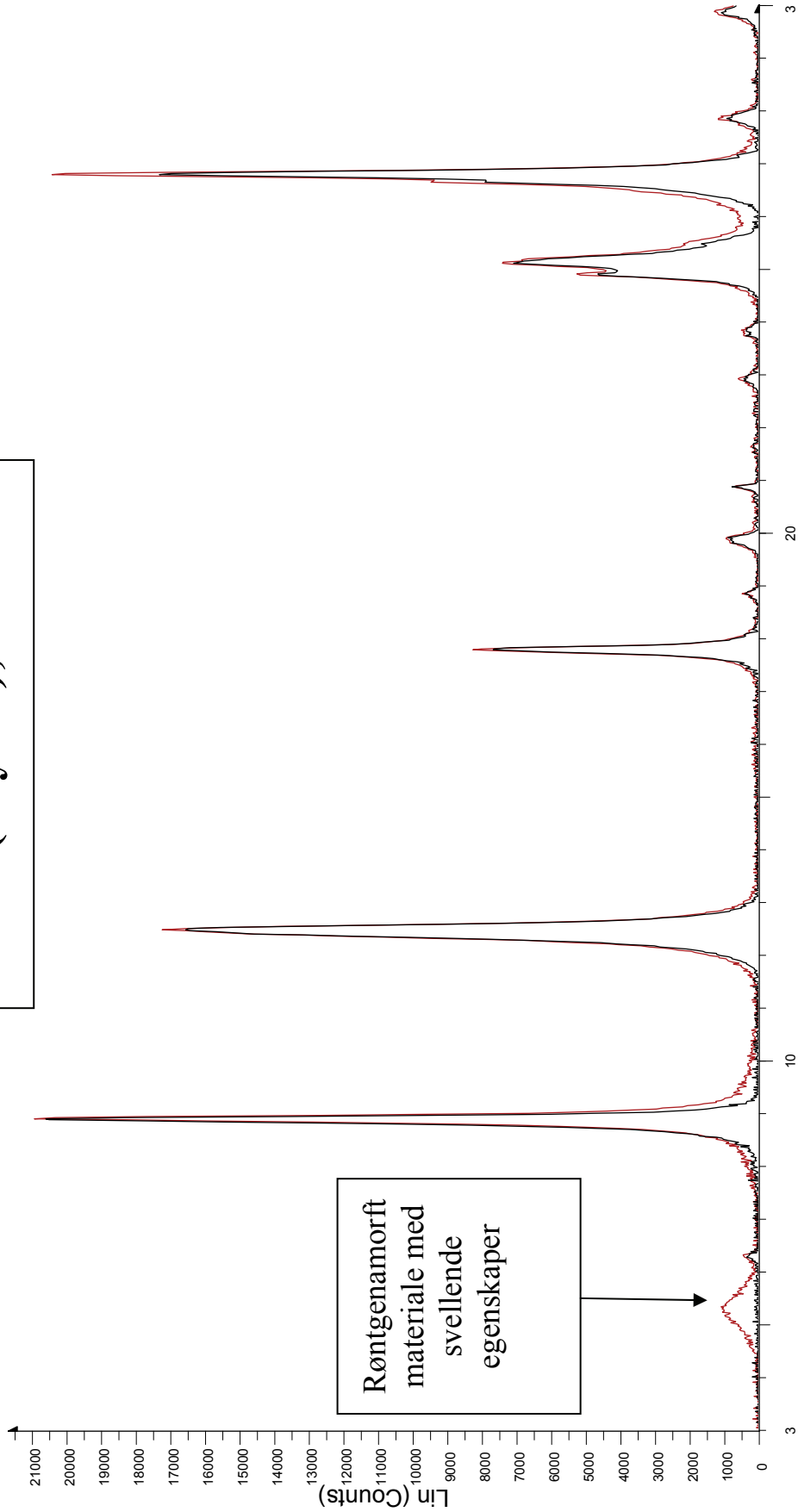
L2866, Håvik



2-Theta - Scale

Mørk leire - File: 110223mp.raw - Type: 2Th/Th locked - Start: 3.000 ° - End: 80.014 ° - Step: 0.021 ° - Step time: 87. s - Temp.: 25 °C (Room) - Time Started: 24 s - 2-Theta: 3.000 ° - Theta: 1.500 ° - Chi: 0.00 ° - Phi: 0
 Operations: Strip kAlpha2 0.500 | Background 38.019,1.000 | Import
 00-058-2035 (l) - Muscovite-2M1 - $KAl_2(Si_4Al)O_{10}(OH)_2$ - Monoclinic - C2/c (15) - S-Q 58.9 % - I/Ic User 1.
 00-058-2002 (l) - Dickite-2M1 - $Al_2Si_2O_5(OH)_4$ - Monoclinic - Cc (9) - S-Q 15.9 % - I/Ic User 1.
 00-052-1044 (l) - Chlorite-serpentine (NR) - $(Mg,Al)_6(Si_4Al)O_{10}(OH)_8$ - Hexagonal - P (0) - S-Q 7.1 % - I/Ic User 1.
 00-029-0701 (l) - Clinochlore-1Mlb, ferroan - $(Mg,Fe)_6(Si_4Al)O_{10}(OH)_8$ - Monoclinic - C2/m (12) - S-Q 8.4 % - I/Ic User 1.
 00-058-2028 (l) - Kaolinite-1A - $Al_2Si_2O_5(OH)_4$ - Triclinic - P1 (1) - S-Q 9.8 % - I/Ic User 1.

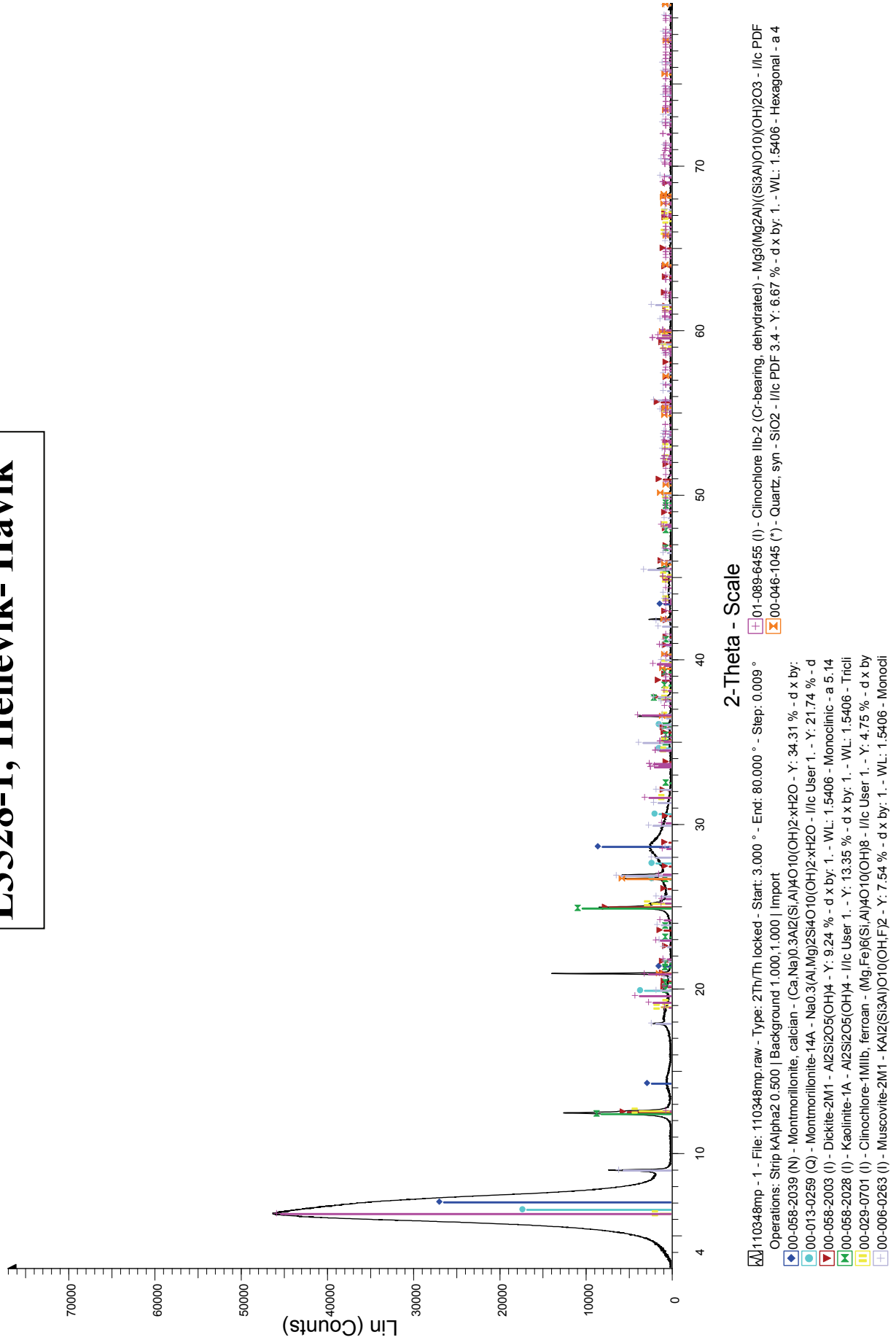
L2866 (Glykol), Håvik



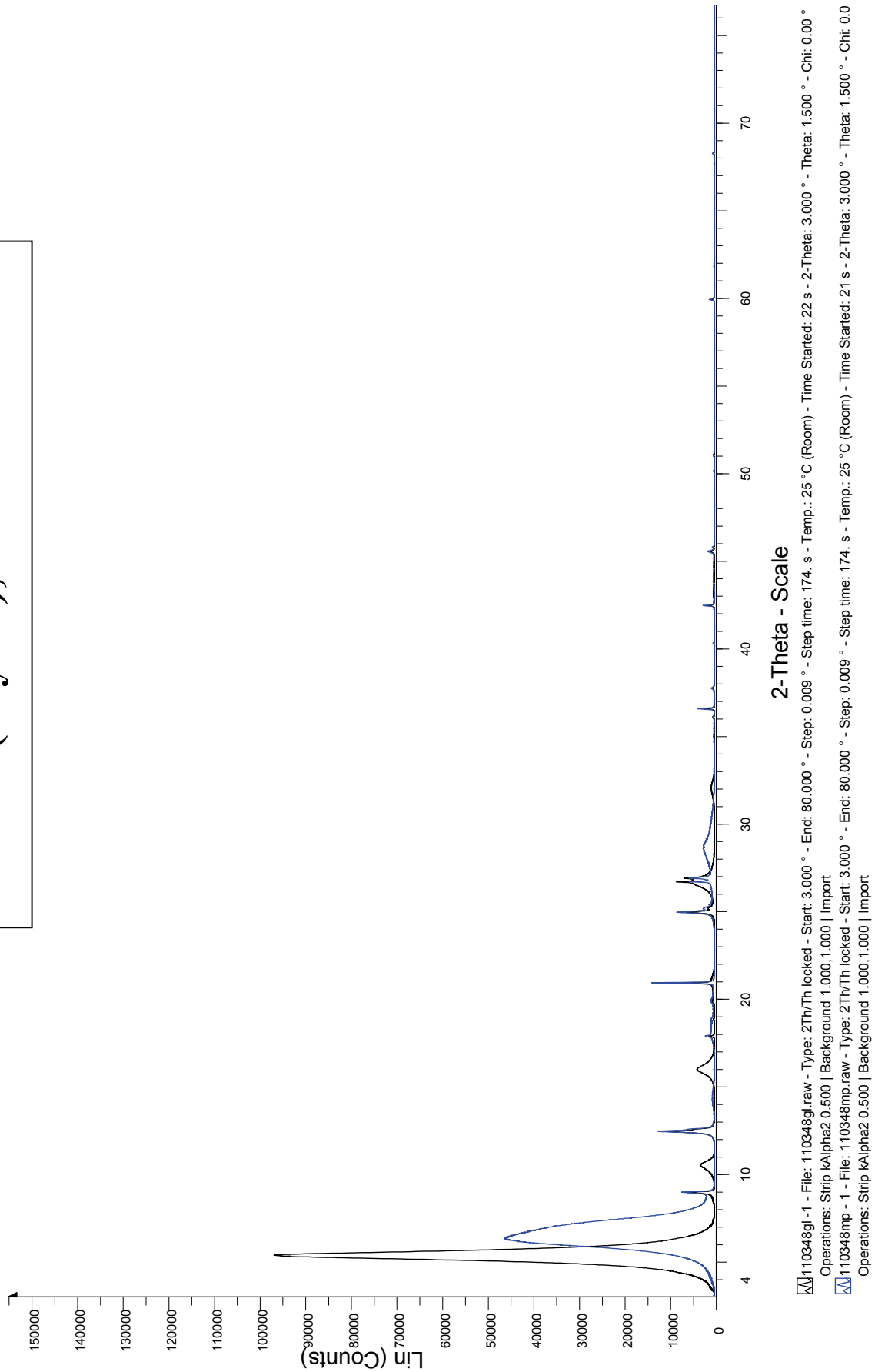
2-Theta - Scale

Merkløire - File: 110223mp.raw - Type: 2Th/Th locked - Start: 3.000 ° - End: 80.014 ° - Step: 0.021 ° - Step time: 87. s - Temp.: 25 °C (Room) - Time Started: 24 s - 2-Theta: 3.000 ° - Theta: 1.500 ° - Chi: 0.00 ° - Phi: 0
Operations: Strip kAlpha2 0.500 | Background 38.019; 1.000 | Import
Merkløire, glycolbehandlet - File: 11023gl.raw - Type: 2Th/Th locked - Start: 3.000 ° - End: 80.014 ° - Step: 0.021 ° - Step time: 87. s - Temp.: 25 °C (Room) - Time Started: 21 s - 2-Theta: 3.000 ° - Theta: 1.500 ° - Chi: 0.00 ° - Phi: 0
Operations: Strip kAlpha2 0.500 | Background 5.623; 1.000 | Import

