

Sluttrapport for fastlandsforbindelsen Hitra Frøya

1. INNLEDNING	5
1.1 Forhistorien 1970-80: Drømmen og ideen	5
1.2 Historien 1980-90: Konkrete planer og politiske javedtak på alle nivå	6
1.3 1990-2000: Anleggs- og byggeperioden.	6
2. PROSJEKTBEKRIVELSE HITRA - FRØYA	7
2.1 Generelt	7
2.2 Prosjektnummer	7
2.3 Valg av standardklasse og dimensjoneringsverdier	7
2.4 Nøkkeltall	8
2.5 Politiske vedtak	8
2.5.1 Overordnede vedtak	8
2.5.2 Hovedplan etter vegloven	8
2.5.3 Kommunedelplan	8
2.5.4 Reguleringsplaner	9
2.6 Spesielle forhold / beskrivelse	9
2.6.1 Geologiske forhold under Frøyfjorden	9
2.6.2 Risikovurderinger	10
2.7 Byggetid	10
2.8 Organisering	10
2.9 Konsulenter	11
3. PROSJEKTERINGSFASEN	11
3.1 Generelt	11
3.2 Prosjektering av Frøyatunnelen	11
3.2.1 Forundersøkelser for tunnelen	11
3.2.2 Feltundersøkelser	12
3.2.3 Vurderinger	14
3.3 Tunnelen	18
3.4 Veger i dagen	18
3.5 Forberedelser	19
3.5.1 Forundersøkelser	19
4. GJENNOMFØRING	19
4.1 Framdrift	19

4.2	Entreprenører/Egen regi	20
4.3	Byggemetoder tunnel	20
4.3.1	Rigg	20
4.3.2	Driftsutstyr	20
4.3.3	Drift	21
4.3.4	Driftssyklus	21
4.3.5	Sondérboring og kjerneboring	22
4.3.6	Injeksjon	24
4.3.7	Innlekkasje, Vann-/frostsikring	24
4.3.8	Komplettering	25
4.3.9	Overvåking / drift av tunnelen	25
4.4	Byggemetode daganlegget	28
5.	INGENIØRGEOLOGISKE / BERGMEKANISKE FORHOLD	31
5.1	Geologi	31
5.1.1	Berggrunn	31
5.1.2	Svakhetssoner	31
5.2	Beskrivelse av svakhetssoner påtruffet i tunnelen	32
5.2.1	Generelt	32
5.2.2	Dolmøystuffen	32
5.2.3	Frøyastuffen	38
5.3	Bergmasseklassifisering	42
5.4	Undersøkelser i anleggsperioden	44
5.5	Stabilitetsproblemer	48
5.6	Sikring	48
5.6.1	Sikring i drivefasen	48
5.6.2	Prinsipper for valg av permanent sikring	49
5.6.3	Sammenligning av kostnader for alternative sikringsmetoder i svakhetssoner	51
6.	TEKNISK KVALITET	52
	Emulsjonsgrus på fv 385	53
7.	HMS	54
7.1	Generelt	54
7.2	Prosjekteringsfasen	54
7.3	Gjennomføringsfasen	55
7.4	Oppfølging av sikkerhet, helse og miljø	57
7.5	Ulykkesstatistikken	58
8.	EVALUERING	59

8.1	Prosjekteringsfasen	59
8.1.1	Organisering/utførelse (flyttes til pkt. 7.2.3?)	59
8.1.2	Gode/dårlige løsninger	60
8.1.3	Eventuelle fordyrende løsninger	60
8.2	Plangrunnlaget	60
8.2.1	Gode dårlige løsninger	60
8.2.2	Eventuelle fordyrende løsninger	60
8.3	Byggefasen tunnelen	60
8.3.1	Tekniske erfaringer / løsninger	60
8.3.2	Trafikkavvikling	61
8.3.3	Organisering byggherre	61
8.3.4	Organisering utførelse (entreprenør / egen regi)	61
8.3.5	Innkjøpte tjenester og varer	61
8.4	Byggefasen daganlegget	62
9.	OPPSUMMERING	62
9.1	Til andre utbyggingsprosjekter	62
9.2	Til håndbokarbeidet	62
10.	REFERANSER	63
11.	RESULTATER FRA TEKNISK KVALITETSKONTROLL	63

VEDLEGG:

- 1. Plan og lengdesnitt med geologi (data fra forundersøkelser)**
- 2. Lengdesnitt med geologi og fjellsikring (data fra forundersøkelser og fra kartlegging i tunnel)**
- 3. Fordeling av injeksjon i tunnelen**
- 4. Fordeling av fjellkvalitet (Q-verdier) i tunnelen**
- 5. Utført arbeidssikring vs. anbefalt sikring etter Q-systemet**

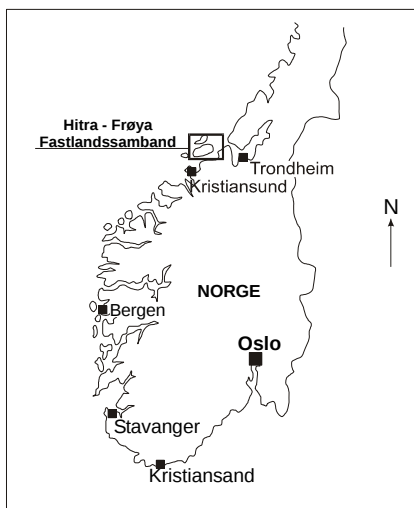
SAMMENDRAG

Utviklingen av Hitra Frøya Fastlandssamband har en lang historie, fra forslag om enkeltprosjekter, fram til en tunnel- og brupakke som skulle binde sammen kommunene Hitra, Frøya og Snillfjord og dermed gjøre de to første landfaste. Fra de første studiene av grunnforholdene i området, gjennom et omfattende undersøkelsesprogram, ble det klart at Frøyfjorden hadde en meget kompleks geologi. Det ble tidlig åpenbart at dette ville bli et krevende tunnelprosjekt som forutsatte at det ble stilt høye krav til byggherre og entreprenør under gjennomføringen.

Den 23. juni 2000 ble tunnelen åpnet for trafikk. Dermed begynte en ny tidsregning for de 4.200 faste innbyggerne på Frøya, den største oppdrettskommunen i Norge. Anleggsarbeidene i tunnelen startet omlag 2½ år tidligere og tunnelen stod ferdig nesten ett år tidligere enn opprinnelig framdriftsplan og godt under budsjettet.

1.1 INNLEDNING

1.2 FORHISTORIEN 1970-80: DRØMMEN OG IDEEN



Utviklingen av fastlandsforbindelsen til Hitra, Frøya og Fjellværøy er en lang historie, og den hadde en naturlig fremvekst. Da transporten havnet på hjul isteden for kjøll, kom tiden da øyfolket måtte kjempe for de samme transportmulighetene som folk på fastlandet alt hadde, eller i hvert fall langt lettere kunne få.

Snillfjord, Hitra og Frøya hadde et innbyggertall på nær 10 000 da prosjektet tok til å bli et ønske tidlig i 70-åra. For mange stod tanken om å bli «landfast» som en utopi, og at slik diskusjonen derfor var ørkesløs. Hitra fikk i 1964 sitt første ferjesamband Storoddan (ved Kyrksæterøra) - Sandstad. Snart meldte det seg krav om bedre og kortere ferjesamband. I Hitra kommunestyre ble det, den 18.12.70,

lagt fram en sak om bevilgning til veg til Kalvøya med tanke på nytt ferjeleie på Jøstenøya. Her var det også lagt inn forslag om å vurdere «et fremtidig kommunikasjonsamband Hitra - Fastlandet».

Den 15.02.71. behandlet Hitra kommunestyre en sak om samarbeid med Frøya og Snillfjord om tidsmessig riksvegsamband mellom øyene og fastlandet, men de forskjellige prosjektene ble sett på som lokale enkeltprosjekter.

Det viste seg da også at en katalysator var nødvendig. Dette ble fylkeskommunens oppgave. I 1976 fikk den nye fylkeskommunen et overordnet ansvar for samferdselssektoren, og allerede i 1977 ble de første grep for en samlet plan for fastlandsforbindelser i fylket tatt. Et nært samarbeide mellom fylkeskommunen, vegvesenet og de berørte kommunene ble etablert, og det kom tyngde og realisme i planene. Saken var både stor og viktig - 3 ferjer og 4 ferjesamband skulle erstattes med fastlandsforbindelser. I starten tenkte folk bruer. Det var den tradisjonelle løsningen. Dette var en tid da budsjettene var romslige, og det var ekspansjon i overføringene fra Staten.

1.3 HISTORIEN 1980-90: KONKRETE PLANER OG POLITISKE JAVEDTAK PÅ ALLE NIVÅ

I 1982 kom en utredning fra Statens vegvesen Sør-Trøndelag for Fylkestinget og NVP om mulig finansiering, fremdrift og lønnsomhet i fastlandssambandene i anleggene. I desembermøtet i 1982 sluttet fylkestinget seg til planen. Det ble lagt vekt på det store næringsmessige potensialet som fantes i regionen. En så allerede da konturene av en raskt voksende oppdrettsnæring, og mulighetene for ilandføring av olje og gass var sterkt inne i bildet.

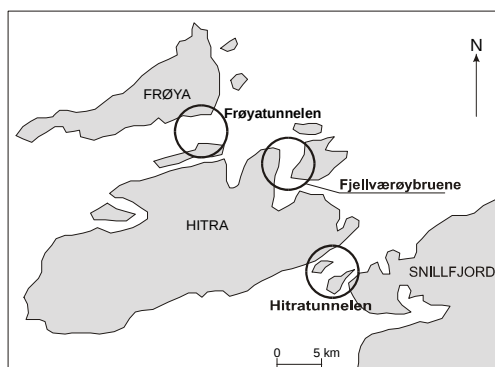
I planvedtaket den gang la fylkestinget spesielt vekt på at de tre prosjektene i Hitra - Frøya-regionen skulle utredes og planlegges nærmere. Utredningen forelå tidlig i 1985, og her foreslo Statens vegvesen at **«De tre fastlandsprosjektene Hitra - Fastlandet, Hitra - Frøya og Hitra - Fjellværøy betraktes som en pakke og gjennomføres i sammenheng.»** Dette forslaget ble fulgt opp av Fylkestinget. I ettertid er det grunn til å tro at dette var en strategisk klok beslutning, da utfordringene for det siste prosjektet i pakken, Frøyatunnelen, senere ble avdekket.

Denne perioden ble sterkt preget av samarbeidet mellom de 3 berørte kommunene og med fylkeskommunen og Statens vegvesen, og med et særlig **sterkt positivt engasjement hos lokalbefolkningen.**

1.4 1990-2000: ANLEGG- OG BYGGEPERIODEN.

Sentrale myndigheter og Stortinget kom under konstruktiv og positiv bearbeiding som ga resultater. Fastlandssambandet Hitra - Frøya - Fjellværøy ble vedtatt gjennomført ved Stortingets behandling av NVVP den 13. juni 1989. Prosjektet ville avløse 3 ferjer og 4

ferjesamband og legge grunnlaget bedre til rette for det lokale næringslivet gjennom en vesentlig bedring av framkommeligheten i regionen.



Fastlandssambandet Hitra - Frøya - Fjellværøy består av tre delprosjekt: Hitra - Fjellværøy, Fastlandet - Hitra, og Hitra - Frøya som finansieres og bygges som en pakke. Prosjektene blir finansiert gjennom en kombinasjon av statlige bevilgninger, bompenger og direkte tilskudd fra fylkeskommunen og de berørte kommunene Snillfjord, Hitra og Frøya. I

følge Stortingsproposisjon nr. 97 (1989-90) (Innst. S. nr. 246) skulle de tre prosjektene gjennomføres etter hverandre, ett prosjekt i hver av vegplanperiodene 1990-93, 1994-97 og 1998-01.

- 1) Prosjektet **Hitra - Fjellværøy** ble startet opp i 1990 og åpnet for trafikk 10. juli 1992 og avløste riksvegferjesambandet Fillan - Brøttingsvåg. Total kostnad for prosjektet var 101,1 mill. kroner, en besparelse på 26,6 mill. kroner i forhold til budsjettert kostnad på 130,7 mill. 2000-kroner.
- 2) Prosjektet **Fastlandet - Hitra** ble åpnet for trafikk 8. desember 1994 og avløste ferjesambandene Sunde - Sandstad og Sunde - Hemnskjel - Sandstad. Anleggsdriften på vegprosjektet Fastlandet - Hitra var også meget god, både framdriftsmessig og økonomisk, og totalkostnaden for prosjektet var 316,0 mill. 2000-kroner. Dette er 67,1 mill. kroner

lavere enn finansieringsplanen som hadde forutsatt en total kostnad på 383,1 mill. 2000-kroner.

- 3) For prosjektet **Hitra - Frøya** ga Stortinget sin tilslutning til tidligere oppstart og arbeidene med forskjæring for tunnelen på Frøyasiden ble igangsatt våren 1995, men uventede geologiske problemer førte til at anleggstarten ble utsatt til september 1997 slik at mer omfattende geofysiske undersøkelser og kjerneboring i tunneltraséen kunne gjennomføres. Det ble nødvendig med en vesentlig omlegging av traséen på Frøyasiden. En rekke forutsetninger for det opprinnelige kostnadsoverslaget fra 1990 ble endret på grunnlag av endring i traséen og geologiske forutsetninger. Ved en ny kostnadsgjennomgang for hele prosjektet ble totalrammen øket til 570,1 mill. 2000-kroner, men Stortinget forutsatte at denne økningen i sin helhet skulle dekkes av bompenger.

2. PROSJEKTBESKRIVELSE HITRA - FRØYA

2.1 GENERELT

Vegforbindelsen Hitra - Frøya er et samferdselsprosjekt som knytter sammen øyene Hitra og Frøya og avløser det eksisterende ferjesambandet mellom Kjerringvåg og Flatval. Hovedelementet i prosjektet er en ca 5300 m lang to-felts undersjøisk tunnel mellom Dolmøya på Hitra og Hamarvika på Frøya. Av dette går mer enn 3,6 km under sjø, der overdekningen varierer fra 37 m til 155 m. Tunnelen får langsgående ventilasjon.

Veganlegget omfattet opprinnelig ca 2300 m ny riksveg på Hitra og Frøya, inklusive 400 m ny bru over Dolmsundet. Den nye vegen skulle etter planen knyttes til eksisterende Rv 714 ved Melkvika på Hitra og Hammeren på Frøya. I tillegg omfattet anlegget bygging og utbedring av til sammen 7 km kommunale og andre veger, inklusive 3,8 km fylkesveg.

Den nye brua over Dolmsundet var planlagt med en seilingshøyde på 30 m over MV+Zo i 65 meters bredde og vil bli bygd som fritt frembygg. Miljøverndepartementet gjorde den 6. oktober 2000 imidlertid om sitt vedtak om trasé over Dolmøya. Se for øvrig kap. XXX.

2.1.1 Prosjektnummer

Se kontoplan Frøyaforbindelsen i appendiks 1.

2.1.2 Valg av standardklasse og dimensjoneringsverdier

	Forutsatt	Besluttet	Endret. Henv. til endr. reg.
Standardklasse	H1	H1	
Ådt/år	300 kj.t. i 1995	800 kj.t. i 2020	
Dim. kjøretøy	ST	ST	
Dim. Fart	80 km/t	80 km/t	
Fri høyde	4,5 m	4,5 m	
Vegbredde	6,5 m	6,5 m	
Krysstyper	Plan	Plan	
Tunneltverrsnitt	T 8	T 8	
Aksellast	10 tonn	10 tonn	

2.1.3 Nøkkeltall

Lengder

Veglenker	Dolmsundbrua	Rv i dagen	Tunnellengde	Ny riksveg til sammen
Lengde	400 m	2 300 m	5 300 m	8 000 m

Kostnader	2000-kroner	
Kostnadselement	Overslag/Endringer	Sum kostnad
Frøyasambandet, oppr. kostnadsberegning 1990	307,4 mill. kr	
Planendringer, ny trasé 1996	+29,7 mill. kr	
Ny bru over Dolmsundet	+56,5 mill. kr	
Økt omfang av vann- og frostsikring	+35,8 mill. kr	
Økte drive- og sikringskostnader	+126,2 mill. kr	
Vegvesenets administrasjonskostnader	+ 14,5 mill. kr	
Frøyasambandet - Beregnet sluttkostnad		570,1 mill. kr

Finansiering

År / Mill. kr	Før - 98*)	1998	1999	2000	2001	2002	Sum
Staten	2,7		35,9	38,5	149,8	50,3	277,2
Fylket	23,5	31,4	0,35	1,8			55,25
Snillfjord komm.	1,8						
Bompenger		109,8	103,5	133,0	-96,85	-13,6	235,85
Sum	26,2	141,2	139,75	173,3	52,95	71,2	570,1

*) Kostnader påløpt Frøyasambandet før 1. jan 1998. Dette omfatter kostnader til planlegging, et omfattende kjerneboringsprogram, etablering av prosjektkontor og forberedende arbeider.

2.2 POLITISKE VEDTAK

2.2.1 Overordnede vedtak

Stortinget har med grunnlag i veglovens § 27 samtykket i at utbygging av en 5,3 km lang 2-felts undersjøisk tunnel mellom Norddolm på Hitra og Hamarvika på Frøya, samt bygging av 2,7 km riksveg på Hitra og Frøya, inkl. ny bru over Dolmsundet, delfinansieres ved bompenger, jf. St. prp. nr. 97 (1989-90), St. prp. nr. 1 (1995-96), St. prp. nr. 1 (1996-97) og St. prp. nr. 1 (1997-98) og vedtak i Stortinget 4. desember 1997.

2.2.2 Hovedplan etter vegloven

Det ble utarbeidet hovedplan etter vegloven for Frøyasambandet i 1987. Vegdirektoratet godkjente i brev av 13. juli 1989 hovedplan for fastlandssamband mellom Hitra og Frøya etter alternativ øst. Dette alternativet samsvarer med den tunneltraséen som det bygges etter.

2.2.3 Kommunedelplan

Miljøverndepartementet avgjorde i brev av 27.02.96, til Fylkesmannen i Sør-Trøndelag, at alternativet med ny bru øst for Kvernhusvik Skipsverft legges til grunn for det videre planarbeidet og med seilingshøyde slik Kystdirektoratet tilrådte i brev av 08.11.95, dvs minimum 30 m over MV+Z₀ i 65 meters bredde. I sak 24/96, den 27. mars 1996, tok Hitra

kommunestyre Miljøverndepartementets avgjørelse til etterretning og forutsatte at det ble utarbeidet reguleringsplan i samsvar med denne avgjørelsen.

2.2.4 Reguleringsplaner

2.2.4.1 Hitra kommune

I påvente av Miljøverndepartementets avklaring av trasévalg over Dolmøya, ble det utarbeidet midlertidig reguleringsplan for tunnelpåhugg på Hitra-siden slik at eventuelle forberedende anleggsarbeider og tunnelentreprise kunne starte så snart dette ville være praktisk mulig. Reguleringsplanen for tunnelpåhugget omfatter også riggområder og massedeponi som var felles for begge alternativene. Denne reguleringsplanen ble egengodkjent i Hitra kommunestyre 28. mars 1996.

Reguleringsplan for Rv 714 over Dolmsundet iht. Miljøverndepartementets avgjørelse ble utarbeidet sommeren 1996. Denne reguleringsplanen omhandler hele vegtraséen med tilstøtende vegnett på Hitra-siden, fra tilknytning til eksisterende Rv 714 Melkvika, med ny bru på 400 m over Dolmsundet, til tunnelpåhugg ved Vågen på Dolmøya. Reguleringsplanen ble egengodkjent i Hitra kommunestyre den 29. april 1997.

Etter godkjenning i kommunestyret ble det foretatt en mindre vesentlig endring av reguleringsplanen. Endringen ble vedtatt av vegsjefen i Sør-Trøndelag den 10. oktober 1997. Vedtaket ble gjort i medhold av Plan og bygningsloven §28-1 punkt 2.

2.2.4.2 Frøya kommune

Med utgangspunkt i opprinnelig tunneltrasé(påhugg i Gjevika) ble det utarbeidet reguleringsplan for riggområde, utfyllingsområde og massedeponi i Hamarvika, vedtatt 10. mars 1994.

Som følge av at veglinjen senere ble flyttet ble det utarbeidet en ny reguleringsplan for nytt tunnelpåhugg ved Hammeren, og ny tilknytning til Rv 714. Planen ble egengodkjent i Frøya kommunestyre 24. april 1997, og omfatter foruten vegtraseen bl.a. midlertidig regulering for riggområde og anleggsveg.

Reguleringsplanen for Hamarvika er senere revidert, og egengodkjent i Frøya kommunestyre 10. desember 1998.

2.3 SPESIELLE FORHOLD / BESKRIVELSE

2.3.1 Geologiske forhold under Frøyfjorden

Siden de første geofysiske undersøkelser i Frøyfjorden ble utført i 1985, har Statens vegvesen vurdert fjellforholdene som vanskelige. Tunnelen krysser flere soner med lav seismisk hastighet. Dette er områder med sterkt oppknust og forvitret fjell.

Frøyatunnelen vil likevel være gjennomførbar med dagens teknologi, og i hovedsak ved bruk av konvensjonelle drive- og sikringsmetoder. Som følge av de antatt krevende fjellforholdene, må det påregnes større omfang av stabilitetssikring og injeksjon foran og bak stuff for å stabilisere massene der disse har lav fasthet og redusert stabilitet enn det som tidligere har vært vanlig ved undersjøiske tunneler her i landet. Et vellykket resultat vil i stor grad avhenge av grundig planlegging, profesjonell prosjektstyring og utførelse samt kontinuerlig oppfølging av erfarne ingeniørgeologer.

2.3.2 Risikovurderinger

Bergmasser er i prinsippet i besittelse av visse egenskaper (*potensielle farer*) som, dersom de ikke tas hensyn til, kan forårsake skade om de utløses gjennom handlinger foretatt under tunneldriving. Det er flere mulige typer av potensiell geologisk fare som representerer risiko. Mulige skader vil kunne bestå av ras eller vanninntrengning i tunnelen. Dette kan medføre skade på utrusting og mengde- og tidsoverskridelser som fører til økonomisk tap. I den ytterste konsekvens kan ras og vanninntrengning også medføre tap av prosjektet ved at skaden ikke lar seg reparere/utbedre og skader på personer. Kalkulert risiko for personskade eller tap av liv vil aldri bli akseptert.

Årsaken til rasutvikling i tunneler kan være mangelfull oppfølging, eller manglende evne/vilje til å ta konsekvensene av den geologiske kartleggingen og funn fra sonderboring og kjerneboring.

Særskilt fokusering på de geologiske forholdene må imidlertid ikke føre til at andre farer som også er til stede på anlegg generelt, eller ved tunneldriving spesielt, blir neglisjert, f.eks. gasser, påkjørsler, høgspenst strøm etc.

Det er liten tvil om at Frøyatunnelen er et meget krevende tunnelanlegg, men kunnskapen om fjellforholdene, så langt det har vært mulig å undersøke disse på forhånd, gjør det mulig å sette inn tiltak som skal forhindre handlinger som fører til skade og økonomisk tap under tunneldrivingen. Et viktig element i en vellykket gjennomføring av Frøyatunnelen ligger i en godt organisert byggeledelse og planmessig kvalitetskontroll.

Den 5,3 km lange tunnelen mellom Dolmøy på Hitra og Frøya utgjør tredje og siste del av fastlandsforbindelsen for Hitra-/Frøya etter bygging av bruer og fyllinger til Fjellværøya 1991-1992 og Hitratunnelen mellom Hemnskjel og Jøstenøya (5,6 km) i 1992-94.

Grunnundersøkelsene for Frøyatunnelen begynte allerede i 1982, og fikk etterhvert et betydelig omfang, da det i 1995 ble avdekket til dels svært kompliserte og usikre geologiske forhold, blant annet med mulighet for kontakt med unge, sedimentære bergarter. Før endelig valg av alternativ bru eller tunnel, og som kvalitetssikring av tidligere gjennomførte utredninger, besluttet Statens vegvesen å få utført to uavhengig evalueringer av gjennomførbarhet, risiko og kostnader:

Det ble derfor opprettet to grupper for å analysere drive og sikringsmetoder som grunnlag for kostnadsberegning, gjennomførbarhets- og risikovurdering. Hovedvekt ble lagt på vurdering av konsekvensene av de registrerte forhold i form av gjennomførbarhet, vanskelighetsgrad, metodevalg, ressursbruk m.v.

