

## Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg



# Publikasjon nr. 101



## Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg

Dr. scient. Arild Palmstrøm  
*Norconsult*

Dr. ing. Bjørn Nilsen  
*NTNU inst. for geologi og bergteknikk*

Siv.ing. Knut Borge Pedersen  
*Statens vegvesen*

Siv.ing. Leif Grundt  
*Selmer Skanska*

Omslagsdesign: *Svein Aarset, Oslo*  
Forsidebilder: *Mona Lindstrøm og Roald Aabøe, Teknologivdelingen*  
Produksjonskoordinator: *Helge Holte, Teknologivdelingen*  
Trykk: *Lobo Media AS, Oslo*  
Opplag: 1000

# FORORD

Miljø- og samfunnstjenlige tunneler er et forsknings- og utviklingsprosjekt som har samlet store deler av tunnelbransjen i Norge til felles innsats for å heve kompetansen for å unngå utilsiktet grunnvannssenkning i forbindelse med tunnelbygging.

Arbeidet har foregått i tre delprosjekter: Forundersøkelser  
Samspill med omgivelsene  
Tetteteknikk.

Prosjektet har hatt en enestående mulighet til å prøve ut og sammenligne en rekke nye metoder, utstyr og teknikker parallelt med bygging av utvalgte tunneler. I tillegg er erfaringer fra både grunnundersøkelser og tetting av gjennomførte anlegg samlet inn og evaluert.

Vi har med de nye metodene mulighet for å få ut mer presis kunnskap om grunnforhold og om sårbare naturtyper. Dette gjør at vi kan sette inn de nødvendige tiltak i forhold til tetting av tunnelen og anvende riktig metode, utstyr og kompetanse. Resultatene fra prosjektet utgjør et viktig grunnlag for optimal planlegging, prosjektering og gjennomføring av tunnelprosjekt, i forhold til grunnvann- og poretrykkskontroll.

Resultatene fra arbeidet er utgitt i en egen rapportserie og er sammenfattet i følgende 5 publikasjoner:  
Publikasjon nr. 101: Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg  
Publikasjon nr. 102: Sluttrapport delprosjekt A, Forundersøkelser - Sluttrapport  
Publikasjon nr. 103: Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø  
Publikasjon nr. 104: Berginjeksjon i praksis  
Publikasjon nr. 105: Miljø- og samfunnstjenlige tunneler - Sluttrapport.

Denne publikasjonen (nr. 101) gir retningslinjer for valg av omfang av forundersøkelser for et gitt prosjekt.

*Styret i bransjeprojektet består av følgende firmaer:*

Statens vegvesen (prosjektledelse)  
Jernbaneverket (prosjektformann)  
Norges forskningsråd, NFR  
NCC AS  
Selmer Skanska AS  
Veidekke ASA  
Norconsult AS  
Norges geologiske undersøkelser, NGU  
Norges Geotekniske Institutt, NGI  
Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU.

*I tillegg har følgende bidratt:*

Norsk vandbyggningskontor, NVK AS  
SINTEF Bygg og miljø  
NOTEBY AS  
GeoVita AS  
Aquateam - Norsk vannteknologisk senter AS  
Norsk institutt for naturforskning, NINA  
Jordforsk  
Geoteknisk Spiss-Teknikk AS  
Nick Barton & Associates Rock Engineering  
Geomap AS  
Rockma  
Samferdselsetaten i Oslo.

*Teknologiavdelingen, oktober 2003*

## SAMMENDRAG

Delrapporten "Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg" har som hensikt å gi byggherrer, konsulenter og entreprenører retningslinjer for hvor mye undersøkelser det er fornuftig å utføre under planlegging og bygging av et tunneler og bergrom. Det er anbefalt å vurdere dette omfanget ut fra type anlegg og hvor vanskelig det er å fremskaffe tilstrekkelig oversikt over grunnforholdene. Tilstrekkelig i denne forbindelse knyttes opp mot hvilken fase av planleggingen det gjelder og hvilke krav det stilles til sikkerhet under bygging og under drift av anlegget.

Det er innledningsvis gitt en oversikt over utfordringene som er forbundet med å foreta undersøkelser av undergrunnen. Videre er det angitt en del normer og retningslinjer som gjelder for planlegging og bygging av et berganlegg med beskrivelse av de ulike hovedstadier et anlegg gjennomgår fra idé til ferdig prosjekt.

De vanligste tradisjonelle metodene for undersøkelser er kort beskrevet. En viktig del av arbeidet med å kunne utarbeide prognose over grunnforholdene er riktig og systematisk bruk av de fremkomne resultatene fra undersøkelsene sammenholdt med eksisterende viten.

18 utvalgte prosjekter i ulike grunnforhold er nærmere beskrevet. Erfaringer fra disse er benyttet i vurderingene av hvilket omfang grunnundersøkelsene for hvert av disse burde hatt med dagens metoder for undersøkelser og dagens krav for de ulike typer anlegg. I vurderingene benyttes berggrunnens vanskelighetsgrad som blant annet bygger på berggrunnens kompleksitet og hvor nødvendig og vanskelig det er å fremskaffe informasjon om grunnen. Videre er bruken av de ulike typer anlegg samt risiko under bygging og anleggets påvirkning på natur og bebyggelse medtatt i vurderingene.

Kravet til nøyaktighet av kostnadsoverslags som stilles på ulike stadier av planleggingen, er bestemmende for hvilken kunnskap om grunnforholdene som er nødvendig. For en vanlig norsk vegg-tunnel ligger omfanget av forundersøkelser på 2–10 % av sprengningskostnadene (sprengning og utlasting, inkl. rigg på 20–30 %), for undersjøiske tunneler er det 5–15 % pluss 2–5 % til sonderboring og oppfølging under drivingen. For andre anlegg ligger omfanget under bygging på 0,5–2 %. Den høyeste prosenten er for korte tunneler.

Under utførelsen av undersøkelsene kan det bli aktuelt å justere de estimerte kostnadene dersom undersøkelsene avdekker andre grunnforhold enn antatt.

Delrapporten diskuterer også variasjoner og kompleksitet i berggrunnen og usikkerheter forbundet med å påvise dette. Konklusjonen er at selv omfattende grunnundersøkelser ikke kan avdekke alle forhold i berggrunnen, og at det derfor alltid er mulighet for at uventede forhold påtreffes. Bare for få tunnelprosjekter kan kostnadene på basis av forundersøkelsene angis med så stor nøyaktighet som  $\pm 10$  % av drivekostnadene (sprengning, sikring og tetting). Når dette er sagt, skal det samtidig understrekes at godt planlagte undersøkelser og riktig tolkning av fremkomne resultater øker kjennskapen til berggrunnens kvalitet og reduserer sjansen for å treffe på uventede forhold.

# INNHOOLD

1	INNLEDNING .....	7
1.1	HENSIKT OG MÅL .....	7
1.2	HVILKE UTFORDRINGER BYR UNDERSØKELSE AV BERGGRUNNEN PÅ? .....	7
1.3	ARBEIDSMETODIKK OG GRUNNLAGSMATERIALE .....	7
1.4	DIVERSE .....	8
2	PROSJEKTSTADIER OG UNDERSØKELSER .....	9
2.1	GENERELT .....	9
2.2	AKTUELLE STANDARDER FOR PLANLEGGING OG UTFØRELSE AV GRUNNUNDERSØKELSER..	10
2.2.1	Nasjonale anbefalinger og standarder .....	10
2.2.2	Internasjonale anbefalinger og standarder .....	12
2.3	GRUNNUNDERSØKELSER I DE ULIKE PROSJEKTSTADIER .....	16
2.3.1	Forundersøkelser .....	19
2.3.2	Undersøkelser under bygging .....	21
2.3.3	Undersøkelser etter bygging .....	21
2.4	STRATEGI FOR UTFØRELSE AV UNDERSØKELSER .....	21
2.4.1	Spesielle forhold ved undersøkelser for undersjøiske tunneler .....	22
2.4.2	Betydningen av svakhetssoner .....	23
2.5	NOEN FORHOLD SOM KAN GI USIKRE INGENIØRGEOLOGISKE TOLKNINGER .....	24
2.6	KONTINUITET UNDER PLANLEGGING OG UTFØRELSE AV GRUNNUNDERSØKELSER .....	25
3	UNDERSØKELSESMETODER .....	27
4	BRUK AV RESULTATENE FRA UNDERSØKELSENE .....	28
4.1	GENERELT .....	28
4.2	TOLKNINGER .....	28
4.3	SAMMENSTILLING AV RESULTATER .....	29
4.3.1	Sammenstilling av overflatekartlegging og refraksjonsseismikk .....	29
4.3.2	Sammenstilling av refraksjonsseismikk og kjerneboring .....	30
4.3.3	Sammenstilling av feltobservasjoner, kjerneboring og seismikk .....	30
4.4	RAPPORTERING AV UNDERSØKELSENE .....	33
4.4.1	Rapporter fra undersøkelser .....	33
4.4.2	Ingeniørgeologiske rapporter .....	33
4.4.3	Ingeniørgeologiske rapporter for anbud .....	34
4.4.4	Konsekvenser av feil og mangler .....	35
5	EKSEMPLER PÅ UTFØRTE TUNNELER OG BERGANLEGG .....	36
6	ANBEFALT OMFANG AV GRUNNUNDERSØKELSER .....	38
6.1	GENERELT .....	38
6.2	UTGANGSPUNKT .....	39
6.3	BERGGRUNNENS VANSKELIGHETSGRAD .....	39
6.4	KRAV TIL BERGANLEGGET .....	40
6.5	UNDERSØKELSESKLASSER OG -OMFANG .....	41
6.5.1	Forundersøkelser .....	41
6.5.2	Undersøkelser som foretas under bygging av anlegget .....	41

6.6	RIKTIG OMFANG.....	42
6.6.1	Fordeling av omfanget i forprosjektfasen og under bygging .....	42
6.6.2	Spesielle forhold.....	45
6.6.3	Andre forhold som innvirker på omfanget .....	45
6.7	USIKKERHET OG RISIKO.....	46
6.7.1	Usikkerhetsanalyse.....	46
6.7.2	Risikovurdering.....	49
7	REFERANSER.....	50

## VEDLEGG

A:	Undersøkelsesmetoder .....	21 sider
B:	Beskrivelse av noen utførte anlegg .....	47 sider
C:	Riktig omfang – utdypende detaljer.....	5 sider
D:	Utdrag fra Statens vegvesen, håndbok 021, vegtunneler.....	3 sider

# 1 INNLEDNING

## 1.1 HENSIKT OG MÅL

For tunnel- og fjellanlegg der "det har gått galt pga. vanskelig fjell", er årsaken i langt de fleste tilfellene å finne i mangelfulle grunnundersøkelser eller at byggherre og/eller entreprenør ikke har viet grunnforholdene nok oppmerksomhet under bygging. Formålet med denne utredningen er å avklare hva som er rimelig omfang av grunnundersøkelsene for å kunne få tilstrekkelig viten om kvaliteten av grunnen i forhold til de krav som stilles til det enkelte underjordsanlegget. Videre er det for plan-leggingen viktig å ha kjennskap til omtrentlig fordeling av undersøkelsene i de ulike stadier av prosjektgjennomføringen, både når det gjelder kostnader og hva undersøkelsene vil kreve av tid.

Det er ikke noe entydig svar på hva som er *riktig omfang av undersøkelser*. Til det er det for mange usikre geologiske forhold som innvirker samt at det er for mange parametre som er vanskelig målbare. Allikevel, det er visse elementer og krav som bør kunne kombineres slik at det skulle være mulig å gi noen retningslinjer og antydninger om hva omfanget av grunnundersøkelsene bør ligge på for et underjordsanlegg.

Av de mange faktorer som innvirker på omfanget av grunnundersøkelser, er de viktigste omtalt i denne utredningen. Innledningsvis er det viktig å presisere at en forutsetning for riktig omfang er at *hensiktsmessige grunnundersøkelser blir utført rasjonelt og at resultatene blir tolket riktig og anvendt fornuftig*. Disse forholdene er minst like viktige som det å utføre undersøkelsene.

## 1.2 HVILKE UTFORDRINGER BYR UNDERSØKELSE AV BERGGRUNNEN PÅ?

Sammenlignet med tradisjonelle byggematerialer som stål, betong etc. er egenskapene til bergmasser vesentlig mer komplisert å måle. Enkelte egenskaper lar seg faktisk ikke måle, og det må derfor ofte benyttes observasjoner og erfaringsdata i vurderinger og beregninger. Samtidig er dimensjonene ved undergrunnsanlegg er så store at det ikke er økonomisk og ofte ikke teknisk mulig å foreta tester i full skala. Derfor må beregninger og vurderinger gjøres på grunnlag av forenklete undersøkelser/tester og observasjoner.

Disse forholdene gjør at grunnundersøkelser ofte er dyre utføre, samtidig som de heller ikke gir entydige opplysninger om materialtekniske egenskaper. Tunnelbygging har derfor i stort monn blitt basert på erfaringer, og de vurderinger som foretas, er som regel et resultat av subjektivt skjønn fra involverte fagfolk. Basert på de erfaringer vi har fra våre anlegg, har det inntil i dag sjelden vært ansett nødvendig med detaljerte beregninger.

## 1.3 ARBEIDSMETODIKK OG GRUNNLAGSMATERIALE

I denne utredningen er det valgt å skille mellom undersøkelser for planlegging, for bygging og for drift av berganlegg. *Forundersøkelser* benyttes for planleggingen fram til anbud, mens *undersøkelser under bygging* kan være forundersøkelser som er "utsatt". Dette kan være fordi de ikke kunne utføres før målestedet i tunnelen ble tilgjengelig (spenningsmålinger) eller det kan være for innhenting av mer detaljert informasjon om grunnforholdene (sonderboring foran stuff) eller for kontroll av stabilitet eller sikkerhet (måling av forskyvninger/deformasjoner) under byggearbeidet.

En grunnundersøkelse omfatter ikke bare selve undersøkelsen, men også beregning av måleverdiene, tolkning av resultatene, vurderinger av de utførte undersøkelser, samt rapport(er) som sammenfatter alt dette. Undersøkelsene kan være i terrengoverflaten, i berganlegget eller i laboratoriet.



## 1.4 DIVERSE

Utarbeidelsen av *Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg* har blitt utført av følgende gruppe:  
Dr. scient. Arild Palmstrøm, Norconsult (leder), 35 års erfaring som ingeniørgeolog i inn- og utland,  
Dr. ing. Bjørn Nilsen, professor ved NTNU inst. for geologi og bergteknikk, nær 30 års erfaring,  
Siv.ing. Knut Borge Pedersen, Statens vegvesen, nær 30 års erfaring som ingeniørgeolog,  
Siv.ing. Leif Grundt, Selmer Skanska med 35 års anleggserfaring i Norge og andre land.

Delrapporten inngår i bransjeprojektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler" finansiert av Norges Forskningsråd, Vegdirektoratet, Jernbaneverket, Samferdselsetaten i Oslo, NCC Anlegg AS, Selmer Skanska AS og Vegdekke AS. I tillegg kommer egeninnsats hos de utførende firmaer og institusjoner. Med denne støtten har det vært mulig å få gjennomført denne delrapporten som gruppen håper kan være til nytte under bygging av berganlegg i fremtiden.

Prosjektet har vært ledet av Vegdirektoratet, med Kjell Inge Davik, Alf Kveen og Mona Lindstrøm som prosjektledere. Arbeidsgruppen vil rette en honnør til disse personer for vel utført organisering og gjennomføring, og til Vegdirektoratet for å ha dekket administrasjonen av prosjektet i tillegg til direkte pengebidrag.

Arbeidsgruppen takker personer har bidratt med hjelp og opplysninger under utarbeidelsen hos Norconsult, NTNU og Statens vegvesen. Følgende personer takkes spesielt:

Kristin Holmøy, dr. stipendiat ved NTNU

Reidar Mork, direktør for Otrakraft a/s

Jon Steinar Rønning, geofysiker ved NGU

Hanne Knudsmoen, ingeniørgeolog i Norconsult a/s.

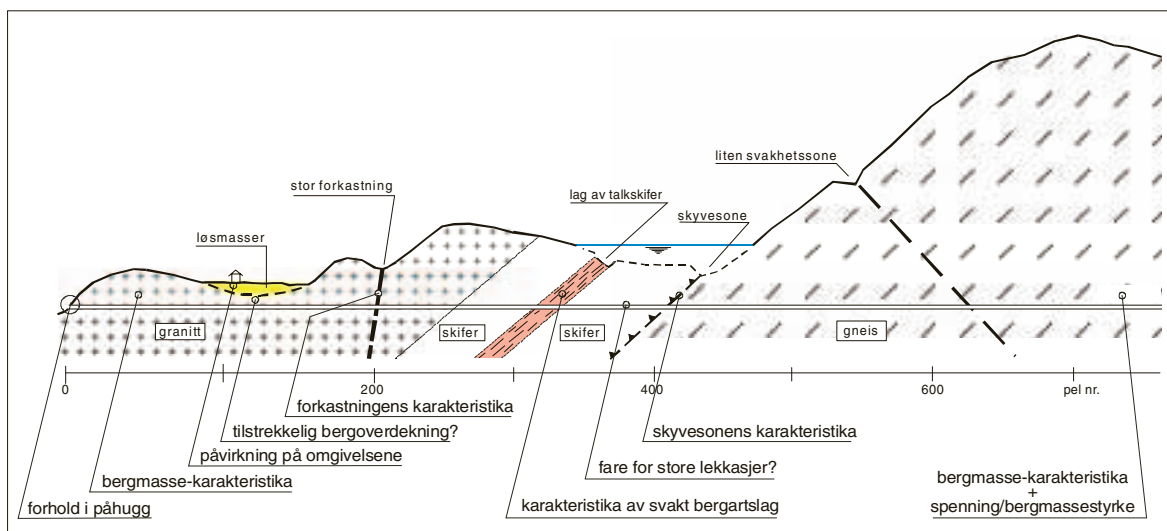
## 2 PROSJEKTSTADIER OG UNDERSØKELSER

### 2.1 GENERELT

Normalt skal grunnundersøkelser for anlegg i berg fremskaffe opplysninger som kan brukes til å:

- utarbeide geologisk (oversikts)kart med profil
- fremskaffe data om grunnens egenskaper, dvs. fordeling og sammensetning av bergarter og løsmasser, samt oppsprekningen karakter
- angi områder/steder med spesielle vanskeligheter og problemer, bl.a. påhugg og steder eller partier med usikkerhet (steder med liten bergoverdekning, områder med tykke løsmasser osv.)
- antyde usikkerhet(er)
- angi anleggets mulige innvirkning på omgivelsene.

Figur 2.1 illustrerer noen grunnforhold det er aktuelt å innhente informasjon om for en tunnel.



**Figur 2.1:** Det er en rekke forskjellige forhold for et tunnelprosjekt som grunnundersøkelsene skal fremskaffe opplysninger om.

Ut fra innhentede opplysninger skal det utarbeides oversikt over grunnforholdene for den aktuelle tunnelen eller bergrommet. Nøyaktigheten som her kreves, vil blant annet avhenge av:

- hvilket stadium prosjektet er i
- hvilken type bygge- eller entreprenørkontrakt som benyttes
- hvilke stabilitets- eller sikkerhetskrav som stilles til bygging og senere bruk av prosjektet.

Hensikten med å utføre undersøkelser for bygging av tunneler eller andre bergrom er å *fremskaffe tilstrekkelig grunnlag/informasjon/data for å kunne planlegge og vurdere konsekvensene ved gjennomføring av et berganlegg*, som blant annet innebærer:

- Bestemme optimal trasé og/eller beliggenhet ut fra de gitte forutsetninger
- Vurdere innvirkning på miljø og bebyggelse
- Bestemme opplegg og metoder for bygging
- Beregne kostnader og byggetid for det aktuelle prosjektet for det stadiet det befinner seg på.

I tillegg til å benytte erfaringer fra tidligere bygging i tilsvarende grunnforhold, skaffes dette grunnlaget til veie under planleggingen ved å benytte ulike typer og metoder av grunnundersøkelser. De fleste grunnundersøkelsene utføres i planleggingsfasen, men på mange anlegg utføres det også undersøkelser under bygging for å fremskaffe ytterligere opplysninger om grunnforholdene der det er ønskelig, som foran stoff. Det gjøres for å kunne iverksette tiltak i tide for å unngå/ redusere driveproblemer og/eller hindre skade på omgivelsene. Det foretas også noen ganger målinger i tunnelen eller bergrommet som vanskelig lar seg utføre fra overflaten. Måling av grunnvannsstanden og kontroll av natur og bebyggelse over berganlegget betraktes også som en del av grunnundersøkelsene.

Omfanget og tolkningen av grunnundersøkelsene innvirker i høy grad på nøyaktigheten på kostnadsoverslaget.

## 2.2 AKTUELLE STANDARDER FOR PLANLEGGING OG UTFØRELSE AV GRUNNUNDERSØKELSER

Nasjonale og internasjonale organisasjoner og foreninger har utarbeidet en rekke anbefalinger og retningslinjer for planlegging og utførelse av felt- og laboratorieundersøkelser. Et utvalg av de viktigste vil bli omtalt i det følgende.

### 2.2.1 Nasjonale anbefalinger og standarder

#### 2.2.1.a Norsk Standard (NS)

Norske standarder som er relevante i forbindelse med planlegging og bygging av tunneler er i hovedsak utarbeidet i regi av Norges Byggstandardiseringsråd (NBR). De mest aktuelle er:

- NS 3420: Beskrivelsestekster for bygg og anlegg, Del - Berg (1996)
- NS 3480: Geoteknisk prosjektering (1988)
- Norske oversettelser og nasjonalt anvendelsesdokument for Eurokode 7: Geotechnical Design.

NS 3420 inneholder enkelte retningslinjer for undersøkelser, bl.a. i forbindelse med kjerneboring, men er først og fremst beregnet for anbudsbeskrivelse. Eurokode 7 er nærmere beskrevet under Europeiske standarder i kapittel 2.2.2.

NS3480 "Geoteknisk Prosjektering" gjelder for både berg og løsmasser, og inneholder retningslinjer for grunnundersøkelser, prosjektering, kontroll og oppfølging. Et overordnet prinsipp i forbindelse med undersøkelser for tunnelanlegg er at undersøkelsesomfanget skal tilpasses prosjektets karakter og de aktuelle grunnforhold. Hovedprinsippet er at byggherren og den prosjekterende i fellesskap plasserer anlegget i geoteknisk prosjektklasse avhengig av skadekonsekvensklasse og vanskelighetsgrad som vist i tabell 2.1

**Tabell 2.1:** Fastlegging av geoteknisk prosjektklasse 1–3 i henhold til NS 3480 (NBR, 1988).

Skadekonsekvens-klasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
Mindre alvorlig	1	1	2
Alvorlig	1	2	2
Meget alvorlig	2	2	3

*Skadekonsekvenser* i denne sammenheng omfatter mulig personskaade så vel som økonomiske konsekvenser. *Vanskelighetsgrad* skal gjenspeile graden av usikkerhet med hensyn til prosjektering (inklusive undersøkelser) og utførelse, og avhenger i første rekke av geologiske forhold og erfaringsgrunnlag.

Geoteknisk prosjektklasse i henhold til NS 3480 er normgivende for innsats og omfang med hensyn til fremskaffing av grunnlagsdata, prosjektering (inklusive forundersøkelser) og kontroll. Trafikk-tunneler i tettbygde strøk vil i mange tilfeller tilhøre prosjektklasse 3 og kreve spesielt omfattende og grundige forundersøkelser. Nøyaktig hvor omfattende disse undersøkelsene bør være (f.eks. som andel av totale byggekostnader), sier imidlertid standarden ingenting om.

Nærmere informasjon om NBR og norske standarder finnes på: <http://www.standard.no>.

#### 2.2.1.b Statens vegvesen – Normal, håndbok 021 og Retningslinjer, håndbok 014 og 015

I de nye retningslinjene for planlegging av riks- og fylkesveger er det fastsatt at saksbehandlingsprosessen for vegtraseer inkludert tunneler skal følge Plan- og bygningsloven. Statens Vegvesen (2002) definerer i sin håndbok 021 følgende undersøkelses- og prosjekteringsfaser for vegtunneler:

- 1) *Tidlig oversiktsplan*, omfatter relativt enkle forundersøkelser som skal gi grunnlag for vurdering av gjennomførbarhet og for planlegging av videre undersøkelser
- 2) *Oversiktsplan* (fylkesplan/kommunedelplan), med mer omfattende undersøkelser som skal gi det geologiske grunnlaget for valg av veglinjealternativ
- 3) *Reguleringsplan*, hvor det geologiske grunnlaget for kostnadsoverslaget skal bestemmes og usikkerheten i resultatene fra undersøkelsene og eventuelle konsekvenser for kostnadsoverslaget skal angis. Behovet for supplerende undersøkelser fra kommunedeleplanfasen skal vurderes
- 4) *Byggeplan/anbudsgrunnlag*, hvor prosjektet bearbeides fram til ferdig byggeplan. Supplerende grunnundersøkelser kan være aktuelt.

Det understrekes i håndbok 021 at en kvalitetsmessig og rasjonell gjennomføring krever at undersøkelsene utføres systematisk og trinnvis, og at resultatene vurderes grundig før neste planfase. Det er formulert relativt klare krav til minimum omfang av undersøkelser og til nøyaktighet i kostnadsoverslag for de respektive planfasene. Dette er nærmere beskrevet i kapittel 2.3.

Håndbok 014 Laboratorieundersøkelser (Statens Vegvesen, 1997a) inneholder et omfattende kapittel med tittel "Løsmasser, fjell og steinmaterialer" og håndbok 015 Feltundersøkelser (Statens Vegvesen, 1997) et omfattende kapittel med tittel "Geotekniske og geologiske undersøkelser". Håndbøkene gir grundige beskrivelser vedrørende opplegg og utførelse, men få retningslinjer vedrørende nødvendig omfang.

Prosesskoden, som er Vegvesenets parallell til NS 3420, inneholder også enkelte retningslinjer for undersøkelser, men er først og fremst beregnet på anbudsbeskrivelse.

#### 2.2.1.c Faglige foreninger (NBG, NFF)

I regi av Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk (NFF) er det utgitt håndbøker som også deler som til en viss grad er normgivende for planlegging og utførelse av undersøkelser:

- Håndbok i ingeniørgeologi – berg (1985)
- Håndbok Nr 1: Injeksjon (2002)
- Handbook No 2: Engineering Geology and Rock Engineering (2000).

NBG og NFF er tilknyttet internasjonale foreninger (henholdsvis ISRM/IAEG og ITA) som har laget en rekke anbefalinger og retningslinjer for grunnundersøkelser. De er beskrevet i kapittel 2.2.2. Informasjon om NBG er på <http://www.bergmekanikk.com> og om NFF på <http://www.nff.no>

## 2.2.2 Internasjonale anbefalinger og standarder

### 2.2.2.a Europeiske standarder

Europeiske standarder for geoteknisk prosjektering utarbeides av CEN/TC 250/SC 7 Geotechnical design. En parallell til NS 3480 foreligger i denne forbindelse som Europeisk førstandard: Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules (CEN, 1994). Eurocode 7 (EC 7) er i norsk oversettelse: NS-ENV 1997-1 (NBR, 1997a), og det er også laget et såkalt Nasjonalt anvendelsesdokument (NAD) for denne (NBR, 1997b).

Når endelig utgave av EC 7 foreligger etter endelig avstemning, sannsynligvis i løpet av 2003, vil EC 7 erstatte NS 3480. EC 7 (NS-ENV 1997-1), er pr. i dag sidestilt med NS 3480.

EC 7 bygger i hovedsak på samme grunnfilosofi som NS 3480, men inneholder mer detaljerte retningslinjer. Begrepet Geotekniske prosjektklasser i NS 3480 er i EC 7 erstattet av Geoteknisk kategori 1-3. Foreløpig klassifisering av et anlegg i henhold til geoteknisk kategori skal ifølge EC 7 foretas før grunnundersøkelser igangsettes. Kategorien skal evalueres, og eventuelt justeres underveis i planleggingsprosessen og anleggsarbeidet.

Tilsvarende forhold som beskrevet for NS 3480 skal vektlegges ved fastlegging av geoteknisk kategori i henhold til EC 7. De tre geotekniske kategoriene er i henhold til EC 7 beskrevet som følger:

#### Geoteknisk kategori 1:

Små og relativt enkle konstruksjoner hvor det er mulig å sikre at de grunnleggende kravene vil bli tilfredsstilt på grunnlag av erfaring og kvalitative geotekniske undersøkelser, og med minimal risiko for liv og eiendom.

#### Geoteknisk kategori 2:

Konvensjonelle konstruksjoner uten unormale risikoer eller uvanlige eller eksepsjonelt vanskelige grunn- eller belastningsforhold. Konstruksjoner i kategori 2 kvantitative geologiske data og analyse for å sikre at de grunnleggende kravene vil bli oppfylt, men rutinemessige prosesser for felt- og laboratorieprøving og for prosjektering og utførelse kan brukes. Blant eksempler på konstruksjoner som ifølge EC 7 er i samsvar med geoteknisk kategori 2 er: ”Tunneler i hardt ikkeoppsprukket berg hvor det ikke stilles spesielle krav til vanntetthet eller andre krav”.

#### Geoteknisk kategori 3:

Svært store og uvanlige konstruksjoner som innebærer unormale risikoer, eller uvanlige eller eksepsjonelt vanskelige grunn- eller belastningsforhold og konstruksjoner i jordskjelvutsatte områder.

EC 7 fastslår at type og omfang av geotekniske undersøkelser avhenger av konstruksjonens geotekniske kategori. Retningslinjer for undersøkelsen er gitt i EC 7, men i stor grad med slagside mot løsmasse-undersøkelser, og uten klar angivelse av nødvendig omfang.

Eurocode 7- Part 2: Geotechnical investigation assisted by laboratory testing og Eurocode 7 – Part 3: Geotechnical design assisted by field testing, er støttestandarder for EC 7 – Del 1, og foreligger som førstandarder. Konverteringen fra ENV til EN av disse startet i 2002.

CEN/TC Geotechnical investigation and testing arbeider med standardisering av geotekniske prøvingsmetoder i felten og i laboratoriet, og har opprettet en rekke arbeidsgrupper, hovedsakelig innenfor grunnvann og løsmasse.

### 2.2.2.b Andre nasjonale standarder

Mange land har laget egne nasjonale standarder innenfor grunnundersøkelser. De mest omfattende og som i størst grad brukes internasjonalt er den amerikanske ASTM-standard <http://www.astm.org>, den britiske BSI-standard <http://www.bsi.org.uk> og den tyske DIN-standard <http://www.din.de>

Disse standardene er alle i hovedsak fokusert på forsøksbetingelser og utførelse, og i liten grad på omfanget av undersøkelsene.