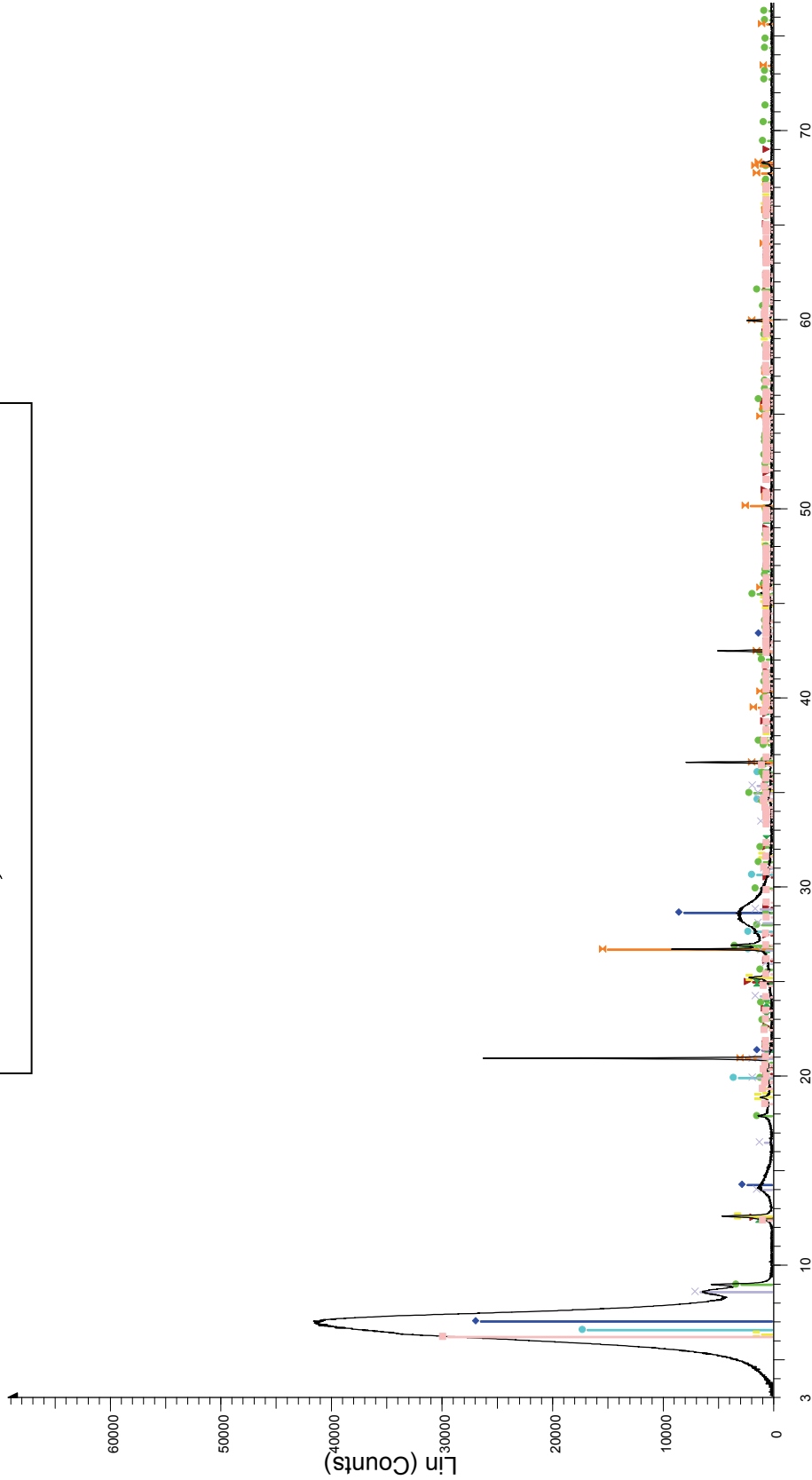
L3528-1, Hellevik- Håvik



L3528-1 (Glykol), Hellevik- Håvik

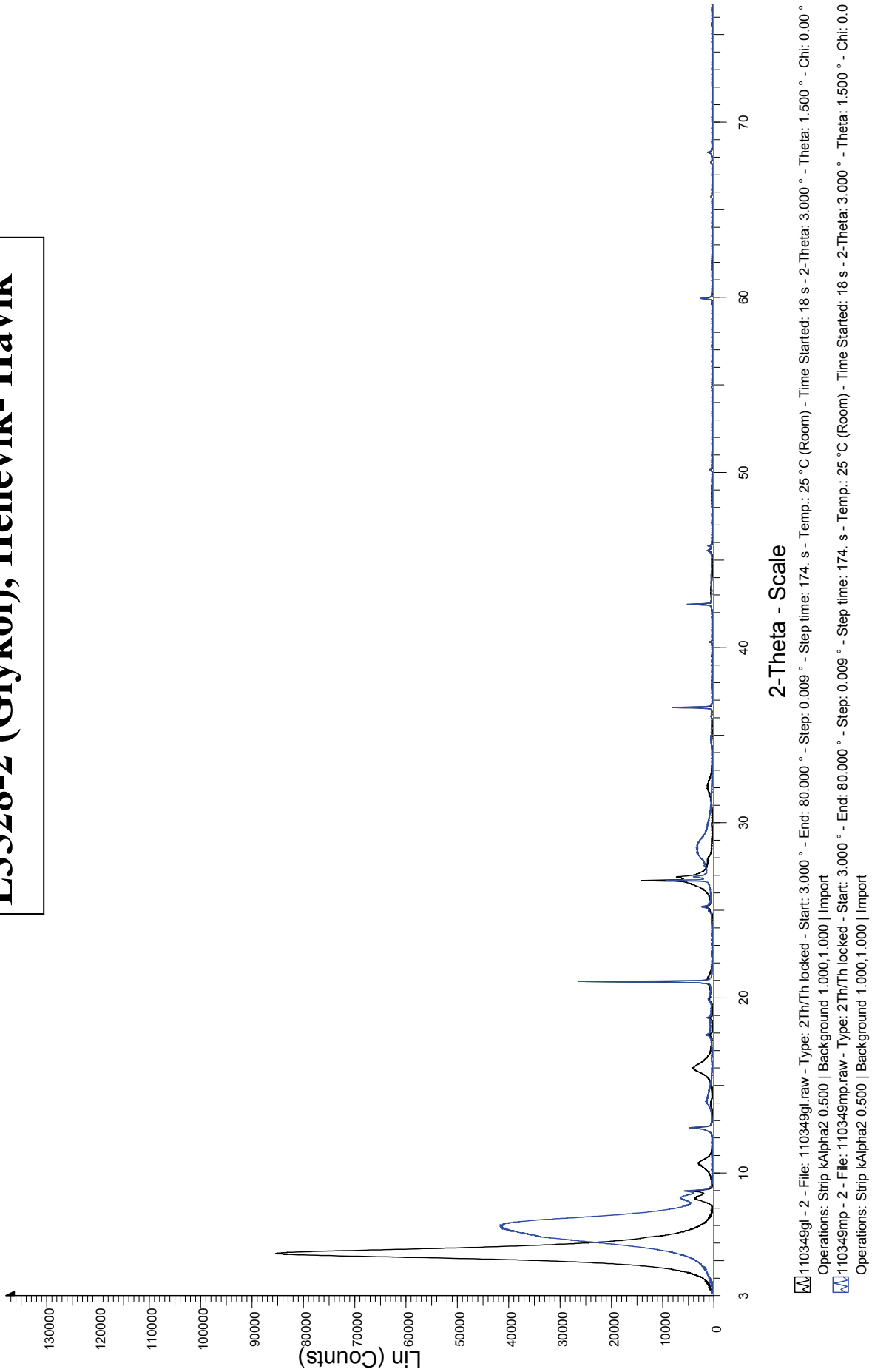


L3528-2, Hellevik- Håvik

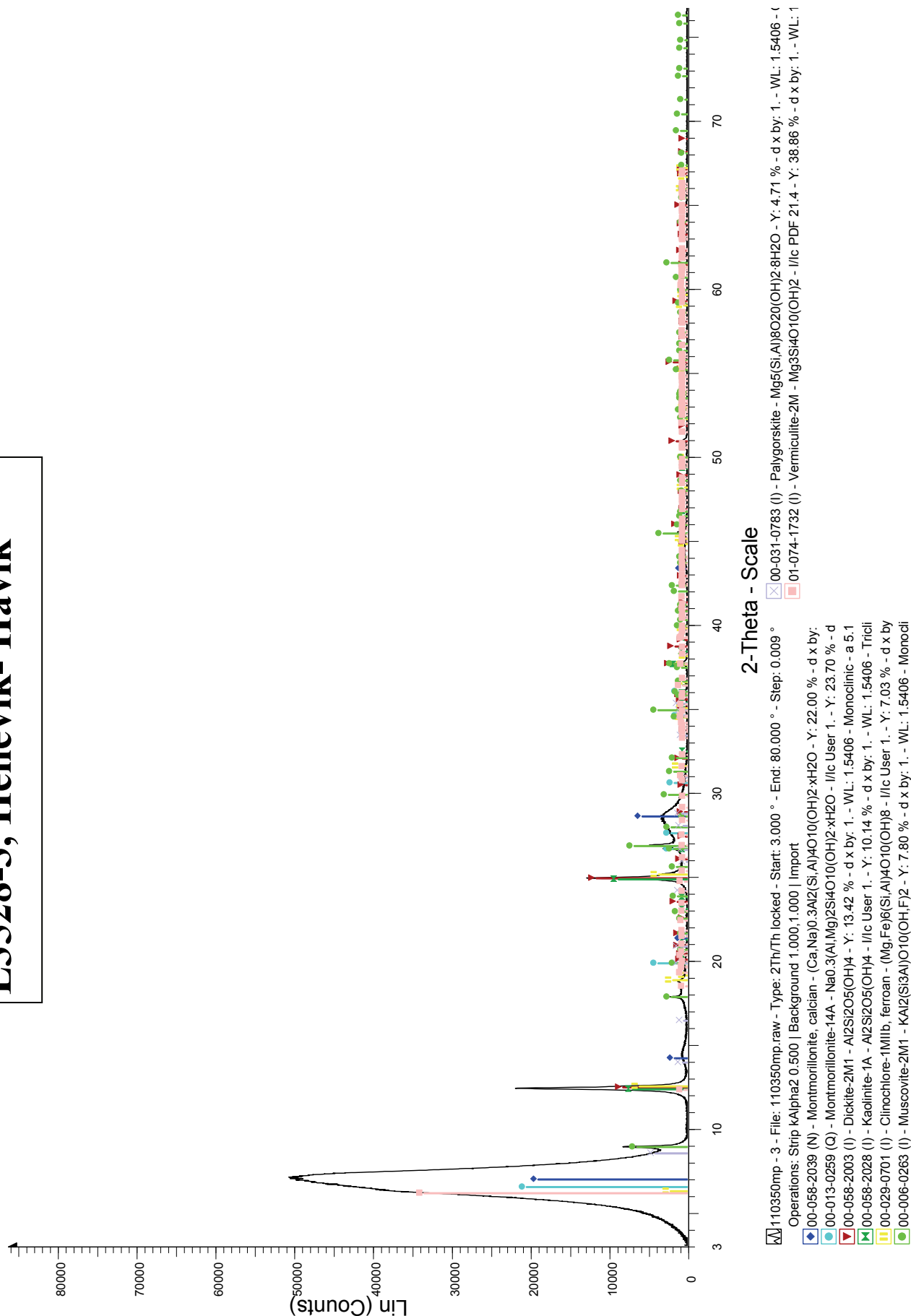


■ 110349mp - 2 - File: 110349mp.raw - Type: 2Th/Th locked - Start: 3.000 ° - End: 80.000 ° - Step: 0.009 °
 Operations: Strip kAlpha2 0.500 | Background 1.000,1.000 | Import
■ 00-058-2039 (N) - Montmorillonite, calcian - (Ca,Na)0.3Al2(Si,Al)4O10(OH)2·xH2O - Y: 38.18 % - d x by: 1. - Y: 24.19 % - d
■ 00-013-0259 (Q) - Montmorillonite-14A - Na0.3(Al,Mg)2Si4O10(OH)2·xH2O - I/lc User 1. - Y: 24.19 % - d
■ 00-058-2003 (I) - Dickite-2M1 - Al2Si2O5(OH)4 - Y: 2.48 % - d x by: 1. - WL: 1.5406 - Monoclinic - a 5.14
■ 00-058-2028 (I) - Kaolinite-1A - Al2Si2O5(OH)4 - I/lc User 1. - Y: 1.25 % - d x by: 1. - WL: 1.5406 - Triclin
■ 00-029-0701 (I) - Clinocllore-1M1b, ferroan - (Mg,Fe)8(Si,Al)4O10(OH)8 - I/lc User 1. - Y: 3.75 % - d x by
■ 00-006-0263 (I) - Muscovite-2M1 - KAl2(Si3Al)O10(OH,F)2 - Y: 4.21 % - d x by: 1. - WL: 1.5406 - Monocli
■ 00-046-1045 (*) - Quartz, syn - SiO2 - I/lc PDF 3.4 - Y: 21.53 % - d x by: 1. - WL: 1.5406 - Hexagon
■ 00-031-0783 (I) - Palygorskite - Mg5(Si,Al)8O20(OH)2·8H2O - Y: 9.37 % - d x by: 1. - WL: 1.5406 - t
■ 01-074-1732 (I) - Vermiculite-2M - Mg3Si4O10(OH)2 - I/lc PDF 21.4 - Y: 42.48 % - d x by: 1. - WL: 1