2.4 BYGGETID

2.5 ORGANISERING

2.6 KONSULENTER

3. PROSJEKTERINGSFASEN

3.1 GENERELT

Prosjekteringen av Frøyaforbindelsen ble påbegynt i 1987, og i hovedtrekk er følgende planer utarbeidet:

- Hovedplan for fastlandssambandet, godkjent av Vegdirektoratet 13.07.89
- Kommunedelplan, alternativ 2, vedtatt i Hitra kommunestyre 27.06.96
- Reguleringsplan Rv 714 Melkvika-Vågen, vedtatt i Hitra kommunestyre 29.04.97
- Reguleringsplan Hamarvika, vedtatt i Frøya kommunestyre 10.12.98
- Reguleringsplan for Hammeren, vedtatt i Frøya kommunestyre.....
- Reguleringsplan Utbedring av vegkryss Rv 714/Fv 385, vedtatt Hitra kommestyre 20.12.99
- Byggeplan Fv 385 Kjerringvåg-Knutshaug, utbedring/forsterkning, datert 22.01.97
- Byggeplan Rv 714, Frøyatunnelen, datert 11.03.98
- Byggeplan Rv 714 Hammervågen-Hammeren m/tilstøtende vegnett, datert august 99
- Byggeplan Kommunale veger i Hamarvika, datert desember 99
- Byggeplan Rv 714 Melkvika-Vågen med tilstøtende vegnett, datert januar 2000
- Byggeplan G/S-veg Nabeita-Hamarvikbakken, datert februar 2000
- Byggeplan Omlegging av kryss Rv 714/Fv 385, Kjerringvåg, datert februar 2000

Gjennom prosjekteringsfasen har flere planleggere vært delaktige i planarbeidet. Odd Helge Skar og senere Tor Arne Melhus har utarbeidet overordnede planer, samt reguleringsplanene Melkvika-Vågen, Hamarvika og Hammeren. Statens vegvesen Nord-Trøndelag v/Dieter Manka og Hege Jønnum har utarbeidet regulerings- og byggeplan for kryss Rv 714/Fv 385, samt G/S-veg Nabeita-Hamarvikbakken. Yohannes Gulema har utarbeidet byggeplan for Kommunale veger i Hamarvika. Jan Petter Jenssen har utarbeidet de fleste betongtegninger for tunnel og kulvert. InterConsult Group ASA har prosjektert alle elektro-arbeider i tunnelen, samt vegbelysning på Frøya. Øvrig planlegging, samt oppfølging/revisjon og koordinering i byggefasen er utført av Lars Erik Moe.

Den lange prosjekteringsfasen, samt mange aktører har medført ulik utførelse i planarbeidet. Dette er forsøkt revidert i byggefasen, slik at de fleste tegninger forefinnes digitalt, og er oppbygd etter PROF-systemet. Det er lagt stor vekt på systematisk oppdatering av tegningslister og -arkiv i byggefasen.

3.2 PROSJEKTERING AV FRØYATUNNELEN

3.2.1 Forundersøkelser for tunnelen

Undersøkelsesprogram

Forundersøkelser for prosjektet startet i 1982. Nedenfor følger en kortfattet oppsummering av fasene fram til byggestart i februar 1998. For nærmere informasjon viser vi til referat fra Fjellsprengningskonferansen 1996, del 33: "Frøyatunnelen - krevende grunnundersøkelser av berg

med løsmassestruktur” av overingeniør Roar Nålsund, den gang ansatt ved Statens vegvesen Sør-Trøndelag og overingeniør Stein Heggstad, Kummeneje AS.

1. fase (1982 - 1986): Studier av topografiske og hydrografiske kart pekte ut to områder for mer detaljert ingeniørgeologiske og seismiske undersøkelser. Korridor fra Dolmøya til Nabeita valgt for nærmere undersøkelser.

- * Ingeniørgeologisk kartlegging bl. a. med studier av tilgjengelig geologisk litteratur, tolking av flyfoto og observasjoner i felt
- * Refleksjonsseismiske undersøkelser, bl.a med sidesøkende sonar
- * Refraksjonsseismiske undersøkelser
- * Beslutning om trasévalg, kostnadsoverslag og byggeplan (1992)

2. fase (vår 1995), detaljundersøkelse:

- * Kjerneboring påviser eksepsjonelle forhold utenfor strandsonen av Nabeitaområdet på Frøya. En minimum 30 meter bred sone med siltige, sandige og grusige masser, som var lett eroderbare, og med fri drenering ut fra borehullet
- * Supplerende refraksjonsseismiske undersøkelser

Konklusjon: Traséen flyttes ca 60 meter mot vest.

3. fase (høst 95 - vår 96), supplerende detaljundersøkelser:

- * Kjerneboring fra land og fra skip (MS Bucentaur)
- * Studier ved SINTEF Bygg og miljøteknikk
- * Strukturgeologisk analyse utført som samarbeid mellom NGU og IKU
- * Meget detaljert kjernelogging av borekjerner fra boreskip utført ved IKU

Signaler: Kompliserte forhold langs hele traséen, spesielt “Nabeita” på grunn av konsentrasjon av strukturgeologiske fenomen. Dette resulterer i ytterligere undersøkelser for alternativ trasé øst for Nabeita.

4. fase (sommer 96), videre undersøkelser:

- * Refleksjonsseismikk for utvidelse av dybdekart => detaljinformasjon om svakhetssoners forløp => bedre forståelse for potensielle områder med tensjon
- * Supplerende refraksjonsseismikk => forslag til trasé for alternativ linje
- * Supplerende kjerneboring => detaljplassering av trasé

5. fase (høst 96): Ny kostnadsberegning ut fra ny kunnskap om de geologiske forholdene. Gjennomgang for vurdering av kostnader og risiko/usikkerhet for begge alternativ for beslutning om tunnel skal bygges ut fra kostnader og usikkerhet.

6 fase: Beslutning om bygging i mars 1997. Revisjon av byggeplaner og anbudsdokumenter. Anbudskunngjøring i september 1997.

7. fase, byggefase: Byggestart 5. februar 1998. Gjennomslag 16. september 1999. Trafikkåpning 23. juni år 2000, ett år foran opprinnelig fremdriftsplan.

3.2.2 Feltundersøkelser

Seismikk

Refraksjonsseismikk er utført i 5 omganger med tilsammen 10450 m, hvorav 935 m på land for den endelige tunneltraséen på Frøya. Det er i tillegg utført akustiske målinger (3 omganger) for kartlegging av løsmasse på sjøbunnen

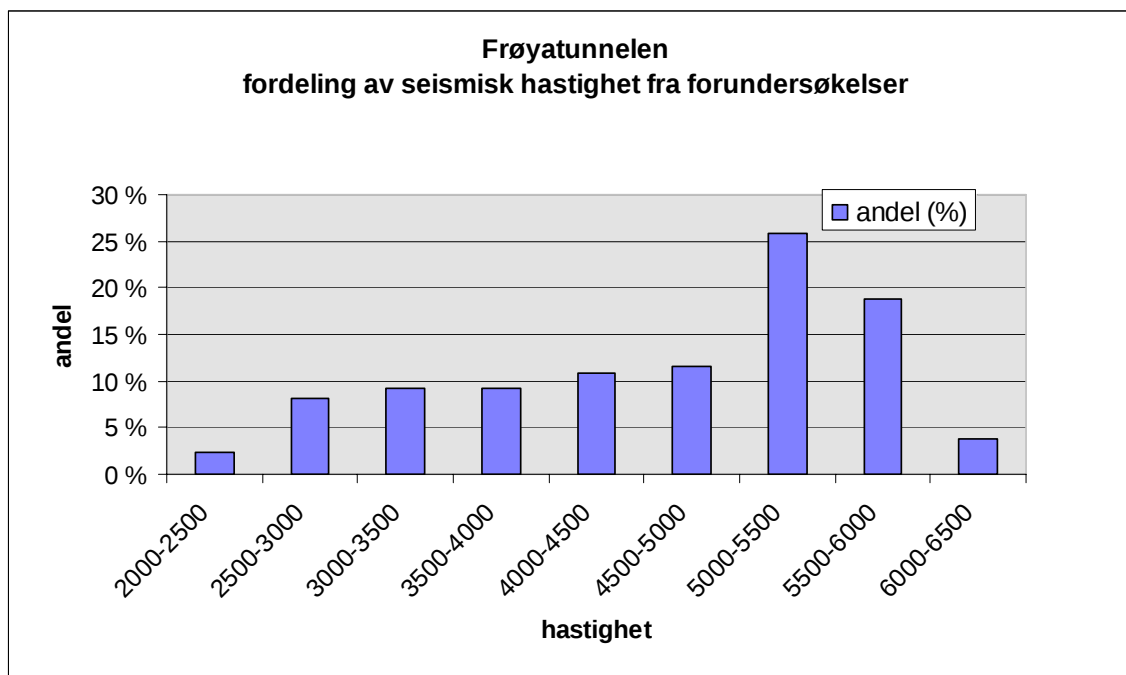
På grunn av de spesielle forholdene utenfor Nabeita ble det våren 1996 bestemt å utrede en alternativ trasé lenger øst. Tunnellengden økt med 500 m, men det medførte kryssing av forkastninger med mindre bredde enn hovedforkastningen sør for Nabeita. Det ble først utført supplerende

refleksjonsseismikk med NGU's "Seisma" som grunnlag for å planlegge nye refraksjonsseismiske profiler. Supplerende refraksjonsseismikk ble utført våren 1996 av Geomap AS som også utvidet området med bunnkotecart. Profilene viste at man også for denne traséen måtte krysse mektige svakhetssoner, noe som gjorde at det ble bestemt ny kjerneboring BH 5-1.

<i>Firma</i>	<i>Rapport nr.</i>	<i>Dato</i>	<i>Tittel</i>
Geoteam		1985.01	akustiske undersøkelser, løsmassekart
NOTEBY	21150.3	1985.06	refraksjonsseismikk
NOTEBY	21150.5	1986.01	supplerende akustiske undersøkelser i Frøyfjorden
Geoteam	30613.02	1987.01	refraksjonsseismikk, supplerende undersøkelser
Geoteam	30926.01	1987.02	sammenstilling av resultatene fra seismikk
Geoteam	31329.0	1986.12	refraksjonsseismiske undersøkelser for tunnel Hitra-Frøya
Geoteam	31782.01	1988.10	refaksjonsseismiske undersøkelser for fastlandsforbindelsen Hitra - Frøya. (med sonar i Frøyfjorden)
Geomap	95729-1	1995.09	refraksjonsseismiske undersøkelser Frøyatunnelen, supplerende målinger august 95
Geomap	95729-2	1996.08	refraksjonsseismiske undersøkelser bunnkartlegging med ekkolodd. Frøyatunnelen. Måling juni 96. Seismikk og ekkolodding for østlig alternativ.

Tabell 1: Oversikt over rapporter fra seismiske undersøkelser

Refraksjonsseismiske data er sammenstilt i figur 1. Ved en sammenligning mellom de alternative traséene (Nålsund, 1996) fremgikk det klart at det vestlige alternativet har en høyere andel på de laveste hastighetene.



Kjerneboringer

Det er boret 13 hull på tilsammen ca 1850 m lengde i berg. Lengste hull i berg er 268 m. To av hullene, tilsammen 103 m i berg, er det boret fra boreskipet MS Bucentaur vertikalt ned i store forkastningssoner. Tabell 2 viser en oversikt over utførte kjerneboringer. Mislykkede boringer fra Nabeita som ble erstattet med nye boringer er ikke tatt med.

Boring nr.	Borested	Dybde	Fall-vinkel	Tidsrom	Anmerkning
2-1	Nabeita	120 m	54°	våren - 95	store problemer med hullstabilitet og kjernetap siste 30 m
1A	Boreskip	63 m (7 m løsmasse)	90°	høsten - 95	boring med tung mud, god hullstabilitet
2	Boreskip	94 m (31 m løsmasse)	90°	høsten - 95	boring med tung mud, god hullstabilitet
2-2	Nabeita	134 m	34°	høsten - 95	forsøk på avviksboring mislyktes
2-3	Nabeita	120 m	54°	høsten - 95	like ved og parallelt BH 2-1
3-1	Loksjøra	268 m	64°	våren - 96	problem med hullstabilitet pga svelleleire og forvitret berg som eroderes til sandkorn.
3-2	Loksjøra	239 m	19°	våren - 96	---- " ----
4-1	Strandsone på Dolmøy	248 m	18°	våren - 96	mindre soner gjennomboret med brukbar stabilitet, sone siste 5 m, boring oppgitt pga dårlig hullstabilitet
5-1	BeWi	222 m	30°	sommer - 96	god hullstabilitet

Tabell 2: Oversikt over kjerneboringer fra overflaten

3.2.3 Vurderinger

Analyser mht geologiske forhold

En lang rekke rapporter omhandler analyser av ingeniørgeologiske og bergtekniske forhold i forbindelse med prosjektering av Frøyatunnelen. Tabell 3 viser en oversikt over slike rapporter:

Firma	Rapport nr.	Dato	Tittel
NOTEBY	21150.4	1985.06	Ingeniørgeologiske undersøkelser og prosjektering
SINTEF		1986.06	Tunnel mellom Hitra og Frøya. Tidsforbruk, kostnad og metode
O.T.Blindheim		1986.11	Hitra/Frøya. Sikringsmengder, kostnader
O.T.Blindheim		1986.12	Hitra/Frøya. Sikringsmengder
SINTEF		1986.12	Vurdering av drive- og sikringskostnader. Forslag til driftsopplegg for redusert byggetid
SINTEF Bergteknikk	STF36 A86101	1986.12	Vurdering av fjelloverdekning for tunneler til Hitra og Frøya
O.T.Blindheim		1987.03	Trasévalg, kostnader
O.T.Blindheim		1988.02	Detaljkartlegging for tunnelpåhugg
O.T.Blindheim		1988.09	Revidert kostnadsoverslag for tunnelene
O.T.Blindheim		1989.08	Fastlandsforbindelsen for Hitra og Frøya. Revidert overslag over anleggskostnadene for tunnelene
O.T.Blindheim		1989.09	Fastlandsforbindelsen for Hitra og Frøya. Trasévurdering Frøyfjorden
Statens Vegvesen Sør Trøndelag	Ud 330 A 1	1994.08	Grunnundersøkelser Rv 714 Tunnelpåhugg, Dolmøy. Datarapport

Statens Vegvesen Sør Trøndelag	Ud 330 A 3	1994.08	Grunnundersøkelser Rv 714 Tunnelpåhugg, Hamarvik. Datarapport
SINTEF Bygg og miljøteknikk, Geoteknikk	STF22 F96659	1996.01	Undersjøisk tunnel mellom Hitra og Frøya. Stabilitetsvurderinger basert på laboratorieundersøkelser på borkjerner fra borehull BH 1-A (MS Bucentaur)
NGU	96.023	1996.01	Bruddsoner på Frøya og Nord-Hitra
IKU Sintef Gruppen	23.2574.00/01/96	1996.06	Frøyatunnelen: Studie basert på vertikalboringer og regional linamentinformasjon
Statens Vegvesen Sør Trøndelag	Ud 330 B 1	1996.08	Sammenstilling av seismiske hastigheter fra Frøyfjorden mellom Norddølm og Nabeita (foreløpig)
SINTEF Bygg og miljøteknikk, Geoteknikk	STF22 F96662	1996.08	Rv 714 - Undersjøisk tunnel mellom Hitra og Frøya. Resultater fra SINTEF's analyser på prøver tatt opp fra svakhetsone under Nabeita
Ekspertgruppen 1)	2343.01	1996.09	Analyse av drivemetoder og sikring. Frøyatunnelen
Evalueringsgruppen 2)		1997.01	Analyse av drive- og sikringsmetoder
Kummeneje AS		1997.01	Frøyatunnelen. Hendelser under kjerneboringerne. Forsøk på tolkning av spesielle fenomen
O.T.Blindheim	2343.02	1997.01	Risikoanalyse
Kummeneje AS		1997.09	Frøyatunnelen. Geologisk rapport (anbudsrapport)
NGI	981040-1	1998.11	Frøyatunnelen. Numerisk modellering av svakhetsone

1) Ekspertgruppen var sammensatt av Statens vegvesen Sør-Trøndelag; Arnstein Mehlum og Roar Nåsund og eksterne konsulenter; Stein Heggstad fra Kummeneje AS og Bent Aagaard fra O. T. Blindheim

2) Evalueringsgr. var sammensatt av B. Nilsen fra NTNU, H. Stille fra KTH i Stockholm og A. Palmstrøm fra Norconsult AS

Tabell 3: Oversikt over rapporter vedrørende ingeniørgeologiske og bergtekniske forhold

Alle undersøkelsene understreket det faktum at prosjektet ville kreve spesiell og strenge rutiner for løpende kontroll, framdrift og sikring. Rapportene fra evalueringsgruppen og ekspertgruppen i 1996 og 1997 gav uavhengige vurderinger av gjennomførbarhet og var således ansett som svært betydningsfulle ved den endelige beslutningen om tunnelen skulle bygges.

Geologisk anbudsrapport

Grunnlaget for geologisk anbudsrapport, som er utarbeidet av Scandiaconsult AS (Kummeneje AS, 1997), er forannevnte undersøkelser og rapporter. Anbudsrapporten beskriver berggrunnsgeologi, forkastninger, svakhetssoner og sprekkesystemer samt resultat av seismiske undersøkelser og kjerneboringer med vanntapsmålinger.

Videre beskrives forholdene ved påhugg hvor det er liten overdekning. Kartlagte forkastninger og svakhetssoner som krysser tunneltraséen er omtalt hver for seg.

Resultatene fra refraksjonsseismiske undersøkelser er presentert på kart med fargesymbol for hastighetsområder og på lengdeprofil der seismiske hastigheter fra seismikkprofilene nærmest tunneltraséen er angitt. Alle kjerneborhull er beskrevet både med tekst og på egne tegninger. Det er også presentert laboratorieanalyser på svelleleire fra kjerneborhull BH1-A utenfor Nabeita (100% smektitt, 800% fri svelling, 1,55 MPa svelletrykk). Kart og lengdesnittet i vedlegg 1 viser en tolkning av grunnforholdene ut fra utførte grunnundersøkelser.

Geologisk anbudsrapport og rapportene fra ekspertgruppen og evalueringsgruppen danner grunnlag for sikringsmengdene i anbudet. Anbudsmengdene er gjengitt sammen med virkelig utførte mengder i tabell 4 nedenfor.

<i>prosess</i>	<i>beskrivelse</i>	<i>anbuds- mengde</i>	<i>Frøya- stuffen</i>	<i>Dolm-øy- stuffen</i>	<i>bak stuff</i>	<i>totalt</i>	<i>andel av anbud,%</i>
31.111	Sonderboring, < 12 m	2000	27	0		27	1
31.112	Sonderboring, < 24 m	10000	1336	1831		3167	32
31.113	Sonderboring, < 36 m	19000	19242	18468		37710	198
31.11	SUM SONDERBORING	31000				40904	132
31.211	Kjerneboring, < 50 m	1500	78	79,8		157,8	11
31.212	Kjerneboring, < 100 m	1000	57,1	140		197,1	20
31.213	Kjerneboring, < 150 m	600	112	110,6		222,6	37
31.21	SUM KJERNEBORING	3100				577,5	19
31.311	Inj. og kontr.hull, 0-16 m	35000	15	1347		1362	4
31.312	Inj. og kontr.hull, 16-30 m	50000	1110	15890		17000	34
31.31	SUM INJ.- OG KONTROLLHULL	85000				18362	22
31.313	Opprømming av injeksjonshull, m	1000	0	176,5		176,5	18
31.314	Rør for gjentatt injeksjon, m	1000	0	203,5		203,5	20
31.315	Opprømming av faststøpte stålrør, m	1000	0	455,5		455,5	46
31.317	Boring av drenasjehull, m	10000	0	66		66	1
31.3311	Sementinjeksjon, 0-1000 kg	50000	4774	8400		13174	26
31.3312	Sementinjeksjon >1000 kg	850000	72200	571514		643714	76
31.331	SUM INJEKSJON m/ industrisement	900000				656888	73
31.3321	Injeksj. med mikrosegment D1, 0-500 kg	50000	0	1735		1735	3
31.3322	Injeksj. med mikrosegment D1, >500 kg	750000	5410	273245		278655	37
31.3323	Injeksj. med mikrosegment D2, 0-500 kg	10000	1125	300		1425	14
31.3324	Injeksjon med mikrosegment D2, >500 kg	60000	0	31600		31600	53
31.332	SUM INJEKSJON m/ microcement (Rheocem 650/900)	870000				313415	36
31.3331	Injeksjon med spesialsegment B, 0-500 kg	20000	3090	28110		31200	156
31.3332	Injeksjon med spesialsegment B, >500 kg	30000	15390	19525		34915	116
31.333	SUM INJEKSJON m/ rheocem 450	50000				66115	132
31.3333	Injeksjon med spesialsegment C, 0-500 kg	5000	0	3825		3825	77
31.3334	Injeksjon med spesialsegment C, >500 kg	15000	0	1950		1950	13
31.333	SUM INJEKSJON m/mauring	20000				5775	29
31.3343	Kjemisk injeksjon type F, 0-100 kg	4000					
31.3344	Kjemisk injeksjon type F, >100 kg	11000					
31.3345	Kjemisk injeksjon type G, 0-100 kg	3000					
31.3346	Kjemisk injeksjon type G, >100 kg	7000					
31.334	INJEKSJON m/ kjemisk middel	25000					
31.392	Rigging for hydrauliske pakkere		0	1		1	
31.395	Hydr. pakkere m 4/meters rør		0	5		5	
31	andel av anbudssum						34
33.12	Sluttrensk, m ²	20000	1500	0		1500	8
33.2115	Forbolter, 6 m	2000	5867	4288		10155	508
33.2116	Forbolter, 8 m	1000	0	284		284	28
33.2123	Injiserbare borankre, 6 m	250	0	0		284	28
33.2124	Injiserbare borankre, 8 m	250	0	0		284	28
33.21	SUM FORBOLTER	3500				11007	314
33.2111	Innstøpte bolter på stuff 2,4-4 m	1000	0	72		72	7
33.2114	Innstøpte bolter på stuff, 6-8 m	500	0	0		0	0
33.2121	CT-bolt, 2,4-4 m	25000	9863	6483		16346	65

33.2122	Polyesterbolter, 2,4-4 m	5000	656	22		678	14
33.2128	Limte bolter (polyester), 1,5 m		434	0		434	
33.2129	Kilbolt		0	52		52	
33.21	SUM BOLTER på stuff	31500				17582	56
33.2211	Innstøpte bolter bak stuff, 2,4 m	1500	0	0	240	240	16
33.2212	Innstøpte bolter bak stuff, 3 m	3000	0	0	8128	8128	271
33.2213	Innstøpte bolter bak stuff, 4 m	500	148	0	432	580	116
33.2214	Innstøpte bolter bak stuff, 5 m	100	0	0		0	0
33.22	SUM BOLTER bak stuff	5100				8948	175
33.312	Fjellbånd på stuff m	5000	5271	2252		7523	150
33.411	Sprøytebetong u/fiber på stuff, m ³	1500	59	106		165	11
33.412	Sprøytebetong m/fiber på stuff, m ³	7000	6531,5	5989		12521	179
33.41	SUM SPRØYTEBETONG på stuff	8500				12686	149
33.414	Sikringsbuer av spr.bet, stk.	200	38	6	71	115	58
33.4143	Lev. og mont av Pantex-buer, 21-50 stk		4	2	11	17	
33.414	SUM ARMERTE SPR.BET.BUER	200				132	66
33.419	Sprøytebetong med alkalifri aks.		1245	783,5	992,8	3021	
33.421	Sprøytebetong u/fiber bak stuff, m ³	1000	0	18	416	434	43
33.422	Sprøytebetong m/fiber bak stuff, m ³	500	6	0	2060,9	2067	413
33.42	SUM SPRØYTEBETONG bak stuff	1500				2501	167
33.511	Utstøping på stuff, m	600	62,2	154,9		217,1	36
33.512	Ekstra betong, m ³	6000	519,8	1045		1565	26
33.521	Utstøping bak stuff, m	100		0	53,1	53,1	53
33.522	Ekstra betong, m ³	800		0	438,1	438	55
33.591	Sålestøp, m ³	2500	851	1261,5	7	2120	85
33	andel av anbudssum						99

Tabell 4: Stabilitetssikring og vannsikring - kontraktsmengder og utførte mengder

Det er tatt med 200 armerte buer og 700 m full utstøping i kontrakten, og således tatt høyde for en relativt stor andel med ekstremt dårlig eller eksepsjonelt fjell ($Q = 0,001-0,1$), kfr sikringsdiagram for Q-metoden (Grimstad og Barton, 1993). Med 3 m senteravstand mellom buene tilsier dette 600 m lengde som sikres med armerte buer, og sammen full utstøping kommer man således opp i ca 1300 m (24,6%) ekstremt dårlig eller eksepsjonelt dårlige fjellforhold. I anbudet er det også tatt med 32.000 m³ sprengning med restriksjoner (reduserte salvelengder og/eller delte salver) for driving i ekstremt dårlig fjell, tilsvarende ca 600 m tunnellengde, samt 9000 m³ driving av tunnel med graving/meisling som tilsvarer 160 m tunnellengde

Forutsettes det at ekstremt dårlig eller verre fjellkvalitet kunne forventes over en samlet strekning på 1300 m i tunnelen, mens fjellkvaliteten i resten av tunnelen fordeler seg mellom *svært dårlig - dårlig* og *middels - god*, ville det vært mulig på forhånd å sette opp følgende fordeling i henhold til sikringsdiagram for Q-metoden:

Fjellkvalitet	Andel av tunnel		Bolter			Sprøytebetong		
	m	%	stk	stk/lm	bolte-avstand heng/vegg	m ³	m ³ /lm	tykkelse

Støpefjell	700	13,3	3.500	5	2,0/2,0	1.700	2,46	8 cm
Estremt - Eksepsjonelt dårlig (Q=0,006-0,1)	600	11,4	8.800	14,7	1,1/1,25	3.400	5,70	20 cm
Svær dårlig - Dårlig (Q=0,1-4)	1.100	20,8	7.700	7,0	1,6/1,8	2.900	2,63	9 cm
Middels - God (Q=4-40)	2.839	54,5	10.550	3,7	2,2/2,5	1.850	0,65	6 cm 70% av heng
Reservekammer, nisjer (dårlig - god)			1050	4,2	2,0/2,4	150	0,65	6 cm 70% av heng
Sum *			31.600			10.000		

*) lik eller tilnærmet lik anbudsmengder

Tabell 5: Mulig fordeling av fjellforhold basert på kontraktens sikringsmengder

3.3 TUNNELEN

Etterhvert som tunneltraseen var endelig avklart ble det utarbeidet anbudstegninger med utgangspunkt i tegningshefte fra Hitratunnelen. Av hensyn til de mange usikkerhetsfaktorer som er forbundet med undersjøiske tunneler ble det lagt opp til omfattende detaljprosjektering underveis.