#### 2.2.2.c ISRM-dokumenter

Den internasjonale bergmekanikkforeningen ISRM (International Society for Rock Mechanics) har gitt ut en rekke anbefalinger og retningslinjer med hensyn til utførelse av laboratorie- og feltundersøkelser, såkalte Recommendations\* og Suggested Methods. De mest aktuelle er:

- Deformability determinations using a large flatjack technique (33: April 1986)
- Deformability determination using a stiff dilatometer (38: October 1996)
- Design and analysis procedures for structures in argillaceous swelling rock\* (8: October 1994)
- Fracture toughness of rock (36: April 1988)
- Geophysical logging of boreholes (28: February 1981)
- Hardness and abrasiveness of rocks (17: March 1977)
- Indention hardness index of rock minerals (39: September 1998)
- In situ deformability of rock (26: September 1978)
- In situ stress measurement using the CCBO overcoring technique (40: April 1999)
- Laboratory testing of swelling rocks (42: April 1999)
- Large scale sampling and triaxial testing of jointed rock (31: October 1989)
- Mode 1 fracture toughness using cracked chevron notched Brazilian disc (18: January 1995)
- Monitoring rock movements using borehole extensometers (24: November 1977)
- Monitoring rock movements using inclinometers and tiltmeters (25: December 1977)
- Petrographic description of rocks (22: March 1977)
- Point load strength (30: April 1985)
- Pressure monitoring using hydraulic cells (27: December 1979)
- Quantitative description of discontinuities in rock masses (23: October 1977)
- Rapid field identification of swelling and slaking rocks (9: October 1994)
- Rock stress determination (34: February 1987)
- Seismic testing within and between boreholes (37: December 1988)
- Shear strength (15: February 1974)
- Site investigation techniques\* (3: July 1975)
- Sound velocity (19: March 1977)
- Strength of rock materials in triaxial compression, revised version (20: December 1983)
- Surface monitoring of movements across discontinuities (29: October 1984)
- Tensile strength of rock materials (21: March 1977)
- Uniaxial compressive strength and deformability of rock materials (26: September 1978)
- Water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties (13: October 1972).

ISRM's anbefalinger og retningslinjer gir detaljerte beskrivelser med hensyn til utførelsen av undersøkelser, og har høy status, men dokumentene gir bare i begrenset grad anbefalinger med hensyn til undersøkelsesomfang.

Disse anbefalingene og retningslinjene er alle publisert i ISRM's offisielle tidsskrift: *International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Informasjon om ISRM og ISRM's dokumenter finnes også på: <http://www.lnec.pt>

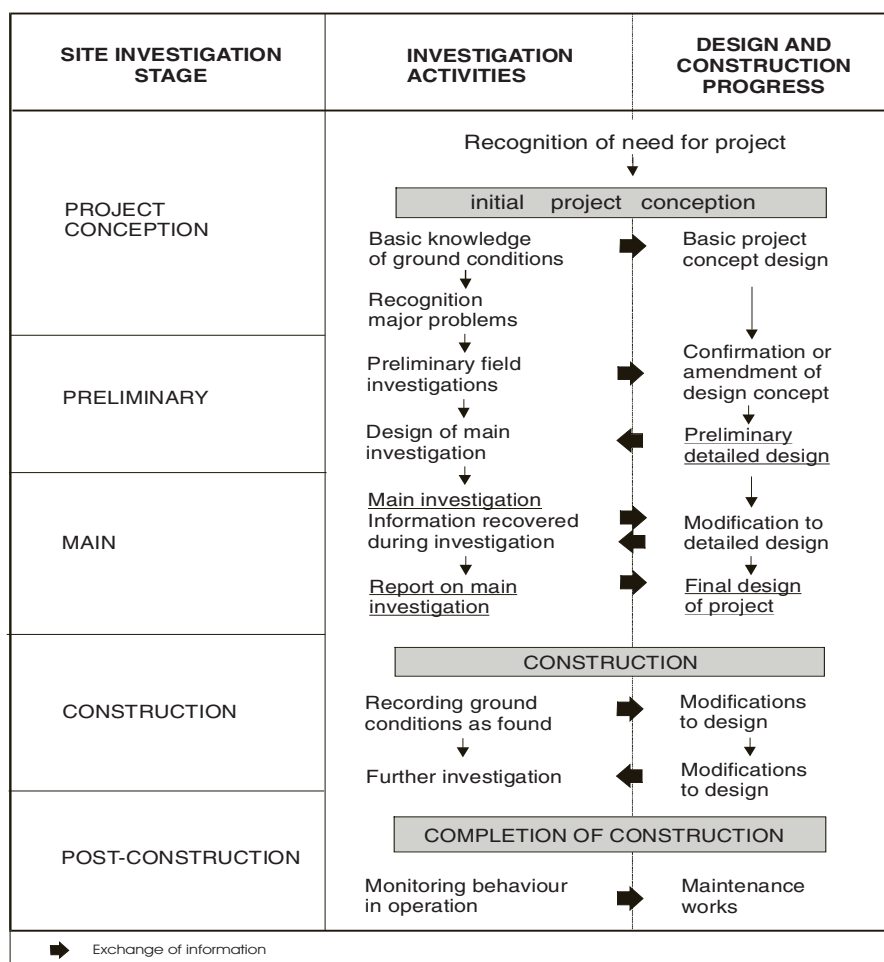
### 2.2.2.d IAEG-dokumenter

Den internasjonale ingeniørgeologi-foreningen IAEG (International Association of Engineering Geologists) har gitt ut en rekke anbefalinger med hensyn til feltundersøkelser. De viktigste er:

- Engineering geological mapping (1981) IAEG Bulletin no. 24
- Soil and rock investigation by in situ testing. (1981) IAEG Bulletin no. 25
- Engineering geology related to nuclear waste disposal project. (1986), IAEG Bulletin no. 34.

Anbefalingene er publisert i IAEGs offisielle tidsskrift: *Bulletin of the International Association of Engineering Geology* (fra 1998: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*). Informasjon om IAEG og de respektive anbefalingene finnes på: <http://www.transport.ntua.gr/IAEG.html>.

Selv om IAEGs anbefalinger er av noe eldre dato, inneholder de informasjon som fortsatt kan være av verdi i forbindelse med planlegging av tunnelanlegg. Spesielt relevant i denne sammenheng er anbefalingene i IAEG-Bull. 24, som blant annet illustrerer den viktige kobling mellom undersøkelser og prosjektering/bygging, se figur 2.2.



Figur 2.2: Undersøkelsesfaser i henhold til anbefalinger fra IAEG (1981).

### 2.2.2.e ITA-dokumenter

Den internasjonale tunnelforeningen ITA (International Tunnelling Association) har nedsatt en rekke arbeidsgrupper som arbeider med problemstillinger knyttet til tunneler og undergrunnsanlegg. Med hensyn til undersøkelser er det i første rekke følgende arbeidsgruppe som er relevant:

- Working Group 2 – Research.

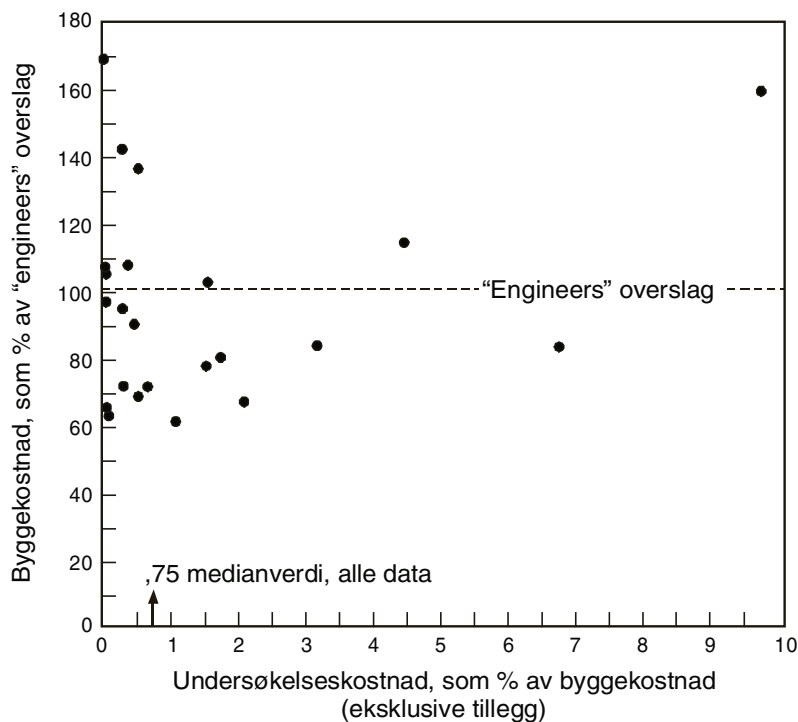
Aktiviteter knyttet til Site Investigations er nettopp kommet i gang som del av denne arbeidsgruppens aktiviteter, og målet er å utarbeide Retningslinjer for grunnundersøkelser for tunnelanlegg i løpet av de neste 2 år.

Informasjon om ITA og arbeidsgruppens aktivitet kan finnes i ITA's offisielle tidsskrift "Tunnelling and Underground Space Technology" og på: <http://www.ita-aites.org>

### 2.2.2.f Andre retningslinjer og anbefalinger

Det finnes mye relevant materiale med hensyn til beskrivelse av forsøksbetingelser og praktisk utførelse av laboratorie- og feltundersøkelser, men betydelig mindre med hensyn til anbefalt omfang og kostnadsnivå for undersøkelsene.

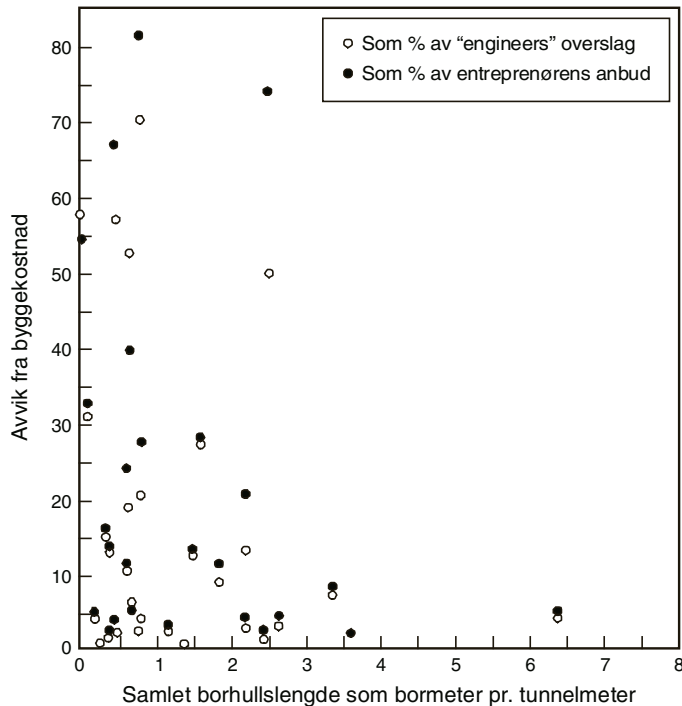
Visse retningslinjer finnes imidlertid i USA, hvor U.S. National Committee on Tunneling Technology (USNC/TT) anbefaler at grunnundersøkelsene i gjennomsnitt bør ligge på 3 % av byggekostnadene. I forbindelse med studier gjennomført av USNC/TT er det fremlagt interessante data for hva økt undersøkelsesomfang har å si for sikkerheten i prosjektering og kostnadsoverslag. Et eksempel på data er vist i figur 2.3. Midlere undersøkelsesomfang for de undersøkte prosjektene tilsvarer 0,75 % av byggekostnadene. Det er en tydelig trend i diagrammet at avviket fra stipulert byggekostnad avtar med økende undersøkelsesomfang, og for undersøkelseskostnader over 3 % av byggekostnadene er avviket mellom "Engineer's overslag" og faktiske byggekostnader mindre enn 20 %.



**Figur 2.3:** Sammenheng mellom undersøkelseskostnader og avvik fra stipulert byggekostnad i undersøkelse utført av USNC/TT (1984).



USNC/TT har også funnet interessante korrelasjoner mellom omfanget av undersøkelsesboring (som generelt benyttes mye mer i USA enn i Norge) og avvik fra stipulert byggekostnad. Det er illustrert i figur 2.4, som viser avviket fra stipulert byggekostnad avtar betydelig med økende omfang av undersøkelsesboring.



**Figur 2.4:** Avvik fra stipulert byggekostnad som funksjon av omfang av undersøkelsesboring i undersøkelse utført av USNC/TT (1984).

De amerikanske undersøkelsene viser altså klart at sikkerheten i ingeniørgeologiske beskrivelser og i kostnadsoverslag øker betraktelig med økende undersøkelsesomfang. Selv om tradisjonene med hensyn til undersøkelser og bygging nok er noe forskjellige i USA og Norge, er det liten grunn til å anta at hovedtrenden i USNC/TT-undersøkelsene ikke gjelder her i landet også.

Andre retningslinjer som bør fremheves er Geoguide 2 "Guide to Site Investigation", som er utarbeidet av Hong Kong Geotechnical Engineering Office. Den inneholder i likhet med de fleste andre av de dokumentene som er omtalt i dette kapittelet retningslinjer for gjennomføring av undersøkelsene, men gir også enkelte anbefalinger med hensyn til undersøkelsesomfang, spesielt i forbindelse med boring.

## 2.3 GRUNNUNDERSØKELSER I DE ULIKE PROSJEKTSTADIER

Inntil i dag har det stort sett vært den enkelte ingeniørgeolog som har foreslått omfanget og hvilke metoder undersøkelsen skulle bestå av. Byggherren har samtykket eller kanskje oftest selv bestemt hvor mye som skulle investeres og til dels hva som skal gjøres. Anbefalingene og retningslinjene beskrevet i kapittel 2.2 legger imidlertid opp til en vesentlig skjerping på dette punktet.

Tabell 2.2 gir en oversikt over hvilke krav som stilles i de ulike faser av planleggingen og som er nærmere omtalt i Håndbok 021. I tillegg er det angitt hva som kan være aktuelt under bygging og drift av anlegget. Tabell 2.3 angir hvilke typer grunnundersøkelser som kan være aktuelle i de ulike faser ut fra det som er omtalt i tabell 2.2.

Tabell 2.2: Vanlige krav til utførelse og til resultat av grunnundersøkelser i de ulike faser av et prosjekt.

FASE	KRAV TIL RESULTAT (krav til kostnadsoverslag ifølge håndbok 021)	FORHOLD SOM BEHANDLES	FORUNDERSØKELSER
<b>Idé</b>	Hvorvidt prosjektet synes teknisk realiserbart.	Grov vurdering av bergforholdene med tanke på spesielt vanskelige områder, anleggsteknisk sett.	Enkle studier av eksisterende topografiske og geologiske data. Befaring.
<b>beslutning om videreføring av planleggingen tas</b>			
<b>Tidlig oversiktsplan</b> (forprosjekt)	Grunnlag for grov kostnadskalkyle	En enkel, sannsynlig fordeling av bergforholdene, basert på aktuell drivemetode, Vurdering av stabilitet/sikring og lekkasjer/tetting.  Spesiell vurdering av eventuelle kritiske/vanskelige partier (svakhetssoner, liten overdekning, etc.)	Enkel ingeniørgeologisk kartlegging.  Eventuelt undersøkelse av kritiske punkter i terrenget.
<b>Oversiktsplan</b> (hovedplan, konsesjonssøknad)	Vurdere hvorvidt prosjektet kan gjennomføres innenfor akseptabel tid og kostnad  (± 25 %)	Vurdering av bergkvaliteter.  Påvise anleggstekniske løsninger for eventuelle kritiske punkter/områder.  Påvise egnede områder i terrengoverflaten som berøres (påhugg, sjakt-topper etc.).	Ingeniørgeologisk kartlegging av området.  Innledende grunnundersøkelser og prøvetaking.  Nærmere undersøkelse av kritiske områder/steder.
<b>beslutning om bygging tas</b>			
<b>Reguleringsplan,</b> <b>Byggeplan</b> (detaljplan) <b>Anbud</b>	Hvilke egenskaper ved berggrunnen som vil kunne få betydning for prosjektet. Overslag av byggetid og kostnader  (± 10 %)	Fordeling av bergkvaliteter og sannsynlig sikring langs tunnel/hall.  Vurdering av hydrogeologiske forhold og sannsynlig omfang av tetting.  Valg av drivemetode og lokalisering av tunneltrasé / haller, samt endelig plassering av påhugg.	Detaljert ingeniørgeologisk kartlegging og detaljerte grunnundersøkelser. Prøvetaking, laboratorieundersøkelser
<b>Bygging</b>	Hvorvidt grunnforholdene stemmer overens med det som var antatt.  Eventuell justering av trasé	Dokumentasjon og kontroll av bergforholdene langs tunnel/hall.  Angivelse av nødvendig sikring på og bak stuff.	Sonderboring foran stuff (der det antas fare for uønskede lekkasjer). Målinger av spenninger, forskyvninger, grunnvann.  Kontroll av omgivelser.  Tunnelkartlegging, oppfølging av drivingen.
<b>Drift</b> (bruk av byggverket)	Hvorvidt grunnforholdene forandres under bruk av anlegget	Utvikling av langtidsstabilitet og bestandighet av bergarter.	Befaring(er) til byggverket.

**Tabell 2.3:** Vanlige grunnundersøkelser i de ulike faser av et prosjekt.

FASE	FORHOLD SOM BEHANDLES	UNDERSØKELSE/VURDERING (ifølge håndbok 021)
<b>Idé</b>	Hvorvidt prosjektet synes teknisk /økonomisk realiserbart.	Utarbeide enkel geologisk oversikt. Påvise mulige vanskelige/kritiske partier
<b>beslutning om videreføring av planleggingen tas</b>		
<b>Tidlig oversiktsplan</b> (forprosjekt)	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Få forståelse av de regionalgeologiske forhold</li> <li>– Fremskaffe geologisk grunnlag for kostnadskalkyle og vurdering av prosjektets gjennomførbarhet</li> <li>– Lokalisere egnede tunnelstrekninger</li> <li>– Kartlegge kritiske forhold (svakhetssoner, liten overdekning, vanskelige påhugg etc.)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Innsamling og vurdering av eksisterende informasjon</li> <li>– Studie av flyfoto, befaring i marken.</li> <li>– Vurdering av områder som kan være spesielt utsatt for påvirkning fra tunnelen. (drenering, setninger, rystelser, utslipp mv. )</li> <li>– Vurdering av usikkerhet vedrørende bergoverdekning.</li> </ul>
<b>Oversiktsplan</b> (kommunedelplan /fylkesdelplan, hovedplan, konsesjons-søknad)	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Tilstrekkelig geologisk grunnlag for valg av alternativ samt egnede påhugg og andre inngrep i overflaten</li> <li>– Fremskaffe grunnlag for mengdeanslag</li> <li>– Vurdere bergkvaliteter</li> <li>– Påvise anleggstekniske løsninger for eventuelle kritiske punkter/områder</li> </ul>	<p>Flyfotostudier, ingeniørgeologisk kartlegging og grunnundersøkelser for å klarlegge:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– Løsmasser, fordeling, typer og mektighet, (+ vanndybder for undersjøiske tunneler)</li> <li>– Bergarter og bergartsgrenser, oppsprekning, svakhetssoner</li> <li>– Bergoverdekning</li> <li>– Hydrogeologiske forhold</li> <li>– Påhuggsmuligheter og rasfare</li> </ul>
<b>beslutning om bygging tas</b>		
<b>Reguleringsplan</b> (detaljplan)	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Fremskaffe tilstrekkelig grunnlag for kostnader og byggetid</li> <li>– Angi usikkerheten i resultatene fra undersøkelsene med eventuelle konsekvenser for kostnadsoverslaget</li> <li>– Undersøke tunnelen innvirkning på influensområdet i detalj, vurdere mulighet for skader og mottiltak for å sikre omgivelsene</li> <li>– Endelig plassering av tunnel/bergrom og påhugg</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Vurdering av behov for supplerende grunnundersøkelser</li> <li>– Planlegging og gjennomføring av eventuelle supplerende grunnundersøkelser inkludert verifikasjon av tidligere konklusjoner</li> <li>– Utarbeide fordeling av bergkvaliteter og sannsynlig sikring langs tunnel/hall</li> <li>– Vurdering av hydrogeologiske forhold og sannsynlig omfang av tetting i tunnelen</li> <li>– Valg av drivemetode og lokalisering av tunneltrasé / haller samt påhugg</li> </ul>
<b>Byggeplan, anbud</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Lage detaljer ved drive- og sikringsmessige viktige forhold</li> <li>– Lage egen geologisk rapport som en del av anbudsgrunnlaget.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Eventuelt supplerende grunnundersøkelser for å bekrefte mengdeanslagene eller som følge av andre forhold som avdekkes under prosjekteringen (som viktige detaljer ved portalområder/forskjæringer)</li> </ul>
<b>Bygging</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Dokumentasjon og kontroll av grunnforholdene og miljøpåvirkning</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Dokumentasjon av bergforholdene langs tunnel/hall</li> <li>– Påvise eventuelle ugunstige grunnforhold foran stoff ved sonderboringer</li> <li>– Målinger av bergspenninger</li> <li>– Målinger av forskyvninger (deformasjon) på kritiske steder</li> <li>– Måling av grunnvann (poretrykk, lekkasjer)</li> <li>– Kontroll av natur og setninger på utsatt bebyggelse</li> </ul>

### 2.3.1 Forundersøkelser

Håndbok 021 (se kapittel 2.2.1.c) har et kapittel om geologiske forundersøkelser med retningslinjer for utførelse av grunnundersøkelser i de ulike faser av planleggingen. Som oppsummering av det som er nevnt foran og krav i håndbok 021, gir tabell 2.2 og 2.3 også oversikt over de vanlige hovedfaser ved planleggingen av et berganlegg, hva som forventes og forhold som bør behandles i disse fasene.

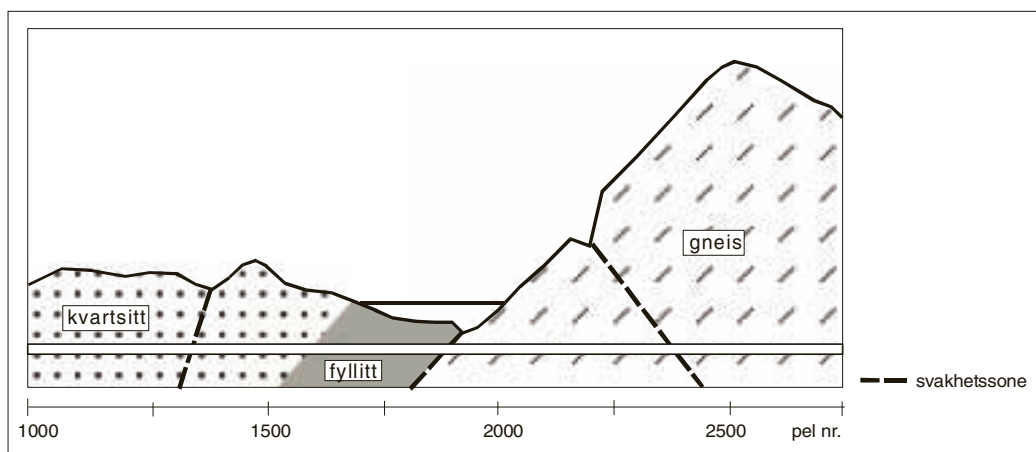
Planlegging av tunneler og berganlegg vil som regel foretas etter plan- og bygningsloven (PBL). Ifølge denne vil trasévalg/plassering avklares gjennom en formell oversiktsplan (kommunedelplan eller fylkesplan, som er særlig behandlet i §§ 19-4 og 20-5).

Før dette kan det ha blitt gjennomført utredning, konseptstudie eller lignende.

#### 2.3.1.a Oversiktsplan

Denne skal gi grunnlag for å fatte beslutninger og plassering, valg av tilhørende elementer (vegtrasé osv.). Det vil som regel være nødvendig med forholdsvis omfattende utredninger. Det er i PBL krav om at kostnadene for alle alternative planløsninger i kommunedelplanen skal beregnes med en nøyaktighetsgrad på  $\pm 25\%$ . Det gjør det nødvendig med forundersøkelser og utredninger som er tilpasset dette kravet.

Som det fremgår av tabell 2.2 er kravet til dokumentasjon i oversiktsplanen  $\pm 25\%$  nøyaktighet på kostnadsoverslaget. Hovedformålet med undersøkelsene her er å avklare grunnforholdene slik at kostnadsoverslag tilsvarende  $\pm 25\%$  kan overholdes. Et viktig element i denne fasen er valg av riktig alternativ og at grunnforholdene i viktige områder for berganlegget blir avklart. En rasjonell utførelse av undersøkelsene er å unngå dyre metoder i den grad det er forsvarlig. Dette fordi undersøkelsene muligens kan være bortkastet dersom tunnelen for eksempel senere flyttes. Normalt vil 15–35 % av kostnadene for forundersøkelsene medgå i denne fasen, se kapittel 6.6.1.

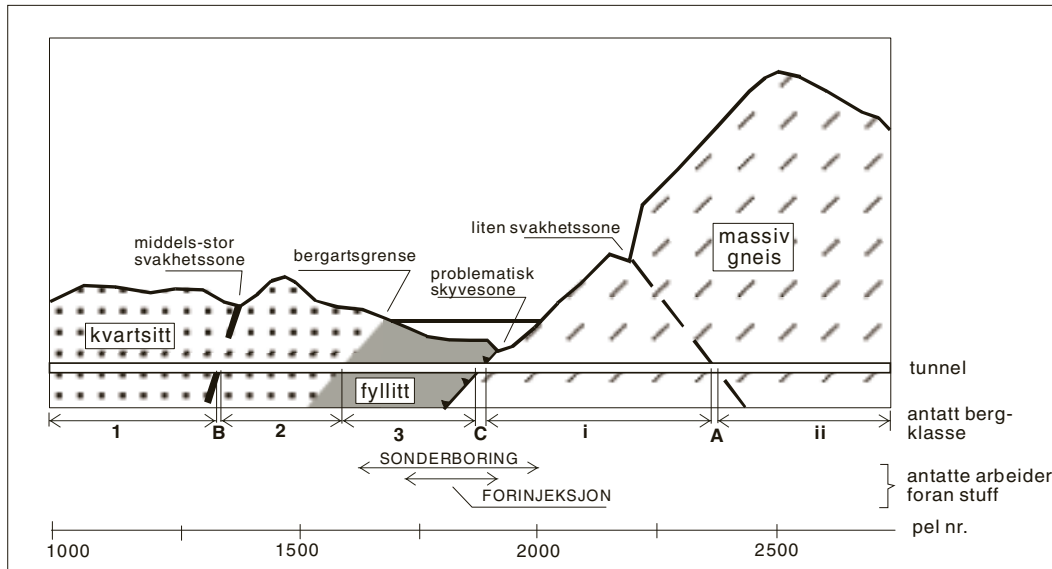


**Figur 2.5:** Eksempel på et geologisk profil som viser fordeling av bergarter, svakhetssoner og løsmasser. I oversiktsplanen skal undersøkelsene fremskaffe data for valg av alternativ.

#### 2.3.1.b Reguleringsplan (detaljplan)

I denne fasen skal tunnelen eller anlegget fastlegges. Kravene i retningslinjene for planlegging av riks- og fylkesveger i henhold til PBL innebærer at det skal gjennomføres supplerende forundersøkelser. Kostnadene skal beregnes med en nøyaktighetsgrad på  $\pm 10\%$ . Viktige forhold vil være hensynet til natur, til bebyggelse og naboer, og til bruk av arealene over tunnelen/bergrommet.

De mest omfattende grunnundersøkelsene foretas normalt i reguleringsplanfasen. Da skal endelig tunneltrasé eller beliggenhet av haller og/eller sjakter velges. Dataene fra grunnundersøkelsene skal benyttes til kostnadsoverslag, som skal ligge innenfor  $\pm 10\%$ , og de skal danne grunnlaget for tilbudsspesifikasjoner. For tilbudsspesifikasjonene må det foreligge opplysninger fra hele det aktuelle området berganlegget ligger i om de egenskaper ved bergmassene som har betydning for prosjektet og de arbeider som skal utføres. Som vist i kapittel 6.6.1 ligger normalt 25–60 % av kostnadene for forundersøkelser i denne fasen.



**Figur 2.6:** For å kunne klare kravet på  $\pm 10\%$  i reguleringsplanfasen må det lages et detaljert geologisk profil som viser antatt fordeling av ulike bergmasser langs tunnelen eller bergrommet, og angivelse av eventuelle undersøkelser (sonderboring osv.) under bygging.

Dersom kostnadene for drive- og sikringsarbeider alene skal holdes innenfor  $\pm 10\%$ , hva vil en usikkerhet på 10 % for en 50 m<sup>2</sup> tunnel innebære?

Med drivepris (sprengning og sikring) pr. lm tunnel på 15000 kr, vil 10 % utgjøre 1500 kr/lm tunnel. Det tilsvarer: 1 bolt (à 500 kr) + 0,35 m<sup>3</sup> sprøytebetong (à 3000 kr/m<sup>3</sup> = 1000 kr), dvs. ca. 2 cm i hengen; alternativt utgjør ca. 4 cm sprøytebetong i hengen 1500 kr.

Det er således ikke store avviker i antatte grunnforhold eller tolkning av resultatene som skal til før kravet på  $\pm 10\%$  nøyaktighet ikke er tilfredsstillt. Dette krever egentlig større omfang av undersøkelser enn de fleste er klar over.

### 2.3.1.c Byggeplan (anbud)

Byggeplan benytter vanligvis de innhentede data i reguleringsplanen. Etter hvert som det foretas mer detaljering i denne fasen, kan det dukke opp forhold som krever nærmere undersøkelser, for eksempel påhugg eller dokumentasjon av bebyggelse. Ofte vil det bli utført laboratorieundersøkelser, spesielt hvis det ikke er gjort i foregående fase.

For anlegg med spesielle krav til miljø vil det ofte bli utført registreringer av natur og av bebyggelse utsatt for skader (setninger).

Det skal ofte i tillegg utarbeides en egen rapport over grunnforholdene for byggeplan. Det gjelder særlig for anbud.

### 2.3.2 Undersøkelser under bygging

Det eksisterer ingen spesielle krav til undersøkelser under bygging. Undersøkelsene tilpasses det enkelte prosjektet. Som nevnt kan de være en "utsettelse" av forundersøkelsene ved at det foretas undersøkelser som kan brukes for endelig bestemmelse av bergrommets plassering (for eksempel spenningsmålinger). Andre undersøkelser kan være sonderboringer foran stuff for å fremskaffe detaljerte data om bergforholdene tunnelen skal drives gjennom.

En annen type undersøkelse i denne fasen er overvåking (monitoring) eller måling av deformasjoner (forskyvninger) der bergrommet eller tunnelen passerer ustabile bergmasser. Disse målingene er ofte bestemmelse for endelig/permanent sikring.

Den daglige ingeniørgeologiske oppfølgingen av grunnforholdene for å dokumentere det som etter hvert påtreffes (ingeniørgeologisk kartlegging), utgjør også en del av undersøkelsene under bygging. Denne informasjonen kan med fordel benyttes til fortløpende oppdatering av prognose for driving av gjenstående del.