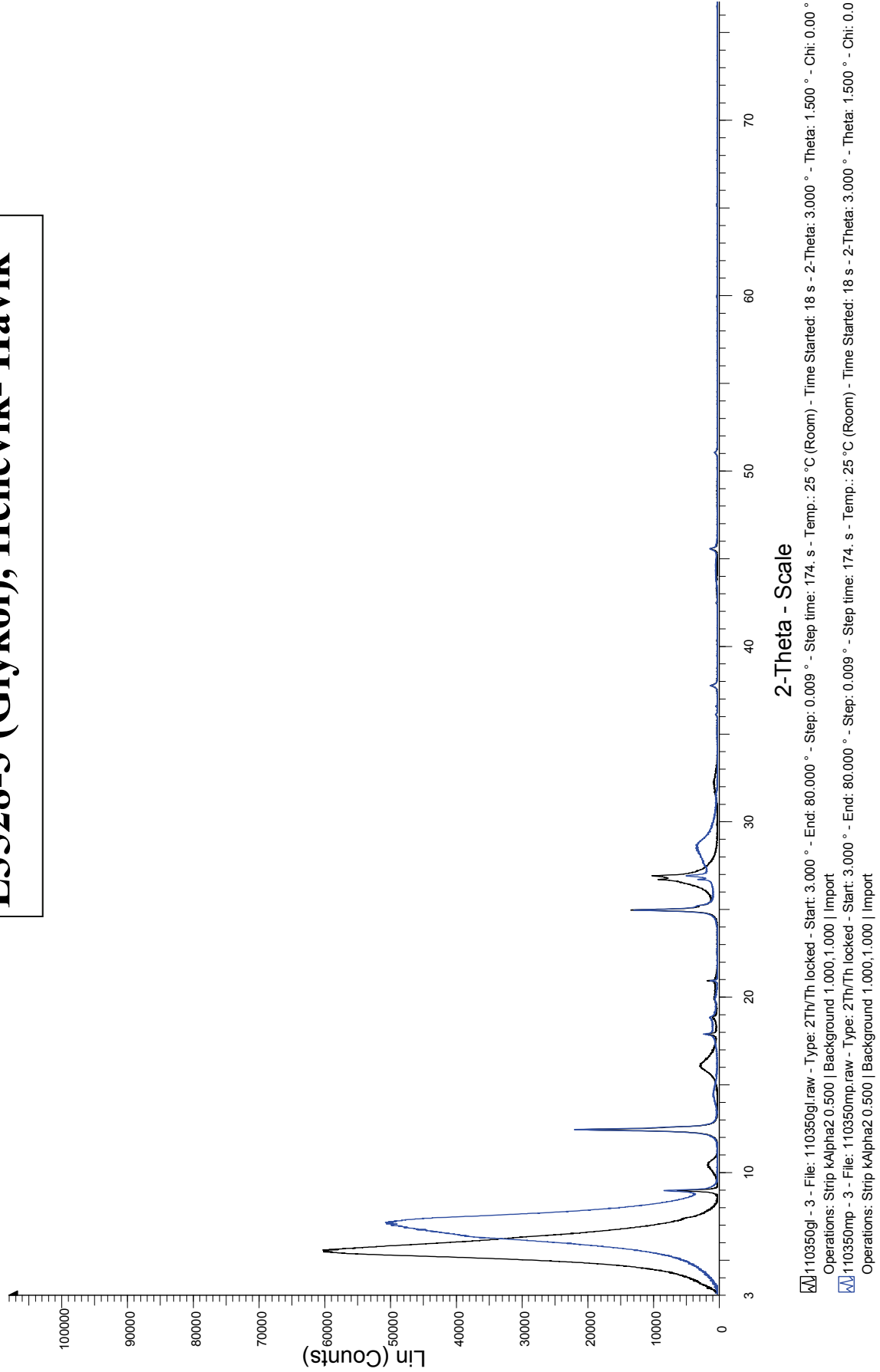
L3528-2 (Glykol), Hellevik- Håvik



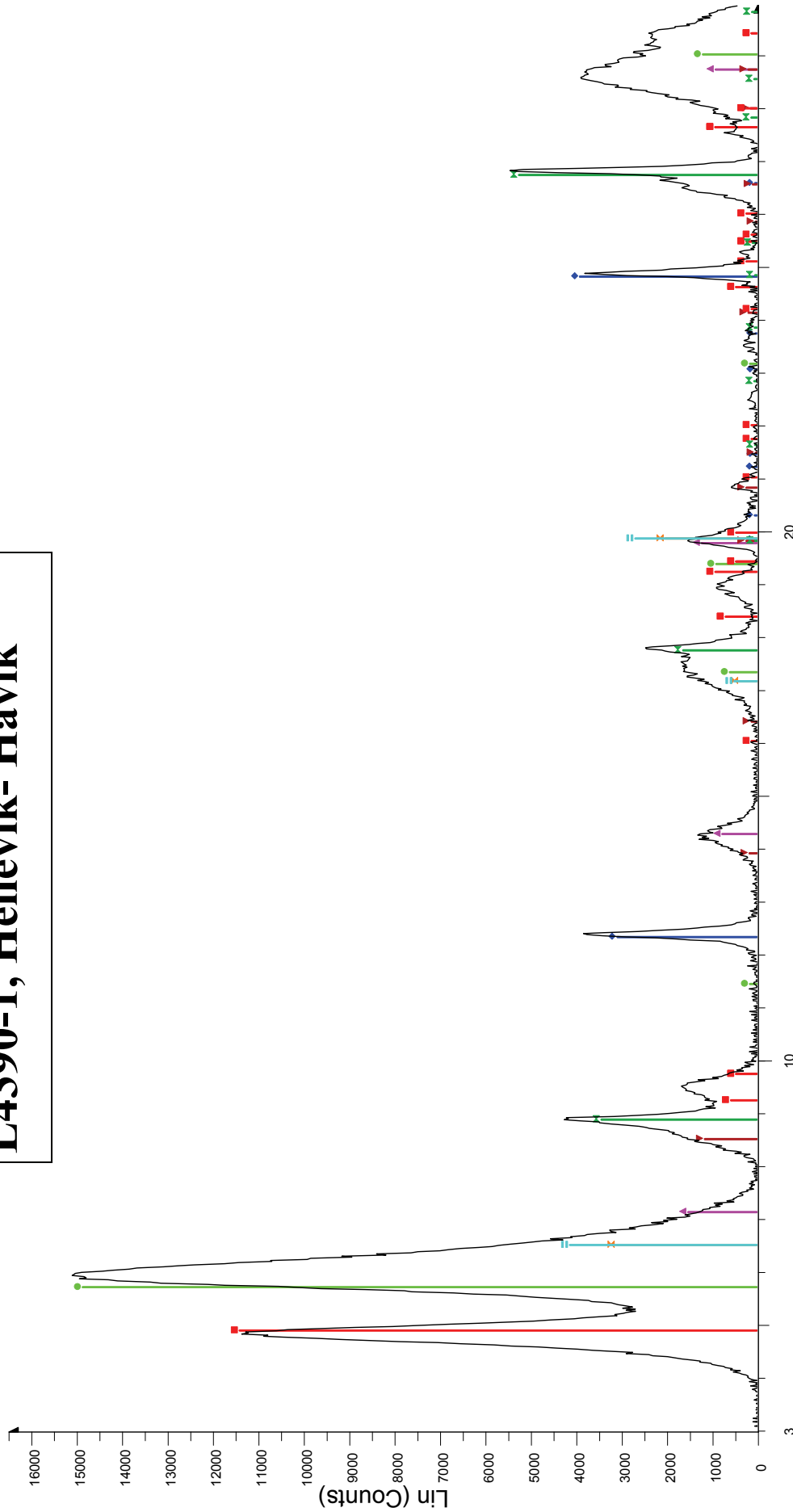
L3528-3, Hellevik- Håvik



L3528-3 (Glykol), Hellevik- Håvik

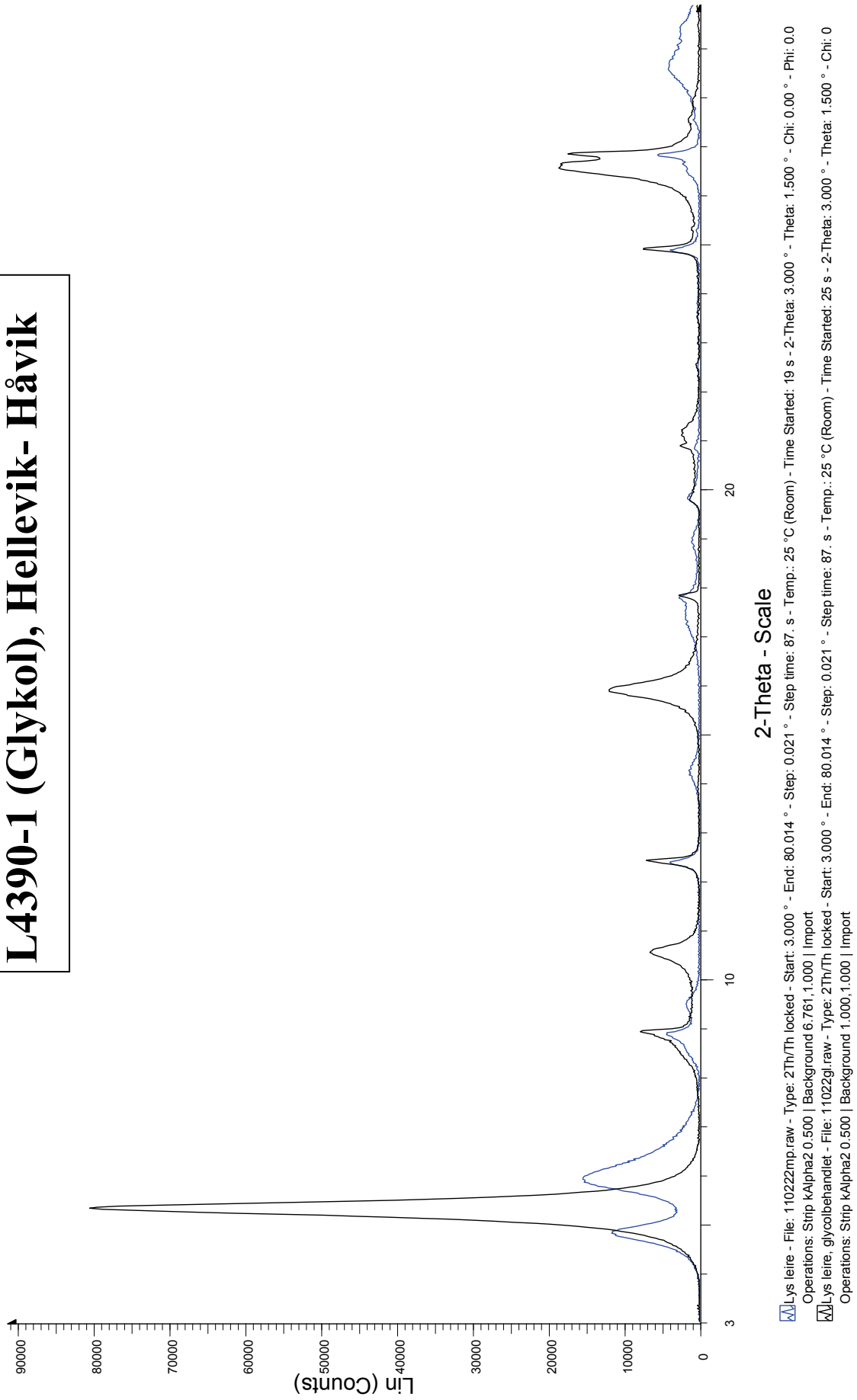


L4390-1, Hellevik- Håvik

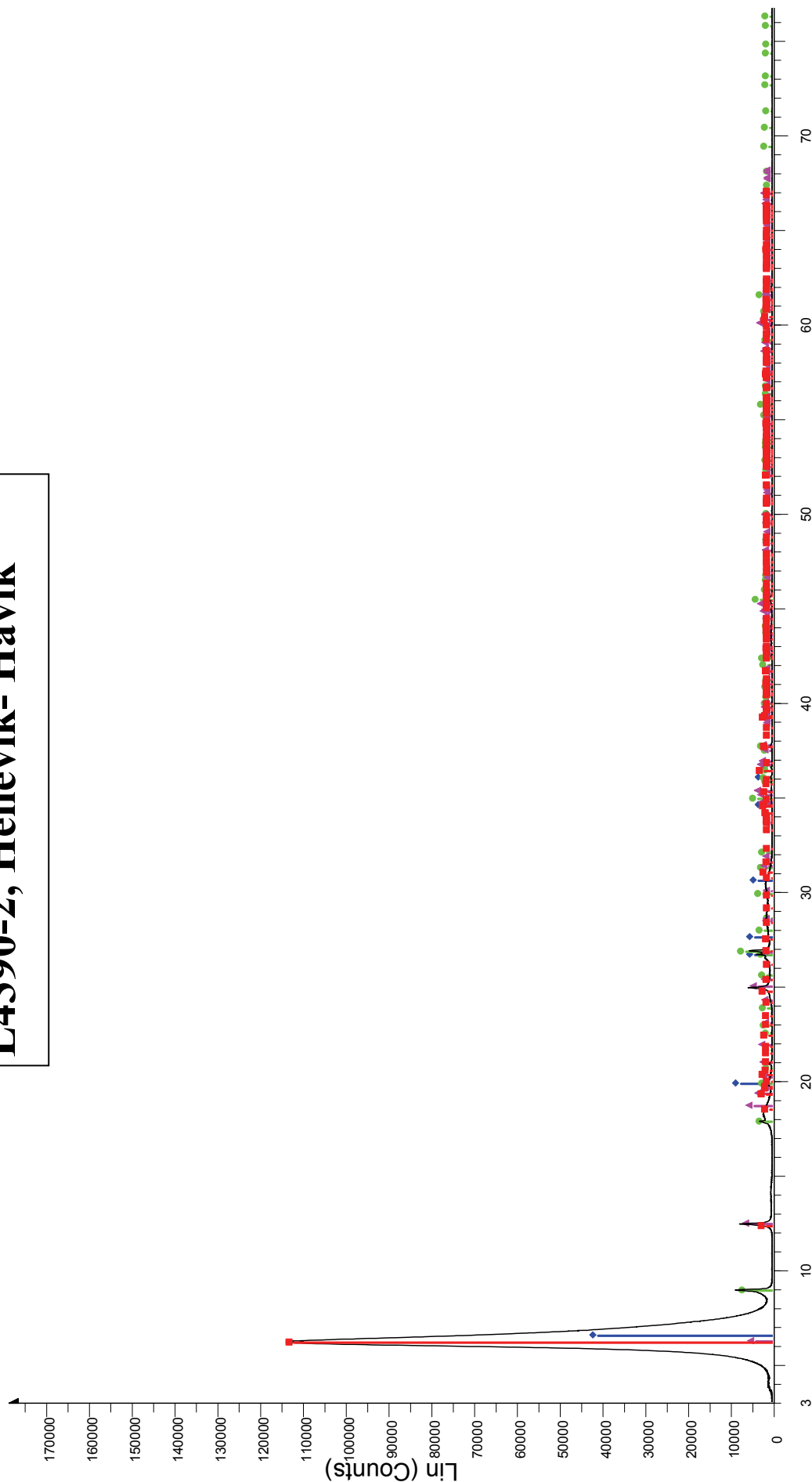


L Lys leire - File: 110222mp.raw - Type: 2Th/Th locked - Start: 3.000 ° - End: 80.014 ° - Step: 0.021 ° - Step
 Operations: Strip kAlpha2 0.500 | Background 12.023, 1.000 | Import
◆ 00-058-2028 (1) - Kaolinite-1A - Al₂Si₂O₅(OH)₄ - Triclinic - P1 (1) - I/lc User 1.
● 00-029-1491 (1) - Saponite-15A - Ca_{0.2}Mg₃(Si,Al)₄O₁₀(OH)₂·4H₂O - Hexagonal - P (0) -
▲ 00-043-0688 (1) - Beidellite-12A - Na_{0.3}Al₂(Si,Al)₄O₁₀(OH)₂·2H₂O - Hexagonal - P (0) -
▼ 00-031-0783 (1) - Palygorskite - Mg₅(Si,Al)₈O₂₀(OH)₂·8H₂O - Orthorhombic - P (0) -
× 00-029-1498 (*) - Montmorillonite-15A - Na_{0.3}(Al,Mg)₂Si₄O₁₀(OH)₂·4H₂O - Hexagonal - P (0) -
■ 00-038-0379 (1) - Zaanerite-18A - Al₁₂(SO₄)₅(OH)₂₆·20H₂O - Triclinic - P² (2) -
■ 00-058-2035 (1) - Muscovite-2M1 - KAl₂(Si,Al)₄O₁₀(OH)₂ - Monoclinic - C2/c (15) - I/lc User 1.
■ 00-029-1498 (*) - Montmorillonite-15A - Na_{0.3}(Al,Mg)₂Si₄O₁₀(OH)₂·4H₂O - Hexagonal - P (0) -

L4390-1 (Glykol), Hellevik- Håvik



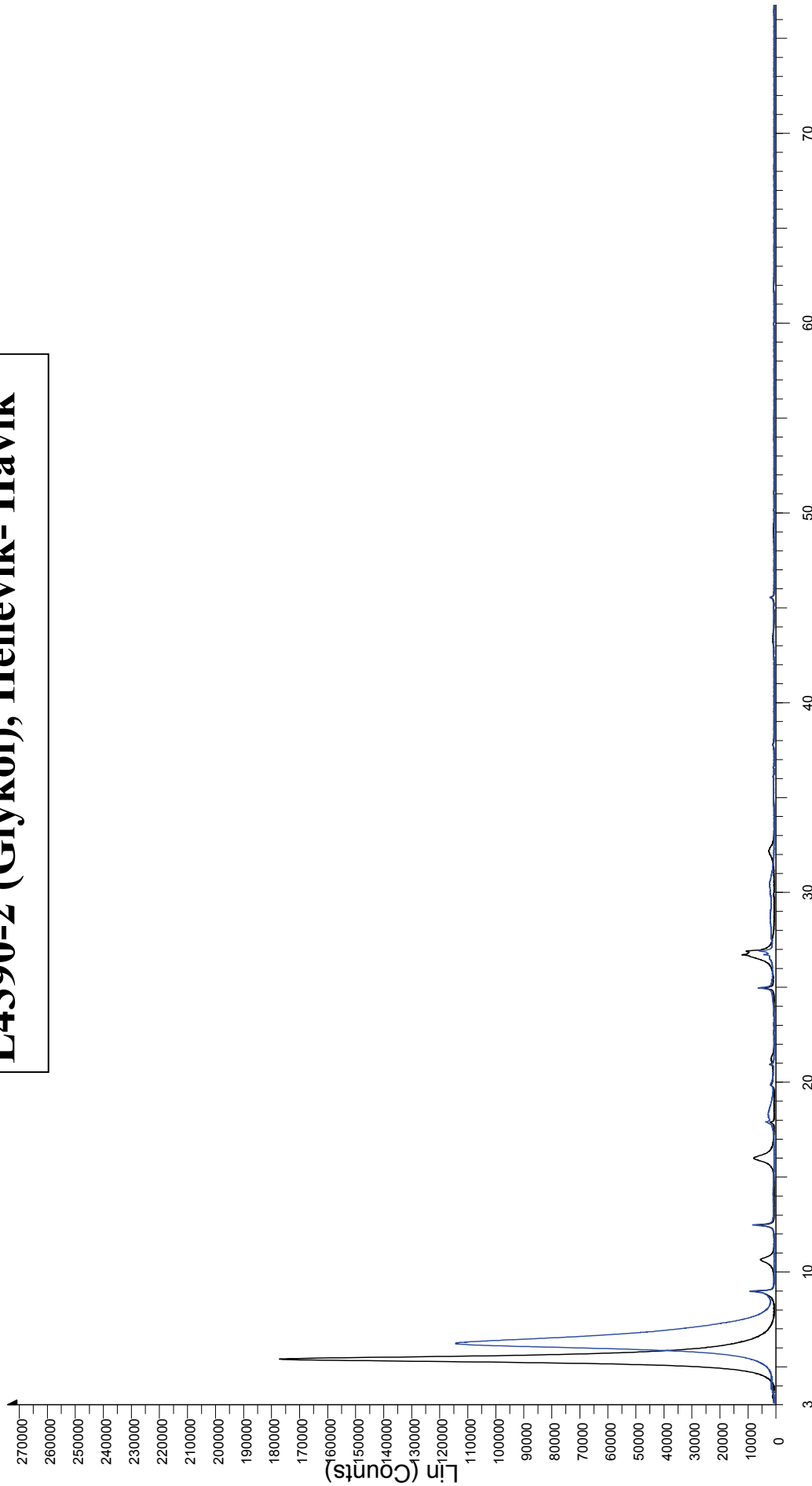
L4390-2, Hellevik- Håvik



2-Theta - Scale

■ 110351mp-4 - File: 110351mp.raw - Type: 2Th/Th locked - Start: 3.000 ° - End: 80.000 ° - Step: 0.009 ° - Temp.: 25 °C (Room) - Time Started: 17 s - 2-Theta: 3.000 ° - Theta: 1.500 ° - Chi: 0.00
 Operations: Strip kAlpha2 0.500 | Background 1.000, 1.000 | Import
■ 01-074-1732 (I) - Vermiculite-2M - Mg3Si4O10(OH)2 - I/c PDF 21.4 - Y: 62.78 % - d x by: 1. - WL: 1.5406 - Monoclinic - a 5.33000 - b 9.18000 - c 28.84999 - alpha 90.000 - beta 93.250 - gamma 90.000 - Base-cc
◆ 00-013-0259 (Q) - Montmorillonite-14A - Na0.3(Al,Mg)2Si4O10(OH)2·xH2O - I/c User 1. - Y: 22.91 % - d x by: 1. - WL: 1.5406 -
● 00-006-0263 (I) - Muscovite-2M1 - KAl2(Si3Al)O10(OH,F)2 - Y: 3.45 % - d x by: 1. - WL: 1.5406 - Monoclinic - a 5.19000 - b 9.03000 - c 20.05000 - alpha 90.000 - beta 95.770 - gamma 90.000 - Base-centered - C
▲ 01-083-1381 (*) - Clinocllore, chromian - Mg5.0Al0.75Cr0.25Al1.00Si3.00O10(OH)8 - I/c PDF 0.6 - Y: 2.83 % - d x by: 1. - WL: 1.5406 - Triclinic - a 5.33400 - b 9.22800 - c 14.37100 - alpha 90.530 - beta 97.430 -

L4390-2 (Glykol), Hellevik- Håvik



2-Theta - Scale

110351gi - 4 - File: 110351gi.raw - Type: 2Th/Th locked - Start: 3.000 ° - End: 80.000 ° - Step: 0.009 ° - Step time: 174. s - Temp.: 25 °C (Room) - Time Started: 18 s - 2-Theta: 3.000 ° - Theta: 1.500 ° - Chi: 0.00 °
Operations: Strip kAlpha2 0.500 | Background 1.000,1.000 | Import
110351mp - 4 - File: 110351mp.raw - Type: 2Th/Th locked - Start: 3.000 ° - End: 80.000 ° - Step: 0.009 ° - Step time: 174. s - Temp.: 25 °C (Room) - Time Started: 17 s - 2-Theta: 3.000 ° - Theta: 1.500 ° - Chi: 0.00 °
Operations: Strip kAlpha2 0.500 | Background 1.000,1.000 | Import

* For alle XRD-analyser henvises det til Vedlegg 13 for fullstendige diffraktogram.

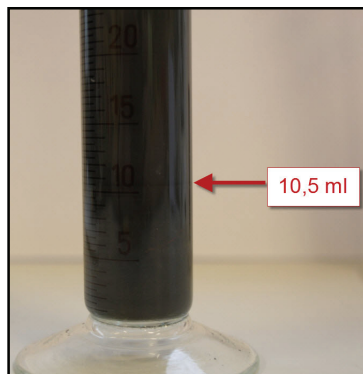
Tunnelarm Karmsundet:

Stuff Håvik (Karmsundet vest)

Prøve: L2866

Fri svelling:

Dato:	15.03.2011
Prøve:	L2866
Utført av:	Catrine H
Fri svelling	
	<i>[ml]</i>
Andel materiale	10
Svelling	10,5
FS[%]	105



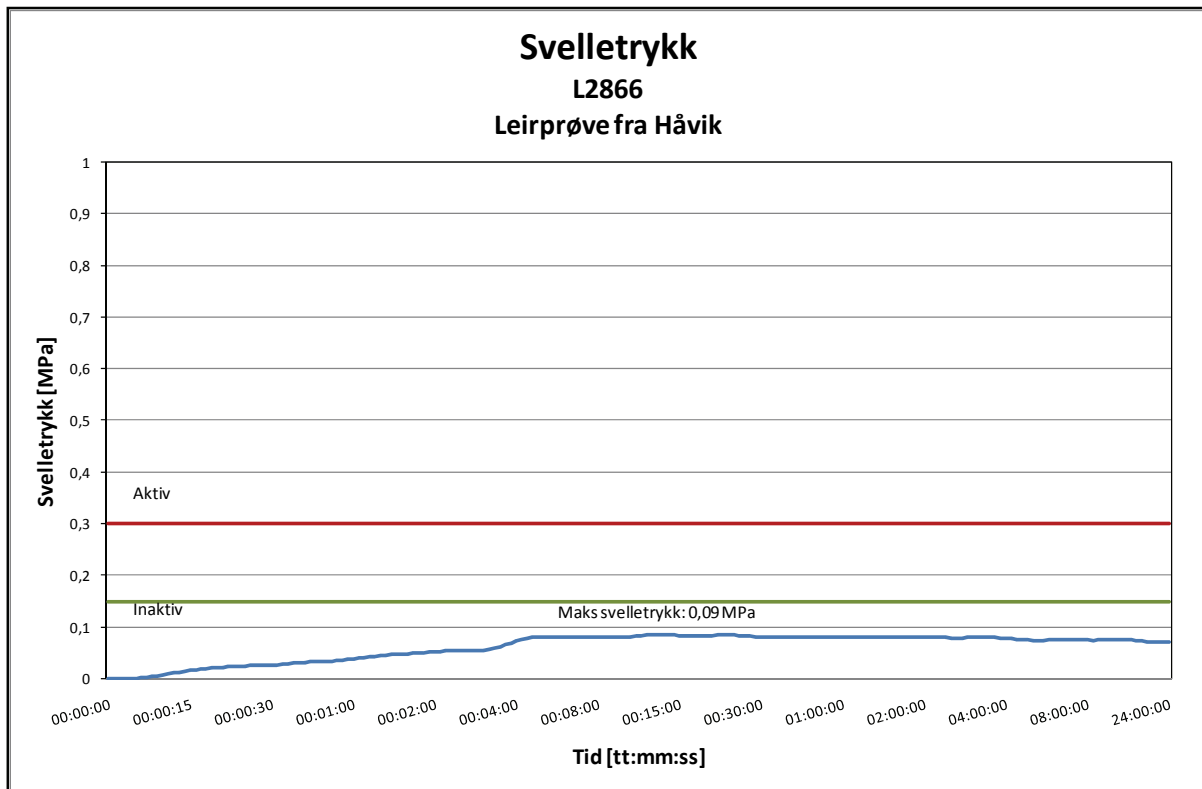
Figur 1: Resultat av fri svelling for prøve L2866. Avlesning er vanskelig selv etter fire dagers sedimenteringstid.

Andel materiale:

Dato:	16.03.2011						
Prøve:	L2866						
Utført av:	Catrine H						
Andel materiale <20µm				Andel materiale >20µm			
Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}	Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}
	[g]	[g]	[g]		[g]	[g]	[g]
1	1490,2	1391,5	98,7	1	1234,0	825,2	408,8
2	1378,9	1351,3	27,6	2			0,0
3	1348,2	1339,4	8,8	3			0,0
4	1342,3	1338,1	4,2	Sum [g]			408,8
5	1371,6	1368,1	3,5	Sum [%]			74 %
6	1334,3	1331,8	2,5				
Sum			145,3				
Sum [%]			26 %				

Figur 2: Innveing av tørket materiale for prøve L2866.

Svelletrykk:



Figur 3: Test av svelletrykk kjørt på ødometer nr. 2, med digital logging av svelletrykk for prøve L2866.

XRD-analyse:

Tabell 1: Tolkede hovedmineral fra XRD-analyse for prøve L2866.

Prøve	Kort beskrivelse	Hovedmineral
L2866 Kjerneprøve Håvik-Hellevik	Leirprøve (mørk)	Muskovitt Dickitt Kloritt-serpentin Kloritt Kaolinit

Prøve: L2925

Fri svelling:

Dato:	13.04.2011
Prøve:	L2925
Utført av:	Catrine H
Fri svelling	
	[ml]
Andel materiale	2
Svelling	2,2
FS [%]	110



Figur 4: Resultat av fri svelling for prøve L2925.

Kommentar: Fri svelling kjørt på 2 ml materiale på grunn av lite materiale <20 µm.

Andel materiale:

Dato:	10.04.2011						
Prøve:	L2925						
Utført av:	Catrine H						
Andel materiale <20µm				Andel materiale >20µm			
Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}	Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}
	[g]	[g]	[g]		[g]	[g]	[g]
1	1052,9	1043,6	9,3	1	1089,6	770,3	319,3
2	1393,3	1391,4	1,9	2			0,0
3	1370,8	1370,6	0,2	3			0,0
4			0,0	Sum [g]			319,3
5			0,0	Sum [%]			97 %
Sum			11,4				
Sum			3 %				

Figur 5: Innveiting av tørket materiale for prøve L2925.

Svettestrykk:

Ikke utført på grunn av veldig lite materiale <20 µm.

XRD-analyse:

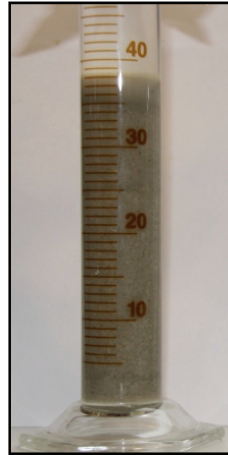
Ikke utført på grunn av veldig lite materiale <20 µm.