Prosjektet har hatt stor nytte av de erfaringer som er gjort bl.a. i Hitratunnelen, og har kunnet bygge videre på gode løsninger, og endre på mindre gode løsninger. Dette gjelder bl.a. pumpeumpen hvor det er utformet et mer fleksibelt system mht. vedlikehold.

Omfang og utforming av drens-system og vann-/ frostsikring ble avgjort etterhvert som vannlekkasjene ble kartlagt. Utslippsarrangement for lekkasjevannet er plassert på Lokskjæret, hvor Fylkesmannen har tillatt utslipp i Frøyfjorden.

I prosjekteringsfasen har det vært et omfattende samarbeid med øvrige aktører, bl.a. TrønderEnergi, Telenor og NetCom, som har hatt ønske om installasjoner i tunnelen.

3.4 VEGER I DAGEN

Vegprosjektet utenfor tunnelen omfatter ca. 1160 m ny Rv, forsterkning av ca. 3700 m Fv, ca. 1100 m kommunale veger i Hamarvika, 770 m G/S-veg, Hamarvika næringspark, kulvert Hammeren, Knutshaugbrua, omlegging av kryss på Kjerringvåg, bomstasjon, rundkjøring, busslomme, div. adkomstveger, parkeringsareal m.m.

Arbeidet har omfattet betydelige arbeider med legging av vann-, kloakk- og drensledninger, samt omlegging og utskifting av kabler, rør, vegbelysning m.m. I prosjekteringsfasen har det derfor vært bred kontakt med kommunene, Bravida, Trønderenergi, lokale vannverk, lyslag, grunneiere, velforeninger m.fl. for å få valgt riktige løsninger, og få koordinert arbeidet i byggefasen.

En forsering på tunneldriften med ca. 1 år medførte en svært hektisk prosjekteringsfase på veganlegget i dagen, for å kunne ferdigstille dette tilsvarende tidligere enn planlagt. Det ble derfor behov for å sette bort deler av planarbeidet.

Det er delvis valgt utradisjonelle løsninger i form av Knutshaugbrua som er den eneste trebrua av litt størrelse bygd i Sør-Trøndelag i moderne tid, samt rundkjøringa på Hammeren hvor sentraløya er beplantet med røsslyng.

3.5 FORBEREDELSE

3.5.1 Forundersøkelser

CFD norway as har utført vindanalyse for å kartlegge naturlig trekkretning for Frøyatunnelen.

- Brualternativet
- Forkastet tunneltrase (Jevika)
- Arkeologi

4. GJENNOMFØRING

4.1 FRAMDRIFT

Forberedende arbeider for Hitra-Frøyaforbindelsen startet september 1997 med opprusting av Fv 385 fra Kjerringvåg til tunnelpåhugget i Vågen på Dolmøy. På Frøya startet forberedelsene i slutten av november 1997. Arbeidene ble utført av i egenregi av Produksjonsavdelingen og på begge sider av tunnelen ble det bygget anleggsveger og forskjæringene ble tatt ut. I Vågen ble det i tillegg støpt en terskel for å hindre innlekkasje fra Vågen ved stor flo.

Anbudet på tunnelen ble utsendt 10.09.97 med anbudsfrist 14.11.97. Vi fikk inn tre anbud, hvor Selmer ASA leverte det beste anbudet på ca 306 mill kr. Selmer startet med tilrigging i januar 1998 og 04.02.00 gikk den første salva på tunnelen på Frøya. Driften fra Dolmøy kom i gang ca en måned senere.

Selmer lå noe etter sin egen framdriftsplan i starten på grunn av mere fjellsikring enn forventet, men etter hvert kom de ajour. Etter at mange av de vanskeligste sonene var passert betydelig raskere enn forventet, ble det klart at gjennomslaget ville komme tidligere enn planlagt. Den 16.09.99 var det gjennomslag, nærmere ett år tidligere enn planlagt. Det skyldtes i hovedsak mindre vann og dermed mindre behov for injeksjon og utstøping. I tillegg hadde entreprenøren godt utstyr og dyktige mannskaper slik at produksjonen ble jevnt over meget god.

Sluttfristen for tunnelentrepriser blir regulert etter en sammenligning mellom kontraktens sikringsmengder og de virkelig utførte sikringsmengdene. For denne entreprisen ga det en ferdigstillelsesdato i mars 2001. Årsaken til det sene tidspunktet ligger i at kapasitetene for sikringsarbeider som benyttes i sammenligningen er alt for lave. De dyktige entreprenørene har en betydelig høyere kapasitet i dag pga utvikling av utstyr og arbeidsmetoder. Dette resulterer ofte i at entreprenøren skaffer seg "plusstid" som de ønsker å "selge" til byggherren i slutfasen.

Også for Frøyatunnelen ble det forhandlinger om et forseringstillegg og det ble etter hvert enighet om RS kr 900.000,- i kompensasjon for å ferdigstille tunnelen til 23.06.00. Avtalen var lønnsom for alle parter, ikke minst for bomselskapet. Når ferdigstillingen av tunnelen var

bestemt, så var også løpet lagt for vegarbeidene i dagen. Det ble en travel planprosess og byggeperiode for egenregidrifta i dagen, men de kom greitt i mål til trafikkåpningen den 23.06.00.

Ukeinndrifter og driftssyklus for tunnelen er nærmere omtalt i punkt 3.3.3 og 3.3.4.

4.2 ENTREPRENØRER/EGEN REGI

Det har hele tiden vært forutsetningen at tunnelen skulle settes bort i entreprise. SVV egen tunneldrift hadde i 1997 ingen erfaring med undersjøiske tunneler og Frøyatunnelen med vanskelige fjellforhold var definitivt ikke egnet som "prøveprosjekt". Legging av bærelag og dekke, elektro, skilting og merking var ikke med i kontrakten med Selmer. Asfaltarbeidene og skilting og merking ble utført av SVV sin produksjonsavdeling i ST. Elektroentreprisen inkl styre- og overvåkingsanlegget ble levert av Sønnico Installasjon AS.

Følgende arbeider er gjennomført i egenregi:

- utbedring og forsterkning til 10 t aksellast av Fv 385.
- sprengning, grovplanering og rensk av forskjæring på Hitra og Frøya
- bygging av bru over Fv 385, Knutshaug bru, slik at uttransport av masser fra tunnelen til deponiområdet skal kunne foregå uavhengig av øvrig trafikk. Overbygningen på brua ble levert av Moelven.
- planering av veg i dagen på Dolmøya og fram mot påhogget på Frøya
- all dekkelegging både i og utenfor tunnelen

Ny Dolmsundet bru skal lyses ut som entreprise.

4.3 BYGGEMETODER TUNNEL

4.3.1 Rigg

Vegvesenet hadde på forhånd tatt ut forskjæringer og etablert adkomst ned til anleggsområdet på begge sider. Det ble i løpet av januar 1998 rigget anleggskontor, brakkerigg for funksjonærer og verksted i Hamarvik på Frøya. Tunneldriften startet her 5/2-98. Rigging av betongblandeverk og lagertelt for tilslag fortsatte en stund etter at tunneldriften kom i gang, slik at de første betongleveransene frem til 5/5-98 kom fra Hitra Bygg & Betong AS på Hestvika.

På Dolmøy pågikk rigging av anleggskontor brakkerigger og verksted stort sett i løpet av februar 1998, og tunneldriften startet her 9/3-98. All betong til Dolmøystuffen ble levert av Hitra Bygg & Betong AS på Hestvika.

4.3.2 Driftsutstyr

Dolmøy

Tunnelboring:	Atlas Copco RB 353 S
Lasting tunnel:	Brøyt forgraver ED 600T
Tunnelrensk:	Brøyt forgraver ED 600T, renskeplattform
Uttransport:	3 og 4-akslet tippbiler
Bakstufutstyr:	Scania 82 M m/AMV arbeidsplattform
Stuffbiler:	Mercedes 1217
Servicemaskiner, rigg/tipp:	Volvo L-90 m/pallegafler og skuffe, CAT 966
Betong:	Levert av Hitra Bygg & Betong m/trommelbiler

Injeksjon:	Iveco Injeksjonsbil m/Unigrout 400-100-8W, Putzmeister P11 til boltemørtel
Sprøytebetong:	Entreprenørservice, AMV Sprøyterobot
Vegbygging:	Veihøvel Aveling Barford ASG 113 benyttet på begge stuffene

Frøya

Tunnelboring:	Atlas Copco RB 353 WS
Lasting tunnel:	Brøyt forgraver X52
Tunnelrensk:	Brøyt forgraver X52, renskeplattform
Uttransport:	3 og 4-akslet tippbiler
Bakstuffutstyr:	Scania 82 M m/AMV arbeidsplattform
Stuffbiler:	Mercedes 917
Servicemaskiner, rigg/tipp:	CAT IT 38 m/pallegafler og skuffe, Komatsu WA 470
Betong:	Uthaug Sementstøperi; Rigget blandeverk på anlegget, levert betong på 2 stk 7 m ³ trommelbiler
Injeksjon:	Bulkmater og Putzmeister EH 300
Sprøytebetong:	Entreprenørservice, AMV Sprøyterobot

4.3.3 Drift

Tunnelen ble i hovedsak drevet på konvensjonell måte med boring og sprengning. I partier med de mest ekstreme fjellforhold ble tunnelen delvis gravd ut med lastemaskin (Brøyt). En strekning fra påhuggene ble det drevet med oppdelt salve i pilot og stross. På Frøyasiden pågikk dette de første 25-30 m med 3 m salvelengder. På Dolmøysiden ble det drevet med pilot og stross 65-70 m inn fra påhugg, hvor salvelengden var 3 m de første 10-15 m, deretter 5 m.

I stabilt fjell mellom svakhetssoner ble det boret med 18" stenger hvor salvelengden stort sett ble omkring 5 m. I svakhetssoner ble tunnelen drevet med redusert salvelengde uten videre oppdeling av salven, bortsett fra i de tilfeller deler av salven ble gravd ut. Ved redusert salvelengde ble det som regel benyttet 3 m salvelengde, unntaksvis kortere for oppretting av stuffen. Etterhvert ble 4 m salvelengde benyttet i stor utstrekning i svakhetssonene.

I forbindelse med reduserte salver ble det konsekvent benyttet forbolting, cc 0,25-0,5 m, hovedsakelig med 6 m lange bolter. Hensikten var å unngå utfall som ville medføre et stabilitetsmessig ugunstig tunnelprofil, samt å være en sikring mot ukontrollert rasutvikling fra selve stuffen. I forbindelse med forbolting er innfesting i bakkant svært viktig. Den enkleste form for innfesting var ved hjelp av fjellbånd mellom radielle bolter som ble montert med 1-1,5 m senteravstand. For å hindre at bolteendene fikk bevege seg og dermed løsne, ble det ved en del tilfeller sprøytet betong over fjellbåndene og bolteendene. Dessuten ble det ved noen tilfeller benyttet armert sprøytebetongbuer i bakkant av forboltene som innfesting og fjellsikring.

4.3.4 Driftssyklus

På Dolmøysiden varierte ukeinndriften mellom 3 m og 110 m. Gjennomsnittlig salveinndrift var her 4,69 m hele strekningen sett under ett. I bergmasser mellom svakhetssoner var gjennomsnittlig salvinndrift 4,92 m (98,4% brytning). På Frøyasiden varierte ukeinndriften mellom 7 m og 65 m. Gjennomsnittlig salveinndrift var her 4,44 m hele strekningen sett under ett, mens gjennomsnittlig salvinndrift var 4,82 m (96,4% bryting) i bergmasser mellom svakhetssoner. I svakhetssoner ble salvelengden redusert til 3-4m på begge sider. Salveinndriften var her som regel 0,1-0,5 m mer en boret lengde. Den gode brytingen i svakhetssoner skyldes graving/rensk av løst materiale i stuffen. De laveste ukeinndrifter var naturlig nok i forbindelse med svakhetssoner, men pga. injeksjonsarbeide var det også en del uker med liten inndrift i godt fjell. Spesielt gjaldt dette Dolmøystuffen.

Nedenfor er angitt typiske tider for driftssykluser slik de var ved Frøyatunnelen ved driving i "bra fjell" og i svakhetssoner både ved sprøytebetongsikring og ved støp på stuff.

Driving i "bra fjell":

• Salveboring:	2-3 timer
• Lading:	0,75-1 timer
• Utlasting inkl. rensk:	2-3,5 timer
• Sprøyting av betong:	0-2 timer
• Bolting inkl. gysing:	<u>0-2 timer</u>
Sum:	5-11,5 timer

Driving i svakhetssoner, tykk sprøytebetongsikring

• Forbolter; boring og innsetting inkl. gysing:	3-6 timer
• Bolter (CT-bolt) til innfesting av forbolter og fjellsikring; boring innsetting og gysing av bolter samt montering av fjellbånd:	2-4 timer
• (Sprøyting av betong over bolterast og fjellbånd som ble benyttet til innfesting av forboltene	0,75-1 timer)
• Salveboring:	2-3 timer
• Lading:	0,75-1 timer
• Utlasting inkl. rensk:	2,5-4 timer
• Sprøyting av betong: :	<u>2-3 timer</u>
Sum:	13-22 timer

Driving i svakhetssoner, full utstøping på stuff:

• Forbolter; boring og innsetting inkl. gysing:	3-6 timer
• Bolter (CT-bolt) for innfesting av forbolter; boring innsetting og gysing av bolter samt montering av fjellbånd (denne operasjonen ble sløffet ved en del tilfeller hvor endene på forboltene ble støpt inn eller ved at forboltene ble satt gjennom støpen):	0-4 timer
• Salveboring:	2-3 timer
• Lading:	0,75-1 timer
• Utlasting inkl. rensk:	2,5-4 timer
• Sprøyting av betong:	1-2 timer
• Opprigging av støpeskjold:	1-2 timer
• Forskaling av endesteng:	3-4 timer
• Støpetid inkl. opprigging og nedrigging av pumpebil:	6-9 timer
• Herding:	8-9 timer
• Riving av endesteng og nedrigging av støpeskjold:	<u>2-3 timer</u>
Sum:	29-47 timer

Ved enkelte tilfeller ble det benyttet armerte buer av sprøytebetong eller innsprutet pantexbue til innfesting av forbolter. Tidsforbruket ved denne operasjonen kunne være 3-4 timer. Sondérboring av 4-6 sondérhull som vanligvis ble utført hver 20 m tok 2-3 timer

4.3.5 Sondérboring og kjerneboring

Sondérboringer ble utført for hver ca 20 m. I starten ble det boret 4 hull (såle, vegger og senter av heng), etterhvert som man kom under sjøen ble det økt til 6 hull (såle, nedre del av vegger, vederlagene og senter av heng). I tillegg ble det boret et varierende antall kontrollhull i forbindelse med injeksjon. Som regel ble det boret 30 m lange hull, men i en del tilfeller ble lengden tilpasset spesielle formål.

Ved passering av de første store svakhetssonene ble det benyttet kjerneboring i tillegg til sonderboring for å undersøke forholdene i sonen best mulig, da man anså dette som særdeles viktig mht planlegging og beredskap. Etterhvert som tunnelen var drevet gjennom de første sonene og man fikk erfaringer fra sonderboring og driving i disse massene var det mer begrenset verdi av den informasjon som en kjerneboring gav og bruken av kjerneboring avtok således.

Erfaringer fra Frøyatunnelen viste at resultat fra kjerneboringen kan tolkes mer ugunstig for tunneldrift enn det som oppleves når tunnelen drives gjennom, f. eks ved at borehullet følger horisontale eller langsgående vertikale strukturer eller "linser" av forvitret materiale som ikke har særlig stor utbredelse. Også det motsatte har vært tilfelle. Nedenfor er vist en oversikt over kjerneboringer som er gjennomført fra tunnelen.

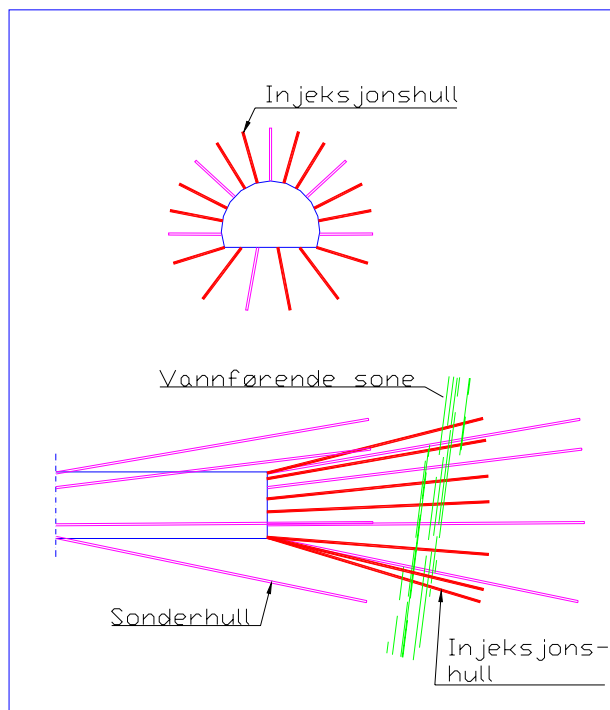
<i>fra pel</i>	<i>bore- sted</i>	<i>lengde</i>	<i>tidsrom</i>	<i>anmerkning</i>
<i>Hitra-stuffen</i>				
3970	stuff	17 m	8-9.aug. 98	avsluttet uten å komme langt nok
3946	nisje	80 m	11-15.aug. 98	kom igjennom sonen i god tid før tunnelen var drevet gjennom
4088	nisje	80 m	23/9-1/10 98	kom igjennom sonen i god tid, 4 dagers opphold etter at det var boret 60 m
4407	nisje	112 m	13.-23.nov 98	kom igjennom sonen i god tid, opprømning m/ 76 mm og 66 mm casing
5379	nisje	43 m	26-28.juni 99	kom bare såvidt forbi tunnelstuffen, måtte avsluttes p.g.a for sen inndrift i forhold til tunneldrivingen
<i>Frøya-stuffen</i>				
7539	stuff	112 m	11-15.juli 98	stopp pga. at borestrengen klemmes fast i leirsone
7418	stuff	45 m	15-16.aug 98	kom gjennom ca tredjedel av sone, 25 m for kort
6967	nisje	57 m	31/10-10/11 98	kom bare såvidt forbi tunnelstuffen, opprømning og casing, måtte avsluttes pga. for sen inndrift i forhold til tunneldrivingen

Tabell 6: Mulig fordeling av fjellforhold basert på kontraktens sikringsmengder

I en del svakhetssoner var det for dårlig inndrift i kjerneborhullet, sammenlignet med inndriften i tunnelen som ble drevet parallelt, slik at boringen ikke hadde noen verdi. Boring fra stuff i helger gav som regel for liten tid til å nå til ønsket dybde i store svakhetssoner.

4.3.6 Injeksjon

Det er utarbeidet prosedyrer for injeksjonsarbeider som angir lekkasjekriterier og retningslinjer for injeksjon. Kriteriet er satt til lekkasjer større enn 5 l/min i enkelthull eller 3-5 l/min i flere hull. Ved spesielt vanskelige svakhetssoner har det vært aktuelt å injisere ved mindre lekkasjer. Figur 2 viser standard injeksjonsskjerm som ble benyttet i tunnelen. Tilpasninger ble gjort avhengig av fjellkvalitet og hvordan lekkasjen fordelte seg. Type injeksjonsmiddel bestemmes ut i fra fjellforhold og lekkasjens størrelse. I forbindelse med injeksjon i de enkelte svakhetssoner er gitt en mer detaljert beskrivelse i kapittel 4.2. Diagrammet i vedlegg 3 viser hvordan injiserte masser fordeler seg pr. løpemeter i tunnelen. Totale mengder er angitt i tabell 4.



Figur 2: Standard injeksjonsskjerm

4.3.7 Innlekkasje, Vann-/frostsikring

Total innlekkasje i tunnelen er 600-650 l/min som varierer med årstid og nedbør. En stor del av variasjonen skyldes at innlekkasjen i landdelen av tunnelen, ca 750 m fra påhuggene, påvirkes av nedbør og tele i bakken; spesielt gjelder dette nærmest påhugg. Som vann og frostsikring er benyttet heldekkende WG-duk i hele tunnelens lengde.

Kapasiteten til fordrøyningsbasseng er stor nok til at man ved driftsstopp av pumper ved normalvannstand har ca 4 dager uten at vegbane oversvømmes. Lagringskapasiteten i bassenget er stor i forhold til innlekkasje. Grunnen til at bassenget ikke ble redusert er at man på det tidspunkt bassenget ble drevet ut ikke visste hva det endelige lekkasjeomfanget ville bli, da det gjenstod å drive nesten ca 0,5 km tunnel. For å redusere omfanget av overflatevann som renner inn i tunnelen, og som må pumpes ut, er det støpt og injisert terskel like utenfor påhugg på Dolmøy.

4.3.8 Komplettering

Rett etter gjennomslag startet Selmer med vask, rensk og permanentsikring fra Frøya og mot Hitra. Permanentsikringen er nærmere omtalt i punkt 4.6.2. Alle kompletteringsarbeidene var lagt opp på samme måte med start i Frøyaenden. Vegbygging og arbeidet med drenssystemet kom i gang i slutten av oktober 1999 og 1400 m med bærelag ble lagt før jul. Resten av tunnelen fikk bærelag i slutten av januar 2000.

Montering av WG-duk var den største elementet i kompletteringsarbeidene. Disse arbeidene kom igang i januar og etter en innkjøringsperiode gikk disse arbeidene med god kapasitet og kvalitetsmessig godt resultat. Sønnico Installasjon utførte installasjonsarbeidene i perioden fra februar og fram til åpningen av tunnelen. Støping av kantstein/bankett ble utført etter påske og avsluttet i mai med bra resultat. Til slutt kom legging av slitelag i egenregi først på juni.

Kompletteringsarbeidene gikk greitt uten problemer med luftkvaliteten. Koordineringen av alle aktivitetene fungerte også godt.

4.3.9 Overvåking / drift av tunnelen

Belysning

Tunnelen er belyst i henhold til vegnormalene.

Innkjøringssoner (200 m): 35 W lavtrykk natriumslamper med avstand 18 m, supplert med 4 stk. 400 W og 8 stk. 250 W høytrykk natriumslamper med avstand 15 m som tennes automatisk med fotoceller på dagtid. Indre sone: 35 W lavtrykk natriumslamper med avstand 18 m. Havarilommene og snunisjene er belyst med lysrørarmaturer med antall armaturer varierende etter lommenes/nisjenes størrelse.

- Høytrykk natriumslamper i innkjøringszone blir styrt automatisk av fotocelle. 35 W lavtrykk natriumslamper lyser konstant, men med mulighet til annenhver armatur avslått om natten.
- Lys i havarilommer samt SOS-skap lyser konstant. SOS-skap lyser 30 min. etter strømbryt.
- Det er mulig å styre lyset manuelt fra VTS samt styreskap i F1 og F5. Trafokioskene (F1, F2, F3, F4 og F5) er vist på vedlagte oversiktstegning for tunnelen.
-

Ventilasjon

Tunnelen har langsgående ventilasjon med luftinntak og utlufting gjennom portalene. Dimensjonerende lufthastighet er 7 m/s. De 44 ventilatorene er dimensjonert for å kunne tvangsstyre luftstrømmen i ønsket retning.

- Tunnelen ventileres ved at viftene startes automatisk i tre trinn avhengig av gasskonsentrasjon. Dette gjøres ved hjelp av 5 stk. CO-måler og 5 stk. NO₂-målere.
- Ventilasjonen vil automatisk starte i samme retning som den naturlige trekkretningen i tunnelen. Hvis ingen naturlig trekk i tunnelen vil viftene starte mot den enden som har høyest CO/NO₂-konsentrasjon.
- I tillegg kan viftene kjøres manuelt fra VTS. Manuell brannventilasjon kan kjøres fra F1 og F5, (0 - 50 - 100 %) i begge retninger.

Stengning av tunnel

For alle målepunkter gjelder:

- Hvis CO-konsentrasjonen i ett av målepunktene overstiger 200 ppm eller NO₂-konsentrasjonen overstiger 1,5 ppm skal tunnelen stenges ved hjelp av skilt, bommer og vekselblink ved tunnelåpningene samt skilt snuplass m/blink tennes.

For måleverdier fra midt i tunnelen gjelder:

- Hvis CO-konsentrasjonen overstiger 100 ppm i en periode lengre enn 15 minutter eller NO₂-konsentrasjonen overstiger 0,75 ppm i mer enn 15 minutter skal tunnelen stenges ved hjelp av skilt, bom og vekselblink ved tunnelåpningene samt skilt snuplass m/blink tennes.

Dersom det ikke er mulig å stenge tunnelen automatisk kan man bruke en sveiv for manuell stenging av bommene. Sveiven for stenging av tunnelen finnes i tekniske rom ved begge tunnelmunningene (1F og 5F).