Under bygging vil det for berganlegg som har spesielle miljømessige krav bli utført grunnvannskontroll og kontroll av lekkasjer/tettetiltak i tunnelen. Videre vil det bli foretatt undersøkelser for å se om det er oppstått noen miljømessige skader.

### 2.3.3 Undersøkelser etter bygging

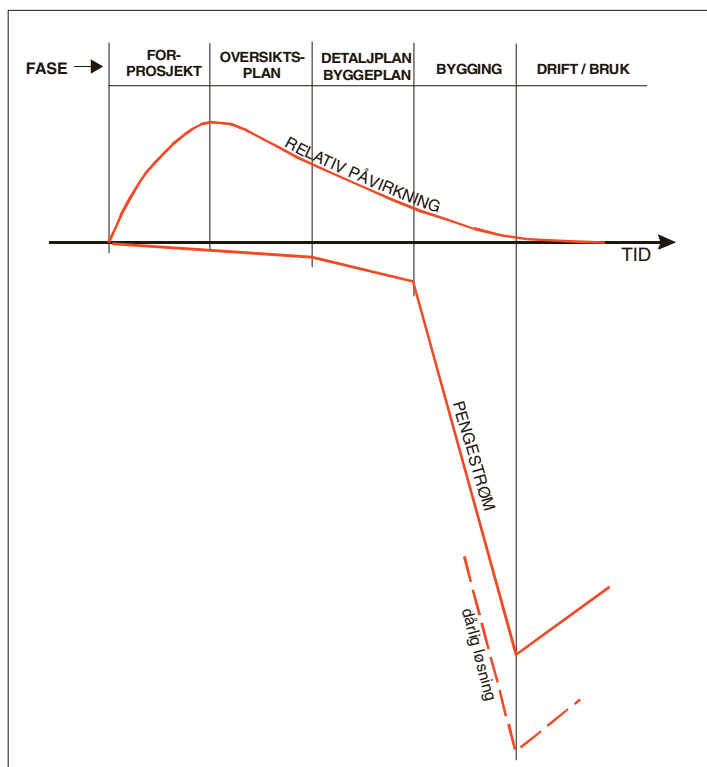
Det foreligger ingen standard eller krav til disse, som kan omfatte målinger av grunnvannsstanden og setningskontroll, samt sjekk av tilstanden til anlegget/tunnelen med utarbeidelse av planer for utbedring eller vedlikehold. Denne delen av undersøkelsene er ikke ytterligere behandlet i denne utredningen.

## 2.4 STRATEGI FOR UTFØRELSE AV UNDERSØKELSER

Strategi for utførelse av undersøkelser dreier seg om *riktige undersøkelser til riktig tid* og gjelder forundersøkelser. Utover dette bør enhver undersøkelse være begrunnet, dvs. at resultatene skal kunne benyttes i de videre vurderinger og beregninger. Det er i tillegg viktig med klare forutsetninger for gjennomføringen og at planleggingen følger en gjennomtenkt plan. Håndbok 021 stiller klare krav her:

*"En kvalitetsmessig og rasjonell gjennomføring krever at undersøkelsene utføres systematisk og trinnvis, og at resultatene vurderes grundig før neste planfase. Omfanget av forundersøkelsene skal tilpasses det aktuelle plannivået."*

Håndboken angir også hva forundersøkelsene som et minimum skal omfatte, og hvilke parametre i berggrunnen det skal innhentes opplysninger om. Resultatene fra grunnundersøkelser i tidligere planfaser kan inngå og benyttes i senere faser.

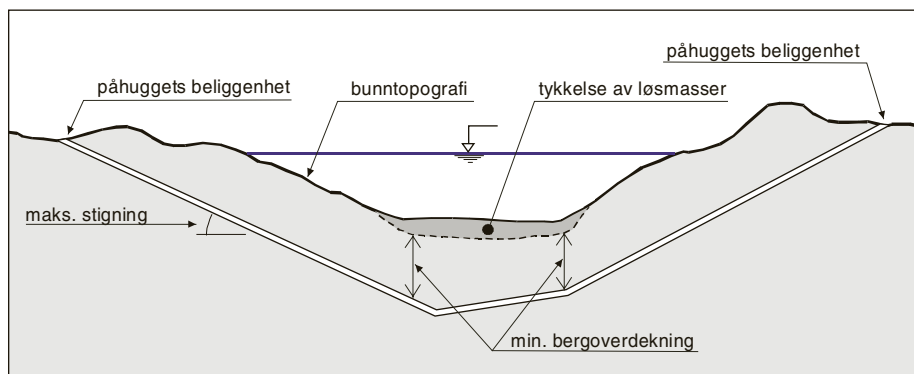


**Figur 2.7:** De store besparelser i et prosjekt kan lettest oppnås i tidlige faser av planleggingen (modifisert etter Palmstrøm, 1988). Informasjon om grunnforholdene er viktig input her.

Sett i relasjon til den fasen undersøkelsene befinner seg i, bør altså grunnundersøkelsene tilpasses slik at en tidlig får undersøkt de forholdene eller parametrene ved berggrunnen som har størst innvirkning på kostnadene av anlegget. Det er her de store besparelser ved fornuftig plassering av anlegget kan oppnås, se figurene 2.7, 2.8 og 2.9. Tilsvarende er det viktig å vente med å utføre de dyre og/eller omfattende grunnundersøkelser før traseen til tunnelen er endelig bestemt (og at tunnelen ikke senere flyttes).

#### 2.4.1 Spesielle forhold ved undersøkelser for undersjøiske tunneler

Viktige forhold å undersøke for en undersjøisk tunnel på forprosjektstadiet er beliggenhet av bergoverflaten under vann, spesielt i kritiske steder der overdekningen er minst. Også påhuggsområdene må fastlegges i denne fasen. Fordi terrengoverflaten er skjult (av vann), vil omfanget av undersøkelser for slike tunneler være større enn for "landtunneler".



**Figur 2.8:** Figuren angir viktige steder å undersøke for en undersjøisk tunnel (etter at bergoverflaten er kartlagt under sjøen).

Dersom grunnundersøkelsene for en undersjøisk tunnel kan gi data som bevirker at tunnelen med sikkerhet kan heves 1 meter i lavbrekket, kan i mange tilfeller tunnelen (med 80 % stigning) gjøres 25 meter kortere. Ca. 1 million kroner kan derved spares, hvilket ofte vil være langt mer enn grunnundersøkelsene koster for å dokumentere bergforholdene på de aktuelle stedene.

## 2.4.2 Betydningen av svakhetssoner

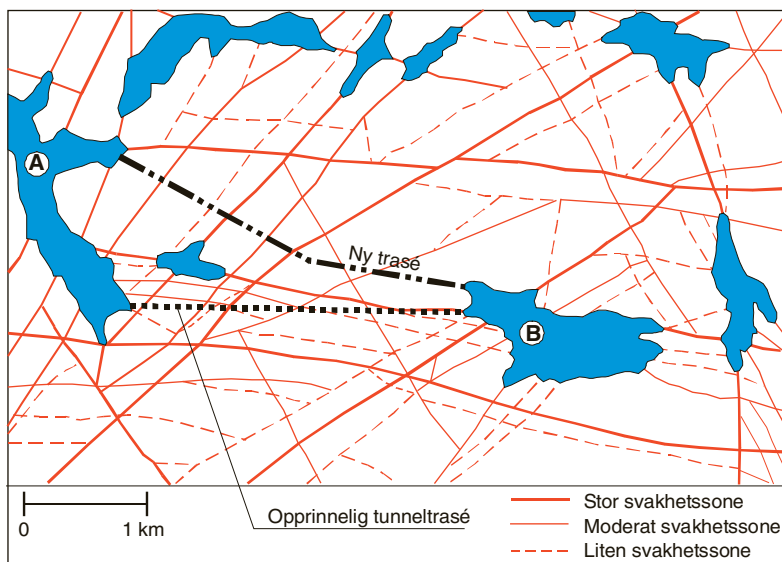
I ingeniørgeologisk undervisning legges det stor vekt på svakhetssoner, da disse lokalt sett influerer sterkt på både kostnader og byggetid for tunnelanlegg. Praktiserende ingeniørgeologer har derfor lett for å konsentrere seg om slike soner på bekostning av de generelle bergmasser det meste av tunnelen skal gå i. Ser vi på erfaringene fra norske tunneler, viser det seg at svakhetssoner normalt utgjør under 5 % av tunnellengden. Selv om driving gjennom svakhetssonen ofte koster 3–5 ganger så mye som normalt, vil likevel den kostnaden som slike soner utgjør, totalt sett bety relativt lite.

*Eksempel: Vardø-tunnelen – eksempel på at de generelle bergforholdene kan være av større betydning for sikringskostnadene enn svakhetssoner*

Vardøtunnelen er nærmere omtalt i vedlegg B. For denne tunnelen var det gjennomgående såkalt "dårlige" generelle stabilitetsforhold langs mesteparten av tunnelen, pga. en meget tett, planparallel oppsprekning. Sikringskostnadene utgjorde i gjennomsnitt over 200 % av sprengningsprisen hvorav svakhetssoner som enda de forekom langs hele 15 % av tunnellengden, bare utgjorde ca. 35 % av sikringskostnadene.

*Eksempel: Egnen lokalisering av en tunnel (for å redusere omfanget av svakhetssoner)*

Et viktig formål med grunnundersøkelser er å bestemme tunneltraséen ut fra de gitte betingelsene. Kjennskap til regionale geologiske forhold er viktig i denne sammenhengen. I eksemplet vist i figur 2.9 kan flytting av tunnelen fra den korteste, rette traséen mellom vannene, redusere lengden av svakhetssoner langs tunnelen med ca. 400 m mot at tunnelen blir 300 m lengre i "godt berg". Dette vil gi en stor kostnadsbesparelse.



**Figur 2.9:**

Tektonisk oversiktskart med traséalternativer. Ved å flytte planlagt tunnel kan lengden av svakhetssonene som tunnelen krysser, reduseres fra vel 500 m til ca. 100 m.

*Eksempel: Betydning av svakhetssoner på kostnadene i en tunnel*

For en tunnel der svakhetssoner utgjør 5 % av tunnellengden, vil en bom på 1 bolt pr. tunnelmeter (à 500 kr) i kostnadsoverslaget på den delen som er utenom svakhetssoner, bety omtrent det samme som en bom på 10 000 kr/tunnelmeter i svakhetssonene. Dette betyr at det kan være vel så viktig med riktig forståelse av bergmassene i tunnelen mellom soner som kjennskap til soner (som er det vi vanligvis konsentrerer undersøkelsene om).



## 2.5 NOEN FORHOLD SOM KAN GI USIKRE INGENIØRGEOLOGISKE TOLKNINGER

Det vil alltid foreligge usikkerhet for et materiale som det geologiske der dimensjonene er så store at de ikke kan måles eller observeres, og det samtidig opptrer med store variasjoner både i sammensetning og kompleksitet. Samtidig gjennomsettes materialet av bruddstrukturer med ulike dimensjoner og ujevn fordeling. Den geologiske tolkningen må derfor basere seg på spredte overflateobservasjoner og ekstrapolering av disse mot dypet. Forekomst av så vel type bergarter og fordeling av disse, opptreden og forekomst av regionale forkastninger og skyvesoner gir grunnlag for feiltolkninger og dermed usikkerhet.

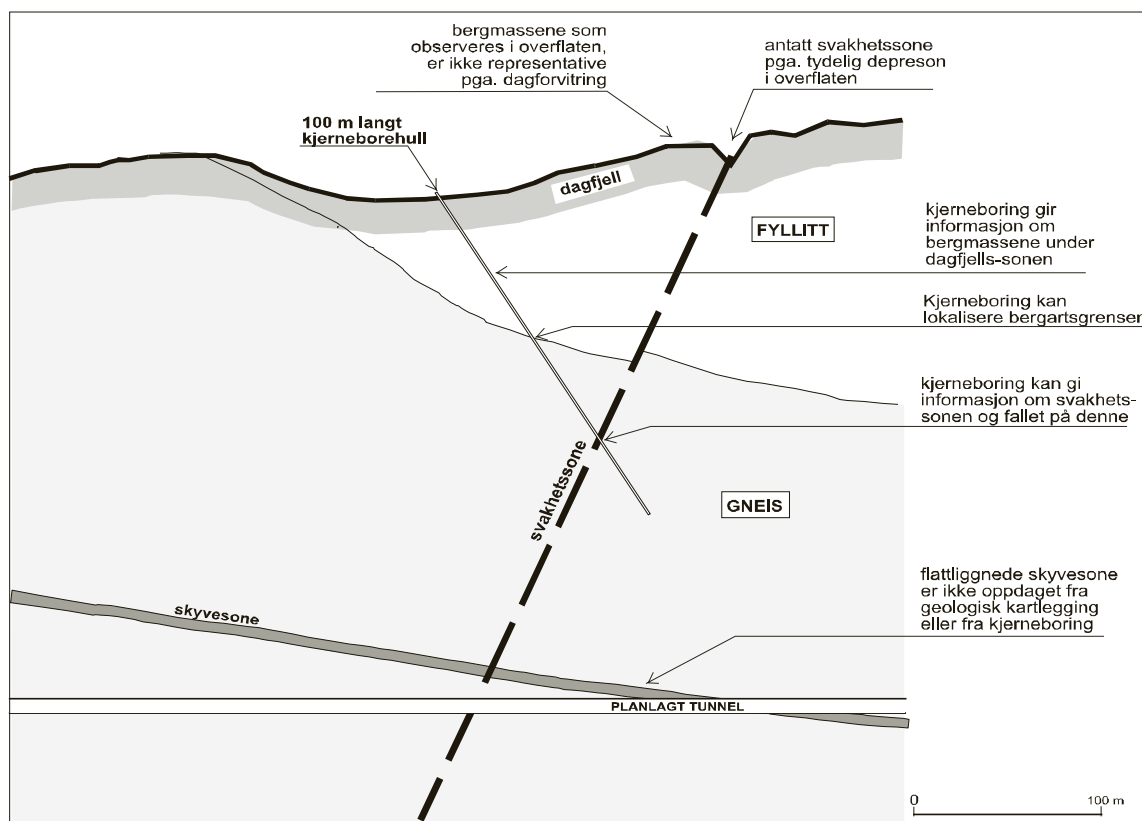
Det geologiske grunnlaget danner basis for alle de videre forundersøkelsene. Således bygger den ingeniørgeologiske forundersøkelsen og beskrivelsen på den geologiske tolkningen. Er den feil, vil derfor også den ingeniørgeologiske tolkningen være tilsvarende gal.

Det er mange eksempler på at det geologiske kartet er blitt forandret etter at nye og mer omfattende undersøkelser foreligger.

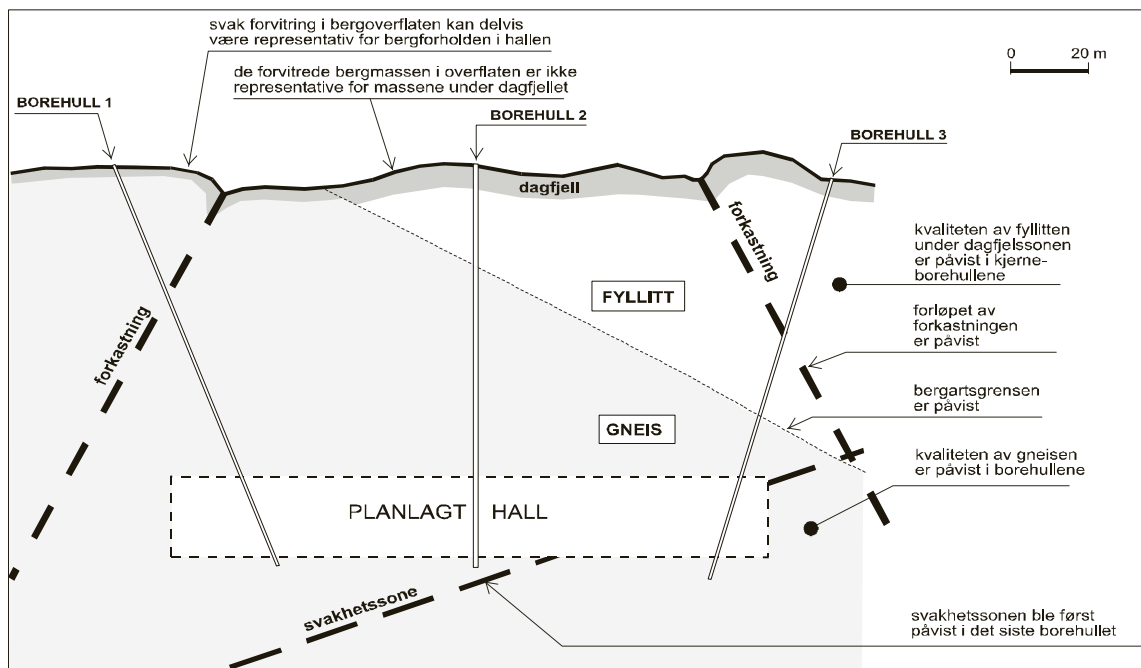
Også for andre forhold i berggrunnen foreligger usikkerhet, slike som:

- Oppsprekning som kan variere innen vide grenser. Ofte baseres tolkningen på observasjoner i overflaten der økt oppsprekning i dagfjellet øker usikkerheten på hvordan forholdene er i dypet
- Bergspenninger. Her gir mulig opptreden av tektoniske eller remanente spenninger grunnlag for usikkerhet. Også lokale svakhetssoner som påvirker spenningene bidrar
- Grunnvann. Opptreden av grunnvann i et berganlegg er noe av det vanskeligste (les: usikre) en ingeniørgeolog befatter seg med. Han vet at vannet er der, men i hvilke mengder og hvor? Det er egentlig forekomst av vannførende lag, soner eller kanaler som det behandler seg usikkerhet om.

Figur 2.10 og 2.11 viser eksempler på forhold som vanskelig kan påvises fra vanlige forundersøkelser.



Figur 2.10: Eksempel på usikkerhet i tolkning av den geologiske oppbygningen for en tunnel.



Figur 2.11: Skisse som antyder usikkerhet i påvisning av bergforhold for et gruntliggende berganlegg (lagerhall).

Viktige eksempler på forhold som påvirker/øker unøyaktigheten i tolkningene og mulighetene for feil er:

- Flattliggende strukturer, fordi de generelt er vanskelige å påvise under overflaten
- Komplisert geologi medfører ofte større usikkerhet/unøyaktighet i berggrunnens beskaffenhet og krever derfor økt innsats av undersøkelser
- Forekomst av løsmasser eller tett vegetasjon som skjuler "geologien" i overflaten
- Forvitring av bergartene i overflaten, fordi forholdene her ikke er representative for berggrunnen under dagfjellssonen
- Forekomst av bergarter med spesielle anleggstekniske egenskaper (skifre, kvartsitter, omdannede (leirholdige) bergarter)
- Opptreden av vannførende soner og lag
- Kjerneboring gjennom partier der det er kjernetap eller der finmateriale vaskes ut under boringen.

Da de geologiske tolkninger ligger til grunn for de ingeniørgeologiske vurderinger og prognoser som benyttes under planleggingen av undergrunnsanlegget, er kvaliteten av de geologiske undersøkelser og vurderinger som utføres av særlig stor betydning for ethvert anlegg.

## 2.6 KONTINUITET UNDER PLANLEGGING OG UTFØRELSE AV GRUNNUNDERSØKELSER

Det forefinnes så vidt vites ikke noen krav til kvaliteten av de tolkninger og vurderinger som gjøres av resultatene fra grunnundersøkelsene. Det er derfor sjelden det gjøres noen vurdering av hvordan dette arbeidet er utført. Av vesentlig betydning i den forbindelse er erfaringen til den enkelte ingeniørgeologen og at det er kontinuitet under planlegging og bygging. Det er ved god kontinuitet at den enkelte får økt sin erfaring og forståelse av grunnforholdene, hvilket kommer til nytte ved dette og senere anlegg.

For å sikre kontinuitet er det en stor fordel om det underveis i forundersøkelser og prosjektering skjer minst mulig utskifting av ingeniørgeologer og annet fagpersonale. Planlegging, utførelse og tolkning av undersøkelsene bygger nemlig i stor grad på erfaringer og resultater fra tidligere undersøkelser.

*"Skifte av fagpersonale vil føre til at en mister de fordeler som ligger i kontinuitet, og faren for feiltolkninger blir større. For store prosjekter med mye spesialundersøkelser må en selvsagt bringe inn ulike kategorier av eksperter, men samtidig er det her spesielt viktig også ha inne fagpersonale som kan sørge for kontinuitet."* (prof. Bjørn Nilsen, 1997.)

Ingeniørgeologen har fått få tilbakemeldinger fra mange anlegg. De ingeniørgeologiske arbeidene blir ofte sendt ut på anbud i de ulike faser av så vel planlegging som for oppfølging. Derved skifter mange byggherrer fagpersoner gjennom prosjektets gang. Når vi vet hvor viktig det er å utvikle seg gjennom læring i prosjektene, er denne utviklingen meget uheldig.

Det hjelper lite å foreta mange og omfattende grunnundersøkelser hvis ikke resultatene blir brukt effektivt og riktig.

### 3 UNDERSØKELSESMETODER

I forbindelse med undersøkelser for anlegg i berg benyttes vanligvis en kombinasjon av flere ulike metoder. Hver enkelt av disse metodene gir viktig informasjon om flere av de ingeniørgeologiske forhold som må undersøkes i forbindelse med planlegging av tunneler og undergrunnsanlegg. En del metoder har vært benyttet rutinemessig gjennom mange år og kan betegnes "Etablerte metoder", mens noen metoder er relativt nye og til dels introdusert her til lands gjennom prosjekt Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. De er betegnet "Nyere metoder" i Tabell 3.1 hvor det er gitt en summarisk oversikt over de vanligste metodene og deres anvendbarhet for ulike formål. For hydrologiske forundersøkelser se publikasjon nr. 103 fra Vegdirektoratet, Teknologivdelingen.

**Tabell 3.1:** Skjematisk oversikt over de mest aktuelle undersøkelsesmetodene.

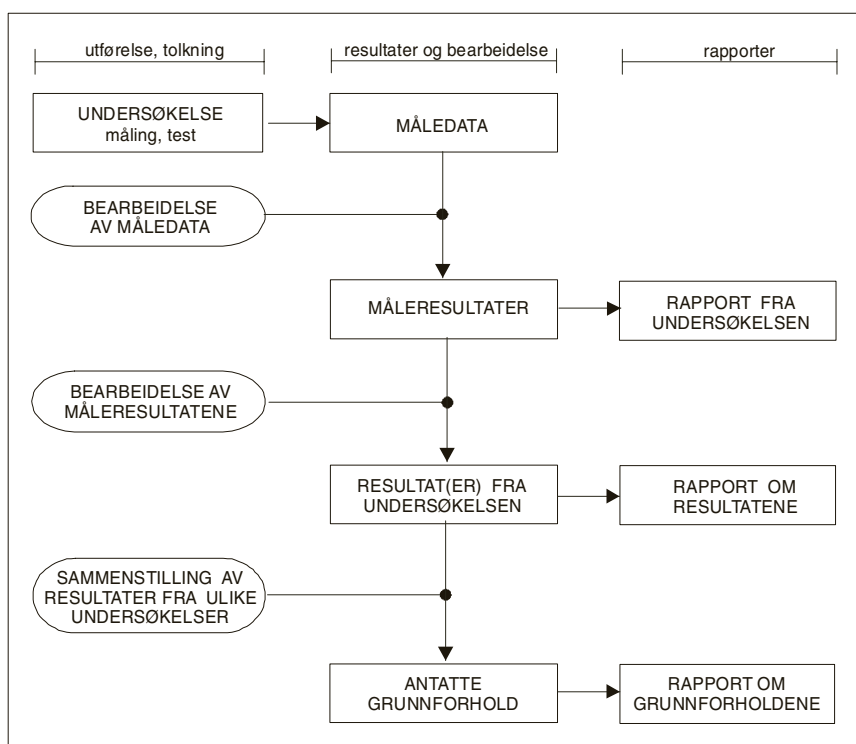
Metode/formål	Dybde til fast berg	Bergmasse-kvalitet	Svakhets-soner	Berg-spenninger	Grunnvanns-forhold
<b>"Etablerte metoder"</b>					
Gjennomgang av grunnlagsmateriale	-	(x)	(x)	(x)	(x)
Befaring av nærliggende anlegg	(x)	x	x	(x)	x
Ingeniørgeologisk feltkartlegging	(x)	x	x	-	(x)
Refraksjonsseismikk	x	(x)	x	-	(x)
Kjerneboring	(x)	x	x	-	x
Sonder-/ fjellkontrollboring	x	-	-	-	-
Seismisk tomografi	(x)	x	x	-	-
Bergtrykkmåling	-	-	-	x	-
Lab.analyser	-	x	(x)	-	-
Undersøkelser under driving	(x)	x	x	x	x
<b>"Nyere metoder"</b>					
2-D resistivitet	x	(x)	x	-	x
Georadar	x	(x)	(x)	-	-
Optisk televiwer	-	x	x	-	x
Seismisk tomografi foran stuff	(x)	(x)	x	-	-
Measurement While Drilling (MWD)	-	x	x	-	-
x godt egnet (x) kan være nyttig - uegnet / sjelden egnet					

I vedlegg A er det gitt nærmere beskrivelser av undersøkelsesmetodene i tabell 3.1.

## 4 BRUK AV RESULTATENE FRA UNDERSØKELSENE

### 4.1 GENERELT

Mange undersøkelser er kostbare og det er derfor viktig å trekke mest mulig informasjon ut av resultatene. Dette kan ofte best oppnås ved at resultatene fra ulike undersøkelser sammenstilles med andre metoder som forsøkt illustrert i figur 4.1. I det følgende er det omtalt forhold som innvirker på tolkning av måleresultatene og hvordan måleresultatene kan benyttes i sammenstillinger og de videre vurderinger.



Figur 4.1: Resultater fra undersøkelser og ulike tolkninger som gjøres.

### 4.2 TOLKNINGER

For langt de fleste undersøkelser fra geologisk kartlegging til kjerneboring og laboratorietester, må det utføres vurderinger og tolkninger av observasjonene eller enkeltmålingen før de kan presenteres som resultater. Her skal bare nevnes noen av de viktigste:

- *Geologisk tolkning:* Observasjoner i terrenget av bergarter og opptreden av disse sammenholdes med eksisterende materiale, flyfotostudier og eventuelt annet tilgjengelig materiale for fremstilling av et geologisk kart over det aktuelle området. Det ligger en mengde tolkninger i disse prosessene hvor erfaringen til de(n) enkelte geolog(er) er en viktig faktor. Det geologiske kartet danner som nevnt i forrige kapittel, basis for de observasjoner, vurderinger og tolkninger som ingeniørgeologene og andre foretar i den videre planleggingsprosessen.

- *Ingeniørgeologisk tolkning*: Observasjoner i terrenget, i eventuelt eksisterende anlegg i nærheten supplert med flyfotostudier, foreliggende geologisk og ingeniørgeologisk materiale samt resultater fra undersøkelser benyttes i de tolkningene som utføres. Observasjonene presenteres som kart med statistisk behandling av sprekke-data i sprekkerose eller stereonett. Erfaringen og kunnskapen til den enkelte ingeniørgeologen i tillegg til nedlagt arbeid er viktige faktorer for kvaliteten av de tolkningene som utføres.
- *Refraksjonsseismiske målinger*: Beregning av seismiske ganghastigheter blant annet ut fra digitale tolkningsprosedyrer basert på uttak av gangtider og plotting av gangtidskurver fra innerskudd og ytterskudd.
- *Kjerneboring*: Kvaliteten av boringen, dvs. kunstige brudd på kjernene, mulighet for fangst av leire i soner osv. er viktige elementer i tolkning (logging) av borekjerner.
- *Bergtrykkmålinger*: Kvaliteten på tolkning av resultatene avhenger av målemetode, utstyr, og utførelse av målingene. I forbindelse med hydrauliske splitteforsøk er det for eksempel ofte vanskelig å vurdere om enkeltmålinger er vellykkede og kan brukes eller bør forkastes. Også riktig tolkning av lukketrykket er helt avgjørende for resultatet.
- *Sonderboringer i berg*: Tolkning av matehastighet og av utseende på borvannet. De nye datariggene gir en interessant økt mulighet for å innhente og tolke data. Her er det et potensial for videre utvikling.
- *Laborrietester*: Prøvens representativitet er her et nøkkelpunkt, og usikkerhet kan også være forbundet med preparering så vel som praktisk utførelse.

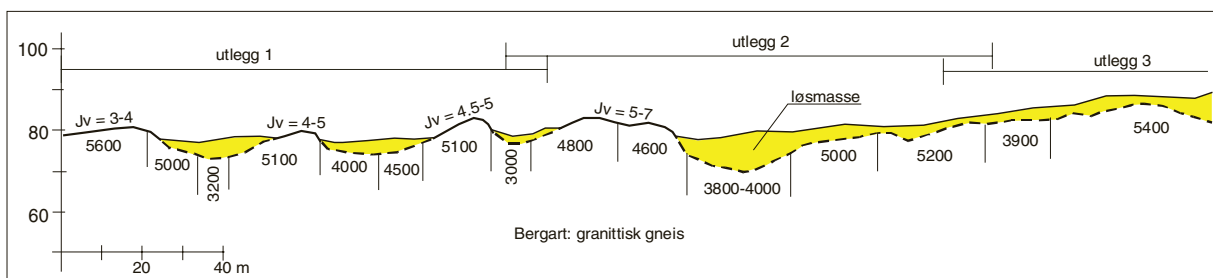
### 4.3 SAMMENSTILLING AV RESULTATER

Ved samlet tolkning av undersøkelsesresultater kan det ofte oppnås mer informasjon enn det en har fått fra hver enkelt undersøkelse isolert sett. Dette er en viktig del av undersøkelsene. Det er særlig seismiske hastigheter, kjerneboring og ingeniørgeologiske observasjoner det er aktuelt å sammenstille og eksempler på slik sammensetting er gitt i kapitlene 4.3.1 – 4.3.3.

#### 4.3.1 Sammenstilling av overflatekartlegging og refraksjonsseismikk

Geologiske og ingeniørgeologiske observasjoner kan sammenholdes med seismikk. For eksempel er soner i overflaten ofte blitt sammenstilt med seismiske lavhastigheter. Det har vært vanlig i mange år og har gjennom årene gitt meget nyttig informasjon.

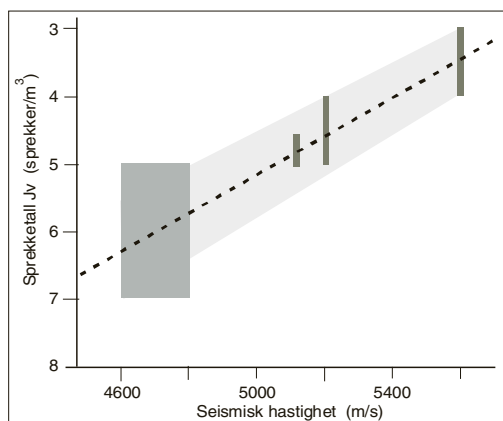
Ved å legge seismiske profil over blotninger (bart berg) der oppsprekningsgraden er målt, kan seismiske hastigheter der berggrunnen er overdekket gi indikasjon på oppsprekningsgraden. Det kan være meget nyttig der bergartsfordelingen er enkel og oversiktlig.