Stuff Hellevik – Håvik (Karmsundet øst)

L3528-1

Fri svelling:

Dato:	12.04.2011
Prøve:	L3528-1
Utført av:	Catrine H
Fri svelling	
	<i>[ml]</i>
Andel materiale	10
Svelling	38,9
FS [%]	389



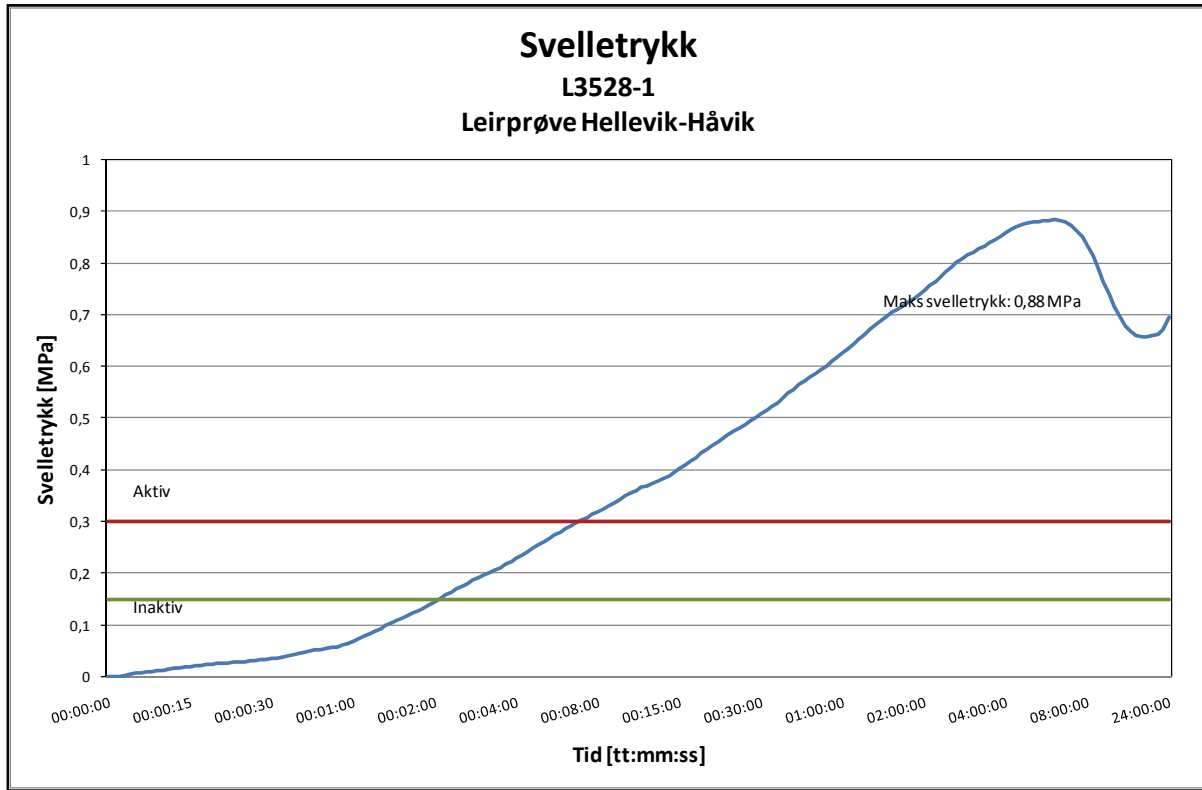
Figur 6: Resultat av fri svelling for prøve L3528-1.

Andel materiale:

Dato:	10.04.2011						
Prøve:	L3528-1						
Andel materiale <20µm				Andel materiale >20µm			
Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}	Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}
	[g]	[g]	[g]		[g]	[g]	[g]
1	1366,8	1339,5	27,3	1	1735,9	825,3	910,6
2	1386,8	1369,5	17,3	2			0,0
3	1352,1	1338,3	13,8	3			0,0
4	1340,0	1331,8	8,2	Sum [g]			910,6
5	1348,2	1341,2	7,0	Sum [%]			92 %
6	1370,1	1368,2	1,9				
Sum			75,5				
Sum			8 %				

Figur 7: Innveining av tørket materiale for prøve L3528-1.

Svelletrykk:



Figur 8: Test av svelletrykk kjørt på ødometer nr. 2, med digital logging av svelletrykk for prøve L3528-1

XRD-analyse:

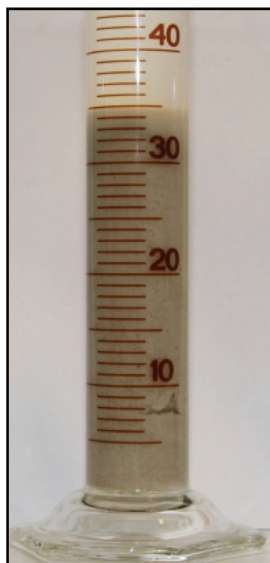
Tabell 2: Tolkede hovedmineral fra XRD-analyse for prøve L3528-1.

Prøve	Kort beskrivelse	Hovedmineral
L3528-1 Kjerneprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve	Montmorillonitt Dickitt Kaolinitt Klinoklor (kloritt) Muskovitt Kvarts

L3528-2

Fri svelling:

Dato:	12.04.2011
Prøve:	L3528-2
Utført av:	Catrine H
Fri svelling	
	<i>[ml]</i>
Andel materiale	10
Svelling	34,9
FS [%]	349



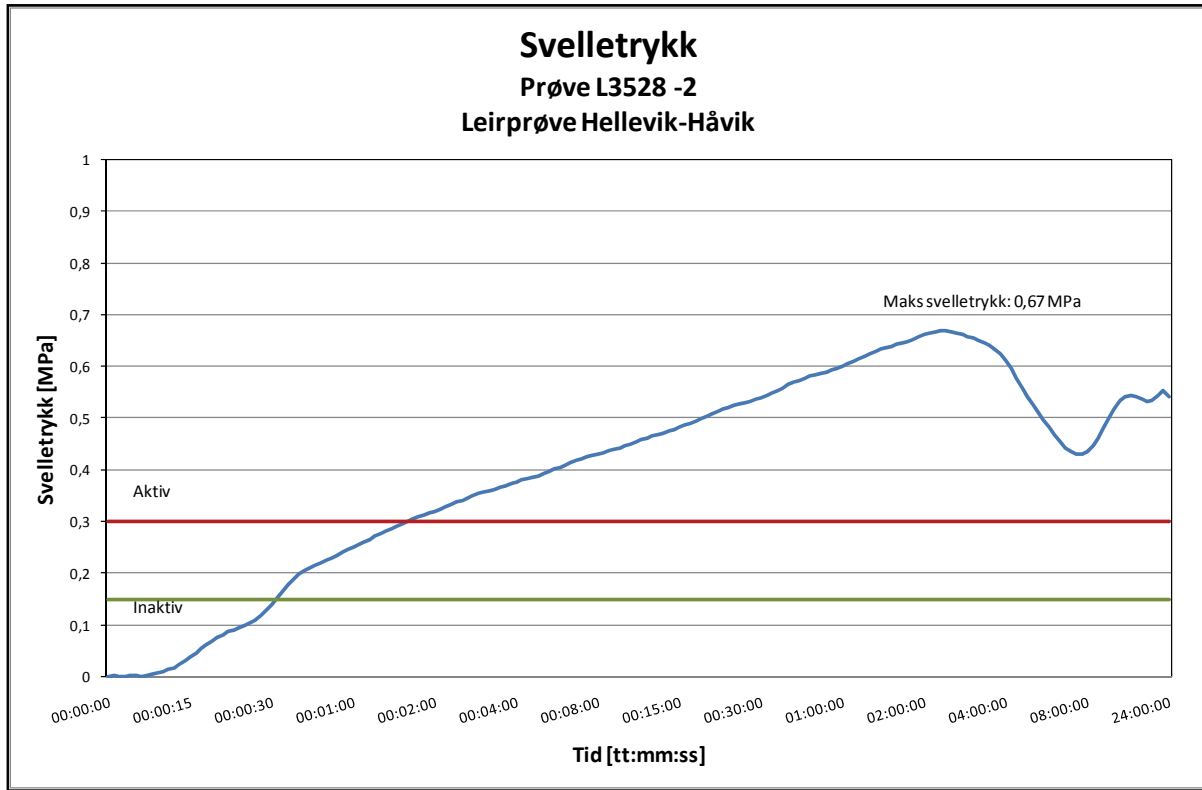
Figur 9: Resultat av fri svelling for prøve L3528-2.

Andel materiale:

Dato:	10.04.2011						
Prøve:	L3528-2						
Andel materiale <20µm				Andel materiale >20µm			
Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}	Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}
	[g]	[g]	[g]		[g]	[g]	[g]
1	1438,3	1372,2	66,1	1	1125,2	862,1	263,1
2	1424,5	1359,2	65,3	2	914,9	825,3	89,6
3	1379,6	1368,6	11,0	3			0,0
4	1396,4	1392,1	4,3	Sum [g]			352,7
5	1379,0	1371,1	7,9	Sum [%]			69 %
6	1394,7	1391,7	3,0				
7	400,2	398,3	1,9				
8	536,9	535,6	1,3				
10			0,0				
Sum			160,8				
Sum			31 %				

Figur 10: Innveiting av tørket materiale for prøve L3528-2.

Svelletrykk:



Figur 11: Test av svelletrykk kjørt på ødometer nr. 2, med digital logging av svelletrykk for prøve L3528-2.

XRD-analyse:

Tabell 3: Tolkede hovedmineral fra XRD-analyse for prøve L3528-2.

Prøve	Kort beskrivelse	Hovedmineral
L3528-2 Kjerneprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve	Montmorillonitt Dickitt Kaolinitt Klinoklor (kloritt) Muskovitt Kvarts Palygorskitt Vermikulitt

L3528-3

Fri svelling:

Dato:	12.04.2011
Prøve:	L3528-3
Utført av:	Catrine H
Fri svelling	
	<i>[ml]</i>
Andel materiale	10
Svelling	33,5
FS [%]	335



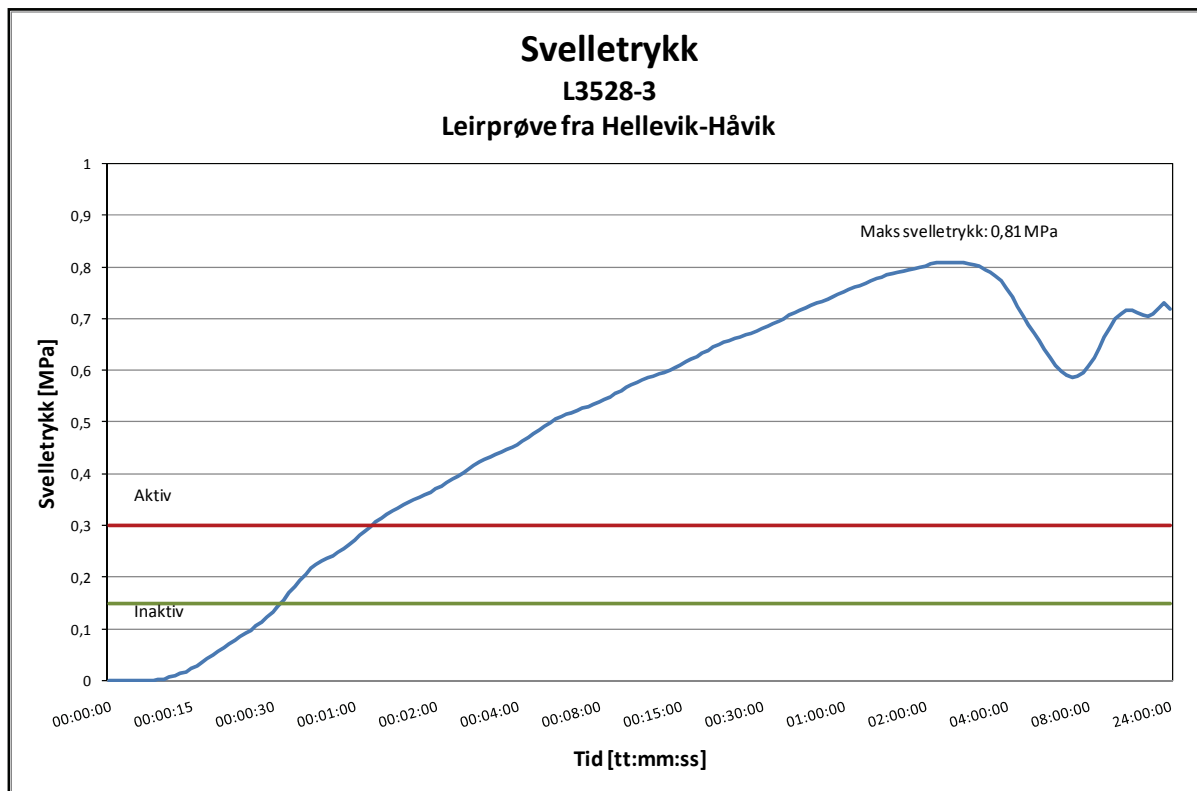
Figur 12: Resultat av fri svelling for prøve L3528-3.

Andel materiale:

Dato:	12.04.2011						
Prøve:	L3528-3						
Andel materiale <20µm				Andel materiale >20µm			
Skål nr:	Vekt_{skål+masse} [g]	Vekt_{skål} [g]	Vekt_{masse} [g]	Skål nr:	Vekt_{skål+masse} [g]	Vekt_{skål} [g]	Vekt_{masse} [g]
1	1127,6	1053,1	74,5	1	952,9	384,7	568,2
2	1063,7	1033,7	30,0	2			0,0
3	1063,8	1051,8	12,0	3			0,0
4	1335,7	1331,9	3,8	Sum [g]			568,2
5	1371,0	1368,3	2,7	Sum [%]			81 %
6	1342,7	1341,2	1,5				
7	1339,9	1338,3	1,6				
8	1061,3	1052,4	8,9				
10			0,0				
Sum			135				
Sum			19 %				

Figur 13: Innveing av tørket materiale for prøve L3528-3.

Svelletrykk:



Figur 14: Test av svelletrykk kjørt på ødometer nr. 2, med digital logging av svelletrykk for prøve L3528-3.

XRD-analyse:

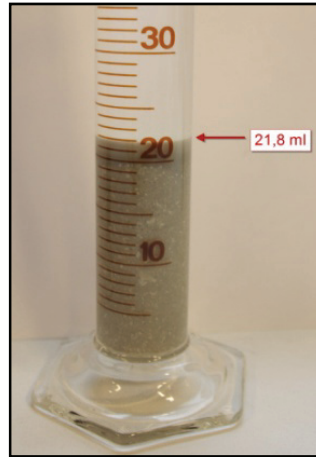
Tabell 4: Tolkede hovedmineral fra XRD-analyse for prøve L3528-3.

Prøve	Kort beskrivelse	Hovedmineral
L3528-3 Kjerneprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve	Montmorillonitt Dickitt Kaolinitt Klinoklor (kloritt) Muskovitt Palygorskitt Vermikulitt

L4390-1

Fri svelling:

Dato:	16.03.2011
Prøve:	L4390-1
Fri svelling	
	<i>[ml]</i>
Andel materiale	10
Svelling	21,8
FS	218



Figur 15: Resultat av fri svelling for prøve L4390-1.

Andel materiale:

Dato:	16.03.2011								
Prøve:	L4390-1								
Andel materiale <20µm				Andel materiale >20µm					
Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}	Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}		
	[g]	[g]	[g]		[g]	[g]	[g]		
1	1494,2	1391,9	102,3	1	1488,6	825,9	662,7		
2	1429,7	1341,1	88,6	2			0,0		
3	1395,0	1369,5	25,5	3			0,0		
4	1382,3	1370,7	11,6	Sum [g]			662,7		
5	1374,5	1368,5	6,0	Sum [%]			74 %		
6			0,0						
7			0,0						
8			0,0						
9			0,0						
10			0,0						
Sum			234						
Sum [%]			26 %						

Figur 16: Innveiling av tørket materiale for prøve L4390-1.

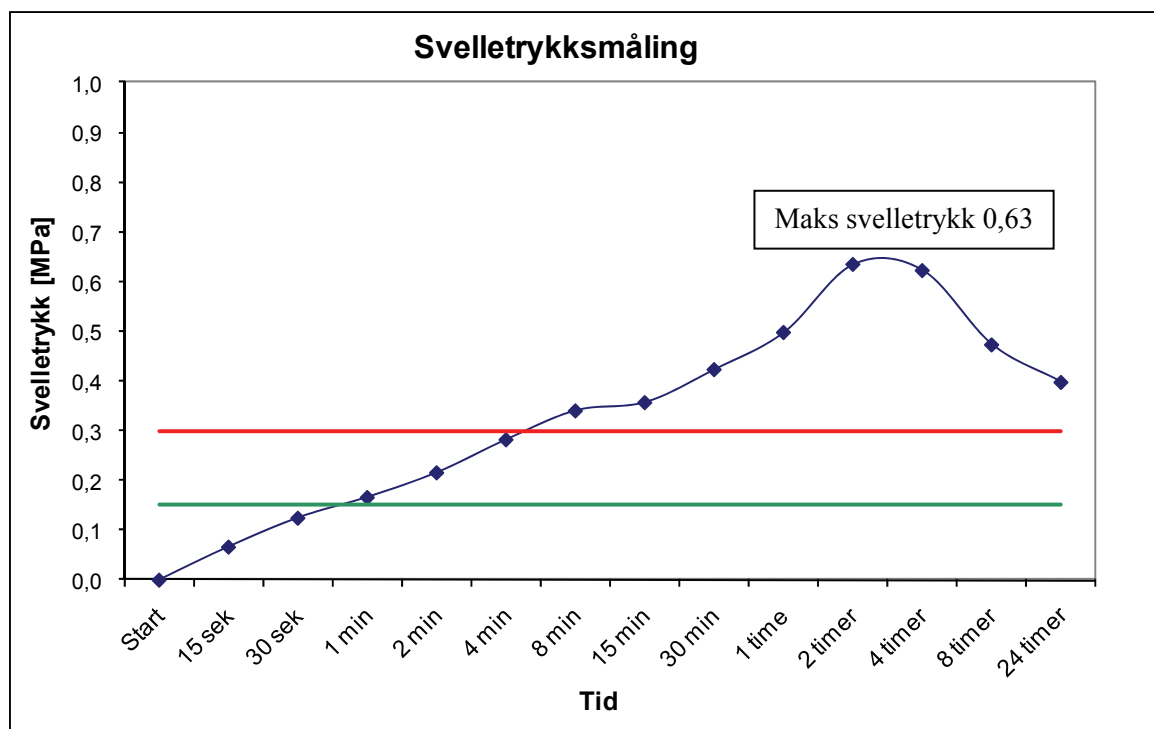
Svelletrykk:

Manuelt ødometer:

Dato:	22.03.2011		
Prøve:	L4390-1		
Start:	21.03.2011		
Ødometer:	3		
Areal celle [cm ²]:	20		
Utført av:	Catrine Hatlenes		