Brann

- Ved brann bør ventilasjonen (røykproppen) styres i naturlig trekkretning på laveste hastighet inntil man har fått oversikt over situasjonen. Ventilasjonen styres manuelt av skadestedsledelsen / fagleder brann.

Det kan ta inntil 30 minutter å snu luftstrømmen i tunnelen.

Temperaturfølere

Det er montert 11 stk. temperaturmålere som skal indikere evt. brann i trafokiosk, inne i tunnelen. (2 stk. i hver transformatorstasjon samt 1 stk. utvendig på trafo nr F3.) Disse vil varsle brann ved rask temperaturøkning og varsle VTS.

Denne situasjon vil ikke starte vifter automatisk hvis ikke CO eller NO₂-konsentrasjonen øker til innstilte verdier.

Pumper

Det er montert 2 pumper à 75 kW i et magasin som rommer ca. 2300 m³ i lavbrekket midt i tunnelen. Magasinet dekker en normal innlekkasje i fire døgn uten pumping.

- Pumpene styres av nivåfølere. Programmet er i tillegg slik at pumpene kjøres når det ellers er lite strømforbruk i tunnelen.

Nødstrøm

Tunnelen forsynes med strøm fra TrønderEnergi med to forsyningssenheter, en på hver side. Om strømtilførselen i et tilfelle skulle utebli fra begge enhetene samtidig er tunnelen forberedt for tilkobling av mobilt nødstrømsaggregat. Et slikt aggregat vil være stasjonert på Hitra og vil kunne være operativt i tunnelen i løpet av 3-4 timer. Aggregatet vil da gi strøm til pumper, lys, nødlys, nødtelefoner, radiosamband/redningssamband og to vifter i lavbrekket.

Ved kortvarig nettutfall er tunnelen utstyrt med 5 enheter for avbruddsfri kraftforsyning (UPS). Disse enhetene skal levere strøm til styringsautomatikk, nødlys, nødtelefon, radiosamband/redningssamband i 30 minutter, for deretter å levere strøm til det samme utstyret unntatt nødlys i ytterligere 60 minutter.

Styreskap

Styreskap for styring av ventilasjon og belysning er plassert i trafokiosker utenfor tunnelåpningene (F1 og F5). Plassering av kioskene er vist på beredskapskort (vedlegg 6.1).

Håndbrannslukkere

Det er montert 6 kg håndbrannslukkere i merkede skap med ca. 125 meters avstand gjennom hele tunnelen.

Hvis brannslukkeren fjernes fra sin plass vil det automatisk gis beskjed til Vegtrafikksentralen (VTS) i Trondheim. Vegvesenet vil erstatte brannslukningsapparater.

Vannforsyning

Det er brannkum ved begge tunnelportaler (ferskvann). Merkes etter gjeldende forskrifter. I tillegg er det montert egen pumpe i pumpebasseng som brukes til fylling av brannbiler og slokking av brann i nærheten (12 l/s ved 78 m vannsøyle). Nøkler er utlevert lokale brannvesen.

Nødtelefon

Tunnelen har nødtelefoner med ca. 250 m avstand gjennom hele tunnelen. Når telefonrøret løftes av oppnås direkte kontakt med Vegtrafikksentralen (VTS) i Trondheim. Telefonene er koplet slik at VTS ser hvilken telefon det ringes fra.

VTS har instruks for aksjonering/videre varslings avhengig av hvilke henvendelser som blir meldt over nødtelefon.

Når en telefonsamtale mottas er det viktig at det samles så mange opplysninger som mulig om hva som er skjedd. Dette er viktig for å kunne planlegge de tiltak som må settes inn.

Snunisjer - Havarilommer

Det er anlagt tre snunisjer for tunge kjøretøy, en ved pumpestasjonen i lavbrekket, mens de to andre ligger ca. midt mellom lavbrekket og tunnelåpningene. I tillegg er det mulig for mindre kjøretøy å snu ved alle havarilommer (avstand ca. 500 m).

Nødutgang

På alle SOS-skap (avstand 125 m) er det satt opp skilt som angir retningen og avstand til nærmeste tunnelåpning.

Variable skilt med vekselblink

Ved tunnelåpningene er det satt opp variable skilt og vekselblink. Røde vekselblink og skilt med tekst varslers at tunnelen er stengt. Gule vekselblink og skilt med tekst varslers om arbeid i tunnelen.

Det er i tillegg montert automatiske bommer på begge sider som vil lukkes automatisk ved stengt tunnel. Disse styres fra VTS eller F 1 + F5. Alternativt kan bommene senkes manuelt ved hjelp av sveiv plassert i F1 og F5.

Radiosamband

Det er montert antennekabel for redningskanaler, NRK P1 og mobiltelefon gjennom tunnelen.

VHF redningskanal:	mottaker: 160.300 MHz,	sender: 168.300 MHz
VHF politi:	mottaker: 162.600 MHz,	sender: 170.600 MHz
VHF brann og helsevesen:	mottaker: 160.050 MHz,	sender: 168.050 MHz
FM-anlegg, NRK P1:	mottaker: 88.3 MHz,	sender: 88.3 MHz
Mobiltelefon:	GSM (Telenor og NetCom)	

Fra VTS, F1, F5 og via telefon kan det brytes inn på NRK P1 for å gi beskjeder til trafikantene i tunnelen. Slike beskjeder skal være enkle og presise. Det er viktig å fortelle trafikantene hvordan de skal forholde seg og hva som blir gjort.

Innsnakk på radio kan gjøres direkte via mikrofoner i tekniske rom F1 og F5. Oversikt over standard meldinger henges opp ved mikrofonene. VTS og nødetatene er også i stand til å gi slike beskjeder. Telefonnummer og kode for innsnakk er oppgitt på egne skjema.

Skilt

Det er satt opp opplysningsskilt på hver side av tunnelen som viser frekvens for NRK P1. Nødtelefoner, håndslukkere og førstehjelpsskrin er skiltet. Skiltene er integrert i SOS-skap og har batteribackup for ca. 30 minutters drift.

Varsling ved vedlikehold

Skilt ved tunnelportal med gule blink fjernstyres fra VTS og styreskap i trafokioskene. Det er utarbeidet egen instruks for varsling av vedlikeholdsarbeider iht. håndbok - 051. Nødvendig varslings- og sperreutstyr er lagret på Hitra vegstasjon og F1.

Farlig gods

Transporter med farlig gods som følger reglene i ADR-regelverket, kan passere gjennom Frøyatunnelen uten spesiell restriksjon. Vegdirektoratet og Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern (DBE) kan fastsette nærmere regler og restriksjoner i forbindelse med spesielle transporter av farlig gods.

4.4 BYGGEMETODE DAGANLEGGET

Fv 385

I utgangspunktet skulle vegen bygges med 4 m bredde og fungere som adkomst til tunnelåpningen ved Vågen. Etter påtrykk fra Hitra kommune og fordi vegen skulle holdes åpen for almen ferdsel under anleggsarbeidene ble dette endret til 6 m bredde før byggingen startet.

P.g.a. av at byggingen av Dolmsundet bru ikke kom i gang før tunnelen åpnet må fv 385 fungere som riksveg og adkomst til tunnelen inntil bru og det permanente riksvegssystem blir åpnet. Før asfalteringen i juni 1999 tok man derfor konsekvensen av dette og foretok ytterligere kurveutvidelser pluss rekkverksrom.

Strekningen fra Morvika til Knutshaug bru ble likevel bygd med 4 m bredde uten kurveutvidelser. Til slutt ble vegen (aksellast 10 tonn) bygd med følgende bredde:

Profil 200-2670 (bredde 6,0 m + kurveutvidelser)
Profil 2395-2800 (bredde 4,0 m+ møteplasser)

Informasjonsmøte på Dolmøya ble avholdt 3. september 1997.

Tilsammen ca 1000 m ble masseutskiftet samt lagt nytt dekke og bærelag.

Som bærelag/anleggsdekke ble benyttet Eg 2,8 % som utlagt ut med høvel i tykkelse 7 cm. Dette laget var ment å skulle fungere som midlertidige dekket inntil asfaltering av hele anlegget skulle skje.

Gjentatte problemer bl.a. med slagghull både i 1998 og i 1999 medførte at det permanente dekket måtte legges tidligere enn tidligere antatt. Som endelig slitelag ble valgt et dekke av Agb (125 kg/m²). Dette ble lagt i juni 1999.

Mengdespesifikasjon

Totalt fyllingsbehov	12500 pfm ³
Masseutskifting	7645 pfm ³
Skjæring i jord:	118 pfm ³
Skjæring i fjell:	2184 pfm ³

Fjellmasser fra sidetak:	8890 pfm ³
Dekkeareal fylkesveg 385	13649 m ²
Omlegging av vannledninger:	400 m
Stikkrenner:	76 m
Gjerder:	m

Anleggsarbeidene startet i midten av september 1997 mens finpuss /tilståing av vegskråningene ble utført våren 1998. Kurveutvidelser og asfaltering ble utført i juni 1999.

Rv 714 Hammervågen-Hammeren m/tilstøtende vegnett.

Anlegget ble igangsatt høsten 1997 ved at forskjæringen til tunnelpåhogget og skjæringen ved profil 8390-8475 ble sprengt ferdig. Sprengsteinen ble lagt ut i riksveglinja fram mot tunnelpåhogget, profil 8302 -8390. Under den siste anleggsperioden ble følgende utført:

- Bygging av rundkjøring i kryssningspunktet mellom ny og gammel rv 714.
- Fra profil 8450-8570 ble det bygd en støyvoll.
- Omlegging av eksisterende rv 714 med tilhørende g/s-veg fra Flatval profil 3200-3408 og mot Sistranda profil 3445-3550.
- Ei busslomme og et leskur ble bygd på høyre side av vegen ved profil 3250.
- Fjerning av diverse avkjørsler.
- Opparbeidelse av ny adkomst til Hammeren boligområde.
- Bygging av 250 m adkomstveg til Hammervågen.
- Legging av lukket drenering på to jordbrukseiendommer.

Arbeidene ble utført av Produksjonsavdelingen PO3 i perioden fra september 1999 til juli 2000.

Kommunal veg med tilhørende adkomstveger fra eksisterende rv 714 til fiskerihavn/indusriområde i Hammervikbukta.

- Adkomstveg til Hamarvik Næringspark ble opparbeid på strekningen profil fra 180 til 900, dvs. fra avkjørsel ved BeWi til kryss med eks rv 714.
- Adkomst til gammel rv ved pr 860 ble opparbeidet i sin helhet inkludert fortau og asfalt. Tidligere kryss med eksisterende riksveg fjernes bortsett fra at det fortsatt skal stå igjen en gangadkomst. Arbeidet inkluderte skjæring av asfalt.
- Adkomst ved pr 300 opparbeidet i sin helhet inkludert asfalt. Eksisterende avkjørsler til boligeiendommer opprettholdes. Eksisterende adkomstveg ned til eiendomsgrense mot BeWi ble fjernet/tilfylt. Heving av 3 eksisterende kummer og utskifting til kjørbare kumløkk.
- Felles adkomst til naustområdet profil 0-235 ble opparbeidet.
- Adkomstveg ved profil 740 ble opparbeidet i sin helhet inkludert grusdekke.
- Adkomst til BeWi ble opparbeidet ca ved profil 200.
- Eksisterende adkomstveg fra møbelbutikken til Hammervik samvirkelag (285 m) ble oppgruset og asfaltert (3,5 m asfaltbredde) Grøfterensk både i løsmasser og fjell ble utført.
- Legging av 180m kloakkledning (110 mm PVC kl 3) fra "Rabbenhuset" gnr., 9, bnr.45 fra eksisterende septikkum gjennom den utsprengte skjæringa og fram til slamavskiller på jordet til Arne Hammervik. Selve påkoblingen i den felles slamavskiller gjøres av Frøya kommune. Eksisterende septikkum ble opp og fjernet.

- Tidligere sprengt skjæring for ny rv 714 mot Jevika ble igjenfylt på østsiden av eksisterende adkomstveg med mineralske masser (f.eks. med mudringsmasser eller mineralske raskmasser) samt et topplag av 5 cm jord.

Arbeidene ble utført av Produksjonsavdelingen PO3 i perioden fra februar til juli 2000.

Ny gang- og sykkelveg på strekningen Nabeita -Hammervikbakken.

- Utvidelse av eksisterende rv. 714 og bygging av ny gang- og sykkelveg på strekningen Nabeita - Hammervikbakken.
- Etablering av belysning langs ny rv. 714 fra tunnelpåhogget via rundkjøringen og langs eksisterende rv. 714 til Nabeita skole. Trønderenergi leverer og legger både 22 kV kabel samt kabel med tilhørende dekkplater til belysningen for egen kostnad. Produksjonsavdelingen graver/sprenger grøft og leverer/legger nødvendig grus. 22 kV kabelen ble lagt fra transformatoren ved Hammervikbakken.

Arbeidene ble utført av Produksjonsavdelingen PO3 i perioden fra februar til juli 2000.

Kulvert Hammervågen

Oppdraget omfattet bygging av en kulvert i Hammervågen. Kulverten ligger under ny rv 714 mellom Frøyatunnelen og tilknytningen med eksisterende rv 714. I ettertid vil den fungere som den permanente adkomstvegen til et par hytter noen naust og jordbruksområde i Hammervågen. Lysåpningen (BxH) 4 m x 3,5 m. Kulverten ble bygd i plaststøpt betong.

Arbeidene ble utført av Betongseksjonen på Produksjonsavdelingen i perioden fra begynnelsen av november 1999 til juni 2000.

Rv 714 Melkvika-Vågen med tilstøtende vegnett.

Riksvegtraseen ble bygd fra tunnelportalen, ca profil 2980, til ca profil 2100. Som en midlertidig vegløsning til den framtidige vegforbindelsen over Dolmsundet står ferdig sommeren 2002 ble den kommunale veg fra Dolmøy ungdomshus forsterket til Morvikkrysset og skal benyttes som adkomst til det eksisterende vegnettet inntil videre. Denne vegen inngår i framtidig fv 385. Hele strekningen fram til eks. rv 714 ved Kjerringvåg blir midlertidig klassifisert som riksveg. Planen omfatter også tilhørende bakkeplanering samt legging av diverse kabler og stikkrenner både langs riks- og fylkesveg.

- Det ble bygd nytt kryss på riksvegen samt ca 180 m omlegging av kommunal veg til Heggåsen.
- Eksisterende veg til hyttefeltet sørvest for riksvegtraseen ble lagt om.
- For profil 2780-2100 ble det foretatt oppgraving , preparering, avretting av eventuelle ujevnheter, ifylling av masse rundt kablene og gjenfylling av grøft. Dette må samordnes med TrønderEnergi som skal legge 22 kV- og 66 kV-kablene i grøfta samt trekkør og lavspentkabler. Trekkør og lavspentkabler er inkludert i produksjonsavtalen
- På strekningen fra profil 2780 til 2980 utførte SELMER de samme grøftearbeidene.
- Bomstasjonen skulle forberedes både for manuell og automatisk innkreving slik at det ble bygd fire kjørefelt.

Arbeidene ble utført av Produksjonsavdelingen PO3 i perioden fra slutten av februar til juli 2000.

Omlegging av kryss Rv 714/Fv 385, Kjerringvåg.

Den framtidige vegforbindelsen over Dolmsundet vil ikke stå ferdig før tidligst sommeren 2002. Fv 385 fra Vågen til Kjerringvåg vil derfor være midlertidig riksveg og fungere som

adkomstveg til tunnelen inntil brua åpnes. I denne forbindelse skal krysset fv 385/rv 714 på Kjerringvåg bygges om samtidig som det skal bygges en midlertidig veg.

Etter at Dolmsundbrua er åpnet skal den midlertidige forbindelsen fjernes. Planen er utarbeidet for å ta hensyn til både den midlertidige og den permanente vegløsningen. Fjerningen av den midlertidige vegen vil bli tatt med i en senere avtale.

I denne omgang ble det bygd en ny adkomstveg til Arnt Breivoll (gnr. 19, bnr. 17) og ny avkjørsel til Geir Lund (gnr. 19, bnr. 126).

Arbeidene ble utført av Produksjonsavdelingen PO3 i perioden fra slutten av mars til juli 2000.

5. INGENIØRGEOLOGISKE / BERGMEKANISKE FORHOLD

5.1 GEOLOGI

5.1.1 Berggrunn

Berggrunnen langs tunneltraséen består av kambriske eller prekambriske høymetamorfe gneisbergarter. Det er tilsynelatende gradvise overganger mellom de ulike gneisbergartene. Strøketningen er i hovedsak ØNØ - VSV med steilt NV fall. Unntak forekommer på Frøya hvor fallretningen langs tunneltraséen stedvis er steilt SØ og strøketningen mer Ø-V. Variasjonen i fallretningen gjenspeiler den regionale foldningen med foldeakse ØNØ - VSV. Foldning i mindre skala forekommer på enkelte steder.

På Hitrasiden er det hovedsakelig en mørk glimmergneis med opptil 30% glimmer. Stedvis har bergarten migmatittisk karakter og forekommer da i veksel med grovkornige granodiorittiske partier med parallelstruktur. I dagen er det kartlagt lag av grå kalkmarmor, men disse er ikke kartlagt i tunnelen under land. Lag av grå marmor er derimot påtruffet like nord for Tarvaforkastningen (ca pel 4500-4600).

Skjærene mellom Hitra og Frøya består av relativt massiv granodioritt lengst syd og overgang til en migmatitt lenger nord.

På Frøya er det en relativt massiv migmatitt med en hovedkomponent av grovkornig, stedvis pegmatittisk, granodioritt. En annen komponent er grå, middelskornig og kvartsrik gneis med relativt lavt glimmerinnhold.

5.1.2 Svakhetssoner

Hitra/Frøya ligger i et område av landet som har det mest markerte mønster av forkastninger og svakhetssoner. En av hovedforkastingene parallelt Frøyfjorden (sundet), og som krysses av tunneltraséen, er Tarvaforkastningen som kan følges mer enn 150 km mot ØNØ. Denne er antatt å være en normalforkastning fra Jura/Kritt etterfulgt av strøkforkastning. Det er antydning mulig forekomst av fragmenter av Jura sediment i Tarvaforkastningen.

Assosierte bruddsoner i retning NØ-SV og NV-SØ kan være dannet samtidig med strøkforkastning i hovedsonene. Disse kan ha gjennomgått en strekkbruddfase slik at de kan være dårlig innspente og derved utsatt for lekkasje. Dagens regionale største hovedspenning har orientering NV-SØ, og soner parallelt denne orientering må antas å ha dårligst innspenning.

Bare 2 - 3 mil utenfor Frøya finner en kontinentalsokkelens sedimentære bergarter, noe som kan indikere jordskorpebevegelser helt inn mot nyere tid. Samtidig var det ventet lavere horisontalspenninger enn det som er vanlig inne på fastlandet. Det tektoniske bildet er meget komplisert.

På grunn av isbreens bevegelsesretning under slutten av istiden ble det antatt at soner med NØ-SV retning er overeksponert, noe som delvis også ble bekreftet. Berggrunnen er høvlet ned i mindre grad enn vanlig her i landet. Det var derfor ventet og senere erfart relativt stor grad av forvitring. Svakhetssonene består således i mindre grad enn vanlig av knuste masser, men av kjemisk forvitret materiale med konsistens som en kohesjonsjordart av sandige, siltige og stor andel av leirholdige masser (svelleleire) med lav fasthet (marsipankonsistens).

Oversikt over kartlagte forkastninger/svakhetssoner omkring tunneltraséen er vist i vedlegg 1. For nærmere beskrivelse av svakhetssoner vises til foredrag nr. 33, Bergmekanikkdagen 1996 og geologisk anbudsrapport.

5.2 BESKRIVELSE AV SVAKHETSSONER PÅTRUFFET I TUNNELEN

5.2.1 Generelt

Skiftordning og rask innspruting av salvene medførte at ikke hele tunnallengden ble kartlagt av byggherrens ingeniørgeologer. Omkring 35% av tunnallengden ble dessuten drevet i såpass dårlig fjell at det ikke var forsvarlig å oppholde seg fremme ved stoffen før nødvendig sikring var utført, dvs påføring av sprøytebetong. Dette har medført at registreringene ikke er blitt så nøyaktige som man kunne ønsket. Registreringer er tegnet inn på tunnelkart sammen med utført fjellsikring. Disse tegningene foreligger som DAK-tegninger (Autocad) i målestokk 1:500, og vil bli gitt ut i et eget hefte. I lengdesnittet i vedlegg 2 er det dessuten tegnet inn svakhetssoner påtruffet i tunnelen sammen med Q-verdier og sikringsmetode i sonene.

Den dominerende oppsprekkingen følger langs skiffrighetsplanet / foliasjonsplanet (ØNØ-VSV) i glimmergneisene i søndre del av tunnelen. Oppsprekking langs foliasjonen er mindre dominerende i de migmatittiske gneisene i nord. En av de dominerende sprekkeretningene nord for lavbrekket og syd for pel 7350 ("BeWi-sonen") følger NØ-SV retning og kan enkelte steder karakteriseres som foliasjonssprekker. Som regel er det ett til to sprekkesett i tillegg på hele strekningen syd for "BeWi-sonen". Retningen på disse er ofte Ø-V, med både nordlig og sydlig fall. Ellers forekommer ofte sprekkeretning NV-SØ med steilt fall. Videre nordover under land på Frøya er de dominerende sprekkeretninger N-S, NV-SØ og Ø-V. Dessuten er det langs hele tunnelen registrert relativt flattliggende og andre vilkårlige sprekkeretninger.

Sprekke-/sleppesoner og dels rene leirsoner danner svakhetssoner som krysser tunnelen, de størst med mektighet opptil >100 m. Retningen på sonene er både Ø-V og ØNØ-VSV (dels NØ-SV). Nedenfor følger en nærmere beskrivelse av hver enkelt sone tunnelen ble drevet gjennom:

5.2.2 Dolmøystuffen

5.2.2.1 Sone pel 3380 - 3470 ("Kalkmarmorsonen")

Flyfotostudie og kartlegging på land over tunneltraséen viste forskifrede lag i glimmergneisen og lag av marmor som kunne være intenst oppknust. En av de mektigste sonene på land er kalt "kalkmarmorsonen". Sonen ligger under et søkk i terrenget hvor det er en del løsmasser. I tunnelen viste "kalkmarmorsonen" seg å være en 90 m lang svakhetszone med svært dårlig til ekstremt dårlig fjell ($Q=0,008-0,3$), i de verste partiene er fjellet oppknust med leirslepper. Prøver av leirmateriale fra to steder i sonen (pel 3379 og 3392) viser at leira er aktiv med svelletrykk henholdsvis 0,30 og 0,31

MPa og frisvelling 185 og 229% (12 og 18% andel materiale < 20µm). En tredje prøve (pel 3440) viser svelletrykk 0,14 MPa og frisvelling 168% (17% andel materiale < 20µm). Retningen på svakhetssonen er tilnærmet vinkelrett på tunnelen, strøk N 220-230° og fall 70-75°.

5.2.2.2 Sone pel 3979-4022, seismisk hastighet 2900 - 3200 m/s

Sonens karakter

Refraksjonsseismikken over tunnelen viste to soner med en liten "øy" med bedre fjell i mellom. Under tunneldrivingen viste det seg å være kun en sone. Det ble utført kjerneboring fra nisje for å undersøke fjellkvaliteten gjennom sonen. Kjerneboringen påviste omvandlet gneis med leirslepper hvor leirmektigheten varierte fra 5 til 75 cm. I enkelte parti kom det kun ut oppknust masse iblandet leire. Prøver av leirmateriale fra fire steder i sonen (pel 3981 - 3986 - 4001 - 4002) viser at leira er aktiv med svelletrykk henholdsvis 0,48 - 0,56 - 0,37 - 0,57 MPa og frisvelling 225 - 245 - 242 - 230% (15 - 6 - 16 - 17% andel materiale < 20µm). Den ingeniørgeologiske kartleggingen i tunnelen viste at det var en 40 m sammenhengende svakhetssone som består av omvandlede bergarter med tett oppsprekking og oppknust fjell med leirslepper. Sonen var dårligst mot slutten hvor det var et par meter kjernetap. Fjellkvaliteten er klassifisert som ekstremt dårlig til eksepsjonelt dårlig (Q=0,003-0,05). Svakhetssonen går tilnærmet vinkelrett på tunnelen, strøk 260-270° med fall 80° N. Det var relativt markert overgang til bedre sidefjell.

Vannlekkasje / Injeksjon

Det var problem med fastboring under sonderboring, og i enkelte parti var det nesten ingen motstand under boringen. Det var forholdsvis lite vann, fra tørt til 2 l/min i enkelt hull. Men siden det var svært dårlig fjell ble det besluttet å injisere en full skjerm, 20 hull á 30 m, og i tillegg ble det injisert i 6 sonderhull á 30m like foran sonen. Totalt ble det injisert 15.400 kg industrisement og 22.200 kg rheocem 650 (mikrosement). Injeksjonen sikret at fjellet ble tilnærmet tett, og samtidig kan injeksjonen ha hatt en stabiliserende effekt på fjellet.