**Figur 4.2:** Seismiske berghastigheter (m/s) og observert oppsprekningsgrad (ved sprekketallet  $J_v^*$ ) i bergblotninger der det seismiske profilet er målt.

$$* J_v = \text{bergmassens volumetriske sprekketall} = 1/a_1 + 1/a_2 + 1/a_3 + \dots + 1/a_n$$

der  $a_1, a_2, a_3 \dots a_n$  er sprekkeavstand i meter for ulike sprekkesett.



**Figur 4.3:**

Korrelasjon mellom seismisk bergshastighet og observert oppsprekningsgrad (målt ved Jv) i figur 4.2. Den brukes for å anslå oppsprekningsgraden der berggrunnen er overdekket (i det området som er målt).

De seismiske bergshastighetene inneholder imidlertid flere data som ved sammenstilling kan gi nyttig informasjon. Dette krever god kunnskap/erfaring hos ingeniørgeologen ettersom det i tolkningen ligger begrensninger som det er viktig å kjenne.

Det finnes prinsipper for teoretiske beregninger av sammenheng mellom seismiske hastigheter og bergkvalitet. Det er imidlertid flere ulike forhold i berggrunnen som virker forskjellig inn. Derfor er det i mange tilfelle knyttet usikkerhet til nøyaktigheten/bruk av slike beregninger.

#### 4.3.2 Sammenstilling av refraksjonsseismikk og kjerneboring

Ved god planlegging av grunnundersøkelsene kan kjerneboring og seismikk kobles sammen for å hente mer informasjon ut fra undersøkelsene. Det er en fordel at kjerneboring og seismikk legges i samme vertikale plan, da er det greit å fremstille resultatene i et snitt slik at de kan sammenstilles direkte, som vist i figur 4.4. Det letter de ingeniørgeologiske tolkningene.

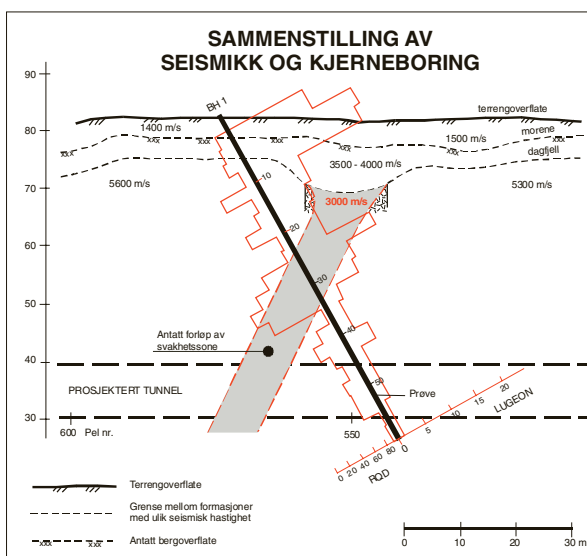
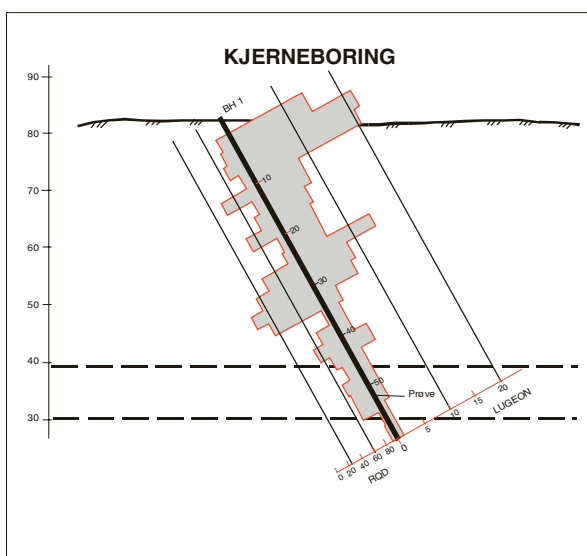
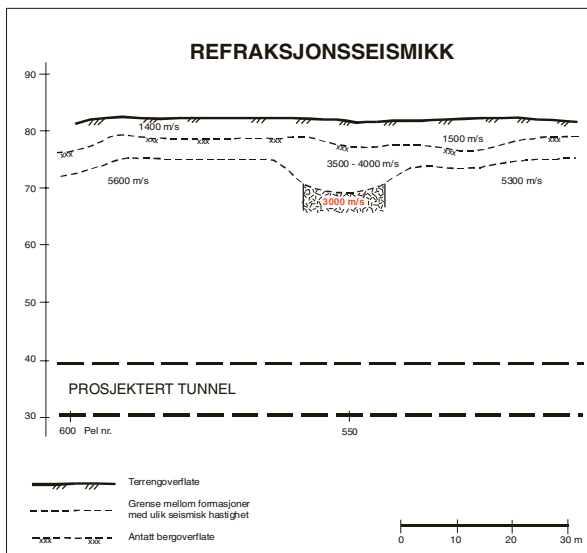
Utførte undersøkelser for Oslofjordtunnelen med kjerneboring og seismikk er vist i vedlegg B.2.2.

#### 4.3.3 Sammenstilling av feltobservasjoner, kjerneboring og seismikk

I områder med stor løsmasseoverdekning eller på vanskelige eller kritiske steder for et prosjekt vil det ofte bli utført både refraksjonsseismikk og kjerneboring i tillegg til ingeniørgeologisk kartlegging av blotninger i nærheten. Figur 4.5 viser forenklet en sammenstilling av slike undersøkelser.

Isolert kan:

- observasjoner i overflaten gi bergartsfordeling, planhet og forløp av sprekker, orientering og antall sprekkesett (sprekkerose) og oppsprekningsgrad (i dagfjellet)
- seismikk gi hastigheter som mange steder kan benyttes som indikasjon på oppsprekningsgrad
- kjerneboring gi informasjon om sprekkekarakter (sprekkefylling/belegg) som det er vanskelig å observere i overflaten, oppsprekningsgraden på dypet (forutsetter god kjernelogg).



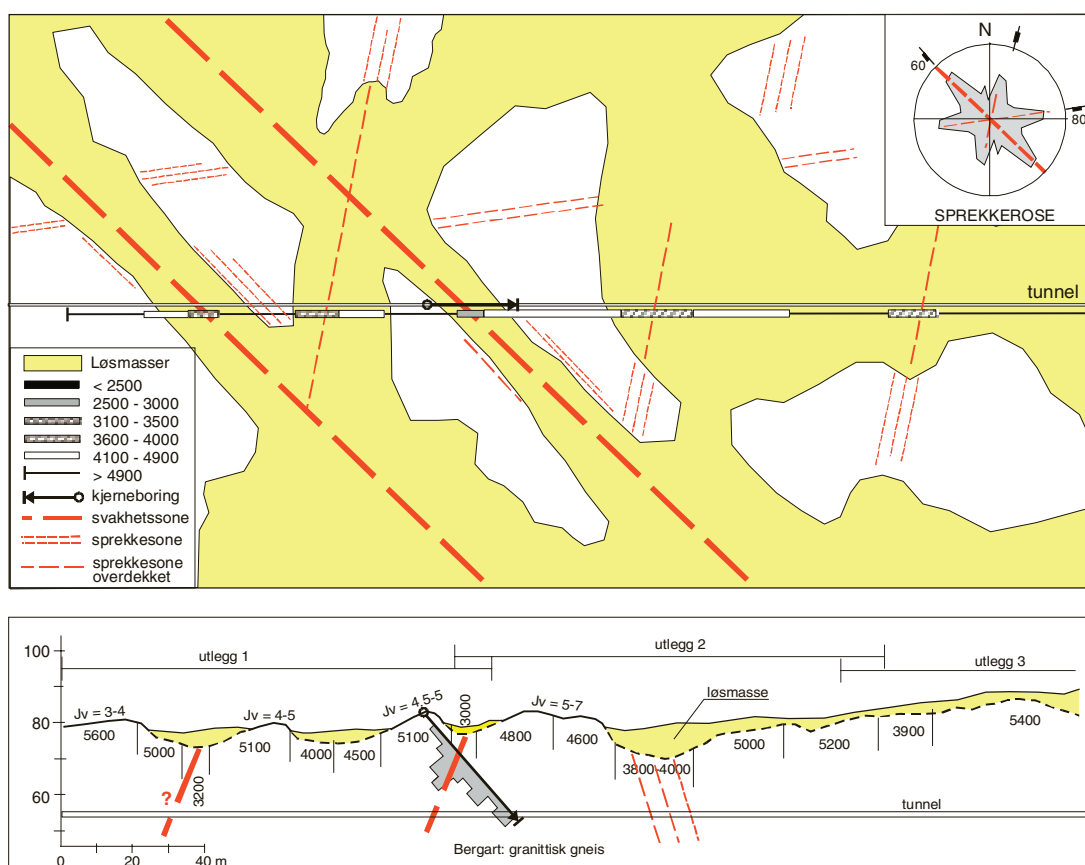
**Figur 4.4:** Kombinasjon av refraksjonsseismikk og kjerneboringer gir god informasjon om bergforholdene forutsatt at fornuftig registrering og behandling av fremkomne data utføres. I figuren er svakhetssonen først påvist ved seismikk og senere bekreftet ved kjerneboring som samtidig kan gi informasjon om sonens fall. I tillegg har undersøkelsene gitt opplysninger om bergmassene på sidene av sonen (fra NBG, 1985).



Samlet gir resultater fra disse undersøkelsene den beste informasjonen om bergmassenes sammensetning, som bergartsfordeling, oppsprekningsgrad og sprekkekarakter som brukes under planlegging av et underjordsanlegg. For en del prosjekter vil det være ønskelig/nødvendig med ytterligere undersøkelser tilpasset de krav som stilles til prosjektet. De ulike metodene er omtalt i vedlegg A1.

I den ingeniørgeologiske beskrivelsen bør det fremgå hvilken korrelasjon som er benyttet mellom de ulike målinger, registreringer og tester som er utført. For eksempel hvordan er 2D oppsprekningsgrad i kjerneborhull transformert til 3D oppsprekning i bergmassen, eller hvilken korrelasjon er benyttet mellom seismiske berghastigheter og oppsprekningsgrad eller bergkvalitet?

De nyere metoder for grunnundersøkelser som kort er omtalt i vedlegg A.2, viser interessante muligheter når de er bedre utprøvd og man blir fortrolig med bruk og tolkning av dem. Se også publikasjon nr. 102 "Delprosjekt A Forundersøkelser - Sluttrapport".



Figur 4.5: Forenklet sammenstilling av ingeniørgeologisk kartlegging, kjerneboring og seismikk.

## 4.4 RAPPORTERING AV UNDERSØKELSENE

### 4.4.1 Rapporter fra undersøkelser

Rapportene omtaler resultatene fra ulike feltundersøkelser og laboratorietester. Rapportene er som regel datarapporter som beskriver den/de metodene som er benyttet og resultatene av de enkelte målingene/testene. I slike rapporter er det viktig å omtale eventuelle problemer med målingene og usikkerheter i de analyser eller tolkninger som er gjort for å finne de verdier som er oppgitt.

### 4.4.2 Ingeniørgeologiske rapporter

De ingeniørgeologiske rapportene vil gjerne være sammenfatninger av de undersøkelser som er utført og tolkning av de fremkomne resultatene for en vurdering av grunnforholdene, se figur 4.1. De krav vegvesenet stiller på rapportering av forundersøkelsene på de ulike stadier av planleggingen, er omtalt i håndbok HB 021 (se vedlegg D). Til dette kan det knyttes noen kommentarer:

- **Innledning:** Her nevnes det når kartleggingen er foretatt og hva slags grunnlagsmateriale man har benyttet ( topografisk kart og flyfoto med angivelse av målestokk ) Det bør også nevnes hvilket geologisk kartmateriale som er benyttet og eventuelt annet skriftlig geologisk bakgrunnsmateriale. Mulige sammenlignbare anlegg bør medtas her.
- **Utførte undersøkelser:** Det må klart fremgå hva som er utført av grunnundersøkelser og hvor disse er gjort (Resultatene av undersøkelsene kan presenteres andre steder i rapporten). I tidlige planfaser vil det også angis anbefalte videre undersøkelser. Ved seismiske målinger vedlegges måleresultatene, ved kjerneboring vedlegges borloggen. Plassering av de seismiske profilene og borepunktene må avmerkes på det ingeniørgeologiske kartet.
- **Geologisk beskrivelse:** Her skal det gå klart frem hvilke bergarter anlegget kommer i befatning med. Til dette må det være vedlagt geologisk kart med profiler.
  - **Bergarter:** Det er viktig å bruke bergartsnavn som beskriver bergartens tekniske egenskaper, f.eks. moderat oppsprukket skifrig sandstein. Også mengde av mineraler som kan påvirke borslitasje, bør angis. Det samme gjelder forvitring av bergartsmaterialet (misfarging av bergarten) eller omvandlingsgrad, f.eks. klorittisering (omvandling av biotitt og nydannelse av klorittmineraler). Andre fysiske egenskaper som vekt, E-modul, porøsitet og fasthet kan også være nyttige data. Noen lite bestandige bergarter som f.eks alunskifer, bergarter med svellende mineraler, glimmerrike skifre (med innhold av magnetkis) og kalkstein (kan få karstdannelser) er eksempler på bergartstyper som er viktig å identifisere.
  - **Bruddstrukturer:** Dette omfatter både store bruddstrukturer og detaljoppsprekningen. Viktige tektoniske forhold som folde- eller bruddtektonikk, eventuelle skyvedekker osv. bør gå frem av beskrivelsen og det geologiske kartet. Oppsprekningen kan fremstilles i sprekkeroser og/eller stereodiagram der antall sprekkesett fremkommer. Eventuell lagdeling, skifrihet, foliasjon og tunnelaksen angis. Det er viktig at det går klart frem hvor observasjonene er gjort (fra overflatekartlegging eller fra kjerneboringer).  
Som regel kan store bruddsoner relateres til forkastninger. Det er derfor viktig å få med mest mulig observasjoner knyttet til slike soner, f. eks bredden på forkastningskjernen, hvor er hengblokka og liggblokka, om det forekommer glidespeil, eller om de tektoniske bevegelsene har forårsaket fjærspalteoppsprekning osv.
- **Bergspenninger:** Eventuell mulighet for spenningsproblemer må vurderes. Her er det viktig at man får med erfaringer fra tilsvarende anlegg i nærheten eller anlegg med tilsvarende topografi og geologi. Resultatene fra eventuelle spenningsmålinger beskrives.
- **Hydrogeologiske forhold:** Det er viktig å analysere områder med fare for grunnvannsenkning, og hvor dette medfører store konsekvenser på byggverk og miljø. På de ingeniørgeologiske kartene bør man angi de områdene hvor man har poretrykksmålere og hvor senkning av grunnvannet må unngås. For å anslå omfanget av injeksjon er det viktig å bruke informasjon fra tilsvarende anlegg med tilsvarende geologi i tillegg til resultater fra de undersøkelsene som er utført.

- **Bergmassens kvalitet:** Denne bygger på de vurderinger og beskrivelser som er utført i de foregående kapitler. For å tallfeste kvaliteten kan det være praktisk å bruke metoder for karakterisering og klassifisering av grunnforholdene, som for eksempel Q-metoden, RMI- eller RMR-systemet. Det betinger imidlertid at man har tilfredsstillende mange observasjoner eller undersøkelser langs traseen slik at man kan beregne realistiske verdier. Uansett hvilket system man bruker, så er det viktig å presisere hvor observasjonene er utført og hvilke data man har benyttet i utregningene. Det må gå klart frem hvor registreringene er gjort (overflatekartlegging, kjerneboringer).

Sprengningsopplegget i et tunnelanlegg vil i mange tilfeller påvirke nødvendig sikringsmengde. Noen bergarter er mer sensitive for sprengningspåkjenning enn andre og slike er det viktig å omtale.

I påhuggsområdene er det viktig å angi eventuelle løsmassemektingheter og typer. Hvis det er observert mulig rasfare her, må det angis på de ingeniørgeologiske kartene.

#### 4.4.3 Ingeniørgeologiske rapporter for anbud

Ved inngivelse av anbud på underjordsarbeider ønsker entreprenøren størst mulig kunnskap om følgende forhold:

- Hvilke bergarter påtreffes?
- Opptreden av mulige knusningssoner og kryssende bergartsgrenser
- Borsynk og brytning
- Mulige strekninger med bore- og ladevansker
- Sannsynligheten for å påtreffe vann som skaper driftsproblemer og økte sprengstoffkostnader
- Krav til lekkasje og omfang av injeksjonsarbeider
- Omfang av fjellbolter, sprøytebetong og utstøping.

Som vedlegg til anbud følger det som regel en ingeniørgeologisk rapport som bør omtale de ovenfor nevnte forholdene. Kvaliteten av en slik rapport er av helt avgjørende betydning for at et prosjekt skal få en tilfredsstillende gjennomføring innenfor de fastlagte økonomiske rammer.

Hittil har de ingeniørgeologiske rapportene som oftest vært lite konkrete når det gjelder å gi entreprenøren de opplysninger han trenger for å redusere risikoelementet knyttet til driftsforhold og sikringsarbeider. Entreprenøren har derfor ofte foretatt disposisjoner i form av:

- Taktisk prising
- Feil prising
- Innarbeiding av diffuse forbehold.

Dette gir et sluttresultat som kan føre til en eller flere av nedenfor angitte situasjoner:

- For lav eller for høy anbudssum
- Tapsprosjekt for entreprenøren
- Kostnadsoverskridelse for byggherren
- Forsinket ferdigstilling
- Tvistesaker.

Ser en eksempelvis på hva som kan oppnås ved taktisk prising av injeksjons- og sikringsarbeider, så vil det gi entreprenøren mulighet for:

- Økning av dekningsbidraget i betydelig grad hvis sikringsomfanget øker
- Reduksjon av anbudssummen i et stramt konkurransemarked.

På et middels stort underjordsprosjekt vil potensialet ved taktisk prising av injeksjons- og sikringsarbeider kunne utgjøre 3–4 % av anbudssummen.

#### 4.4.3.a *Bruk av ingeniørgeologisk rapport i anbudet/kontrakten*

Hva bør så en ingeniørgeologisk rapport inneholde? I det følgende er det tatt utgangspunkt i kapitlet "Geologiske forundersøkelser" i Statens vegvesen, håndbok 021 og foredrag av O.T. Blindheim ved kursdagene NTNU (Blindheim, 2003).

Rapporten skal være en del av anbudsgrunnlaget og utbygger må følgelig ikke fraskrive seg ansvar for informasjon som fremkommer i rapporten. Rapporten må være konkret og forståelig. Visuelle observasjoner og vurderinger basert på erfaringer må tas med. Den må ikke være bundet opp av konklusjoner som er fremsatt i en tidlig oversiktplan.

Krav som må stilles til rapporten, er:

- Den skal gi entreprenøren et grunnlag for egne vurderinger og tolkninger av geologiske forhold
- Anbudets sikringsmengder må bygge på rapporten
- All tilgjengelig informasjon må fremlegges, både faktiske data og tolkninger
- Det må gis en karakterisering av grunnforholdene som tillater sammenligning med hva man erfarer
- Den bør inneholde tolkninger/vurderinger angående spesielle forhold, eller omtale forhold som undersøkelsene eventuelt ikke har påvist eller kan påvise
- Påpekning av usikkerheter eller spesielle risikovurderinger.

Rapporten må kunne brukes som en del av kontrakten, og byggetiden for prosjektet må stå i forhold til sikringsmengdene. Utbygger må ikke fristes til den ikke ukjente formuleringen "byggetiden skal gjelde for 100 % økning av sikringsmengdene" dersom det ikke er medtatt tid til dette.

Det er viktig at rapporten klargjør og ikke kamuflerer risiko og at den som tidligere nevnt gir et konkret grunnlag for prising av mengder og vurdering av risiko.

Hvis utbyggers tolkningsrapport mangler, vil entreprenøren ofte engasjere en ekstern rådgiver til å utarbeide en egen tolkningsrapport. Denne vil være grunnlag for entreprenørens egne vurderinger og vil være et viktig dokument i en eventuell tvistesak. Dette bør ikke være en ønsket situasjon og vil generelt redusere kvaliteten på anbudene.

#### 4.4.4 **Konsekvenser av feil og mangler**

Feil og mangler i undersøkelsene kan få store konsekvenser, hvilket kan resultere i:

- Misvisende/manglende informasjon om grunnforhold som gir feiltolkninger
- Bortkastede penger til undersøkelser: i størrelsesorden tusener til millioner kroner
- Økte kostnader for prosjektet; opptil hundretalls millioner kroner.

Feil/mangler kan oppdages gjennom grundig rapportering, dvs. under innsamling av resultater, vurdering og presentasjon, samt god intern kontroll og uavhengig kontroll.

Forskjellige former for faglig gjennomgang har blitt mer vanlige i det siste, særlig under utførelse, ved bruk av referansegrupper, anleggsgjennomgang av ulike spesialister osv. Det er viktig at prosjekt revisjonen som nå er foreskrevet for store offentlige prosjekter, ikke bare blir en mekanisk systemsjekk men faktisk sikrer at kritisk faglig gjennomgang utføres til beste for prosjektene. Det kan oppnås mye her hvis det utføres og rapporteres i et hensiktsmessig omfang på alle trinn. De nødvendige kostnadene er beskjedne i forhold til de potensielle besparelsene.

## 5 EKSEMPLER PÅ UTFØRTE TUNNELER OG BERGANLEGG

I Norge har vi en berggrunn som er forholdsvis ensartet og oppbygd av gamle, krystalline bergarter. Med få unntak driver vi i bergmasser av oppsprukne, harde bergarter og på tradisjonell måte uten fare for store overraskelser som en har hatt i enkelte andre land. Den erfaring som er ervervet fra tidligere anlegg, er i mange tilfeller blitt benyttet uten at det er blitt ansett nødvendig å foreta omfattende grunnundersøkelser. I enkelte tilfeller har imidlertid de geologiske forholdene også vært vanskelige i Norge, og mer omfattende undersøkelser og spesielle tiltak under driving har vært nødvendig.

I vedlegg B er det gitt korte beskrivelser av følgende utførte anlegg som illustrerer dette:

- Frøyatunnelen (1997–2001). Vellykket undersjøisk vegtunnel bygget i vanskelige grunnforhold. Omfattende grunnundersøkelser og grundige tolkninger av disse var en viktig årsak til at det ikke oppsto uventede forhold under drivingen.
- Bømlafjordtunnelen (1997–2000). Vellykket undersjøisk vegtunnel bygget i stort sett oversiktlige grunnforhold. Undersøkelsene avdekket viktige trekk i grunnforholdene i tide slik at tunnel-traseen kunne justeres før bygging.
- Fløyrl kraftverk (1996–1999) med store bergtrykksproblemer i adkomsttunnelen og uvanlige spenningsvariasjoner i konusområdet.
- Meråker kraftverk (1990–93). Vellykket kraftverk med lange tunneler bygget i stort sett oversiktlige grunnforhold. En del av disse ble drevet med TBM der det ble oppnådd meget høye inndrifter (gjennomsnittlig ukeinndrift: 253 m; beste uke: 427 m). Tunnelarbeidene ble fullført 9 måneder før planen.
- Lærdalstunnelen (1995–2000). Vellykket tunnel i grunnfjellsbergarter, verdens lengste vegtunnel (24,5 km). Betydelig overdekning ga som forventet sprakefjell langs store deler av tunnelen.
- Baneheia vegtunnel (1998–2001) med til sammen 3 km tunneler som har liten overdekning under et attraktivt turområde i Kristiansand. Store krav til tetthet i tunnelen ble oppfylt takket være videreutvikling av injeksjonsteknikker med bruk av mikrosement.
- Storhaugtunnelen (1998–2001). Vegtunnel med store krav til eksisterende, nærliggende bebyggelse. Omfattende planlegging og grundige forberedelser resulterte i en vellykket gjennomføring med god injeksjonsteknikk som en viktig del.
- Vardø tunnel (1979–1982). Norges første undersjøiske vegtunnel (2,6 km) drevet i stort sett oversiktlig geologi. Omfattende grunnundersøkelser avdekket bare delvis stor oppsprekning mange steder i de metamorfe sandsteiner og skifre med til dels dårlig stabilitet og driveforhold.
- Oslofjordtunnelen (1997–2000). Undersjøisk vegtunnel på 7,2 km i stort sett oversiktlig geologi. Forundersøkelser med seismikk og omfattende kjerneboring på vestsiden av fjorden avdekket ikke at en 15 m mektig svakhetssone var erodert ned til tunnelnivå. Ettersom den løsmassefylte kløften først ble oppdaget under sonderboring med tunnelriggen 15 m foran stuff, måtte det foretas frysing (etter at injeksjon forgjeves var prøvet). Det var kostbart og tok lang tid.
- Fossmark kraftverk (ombygget 1985–87) der det oppsto store lekkasjer under oppfylling av uforet trykksjakt. Det førte til store kostnadsøkninger da sjakten måtte utfores med stålrør. Mangelfulle grunnundersøkelser/vurderinger.

- Nordkapp-tunnelen (1995–99). Undersjøisk vegtunnel drevet i komplisert geologi med skyvedekker. Den nordre delen går i en kvartsittisk bergart med meget stor oppsprekning. Dårlig stabilitet i denne delen førte til omfattende sikringsarbeider, tidsforsinkelser og stor økning i byggekostnadene. Den utførte seismikken og to korte kjerneboringer avdekket ikke disse vanskelige driveforholdene.
- Bjorøy-tunnelen (1993–96). I den 2 km lange undersjøiske vegtunnelen skapte "sandsonen" store og uforutsette driveproblemer pga. fare for store ukontrollerbare lekkasjer. Sonen førte til svært liten inndrift i nesten 1 år og store økte kostnader. Bedre grunnundersøkelser kunne ha fanget opp noen av de overraskelser som oppsto, men muligens ikke "sandsonen".
- Lieråsen jernbanetunnel (1963–71) på 10,7 km ble drevet i oversiktlig berggrunn gjennomført av store svakhetssoner (forkastninger). Til dels ugunstig trasé i forhold til svakhetssonene førte til delvis omlegging av denne etter vel 2 års drift. Det var stedvis meget vanskelige driveforhold med blant annet svelleleire, sprakefjell og store vannlekkasjer. Få grunnundersøkelser ble utført før oppstart.
- Rendalen kraftverk (1966–71). Mange uventede, store svakhetssoner og sterk oppsprekning førte til vanskelige driveforhold, forsinkelser og stor økning av de planlagte sikringsarbeidene. Få forundersøkelser ble foretatt.
- Romeriksporten jernbanetunnel (1994–99) som pga. utilstrekkelig tetting påvirket naturen over og forårsaket setninger på nærliggende bebyggelse fundamentert på leire. Det resulterte i en 3-dobling av tunnelkostnadene. Det var flere forhold som førte til dette, bl.a. mangelfulle forundersøkelser.
- Rørvikskaret vegtunnel (1969–74). En svakhetssone med liten vinkel til tunnelen skapte stabilitetsproblem og ras under drivingen. Det ble utført meget få forundersøkelser.
- Overføring Otra–Vatnedalsvatn og tilløpstunnel til Holen kraftverk, (1978–82). Stedvis meget vanskelige driveforhold forårsaket av dårlig stabilitet og store vannlekkasjer. For Otra-overføringen førte det til at drivekostnadene ble flerdoblet. Mye skyldtes den forsering som ble nødvendig for å ta inn igjen tapt tid på grunn av de omfattende sikrings- og injeksjonsarbeidene.
- Vanntunnel Norsjø–Rafnes (1974–76). Området er gjennomført av mange, til dels store svakhetssoner. De fleste av disse inneholder svelleleire. Under driving ble disse sikret med sprøytebetong på stoff. Kort tid etter at tunnelen ble fylt med vann, oppsto ras i flere av disse, hvorav 3 blokkeringsras. Utbedringsarbeidene med blant annet omløpstunnel flere steder tok et år.

Data fra disse 19 anleggene pluss 2 andre tunnelanlegg er i kapittel 6.6 benyttet i vurderinger av hvilket omfang grunnundersøkelsene burde hatt med dagens krav til nøyaktighet av kostnadene, se tabell 6.5.

## 6 ANBEFALT OMFANG AV GRUNNUNDERSØKELSER

### 6.1 GENERELT

Istiden i Norge har betydd mye når det gjelder grunnundersøkelser. Ikke bare har isen fjernet sonen av forvitrede eller omvandlete bergarter i fjelloverflaten. Den har også mange steder etterlatt lite løsmasser samt at erosjonen har utmeislet et "bilde" av de grunnforholdene som finnes under overflaten. Ved hjelp av overflateobservasjoner kan således viktige forhold ved berggrunnen (svakhetssoner, fordeling av bergarter) påvises til lave kostnader ut fra flyfotostudier og befaringer.

Det blir mye vanskeligere å tolke geologien når området er dekket av løsmasser eller bebyggelse, eller når området ligger under vann. I slike tilfeller må tolkningen av geologiske forhold baseres på boringer og geofysikk. Disse undersøkelsene gir i de fleste tilfeller verdifull informasjon, men det ligger muligheter for feiltolkninger. De undersjøiske tunnelene der geologien er skjult av vann (figur 2.8), krever vesentlig mer forundersøkelser enn såkalte "landtunneler", som regel mer enn 7–8 % av sprengningsprisen (sprengning og utlasting inklusiv rigg). For de fleste andre tunneler er det sjelden at grunnundersøkelsene hittil har utgjort mer enn 0,5–1 %.

Som nevnt innledningsvis er det nå fremkommet langt større krav til nøyaktighet i kostnadsoverslag i planleggingsfasen enn tidligere, hvilket bevirker økt omfang av grunnundersøkelsene og økte krav til tolkning av resultatene. I dette kapitlet vil det bli beskrevet en metode for å vurdere omfanget av grunnundersøkelser for nye berganlegg.

Undersøkelser for en tunnel eller et bergrom vil måtte tilpasses følgende viktige elementer:

- A Stedlige grunnforhold (geologi, tilgjengelighet til området, topografi, overdekning osv.) angitt som *vanskelighetsgrad*
- B Type prosjekt og de *krav det skal tilfredsstill*e (til sikkerhet/stabilitet, levetid, omgivelser)
- C Fase av planleggingen / gjennomføringen for berganlegget
- D Type kontrakt som vil bli benyttet for bygging (enhetspris, fast pris, totalentreprise osv.)
- E Aktuell(e) drivemetode(r) for prosjektet (sprengning, TBM, fresing, pigging)
- F Diverse andre forhold.

A og B er de vesentligste for vurdering av relevant omfang av grunnundersøkelser for anlegget, men også E og F innvirker. Grunnundersøkelsene her omfatter både selve undersøkelsen, tolkning av resultatene og bruk av disse i vurderinger samt rapportering. Metoden går ut på å klassifisere grunnforholdene med hensyn på hvor vanskelige disse er å undersøke og å tolke (A). Dernest å klassifisere de krav og utfordringer som stilles til bygging av det aktuelle berganlegget (B).