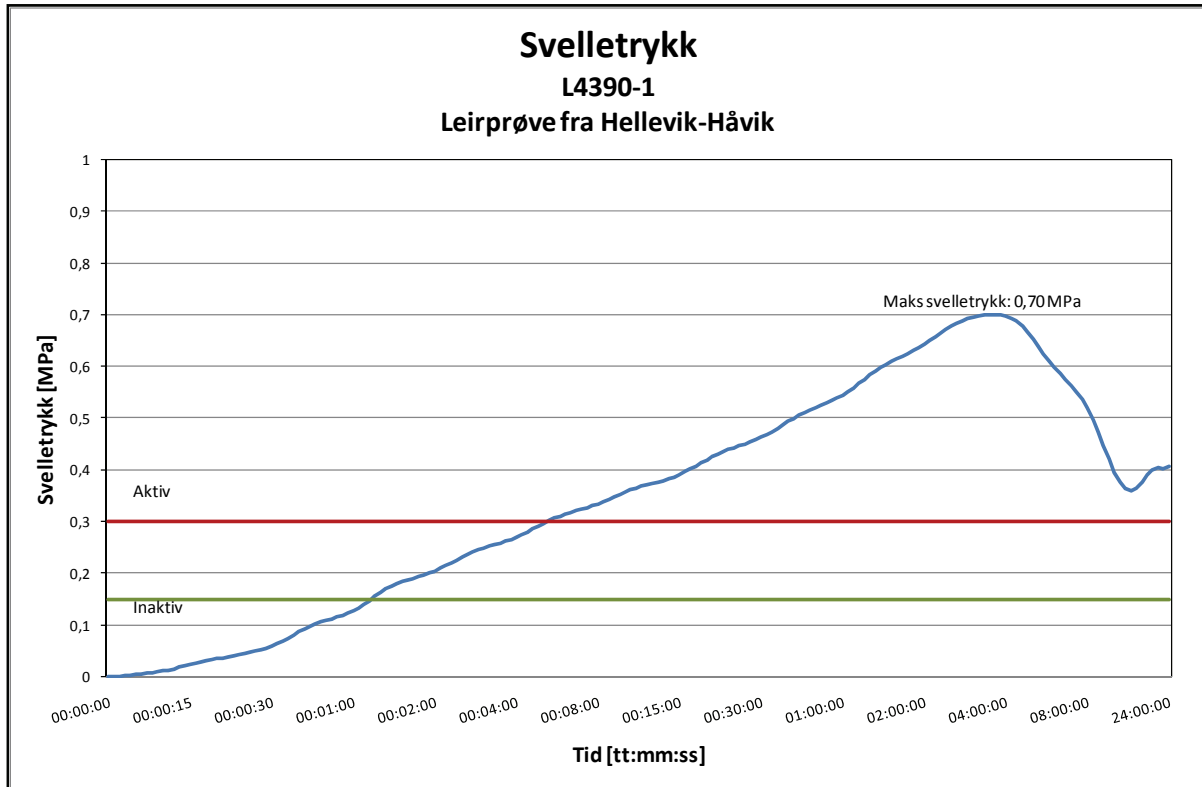
Avlesning tid	Avlesning krafring	Svelletrykk [MPa]	Maks swelltrykk
Start	0,0	0,00	0,63
15 sek	8,0	0,07	
30 sek	15,0	0,12	
1 min	20,0	0,17	
2 min	26,0	0,22	
4 min	34,0	0,28	
8 min	41,0	0,34	
15 min	43,0	0,36	
30 min	51,0	0,42	
1 time	60,0	0,50	
2 timer	76,5	0,63	
4 timer	75,0	0,62	
8 timer	57,0	0,47	
24 timer	47,9	0,40	

Figur 17: Manuell avlesning av utslag på krafring på ødometer 4, for prøve 4390-1.



Figur 18: Test av swelltrykk kjørt på ødometer nr. 3, for prøve L4390-1.

Digitalt ødometer:



Figur 19 Test av svelletrykk kjørt på ødometer nr. 2, med digital logging av svelletrykk for prøve L4390-1.

XRD-analyse

Tabell 5: Tolkede hovedmineral fra XRD-analyse for prøve L4390-1.

Prøve	Kort beskrivelse	Hovedmineral
L4390-1 Kjerneprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve	Montmorillonitt Kaolinitt Saponitt Beidelitt Palygorskitt Zaheritt Muskovitt

L4390-2

Fri svelling:

Dato:	13.04.2011
Prøve:	L4390-2
Utført av:	Catrine H
Fri svelling	
	<i>[ml]</i>
Andel materiale	10
Svelling	23
FS [%]	230



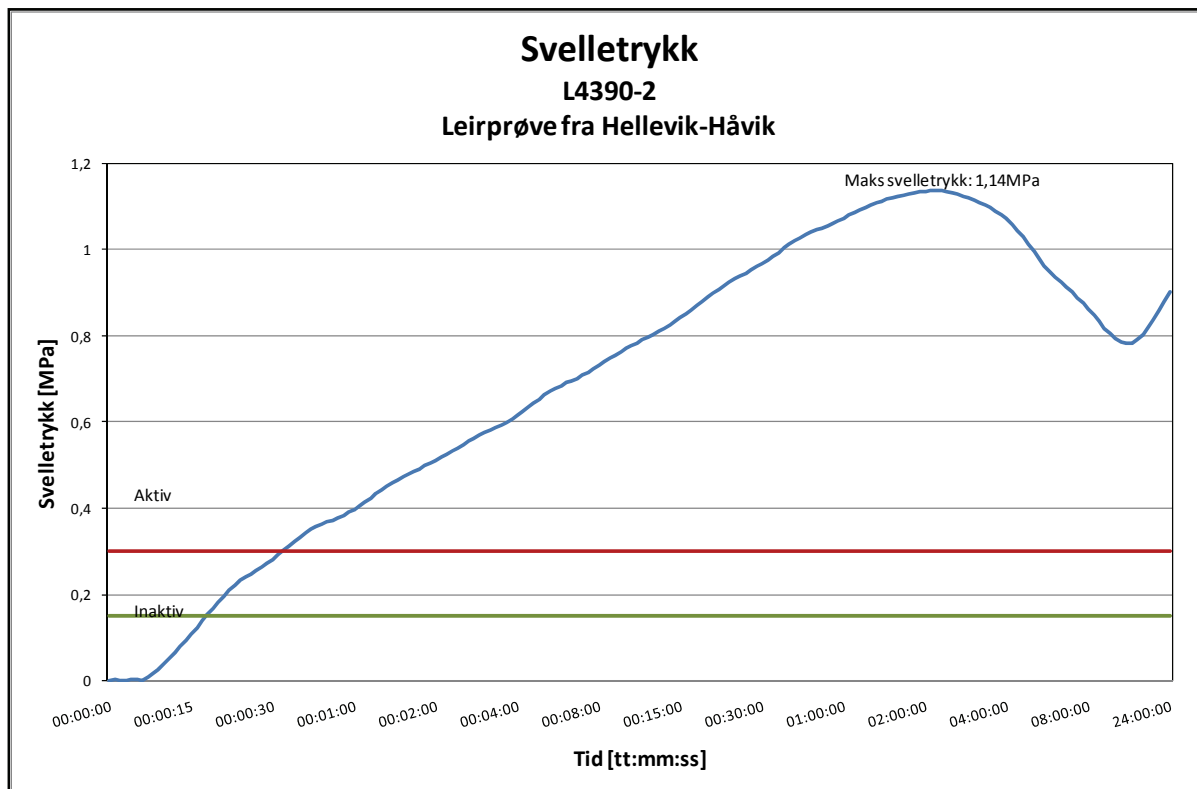
Figur 20: Resultat av fri svelling for prøve L4390-2.

Andel materiale:

Dato:	13.03.2011						
Prøve:	L4390-2						
Andel materiale <20µm				Andel materiale >20µm			
Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}	Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}
	[g]	[g]	[g]		[g]	[g]	[g]
1	1098,1	1043,3	54,8	1	1805,3	1369,3	436,0
2	1075,9	1051,8	24,1	2			0,0
3	1342,3	1339,2	3,1	3			0,0
4	1045,2	1033,5	11,7	Sum [g]			436
5			0,0	Sum [%]			82 %
Sum			93,7				
Sum			18 %				

Figur 21: Innveing av tørket materiale for prøve L4390-2.

Svelletrykk:



Figur 22: Test av svelletrykk kjørt på ødometer nr. 2, med digital logging av svelletrykk for prøve L4390-2.

XRD-analyse:

Tabell 6: Tolkede hovedmineral fra XRD-analyse for prøve L4390-2.

Prøve	Kort beskrivelse	Hovedmineral
L4390-2 Kjerneprøve Hellevik-Håvik	Leirprøve	Montmorillonitt Vermikulitt Muskovitt Klinoklor (kloritt)

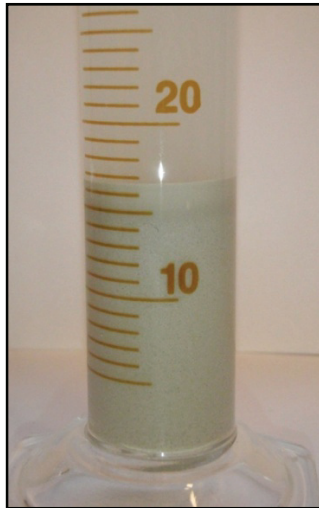
Tunnelarm Førresfjorden:

Stuff Hellevik – Mjåsund (Førresfjorden vest)

L5990

Fri svelling:

<i>Dato:</i>	12.04.2011
<i>Prøve:</i>	L5990
Fri svelling	
	<i>[ml]</i>
Andel materiale	10
Svelling	16,7
FS [%]	167



Figur 23: Resultat av fri svelling for prøve L5990.

Andel materiale:

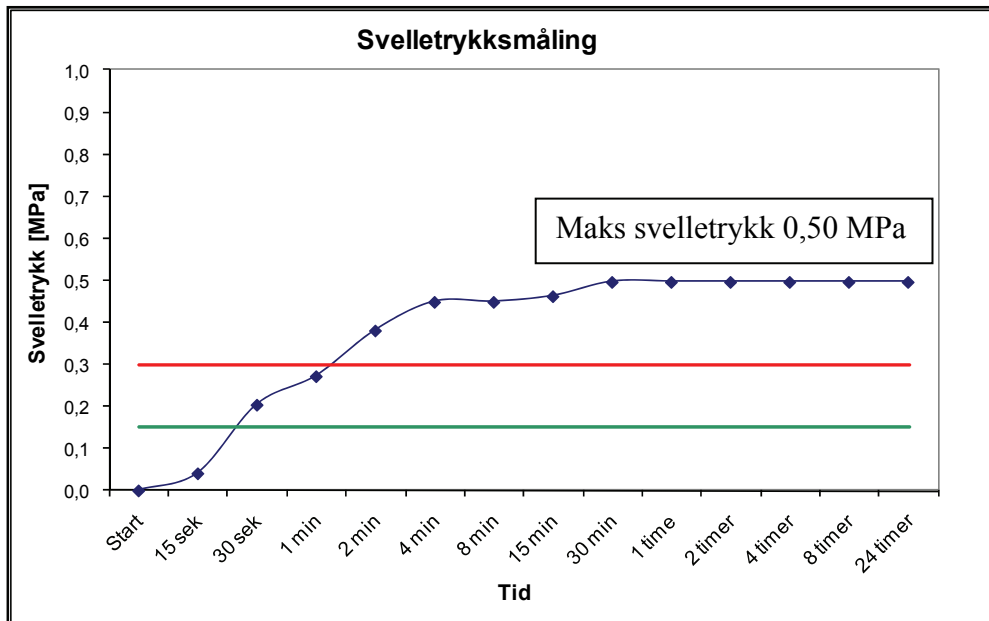
<i>Dato:</i>	11.04.2011						
<i>Prøve:</i>	L5990						
Andel materiale <20µm				Andel materiale >20µm			
Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}	Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}
	[g]	[g]	[g]		[g]	[g]	[g]
1	1392,2	1368,3	23,9	1	954,9	825,8	129,1
2	1371,9	1371,7	0,2	2			0,0
4			0,0	Sum [g]			129,1
5			0,0	Sum [%]			84 %
Sum			24,1				
Sum			16 %				

Figur 24: Innveiting av tørket materiale for prøve L5990.

Svelletrykk:

SVELLETRYKKS MÅLING VED KONSTANT VOLUM ETTER FORKONSOLIDERING VED 2 MPa			
Dato:	19.04.2011		
Prøve:	L5990		
Start:	17.04.2011		
Ødometer:	4		
Areal celle [cm ²]:	20		
Utført av:	Catrine H		
Avlesning tid	Avlesning krafring	Svelletrykk [MPa]	Maks svelletrykk
Start	0,0	0,00	0,50
15 sek	3,0	0,04	
30 sek	15,0	0,20	
1 min	20,0	0,27	
2 min	28,0	0,38	
4 min	33,0	0,45	
8 min	33,0	0,45	
15 min	34,0	0,46	
30 min	36,5	0,50	
1 time	36,5	0,50	
2 timer	36,5	0,50	
4 timer	36,5	0,50	
8 timer	36,5	0,50	
24 timer	36,5	0,50	

Figur 25: Manuell avlesning av utslag på krafring på ødometer 4, for prøve 5990.



Figur 26: Test av svelletrykk kjørt på ødometer nr. 4, for prøve L5990.

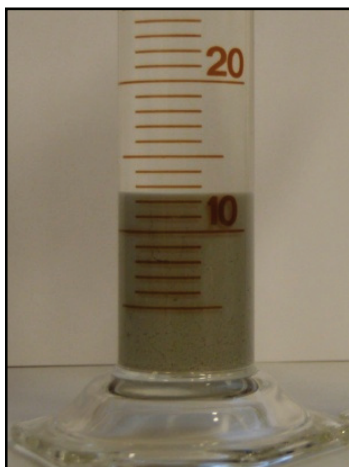
XRD-analyse:

Ikke utført på grunn av lite materiale.

L5998-1

Fri svelling:

Dato:	10.04.2011
Prøve:	L5998-1
Utført av:	Catrine H
Fri svelling	
	<i>[ml]</i>
Andel materiale	10
Svelling	12,9
FS	129



Figur 27: Resultat av fri svelling for prøve L5998-1.

Andel materiale:

Dato:	10.04.2011								
Prøve:	L5998-1								
Utført av:	Catrine H								
Andel materiale <20µm				Andel materiale >20µm					
Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}	Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}		
	[g]	[g]	[g]		[g]	[g]	[g]		
1	1393,3	1391,8	1,5	1	1276,7	825,9	450,8		
2	1343,5	1341,0	2,5	2	1357,5	1337,9	19,6		
3	1370,4	1368,3	2,1	3			0,0		
4	1373,6	1370,7	2,9	Sum [g]			470,4		
5	1375,5	1371,8	3,7	Sum [%]			96 %		
6	1355,2	1351,2	4,0						
7	1371,3	1368,0	3,3						
8	1393,4	1391,5	1,9						
Sum			21,9						
Sum			4 %						

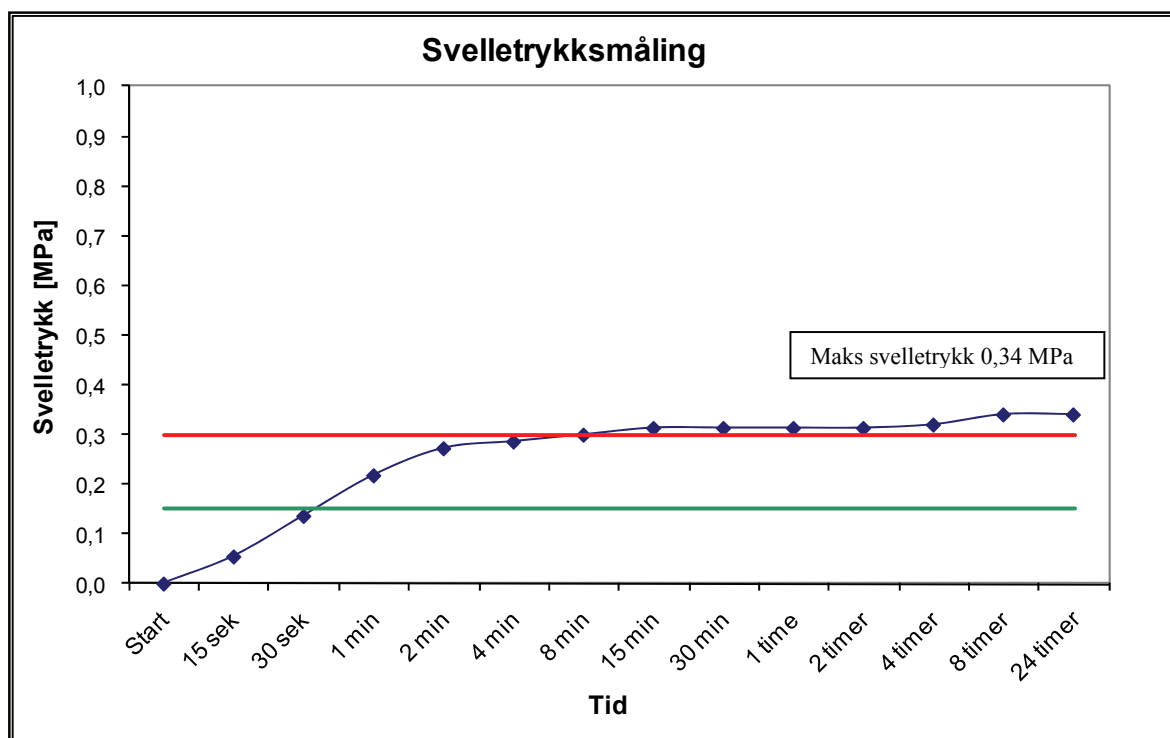
Figur 28: Innveing av tørket materiale for prøve L5998-1.

Svelletrykk:

Dato:	14.04.2011		
Prøve:	L5998-1		
Start:	13.04.2011		
Ødometer:	4		
Areal celle [cm ²]:	20		
Utført av:	Catrine H		

Avlesning tid	Avlesning kraftring	Svelletrykk [MPa]	Maks svelletrykk
Start	0,0	0,00	0,34
15 sek	4,0	0,05	
30 sek	10,0	0,14	
1 min	16,0	0,22	
2 min	20,0	0,27	
4 min	21,0	0,29	
8 min	22,0	0,30	
15 min	23,0	0,31	
30 min	23,0	0,31	
1 time	23,0	0,31	
2 timer	23,0	0,31	
4 timer	23,5	0,32	
8 timer	25,0	0,34	
24 timer	25,0	0,34	

Figur 29: Manuell avlesning av utslag på kraftring på ødometer 4, for prøve 5998-1.



Figur 30: Test av svelletrykk kjørt på ødometer nr. 4, for prøve L5998-1.

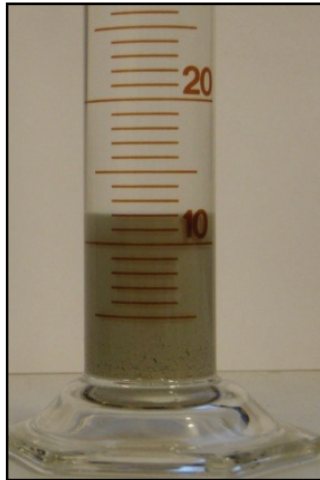
XRD-analyse

Ikke utført på grunn av veldig lite materiale, samt relativt lav fri svelling.

L5998-2

Fri svelling:

Dato:	12.04.2011
Prøve:	L5998-2
Utført av:	Catrine H
Fri svelling	
	[ml]
Andel materiale	10
Svelling	12,2
FS	122



Figur 31: Resultat av fri svelling for prøve L5998-2.