5.2.2.3 Sone 4122-4149, seismisk hastighet 3300 m/s

Sonens karakter

Refraksjonsseismikken og sjøbunnstopografien antyder en ca 40 m bred svakhetssone, se oversiktskart i vedlegg 1. På grunn av problemer med vann og sonderboringer som indikerte dårlig fjell ble det bestemt å kjernebore for å kontrollere fjellkvaliteten før driving inn i sonen. Det ble kjerneboret ca 20 m forbi sonen fra nisje like før sonen. Kjerneboringen viste en 40 m bred svakhetssone med oppsprukket og stedvis oppknust gneis med tynne leirslepper. Det var mindre leire i fjellet her enn i forrige sone, men mer glimmer. De mektigste leirsleppene var på 5 - 10 cm. Dårligste partiet var også i denne sonen like før overgangen til bedre fjell. Prøver av leirmateriale i sonene viser at leira er aktiv med svelletrykk mellom 0,3 og 0,6 MPa og frisvelling 185 til 245 %. Den ingeniørgeologiske kartleggingen i tunnelen viste at det var en 30 m sammenhengende svakhetssone bestående av omvandlede bergarter med tett oppsprekking og oppknust fjell med leirslepper. Svakhetssonen går tilnærmet vinkelrett på tunnelen, strøk 260-270° med fall 80° N. Fjellkvaliteten var ekstremt dårlig til eksepsjonelt dårlig (Q=0,003-0,02). Det var relativt markert overgang til bedre sidefjell.

I virkeligheten var fjellet dårligere enn resultatet fra kjerneboringen viste. Det er noe variasjoner i fjellkvaliteten, generelt har det vært dårligere i venstre side enn i høyre. Sannsynligvis har kjerneboret truffet bedre fjell enn det vi har i tunnelen.

Vannlekkasje / Injeksjon

Da tunnelen nærmet seg sonen viste sonderboringen at det var en del vann, i et tilfelle var det 148 l/min på 6 sonderhull á 24 m. Det ble derfor utført injeksjon etterhvert som vi drev nærmere sonen. Det ble injisert flere omganger og med stor overlapp foran sonen. På det meste ble det injisert 3

omganger på samme stuff. Totalt ble det utført 7 injeksjonsomganger som berørte sonen før driving ble besluttet. Totalt ble det injisert 17.100 kg industrisement og 80.670 kg rheocem 650 (mikrosement). Årsaken til at det ble nødvendig å injisere såpass mange omganger for å få det tett er antageligvis at leira i fjellet gjør det vanskelig å få til en effektiv injeksjon. Ved sonderboring i sonen ble det brukt innstøpte rør ("Bjorøy-metoden") for å sikre seg mot vannlekkasjer som ville bli vanskelig å tette som følge av dårlig feste for pakkere i uforede hull.

Det var relativt store problemer med drivingen gjennom denne sonen enn forrige sone, en av årsakene er nok at det ikke ble helt tørt (spesielt i midtpartiet av sonen). Lekkasje er sannsynligvis forårsaket av en del sprekker med kalkspat. Det omvandlede fjellet tåler ikke luft og vann, noe som fører til at fjellet går i oppløsning ved trykkpåkjenning. Mindre leire og mer glimmer her enn i forrige sone førte også til lavere stabilitet under tunneldrivingen.

5.2.2.4 Sone pel 4438-4505 (Tarvaforkastningen), seismisk hastighet 3000 m/s

Sonens karakter

Denne svakhetssonen er en av de mest markerte forkastningssonene mellom Hitra og Frøya. Fjelloverdekningen er på det minste i underkant av 45 m, og det er et tydelig lavbrekk her med løsmassetykkelser mellom 10 og 35 m.

I tunnelen var det en ca. 65 m bred sone med svært skarp grense i inngangen på sonen hvor de første 4 m var svært leirrik. Inngangen til sonen går her tilnærmet vinkelrett på tunnelen, strøk N 250-260° med et fall på 70°N. Leira var kompakt og fast og det var ingen vannlekkasjer. Det gikk derfor forholdsvis bra å drive gjennom dette partiet. Deretter kom det en overgangssone på 2 m med oppsprukket og leirinfisert fjell. Etter overgangssonen var det ca. 15 m med litt bedre fjell (Q-verdi lik 1,0), før det gradvis ble mer oppsprukket og leirinfisert fjell.

Fra ca. pel 4470 er fjellet sterkt forvitret og oppsprukket med leirslepper, typisk med 2-3 cm leire, men det er også observert opptil 10 cm rød leire. Retningen på sonen er her noe mer på skrå i forhold til tunnelaksen, strøk 220°NØ med fall 50°N. Sleppene skjærer tunnelen først i venstre vederlag og forsvinner ut i sålen i høyre side. I dette partiet av sonen er det noe vann, fra drypp til punktlekkasjer på opp til 5 l/min. Q-verdien varierer mellom 0,007 til 0,08, se egne skjema for kartlegging.

Hele forkastningen viser stor grad av forvitring og bergarten kan beskrives som kalkmarmorbrensj hvor det er raske variasjoner mellom marmor, brensj, kalkspat og pegmatitt. Generelt er bergarten rosa til rødlig, og leira er oftest rød eller grønn.

Overgangen til bedre fjell mot slutten er mer gradvis med oppsprukket grå marmor med markerte slepper med 1-2 cm leire/kloritt.

Vannlekkasje / Injeksjon

Det ble sonderboret med 6 hull á 30 m inn mot Tarvaforkastningen, og det var lett å observere leirsonen (ved høyere borsynk og rød farge) som markerte starten på forkastningen. Det var forholdsvis lite vann, noe som kan skyldes at det er svært mye leire i starten. De små lekkasjene man hadde ble tettet ved å injisere sonderhullene pluss i et tilfelle 4 ekstra injeksjonshull.

Ved pel 4469 var vannlekkasjen totalt 59 l/min på 6 sonderhull, og det meste av vannet ble truffet i 2 hull i venstre vederlag og heng. Ved denne sonderboringen var det problem med fastboring. Det ble boret et ekstra hull i venstre vederlag før injeksjon med rheocem 650. Totalt gikk det med 10.800 kg. Under injeksjonen var det forbindelse mellom to hull i venstre vederlag (4 og 5), og dessuten var det utganger i stuff og vegg.

Ved pel 4476 var det ny sonderboring. Borevanskene var ennå større her og alle hull ble boret med halv matekraft. Totalt var lekkasjen 25 l/min på 6 sonderhull, og mesteparten av vannet var i heng og

vederlagene. Det ble injisert i sonderhullene med industrisement og rheocem 650, og medgått mengde var moderat. Det var også her forbindelse mellom flere hull, og generelt var det problem med utgang forbi pakker. Hydraulpakker ble derfor brukt i to hull. Under injeksjon i et av hullene ble stoffen presset ut.

Da stoffen sto på pel 4480 var det problem med å få sprøytebetong til å henge pga. vann. Det ble da boret 10 stk. avlastningshull á 5,4 m. Hullene ble boret ca. 3 m bak stoff og var svært effektive.

Ved pel 4483 ble det først sonderboret 6 hull á 30m. Disse var plassert kun i øvre del av stoffen, fordi nedre del av salven ikke var skutt. Sonderhullet i hengen ble boret 30° oppover som kontroll på overdekningen. Fjellet var nå så oppsprukket/oppknust at det ble brukt innstøpte rør for å sonderbore og senere injisere gjennom. Vannlekkasjen var 116 l/min i sonderhullene og kom for det meste i heng og høyre vegg. Det ble derfor supplerte med 4 injeksjonshull. Totalt gikk det med 17.300 kg industrisement. Ved injeksjon var det forbindelse mellom flere hull, og mot slutten begynte det å sprekke opp i venstre vegg ca 12 m bak stoff. Injeksjonen ble således avbrutt.

Etter at nedre del av salven var skutt, ble det supplert med flere injeksjonshull, også nede i stoffen. Totalt ble det injisert 14.900 kg rheocem 650 på 15 hull á 18 m (gjennom rør). Det var også her problem med gjennomgang mellom hull, og det begynte sprekke opp igjen i venstre vegg slik at injeksjonen måtte avbrytes (ved injeksjon på siste hull).

5.2.2.5 *Sone pel 5003-5080, seismisk hastighet 2500-3500 m/s*

Sonens karakter

Refraksjonsseismikken over tunnelen viser en ca. 90 m bred sone med seismisk hastighet 2500-3500 m/s. I tunnelen ble det gradvis dårligere fjell i dette området (lagdelt/båndet gneis) med økende leirinnhold på sprekker. Ved pel 5000 kom det inn fra høyre vegg en 1-2 m bred sone med leirinfisert og oppsprukket fjell som krysset tunnelen med 45°, strøk N 135° med fall 80° SV. I hengen var sonen mindre markert men ble mektigere i venstre vegg. Fjellet var ellers storblokkig og stod forholdsvis bra. Ved pel 5025 kom det inn en ny sone med 2-8 cm rødbrun leire på slepper. Sona går her tilnærmet vinkelrett på tunnelen, strøk 240° med fall 70°NV. Det ble nødvendig å begynne med forbolter for å stabilisere. Videre gjennom sonen ble det litt mindre leire på slepper, fra leirbelegg til 1,5 cm, men det var tettere oppsprukket så forboltinga måtte fortsette til pel 5080. Det var spesielt i venstre vegg at stabilitetsproblemer oppstod. Gjennom hele sonen var det en del drypp. Q-verdien i hele sonen er registrert mellom 0,1 og 0,4, dvs. svært dårlig fjell. Det er relativt markert overgang til bedre sidefjell i nord.

Vannlekkasje / Injeksjon

Det ble sonderboret med 6 hull á 30 m inn mot sonen. Før sonen hadde det vært et område med noe vann. Ved sonderboringen pel 5002 var det lite vann; fra tørt til 2-3 l/min i hvert hull. Det ble også registrert noe rødbrun farge på spylevannet uten at det var spesielt høy borsynk. Sonderhullene ble injisert med 2600 kg rheocem 900.

Ved neste sonderboring, pel 5022 var det vannsig i alle hullene utenom i sålen hvor det ble truffet vann 18 til 21 m inne (det ble målt til 120 l/min). Det ble boret en redusert skjerm med totalt 12 hull hvor alle hullene i sålen ble boret opp. Injeksjonsmassen gikk lett inn, og det var gjennomgang mellom hullene i sålen. Totalt gikk det med 10.800 kg rheocem 650 og 2000 kg rheocem 900. Etter injeksjonen ble det bort 4 stk. kontrollhull hvor det totalt var 14 l/min nokså jevnt fordelt lekkasje. I kontrollhullene ble det injisert 1800 kg rheocem 650 før ny salve. Ny kontrollboring ble utført etter to salver.

Etter to salver, pel 5032, ble det boret 6 stk. kontrollhull á 18 m i sålen hvor total lekkasje var 42 l/min. Det ble boret 6 ekstra hull og injisert 9600 kg rheocem 900. Det var minst vann i heng og

vederlag. Etter denne injeksjonen ble det boret 4 stk. kontrollhull hvor vannlekkasjen totalt var 10 l/min. Disse hullene ble kun fylt med rheocem 450.

Under ny sonderboring ved pel 5042 ble det truffet vannlekkasje på 84 l/min 28 - 29 m fra hengen. Sonderhullene ble injisert med 3200 kg industrisement og injeksjonen avsluttet med rheocem 450.

Kontrollboring med 5 hull á 24 m ble utført ved pel 5052, hvor det ble truffet lekkasje på 80 l/min nede i venstre vegg (hull nr. 2) og 40 l/min i høyre vederlag (hull nr. 10). Det ble derfor besluttet full injeksjonsskjerm på 24m hvor det skulle brukes industrisement i hull med lekkasjer over 20 l/min og rheocem 900 i hull med lekkasjer under 20 l/min. Injeksjonsmassen gikk lett inn uten trykkoppbygging og det var forbindelse mellom flere hull. Mot slutten av injeksjonen ble det observert at det var bevegelse i stoffen under injeksjon (trykket var da på 20 bar). Angrepspunkt ble flyttet, men ennå en gang kom stoffen ut noe langs en sleppe. Injeksjonen fortsatte forsiktig, og totalt gikk det med 49.100 kg industrisement, 2000 kg rheocem 650 og 2800 kg rheocem 900. Det ble boret 6 stk. kontrollhull på samme stoff, hvorav kun to hull hadde lekkasje på henholdsvis 8 l/min og 1 l/min. Ellers var det tørt eller litt vannsig. Det ble boret to ekstra hull før ny injeksjon med industrisement (2100 kg) og rheocem 650 (3000 kg).

Neste sonderboring var ved pel 5060. Denne gangen var det tørt eller kun litt vannsig med tilsammen 1 l/min i samtlige hull. Ved sonderboring pel 5077 ble det truffet vann igjen, totalt 70 l/min forholdsvis jevnt fordelt. Det ble boret full skjerm med 21 m lengde hvor det ble startet opp med industrisement som også nå gikk lett inn, og det ble avtalt med entreprenøren at de gradvis skulle fortykke massen og avslutte injeksjonen med mauring eller rheocem 450 etter 5 tonn. Ved injeksjon i hull nr. 4 (venstre vegg) ble det observert oppsprekking 15-20 m bak stoff i venstre vegg like ved injeksjonsriggen. Injeksjonen ble avsluttet i på denne siden og det ble forsøkt å injisere forsiktig nede i høyre vegg, men injeksjonsmasse kom da ut i hull nr. 2. Det var dermed tydelig at massen tok veien mot venstre, og sannsynligvis ville massen gått bakover i venstre vegg. Injeksjonen ble derfor avsluttet og venstre vegg sikret før ny injeksjon. Frem til injeksjonen måtte avbrytes gikk det med 33300 kg industrisement og 850 kg mauring. Etter ekstra sikring ble injeksjonen gjenopptatt, men det gikk ikke inn mer enn 4500 kg industrisement. Kontrollboringa med 6 hull viste lite vann.

Gjennom hele sonen og videre fremover var det vann i varierende mengder. Vannet har forverret stabiliteten gjennom sonen, men likevel har nok den omfattende injeksjonen redusert lekkasjene såpass at det var mulig å drive kontrollert gjennom sonen.

5.2.2.6 *Sone pel 5197-5210 og 5265-5304, seismisk hastighet 3300-4000 m/s*

Sonens karakter

Refraksjonsseismikken over tunnelen viser en sone med bredde på ca. 55 m. Sonen mellom pel 5195 og 5210 ble truffet i tunnelen nesten loddrett under der den ble registrert på havbunnen. Fjelloverdekningen er omtrent 115m, og det er lite løsmasser på havbunnen. Overgangen fra middels godt til svakhetssonen var forholdsvis skarp og gikk vinkelrett på tunnelen, strøk N 85-90°, med fall på 80° S (mot tunnelen). Siden de tidligere sonene hadde et fall mot N kom denne noe før forventet. Det var noe dårligere fjell i stoffen på siste salve før sonen kom inn, men hengen så bra ut. Samtidig med første salve inn i sonen var det utfall fra hengen opp til ca 2 m over teoretisk profil.

I høyre vegg og vederlag var fjellet tett oppsprukket og leirinfisert, og Q-verdien var her ned mot 0,04. I venstre vederlag kom det inn en nokså flattliggende leirsleppe med ca. 10 cm leire. Sonens bredde var ca. 10 m på det mektigst i venstre vederlag og vegg og noe smalere mot høyre. Det kom en del vann fra den flate sleppen og ellers spredte drypp, totalt 5-6 l/min. Fjellet ble vurdert å være så ustabil og dårlig at det var nødvendig med støp på stoff.

Overgangen til bedre fjell på sydsiden var ganske tydelig, med retning N 90-95°. Q-verdien på begge sider av sonen ligger på mellom 2 og 5,4.

Etter passering av sonen ved pel 5200 og helt til pel 5265 var fjellet relativt godt. Fjellet, som her består av gneis med vekslende lyse og mørke lag, ble deretter gradvis mer oppsprukket med leire på sprekker, spesielt langs foliasjonsretningen (strøk N 235-240 med fall 60-70° NV). Videre var det stedvis omvandlet og inneholdt slepper med opptil 10-15 cm leire, og dessuten var det noe småfoldninger. Q-verdi ligger her på 0,2. Ved pel 5300 begynte fjellet gradvis å bli bedre igjen.

Vannlekkasje / Injeksjon

Det ble sonderboret med 6 hull á 30 m inn mot sonen, og generelt var det før denne et område med noe vann. Under sonderboring ved pel 5168 ble det målt lekkasje på 2-4 l/min tilsammen i alle sonderhullene utenom hullet i sålen hvor det ble var 60 l/min mellom 27 og 30m inn. Det var ellers ingen antydning til dårligere fjell. Sonderhullene ble injisert med industrisement i sålen og rheocem 900 der det var mindre lekkasje.

Ved neste sonderboring, pel 5184, ble det registrert mer ujevn borsynk og dårligst fjell i høyre side. Også ved denne sonderboringen var det vann. Total innlekkasje var ca 75 l/min, mest fra sålen (52 l/min) og fra hullet i venstre vederlag (11 l/min). Det ble boret en redusert injeksjonsskjerm med totalt 12 hull. Injeksjonen ble gjennomført med industrisement. Massen gikk lett inn og det var antydning til utgang av injeksjonsmasse i sålen samt gjennomgang mellom injeksjonshullene. Totalt medgikk 25200 kg industrisement og 300 kg mauring. Etter injeksjonen ble det boret et kontrollhull i sålen hvor det viste seg å kun være vannsig.

Etter to salver, pel 5194, ble det boret 4 stk. kontrollhull á 18 m hvor lekkasjene var 1 til 4 l/min. Det ble injisert 1000 kg industrisement på kontrollhullene. Det ble ikke injisert mer før tunnelen kom inn i sonen. I ettertid kan det sies at ut fra sonderboringer og lekkasjebildet burde sonen vært forutsagt noe bedre enn tilfellet var.

Neste sonderboring ved pel 5208 viste vannlekkasje på kun 2 l/min i et hull. Svakhetssonen ved 5200 markerte en overgang til "tørrere" fjell, og det var ingen injeksjon mellom pel 5265 og 5305.

5.2.2.7 *Sone pel 5535-5646, seismisk hastighet 2500-5000 m/s*

Sonens karakter

Refraksjonsseismikken over tunnelen viser en totalt 390 m bred sone med svært varierende seismiske hastigheter slik at det innimellom er parti med bedre fjell. Svakhetssonen er den mektigste i tunnelen. Fjelloverdekningen ligger på rundt 100 m, og det er lite løsmasser på havbunnen. Beskrivelsen nedenfor gjelder kun fram til 5641 (gjennomslagssalven pel 5641-5641).

I tunnelen er det gradvis overgang til forvitret dårlig fjell. Ved pel 5535 er det registrert en 0,5 m bred sone med forvitret materiale og dessuten større mektighet av leire på sleppene (typisk 2-3 cm). Sleppene går parallelt foliasjonen, N245°NØ, med fall ca 60° N. (De ble først påtruffet i venstre vederlag og gikk ut nede i høyre vegg/såle). Ved pel 5570 ble fjellet noe dårligere, spesielt i venstre vederlag og vegg, hvor det er slepper med opptil 10 cm leire sentralt og oppsprukket leirinfisert fjell inntil. Det er hovedsakelig rød leire og innslag av grønn leire. Registrerte Q-verdier i dette området varierer mellom 0,13 og 0,78.

Ved pel 5590 kommer det inn ei markert sleppe som markerer starten på en mektig sone er spesielt dårlig. Denne har strøk N 250° og fall mellom 20° og 30° N, og den krysser først tilnærmet på tvers av tunnelaksen. Etterhvert dreier sonen slik at strøkretningen på sleppene går nærmere parallelt tunnelen, N 180° Ø med fall ca 40° V. Sonen er her karakterisert med oppsprukket og leirinfisert fjell med markerte leirslepper med 2-4 m innbyrdes avstand. I sleppene er det 15-20 cm med rødbrun leire, og dessuten er det innslag av grønn leire eller blanding av leire og bergartsfragment. Hele profilet er påvirket av sonen på dette partiet, men generelt er fjellet bedre i høyre vegg og dårligst i venstre vederlag/heng samt venstre vegg. Q-verdier i venstre vegg og heng er 0,01-0,09, og i høyre vegg 0,2-0,8.

I følge refraksjonsseismikken skulle det vært parti innimellom med bedre fjell (seismisk hastighet 5000 m/s), men kartlegginga i tunnelen viser at dette ikke stemmer.

Vannlekkasje / Injeksjon

Det ble sonderboret med 6 hull á 30 m i hele sonen. Kun ved et tilfelle, i starten av sonen (pel 5525), var det behov for å bore noen injeksjonshull. Ved denne sonderboringen ble det truffet 25 l/min i et sonderhull i venstre vegg (hull nr. 2), mens de øvrige sonderhullene var tørre. Det ble boret en delvis skjerm i venstre side og injisert med 8250 kg industrisement og 2000 kg rheocem 650. Lekkasje var ellers moderate gjennom sonen; fra tørt til 4 l/min i enkelthull. Disse lekkasjene ble tettet ved å injisere i sonderhullene hvor det ble brukt fra 1000 kg til 3750 kg rheocem 650 pr omgang.

En grunn til at det var lite lekkasjer er at det var en del leire på sprekker og slepper. Ved sonderboringa oppdaget man at fjellet gradvis ble dårligere. Dette pga høyere borsynk samt grå-grønn, brun og etterhvert rødbrun farge på spylevannet. Ved sonderboring fra pel 5544 var det problem med tettboring, og delvis også ved senere sonderboringer. Det var ikke lett å forutsi ut fra sonderboringene at sonen forverret seg betydelig ved pel 5590.

5.2.3 Frøyastuffen

5.2.3.1 *Soner pel 8250, 8210 og 8195, seismisk hastighet 2100-5000 m/s*

En markert 2 m bred leirrik sone (2100 m/s) 10 m innenfor påhugg. Generelt svært dårlig til dårlig fjellkvalitet i dagfjellsonen de første 100 m fra påhugg. Karakteristisk for dette partiet er leirslepper og noe forvitret fjell med leirminerale. Svelletest på materiale fra en leirrik sone (pel 8235) viser svelletrykk 0,82 MPa og frisvelling 350%. Registrerte Q-verdier 0,1-2.

5.2.3.2 *Sone pel 8190/8110, seismisk hastighet 3200 m/s*

En 0,5-1 m bred leirrik sone med ca 50° NV fall som følger langs tunnelen, generelt dårlig til svært dårlig fjellkvalitet utenom denne. Karakteristisk for dette partiet er leirslepper og noe forvitret fjell med leirminerale. Registrerte Q-verdier 0,2-0,5:

5.2.3.3 *Sone pel 7970, seismisk hastighet 3200 m/s*

Ca 10 m bred svakhetssone som krysser nær vinkelrett på tunnelen. Registrert Q-verdi 0,3, dvs. svært dårlig fjell. Svelletest på materiale fra sonen (pel 7982) viser svelletrykk 0,40 MPa og frissvelling 311%. Materialet hadde 8% andel < 20µm.

5.2.3.4 *Sone pel 7925-7910, seismisk hastighet 2500 m/s*

Ca 15 m bred leirrik sone som består av knust fjell med en del forvitret materiale samt leirslepper med opptil 20 cm tykkelse. Sonens orientering er nesten vinkelrett på tunnelen, N295-305° med fall 80-85 NØ. Det er enkelte fuktflekker, også med litt drypp. Mer enn 90% tunneloverflaten er tørr. Injeksjon er ikke benyttet. Registrerte Q-verdier 0,02-0,08, dvs. ekstremt dårlig fjell.

5.2.3.5 *Soner pel 7620 og 7760, seismisk hastighet henholdsvis 3000 og 3600 m/s*

Generelt dårlig til svært dårlig fjellkvalitet. Registrerte Q-verdier 0,3-1. Karakteristisk for disse partiene er leirslepper og noe forvitret fjell med leirminerale.

5.2.3.6 *Soner pel 7420-7420 og 7390-7350, seismisk hastighet 2300 3600 m/s*

Refraksjonsseismikken over tunnelen viste to soner med en liten "øy" med bedre fjell i mellom. Oversiktskartet i vedlegg 1 viser at det i området kan være kryssende soner. Først en markert sone på 15 m (hastighet 2300 m/s), et 20 m bredt midtparti med bedre fjell (hastighet 5000 m/s) og deretter en 60 m bred sone (hastighet 2700 - 3600 m/s).

I tunnelen ble det først påtruffet en 4 m bred leirrik sone bestående av 1-20 cm tykke leirslepper, oppknust og stedvis forvitret fjell. Denne krysser nær vinkelrett på tunnelen, N95° med fall 55-60° S. Det antas at denne sonen tilsvarende den førstnevnte av de to sonene. Tunneloverflaten er tørr. Q-verdien er registrert ned mot 0,01.

Sidefjellet er oppsprukket med leirslepper og endel forvitrede sprekkeflater over et område 4 m oppstrøms og sammenhengende nedstrøms frem til neste sone 30-40 m nedstrøms. Q-verdien er her registrert fra 0,1 til 0,6.

35-40 m forbi den første sonen traff man i tunnelen en ca 40 m bred oppsprukket/oppknust sone, stedvis med forvitret berg, soner med omvandlet berg og leirslepper (svelleleire). Det er som regel leirbelegg på sprekker i de mer grovfragmenterte delene av sonen. Hovedsonen går nær vinkelrett på tunnelen, N115° med fall 55-60° SV.

Det er enkelte fuktflekker og noen få drypp. Mer enn 90% av tunneloverflaten er tørr. Injeksjon er ikke benyttet. Q-verdien varierer mellom 0,02 og 0,05, dvs. ekstremt dårlig fjell.

I nordenden er det gradvis overgang til noe bedre sideberg, mens det i syd er relativt skarp overgang på ca 1 m til bedre sideberg.