Ut fra A og B er det vist hvordan undersøkelsesklassen kan finnes og derved omfanget. Det er videre vist hvordan omfanget fordeler seg i de ulike faser av planleggingen (C) og hvilket omfang det kan være under bygging av visse typer anlegg.

Type kontrakt (D) og ikke minst kvaliteten av kontrakten er viktige forhold når det gjelder gjennomføringen av berganlegget, spesielt hvilke muligheter kontrakten gir for å takle uventede grunnforhold.

Andre drivemetoder som TBM, pigging og fresing (E) krever generelt bedre kjennskap til grunnforholdene og økt dokumentasjon av en del parametre.

D og E er ikke nærmere omhandlet i denne utredningen. F er kommentert i kapittel 6.6.2 og 6.6.3.

## 6.2 UTGANGSPUNKT

De anbefalinger vedrørende undersøkelsesomfang som her fremlegges, tar utgangspunkt i NS 3480 og EC 7 (se kapittel 2.2.1 og 2.2.2) som bruker *geoteknisk prosjektklasse* for å bestemme innsatsen ved:

- a) fremskaffelse av grunnlagsdata (dvs. grunnundersøkelser)
- b) prosjektering (bruk av grunnlagsdataene)

og for omfang av:

- c) kontroll av geotekniske arbeider i byggefasen
- d) prosjekteringskontroll.

Prosjektklassen er derfor direkte bestemmende for omfang og innsats av undersøkelser som må til for å fremskaffe tilstrekkelige grunnlagsdata for å kunne foreta nødvendige dimensjonerings og beregninger. Den stiller altså direkte krav til omfanget av grunnundersøkelser.

Ved å introdusere *undersøkelsesklasse* (prosjektklasse) som bestemmes ut fra vurdering av *berggrunnens vanskelighetsgrad* sammenholdt med *krav til anlegget* tilsvarende skadekonsekvensklassen i tabell 2.1, vil samme prinsipp som i NS 3480/EC 7 kunne benyttes. Det er vist i kapitlene 6.3–6.5.

## 6.3 BERGGRUNNENS VANSKELIGHETSGRAD

Når det opptrer uvanlig komplisert geologi, eller når store deler av området for anlegget er dekket av løsmasser eller vann, må det gjøres en større innsats for å innhente relevante opplysninger om grunnforholdene, slik at ingeniørgeologiske kart og profiler lett kan lages. Forvitring av bergartene, dagfjell, vegetasjon eller andre forhold som medfører redusert mulighet til å observere bergmassenes sammenheng, krever også økt innsats for å få etablert tilfredsstillende geologisk profil.

Grunnforholdenes vanskelighetsgrad for berganlegget finnes ved å tallfeste visse viktige elementer ved berggrunnen ifølge tabell 6.1. Detaljer vedrørende inndelingen av parametrene i grunnforholdene er vist i vedlegg C.

**Tabell 6.1:** Rangering av grunnforhold i forhold til kostnadene for feltundersøkelser angitt for sprengte tunneler.

Grunnforhold	Inndeling m/rangering			Kommentar
	<i>enkel</i>	<i>oversiktlig</i>	<i>komplisert</i>	
1) GEOLOGI	1	1,5	3	Bergarter, tektoniske strukturer, foldninger, skyvesoner osv. Hvilken innsats må til for å få et tilfredsstillende geologisk grunnlag?
2) FORVITRING I OVERFLATEN	<i>liten</i> 0,5	<i>moderat</i> 1	<i>stor</i> 2	Dagfjell, forvitring/omdanning av bergartene i terrengoverflaten som vanskeliggjør tolkning av overflateobservasjoner
3) OVERDEKNING (løsmasser, vann, vegetasjon, bebyggelse)	<i>lite / ingen</i> 1	<i>moderat</i> 3	<i>betvdelig*</i> 5	Synlighet av bergforholdene i overflaten. Innvirker på innsatsen for å fremskaffe et tilfredsstillende ingeniørgeologisk grunnlag
4) TILGJENGELIGHET (til terrenget)	<i>lett</i> 0,5	<i>moderat</i> 1	<i>vanskelig*</i> 3	Adkomstmulighet til terrenget når det gjelder utførelse av undersøkelser (terreng, vegger, bebyggelse, vann)

\*) Gjelder bl.a. undersjøiske tunneler og andre anlegg under vann og sjø.

Tabell 6.1 gjelder alle undersøkelser som er nødvendige for å fremskaffe opplysninger om grunnforholdene for et underjordsanlegg i berg. Der det foreligger informasjon om geologien (gode geologiske kart e.l.) eller eksisterende grunnlagsmateriale/karter forutsettes at skjønnsmessig verdi (kostnadene) av det fratrekkes omfanget (kostnadene) av undersøkelsene som er estimert i figur 6.2.

Tabellen gjelder tunneler/haller som drives ut ved sprengning. Driving av tunnel med fullprofilboring (TBM) eller fresing som er mer influert av variasjon i grunnforholdene enn boring og sprengning, krever større omfang av grunnundersøkelser enn sprengning. Disse forhold er ikke nærmere vurdert.



Verdien for vanskelighetsgraden finnes ut fra summen av tallene for *hver gruppe* i tabell 6.1 med følgende klassifisering:

<b>a: VANSKELIGHETSGRAD</b>	Hvor komplisert berggrunnen er og hva som må til av undersøkelser	<b>a1: liten</b>	<b>a2: moderat</b>	<b>a3: stor</b>
		< 5	5 – 8,5	> 8,5

## 6.4 KRAV TIL BERGANLEGGET

Krav til berganlegg består dels av krav til sikkerhet/stabilitet i anlegget under bygging og under bruken av det (funksjonskrav), dels av mulighet for skader som anlegget kan påføre omgivelsene i forhold til de krav som skal tilfredsstilles. Inndelingen av krav til berganlegget er vist i vedlegg C.

**Tabell 6.2:** Sammenstilling av krav til berganlegget.

Forhold ved berganlegget	Inndeling m/rangering			Kommentar
	lave	moderate	høye	
1) Funksjonskrav	1	3	5	Krav til stabilitet og bestandighet under bruk ut fra type anlegg og dets bruksområde
2) Risiko under driving	<u>liten</u> 1	<u>moderat</u> 2	<u>stor</u> 4	Fare for kollaps, store vannproblemer, farlige driveforhold (bergslag) osv.
3) Miljøpåvirkning	<u>liten</u> 0,5	<u>moderat</u> 1	<u>stor</u> 3	Mulig innvirkning på natur (uttørkning osv.)
4) Påvirkning på andre byggverk	<u>ingen</u> 0,5	<u>liten</u> 2	<u>stor</u> 4	Mulighet for setninger av bebyggelse fundamentert på leiravsetninger, myr osv.

Forskjell ved sprengning og TBM vil hovedsakelig gjøre seg gjeldende ved rangering av punkt 2 "Risiko under driving", men det kan også gi annen rangering av miljøpåvirkning og påvirkning på andre byggverk da tetting kan være vanskeligere å utføre ved TBM.

Verdikrav til anlegget finnes fra summen av tallene i hver gruppe i tabell 6.2 med klassifisering:

<b>b: Krav til berganlegget</b>	Under bygging og drift	<b>b1: Små</b>	<b>b2: Moderate</b>	<b>b3: Store</b>
		< 5,5	5,5 - 11	> 11



**Figur 6.1:**

Undersøkelser av grunnforholdene for fullprofilborete (TBM) og freste tunneler krever vanligvis større innsats av undersøkelser enn for sprengte tunneler fordi bergartsfordelingen må dokumenteres bedre. Konsekvenser ved feil prognose for fullprofilboring kan gi store kostnadsøkninger. I bergarter som er på grensen av det som kan lønne seg å fullprofilbore, settes det store krav til dokumentasjon av bergmassens egenskaper. (TBM maskinen på bildet ble brukt ved kraftverkene i Meråker, vedlegg B.1.4.)

## 6.5 UNDERSØKELSESKLASSER OG -OMFANG

### 6.5.1 Forundersøkelser

Undersøkelsesklassen finnes som nevnt ved å kombinere grunnforholdenes vanskelighetsgrad med krav til berganlegget slik det er gjort i tabell 6.3.

**Tabell 6.3:** Ut fra grunnforholdenes vanskelighetsgrad og krav til anlegget finnes undersøkelsesklassen.

Definisjon av UNDERSØKELSESKLASSE		a: VANSKELIGHETSGRAD (fra tabell 6.1)		
		a1: Liten	a2: Moderat	a3: Stor
<b>B: Krav til anlegget</b> (fra tabell 6.2)	b1: Små	A	A	B
	b2: Moderate	A	B	C
	b3: Store	B	C	D

*Eksempel: Bestemmelse av undersøkelsesklasse for en vanntunnel på Sørlandet med vegger i nærheten:*

I dette området er det:

- enkel geologi (verdi = 1)
- frisk bergoverflate (verdi = 0,5)
- lite løsmasser (verdi = 1)
- lett adkomst til terrenget (verdi = 0,5).

Dette gir verdi 3 og plasserer tunnelen i a1: Liten vanskelighetsgrad (tabell 6.1).

Vanntunnel på landet bevirker at det er:

- lave funksjonskrav (verdi = 1)
- liten risiko under driving av tunnelen på stigning (verdi = 1)
- liten miljøpåvirkning (verdi = 0,5)
- ingen påvirkning på andre byggverk (verdi = 0,5)

Altså verdi 3, dvs. små krav til anlegget og klasse b1: Små krav (tabell 6.2).

Fra tabell 6.3 fås at a1 og b1 gir undersøkelsesklasse A.

### 6.5.2 Undersøkelser som foretas under bygging av anlegget

Enkelte undersøkelser kan vanskelig utføres fra dagen, dvs. i forundersøkelsesfasen, men må utsettes til byggefasen. Disse undersøkelsene som da er å betrakte som utsatte forundersøkelser, vil kunne være (se også vedlegg A):

- Sonderboring foran stoff. Benyttes oftest for å kunne påvise vannførende bergmasser foran stoff, samt til kontroll av bergoverdekningen
- Målinger av bergspenninger. Foretas under bygging med måling i hull boret fra tunnelveggen
- Prøvetaking (av sleppeleire osv.) og laboratorietesting
- Målinger av forskyvninger (ekstensometer-måling), som benyttes for kontroll av tunnelprofilet
- Målinger av vannlekkasje/grunnvannstrykk
- Registrering av sårbar natur over tunnelen
- Registrering av setninger.

Også ingeniørgeologisk dokumentasjon og oppfølging med registrering av bergforholdene i en tunnel, anses som en form for undersøkelse under bygging.

Slike undersøkelser kommer i tillegg til de forundersøkelser som foretas under planleggingen før oppstart av anleggsarbeidene. Tabell 6.4 angir noen omtrentlige enhetspriser for slike undersøkelser.

**Tabell 6.4:** Omtrentlige enhetspriser for undersøkelser som utføres under bygging.

Undersøkelse	Enhet	Enhetspris	Kommentar
Sonderboring (foran stoff) under driving			
1 sonderhull med tunnelriggen	kr/m tunnel (der boring benyttes)	125	
3 sonderhull med tunnelriggen	kr/m tunnel (der boring benyttes)	300	
9 sonderhull med tunnelriggen	kr/m tunnel (der boring benyttes)	750	
Kjerneboring foran stoff <sup>*)</sup>	kr/bormeter	1000	Tillegg for mobilisering
Målinger under driving <sup>*)</sup>			
3-D bergspenningsmålinger (pr. målested)	kr/serie	200 000	Inklusiv mobilisering
Hydrauliske splitteforsøk (pr. målested)	kr/serie	170 000	
Ekstensometermåling (pr. målested)	kr/stk	25 000	
Ingeniørgeologisk dokumentasjon			
Registrering under driving (v/sporadiske besøk)	kr/m tunnel	ca. 30	
Detaljert kartlegging under driving	kr/m tunnel	ca. 50	
*) For bergspenningsmålinger og deformasjonsmålinger er det vanskelig å angi riktige kostnadstall, da disse ofte vil avhenge av omfang og stedlige forhold. Det tallet som er vist, er gjennomsnitt av målinger på en del anlegg			

## 6.6 RIKTIG OMFANG

### 6.6.1 Fordeling av omfanget i forprosjektfasen og under bygging

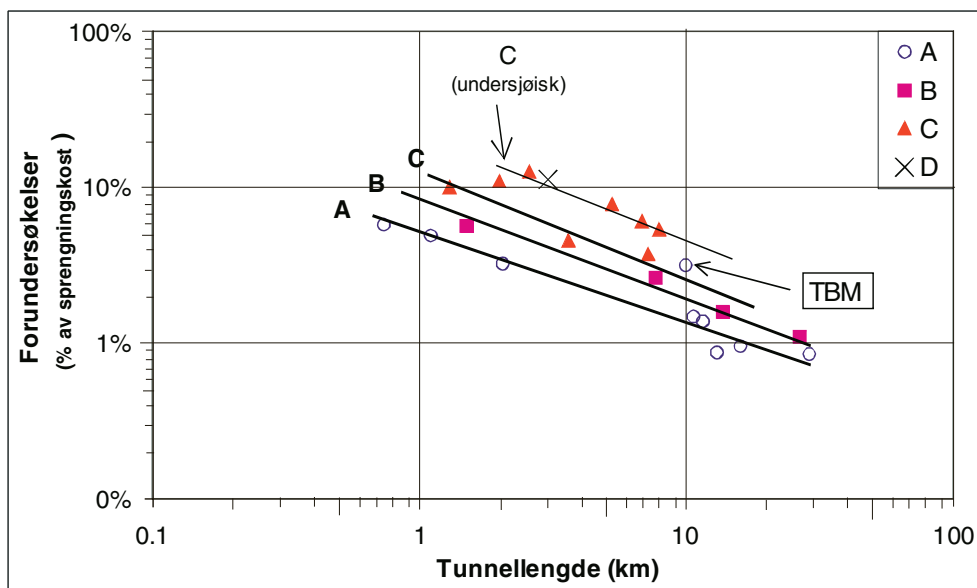
For de utførte prosjektene som er beskrevet i kapittel 5 og i vedlegg B, er det utført en analyse av hvilket omfang grunnundersøkelsene burde hatt med dagens undersøkelsesmetoder og krav til nøyaktighet på kostnadsoverslaget i de ulike faser av planleggingen og med de krav som ellers stilles til sikkerhet under bygging. Tabell 6.5 viser hvilke klasser de ulike prosjektene kommer i når det gjelder grunnforhold (ifølge tabell 6.1) og krav til anlegget (tabell 6.2), og videre hvilke prosentvise kostnader grunnundersøkelsene i henhold til den utførte analysen burde hatt etter dagens krav.

**Tabell 6.5:** Beregning av undersøkelsesklasse og av kostnader for undersøkelser basert på tabell 6.1–6.3.

Omfang av undersøkelser	Lengde	Tverrsnitt	Vanskelighets-grad	Prosjektkrav	Undersøkelses-klasse	Forundersøkelse*)	Undersøkelser under bygging*)
						%	%
<b>Tunnelanlegg</b>	km	m <sup>2</sup>					
Frøyatunnelen	5.3	54	3	2	C	7.8	3.9
Bømlafjordtunnelen	7.9	77	3	2	C	5.3	2.5
Fløyrlø kraftverk -vanntunneler	2.05	28	1	1	A	3.2	2.3
Kraftverkene i Meråker -sprengt vannvei	16	20	2	1	A	0.9	0.2
TBM tunnel, Meråker kraftverk	10	16	2	1	A	3.2	0.3
Lærdalstunnelen	26.6	62	2	2	B	1.1	0.3
Baneheia -hovedløp	1.5	88	2	2	B	5.6	0.4
Storhaugtunnelen	1.3	64	2	3	C	10.0	0.8
Vardø tunnel	2.6	50	3	2	C	12.5	4.7
Oslofjordtunnelen	7.2	78	3	2	C	3.7	3.0
Fossmark kraftverk, trykksjakt + -tunnel	1.1	16	1	1	A	4.9	4.1
Nordkapptunnelen	6.8	54	3	2	C	6.0	3.6
Bjørøytunnelen	2	54	3	2	C	11.0	4.0
Lieråsen jernbanetunnel	10.7	70	1	2	A	1.5	0.5
Rendalen kraftverk -tilløpstunnel	29	43	2	1	A	0.9	0.6
Romeriksporten	13.8	110	2	2	B	1.6	0.6
Rørvikskaret vegtunnel	0.74	62	1	1	A	5.7	0.5
Overføring Otra - Vatnedalsvatn	11.6	35	2	1	A	1.4	0.6
Tilløpstunnel Hølen kraftverk	13	50	2	1	A	0.9	0.5
Vanntunnel Norsjø - Rafnes (ikke undersjøisk del)	7.7	16	2	2	B	2.6	2.5
Solstad - Asker	3.6	115	2	3	C	4.6	2.0
Festningstunnelen (Fjellinjen)	3.04	70	3	3	D	11.3	8.8

\*) % av sprengningskost (sprengning + utlasting, inkl. rigg)

Figur 6.2 viser anbefalt undersøkelsesomfang for de respektive klassene på grunnlag av resultatene i tabell 6.5.



**Figur 6.2:** Anbefalt undersøkelsesomfang (kostnader) som funksjon av tunnellengden for de ulike undersøkelsesklassene. Sprengningskostnader omfatter sprengning og utlasting inklusiv rigg.

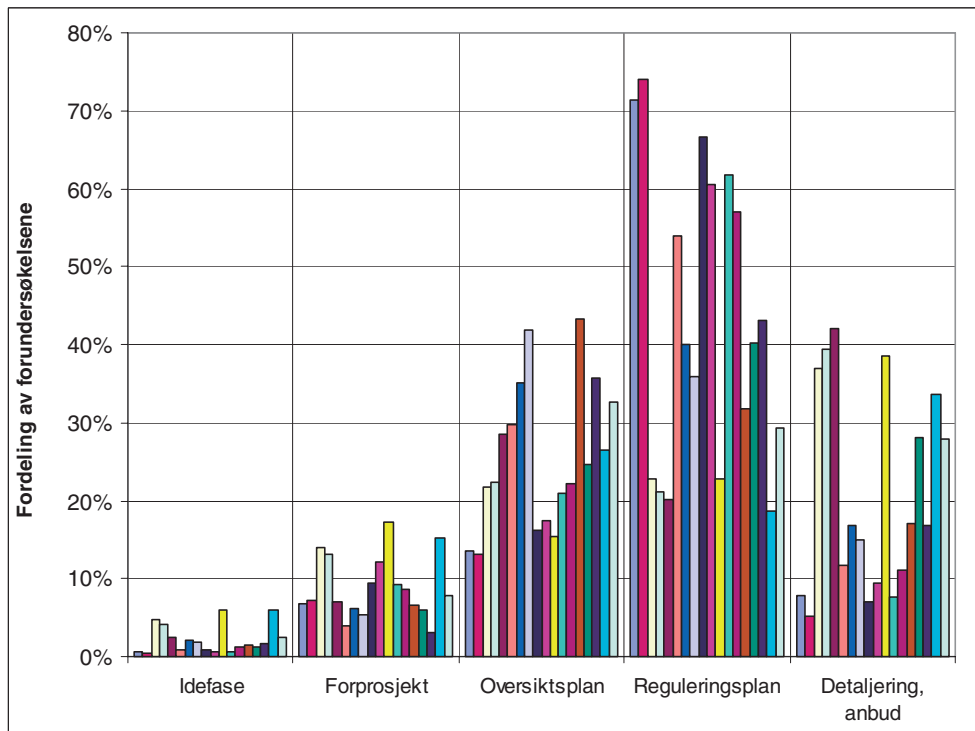
Sprengningskostnad er valgt som basis for beregning av undersøkelsesomfanget framfor drivekostnad, fordi det under estimering ofte ikke foreligger informasjon om mengden av sikring eller tetting (injeksjon). Mange vil kanskje mene at drivekostnadene (som også inkluderer sikring og tetting) burde vært lagt til grunn fordi en tunnel i ustabile og vanskelige bergmasser som må sikres mye, i utgangspunktet bør undersøkes bedre enn en tunnel i "godt berg". Dette forholdet er det imidlertid til dels tatt hensyn til ved bestemmelse av vanskelighetsklasse. Riggkostnader som ofte er 20–30 % av sprengningskostnadene skal legges til enhetsprisen for sprengning slik at sprengningskostnadene blir reelle.

Prosjektfasene er beskrevet tidligere i kapittel 2.3. Omtrentlig fordeling av kostnadene til forundersøkelsene i de ulike fasene, basert på analyse av de samme prosjektene, er vist i tabell 6.6. Som det fremgår er det stor variasjon i denne fordelingen. Det beror bl.a. på at det her er ulike typer anlegg, med eller uten krav til mulig påvirkning på omgivelsene osv., og at fordelingen av undersøkelser sikkert kan diskuteres. Det som er klart, er at det meste av forundersøkelsene bør gjøres i regulering (detalj)planfasen.

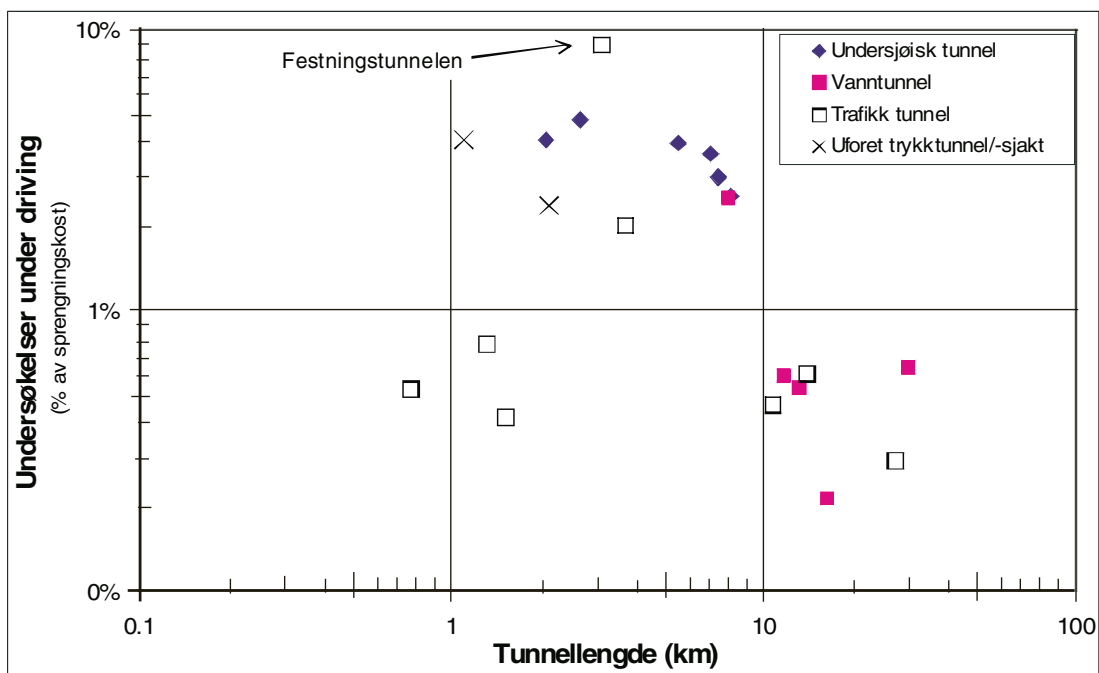
Omfanget av undersøkelsene under bygging varierer sterkt med type anlegg, se figur 6.4. For vanttunneler ligger det på under 2 % av sprengningskostnadene, for undersjøiske tunneler og uforete trykktunneler og -sjakter på 2–5 %, mens det for andre tunneler "på land" varierer sterkt.

**Tabell 6.6:** Omtrentlig fordeling av forundersøkelser i de ulike planleggingsfasene.

PROSJEKTFASE	FORUNDERSØKELSER	
	Krav til nøyaktighet på kostnadsoverslaget	Fordeling
Idé	?	1–5 %
Tidlig oversiktsplan	± 30–40 % ?	7–15 %
Oversiktsplan	± 25 %	15–35 %
Reguleringsplan	± 10 %	25–60 %
Byggeplan, anbud	± 10 %	10–30 %



Figur 6.3: Forundersøkelsenes omfang fordelt på prosjektenes ulike planleggingsfaser.



Figur 6.4: Omfang av undersøkelser under bygging fordelt på type anlegg.

### 6.6.2 Spesielle forhold

*Tunnelutslag under vann* krever som oftest at det utføres spesielle grunnundersøkelser. Dette gjelder både forundersøkelser (særlig av mulige løsmasser og ustabile og/eller vannførende soner). Det er derfor ikke mulig å generalisere disse. For et "normalt" utslag vil kostnadene for selve målingene (akustikk og refraksjonsseismikk) være i størrelsesorden 150 000–300 000 kr. I tillegg kommer en del beregninger og vurderinger som må gjøres.

Likeledes krever en del *tunnelpåhugg* ofte spesielle undersøkelser tilpasset de stedlige forholdene. Det gjelder også for *grunne tunneler* eller for partier av tunneler med liten overdekning. Slike forhold vil derfor som regel ikke falle inn under omfanget av grunnundersøkelser nevnt i forrige kapittel.

Med økende *overdekning* vil usikkerheten i prognosene generelt øke tilsvarende, da graden av ekstrapolering øker.

Tabell 6.7 angir spesielle forhold ved en del typer anlegg som ikke er medtatt i omfanget i tabell 6.5 og figur 6.2.

**Tabell 6.7:** Kommentarer til noen spesielle forhold ved berganlegg.

Type berganlegg	Anleggsdel / spesielle forhold	Kommentarer	
		Forundersøkelser	Under bygging
Vannkraftverk	Trykktunneler/-sjakter	Økt omfang av vurderinger	Spesielle bergspenningsmålinger
	Luftputekammer	Økt omfang av vurderinger	Spesielle bergspenningsmålinger
	Utslag under vann	Økte forundersøkelser	Økte vurderinger og økte undersøkelser foran stuff
Ilandføringstunneler for rørledninger	Utslag under vann	Økte forundersøkelser	Økte vurderinger og økte undersøkelser foran stuff
Alle typer anlegg	Spesielt vanskelige påhugg	Økte forundersøkelser	Økte vurderinger
	Beliggende i bystrøk med liten overdekning	Økte forundersøkelser	Økte vurderinger
	Anlegg med meget stor bergoverdekning	Større usikkerhet i prognose	
	Spesielt vanskelig grunnforhold (stor svakhetssone, karbonatbergarter med karst)	Større usikkerhet i prognose	

### 6.6.3 Andre forhold som innvirker på omfanget

Andre viktige forhold ved utførelse av undersøkelsene, som det bør stilles krav til, men som det er vanskelig å inkludere i kostnadene, er:

- Personell og firma som utfører undersøkelsene og hva slags kontrakt de har for undersøkelsene
- Kvalitet på og gjennomføring av arbeidene
- Dokumentasjon/fremstilling av resultater fra undersøkelsene
- Tolkning og bruk av resultater (geologisk tolkning, ingeniørgeologisk karakterisering).

Dette er forhold som det er meget viktig å ta med i vurderingene når utførende firma skal velges.

Fastpris- og rundsum-kontrakter krever mer nøyaktig informasjon om grunnforholdene. Hvordan de fremkomne grunnforholdene beskrives i byggeanbudet/entreprisen kan være av stor betydning for kostnadene (og altså kravet til nøyaktighet av kostnadsoverslaget).

Innvirkningen fra alle de ovennevnte elementene på nødvendig omfang av undersøkelser er vanskelig å kvantifisere og må derfor vurderes i det enkelte tilfellet.

## 6.7 USIKKERHET OG RISIKO

Det ligger i sakens natur at uansett hvor grundig og omfattende det undersøkes på forhånd, vil resultatene fra grunnundersøkelser alltid være beheftet med en viss grad av usikkerhet. Usikkerheten angår alle ingeniørgeologiske og bergmekaniske parametre som inngår i analyser og prosjektering, og påvirker i høy grad også beregninger av tid og kostnader.

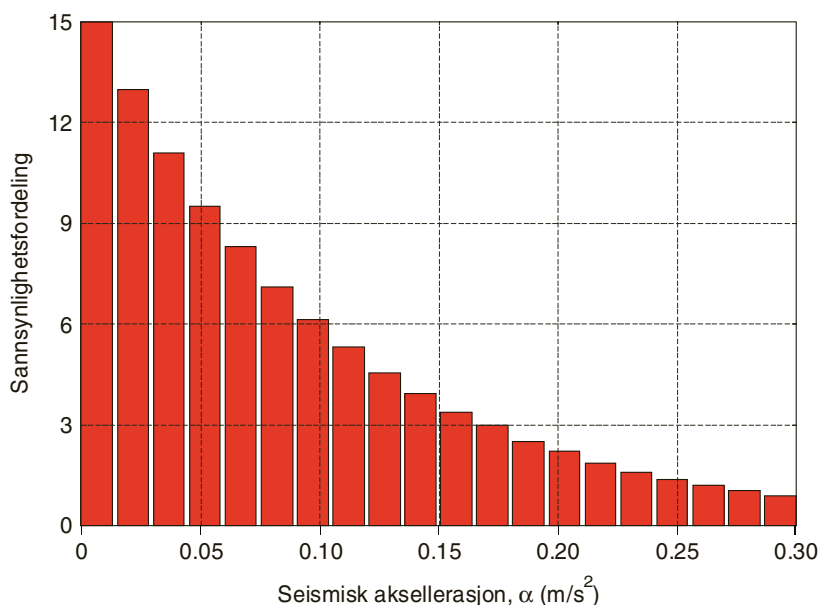
En konsekvens av kompleksiteten til byggematerialet og den usikkerhet som er knyttet til grunnforholdene er at det alltid vil være en viss grad av risiko forbundet med bygging av tunneler og undergrunnsanlegg. For å unngå ubehagelige overraskelser og tvistesaker er det viktig i utgangspunktet å ha en klar oppfatning om risikoen ved prosjektet, og en plan over tiltak som kan redusere risikoen. Noen sentrale forhold vedrørende usikkerhet og risiko vil bli diskutert i det følgende.