Andel materiale:

Dato:	11.04.2011								
Prøve:	L5998-2								
Utført av:	Catrine H								
Andel materiale <20µm					Andel materiale >20µm				
Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}		Skål nr:	Vekt_{skål+masse}	Vekt_{skål}	Vekt_{masse}	
	[g]	[g]	[g]			[g]	[g]	[g]	
1	1353,8	1351,1	2,7		1	1274,3	825,4	448,9	
2	1340,1	1338,0	2,1		2	1431,7	1367,9	63,8	
3	1344,7	1339,2	5,5		3			0,0	
4	1369,6	1367,9	1,7		Sum [g]			512,7	
5	1333,6	1332,4	1,2		Sum [%]			96 %	
6	1394,0	1391,5	2,5						
7	1371,2	1369,4	1,8						
8	386,3	384,7	1,6						
9	1046,1	1043,4	2,7						
10	399,3	398,2	1,1						
Sum			22,9						
Sum			4 %						

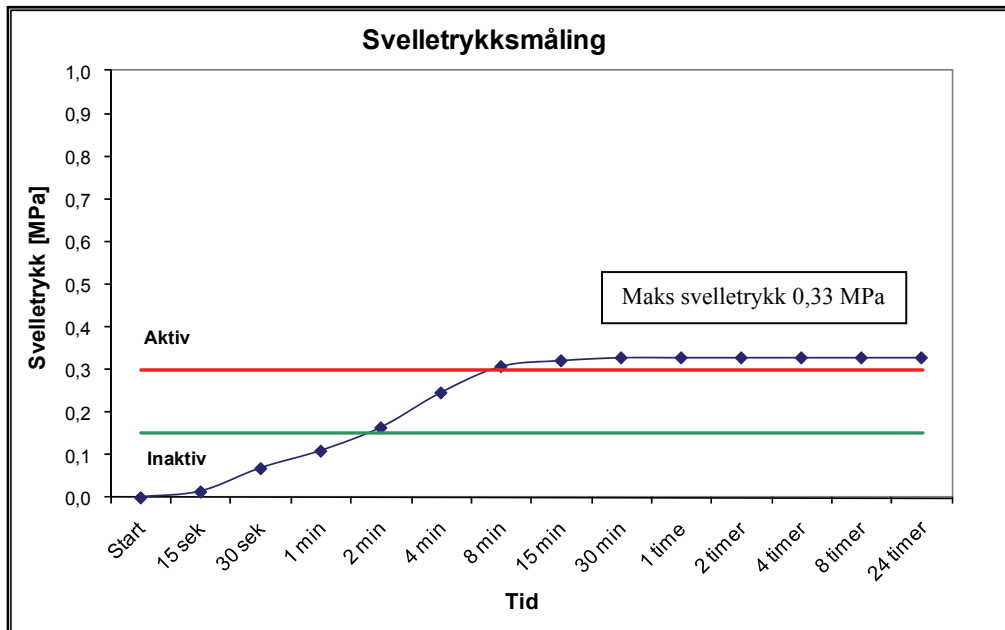
Figur 32: Innveing av tørket materiale for prøve L5998-2.

Svelletrykk:

Dato:	18.04.2011			
Prøve:	L5998-2			
Start:	16.04.2011			
Ødometer:	4			
Areal celle [cm²]:	20			
Utført av:	Catrine H			

Avlesning tid	Avlesning kraftring	Svelletrykk [MPa]	Maks svelletrykk
Start	0,0	0,00	0,33
15 sek	1,0	0,01	
30 sek	5,0	0,07	
1 min	8,0	0,11	
2 min	12,0	0,16	
4 min	18,0	0,24	
8 min	22,5	0,31	
15 min	23,5	0,32	
30 min	24,0	0,33	
1 time	24,0	0,33	
2 timer	24,0	0,33	
4 timer	24,0	0,33	
8 timer	24,0	0,33	
24 timer	24,0	0,33	

Figur 33: Manuell avlesning av utslag på kraftring på ødometer 4, for prøve 4390-2.



Figur 34 Test av svelletrykk kjørt på ødometer nr. 4, for prøve L5998-2.

XRD-analyse

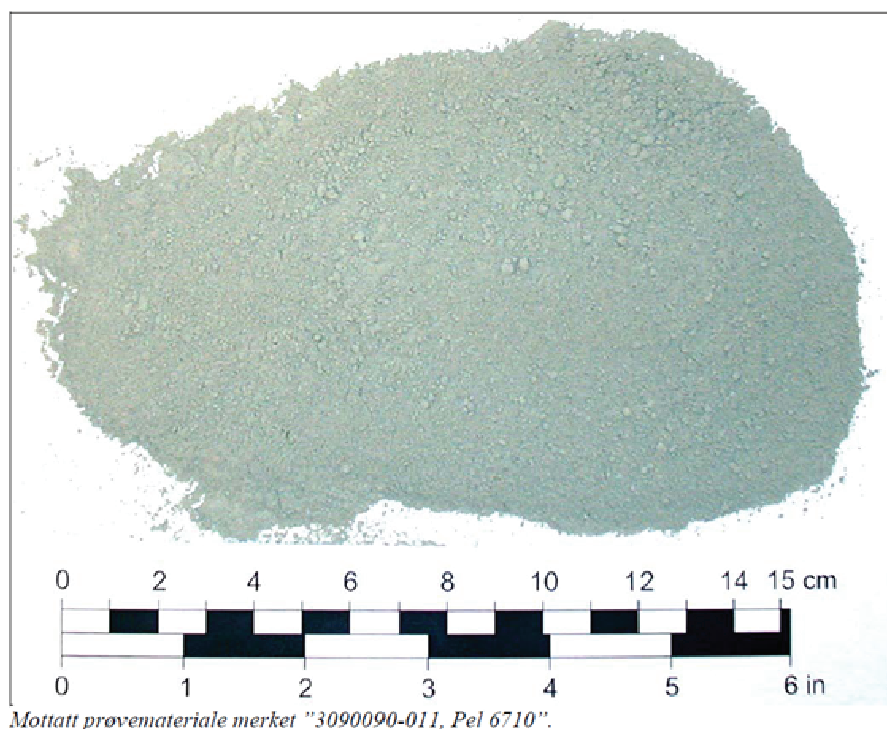
Ikke utført på grunn av veldig lite materiale, samt relativt lav fri svelling.

Stuff Mjåsund – Hellevik (Førresfjorden øst)

Prøve: 3090090-011, Pel 6710

Resultatene for denne prøven er hentet fra en rapport utført av SINTEF Byggforsk, Geologi og Bergteknikk (SINTEF, 2010). Det har i denne masteroppgaven ikke blitt hentet prøver fra denne stoffen, siden drivingen var avsluttet før oppstart av masteroppgaven og permanentsikring i stor grad er ferdigstilt.

FOTO AV MOTTATT PRØVEMATERIALE



Figur 35: Bilde av prøve materiale (SINTEF, 2010).

RESULTAT SVELLETRYKK

På bakgrunn av analysene som er utført kan følgende anføres om svelleegenskapene til den undersøkte prøven.

Testresultat og klassifisering:

Prøvemerkning	Svelletrykk [MPa]
"3090090-011, Pel 6710"	0,05 (Inaktiv)

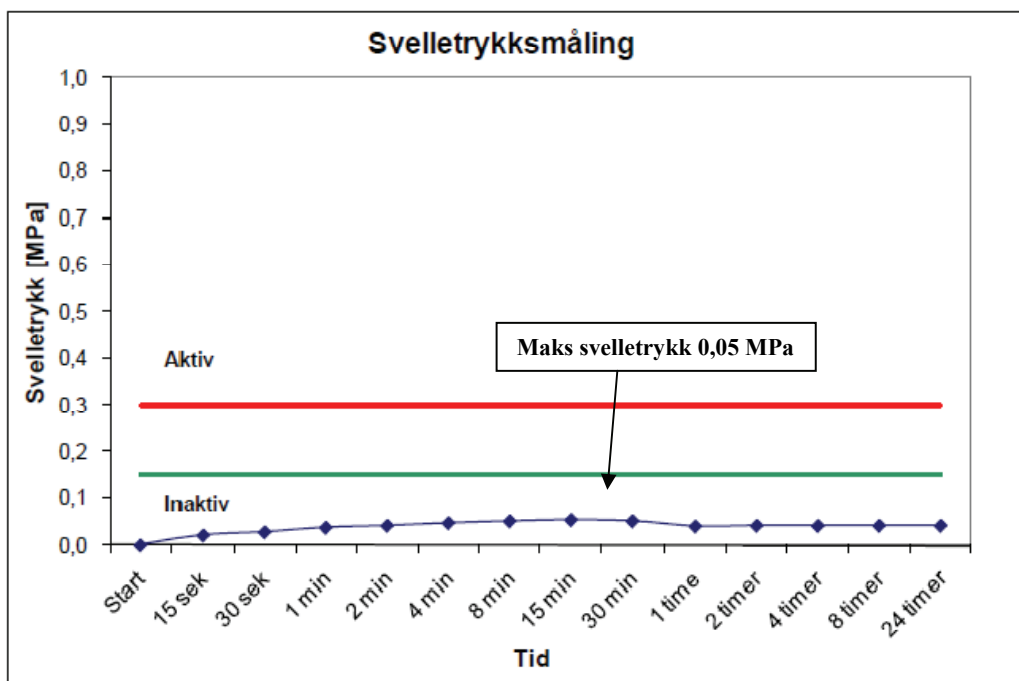
Figur 36: Målt swelltrykk (SINTEF, 2010).

**SVELLETRYKKS MÅLING VED KONSTANT VOLUM
ETTER FORKONSOLIDERING VED 2 MPa**

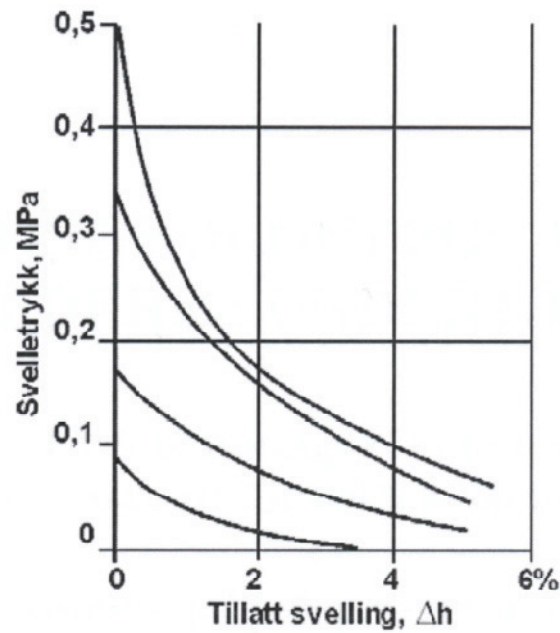
*Basis: Geologiske laboratorieundersøkelser, laboratoriehefte for emne TGB4195
Ingeniørgeologisk prosjektering s. 30 – 37*

Journal nr: 100811G
 Dato: 16.12.2010
 Prøve: Mjåsund sone, Pel 6710
 Start: 09:30
 Ødometer: 4
 Areal celle [cm²]: 20
 Utført av: FiDa

Avlesning tid	Avlesning kraftring	Svelletrykk [MPa]
Start	1,1	0,00
15 sek	1,5	0,02
30 sek	2,0	0,03
1 min	2,7	0,04
2 min	3,0	0,04
4 min	3,4	0,05
8 min	3,7	0,05
15 min	3,9	0,05
30 min	3,7	0,05
1 time	2,9	0,04
2 timer	3,0	0,04
4 timer	3,0	0,04
8 timer	3,0	0,04
24 timer	3,0	0,04



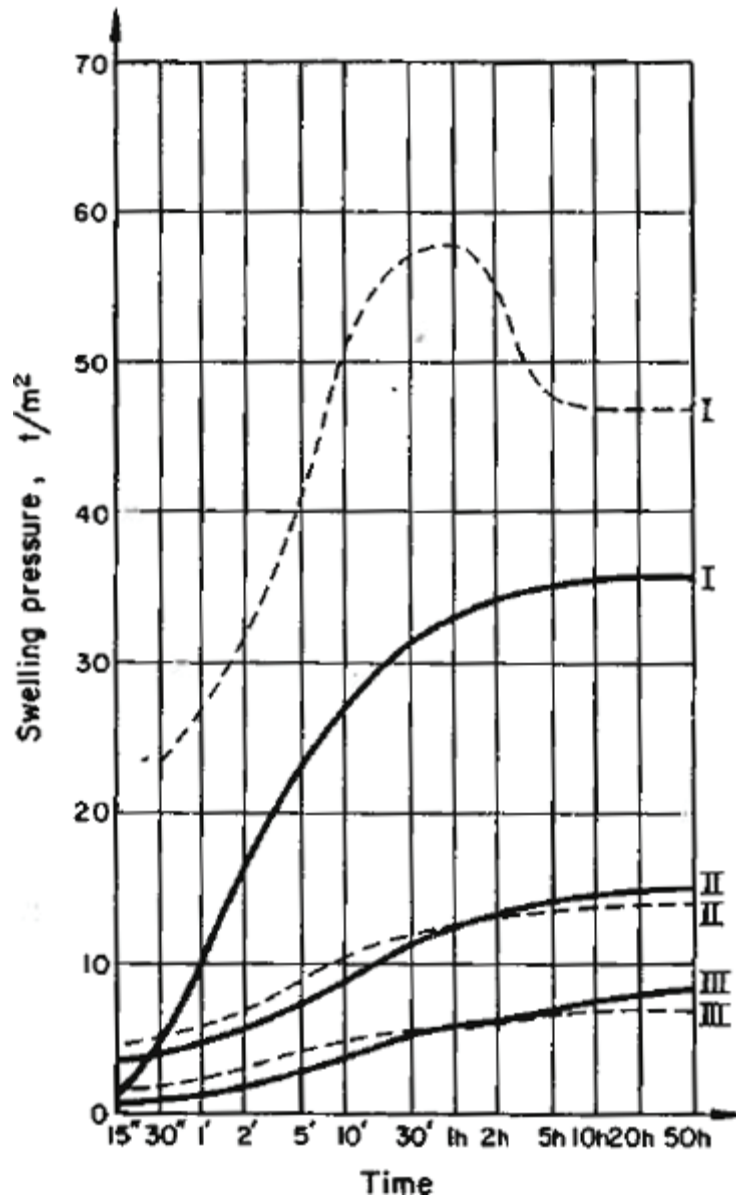
Figur 37: Avlesninger av svelletrykk og graf for 24-timers svelletrykkforsøk (SINTEF, 2010).



Figur 1: Svelletrykk som funksjon av svelling (Broch & Nilsen, 2001)

Tabell 1: Data for aktivt sleppmateriale fra en del norske fjellanlegg. Målinger utført ved Ingeniørgeologisk laboratorium, NTNU (NTNU/NFF/NBG, 2010)

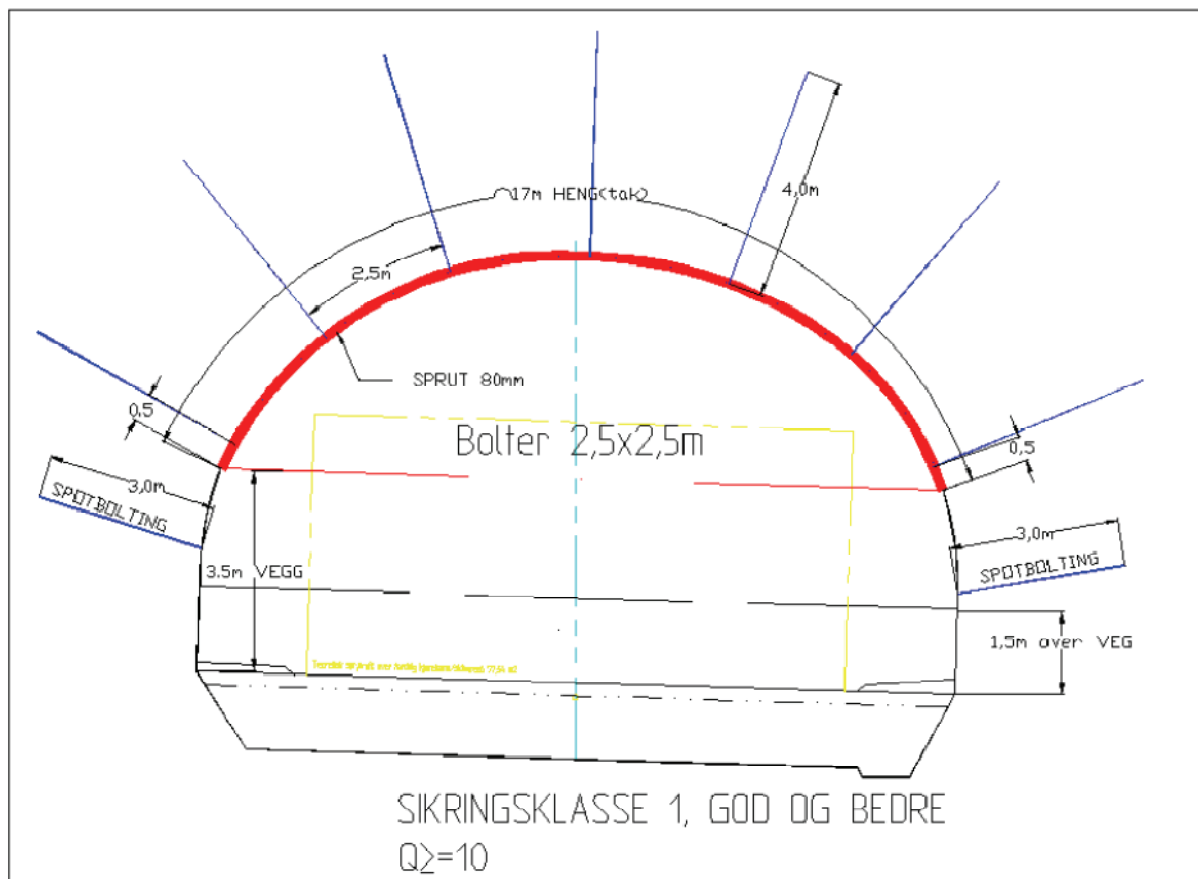
Anlegg	% materiale < 20 μm	Fri svelling %	Svelletrykk MPa
Rafnes	23	232	1,05
Sira-Kvina (Duge)	2	170	1,76
Åbjøra	13	210	0,89
Øvre Otra (Ormsa)	5	195	0,95
Hjartøy	10	450	0,95
Ormsetfoss (overf.)	10	167	0,62
Ormsetfoss (tilløp)	46	125	0,34
Oslofjordtunnelen	34	167	0,55
Hanekleivtunnelen	14	150	0,18



Figur 2: Mobilisert svelletrykk mot tid for vannabsorpsjon. Sipløst linje er fra Forså og heltrukket linje fra Tunnsjødalen. I: Prøvehøyde = h_0 , II: Prøvehøyde = h_0 + apparaturdeformasjon, III: Prøvehøyde = h_0 + apparaturdeformasjon + 0,250 mm (Brekke, 1965).