5.2.3.7 *Soner pel 6940-6841 og 6768-6675, seismisk hastighet 3000-3800 m/s*

Refraksjonsseismikken over tunnelen viste to soner med en liten "øy" med bedre fjell i mellom. Først en markert sone på 75 m (hastighet 3200 - 3800 m/s), et 60 m bredt midtparti med bedre fjell (hastighet 5000 m/s) og til slutt en 60 m bred sone (hastighet 3000 - 3800 m/s). Oversiktskartet i vedlegg 1 viser at det i området kan være kryssende soner.

I tunnelen ble det først påtruffet en ca 100 m bred svakhetssone hvor fjellet er sterkt oppsprukket, delvis knust og stedvis forvitret, dessuten er det 1-20 cm tykke leirslepper (svelleleire) med glidespeil. I tørre partier er leira svært godt konsolidert og kjennes ut som voks. Det er som regel leirbelegg på sprekker i de mer grovfragmenterte delene av sonen. Sonen krysser nær vinkelrett på tunnelen, strøk N110-120° med fall 70-80° S.

Det antas at denne sonen tilsvarer den førstnevnte på sjøbunnen. Tunneloverflaten har enkelte fuktige flekker, enkelte med såvidt litt drypp, men er likevel tørr over mer enn 90% av arealet. Q-verdien er registrert mellom 0,01 og 0,1, dvs. ekstremt dårlig fjell.

Det er gradvis overgang (2-3 m) til godt sidefjell nord for sonen. Overgangen karakteriseres av en del forvitrede sprekkeflater. Syd for sonen frem til neste sone er det sammenhengende dårlig til svært dårlig fjell med en del forvitrede sprekkeflater og leirslepper. Q-verdien er her registrert ned mot 0,25, dvs. svært dårlig fjell.

75 m syd for førstnevnte sone ble det i tunnelen påtruffet en ca 90 m bred sone hvor fjellet er sterkt oppsprukket, delvis knust og stedvis forvitret. Innen sonen er det 1-20 cm (opptil 30 cm) tykke leirslepper (svelleleire) med glidespeil hvor leira i tørre partier er svært godt konsolidert og voksaktig. Det er som regel leirbelegg på sprekker i de mer grovfragmenterte delene av sonen.

Begynnelsen av den andre sonen (sett fra nord) domineres av relativt slake slepper som krysser nær vinkelrett på tunnelen, strøk N 100-110° med fall 30-40° S. Dessuten et system av slepper og sprekker som krysser tunnelen med 20-30°, strøk N 200-215° med fall 40-70° V. Denne kombinasjonen medførte et stort utfall i venstre vegg/vederlag i begynnelsen av sonen. Det antas at sonen tilsvarer den søndre forgreningen av den kartlagte sonen på sjøbunnen, samt en kryssende sone (NNØ-SSV) som ikke er kartlagt ved forundersøkelsene. Mot sidefjellet i syd er det et markert 2-3 m bredt parti med forvitret/oppknust materiale og flere parallelle leirslepper. Disse krysser tunnelen med 45°, strøk N 230° med fall 40° NV.

Tunneloverflaten har enkelte fuktige flekker, enkelte med litt drypp, men er likevel tørr over mer enn 90% av arealet. Q-verdien i hele sonen er registrert mellom 0,01 og 0,2, dvs. ekstremt til svært dårlig fjell.

Sidefjellet nord for sonen er dårlig til svært dårlig fjell med en del forvitrede sprekkeflater og leirslepper. Syd for sonen er det markert overgang til bedre sidefjell, som likevel klassifiseres til middels og dårlig med enkelte slepper og forvitrede sprekkeflater.

5.2.3.8 *Sone pel 6640-6610, seismisk hastighet 4000-4300 m/s*

Oversiktskartet i vedlegg 1, som viser svakhetssoner kartlagt ved tolkning av refraksjonsseismikk og sjøbunnstopografien, viser at det i nærheten av området er flere soner som krysser hverandre, men undersøkelsene har ikke vært detaljert nok til å kunne registrere denne sonen.

I tunnelen ble det påtruffet en ca 30 m sone som består av forvitret/oppknust og sterkt oppsprukket materiale med flere parallelle leirslepper (svelleleire) med glidespeil. Tykkelsen på sleppene er opptil 20-30 cm. I tørre partier er leira svært godt konsolidert og voksaktig. Det er vanligvis leirbelegg på sprekker i de mer grovfragmenterte delene av sonen.

Som regel krysser sleppene tunnelen med 30-35°, strøk N 210-215° med fall 60-70° NV. I tillegg er det slepper og sprekker som krysser nesten vinkelrett på de førstnevnte sleppene (strøk N 330-340°/ fall 70-80° Ø, dessuten strøk N 130-140°/ fall 70-80° SV). Denne kombinasjonen medførte et stort utfall i høyre vegg/vederlag ved inngangen til sonen. Tunneloverflaten har enkelte fuktige flekker men er likevel tørr over mer enn 90% av arealet. Q-verdien i hele sonen er registrert mellom 0,05 og 0,17, dvs. ekstremt til svært dårlig fjell.

Det er relativt markert overgang til bedre sidefjell i begge ender selv om det også her fins en del forvitrede sprekkeflater og leirslepper slik at fjellet klassifiseres som dårlig til svært dårlig.

5.2.3.9 *Sone pel 6550-6418, seismisk hastighet 2100-3200 m/s*

Refraksjonsseismikken over tunnelen viste to soner med en liten "øy" med bedre fjell i mellom. Første del er på 60 m (hastighet 3200m/s), et 50 m bredt midtparti med bedre fjell (hastighet 5000 m/s) og til slutt en 15-20 m bred sone (hastighet 2100 m/s). Oversiktskartet i vedlegg 1 viser at det i området kan være kryssende soner.

I tunnelen er sonene sammenhengende, og det ble her påtruffet en ca 130 m bred sone hvor fjellet er sterkt oppsprukket, delvis knust og stedvis forvitret i mer begrensede soner (spesielt sydenden hvor seismikken viser hastighet på 2100 m/s). Innen sonen er det opptil 30 cm (vanligvis 1-20 cm) tykke leirslepper med svelleleire og glidespeil. Leira er svært godt konsolidert og voksaktig. Det er som regel leirbelegg på sprekker i de mer grovfragmenterte delene av sonen.

De fleste leirsleppene krysser tunnelen med 45-50°, strøk N 225-230° og fall 60-70° NV. I tillegg er det slepper og sprekker som krysser nesten vinkelrett på de førstnevnte sleppene (strøk N 120-160°/ fall 70-80° SØ) samt slepper med strøk 240-280° og med varierende nordlig fall fra nesten flattliggende til steilt.

Tunneloverflaten har kun noen få fuktige flekker. Mer enn 99% av arealet er tørt. Q-verdien i hele sonen er registrert mellom 0,01 og 0,25, dvs. ekstremt til svært dårlig fjell.

Overgangen til sidefjellet nord for hovedsonen er noe diffus og består av forvitret/oppsprukket materiale og leirslepper. I søndre del er det markert overgang til middels godt sidefjell. Denne følger samme retning som leirsleppene nevnt ovenfor.

5.2.3.10 *Sone pel 6350-6325, seismisk hastighet 3400 m/s*

Oversiktskartet i vedlegg 1 viser en markert NØ - SV gående sone med mektighet ca 50 m som er kartlagt ved tolkning av refraksjonsseismikk og sjøbunnstopografien. I nærheten er det også kartlagt kryssende soner SØ - NV.

I tunnelen ble det påtruffet en 25 m bred sone som består av forvitret, oppknust og sterkt oppsprukket materiale med flere parallelle leirslepper (svelleleire) med glidespeil. Tykkelsen på sleppene er opptil 20-30 cm. Ved utgangen av sonen er det 2-3 m tykke linser med svært leirrikt materiale. I tørre partier er leira svært godt konsolidert og voksaktig. Det er som regel leirbelegg på sprekker i de mer grovfragmenterte delene av sonen.

Ved inngangen til sonen (sett fra nord) er det ei markert sleppe som krysser tunnelen med 35-40°, strøk N 315-320° og fall 75° NØ. Videre gjennom sonen dominerer slepper og sprekker som krysser nær vinkelrett på den førstnevnte sleppen (strøk N 225-235°/ fall 40-60° Ø). Dessuten er det en markert sleppe nær vinkelrett på tunnelen (strøk N 95-100°/ fall 70° S) samt enkelte slepper nær parallelt tunnelen (N160°/ fall 80°V).

Tunneloverflaten har fuktige flekker i enkelte støpeskjøter, hovedsakelig fra vederlag og ned. Mer enn 95% av arealet er tørt. Q-verdien i hele sonen er registrert mellom 0,007 og 0,08, dvs. eksepsjonelt til ekstremt dårlig fjell.

Det er relativt markert overgang til bedre sidefjell i begge ender selv om det også her fins en del forvitrede sprekkeflater og leirslepper slik at det klassifiseres som dårlig til svært dårlig.

5.2.3.11 *Sone pel 5770-5546, seismisk hastighet 2500-3900 m/s*

Refraksjonsseismikken og topografien over tunnelen viser to kryssende soner; en 200 m bred med ØNØ - VSV retning (N 55-60°) og en 70 m bred med NNØ - SSV retning (N 30-35°). Nedenfor beskrives nordre del frem til gjennomslagspunktet pel 5641.

Samlet strekning i tunnelen som berører sonen er 240 m hvor fjellet er sterkt oppsprukket, delvis knust og stedvis forvitret i mer begrensede soner på 1-3 m. Slike forvitrede soner forekommer spesielt i nordenden hvor seismikken viser hastighet på 2500 m/s, samt like nord for gjennomslagspunktet. Videre finnes opptil 30 cm (vanligvis 1-20 cm) tykke leirslepper med svelleleire og glidespeil. Leira er svært godt konsolidert og voksaktig. Det er som regel leirbelegg på sprekker i de mer grovfragmenterte delene av sonen. Overgangen mot sonen (sett fra nord) korresponderer med den dominerende slepperetningen og krysser tunnelen med 15-25°, strøk N 190-200° fall 40-60° V. Andre dominerende sleppe- og sprekkeretninger er N 140-160° / fall 35-45° SV og 240-250° / fall 20-30° N.

I nordre del frem til pel 5740 er det ca 90% andel tørr tunneloverflate og ellers kun enkelte fuktflekker og drypp. Videre sydover er tunneloverflaten tørr over mer enn 95% av arealet. Fra enkelte fuktige flekker er det såvidt litt drypp. Q-verdien i hele sonen er registrert mellom 0,01 og 0,25, dvs. ekstremt til svært dårlig fjell.

Nord for hovedsonen er det gradvis overgang til bedre sidefjell hvor fjellet i overgangen består her av forvitret/oppsprukket materiale og leirslepper.

5.3 BERGMASSEKLASSIFISERING

Tabell 7 viser en oversikt over bergmasseklassifiseringen (Q-verdier) langs tunnelen, se også lengdesnitt i vedlegg 2.

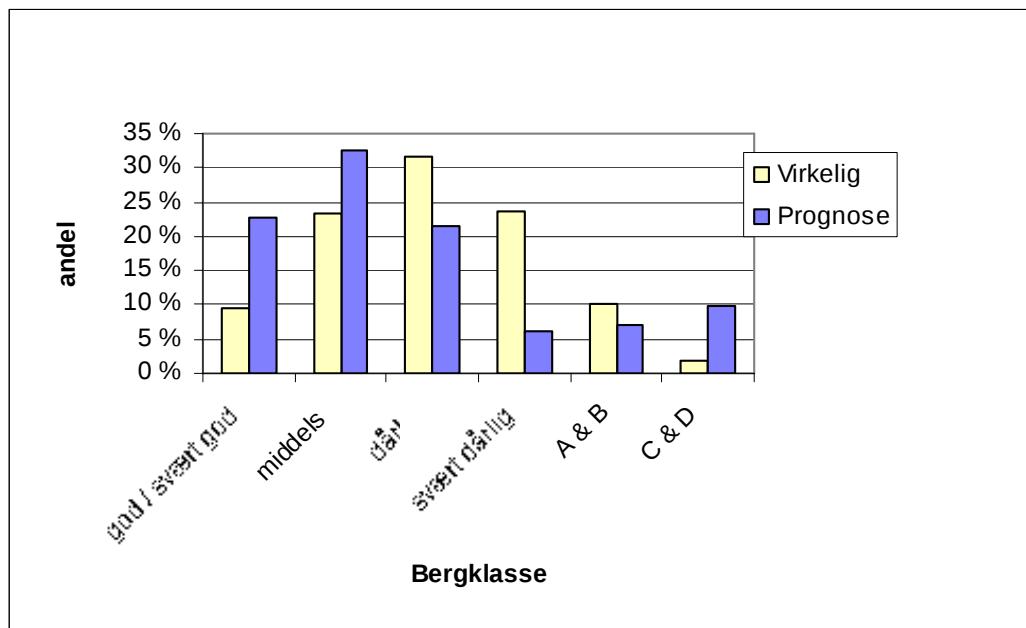
Område (pel - pel)	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF	Q (min-max)	Q gj.snitt
<i>Hitra-stuffen</i>								
3000-3380	30-75	4-12	1-3	1-13	1	1-5	0,3-13	3
3380-3470	20-35	9-12	1-1,5	8-12	1	2,5-5	0,03-0,3	0,1
3470-3979	10-70	4-15	1,5-3	2-13	1	1-2,5	0,2-18	3
3979-4022	10	12-18	1-2	10-18	1	2,5-10	0,003-0,07	0,007
4022-4117	20-75	6-12	1,5-2,5	3-8	0,66-1	1	0,3-5,6	1,5
4117-4149	10-20	15-20	1-1,5	8-16	0,66-1	5-10	0,003-0,02	0,01
4149-4438	40-90	6-12	1,5-3	2-6	1	1	1,1-25	4
4438-4505	10-50	9-15	1-2	6-13	0,66-1	1-5	0,007-1	0,1
4505-5003	30-90	4-12	1,5-3	2-10	0,66-1	1-2,5	0,1-23	2
5003-5080	20-80	9-12	1,5-2	3-8	1	1-2,5	0,1-5,6	0,5
5080-5197	30-80	6-12	1,5-3	2-8	1	1-2,5	0,2-13	3
5197-5210	20	15	1,5	10	1	5	0,04	0,04
5210-5265	50-65	6-9	1,5-3	3-8	1	1	2-6,7	4
5265-5304	30-50	9-12	1,5-2	8-10	1	2,5	0,15-0,6	0,3
5304-5535	35-70	6-12	1,5-2	6-10	1	1-2,5	0,13-2,6	1,2
5535-5641	10-50	9-15	1,5-2	8-15	1	1-5	0,01-0,8	0,2
<i>Frøya-stuffen</i>								
8279-7925	30-80	4-12	1,5-3	3-13	1	1-5	0,1-5	0,6
7925-7910	10-20	9-15	1,5	8-13	1	5	0,02-0,08	0,05
7910-7420	20-90	4-15	1-3	3-13	1	1-5	0,1-23	1,5
7420-7420	10	15	1	16	1	5	0,008	0,008
7420-7390	25-75	9-12	1,5	8-13	1	1-2,5	0,1-0,6	0,4
7390-7350	20-30	12-15	1-1,5	10-15	1	2,5-5	0,02-0,1	0,04
7350-6940	30-90	4-12	1,5-3	2-13	0,66-1	1	0,4-34	3
6940-6841	10-60	12-15	1-1,5	8-10	1	5	0,01-0,1	0,04
6841-6768	40-60	6-12	1,5-2	3-8	1	1-2,5	0,3-5,6	1
6768-6675	10-50	9-15	1	8-13	1	2,5-5	0,01-0,2	0,06
6675-6640	30-70	9-12	1,5-2	4-8	1	1	1-4	2
6640-6610	20-40	9-15	1-1,5	6-10	1	2,5-5	0,05-0,2	0,1
6610-6550	30-60	9-15	1,5-2	6-8	1	1-2,5	0,2-1,9	0,6
6550-6418	10-40	9-15	1-1,5	8-10	1	2,5-5	0,01-0,3	0,06
6418-6350	70-90	6-9	1,5-2	3-8	1	1	2-10	4
6350-6325	10	15	1-1,5	12-13	1	5-7,5	0,007-0,02	0,01
6325-5770 **	25-100	3-12	1,5-3	2-8	1	1-2,5	0,2-50	5
5770-5641	10-40	9-15	1-2	8-15	1	2,5-5	0,01-0,3	0,1

Merknad: Overgangssoner mot svakhetssoner ikke medregnet

***) 2 stk. 5 m brede soner ikke medregnet*

Tabell 7: Bergmasseklassifisering; oversikt over typiske verdier

Det var på forhånd utarbeidet prognoser med fordeling av bergklasser etter fjellkvalitet. I forbindelse med sluttrapporten er prognosen til Nilsen, Palmstrøm og Stille (1997) sammenlignet de virkelige forhold. Denne viser at svakhetssonene ikke har vært så vanskelig som antatt, mens fjellforholdene mellom sonene ikke har vært så gode som prognosen tilsier. Se figur 3 hvor prosentvis fordeling av de forskjellige bergklassene er sammenlignet. Fordeling av fjellkvalitet (Q-verdi) langs tunnelen er sammenlignet med prognosen i vedlegg 4.



klasse A: Små til middels store svakhetssoner ($Q=0,1-1$)

klasse B: Svakhetssoner med meget lav stabilitet ($Q=0,01-0,1$)

klasse C: Svakhetssoner med problematiske driveforhold ($Q=0,001-0,01$)

klasse D: Svakhetssoner med særlig problematiske driveforhold ($Q=0,001-0,01$)

Figur 3: Prosentvis fordeling av bergklasser

5.4 UNDERSØKELSER I ANLEGGSPERIODEN

Under driving av tunnelen ble det rutinemessig tatt prøver fra stoff i svakhetssoner for bedømmelse av løst materiale. En del prøver ble sendt inn til SINTEF Bygg og Miljøteknikk for analyse mht. sveleegenskaper. I forbindelse med diplomoppgave og Prosjektarbeid ved NTNU har studenter også tatt leirsonerprøver til analyse. Resultat fra analyser på prøver fra leirsoner er vist i tabell 8.

<i>Pel nr</i>	<i>Beskrivelse</i>	<i>Andel <20μ (%)</i>	<i>Frisvelling (%)</i>	<i>Svelletrykk (MPa)</i>
3086		19	302	1,00
3087*		3	210	0,22
3163		18	210	0,17
3167*		1,8	110	0,11
3379		18	229	0,31
3379 h.s	70% lyse min., kv/feltsp. 30% mørke min., glimmer	9	-	-
3379*		9,5	180	0,37
3392		12	185	0,30
3427*		2,9	220	-
3437 heng	80-90% lyse min., 10-20% mørke min., glimmer	13	-	-
3440 v.s		17	168	0,14
3440*		2,8	240	-
3731*		4,4	100	0,07
3981,5 kjerneboring		15	225	0,48
3986 kjerneboring		6	245	0,56
4001 h.s	brun, grusig	16	242	0,37
4002 h.s	lys grå, spettet	17	230	0,57
4444 kjerneboring		21	485	0,70
4820*		3,5	130	0,09
4829 v.s		8	330	0,37
4897 h.s		33	280	0,33
5606**	smekttitt 73%, kvarts 9%, feltspat 8%, glimmer/illitt 6%, kaolinit/kloritt 4%	-	400	0,7
5606**	smekttitt 78%, kvarts 6%, feltspat 4%, glimmer/illitt 9%, kloritt 3%	ca 75	400	0,69
5606*		4,5	400	0,62
5622*		7,6	940	1,05
5641*		12,7	180	0,11
7431 kjerneboring		25	525	0,55
7920 v.s	smekttitt 64%, mikroklin 16%, plagioklas 7%, illitt 3%, kloritt 4%, hematitt 6%	28	427	0,82
7920**	smekttitt 10-30%, kvarts 10-30%, plagioklas 30-60%, glimmer/illitt 0-20%, kaolinit 0-10%	-	340	0,30
7920**	smekttitt 58%, kvarts 10%, plagioklas 18%, glimmer/illitt 8%, kaolinit 2%	-	235	0,17
7923 v.s		27	388	0,62
7982 v.s		8	311	0,40
8132		15	580	0,74
8235 h.s		-	350	0,82

*) *Fra diplomoppgave NTNU (B.E.Eggen, 2000)*

**) *Prosjektoppgaver NTNU, 1999/2000*

Tabell 8: Laboratorieundersøkelser på sonemateriale

Under hele anleggsperioden er det foretatt konvergensmålinger (deformasjonsmålinger) i svakhetssoner for kontroll av stabiliteten og som grunnlag for vurdering av permanentsikring. Det er målt i til sammen 27 profiler under anleggsdriften (pel 3440 - 3992 - 4003 - 4012 - 4820 - 5033 - 5060 - 5283 - 5419 - 5556 - 5585 - 6480 - 6495 - 6620 - 6630 - 6700 - 6730 - 6778 - 6880 - 6920 - 6938 - 7370 - 7425 - 7920 - 8134 - 8180 - 8240). Montering av bolter kunne ikke gjøres for nært opp til stoffen da det var stor fare for at måleboltene skulle skades av lastemaskinen, og derfor er ikke hele deformasjonsutviklingen registrert. Men den viktigste informasjonen for å kunne vurdere stabilitet er ivaretatt. Maksimalt ble det registrert konvergens på 23 mm. Første avlesning ble her foretatt 13 dager

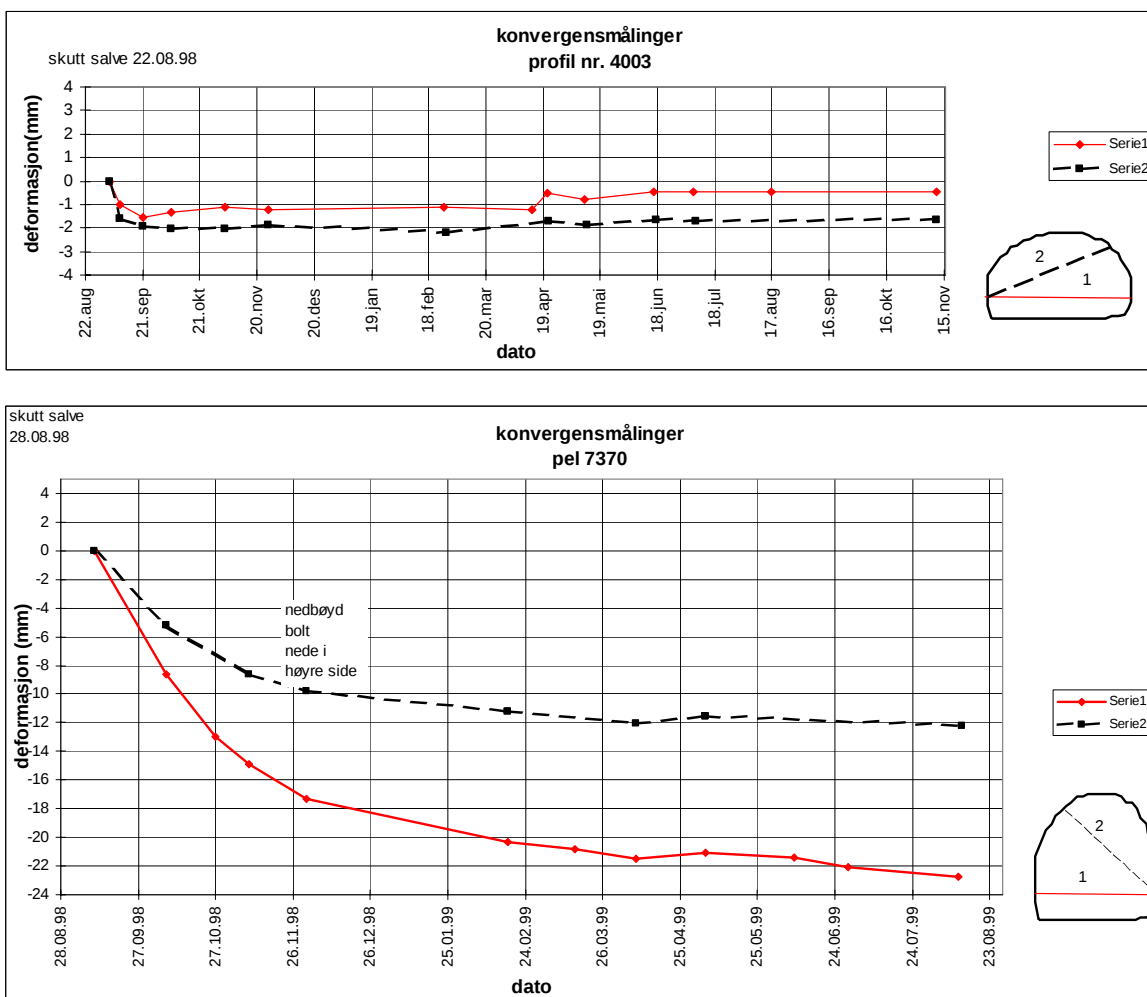
etter at tunnelstuppen stod ved samme profil, og ut fra forløpet av kurven antas at 10-15 mm uregistrert deformasjon kan ha pågått i løpet av disse dagene.