### 6.7.1 Usikkerhetsanalyse

#### 6.7.1.a Probabilistisk analyse

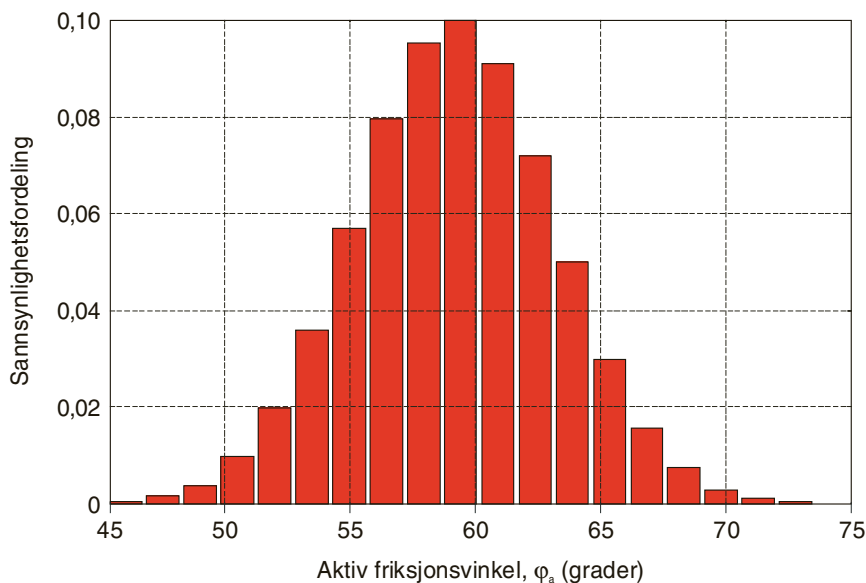
Inngangsparametrene som brukes ved analyser og prosjektering av tunnelanlegg, vil være beheftet med en viss usikkerhet på grunn av den usikkerhet som alltid er knyttet til undersøkelsene, men kan også være usikre på grunn av at de er variable over tid. For å ta hensyn til denne usikkerheten brukes stadig oftere probabilistiske metoder (sannsynlighetsberegning) spesielt sammen med stabilitetsanalyser.

Sannsynlighetsfordelingen for seismisk akselerasjon  $\alpha$  i figur 6.5 er et eksempel på valg av inngangsparameter ved probabilistisk stabilitetsanalyse. Basert på tilgjengelige seismiske data er den mest realistiske modellen for seismisk aktivitet funnet å være en eksponentialfordeling med høy hyppighet for små skjelv og lav hyppighet for store. Maksimum seismisk akselerasjon i løpet av prosjektets levetid er her satt til  $\alpha_{\text{maks}} = 0,25g$ , og middelverdien er satt til  $\alpha_{\text{maks}}/3$ .



**Figur 6.5:** Eksponential sannsynlighetsfordeling for seismisk akselerasjon  $\alpha$  (fra Nilsen, 1999).

Figur 6.6 viser eksempel på valgt sannsynlighetsfordeling for sprekkefriksjon uttrykt ved aktiv friksjonsvinkel  $\varphi_a$ . Det er generelt knyttet en betydelig grad av usikkerhet til bestemmelse av sprekkefriksjonen, og den er i tillegg også en funksjon av normalspenningen. Basert på felt- og laboratorieundersøkelser er midlere  $\varphi_a$  satt til  $60^\circ$ , og den mest realistiske fordelingsmodell innenfor det aktuelle normalspenningsområdet er funnet å være normalfordeling med standardavvik lik  $5^\circ$ .



**Figur 6.6:** Normal sannsynlighetsfordeling av aktiv friksjonsvinkel  $\phi_a$  (fra Nilsen, 1999).

Beregning etter probabilistisk metode utføres ved tilfeldig sampling av aktuelle parametre, f.eks. etter Monte Carlo-metoden, og på grunnlag av et stort antall iterasjoner inntil konvergens oppnås.

#### 6.7.1.b Lichtenbergs metode

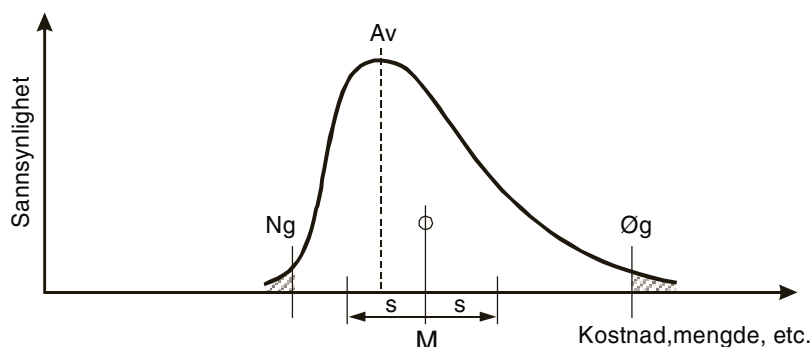
En mye brukt metode ved usikkerhetsanalyse i Norge er det såkalte "Suksessive Prinsipp", ofte også referert til som Lichtenbergs metode (Lichtenberg, 1990). Metoden benyttes spesielt i forbindelse med estimering av tid og kostnad.

Hovedprinsippet ved Lichtenbergs metode er kort forklart at det for hvert enkelt element, f.eks. en mengde eller pris, i en gruppe av fagpersoner med ulik bakgrunn anslås en nedre grense ( $N_g$ ) som bare skal underskrides med 1 % og en øvre grense ( $\emptyset g$ ) som bare skal overskrides av 1 % i tillegg til den antatte verdi ( $A_v$ ), som skal tilsvare gruppens beste overslag, se figur 6.7. Deretter beregnes middelværdi ( $M$ ) og standardavvik ( $S$ ) for dette elementet:

$$M = 1/5(N_g + 3A_v + \emptyset g)$$

$$S = 1/5(\emptyset g - N_g)$$

Som eksempel på bruk av Lichtenbergs metode er det i tabell 6.8 vist regneark med kostnadsberegning og usikkerhetsanalyse for den 5,3 km lange Frøyatunnelen. Beregningene er basert på antatt omfang og kostnader av 4 bergmasseklasser med tilhørende sikringsbehov (1–4), 4 kategorier svakhetssoner med tilhørende sikringsbehov (A–D) og 3 kategorier av arbeider foran stoff i tunnelen.



**Figur 6.7:** Aktuelle parametre ved bruk av prof. Lichtenbergs metode.



**Tabell 6.8:** Usikkerhetsanalyse ("maks/min-estimat") basert på Lichtenbergs metode (fra Nilsen, Stille & Palmstrøm, 1997).

GRUNNFORHOLD		Enhet	Nedre grense	Antatt verdi	Øvre grense	Middelerverdi		Standardavvik		S <sup>2</sup>
Klasse / tiltak			Ng	Av	Øg	Mv	Mv (kr)	S	S (kr)	kr
DRIVING OG SIKRING	God bergkvalitet	lm	700	1235	2000	1281		260	2162472	4,68×10 <sup>12</sup>
		kr/lm	7000	8362	9500	8317,2	10654333	500	640500	4,1×10 <sup>11</sup>
	Brukbar bergkvalitet	lm	1200	1720	2500	1772		260	2611492	6,82×10 <sup>12</sup>
		kr/lm	8400	10107	11500	10044,2	17798322	620	1098640	1,21×10 <sup>12</sup>
	Dårlig bergkvalitet	lm	600	1060	1700	1096		220	2913416	8,49×10 <sup>12</sup>
		kr/lm	11000	13338	15200	13242,8	14514109	840	920640	8,48×10 <sup>11</sup>
	Meget dårlig bergkvalitet	lm	50	330	500	308		90	1658430	2,75×10 <sup>12</sup>
		kr/lm	14500	18545	22000	18427	5675516	1500	462000	2,13×10 <sup>11</sup>
	Liten svakhetsone	lm	50	125	300	145		50	868110	7,54×10 <sup>11</sup>
		kr/lm	13500	17437	21000	17362,2	2517519	1500	217500	4,73×10 <sup>10</sup>
	Moderat – stor svakhetsone	lm	150	240	400	254		50	2443710	5,97×10 <sup>12</sup>
		kr/lm	39000	48457	60000	48874,2	12414047	4200	1066800	1,14×10 <sup>12</sup>
Problematiske svakhetsone	lm	150	380	600	378		90	6749190	4,56×10 <sup>13</sup>	
	kr/lm	56000	73985	97000	74991	28346598	8200	3099600	9,61×10 <sup>12</sup>	
Meget problematiske svakhetsone	lm	10	140	280	142		54	8862869	7,86×10 <sup>13</sup>	
	kr/lm	135000	155212	220000	164127,2	23306062	17000	2414000	5,83×10 <sup>12</sup>	
FRYSING	lm	0	0	50	10		10	3100000	9,61×10 <sup>12</sup>	
	kr/lm	250000	300000	400000	310000	3100000	30000	300000	9×10 <sup>10</sup>	
SONDERBORING	Lite omfang	lm	3500	4310	4500	4186		200	32640	1,07×10 <sup>9</sup>
		kr/lm	150	162	180	163,2	683155,2	6	25116	6,31×10 <sup>8</sup>
	Moderat omfang	lm	250	320	1000	442		150	41430	1,72×10 <sup>9</sup>
		kr/lm	240	267	340	276,2	122080,4	20	8840	7,8×10 <sup>7</sup>
	Stort omfang	lm	300	600	1100	640		160	208032	4,33×10 <sup>10</sup>
		kr/lm	1000	1167	2000	1300,2	832128	200	128000	1,64×10 <sup>10</sup>
FORINJEKSJON	Lite omfang	lm	400	1195	3200	1437		560	4095168	1,68×10 <sup>13</sup>
		kr/lm	5000	7188	10000	7312,8	10508494	1000	1437000	2,06×10 <sup>12</sup>
	Moderat omfang	lm	300	745	1500	807		240	5140464	2,64×10 <sup>13</sup>
		kr/lm	15000	19031	35000	21418,6	17284810	4000	3228000	1,04×10 <sup>13</sup>
	Stort omfang	lm	10	70	200	84		38	5283528	2,79×10 <sup>13</sup>
		kr/lm	60000	145067	200000	139040,2	11679377	28000	2352000	5,53×10 <sup>12</sup>
SUMMER						Sum M = 1,59E+08	( $\Sigma S^2$ ) <sup>0,5</sup> = 16484869	$\Sigma S^2 = 2,72 \times 10^{14}$		

Tabell 6.8 viser at lengden av de vanskeligste soneklassene (C og D) og omfanget av injeksjon skiller seg ut som de mest usikre elementene (har høyest varians). Middelerverdien for kostnadene av bergarbeider er beregnet til 159 millioner kroner (eksklusive rigg). Standardavviket for middelerverdien er beregnet til ca. 16,5 millioner kroner ( $\pm 10\%$ ), som gir en øvre verdi på 175,5 millioner kroner.

Lichtenbergs metode, med beregning av bidraget fra hvert enkelt kostnadselement, representerer egentlig en grov forenkling dersom elementene ikke er innbyrdes uavhengige størrelser. (Metoden betegnes som pseudo-statistisk, og gir strengt tatt bare helt riktige resultater når elementene er gjensidig uavhengige, og følger en Erlang-fordeling). Analysen gir likevel en indikasjon på hvor de største usikkerhetene ligger, og en informasjon om gruppens oppfatning av usikkerheten i de enkelte poster, og har i mange tilfeller vist seg å være et nyttig verktøy i forbindelse med tunnelplanlegging.

Det finnes metoder for eksakt statistisk analyse også når det er grader av gjensidig avhengighet mellom de enkelte parametrene. Felles for slike metoder er imidlertid at de er ganske kompliserte og brukes derfor sjelden. I pågående dr.ing.-prosjekter ved NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk tas det sikte på å foreta en nærmere utredning av potensialet til slike metoder.

### 6.7.2 Risikovurdering

De grunnleggende forutsetningene for å unngå ubehagelige overraskelser vedrørende grunnforholdene er selvsagt å utføre grundige forundersøkelser og skrive gode rapporter. Det er imidlertid også viktig å ha et bevisst forhold til risikoen forbundet med gjennomføring av prosjektet og ha en beredskapsplan. For utdypning gjengis hovedgrunnlaget for risikovurderingen som ble utført i forbindelse med evaluering av Frøyatunnelen (modifisert etter Håkan Stille i Nilsen, Stille & Palmstrøm, 1997).

Utgangspunktet for risikovurderingen er at bergmassen i prinsippet har visse egenskaper (*potensiell fare*) som, dersom de ikke tas hensyn til, kan forårsake *skade* om de utløses gjennom *handlinger* foretatt under tunneldrivingen.

*Geologisk fare* for undersjøiske tunneler (og de fleste andre typer av prosjekter) vil i første rekke bestå av:

- Dårlig bergmassekvalitet med tvilsom stabilitet og kort "stand-up time"
- Vannførende soner i form av store åpne sprekker eller karstkanaler
- Kombinasjon av høy permeabilitet og rasfarlige masser, f.eks. lag med dårlig konsoliderte sedimenter som medfører "flowing ground"-oppførsel
- Svellende berg med lave friksjonsegenskaper og stor belastning på sikring.

*De utløsende handlingene* ved tunneldriving kan være foranlediget av forhold ved:

- Kontrakt; kontrakten gir ikke rom for benyttelse av riktig handling/begrenser mulighetene for godt samarbeid mellom byggherre og entreprenør
- Organisasjon; mangelfull kompetanse hos byggherre og/eller entreprenør, feil beslutningsnivå og/eller mangelfull informasjon
- Teknikk; bruk av feil metode eller feil utførelse, mangelfull kontroll.

*Den mulige skaden* vil kunne bestå i konsekvenser som:

- Ras i tunnelen
- Vanninnbrudd som kan medføre drukning av tunnelen
- Skade på personer og /eller utrustning
- Mengdeoverskridelser som fører til økonomiske tap
- Tidsoverskridelser som fører til økonomiske tap
- Tap av prosjektet ved at skaden ikke lar seg reparere.

De tiltak som kan forhindre handlinger som kan føre til skade under tunneldrivingen og redusere faren for tvister, er først og fremst:

*A. Av kontrakts- og anbudsmessig karakter:*

- Godt gjennomarbeidet anbud, inklusive geologiske beskrivelser, med kvalitetskontroll av beskrivelser og mengder
- Krav til entreprenørens kompetanse, økonomi og erfaring ved bl.a. prekvalifisering og krav til CV for nøkkelpersonell
- Krav i anbudet til entreprenørens arbeidsrutiner, kvalitetsplan og egen risikoanalyse av jobben.

*B. Av organisasjonsmessig karakter:*

- Erfaren og godt organisert byggeledelse
- Ingeniørgeologisk oppfølging med kontinuerlig registrering av bergforholdene av erfarne ingeniørgeologer både på byggherre- og entreprenørsiden
- Etablering av uavhengig referansegruppe bestående av representanter utnevnt både av byggherre og entreprenør.

I spesielle tilfeller kan det være aktuelt å foreta en risikoanalyse, dvs. en beregningsmessig analyse av tunnelprosjektets risiko. For slik analyse er en rekke regnemodeller tilgjengelig på markedet.

## 7 REFERANSER

- Beitnes, A.: *Injeksjonsarbeider i Romeriksporten*. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1998, s. 18.1- 18.7. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo 1998.
- Blindheim, O.T.: *Undersøkelse for anlegg i berg – hvordan bruke resultatene i rapporter?* Kursdagene ved NTNU 2003 "Undersøkelse for anlegg i berg", side 21.1–21.13. NIF, Oslo 2003.
- Bollingmo, P.: "Romeriksporten". Kursdagene ved NTNU "Konferanse om trafikk tunneler". Trondheim januar 1999.
- Broch, E.: *Ingeniørgeologiske undersøkelser for anlegg i fjell*. NGU 352/Skrifter nr. 30. NGU, Trondheim 1979. 32 sider.
- GEO: *Guide to site investigations*. GEOguide 2. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department. Hong Kong 1987. 359 s.
- Bruland, A. og Thideman, A.: *Sikring av vanntunneler*. Vassdragsregulantenenes forening (VR), Asker 1991. 90 sider.
- By, T.L.: *Mellomhullseismikk for å undersøke dyprenne ved Fjellinjens kryssing under Rådhusplassen*. NIF-kurs "Ingeniørgeofysiske undersøkelsesmetoder", Gol 1987, s. 14.1-14.11. NIF, Oslo 1987.
- CEN: *Eurocode 7: Geotechnical Design. Part 1: General rules*. European Prestandard ENV 1997-1. Comité Européen de Normalisation, Brussel 1994. 123 sider.
- Garshol, K.: *Fossmark kraftverk, utlekkasje fra trykksjakt*. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1988, s. 25.1–25.11. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo 1988.
- Grønhaug, A. & Sivertsen, A.: *Small diameter core drilling with directional control: A new tool for investigations for tunnel projects*. Proc. Int. Congr. on Progress and Innovation in Tunnelling, Toronto, 1989. TAC Vol. 1, s. 95-100.
- Huseby, F.C.A.: *Lieråsen tunnel. Del II: Geofysiske og videre geologiske undersøkelser*. Tekniske meddelelser – NSB, tekniske tidsskrift for Norges Statsbaner, Nr. 3. NSB, Oslo 1968. 11 sider.
- IAEG: *Engineering geological mapping*. International Association of Engineering Geology, Commission on Site Investigation. Bull. No. 24, 1981, s. 185–274.
- ISRM: *Suggested methods for rock stress determination*. Int. Journal Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 1987, 24:1, s. 53–73. ISRM, Commission on Testing Methods, Lisboa.
- Johansen, E.D.: *Passering av sandsone Bjørøy, hvordan gikk det?* Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1995, s. 6.1–6.23. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo 1995.
- Kalager, A.K.: *Undersøkelsesfaser – de ulike stadier*. Kursdagene ved NTNU 2003 "Undersøkelse for anlegg i berg", s. 1.1–1.6. NIF, Oslo 2003.
- Kjølbjerg, R.S.: *Erfaringer etter 14 års drift av tilløpstunnel ved Rendalen kraftverk*. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1985, s. 39.1–39.11. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo 1985.
- Kjølbjerg, R.S.: *Sikringsproblemer ved arbeid i gamle vannkrafttunneler*. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1993, s. 30.1–30.10. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo 1993.
- Kleivan, E.: *NoTCoS – Norwegian tunneling contract system*. NFF Publ. No. 5, s. 67–72. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Oslo 1988.
- Lichtenberg, S.: *Prosjektplanlægning i en foranderlig verden*. Polyteknisk Forlag, Lyngby 1990.
- Melbø, O.: "Romeriksporten". NORVEG konferansen, august 1999, Svolvær.
- Myrvang, A.: *Practical use of rock stress and deformation measurements*. NJFF-publikasjon nr. 2, s. 9-14. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forening, Oslo 1983.

- NBG: *Ingeniørgeologi – berg: håndbok*. Norsk Bergmekanikkgruppe, Oslo 1985. 140 sider.
- NBG/NFF: *Engineering geology and rock engineering*. Håndbok nr. 2, Norsk bergmekanikk-gruppe. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forening, Oslo 2000. 250 sider.
- NBR: *Geoteknisk prosjektering - Fundamentering, grunnarbeider, fjellarbeider*. Norsk Standard NS 3480. Norges Byggstandardiseringsråd. Pronorm, Oslo 1988. 11 sider.
- NBR: *Eurocode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1: Generelle regler*. Norsk Standard NS-ENV 1997-1. Pronorm, Oslo 1997. 107 sider.
- NBR: *Eurocode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1: Nasjonalt anvendelsesdokument (NAD) for NS-ENV 1997-1*. Pronorm, Oslo 1997. 14 sider.
- Neby, A.: *Fløyrlø Kraftverk - språk på Richters skala? Spenninger i berg*. Kursdagene ved NTNU 1998, 13 sider.
- Nilsen, B. & Thidemann, A.: *Rock Engineering*. Hydropower Development, Vol. 9, s. 61-76. NTH, Inst. for Vassbygging, Trondheim 1993.
- Nilsen, B.: *Hvorfor stemmer ikke terrenget med kartet – er ikke de ingeniørgeologiske forundersøkelsene gode nok?* Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1997, s. 5.1–5.10. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo 1997.
- Nilsen, B.: *Alternative metoder for stabilitetsanalyse*. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, s. 33.1–33.15. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo 1999.
- Nilsen, B., Stille, H. og Palmstrøm, A.: *Frøyatunnelen – Analyse av drive- og sikringsmetoder som grunnlag for kostnadsberegning, gjennomførbarhet- og risikovurdering*. Statens vegvesen Sør-Trøndelag, Trondheim 1997. 50 sider.
- Helgebostad, J.: *Overføringen av Otra; ingeniørgeologisk sluttrapport*. Intern rapport. I/S Øvre Otra, 1983. 8 sider.
- Helgebostad, J.: *Holen kraftverk; ingeniørgeologisk sluttrapport*. Intern rapport. I/S Øvre Otra, 1983. 8 sider.
- Palmstrøm, A.: *Forundersøkelser for tunneldrift*. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1988, s. 28.1–28.12. Tapir, Trondheim 1988.
- Palmstrøm, A., Nilsen, B. og Buen, B. (1997): *Bømlafjordtunnelen – analyse av grunnforhold for vurdering av sikringsomfang, gjennomførbarhet, kostnadsberegning og risikovurdering*. Intern rapport for Trekantsambandet. Hordaland vegkontor, Bergen 1997. 50 sider.
- Palmstrøm, A.: *Riktig omfang av undersøkelser*. Kursdagene ved NTNU 2003 ”Undersøkelse for anlegg i berg”, s. 2.1–2.21. NIF, Oslo 2003.
- Palmstrøm, A.: *Tunnelene Oslofjord/Bømlafjord/Nordkapp*. Kursdagene ved NTNU 2003, s. 12.1–12.18. NIF, Oslo 2003.
- Rønning, J.S.: *Miljø- og samfunnstjenlige tunneler; Sluttrapport delprosjekt A: Forundersøkelser*. Publikasjon nr. 102. Vegdirektoratet, Teknologivdelingen 2003. 64 sider.
- Sekne, I.: *”Historien om Gardermobanen”*. Gazette Bok, Oslo 1999.
- Selmer-Olsen, R. og Pedersen, O.C.: *Geoelektriske målinger på svakhetssoner i fjell*. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1983, s. 14.1–14.10. Tapir, Trondheim 1983.
- Statens vegvesen: *Laboratorieundersøkelser*. Retningslinjer. Håndbok 014. Vegdirektoratet, Oslo 1997.
- Statens vegvesen: *Feltundersøkelser*. Retningslinjer. Håndbok 015. Vegdirektoratet, Oslo 1997.
- Statens vegvesen: *Vegtunneler*. Normal. Håndbok 021. Vegdirektoratet, Oslo 2002.
- A.B. Berdal: *Vardø tunnel; ingeniørgeologisk sluttrapport*. Intern rapport. Statens vegvesen Finnmark, Vadsø 1982. 36 sider.

- Rykkeliid, E.: *Rv 95 Fastlandsforbindelse til Magerøy; geologisk analyse av Magerøysundet*. Rapport nr. 3. Statens vegvesen Finnmark, Vadsø 1992. 16 sider.
- Rykkeliid, E.: *E69 "FATIMA" – Geologisk undersøkelse av tunnel under Magerøysundet*. Rapport nr. 4. Statens vegvesen Finnmark, Vadsø 1992. 25 sider.
- Statens vegvesen Finnmark: *FATIMA – ingeniørgeologisk rapport for anbud*. Vadsø 1994. 8 sider.
- Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen: *Anbudsgrunnlag: Geologisk rapport*. Sætre 1996. 27 sider.
- USNC/TT: *Geotechnical site investigations for underground projects*. U.S. National Committee on Tunnelling Technology, National Research Council, Washington D.C. 1984.
- Tveide, E.: *Baneheia – driving, sikring, tetting*. Fjellsprenningskonferansen, Bergmekanikkdagen, Geoteknikkdagen 2000, s. 14.1–14.8.. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo 2000.
- Waage, H.: *Feltstudier og numeriske modeller av tunneler og grunnvann i Baneheia*. Geologisk institutt, Universitetet i Bergen, nov. 2001.
- Aagaard, B.: *Bjørøy-/Frøyatunnelen*. Kursdagene ved NTNU 2003 ”Undersøkelse for anlegg i berg” s. 13.1–13.11. NIF, Oslo 2003.
- Klüver, B.H.: *Erfaringer med berginjeksjon, Hagantunnelen Rv4*. Fjellsprenningsdagen, Bergmekanikkdagen, Geoteknikkdagen 2002, s. 13.1–13.7. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo 2002.
- Lindstrøm, M.: *Undersøkelser for Hidra-forbindelsen: Kjerneboring og tomografi*. Fjellsprenningsdagen, Bergmekanikkdagen, Geoteknikkdagen 2002, s. 13.1–13.7. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo 2002.
- Grønhaug, A.: *Drift av vegtunnel gjennom leirsonen i Rørvikskaret*. Intern rapport nr. 616. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, Oslo 1975.
- Grimstad, E.: *E16 i tunnel Aurland – Lærdal: Ingeiørgeologiske undersøkelser for tunnel Nyset – Håbakken*. NGI 1995.

# VEDLEGG

## INNHOLDSFORTEGNELSE

A	UNDERSØKELSESMETODER .....	A-3
A.1	FELTUNDERSØKELSER - "ETABLERTE METODER" .....	A-3
A.1.1	Gjennomgang av grunnlagsmateriale / forstudier .....	A-3
A.1.2	Ingeniørgeologisk feltkartlegging .....	A-4
A.1.3	Seismikk .....	A-7
A.1.4	Kjerneboring .....	A-8
A.1.5	Fjellkontrollboring .....	A-11
A.1.6	Geoelektriske metoder .....	A-12
A.1.7	Bergspenningsmåling .....	A-12
A.1.8	Undersøkelser under driving av tunnelen .....	A-14
A.2	FELTUNDERSØKELSER - NYE METODER .....	A-15
A.3	LABORATORIEANALYSER .....	A-15
A.3.1	Mineralogi/petrografi .....	A-16
A.3.2	Bergartsstyrke og materialtekniske egenskaper .....	A-17
A.3.3	Borbarhet .....	A-19
A.3.4	Egenskapene til sleppematerialet .....	A-21
A.4	KOSTNADER .....	A-23
B	BESKRIVELSE AV NOEN UTFØRTE ANLEGG .....	B-25
B.1	NOEN VELLYKKEDE PROSJEKT .....	B-25
B.1.1	Frøyatunnelen .....	B-25
B.1.2	Bømlafjordtunnelen .....	B-27
B.1.3	Fløyrlø kraftverk .....	B-31
B.1.4	Kraftverkene i Meråker .....	B-33
B.1.5	Lærdalstunnelen .....	B-35
B.1.6	Baneheiatunnelene .....	B-37
B.1.7	Storhaugtunnelen .....	B-39
B.2	NOEN DELVIS VELLYKKEDE PROSJEKT .....	B-42
B.2.1	Vardøtunnelen .....	B-42
B.2.2	Oslofjordtunnelen .....	B-45
B.3	NOEN MINDRE VELLYKKEDE PROSJEKT .....	B-48
B.3.1	Fossmark kraftverk .....	B-48
B.3.2	Nordkapptunnelen .....	B-50
B.3.3	Bjørøytunnelen .....	B-53
B.3.4	Lieråsen jernbanetunnel .....	B-55
B.3.5	Rendalen kraftverk .....	B-57
B.3.6	Romeriksporten jernbanetunnel .....	B-60
B.3.7	Rørvikskaret vegtunnel .....	B-63
B.3.8	Overføring av Otra til Vatnedalsvatn .....	B-65
B.3.9	Tilløpstunnel for Holen kraftverk .....	B-68
B.3.10	Vanntunnel til Rafnes .....	B-69

C	RIKTIG OMFANG – UTDYPENDE DETALJER .....	C-73
C.1	NÆRMERE BESKRIVELSE AV GRUNNFORHOLDENES VANSKELIGHETSGRAD .....	C-73
C.1.1	Geologi / grunnforhold.....	C-73
C.1.2	Opptreden av forvitring/dagfjell i overflaten.....	C-74
C.1.3	Overdekke, - opptreden av løsmasser, vann og/eller vegetasjon .....	C-75
C.1.4	Tilgjengelighet til terrenget.....	C-75
C.2	NÆRMERE BESKRIVELSE AV FUNKSJONSKRAVENE TIL ANLEGGET.....	C-75
C.2.1	Funksjonskrav til berganlegget under bruk .....	C-76
C.2.2	Risiko under driving av berganlegget.....	C-76
C.2.3	Mulig miljøpåvirkning forårsaket av anlegget .....	C-76
C.2.4	Mulig påvirkning på nærliggende byggverk .....	C-77
D	UTDRAG FRA STATENS VEGVESEN, HÅNDBOK 021, VEGTUNNELER .....	D-78

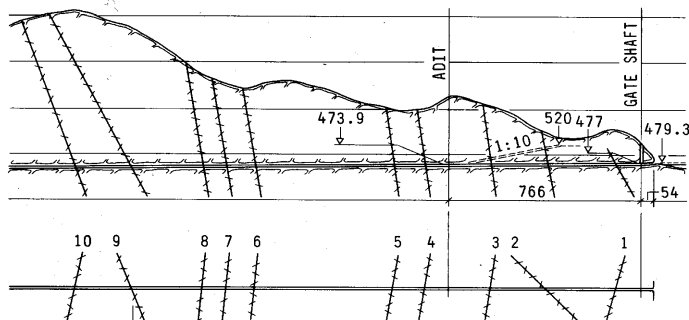
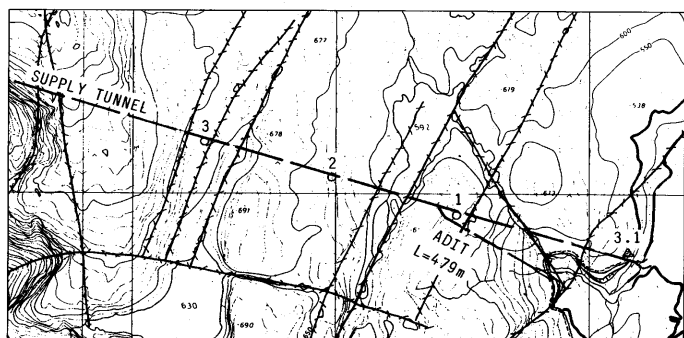
# A UNDERSØKELSESMETODER

## A.1 FELTUNDERSØKELSER - "ETABLERTE METODER"

### A.1.1 Gjennomgang av grunnlagsmateriale / forstudier

Å skaffe seg oversikt over foreliggende grunnlagsmateriale og å gjøre bruk av det materialet som er relevant for problemstillingen, er en meget viktig del av enhver forundersøkelse. Det mest aktuelle grunnlagsmateriale i denne sammenheng er først og fremst:

- Topografiske kart.
- Geologiske kart.
- Flybilder.
- Rapporter fra eventuelle tidligere undersøkelser.
- Erfaringer fra eventuelle nærliggende anlegg.



Figur A.1 Eksempel på tolkning av svakhetssoner basert på flyfoto og topografisk kart.

Ved regionale undersøkelser er det vanlig å ta utgangspunkt i topografiske kart med målestokk 1:50.000 (NGO's serie M-711). I forbindelse med mer detaljerte undersøkelser brukes som oftest kart



i målestokk 1:10.000 eller 1:5.000 ("økonomisk kartverk"), og i enkelte tilfeller kart i målestokk 1:1.000 eller enda større. For urbane områder foreligger som regel det nødvendige kartmaterialet i utgangspunktet, mens for mer avsidesliggende områder vil det ofte være aktuelt å få spesiallaget det kartmaterialet i stor målestokk som en måtte trenge.