I dette vedlegget gjengis prinsippskissene for sikringsmønster og anslåtte mengder i hver av sikringsklassene gitt for T-forbindelsen (Statens vegvesen, 2009b):

Sikringsklasse I



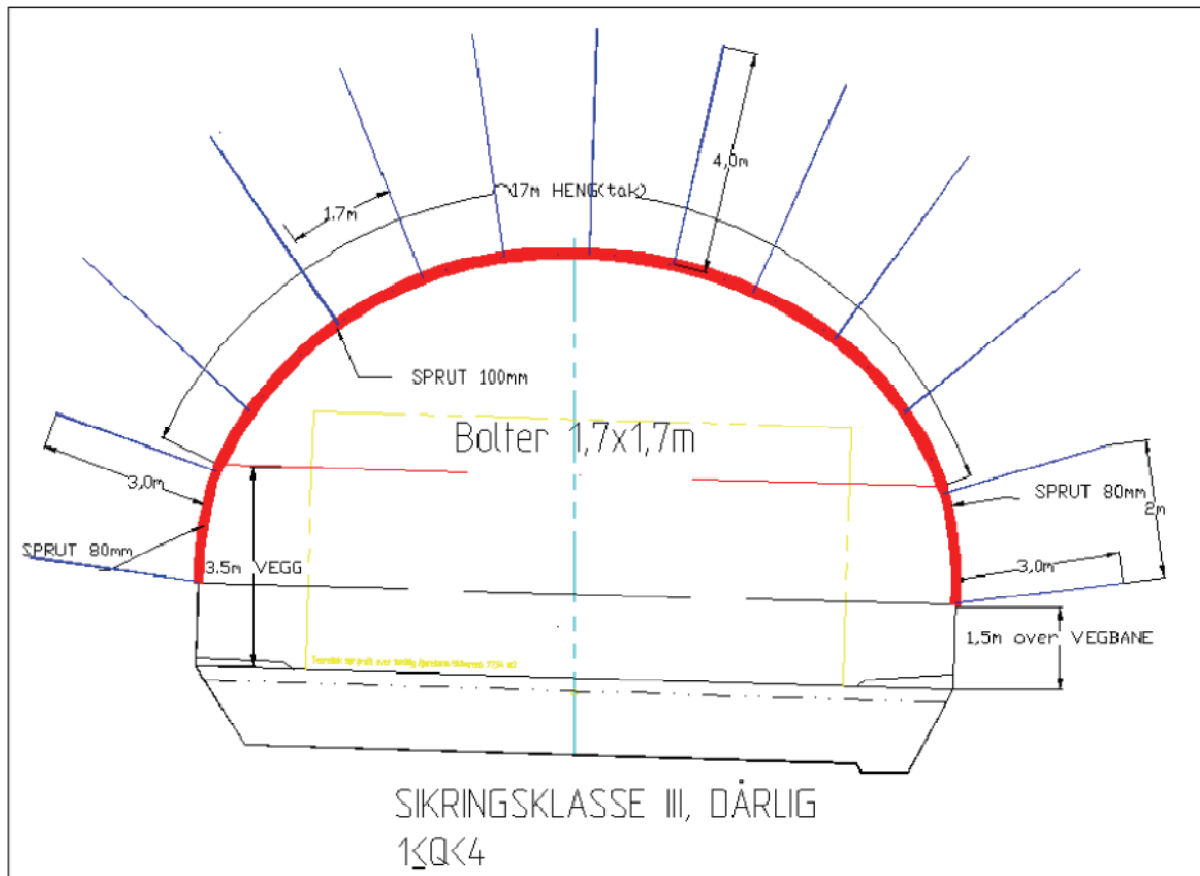
Figur 1: Prinsippskisse for sikring i sikringsklasse I; Godt fjell (Statens vegvesen, 2009b).

Boltene installeres der de har størst virking.

For salvelengde på 5 meter gir klasse 1 følgende anslåtte sikringsmengder:

Bolting: 17 bolter l = 4m, inklusive spotbolter
Spruting: 12 m³ armert sprutbetong (E-700)

Sikringsklasse III



Figur 3: Prinsipp for sikring i sikringsklasse III; Dårlig fjell (Statens vegvesen, 2009b).

Boltene installeres primært der de har størst virkning, men densitet skal holdes og mønster 1,7x1,7 tilstrebes.

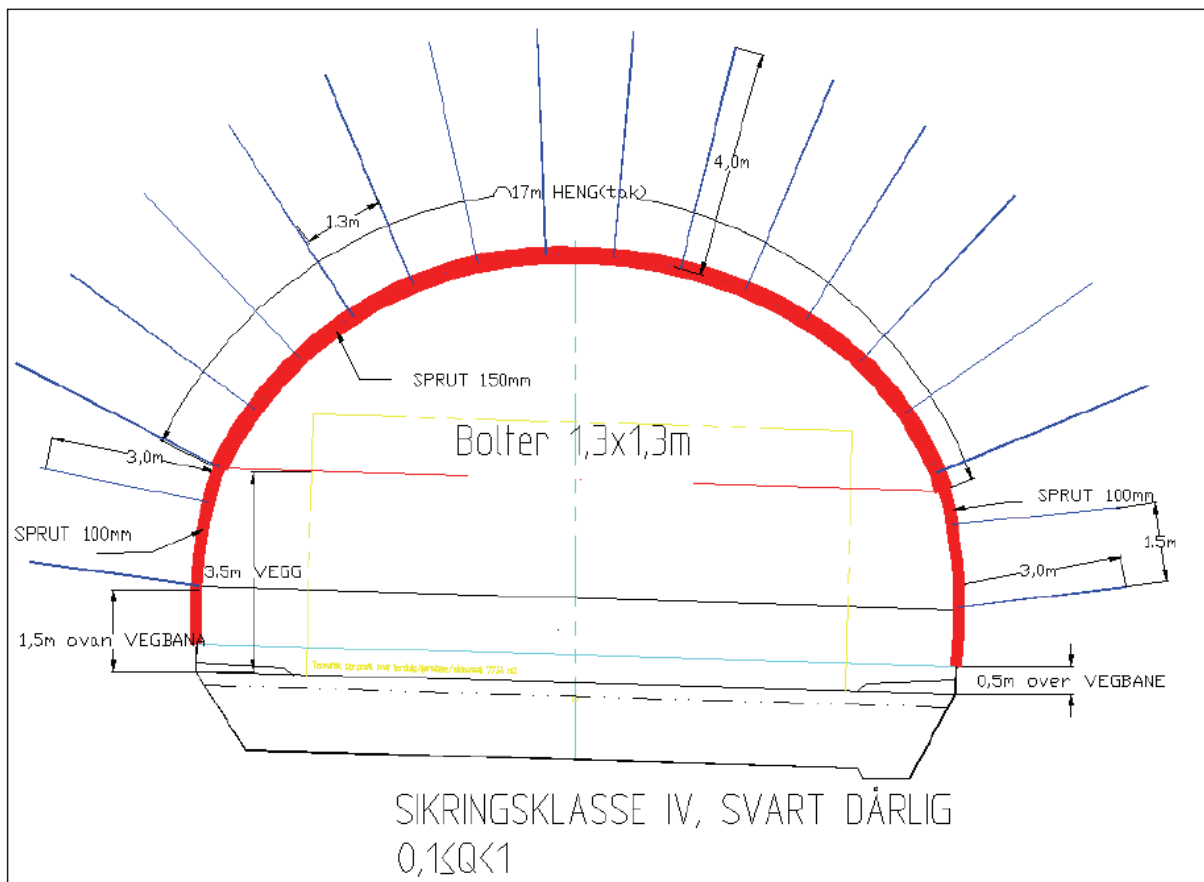
Boltmønster c/c 1,7m i heng, c/c 2,0 m i vegger.

For salvelengde på 5 meter gir klasse 3 følgende anslåtte sikringsmengder:

Bolting: 35 bolter l = 4m, inklusive veggbolter l=3m

Spruting: 18 m³ armert sprutbetong (E-700)

Sikringsklasse IV

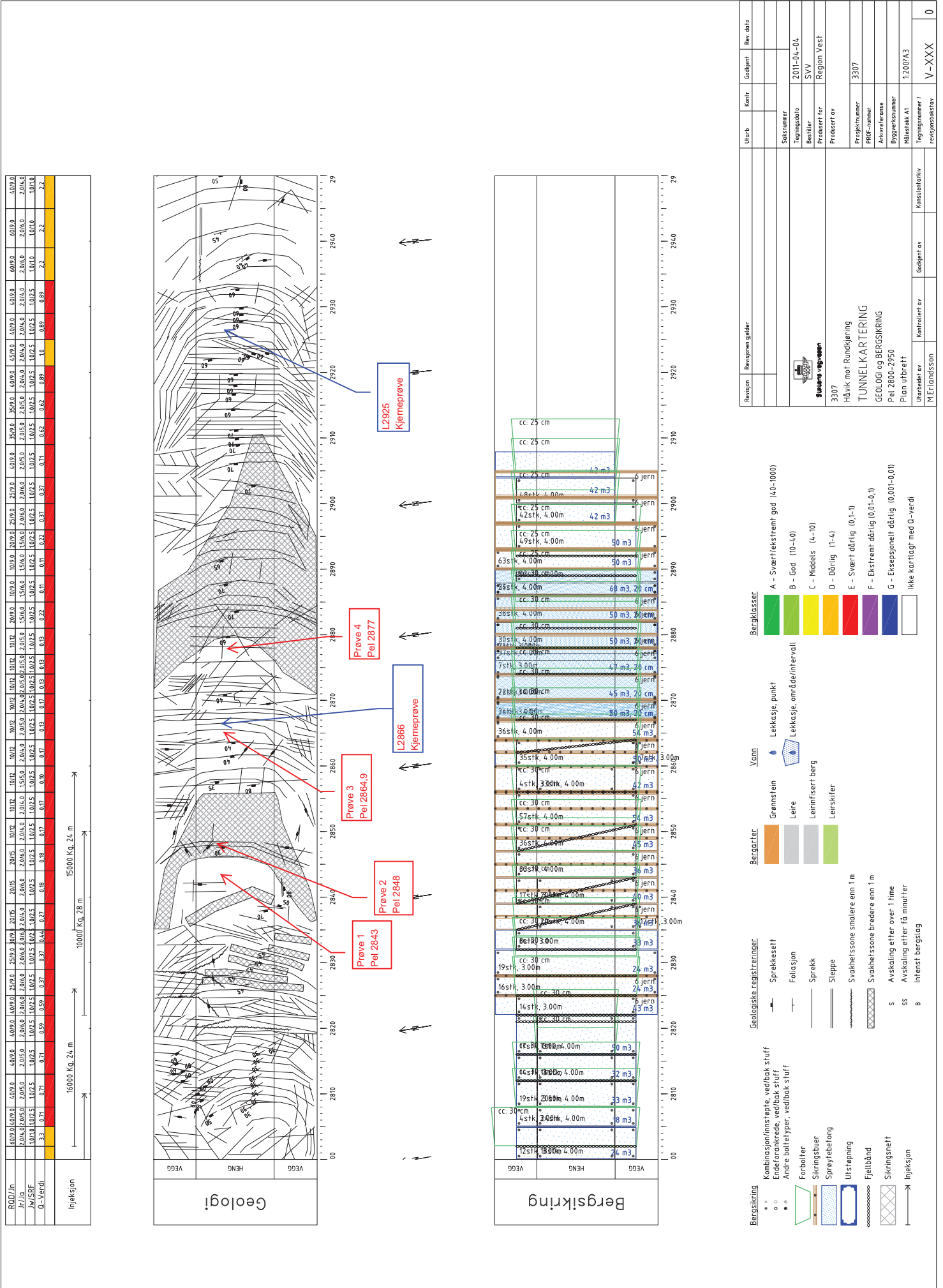


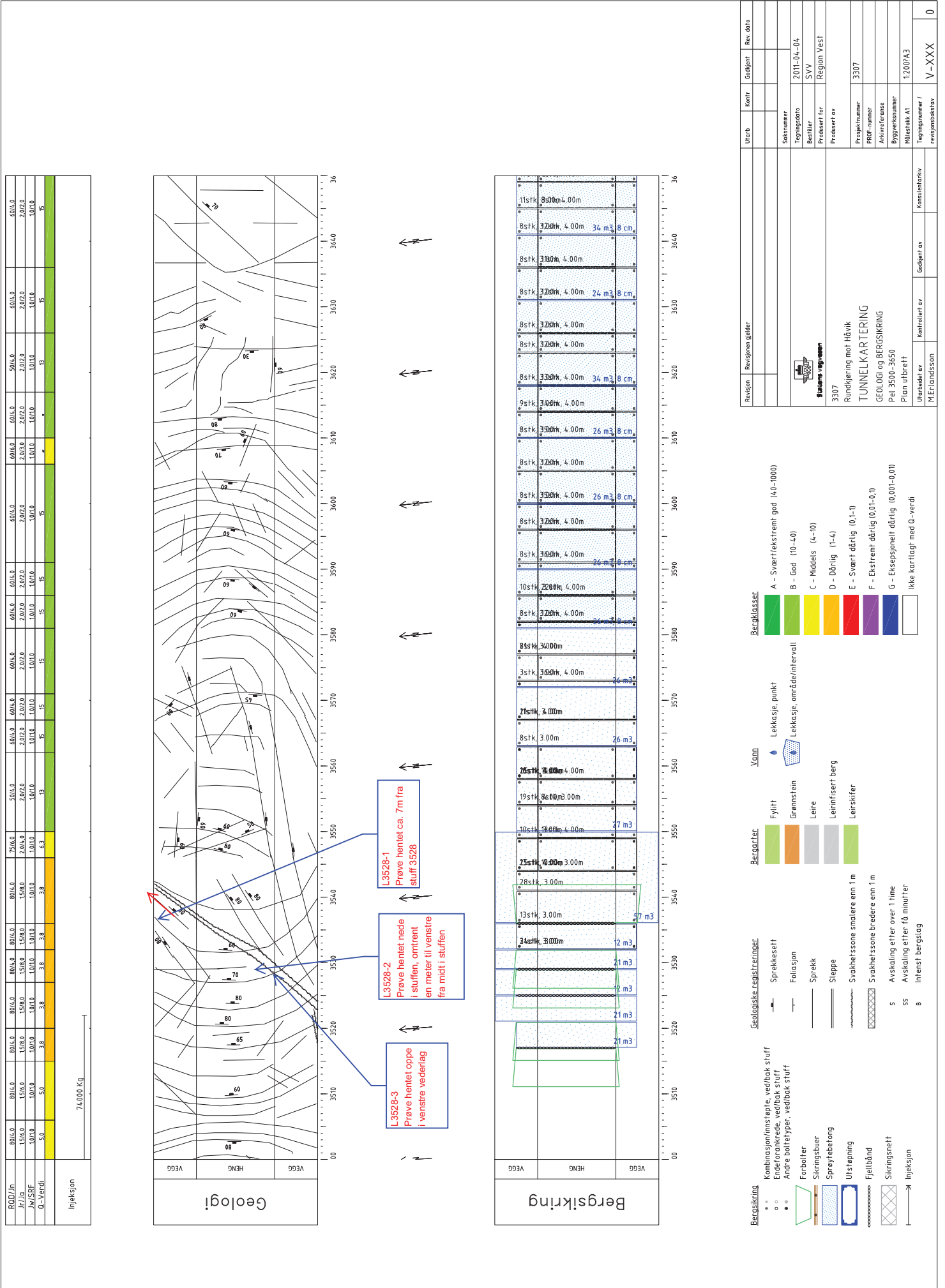
Figur 4: Prinsipp for sikring i sikringsklasse IV; Svært dårlig fjell (Statens vegvesen, 2009b).

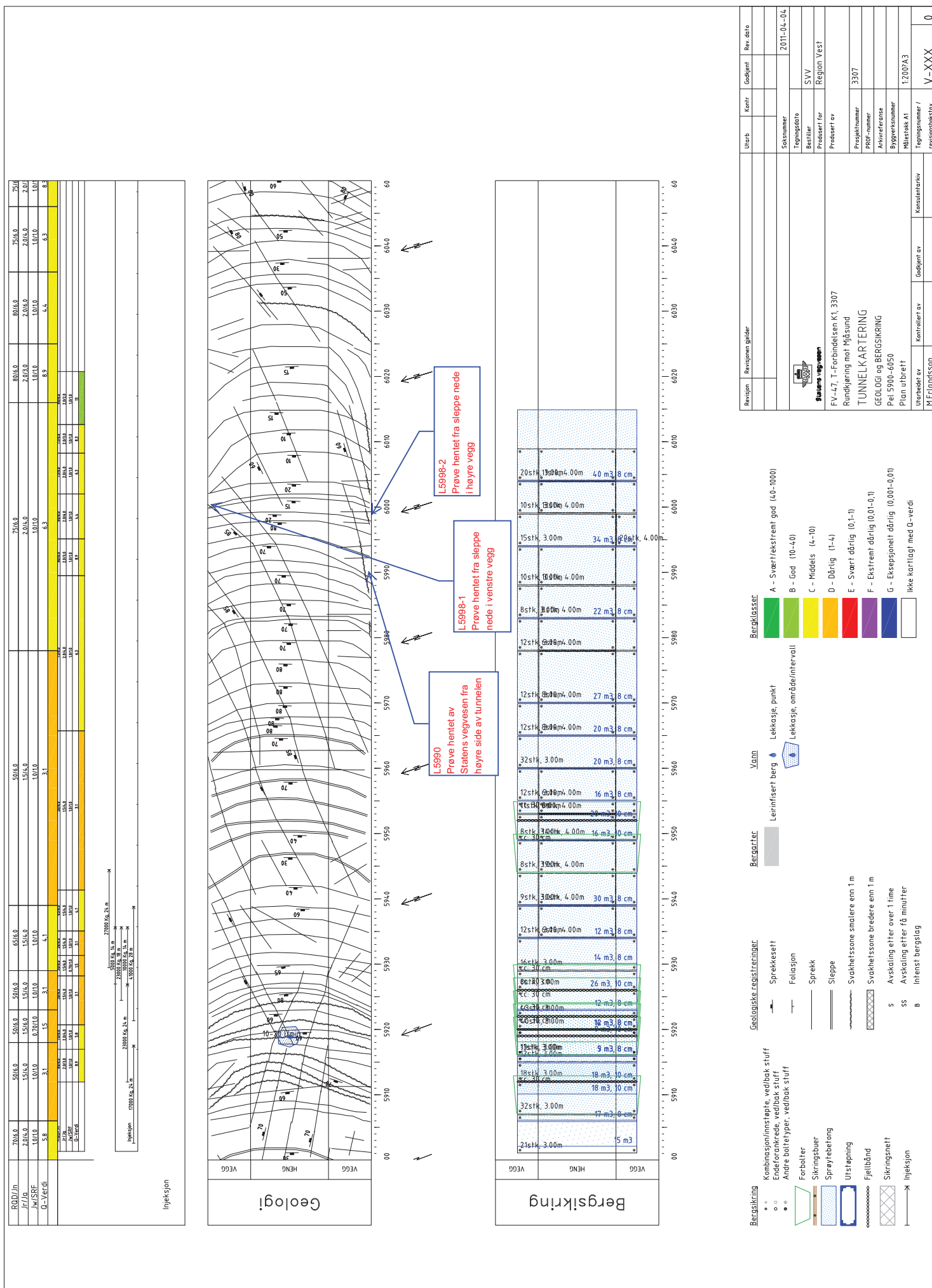
Boltene installeres etter sprut i mønster c/c 1,3m i heng, c/c 1,5 m i vegger.