Deformasjonsforløpet varierte avhengig av sikringsmengde og materialtype/oppsprekking i svakhetssonene. I stabile partier stoppet deformasjonen noen uker etter at sikring var utført. Andre steder hvor arbeidssikringen ikke var tilstrekkelig som permanent sikring hadde man et relativt jevnt deformasjonsforløp en periode på noen måneder, deretter avtagende hastighet men uten å stoppe helt opp. Se eksempel i figur 4 som viser konvergens i områder som ble sikret med 20-30 cm sprøytebetong, systematisk bolting og sålestøp.

Avlesninger ble foretatt relativt hyppig like etter at målebolter var satt inn i et profil, ca en gang pr uke. Frekvensen avtok etterhvert og kunne mot slutten være opptil flere måneder.

På permanent basis er det lagt opp til kontroll i følgende profil:
5555 - 5586 - 6480 - 6730 - 6920 - 6940 - 7920 - 8180 - 8240.

Sprekker i sprøytebetongen ble holdt under observasjon ved konvergensmåling eller ved å smøre gips over sprekker for kunne å observere eventuelle utvidelser.



Figur 4: Resultat fra konvergensmålinger, pel 4003 og 7370

For å belyse stabilitetsforholdene ved varierende type tung sikring i en typisk svakhetssone har NGI foretatt numerisk modellering med UDEC (Norges Geotekniske Institutt, 1998). Analysen gir en verifikasjon av valgt sikring for den typiske fjellkvaliteten i området der sikringsmetoden er brukt.

Ved lokalt forverret fjellkvalitet må sikringen endres (tettere bolting, armerte sprøytebetongbuer eller støp). I modellen er sonen ved pel 4000 valg som typisk sone, og inngangsparametre i modellen er valgt ut fra kartlegging, studie av borkjerner fra hele denne sonen samt NGI's befaring i tunnelen.

Analysen er foretatt i to faser med forskjellige sikringsvarianter:

- 1: A) 25 cm sprøytebetong + bolter 1,5 m x 1,5 m + sålestøp innlagt en del senere enn den øvrige sikringen
B) 25 cm sprøytebetong + bolter 1,5 m x 1,5 m + sålestøp innlagt samtidig med den øvrige sikringen
C) 25 cm sprøytebetong + bolter 1,5 m x 1,5 m (ingen sålestøp)
- 2: D) 25 cm sprøytebetong + bolter 1,5 m x 1,5 m + sprøytebetongbuer (c/c 2 m) + sålestøp innlagt en del senere enn den øvrige sikringen
E) Full utstøping + sålestøp innlagt en del senere enn den øvrige sikringen

I modellen er det lagt opp til at all sikring, med unntak av sålestøp, settes inn etter at det er utviklet 10-12 mm deformasjon. I denne bergmassen kan dette tilsi et tidsaspekt på 1-2 timer etter utsprenkning. Resultatene fra beregningene kan oppsummeres som følger:

I tilfelle A blir det en maksimal deformasjon på 17,5 mm, og det oppstår heftbrudd mellom sprøytebetong og fjell og boltene belastes maksimalt 88% av flytegrensen. Maksimal belastning i aksial retning på sprøytebetongen er 1,1 MN/m, dvs. 4,4 Mpa ved 25 cm betongtykkelse. Heftbrudd er studert både ved 0,5 og 1,0 MPa kohesjon. Det er usikkerhet hva heftbrudd vil bety i praksis. Friksjonen mellom betong og fjell er imidlertid fortsatt ventet å være høy. Videre vil samvirke mellom sprøytebetong og bolter sikre en bedre heft som modellen ikke tar hensyn til.

I tilfelle B er forholdene bedre. Maksimal deformasjon blir 14,4 mm. Det er fortsatt noe heftbrudd mellom sprøytebetong og fjell, mens boltene belastes kun 37% av flytegrensen.

Tilfelle C gir en maksimal deformasjon på 21 mm og et totalt heftbrudd, mens maksimal boltebelastning er på flytegrensen.

I tilfelle D er maksimal deformasjon 17,1 mm og boltebelastning generelt lavere enn i tilfelle A. Med unntak av ett lokalt tilfelle overstiger den ikke mer enn 49% av flytegrensen. Maksimal belastning i aksial retning på sprøytebetongen er 0,88 MN/m, dvs. 3,5 MPa.

Tilfelle E gir en maksimal deformasjon på 17,3 mm og maksimal belastning 1,4 MN/m på betongen.

Resultatet viser at tidspunkt for innsetting av sålestøp sett i forhold til den potensielle deformasjonsutviklingen er viktig. Sålestøp bidrar til mindre deformasjon og derved lavere belastning på den øvrige sikringen. De relativt kraftige buene som er modellert synes å gi minst like god sikkerhet som full utstøping.

Som ledd i et forskningsprosjekt utførte NGI tunnel seismikk ved en stor svakhetsone (pel 6940-6841) i anleggsperioden (Norges Geotekniske Institutt, 1999).

For å vurdere heftstyrke mellom berg og betong (sprøytebetong og full utstøping) ble det utført direkte strekkmålinger på syv utborede kjerneprøver fra tunnelen. Det ble også foretatt mikroskopiering av tynnslipt fra skjøten mellom berg og betong på to av prøvene (SINTEF, 1999).

5.5 STABILITETSPROBLEMER

Mellom svakhetssoner har det ikke forekommet problemer med stabilitet unntatt enkelte blokkutfall hvor sprekker har hatt en ugunstig orientering i forhold til tunnelen. I svakhetssoner ble det lagt vekt på å unngå store utfall som kunne resultere i et ujamnt profil med svekket stabilitet, og derved økt behov for sikring. Dessuten var man opptatt av å unngå en situasjon med fare for rasutvikling.

For å sikre mot utfall ble det konsekvent benyttet redusert salvelengde og forbolting i svakhetssoner. Salvelengden har da variert mellom 2 og 4 m, og det ble benyttet Ø 32 mm forbolter, som regel 6 m lange, med 0,25-0,5 m senteravstand. Et annet viktig poeng ved forboltene er at de skal sikre mot at ukontrollert rasutvikling fra selve stoffen får anledning å utvikle seg oppover.

I forbindelse med forbolting er innfesting i bakkant av boltene svært viktig. Den enkleste form for innfesting var ved hjelp av fjellbånd mellom radielle bolter som ble montert med 1-1,5 m senteravstand. For å hindre at bolteendene fikk bevege seg og derved løsne, ble det ved en del tilfeller sprøytet betong over fjellbåndene og bolteendene. Dessuten ble det ved noen tilfeller benyttet armert sprøytebetongbuer i bakkant av forboltene som innfesting og fjellsikring.

Tiltakene har gitt godt resultat. I enkelte situasjoner har en likevel fått så store utfall i deler av profilet at tunnelen måtte sikres med støp på stoff. Slike problemer har forekommet i partier med noe vannsig og/eller i forbindelse med kryssing av leirsoner med ugunstig orientering og gjerne glatte sprekkeflater. Det har likevel ikke forekommet fullstendig kollaps av profilet eller pågående rasutvikling som gjorde det nødvendig å støpe igjen stoffen.

5.6 SIKRING

Oversikt over sikringsmetoder er vist i lengdeprofil i vedlegg 2. I tabell 4 (under kap. 2.2) er planlagt sikring (kontraktsmengder) sammenlignet med utførte mengder.

5.6.1 Sikring i drivefasen

Mellom svakhetssonene er det generelt utført sikring av heng og vederlag med min. 5-6 cm fiberarmert sprøytebetong og bolting med varierende boltetthet. På noen korte strekninger med meget godt fjell er sprøytebetong utelatt og sikring utført kun med spredt bolting. Det er for det meste benyttet CT-bolt som vanligvis ble gyst på stoff. På partier med lite behov for bolting er det brukt enkelte polyesterforankrede bolter. Vegger på strekningene mellom svakhetssoner ble sikret sporadisk. I svakhetssoner ble det i tillegg til forbolter (ref. kap. 4.4) som et minimum sikret med 12 cm sprøytebetong, systematisk bolting samt raster av innsprutet fjellbånd cc 1,5 m. Denne metoden ble benyttet ved varierende forhold med sprøytebetongtykkelse nær opptil 30 cm, og maksimalt er det brukt 13 bolter/lm (gjennomsnittlig bolteavstand 1,2 m). På flere strekninger er sprøytebetongen forsterket med ribber av armeringsjern eller pantexbuer som er sprutet inn.

Underveis ble det tatt i bruk alkaliefri sprøytebetong hvor det var behov for å legge på tykke lag i en omgang. En annen fordel med denne sprøytebetongen er at groper og hakk etter utfall i stor grad kan fylles igjen slik at et jevnt (avrundet) og stabilitetsmessig gunstig profil kan etableres. Videre at betongen har den egenskapen at den flyter noe ut etter at den er kommet på fjellet slik at den fyller godt rundt armeringsjern og fjellbånd. Betongen blir dessuten mer homogen enn "vanlig" sprøytebetong som må legges på i flere lag. I tillegg har en oppnådd økt sikkerhet under driving på grunn av tidligere herding med alkaliefri aksellerator.

Full utstøping er utført i de vanskeligste sonene hvor det har vært stabilitetsproblemer under driving. Før man kunne stille opp støpeskjold og gjøre klar til støp har man sikret hele tunnelprofilet med 10-20 cm fiberarmert sprøytebetong og dessuten min. 6 cm på stoff-flaten. Videre er det også benyttet en del bolter og fjellbånd som oppheng for forboltene.

I de dårligste sonene er det utført sålestøp, dels som følge av problemer med å bygge vegbane og dels som statisk sikring mot innpressing av såle og vegger ved at sålestøpen sammen med øvrig betongsikring i tunnelprofilen danner en hel betongring.

All breddeutvidelse av profil for å gi plass for tung sikring ble utført samtidig med salve. Med unntak av forbolter inngår all sikring utført i drivefasen i den permanent sikringen.

5.6.2 Prinsipper for valg av permanent sikring

I forbindelse med ingeniørgeologisk oppfølging er all arbeidssikring som inngår i permanentsikringen registrert og tegnet inn på tunnelkart (flatekart) sammen med geologi og bergmasseklassifisering. Dette danner et viktig grunnlag for å bestemme endelig permanentsikring.

I svakhetssoner som ble sikret med sprøytebetong er stabiliteten kontrollert ved hjelp av deformasjonsmåling (konvergenzmåling). Disse målingene var også en del av grunnlaget for bestemmelse endelig permanentsikring.

Dersom det fra entreprenørens side hadde vært ønskelig å ta med seg permanentsikring under driving, ville det fra byggherrens side vært relativt enkelt å avklare dette. Ved et slikt opplegg måtte det uansett foretas en kontroll av utført sikring etter gjennomslag og eventuell supplering på steder med skader eller utilfredsstillende kvalitet på sikring. Det kan også tenkes at valg av sikring kunne blitt noe konservativ, da en ikke ville dra nytte av observasjon av deformasjonsutviklingen.

Selv om det ikke ble tatt endelige avgjørelser, begynte man å planlegge for permanentsikring en tid før gjennomslag. Etter gjennomslag ble først sikring i svakhetssonene bestemt ut fra klassifisering og deformasjonsmåling samt registrering av sprekker i sprøytebetong.

Deretter ble endelig sikring av tunnelen mellom svakhetssonene bestemt, dels ut fra tidligere registreringer, men hovedsakelig på bakgrunn av inspeksjon i heng. Et viktig moment i denne sammenheng var bomdannelse på sprøytebetongflater som ble sjekket ved banking med spett. Partier med oppbomming ble sikret med supplerende bolter. På partier med oppsprekking av sprøytebetong i kombinasjon med bomdannelse ble det bestilt rensk av løs betong og supplerende sprøytebetong, vanligvis med supplerende bolter utenpå denne. I tillegg var det strekninger hvor det var satt svært lite eller ingen bolter som arbeidssikring, og hvor det var viktig å plassere et minimum antall bolter for å ta vare på eventuelle blokker som kunne avgrenses med de aktuelle enkeltsprekker og sprekkesystem i området.

Permanentsikring av vegger på strekninger mellom svakhetssonene ble bestemt ut fra fjellkvalitet. Sprøytebetong, som regel i kombinasjon med bolter utenpå, ble valgt i områder med leirslepper eller forvitrede soner. For øvrig ble det valgt spredt bolting hvor boltene ble satt for å sikre kiler eller sprekeavgrensede blokker.

Omfang av permanentsikring er som følger:

- | | |
|------------------------------|---------------------|
| • Støp bak stuff: | 53 m |
| • Armerte sprøytebetongbuer: | 82 stk |
| • Fiberarmert sprøytebetong: | 2060 m ³ |
| • Uarmert sprøytebetong: | 416 m ³ |
| • Innstøpte bolter: | 8800 stk |

Kostnadene for dette utgjør 16 % av total sikring.

Nivå på utført arbeidssikring er sammenlignet med sikringen som Q-systemet angir, se diagram i vedlegg 5 hvor sprøytebetongtykkelse og boltetetthet er vist i hele tunnelens lengde. (Diagrammene tar ikke hensyn til usikrede vegger). Det er bra samsvar mellom kurvene for “utført” og “anbefalt” sikring. Likevel går det fram at det har vært behov for en del tilleggssikring. I forbindelse med valg av permanent sikring har Q-systemet som nevnt vært til støtte for vurderingene uten at det er fulgt ukritisk. Spesielt i de dårligste partiene er det lagt vekt på ikke å undersikre i forhold til Q-systemet. I bedre fjell er det være flere strekninger hvor en ikke har funnet behov for å supplere opp til “Q-systemets nivå”.

Tar en hensyn til at en stor del av ovennevnte permanentsikring skyldes spredt vegg-sikring, og et relativt stort antall bolter skyldes bomdannelse i sprøytebetong, kan nivået på endelig permanentsikring (fjellforholdene tatt i betraktning) sies å være i tråd med Q-systemet og norsk praksis.

Tabell 9 viser en oversikt over forskjellige sikringsmetoder langs tunnelen (seksjoneringen er den samme som i tabell 7). For mer detaljert informasjon vises til tunnelkart som viser utført fjellsikring sammen med ingeniørgeologisk kartlegging. Disse foreligger som DAK-tegninger (Autocad) i målestokk 1:500, og vil bli gitt ut i et eget hefte.

Område (pel - pel)	Sikringsmetode, permanent
<i>Hitra-stuffen</i>	
3000-3380	5-10 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
3380-3470	10-16 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting
3470-3979	5-12 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
3979-4022	Støp 5 m / 6 stk Armerte Spr.bet.buer (12 m) / 30 - 35 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting. Sålestøp gjennom hele sonen
4022-4117	6 - 8 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
4117-4149	Støp m/sålestøp gjennom hele sonen
4149-4438	5 - 9 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
4438-4505	Støp m/sålestøp gjennom hele sonen
4505-5003	5-15 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
5003-5080	6-23 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting
5080-5197	6 - 9 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
5197-5210	Støp 10 m / 15 - 17 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
5210-5265	5-13 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
5265-5304	15 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting
5304-5535	5-14 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
5535-5641	Støp 50 m / 5 stk Armerte Spr.bet.buer (15 m) / 14 - 32 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
<i>Frøya-stuffen</i>	
8279-7925	5-19 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger. 5 stk Armerte Spr.bet.buer (15 m)
7925-7910	5 stk Armerte Spr.bet.buer (15 m) / 21 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
7910-7420	5-10 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
7420-7420	3 stk Armerte Spr.bet.buer (9 m) / 16 - 20 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
7420-7390	16 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting.
7390-7350	Støp 20 m / 5 stk Armerte Spr.bet.buer (16 m) / 29 - 34 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting. Sålestøp gjennom hele sonen
7350-6940	6-14 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
6940-6841	32 stk Armerte Spr.bet.buer (99 m) / 20 - 35 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting. Sålestøp 65 m
6841-6768	9-23 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting
6768-6675	Støp 29 m / 13 stk Armerte Spr.bet.buer (43 m) / 16 - 26 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
6675-6640	7-9 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
6640-6610	Støp 15 m / 26 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
6610-6550	16-18 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting
6550-6418	Støp 10 m / 22 stk Armerte Spr.bet.buer (66 m) / 14 - 32 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
6418-6350	8-18 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
6350-6325	Støp 23 m / 18 - 24 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting
6325-5770	0-15 cm Fiberarmert Sprøytebetong og Bolting i heng/vederlag. Spredt i vegger
5783-5646	Støp 23 m / 25 stk Armerte Spr.bet.buer (62 m) / 16 - 26 cm Fib.arm. Spr.bet. og Bolting. Sålestøp 25 m

Merknad: Overgangssoner mot svakhetssoner ikke medregnet

Tabell 9: Oversikt over sikringsmetoder på forskjellig strekninger

5.6.3 Sammenligning av kostnader for alternative sikringsmetoder i svakhetssoner

I svakhetssoner hvor det har vært nødvendig å drive tunnelen med forbolting og reduserte salver er bergmassen klassifisert til svært dårlig - eksepsjonelt dårlig. Etter Q-systemets sikringsdiagram gjelder dette soner plottet i sikringskategoriene 7 - 9, dvs.:

7) *Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 12 - 15 cm, Sfr + B*

- 8) Fiberarmert sprøytebetong >15 cm, armerte ribber av sprøytebetong og bolting, eller utstøping;
Sfr, RRS + B eller CCA
9) Betongutstøping, CCA

I forbindelse med full utstøping benyttes også sprøytebetong som arbeidssikring og radielle bolter for oppheng av forbolter. En gjennomgang av utført sikring i svakhetssoner viser følgende gjennomsnittlige sikringsmengder og kostnader ved de "tunge" sikringsmetodene (unntatt forbolter og sålestøp):

Full utstøping:

- Sprøytebetong 5 m³/lm
- Bolter 4,9 stk/lm
- Ekstra betong 7,4 m³/lm
- Kostnad etter kontraktens priser: 39 700 kr/lm

Det er liten forskjell på sprøytebetongmengdene ved støp på og bak stuff. Ved radiell bolting er det brukt henholdsvis 4 stk/lm ved støp på stuff og 8,7 stk/lm ved støp bak stuff. Relativt stort forbruk av sprøytebetong ved full utstøping skyldes at hele stuffen må sprutes pga at mannskapet arbeider med endeforskaling for støpen helt inntil stuffen. Dessuten har det i enkelte tilfeller vært et ujamnt/hakket tunnelprofil som krever ekstra sprøytebetong.

Armerte sprøytebetongbuer:

- Sprøytebetong 6,7 m³/lm (gjennomsnittlig tykkelse 24 cm)
- Bolter 10,3 stk/lm
- Armeringsbuer cc 2,85 m
- Kostnad etter kontraktens priser: 26 400 kr/lm

Sprøytebetong, systematisk bolting m/fjellband:

- Sprøytebetong 4,6 m³/lm (gjennomsnittlig tykkelse 16 cm)
- Bolter 8,4 stk/lm
- Kostnad etter kontraktens priser: 16 400 kr/lm

Gjennomsnittlig forbruk av forbolter er 37 stk pr omgang med 3,9 m innbyrdes avstand mellom hver omgang i de sonene hvor forbolting ble benyttet. Dette tilsvarer en kostnad på ca 11 000 kr/lm i disse sonene. Ved sålestøp har betongforbruket vært 8,1 m³/lm tilsvarende en kostnad på ca 12 000 kr/lm.

6. TEKNISK KVALITET

Ved gjennomføring av prosjektet ble det fokusert på kvalitetsikring i alle ledd. Kvalitet var egen post på både prosjektmøter og alle byggemøter.

Resultatene fra kontrollen er lagt inn i "sluttrapportdatabasen" og ligger vedlagt denne rapporten som vedlegg ?. De fleste av disse dataene er hentet fra LABSYS. Dokumentasjon av den ingeniørgeologiske oppfølgingen henvises til kap 4 "Ingeniørgeologiske / bergmekaniske forhold".

Håndbok 018 har vært mal for angivelse av kontrollomfanget og ut fra den er det satt opp en kontrollplan.

Følgende elementer ble spesielt fokusert:

- Kjerneboring (se kapittel om ingeniørgeologi)
- Sprøytebetong (utborede sylinderprøver, bøyestrekprøver, fiberinnhold, tidligfasthet, prelletap)
- Konstruksjonsbetong (vann/sementinnhold, terningfasthet)
- Geometrisk kontroll av forsterkningslag både i og utenfor tunnelen
- Steinprøver av massedeponiet spesielt på Hitrasiden
- Asfalt (bindemiddel, hulrom , trekksikt)
- Prøver av alle knuste fraksjoner (korngradering, finstoffinnhold overstørrelser)
- Loddinger i havnebassenget i Hammervikbukta.
- Bæreevnmålinger med platebelastning og fallodd

For øvrig kommenteres følgende:

EMULSJONSGRUS PÅ FV 385

For å etablere et anleggsdekke ble det lagt emulsjonsgrus på fv 385 vinteren 1996/1997. Det viste seg ganske raskt at Eg'en på fv 385 var løs og ble lett hullete etter nedbør.

Hovedårsakene til dette var:

- uheldig tidspunkt å legge ut massen
- mange fryse- /tine-prosesser før massen hadde satt seg
- mye kjettingbruk
- for lavt innhold av finstoffinnhold
- for lavt innhold av bitumenemulsjon

Sommeren 1998 ble dekket høvlet opp samt at det som opprinnelig var tenkt lagt ut på strekningen fra Morvikkrysset til Knutshaug bru ble brukt til reparasjoner på strekningen fra Kjerringvåg til Morvikkrysset. Heller ikke dette ble noen langvarig løsning. Slitelaget ble derfor lagt ut i 1999, ca 1 år før planen.

Tykkelsesmålinger av sprøytebetong

For å sikre riktig bruk av riktig mengde sprøytebetong ble tykkelsesmålinger forøkt gjennomført, men metoden med gjennom boring med slagdrill var lite egnet. I ettertid ser vi at det burde ha vært stilt krav om kjerneboring. Oppfølgingen via våre kontrollingeniører/ingeniørgeologer var imidlertid så god at vi valgte å stole på denne.

Sprøytebetong, prøveantallet

Et gjennomgående tema på mange byggemøter var manglende eller svært forsinket rapportering av resultatene fra sprøytbetongen. Dette skyldes delvis en kombinasjon av flere forhold: prøvetakingen, forsendelse samt analyseringen. Til tross for mye mas fra prosjektledelsen gjenstod en god del prøver også etter at bruken av sprøytbetongen var opphørt. Prosjektledelsen mente at det store prøveantallet med relativt gode resultater som vi tross alt hadde så ble en del av analysering utelatt mot en kompensasjon fra entreprenøren..

Forsterkningslaget i tunnelen

Steinmassene fra tunnelen på Hitrastuffen ble lagt i depot på Dolmøya. Disse massene var helt fra starten tenkt brukt som forsterkningslag, dreispukk og eventuelt som asfalttilslag. Disse massene ble derfor sortert i "godt" og "dårlig". Steinprøver ble jevnlig sendt til analysering for å gi en viss styring. Det viste seg at grovfraksjonen 20-100 mm var godt egnet

mens avstrøingslaget 0-32 mm var lite egnet der dette kom i kontakt med vann. I de deler av tunnelen der det ble eksponert for vann over enn viss tid ble grusen oppbløtt (gjørmete). Laget tørket heller ikke opp etter at bærelaget ble lagt ut. På ca 1300 m² ble derfor asfalt fjernet grusen skiftet ut med dreenspukk (8-22 mm).

7. HMS

7.1 GENERELT

Byggherren har praktisert Byggherreforskriften , forskrift nr 534 til Arbeidsmiljøloven.

Arbeidstilsynet i Trondheim uttalte i startfasen at prosjektet Hitra -Frøya fastlandsforbindelsen ville bli fulgt opp spesielt. Vi har hatt tre besøk av Arbeidstilsynet i anleggsfasen.

7.2 PROSJEKTERINGSFASEN

Prosjektleder Jon Einar Lien har vært HMS-koordinator i prosjekteringsfasen. Koordinator for prosjekteringsfasen skal på vegne av byggherren utføre de oppgaver som fremgår av Byggherreforskriften § 11. Dette omfatter:

- Sørge for informasjon og krav til de øvrige parter som deltar i planleggings- og prosjekteringsfasen om HMS
- Koordinere aktiviteter og planer med tilknytning til HMS i prosjekteringsfasen
- Sørge for at denne planen for sikkerhet, helse og arbeidsmiljø (HMS) blir etablert og vedlikeholdt.
- Sørge for å få utarbeidet nødvendig dokumentasjon om de forhold som har betydning for sikkerhet og helse ved fremtidige arbeider.
- Sørge for nødvendig informasjon og overføring av alt plangrunnlag til koordinator i gjennomføringsfasen.
- Bistå ved sluttevaluering av prosjektets avslutning.

Som følge av de vanskelige fjellforholdene ble det utarbeidet to uavhengige rapportert med hensyn på gjennomførbarhet, medgåtte kostnader og tid.

Den første gruppen (i ettertid kalt ekspertgruppen bestående av Stein Heggstad fra Kummeneje A/S, Bent Aagaard fra O. T. Blindheim A/S, Roar Nålsund og Arnstein Mehlum begge fra Statens vegvesen) la fram sin rapport "Analyse av drivemetoder og sikring 19. september 1996. Etter at denne rapporten forelå ble det også utarbeidet en rapport som gikk på risiko: "Driving av Frøyatunnelen, Risikoanalyse" rapport nr. 2343.02 datert 17. januar 1997.

Den andre gruppen (kalt evalueringsgruppen som bestod av professor Bjørn Nilsen, NTNU, professor Håkan Stille, KTH og dr. scient. Arild Palmstrøm, Norconsult, ble etablert etter ønske fra Vegdirektoratet. Denne la fram sin rapport "Analyse av drive og sikringsmetoder som grunnlag for kostnadsberegning, gjennomførbarhet og risikovurdering i januar 1997.