Med hensyn til geologiske kart er det i hovedsak NGU som produserer materiale som er interessant i denne sammenheng. Standard målestokk er 1:250.000 og 1:50.000 for berggrunnsgeologisk kart, 1:50.000 for kvartærgeologiske kart. I mange tilfeller foreligger geologiske beskrivelser og profiler sammen med kartene. Dersom det finnes geologisk kart i målestokk 1:50.000 eller bedre for det aktuelle området, er en generelt godt dekket for de fleste problemstillinger, og mye feltkartlegging kan spares.

Flybilder representerer et spesielt viktig hjelpemiddel ved ingeniørgeologiske forundersøkelser. For regionale undersøkelser er det vanlig å bruke bilder med målestokk ca. 1:40.000, ved mer detaljerte undersøkelser bilder med målestokk ca. 1:15.000.

Flybilder med stereografisk dekning har den viktigste egenskap at de gir en overdrivelse av vertikal målestokk når bildene betraktes gjennom stereoskop. Markerte svakhetssoner, som på våre breddegrader vanligvis danner kløfter eller søkk i terrenget, vil dermed fremtre meget godt på slike bilder, se figur A.1. Flybildene vil i tillegg gi en god oversikt over topografiske og morfologiske forhold, og kan være til stor hjelp ved fastlegging av grenser mellom ulike bergartstyper eller mellom berggrunnen og løsmasser.

Rapporter fra eventuelle tidligere undersøkelser i samme område vil selvsagt være av stor verdi i denne sammenheng. Spesielt verdifullt vil det være om det finnes anlegg i det aktuelle området fra før, slik at en også får anledning til å kartlegge under dagfjellssonen.

På grunnlag av forstudier som beskrevet ovenfor vil en i mange tilfeller ha en god oversikt over de ingeniørgeologiske forholdene allerede før en drar ut i felten.

### **A.1.2 Ingeniørgeologisk feltkartlegging**

Et viktig prinsipp for ingeniørgeologiske undersøkelser er som beskrevet i kapittel 2, at undersøkelsene utføres trinnvis, og at utførelse av hvert enkelt trinn baseres på resultatene fra det foregående. Opplegget for ingeniørgeologisk feltkartlegging baseres følgelig på resultatene fra forstudiene.

Feltkartleggingen foregår i utgangspunktet med enkle hjelpemidler som hammer, klinometerkompass og notisbok. Nødvendig omfang av kartleggingen avhenger av problemstilling og anleggstype, og ikke minst av resultatene fra forstudiene. I enkelte tilfeller kan det være aktuelt å begrense den mest detaljerte feltkartleggingen til nøkkelpunkter, mens det i andre tilfeller er mer aktuelt å foreta detaljert kartlegging av hele anleggsområdet.

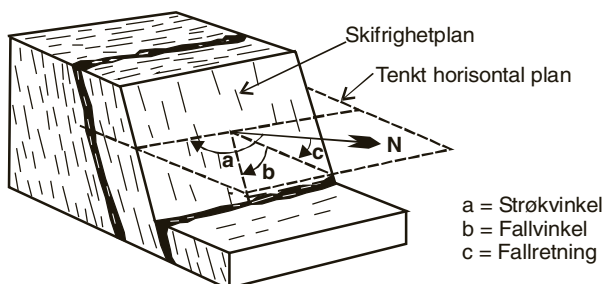
Kartlegging av løsmasseforhold kan være av stor betydning, f.eks. når det stilles spørsmål vedrørende fjelloverdekningen for et planlagt anlegg i løsmasseoverdekket terreng, eller når sentrale punkter som påhuggssteder er dekket av løsmasser. I slike tilfeller vil det ofte være aktuelt å supplere observasjonene i felten med fjellkontrollboringer og/eller refraksjonsseismikk.

Generelt bør bergartene i denne sammenheng kartlegges mer ut fra karakter og materialtekniske egenskaper enn på grunnlag av spissfindige mineralogiske/petrografiske kriterier. Som del av bergartskartleggingen vil det ofte være aktuelt å ta prøver for testing av egenskaper som kan være viktige for vurdering av vanskelighetsgrad/økonomi for det planlagte anlegget (f.eks. kvartsinnhold, styrkeparametere og borbartsegenskaper).

Kartlegging av detaljoppsprekning er spesielt viktig med tanke på orientering av anlegget og for stabilitetsvurderinger og -analyser. Kartleggingen bør generelt omfatte følgende parametre:

- Orientering (strøk og fall)
- Sprekkeavstand
- Utholdenhet/kontinuitet
- Ruhet.

Strøk og fall angir orienteringen til sprekkeplan eller bergarts-struktur som f.eks. lagdeling eller foliasjon i forhold til nord-retning og horisontalplan, se figur A.2. Det finnes flere alternative måter for angivelse av strøk og fall, men det sikreste er å måle strøkvinkelen i retning med urviseren som vist på figuren. I dette tilfellet vil strøk og fall etter denne regelen være: N130°Ø/60°NØ. Som alternativ til strøketretning angis noen ganger fallretningen (fallretning = strøk ± 90°).



Figur A.2 Definisjon av strøk, fall og fallretning (fra NBG, 1985).

Nødvendig eller ønskelig omfang av sprekkekartleggingen vil avhenge først og fremst av de geologiske forholdene og av type anlegg. Generelt kan en vel imidlertid si at denne kartleggingen vanskelig kan omfatte mindre enn ca. 100 enkeltmålinger dersom resultatene statistisk sett skal kunne gi et rimelig riktig bilde av forholdene. Resultatene fra strøk- og fallmålinger kan angis i form av sprekkerose eller i stereografisk projeksjon.

Med hensyn til svakhetssoner i berget gir feltkartleggingen mulighet til å kontrollere og supplere strøk- og fallantakelsene fra forstudiet. I tillegg oppnås det bedre grunnlag for stipulering av mektighet og vurdering av karakter. Skjærbruddsoner kan f.eks. identifiseres på grunnlag av sterkt forskifret sideberg og strekkbruddsoner på grunnlag av mer massivt sideberg.

Grunnvannsforholdene vil det vanligvis være vanskelig å få noen særlig oversikt over kun på grunnlag av feltkartlegging. Karakteren til sprekker og svakhetssoner, dreneringsmønster m.v. kan imidlertid ofte gi visse indikasjoner, og karstforhold vil vanligvis kunne avsløres også fra overflaten.

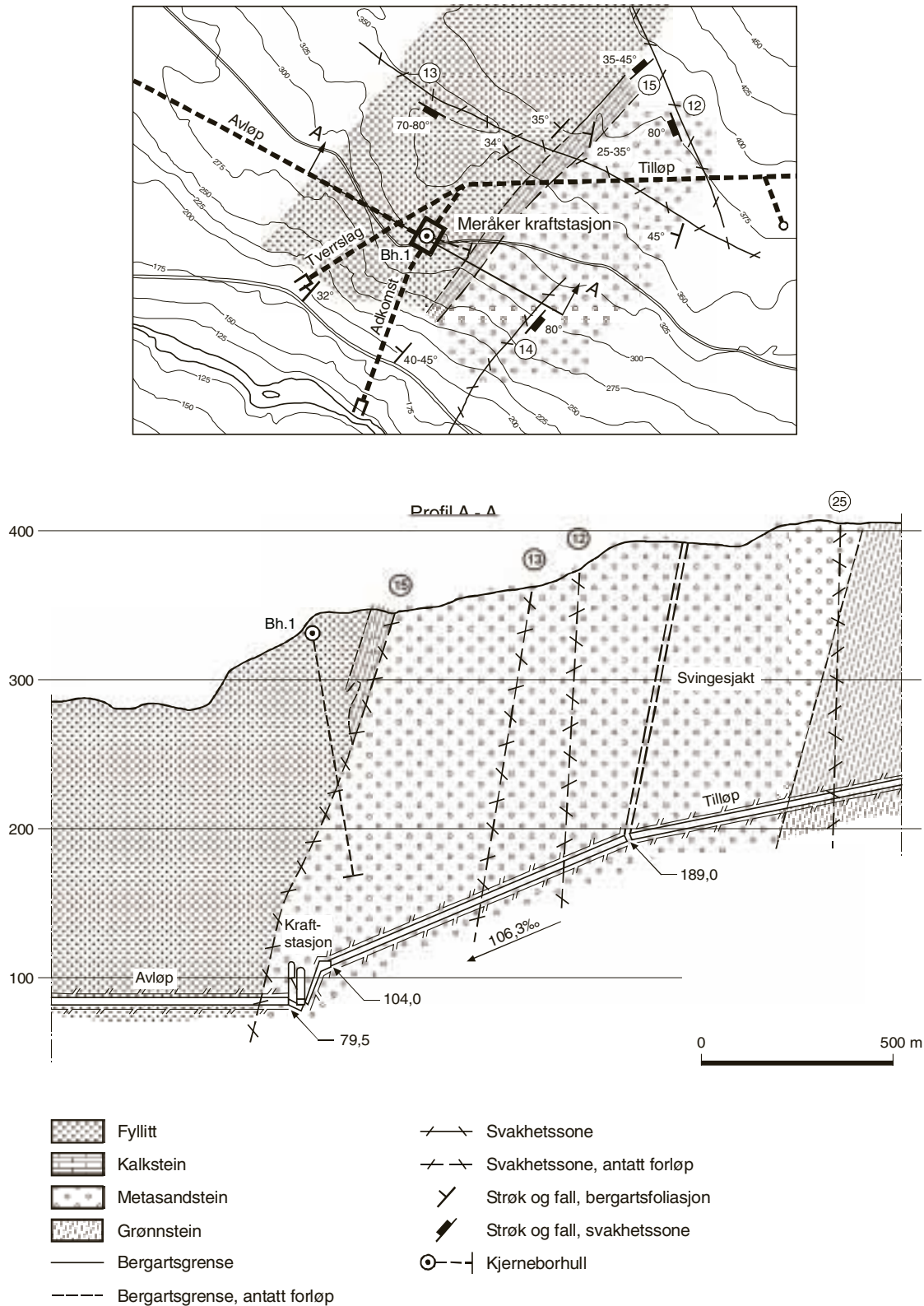
Spenningsforholdene i berget vil en i noen tilfeller kunne få indirekte informasjon om ved feltbefaring, f.eks. på grunnlag av bergslagsytring i overflaten av høye dalsider. Topografiske forhold og strategisk beliggende svakhetssoner kan dessuten gi informasjon om spesielle spenningsavløste partier.

Resultatene fra forstudier og -undersøkelser bearbeides og sammenstilles i ingeniørgeologiske kart og profiler. Detaljeringsgrad og presentasjonsform tilpasses den aktuelle problemstilling. I figur A.3 er som eksempel vist ingeniørgeologisk kart og -profil basert på kartlegging i målestokk 1:10.000 for Meråker Kraftverk.

Det ingeniørgeologiske kartet fra Meråker viser bergartsfordeling, forløp av bergartsgrenser og svakhetssoner i overflaten, og grensenes / sonenes strøk og fall. Profilet viser antatte forløp av bergartsgrenser og svakhetssoner mot dypet.

Det er viktig at det fremgår av den ingeniørgeologiske rapporten hvilken grad av usikkerhet som er knyttet til de fremlagte kart og profiler. I dette tilfellet var det på grunn av foldning og generelt kompliserte tektoniske forhold knyttet betydelig usikkerhet til forløpet av kalksteinbenken og svakhetszone nr. 15. For å være sikker på å unngå å komme i berøring med sone 15 og mulig karst i kalksteinen, ble det derfor utført kjerneboring før endelig bestemmelse ble tatt vedrørende stasjonsplassering.

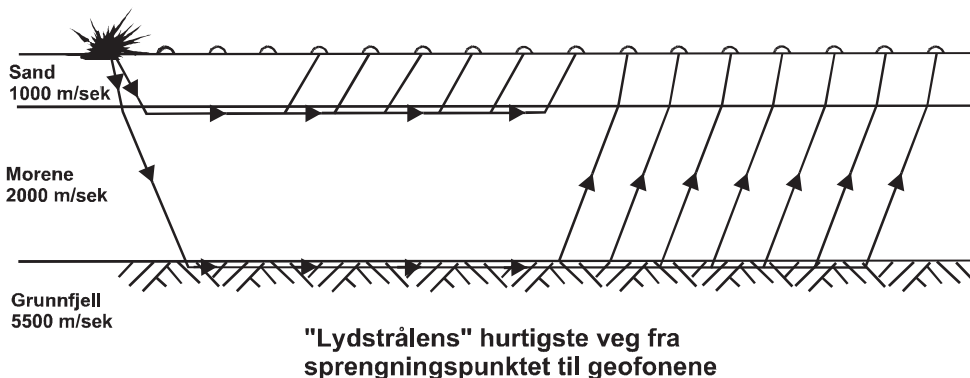
Komplisert tektonikk er utvilsomt blant de forhold som oftest bidrar til usikkerhet i ingeniørgeologiske kart og profiler. I andre tilfeller kan forhold som for eksempel løsmasseoverdekning og tett bebyggelse virke begrensende for nøyaktigheten.



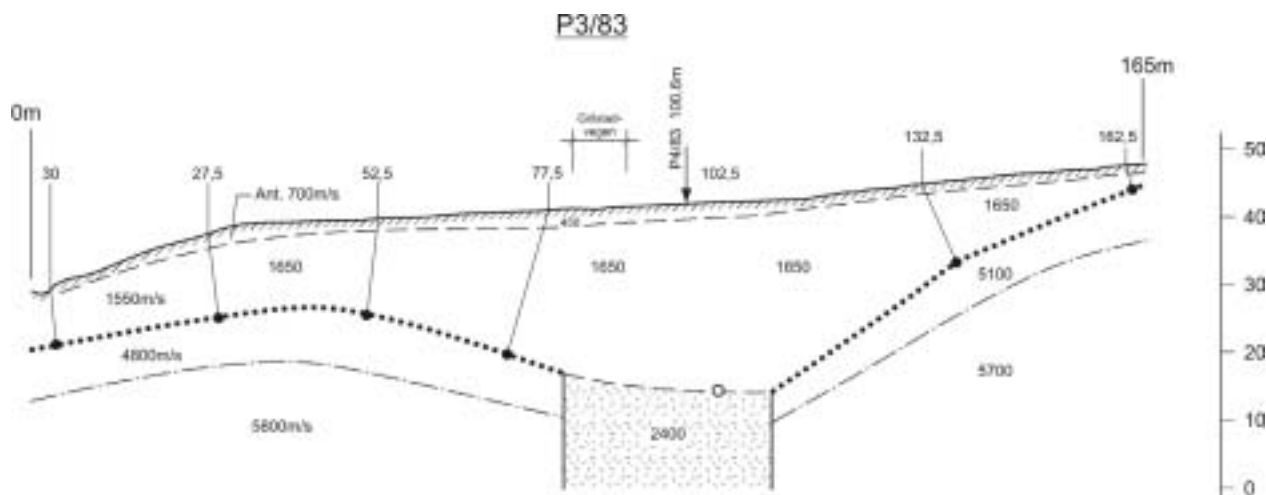
Figur A.3 Ingeniørgeologisk kart (rutemønster 200x200 m) og profil for Meråker Kraftverk.

### A.1.3 Seismikk

Refraksjonsseismikk, se figur A.4, benyttes ofte i forbindelse med undersøkelser for tunneler og undergrunnsanlegg. Metoden benyttes først og fremst for å bestemme dybden til fast berg, men kan også gi informasjon om forvitningsdyp, grunnvannspeilets beliggenhet og om overgang mellom forskjellige løsmasser, som for eksempel marin leire over bunnmorene. Steiltstående svakhetssoner vil kunne identifiseres som partier i berggrunnen med lav hastighet. For øvrig vil ganghastighetene i berggrunnen generelt kunne fortelle mye om bergmassens karakter og kvalitet. Et eksempel på resultater oppnådd ved refraksjonsseismiske undersøkelser er vist i figur A.5.



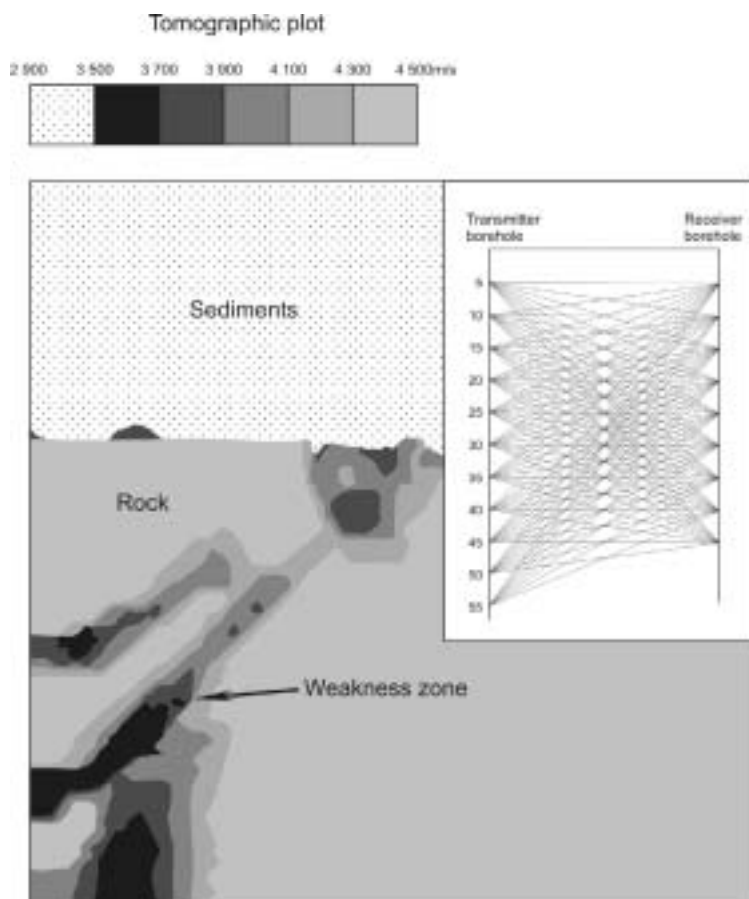
Figur A.4 Prinsippkisse av refraksjonsseismisk undersøkelse.



Figur A.5 Refraksjonsseismisk profil fra forundersøkelsene for Grilstadtunnelen.

I Norge er kanskje refraksjonsseismikk den mest benyttede metode til undersøkelser i tillegg til geokartlegging. Denne metoden har vist seg å gi meget anvendelige resultater etter å ha blitt benyttet gjennom mange år. Troen på metoden synes imidlertid hos mange å overstige det den faktisk kan gi av informasjon om bergforholdene. Det er viktig å huske at dette er en geofysisk metode slik at den kun angir berghastigheter med de begrensninger det innebærer. Om for eksempel en lav seismikkhastighet representerer en svakhetszone med svelleleire eller et parti med tett oppsprekning uten leire kan det i utgangspunktet ikke si noe sikkert om.

Andre typer seismiske undersøkelser benyttes også. F.eks. benyttes refleksjonsseismikk (boomer/sparker, eller "akustikk") rutinemessig som del av undersøkelsene for undersjøiske tunneler, og i noen tilfeller, både for undersjøiske tunneler og for tunneler i urbane strøk anvendes seismisk tomografi (målinger mellom borehull eller mellom borehull og sjøbunn), se figur A.6.

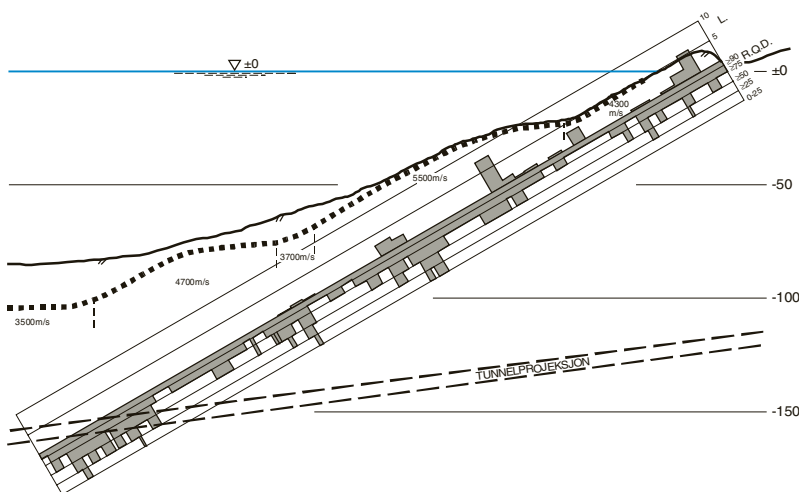
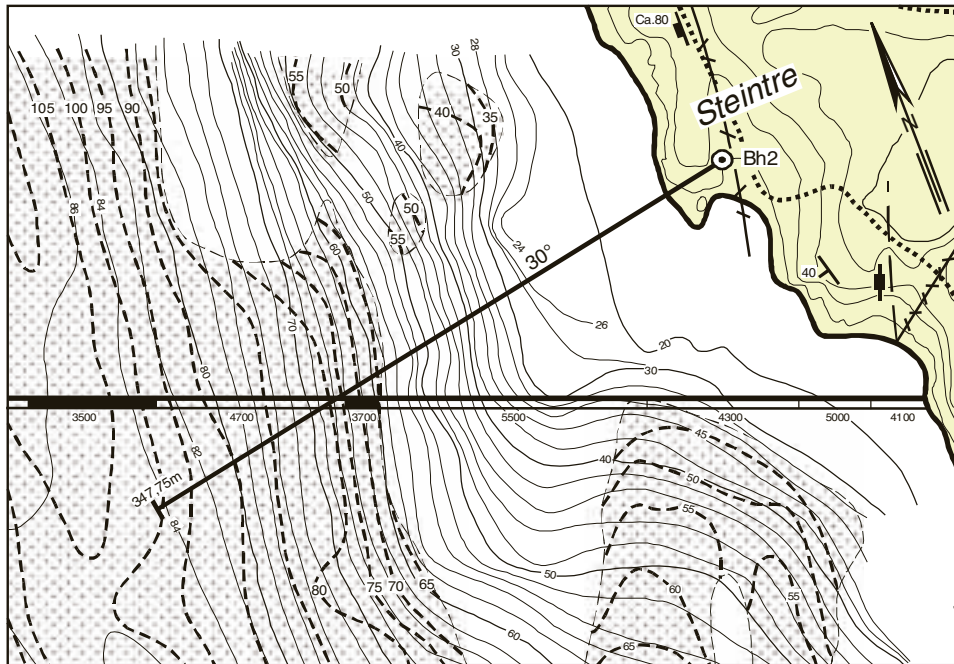


Figur A.6 Eksempel på seismisk tomografi ved Festningstunnelen (Fjellinjen) (By, 1987).

#### A.1.4 Kjerneboring

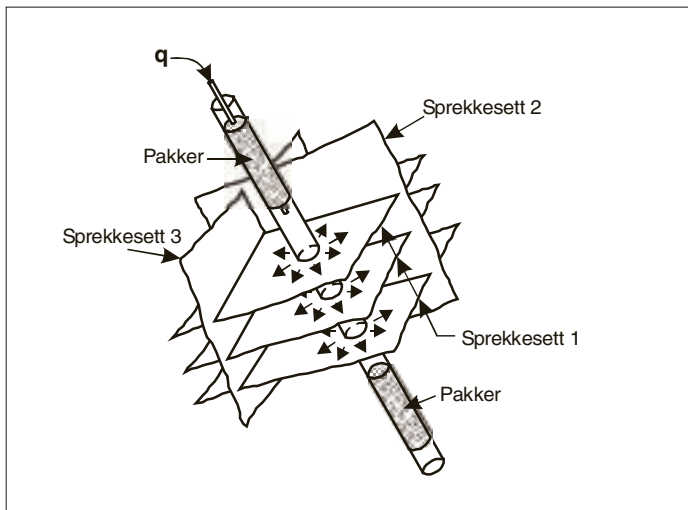
Et av problemene med ingeniørgeologisk feltkartlegging er at alle registreringer og observasjoner er knyttet til dagoverflaten, hvor f.eks. sprekkebelegg og eventuelt sleppemateriale vanligvis er vasket bort, og forholdene kan være ganske forskjellige sammenlignet med lenger ned i berget. Dersom det ikke eksisterer noen åpning i berget fra før, er kjerneboring den mest aktuelle metoden for fremskaffing av prøver fra under dagfjellssonen. Kjerneboring utføres imidlertid sjelden kun for å fremskaffe prøvemateriale. I de fleste tilfeller er hovedformålet å foreta bestemmelse av oppsprekningsgrad, orienteringen og/eller karakteren til markerte svakhetssoner, eller å foreta undersøkelser av områder en ikke kan komme til på vanlig måte (f.eks. områder under sjøen). I mange tilfeller foretas det vanntapsmålinger (permeabilitetstester) i forbindelse med kjerneboring.

Kjerneboringen utføres ofte på grunnlag av vurderinger fra tidligere trinn i undersøkelsen, og i kombinasjon med andre undersøkelser. Problemstillingen i figur A.3 er ett eksempel på dette. Et annet eksempel, hvor kjerneboring i et kritisk område ble besluttet utført etter forutgående forstudier, feltkartlegging samt akustikk og refraksjonsseismikk, er vist i figur A.7. Eksemplet er fra Karmøy-Kårstø prosjektet, og figuren viser foruten RQD- og Lugeon-verdier (L) langs borehullet, også koter for sjøbunn og bergoverflate basert på akustikk samt seismiske hastigheter i berggrunnen basert på refraksjonsseismikk.



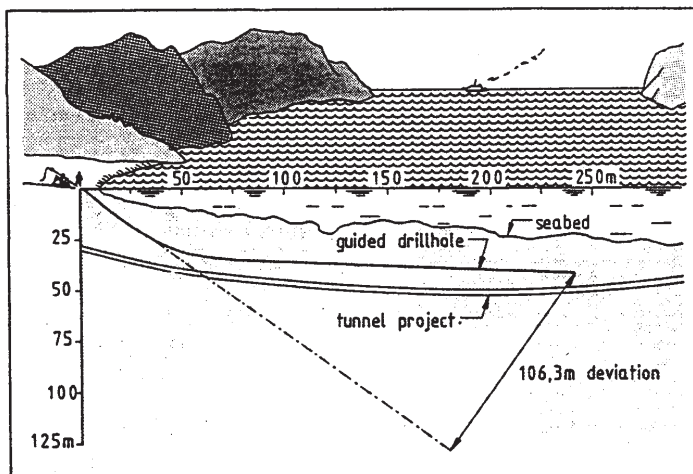
Figur A.7 Undersøkelser i forbindelse med planlegging av undersjøisk tunnel.

Ved Lugeon-testen (også kalt vanntaps-test), pumpes vann inn i en bestemt seksjon av borehullet, og vanntapet måles. Det benyttes to pakkere med avstand ca. 3 m som vist i figur A.8, eller benyttes bare en pakke, og foretas måling for seksjonen mellom denne og bunnen av hullet. Seksjonen settes under et konstant overtrykk i forhold til det opprinnelige grunnvannstrykket lik 1 MPa. Lugeon-verdien er vanntapet i liter per minutt og meter borehull ved 1 MPa (10 bar) overtrykk. Det kan naturligvis også foretas pumpe tester i kjerneborehull, men i forbindelse med tunneler er dette ikke særlig vanlig.



Figur A.8 Prinsippet for Lugeon-testing.

I noen tilfeller gjennomføres styrt kjerneboring som vist i eksemplet i figur A.9. Fordelen med slik boring er at en vil være i stand til å følge den planlagte tunneltraseen over en lengre strekning eller styre hullet til ønsket sted. Styrt boring er imidlertid betydelig mer kostbar enn konvensjonell kjerneboring.



Figur A.9 Styrt kjerneboring (avviksboring) under Nappstraumen (fra Grønhaug &amp; Sivertsen, 1989).

#### A.1.4.a Logging av borekjerner

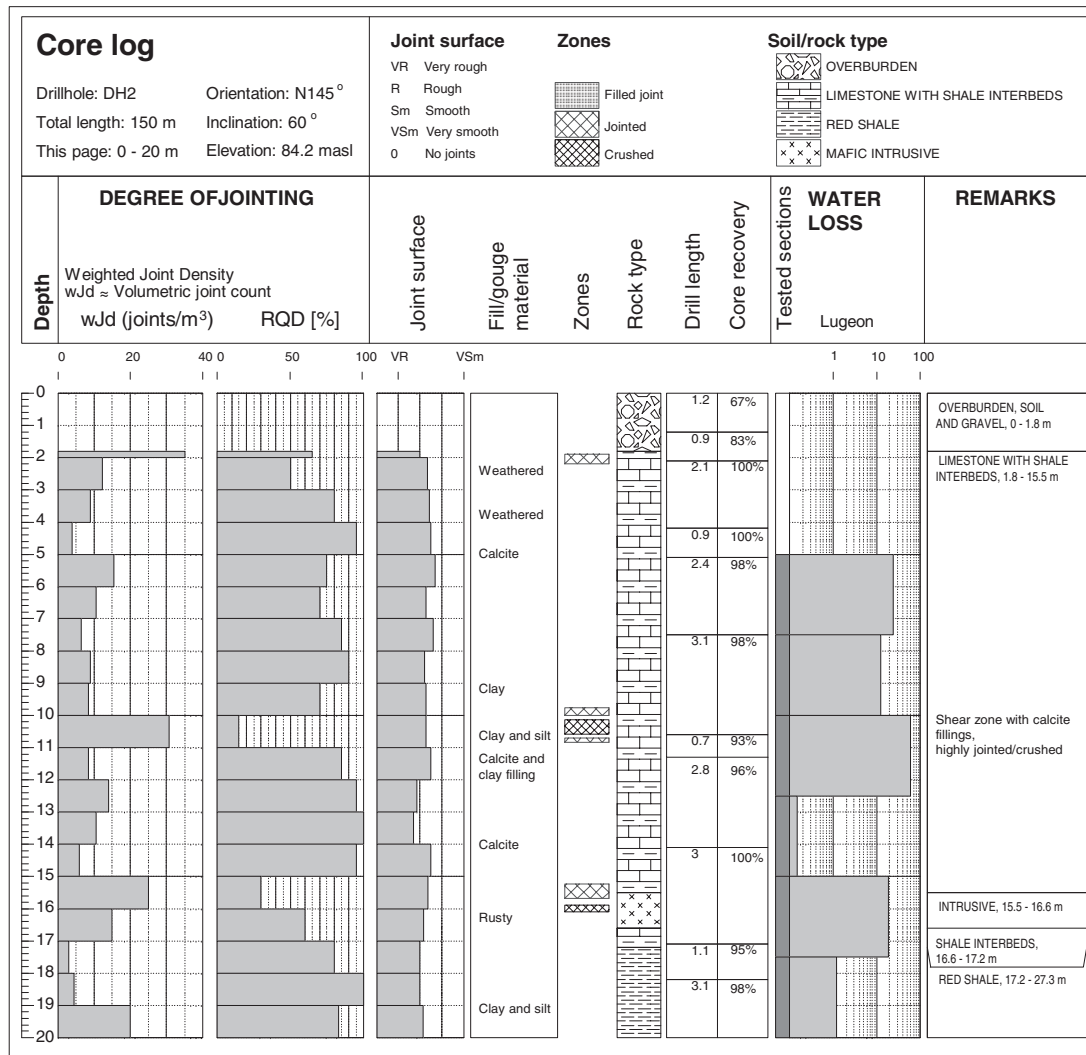
Der kjerneboring har blitt anvendt, hender det at logging av kjernene er blitt forsømt eller at det bare utføres en enkel registrering av RQD. Dette er dårlig utnyttelse av kjerneboringen. Det er mer nyttig informasjon å hente ut av borekjernene enn mange er klar over. Dette avhenger selvfølgelig av at de ulike opplysninger som hentes, kan kobles mot annen informasjon, slik som sprekkemålinger, seismiske hastigheter og grunnvannsforhold, se for øvrig kapittel 4.3.