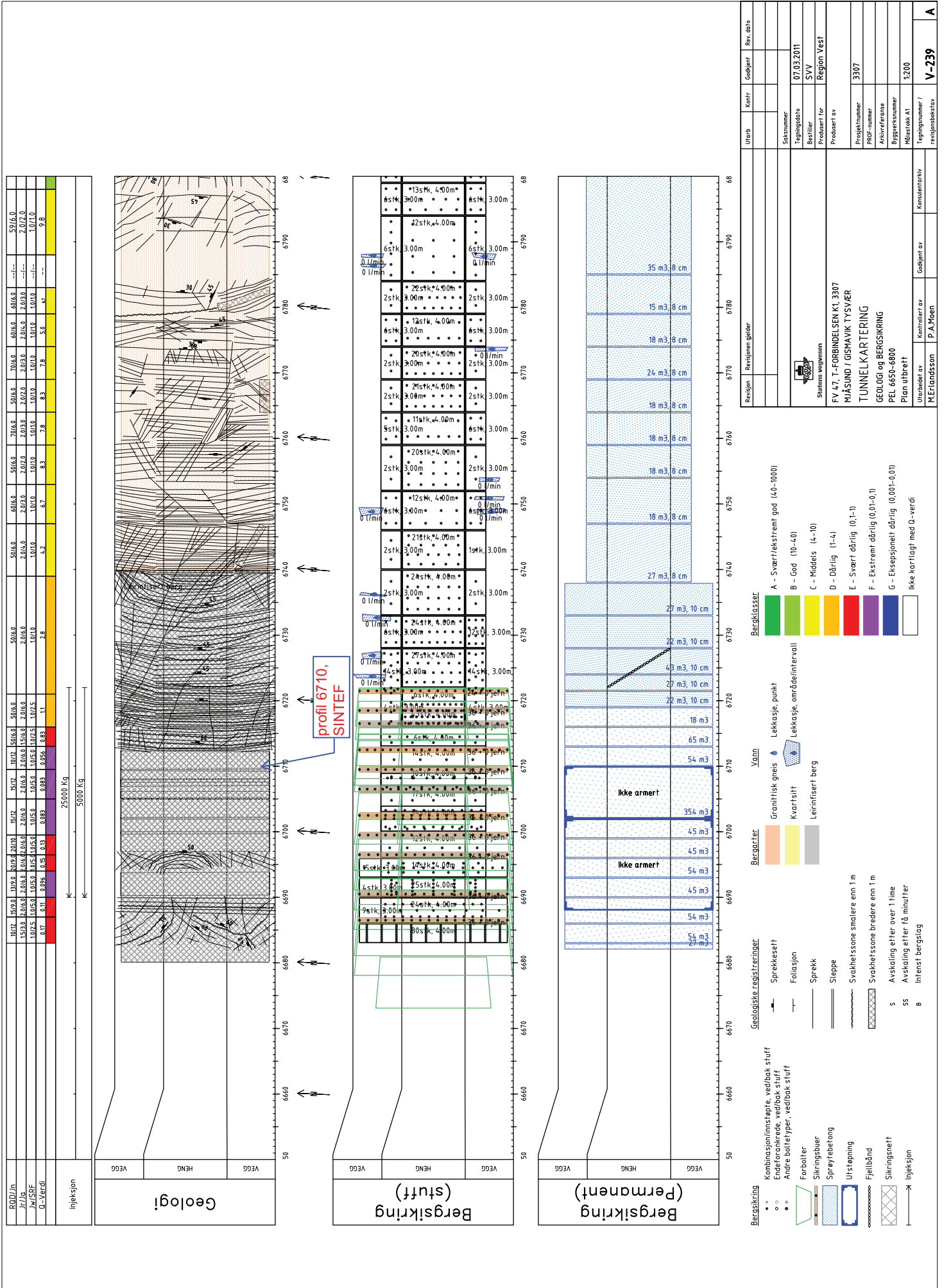
For salvelengde på 5 meter gir klasse 4 følgende anslåtte sikringsmengder:

Bolting: 60 bolter $l = 4\text{m}$, inklusive veggbolter $l = 3\text{m}$
Spruting: 25 m³ armert sprutbetong (E-700) + eventuelt 30m³ i 2 stykk buer.
 Buene føres ned til sprengt såle.









Dette vedlegget inneholder utvalgte dagboknotater/skiftlogger i nærheten av pelnummer hvor det har blitt hentet leirprøver. Det er foretatt et utvalg og renskriving av notater med relevant informasjon. Dagboknotatene er på forespørsel hentet ut fra Novapoint tunnel og oversendt av Margareta Erlandsson hos T-forbindelsen. For gjennomlesning kan det være nyttig å ha Novapoint-tegninger av geologi og bergsikring tilgjengelig (se Vedlegg 17).

L2866 (Håvik):

Salve 2863-2867 (4 m): Boring av spiling og innsetting av bolter. 2 buer på pel 2862 og 2864. Fjellet er det samme, og kan ikke pigge med så mye slag.

Salve 2867-2870 (3 m): Boring av spilingbolter og gysing. Montering av to buer på pel 2866 og pel 2868. Svært lite hold i fjellet. Spiling synlig over alt, men profilet er bra. Kartlegging kl.03.30: Svært dårlig (som forrige salve).

Salve 2870-2874 (4 m): Fjellet er litt bedre i hengen, men fjellet i sålen og på begge sider var veldig dårlig. Montering av ca. 60 stk 8 meter spiling, og montering av en bue.

Pel 2872: Sonderboring, og det var tørt i alle hull.

Salve 2874-2878 (4 m): Fjellet er nå dårligere i venstre vederlag. Midt i hengen er det ikke så verst, men i begge veggene er det dårlig. Ekspertgruppe til stede under piggingen.

Pel 2881: Fortsatt samme dårlige fjellet.

L2925 (Håvik):

Salve 2909-2913 (4 m): Fjellet var noe porøst i hengen, og det ble valgt å sette en bue ca. 3 m fra stuff på pel 2910. Ny runde med spiling fra vederlag til vederlag cc. 30 cm. Bue satt inn på 2911 og 2914.

Salve 2917-2921 (4 m): Fjellet er blitt noe bedre, og er nå kommet inn i noe rødlig fjell. Til tross for at fjellet virket veldig hardt, knuses det i sukkerbiter når det pigges ned. Spiling fra neste salve fra vederlag til vederlag.

Salve 2921-2925 (4 m): Fjellet er litt bedre men det drysser når en pigger i det, slik at spilingboltene kommer til syne i venstre vederlag og heng. Det blir bare sukkerbiter når det kommer ned. Ny runde med spiling fra vederlag til vederlag.

Salve 2925-2929 (4 m): Fjellet er noe dårligere i venstre vegg og vederlag, med synlig spiling. Setter en ny runde med spiling.

Salve 2929-2934 (5 m): Fortsatt forholdsvis dårlig. Lagvis oppover i stoffen med svart og lyst fjell. De lyse partiene er nokså porøse. Spiling litt høyere enn vederlag i venstre side og til vederlag i høyre side, og 3 meter lengde på neste salve.

Salve 2934-2938 (4 m): Spiling i venstre side der det også sprutes 15 cm. Vasket før sprut og dette gikk uten problem. Lite nedfall. Deretter spiling.

Salve 2944-2951 (7 m): Bedre fjell. Kutter ut spiling. Klasse 3. Sprut også i veggene.

L3528 (Hellevik-Håvik):

Pel 3549: Fortsatt injeksjon mot Håvik. Lite industrisement igjen på lager, må kanskje supplere med micro for å bli ferdig (byggherre taler for industri). Injeksjon pågår uten at en får noe særlig

trykkoppbygging i hullene. Injeksjon avbrutt etter å ha pumpet inn 75 tonn uten nevneverdig trykkoppbygging. Trolig er det svakhetssone G som lager problem.

Pel 3536: Dårlig sone med leire midt i hengen. Setter opp sikringsklasse 3. Mye nedfall og slepper med mye leire. Boring av spiling.

Salve 3532-3529 (3 m): Fortsatt dårlig i taket med en stor sleppe med mye leire. Ser ut som sleppa går skrått ut på den andre siden, men fortsatt behov for spiling.

Pel 3527: Fortsatt spiling, men svakhetssonen går ut mot venstre side. Fortsatt veldig løst og mykt. Spilingen sitter meget bra og bør brukes en eller to salver til. Fortsetter på sikringsklasse 3 på grunn av en del leire på venstre side, og mye nedfall fra svakhetssonen.

Salve 3529-3525 (4 m): Sleppe er nå i venstre vegg som er dårlig. Tiltak: spiling, sprut og bolting. Spilingen må lenger ned i veggen.

Pel 3524: Her er det fortsatt noe dårlig fjell på venstre side av stuff. Etter kartlegging bør det vurderes om det skal fortsettes med 3 meters salve, eller om man det skal økes til 5 meter.

Salve 3521-3518 (4 m): Fremdeles svakt i venstre side. Avtalt mer bolt i venstre vegg og ny spiling og 3 meters salve.

Pel 3520: Fjellet er blitt noe bedre. Sleppa med leire har nå gått ut i venstre side. Går over til 5 meters salve, men beholder samme Q-verdien en salve til.

Pel 3515: Bedre fjell nå, derfor 5 meters salve. Sleppen ligger nå i sålen på venstre side. Beholder samme sikringsklasse i påvente av bedre fjellkvalitet. Sonderboring, men ikke noe vann registrert.

KOMMENTAR: Det er sannsynlig at plasseringen av de tre prøvene hentet fra dette pelnummeret er hentet fra de to svakhetssonene som er skissert å følge tunnelen på skrå fremover fra høyre vegg over hengen og ned i venstre vegg. Inntegningen på Vedlegg 17 er basert på de notatene som ble tatt under prøvetakingen, og er tilnærmede avstander fra stuff.

L4390 (Hellevik-Håvik):

Salve 4402-4397 (5 m): Leirsleppe ca. 1 meter bred midt i hengen. Denne sprutes ekstra og boltes fra begge ender slik at den forankres i nabofjellet på begge sider, som er av god kvalitet. Ekstra sprut tas på neste salve da det var for seint for denne.

Pel 4397: Svakhetszone går på skrå gjennom stuff/heng. Noe leiraktig og oppsprukket, men bedre enn tidligere.

Pel 4392: Noe leiraktig oppe i venstre vederlag. Ingen lekkasje

Pel 4387: Bra fjell, noe hardere ifølge operatøren på piggemaskinene. Lagdelt skifer, med en liten svakhetssone i senter av hengen.

Salve fra 4387-4382: Bra fjell, men svært dårlig svakhetssone i venstre vegg på forrige salve. Tok en prøve til laboratorietester. Etter sprut var det enda ikke dekket hele denne (notater skrevet av Svein Magnus Halsne). *Kommentar: Omtalte prøver er L4390-1 i masteroppgaven.*

Utdrag fra e-post 10.05.11 (Halsne, 2011):

Vedrørende sone ved 4390:

Jeg var ikke til stede uka denne ble drevet, men fanget opp denne like bak stuff og tegnet inn sonen i veggen og tok leirprøve; det er derfor denne er mindre tydelig tidligere på Novapoint, men den går nok fra ca. 4415-4388.

Info jeg har skrevet om sonen:

- Strøk/fall 250/80
- Bredde to meter
- Svakhetszone, svært oppknuet berg med mye lys leire. Tatt prøve for å sende inn til laboratoriet.
- Mye forvitret, struktur: oppknuet

Det kan se ut som Q-verdien er satt lavt, men jeg har ikke endret denne i etterkant (noe som nå bør gjøres som følge av svellesultatet). Ut fra notatene til de andre kontrollingeniørene så var sonen en meter bred med leire (som kan ses av kartleggingsskjemaet med grå farge).

Bredden på sonen er ikke 30 cm som du har skrevet i notatet, 1-2 m er nok mer riktig.

L5990-5998 (Hellevik-Mjåsund):

Pel 5953: Sonderboring med 1,5 l/min på hull nr. 2. Fjellet har bedret seg og vi går opp til klasse 2 og 5 meters salve. En gradvis tilbakegang fra utvidet til normal profil i tilfelle vi får en ny sone. En ganske mektig sleppe i stuffen som kan gå opp i hengen.

Ukjent pelnummer 02.04.2011: Leirsleppe går over hengen fra vegg til vegg, men ikke noe tiltak utover sprut og bolt.

Salve 5960-5965 (5 m): Sikringsklasse 3. Fremdeles en større sleppe som følger tunnelen. Sees i stuffen, denne gangen nesten oppe i hengen.

Pel 5968: Fortsatt veldig oppsprukket fjell med noe leire i lagene. Beholder samme Q-verdi videre.

Salve 5978-5983: Sonderboring; 1,75 liter venstre oppe og 0,5 liter høyre oppe. Ellers tørt.

Pel 5983: Fjellet er mye bedre, hevet Q-verdien til 6,3. Vurdering om man kan heve til sikringsklasse 1. Hengen er veldig massiv og fin, og det er lite eller ingen nedfall over stoff.

Pel 5995: Sonderboring og ikke noe vann i hullene. En sone med leire på høyre side medfører en god del nedfall. Har tatt en leirprøve for å sjekke om det er aktiv svelleleire. Fortsatt sikringsklasse 2.

Kommentar: omtalte prøve er prøve L5990 i masteroppgaven.

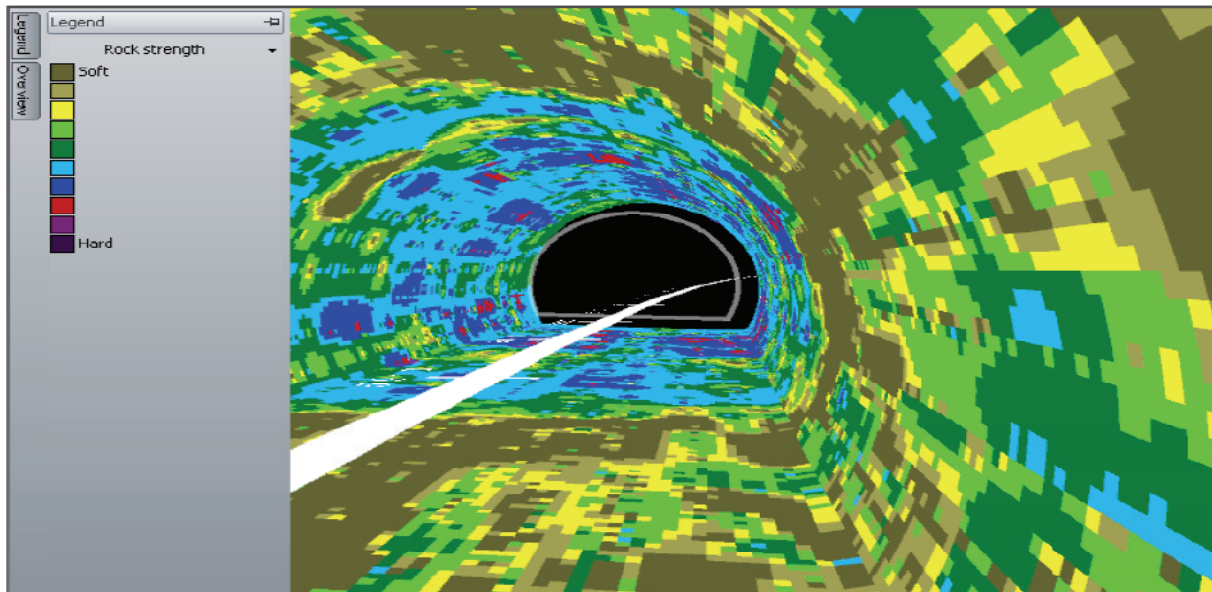
Pel 6005: Her er det fortsatt noe leire i lagene, spesielt på høyre side. I midten og på venstre side er det fortsatt bra fjell, men Q-verdien kan ikke settes opp før fjellet blir bedre på høyre side.

Pel 6016: Noe bedre fjell, men sprekker med leire noen steder slik at det er noe nedfall før de får sprutet. Lite vann under sonderboring, men hull nr. 2 hadde ca. 1 liter. Resten av kontrollhullene var tørre.

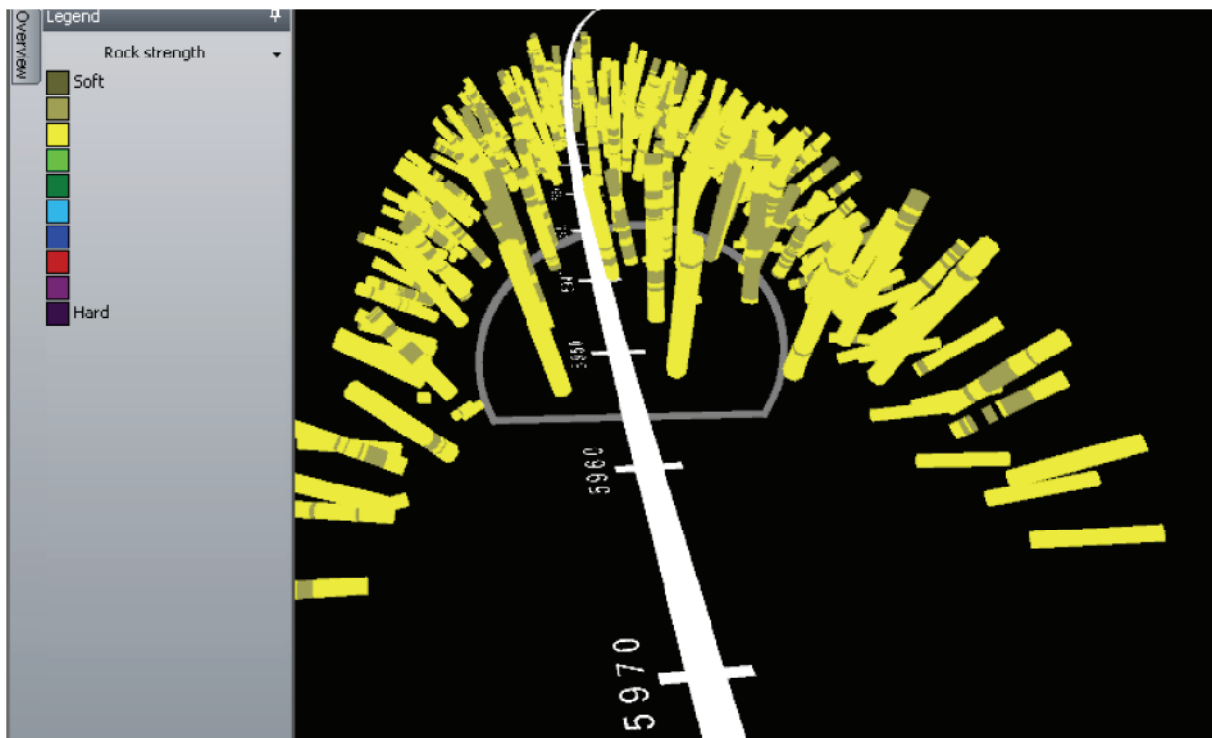
L6710 (Mjåsund):

Det er ikke hentet ut dagboknotater for dette pelnummeret, da permanentsikring allerede er installert på bakgrunn av svellestester utført av SINTEF, samt konvergenmålinger i området.

Eksempelbilder fra bruk av Rockma i Karmøy-tunnelen (Moen, 2011c):



Figur 1: Forhold inne i tunnelen (Moen, 2011c), ved pelnummer 5910. Overgang fra godt fjell (blått) til svakhetssone (brunt/gult).



Figur 2: Registrering av sikringsbolter i Rockma. Posisjon, lengde og antall logges nøyaktig (Moen, 2011c).