Begge gruppene kom til den konklusjonen at tunnelen under Frøyfjorden var gjennomførbar med konvensjonell tunneldrift, men til høyere kostnader enn det som hittil hadde vært vanlig i Norge.

På dette grunnlag ble medgått drivetid og tidsfrister angitt i anbudet. Det var prosjektledelsens syn at det viktigste ikke var *når* prosjektet stod ferdig, men derimot *at det* endelig *ble noe* av fastlandsforbindelsen.

Egen risikoanalyse ble også utarbeidet av O. T. Blindheim for prosjektet: "Driving av Frøyatunnelen, Risikoanalyse", rapport 23432.02 Trondheim 17. januar 1997. Ut fra denne rapporten ble det valgte sikkerhetsnivået lagt inn i tunnelanbud og byggherreorganisasjonen. Erfaringer fra tilsvarende anlegg tilsier imidlertid at det er ingen direkte sammenheng mellom vanskelig fjell og stor ulykkesrisiko.

7.3 GJENNOMFØRINGSFASEN

Svein Soknes har vært HMS-koordinator i gjennomføringsfasen. Koordinatorens skal samordne prosjektet mhp sikkerhet, helse og arbeidsmiljø som fremgår av Byggherreforskriften § 12. Dette omfatter:

- å påse at skjema vedrørende samordning av verne og miljøarbeidet på arbeidsplass med flere arbeidsgivere (Arbeidsmiljøloven §15) blir fylt ut.
- delta på vernerunder
- teknisk og organisasjonsmessige avgjørelser
- planlegging og justering av fremdriften
- fastsetting av frister
- ivareta etterlevelse av planer/forskrifter
- sikre at uvedkommende ikke får adgang til farlige deler av anlegget.
- sørge for at de utførende etablerer gode kontrollrutiner i henhold til HMS-planen.

Alle som har deltatt direkte og indirekte i prosjekteringsfasen har vært fullstendig klar over vanskelighetsgraden i dette prosjektet.

Byggherrens HMS-plan var i utgangspunktet integrert i vår kvalitetsplan. I ettertid vil vi hevde at det hadde vært bedre å ha en uavhengig HMS-plan enn en som er integrert i byggherrens kvalitetsplan. Dette fordi:

- HMS-planen kan da foreligge tidligere (ved anbudsutlysning).
- HMS-planen fremstår som et selvstendig dokument og bør vedlegges anbudet. Dette for å synliggjøre byggherrens HMS-krav og -målsetninger.
- HMS-planen som utarbeides i henhold til Byggherreforskriften skiller seg da klart fra byggherrens interne HMS-plan.

Byggherren bør i tillegg ha en HMS-plan som går på byggherrens interne arbeidsmiljø.

Det har vært vårt mål å ha de organisasjonsmessige grenselinjene både mellom ulike personer på byggherresiden samt mellom byggherre og entreprenør helt klare.

I startfasen ble følgende entreprenører gitt samordningsansvaret i.h.h. til §15 AML.

Aktivitet	1	2	3
Bygge og anleggsarbeid	• Forsterkning, utbedring og omlegging av store deler av Fhv 385 • Etablering av forskjæringen både på Dolmøya og Frøya • Bygging av ei lita bru over Fv 385 • Bygging av veger i dagen på Dolmøya og på Frøya • All asfaltering både i tunnelen og ute i dagen • Knusing av vegbyggingsmateriale • Kompletteringsarbeider (f.eks. vegmerking skilting, rekkverksetting, etc.)	Tunnelen fra Vågen på Dolmøya til Hammeren på Frøya	Bygging av ny bru over Dolmsundet
Utførende	Produksjonsavdelingen i Statens vegvesen Sør-Trøndelag	SELMER ASA	Entreprenør ikke valgt.
Hovedbedrift iht. AML §15	Produksjonsavdelingen i Statens vegvesen Sør-Trøndelag	SELMER ASA	Entreprenør ikke valgt.
Antatt oppstart	1.9.1997	15.1.1998	1.7.2000
Antatt slutt	1.7.2001	1.7.2000	1.7.2002
Forhåndsmelding sendt	23.6.1997		

Det har vært vår oppfatning at byggherren ikke må ta over arbeidsgiveransvaret for de innleide hovedentreprenørene og underentreprenørene. Byggherren har hatt som målsetting å få kvalitetsplaner og HMS-planer hos de utførende samt vår egen til å fungere. Forøvrig har vår oppfølging vært basert på:

- deltagelse på vernerunder
- enkeltbesøk på anlegget (prøver å være på hver tunnelstuff en gang hver uke.)
- rapportering fra hovedentreprenørene:
 - ⇒ HMS-avvik, se lysark
 - ⇒ månedsrapport, se lysark
- byggemøter arbeidsmiljø i gjennomføringsfasen.

7.4 OPPFØLGING AV SIKKERHET, HELSE OG MILJØ

Av saker om har vært tatt opp med SELMER ASA til nå kan bl.a. nevnes:

Krav fra Arbeidstilsynet med tilhørende forskrifter:

- ikke opphold foran innfestingssnittene for bommene under boring
- ikke boring og lading på samme stuff samtidig
- oversikt som viser de som til enhver tid er inne i tunnelen/adgangskontroll
- praksis for nattarbeid:

Følgende aktiviteter kan foregå etter kl 02⁰⁰

- * Påbegynt aktivitet skal fullføres selv om klokka er passert 02⁰⁰, f.eks.:

⇒ lading og etterpå skyting av salve

⇒ uttransport av tunnelstein dersom denne er kommet i gang før 02⁰⁰

Injeksjons- og sikringsarbeider kan påbegynnes og utføres mellom 02⁰⁰ og 06⁰⁰

- vernerundene (opprinnelig hver uke på hver stuff i starten, nå annen hver uke på hver stuff) skal også omfatte underentreprenørene
- manglende stillas på støpeskjold/ved betongstasjonen på Frøya
- manglende og ufullstendige produktdatablad/merking av produkter
- egenhendig undertegning av §15 skjema for samordningssansvar
- krav om dokumentasjon/beregninger/risikovurdering av sikkerhetsprosedyrer i forbindelse med bruk av stuffskjoldene

Oppfølging av krav i kontrakten

- spettrensk i henhold til krav i kontrakten
- sikringstyper (støp kontra bruk av andre sikringsmetoder)
- gassmålinger
- montering av lys i tunnelen
- rapportering av nestenulykker
- overtidsrapportering
- utilfredstillende tømning og drift av slambassengene
- støymålinger ved tunnelpåhogget ved Hammeren på Frøya

Diverse

- innsetting av bolter under driveprosessen
- redningsøvelser på Hitra og Frøya
- manglende oppfølging av sikkerhetsinstrukser med hensyn på å ha vernebriller på kroppen til enhver tid i tunnelen. Mangelfull bruk av vernebriller under injeksjonsarbeider.
- veggrensk
- rutiner i forbindelse med fersk sprøytbetong

7.5 ULYKKESSTATISTIKKEN

Følgende antall ulykker og nestenulykker ble rapportert:

	Nestenulykker	Ulykker
Statens vegvesen, prosjektorganisasjonen	2	1
Statens vegvesen, Produksjonsavdelingen med underentreprenører	1	4
SELMER ASA med underentreprenører	11	11
SØNNICO	3	1
Totalt	17	17

Heldigvis har vi ikke hatt alvorlige skader på prosjektet. Mindre skader som beinbrudd, klemskader og vridninger gjør imidlertid at H-verdien ble på hele 16. Dette skyldes i stor grad ulykker som har skjedd i Statens vegvesens byggherreorganisasjon eller i vår

Produksjonsavdeling. Antall arbeidstimer ble ca 380.000. H-verdien hos SELMER ASA med underentreprenører ble 4.

	Sum antall arbeidstimer pr dato	F- verdi (for hele prosjektet)	H-verdi (for hele prosjektet)
Statens vegvesen, Prosjektsorganisasjonen	61 340	114	16
Statens vegvesen, Produksjonsavdelingen med underentreprenører	60 080	649	67
SELMER ASA med underentreprenører	256 971	140	4
SØNNICO	256 971	140	4
Totalt	378 391	217	16

8. EVALUERING

8.1 PROSJEKTERINGSFASEN

8.1.1 Organisering/utførelse (flyttes til pkt. 7.2.3?)

På et prosjekt i denne størrelsen er det svært viktig at planleggeren er utestasjonert i byggefasen, slik at endringer kan tas raskt og at sjansen er større for at riktig løsning blir valgt.

Videre er det en fordel at anlegget har en person som inngår avtaler og har formell kontakt med grunneiere/rettighetshavere. Det er viktig at avtalene er konkrete slik at begge parter har lik forståelse av hva som er avtalt, og at avtalene blir inngått før tiltaket igangsettes. Samtidig som avtalene er konkrete er det viktig at avtalte løsninger er diskutert i prosjektorganisasjonen på forhånd, slik at en ikke legger detaljerte føringer på prosjekteringen som kan ødelegge for gode helhetlige løsninger.

Prosjektet har hentet inn ekstra bistand til planlegging av veger i dagen fra planseksjonen ved vegkontoret, samt fra vegkontoret i Nord-Trøndelag som har en spesialiseringsfunksjon på dette fagområdet. Dette har etter vår erfaring fungert godt og vært et godt alternativ til ekstern konsulentbistand.

Fra midten av september til november fungerte prosjektmøtene delvis også som byggemøter. Etter hvert så man behovet for egne byggemøter. Første byggemøte ble avholdt i november. Vår erfaring er at det er viktig å skille byggemøter og prosjektmøter. Dette tiltross for at personer fra produksjon for en stor del også deltar på prosjektmøtene.

Dersom det skal være en oppfølging av Produksjon bør en person utpekes til å ivareta byggelederansvaret.

8.1.2 Gode/dårlige løsninger

8.1.3 Eventuelle fordyrende løsninger

Prosjekteringsfasen har vært preget av stor usikkerhet knyttet til brutraseen over Dolmsundet. Dette har medført at man er tvunget til å bygge en del midlertidige løsninger på Dolmøya. Det har i den forbindelse gått mye tid og ressurser på ting som burde vært avklart i en tidligere planfase. Utfra de fakta som lå til grunn da de ulike avgjørelser ble tatt, mener vi at riktige løsninger er valgt.

Bomstasjonen på Dolmøya er planlagt og klargjort for automatisk innkreving. Som følge av at AUTOPASS-systemet ennå ikke er klart til å tas i bruk har vi vært nødt til å etablere en midlertidig manuell innkrevingsstasjon i tillegg.

8.2 PLANGRUNNLAGET

8.2.1 Gode dårlige løsninger

8.2.2 Eventuelle fordyrende løsninger

8.3 BYGGEFASEN TUNNELEN

8.3.1 Tekniske erfaringer / løsninger

- Omfattende forundersøkelser => ingen negative overraskelser, godt tilpasset anbudsgrunnlag

- Risikoanalyse før anleggstart => bevisstgjøring av byggherre og entreprenør, gode arbeidsprosedyrer, ingen alvorlige arbeidsulykker, ingen kritiske situasjoner

- Fryseberedskap => slakkere krav til mobiliseringstid hadde gitt rimeligere beredskap, boring av fryserør tar lang tid, med en annen utforming av kontrakten hadde fryseaggregatet vært Statens vegvesen sin eiendom uten særlige merkostnader

- Spilingbolter (forbolter) => god erfaring med omfattende bruk av slike bolter, benyttet på 750 m tunnel, profilet står godt, mindre betongforbruk, mindre utstøping, raskere inndrift, reduserte kostnader

- Mikrosement => Rheocem hadde lang herdetid i saltvann (6 - 10 t), registrert både i tunnel og ved enkle forsøk, ble mindre brukt etter hvert, gode erfaringer med industrisement

- Beredskapstesting støpeskjold => god drill og beredskap for en krisesituasjon med rasutvikling, nytviklet, mobilt støpeskjold med hydraulisk manøvrering, bonusordning til entreprenøren ga motiverte drivere

- Kjerneboring => for pessimistisk prognose på bakgrunn av forundersøkelsene, problemer i leirinnfiserte soner, dårlig inndrift og full stopp, (raskere å drive tunnel enn å kjernebore), benyttet mindre etter hvert, gir noe tilleggsinformasjon

I:\Vegtek\GEOLOGI\Tunneler\Rv 714 Frøyatunnelen\Dokumentasjon anlegg Frøyatunnelen\sluttrapp\FRØYATUNNELEN
SLUTTRAPPORT.DOC. 25.02.2010

O.T.Blindheim A/S	- forhåndsvurdering - anbudsgrunnlag (prosess 31 - 33) - ing.geologisk oppfølging i drivefasen
ICG A/S	- bistand elektro, tegninger og anbudsgrunnlag
NGI	- numerisk modellering av fjellsikring
SINTEF	- testing av sleppemateriale (svelling, frysing)

<u>Varer:</u>	Thorn Lighting A/S	- lysarmaturer
	Bemel Norge A/S	- impulsventilatorer
	K.Lund Engros A/S	- pumpeinstallasjoner
	Telenor	- radio- og sambandsutstyr

8.4 BYGGEFASEN DAGANLEGGET

9. OPPSUMMERING

9.1 TIL ANDRE UTBYGGINGSPROSJEKTER

9.2 TIL HÅNDBOKARBEIDET

10. REFERANSER

Grimstad, E and Barton, N. (1993): "Updating of the Q-system for NMT", Proc. of Int. Symp. on Sprayed Concrete - Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes, Norwegian Concrete Assosiation, pp 46-66.

Palmstrøm, A. (1996): "A new method to characterize rok masses for applications in Rock Engineering", Fjellsprengningskonferansen 1996, s. 38.1-38.21.

Norges Geotekniske Institutt (1998): "Frøyatunnelen - Numerisk modellering av svakhetssone", Statens Vegvesen Sør-Trøndelag, Rapport nr. 981040.

Norges Geotekniske Institutt (1999): "Tunnel seismic. Method deskription and field test. Frøyatunnelen", Rapport nr. 521667-4.

SINTEF (1999): "Måling av heftstyrke på utborede kjerneprøver fra Frøyatunnelen", Rapport nr. 99070-22B198.00.

11. RESULTATER FRA TEKNISK KVALITETSKONTROLL

Hammervågen - Hammeren med tilstøtende vegnett

Kontroll utlegging av sprengsteinfyllinger

Komprimering av forsterkningslag

Platebelastning

Geometrisk kontroll

Innmålinger av rør og ledninger

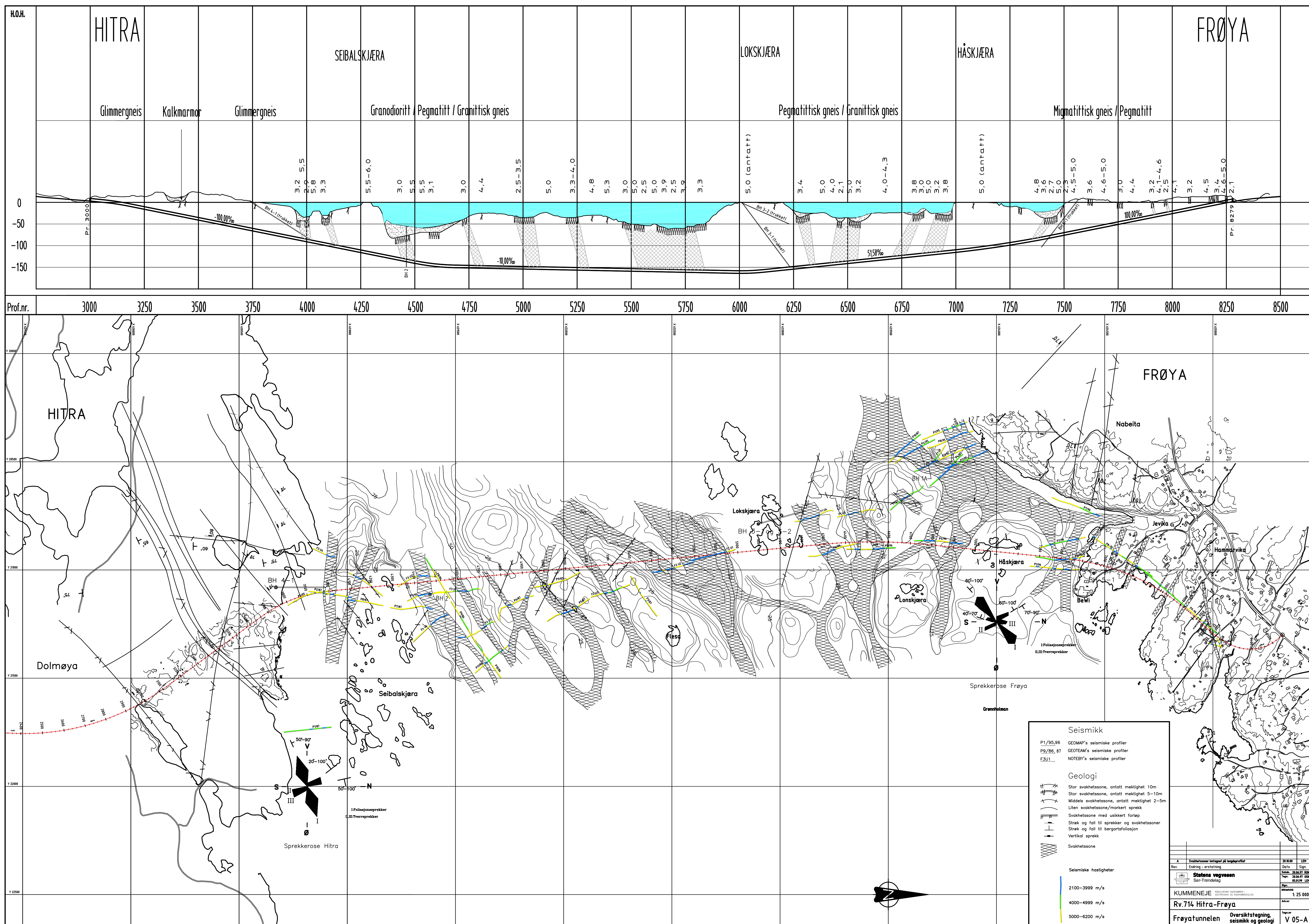
Innmålinger av kummer

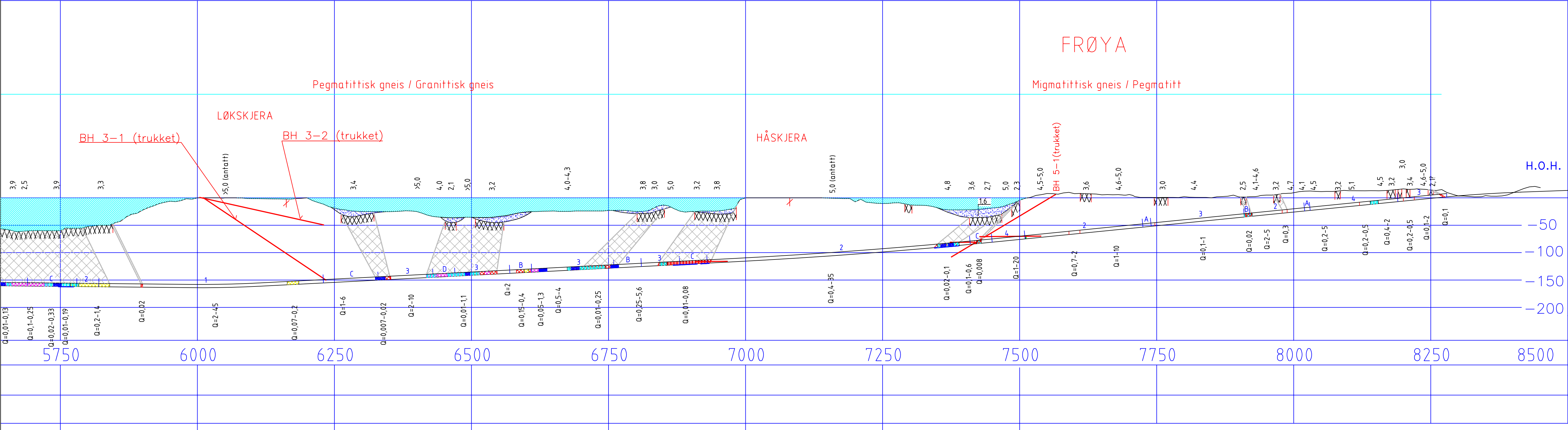
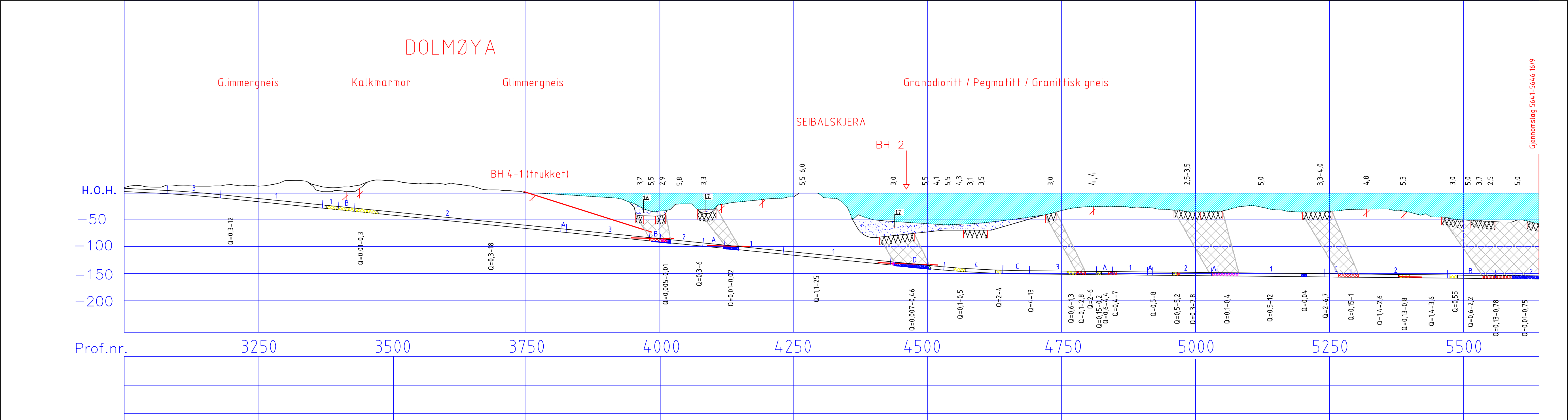
Kommunale veger i Hammervika

G/S-veg Nabeita - Hamarvikbakken

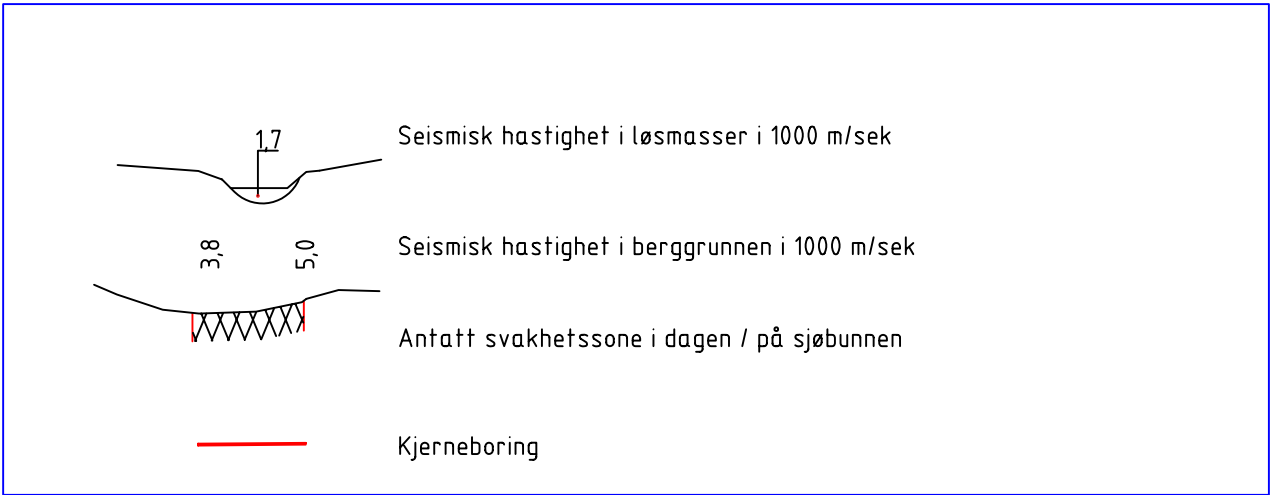
Melkvika -Vågen med tilstøtende vegnett

Omlegging av kryss rv 714/fv 385, Kjerringvåg.





- Normal salvelengde
- Oppsprukket leirinfisert fjell (kun sprøytebetong og bolt)
- Spiling, 3-4 m 's salver, 12-20 cm sprøytebetong + bolt
- Spiling, 12-20 cm sprøytebetong m/alkaliefri aks. + bolt
- Spiling, Sprøytebetongbuer og bolter, 20-26 cm Sfr
- Sålestøp
- Full utstøping



Rev.	Endring – erstatning	Dato	Sign
Originalkartet	konstruert i år av	fotoår	
Statens vegvesen Sør-Trøndelag		Tegn. Saksb. Sign.	
Frøyatunnelen VEDLEGG 2		Målestokk - Ark.nr	
Geologisk lengdeprofil		Tegn.nr	