Kjerneboring er en kostbar undersøkelsesmetode, og det er derfor en god investering å utføre grundig kjernelogging for å hente ut mest mulig nyttig informasjonen fra borekjernene, og å dokumentere forholdene med fotografier av god kvalitet i rapporten før kjernene settes bort på lager.

Følgende forhold bør inngå i en god dokumentasjon av borekjernene:

- Bergartsfordeling m/beskrivelse av de enkelte bergartene,
- Oppsprekning med sprekkeavstand, sprekketall, RQD, sprekkekarakter (forvitring, belegg, fylling på sprekke)
- Oppknuste partier angis spesielt
- Grafisk presentasjon av vanntapsmålinger.

Et eksempel på detaljert kjernelogging er vist i figur A.10.



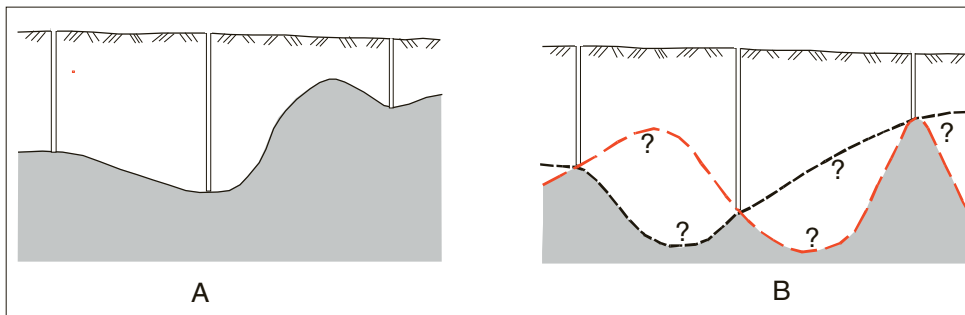
Figur A.10 Eksempel på borkjernelogging.

### A.1.5 Fjellkontrollboring

For undersøkelse av løsmassemektighet finnes i hovedsak to alternativer: refraksjonsseismikk som beskrevet i kapittel A.1.3, og fjellkontrollboring. En viktig forskjell mellom disse metodene er at førstnevnte gir kontinuerlig registrering av grenseflatens beliggenhet, mens sistnevnte kun gir en punktregistrering. Dersom avstanden mellom borepunkter er for stor, er det derfor rikelige muligheter for feiltolkning, se figur A.11.

For å få tilstrekkelig sikre opplysninger om fjelloverflatens beliggenhet under løsmassedekket over en lengre strekning, kan det være nødvendig med et stort antall borehull. Selv om fjellkontrollboring i utgangspunktet er en rimelig metode, kan de totale kostnader derfor lett bli i samme størrelsesorden som for refraksjonsseismikk. I tillegg kommer at refraksjonsseismikk gir en rekke verdifulle tilleggsopplysninger vedrørende bergmassekvalitet, svakhetssoner m.v.

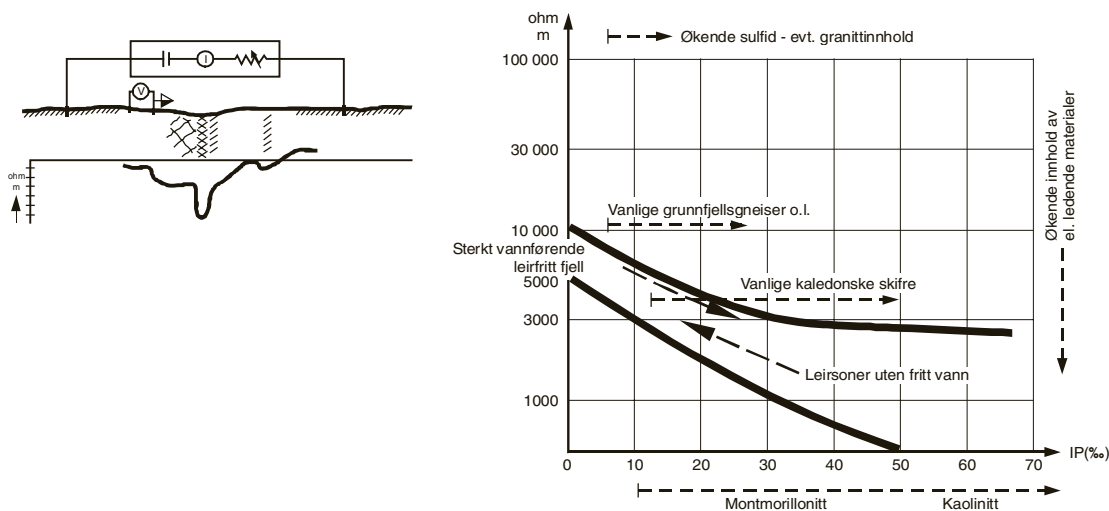




Figur A.11 Muligheter for feiltolkning av riktige forhold (A) av fjellkontrollboring med stor hullavstand (B).

### A.1.6 Geoelektriske metoder

Resistivitetmålinger for kartlegging av svakhetssoner og vannførende lag ble forsøkt benyttet her i landet allerede på begynnelsen av 80-tallet. Resultatene var lovende, men tolkningen på grunnlag av tilsynelatende resistivitet og industert polarisasjon ble til dels noe usikker. Prinsippet for disse undersøkelsene, og hypotesen vedrørende klassifisering av svakhetssoner og vannforhold basert på resistivitet og industert polarisasjon (IP), fremgår av Figur A.12.



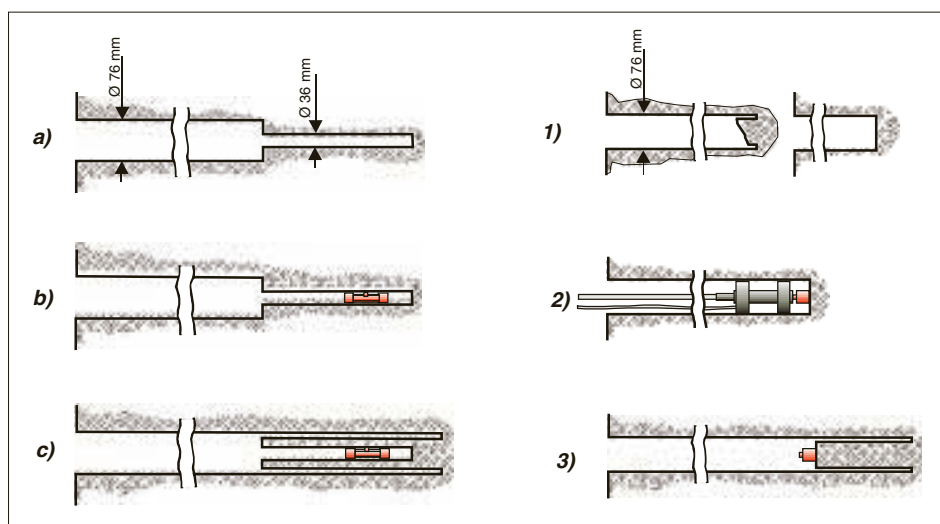
Figur A.12 Prinsippet for geoelektriske målinger og hypotese vedrørende tolkning av svakhetssoner og vannforhold (fra Selmer-Olsen og Pedersen, 1983).

De senere år, spesielt i forbindelse med prosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler", har det funnet sted en betydelig videreutvikling av denne metoden. Resultater oppnådd blant annet i forbindelse med undersøkelser for Lunnertunnelen viser at denne metoden kan ha et interessant potensial for kartlegging av svakhetssoner mot dypet (se kapittel A.2).

### A.1.7 Bergspenningsmåling

Eksfoliasjon og såkalt "core-discing" i forbindelse med kjerneboring (se kapittel A.1.4) kan gi indikasjoner om høye bergspenninger, men for å få eksakt informasjon om bergspenningenes størrelser og retninger er det nødvendig å foreta målinger.

Bergspenningsmålinger foretas sjelden før det foreligger adkomstmuligheter til undergrunnen selv om det de senere år har det funnet sted en betydelig utvikling med hensyn til muligheten for å utføre bergtrykkmåling i dype borehull fra dagen. Slike målinger er imidlertid vanligvis mer kostbare, og ofte også mer usikre, enn målinger fra tunneler og bergrom. Bergspenningsmålinger er derfor i mange tilfeller nærmest å betrakte som en "utsatte forundersøkelser".



Figur A.13 Prinsippskisse av tre-dimensjonal (t.v.) og to-dimensjonal bergspenningmåling (t.h.) basert på overboring (fra Myrvang, 1983).

I dag er det i hovedsak to metoder for måling av bergspenninger som er aktuelle:

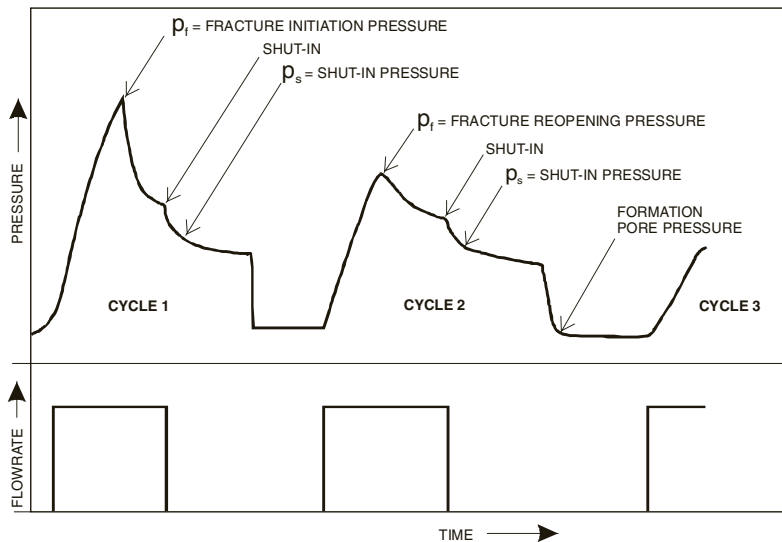
- Triaksiale målinger basert på overboring ("overcoring")
- Hydraulisk splitting.

Den førstnevnte metoden har vært benyttet lengst, og finnes i flere versjoner. Den versjonen som brukes mest, og som også benyttes her til lands, er vist til venstre i figur A.13. De tre hovedtrinnene i forbindelse med en slik måling er:

- Et kjerneborehull boret til ønsket dybde fra tunnelveggen (opptil ca. 20 m, men vanligvis betydelig kortere), og et konsentrisk hull med mindre diameter bores ca. 30 cm videre.
- En målecelle med tre strekkapp-rosetter føres inn i det lille hullet, og rosettene limes til hullveggen.
- Det lille hullet overbores slik at spenningene rundt målecella avlastes. Resulterende tøyninger registreres av strekkapp-rosettene, og når de bergartens elastiske parametre er målt kan den triaksiale spenningstilstanden beregnes.

Til høyre i figur A.13 er vist prinsippet for den to-dimensjonale overboringsmetoden, ofte kalt "doorstopper"-metoden, som også er vanlig her til lands, spesielt i forbindelse med målinger i pilarer og i tilfeller med intens "core-discing". I begge tilfeller er det tøyningene som måles, og bergspenningenes størrelser og retninger kan først beregnes etter at laboratoriebestemmelse av elastisitets-parametrene er utført.

Hydraulisk splitteforsøk kan utføres i dype borehull, og er basert på at en ønsket seksjon av borehullet avstenges ved hjelp av pakker (i prinsipp som vist i figur A.8), vann pumpes inn mellom pakkerne og vanntrykket økes inntil tensjonsbrudd inntreffer i hullveggen mellom pakkerne. Ved å registrere vanntrykk og -strømning som vist i figur A.14 kan en i teorien beregne hovedspenningstilstanden. Det er imidlertid en betydelig grad av usikkerhet knyttet til slike beregninger, og her til lands benyttes denne metoden derfor mest som "pilot-test" for å bestemme lekkasjemengde under gitte trykkforhold (metoden refereres da til som hydraulisk jekking).

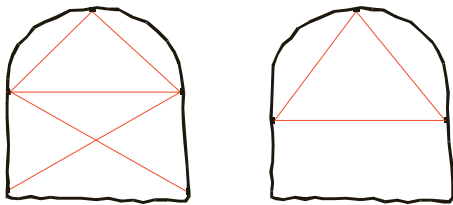


Figur A.14 Vannstrøm og trykkutvikling ved hydraulisk splittetest (fra ISRM, 1987).

Mer detaljerte retningslinjer for utførelse av bergspenningsmålinger er gitt i ISRM's anbefalinger og retningslinjer, se kapittel 2.2.

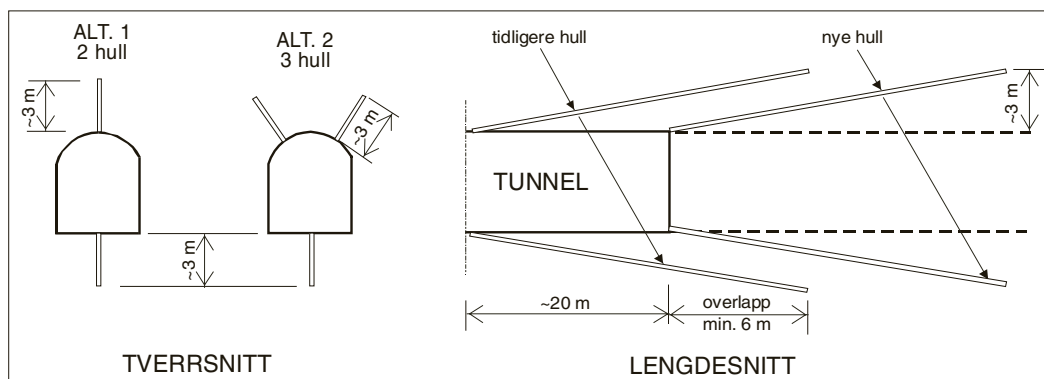
### A.1.8 Undersøkelser under driving av tunnelen

Undersøkelsene er som tidligere understreket ikke avsluttet når bygging av anlegget er påbegynt. Noen undersøkelser, som for eksempel bergtrykkmålinger, og prøvetaking av sleppematerialer utføres best inne i tunnelen eller anlegget, og er nærmest å anse som "utsatte forundersøkelser". Andre typer målinger, for eksempel konvergensmålinger, kan også være aktuelle, se figur A.15.



Figur A.15 To prinsip for måling av forskyvninger/deformasjoner (ekstensometermåling).

Ingeniørgeologisk kartlegging i drivefasen er nødvendig for kontroll og eventuell justering av tidligere tolkninger og prognoser. I mange tilfeller, som for eksempel for undersjøiske tunneler, gjennomføres systematisk sonderboring foran stoff for undersøkelse av bergmassekvalitet og grunnvannsforhold, se figur A.16.



Figur A.16 Eksempel på opplegg for sonderboring i undersjøisk tunnel.

## A.2 FELTUNDERSØKELSER - NYE METODER

I forbindelse med prosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler" er det foretatt en uttesting av en rekke nye undersøkelsesmetoder. Hovedresultatene fra denne er kort oppsummert i det følgende som i det vesentligste er hentet fra konklusjoner og anbefalinger i Sluttrapport for delprosjekt A, Forundersøkelser, utarbeidet av Jan Steinar Rønning:

Analyse av satellittbilder viser at **digital strukturanalyse** gir et godt bilde av den regionale tektonikken i et område. Mer detaljert informasjon om forkastninger og sprekkesoner kan ekstraheres fra digitale høydedata. **Geofysiske data målt fra fly eller helikopter** vil gi viktige bidrag til en tidlig fase av forundersøkelser for anlegg i fjell. Metodene som benyttes, gir viktig informasjon om berggrunnsgeologien, i tillegg kan lineamenter forårsaket av forkastninger og sprekkesoner tolkes frem. Det foreligger mye digitale data for de sentrale delene av Østlandet, og data er fritt tilgjengelig for bruk ved forundersøkelser for anlegg i fjell.

Uttesting av **2D resistivetsmålinger** har vist at metoden kan *påvise* svakhetssoner i fjell dersom resistiviteten i berggrunnen i utgangspunktet er over 5000 ohm·m. Under gitte geologiske betingelser indikeres også en evne til å *karakterisere* sonene. Metoden har vist seg å være relativt følsom, og har påvist flere soner enn f.eks. VLF. I alle områder unntatt ved Jong i Asker, hvor resistiviteten generelt er lavere enn 5000 ohm·m, har resistivetsdata gitt like klar informasjon om svakhetssoner som refraksjonsseismikk. Metoden kan i motsetning til refraksjonsseismikk, til en viss grad følge sonene mot dypet, men dersom det er tynne soner, kan disse gå dypere enn indikert på resistivetsbildene. I noen tilfeller kan lav resistivitet som skyldes ledende mineraler forveksles med svakhetssoner. **Indusert polarisasjon** synes ikke å gi informasjon som kan bidra til karakterisering av svakhetssoner. Tidligere foreslått tolkningsmodell er ikke bekreftet. Metoden kan bidra til påvisning av ledende mineraler som årsak til lav resistivitet.

**Optisk televiewer** gir informasjon om sprekkers strøk, fall, frekvens og mektighet (åpning) i borehull. Tilsvarende data om geologiske ganger kan også ekstraheres. I tillegg gis et bilde av geologien og borehullsforløpet kan bestemmes. Slagboring av brønner med påfølgende inspeksjon og logging av geofysiske parametre som **resistivitet, temperatur, vannets ledningsevne og naturlig gammastråling** er et meget godt og billig alternativ til kjerneboring. Andre loggemetoder er også aktuelle, men ikke utprøvd gjennom dette prosjektet. **Prøvepumping** av brønner i kombinasjon med **strømningsmålinger** gir informasjon om total vanngiversevne i et borehull, og hvor vannet strømmer inn. Den prosedyre som er valgt, er et billig og godt alternativ til kjerneboring og tidkrevende vanntapsmålinger.

**Analyse av radardata målt fra satellitt** kan gi informasjon om naturlige vertikale setninger i et område. Metoden kan gå tilbake i tid og se om bevegelsene er kontinuerlig, eller om de inntraff ved et spesielt tidspunkt. Metoden har kanskje størst potensial ved karakterisering av løsmasser.

For nærmere innføring i de nye metodene nevnt over henvises til Sluttrapport for delprosjekt A, Forundersøkelser.

## A.3 LABORATORIEANALYSER

En forutsetning for gode resultater fra laboratorieundersøkelser er at prøvene som analyseres, er representative for de faktiske forhold i anlegget. For bergartsprøver hentet fra overflaten er det spesielt viktig å passe på at prøvene tas fra uforvitret berg. En oversikt over de vanligste laboratorieundersøkelsene og tilhørende ISRM-referanser (se kapittel 2.2) er gitt i Tabell A.1.

Tabell A.1 De vanligste laboratorieundersøkelsene i forbindelse med tunnelanlegg i Norge (etter NFF, 2000).

Undersøkelse av	Metode	Prøvetype	Referanse
Mineral-sammensetning	Mikroskopering Differensial-termisk analyse (DTA) Røntgen diffraksjons analyse (XRD)	Tynnslip Pulver Pulver	
Bergartsstyrke -trykk	Enaksial trykkstyrke (UCS)	Borekjerne (terning)	ISRM 14
-trykk	Treaksial trykkstyrke	Borekjerne (bergart), løsmasseprøve	ISRM 20
-strekk	Punktlaststyrke	Borekjerne (uregelmessig prøvestykke)	ISRM 30
-sprøhet	Sprøhetstall	Aggregat (8-11,2 eller 11,2-16 mm)	
Elastisitetsparametre -E-modul -Poisson's tall -E <sub>dvn</sub>	Enaksial trykktest Enaksial trykktest Lydhastighet	Borekjerner Borekjerner Borekjerner	ISRM 19
Skjærstyrke for sprekker	Tilt test	Borekjerne eller blokk (gjennomsatt av sprekkeflate)	ISRM 15
Sleppemateriale -mineralsammensetning -svelleegenskaper	DTA-analyse XRD-analyse Elektron-mikroskop Fargetest (se også under svellepotensiale)	Pulver Pulver Intakt materiale Intakt/pulver	
Borbarhet	Fallprøven Siever's J-test Slitasjetest	Aggregat (11,2-16 mm) Tilsaget skive Pulver (- 1 mm)	
Sprengbarhet	Lydhastighet Punktlaststyrke Densitet	Borekjerner Borekjerner Borekjerner/aggregat	ISRM 19 ISRM 30 ISRM 12
Svellepotensiale	Ødometer test Hygroskopiske egenskaper Fri-svelle test	Fraksjon < 20 µm Finfraksjon Fraksjon < 20 µm	
Kornfordeling	Sikting  Sedimentasjon	Grovt og middelskornig materiale  Finkornig	ISRM 13  ISRM 13
Avendelse til vegformål	Fallprøven Flisighetstest Los Angeles test	Aggregat (8-11,2 mm) Aggregat (5,6-8 mm) Aggregat (20 mm)	
Anvendelse til betongformål	Fallprøven Flisighetstest	Aggregat (8-11,2 mm) Aggregat (5,6-8 mm)	

Hvilke laboratorieanalyser som er kan være aktuelle, avhenger av problemstillingen, og denne må vurderes i hvert enkelt tilfelle. I de fleste tilfeller er imidlertid undersøkelser i laboratoriet knyttet opp mot ett eller flere av følgende forhold:

- Mineralogi / petrografi
- Bergartsstyrke og materialtekniske egenskaper
- Borbarhet
- Egenskapene til sleppematerialet.

Laboratoriemetodene for undersøkelsene av disse forholdene vil bli kort beskrevet i det følgende. For ytterligere detaljer henvises til ISRM-standardene, Statens vegvesen, Håndbok H014 samt til Håndbok i Ingeniørgeologi (NFF, 2000).

### A.3.1 Mineralogi/petrografi

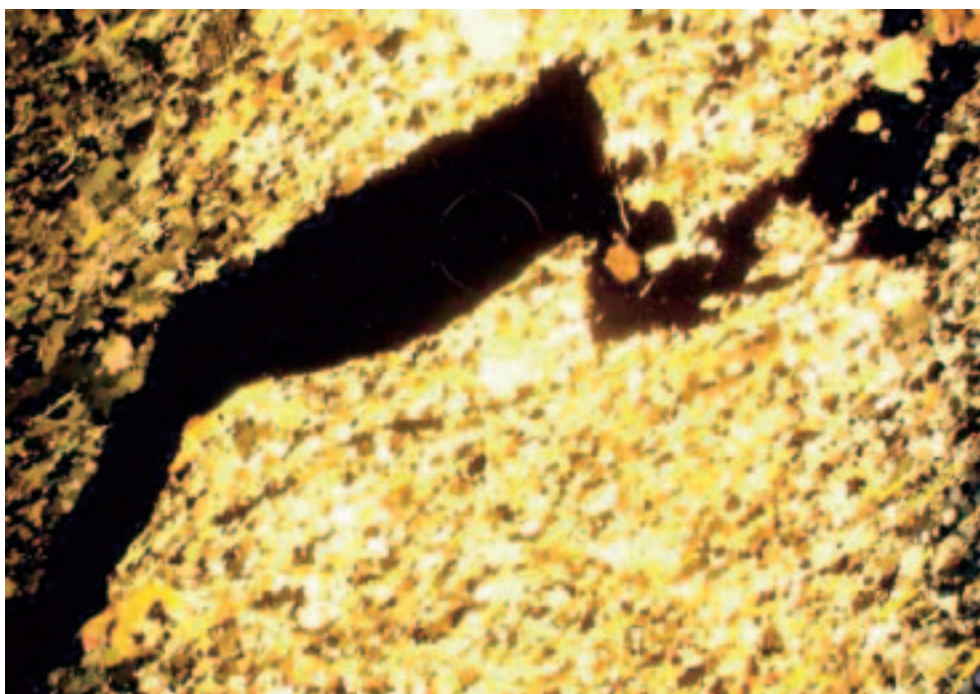
Metoder som røntgendiffraksjon (XRD) og differensialtermisk analyse (DTA) kan benyttes for semi-kvantitativ bestemmelse av mineralsammensetning. For sikker bestemmelse av mineralsammensetning, og for detaljerte studier av tekstur (strukturer i mikroskala) finnes det imidlertid bare en metode: tynnslipmikroskopering (dvs. studier av transparente skiver av bergarten i polarisasjonsmikroskop).

Det er viktig å få tatt mest mulig representative prøver. Det bør lages minimum to slip, gjerne vinkelrett på hverandre slik at man avskjærer sprekkeretningene i bergmassen. Prepareringsprosedyren er beskrevet i Statens vegvesen, Håndbok 014, og anbefalinger vedrørende petrografisk analyse er også gitt av ISRM 22 (se kapittel 2.2.2c).

Tynnslipmikroskopering gir informasjon om viktige forhold som mineralfordeling, kornstørrelse, kornform og tekstur. Med hensyn til sistnevnte er følgende faktorer ofte av spesiell interesse:

- Gjennomgående bånd av mineraler som lett spaltes, f. eks. kalkspat, ulike typer glimmer, epidot, kloritt, serpentin, talk.
- Mikrosprekker, som representerer en videreføring av bergartens oppsprekning ned i tynnslipmålestokk. Forekommer i sprø bergarter som for eksempel kvartsitt og sparagmitt og i metamorfe størkningsbergarter som charnokitt.

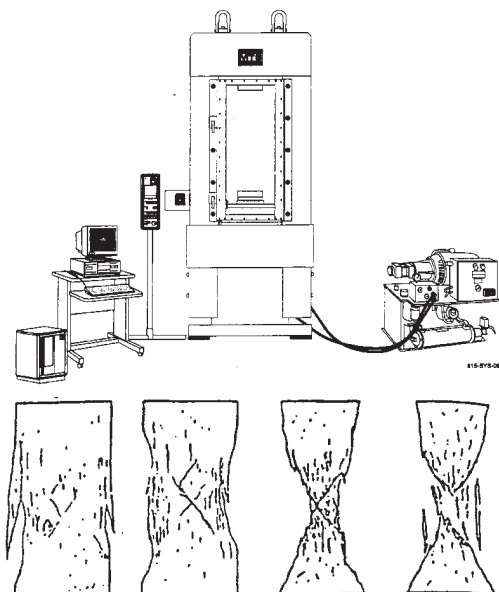
Mikrosprekker ned i tynnslipmålestokk medfører ofte at bergarten lett spalter opp langs disse når den belastes ved sprengning. I praksis betyr dette for eksempel at man får ulike RQD-tall før og etter sprengning. Et eksempel på kvartsitt med mikrosprekk observert i tynnslip er vist i figur A.17.



Figur A.17 Kvartsitt med mikrosprekk, på det tykkeste ca 0.1 mm (foto: Per Hagelia, Vegdirektoratet).

### A.3.2 Bergartsstyrke og materialtekniske egenskaper

Den mest brukte parameter for bergartsstyrke er enaksial trykkstyrke (ofte referert til som UCS). Som prøvestykke benyttes her borkjerne med lengde/diameterforhold = 2,5, som belastes aksialt i en trykkpresse, se figur A.18. På grunnlag av dette forsøket kan også E-modul og tverrkontraksjonsforhold ( $\nu$ ) bestemmes.



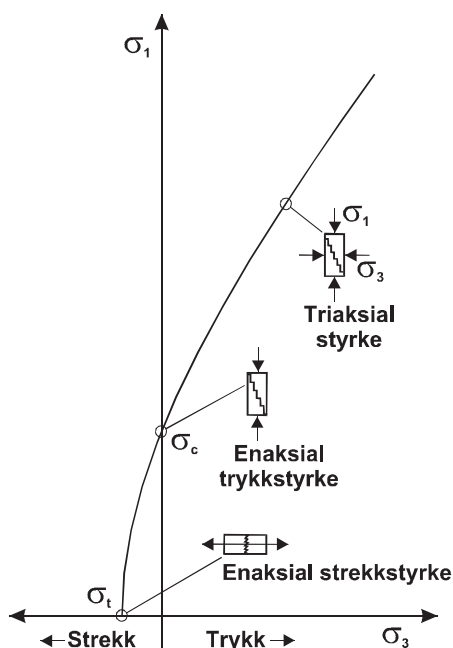
Figur A.18 Trykkpresse (øverst) og prøvestykke etter enaksial trykktesting (nederst).

Enaksial trykkstyrke defineres som spenningen ved brudd  $\sigma_c = F / A$

hvor:  $F$  = bruddbelastning ( KN )  
 $A$  = arealet vinkelrett på lastretningen (  $\text{mm}^2$  )

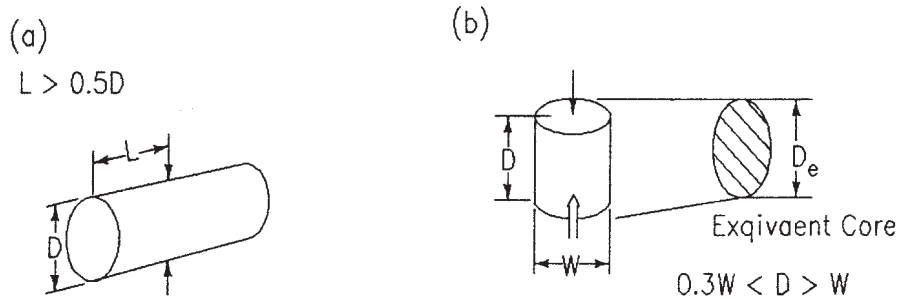
Enaksial trykkstyrke for bergarter kan variere fra mer enn 300 MPa for meget sterke bergarter og ned til noen få MPa for svake bergarter.

I triaksialtesten belastes prøven foruten aksialt også i diametral retning. Dette såkalte omslutningstrykket (som oppnås ved oljetrykk i triaksialcellen), øker bruddstyrken betraktelig som vist i figur A.19.



Figur A.19 Alternative styrketester for bergartsprøver.

En noe enklere metode som også kan brukes i felt er punktlasttesten. Som prøvestykker benyttes vanligvis borkjerner, men uregelmessige prøvestykker kan også benyttes. Borkjerner kan testes både diametralt og aksialt, se figur A.20.



Figur A.20 Punktlasttesten; a) diametral test, b) aksial test.

Punktlaststyrke-indeksen defineres som  $I_s = P/D_e^2$

hvor:  $P$  = målt belastning ved brudd (KN)  
 $D_e$  = ekvivalent prøvediameter (mm)

Punktlasttesteren er meget enkel å bruke og tillater derfor et stort antall tester. Dette er en fordel når man har store variasjoner med hensyn til bergarter og tekstur. For krystalline bergarter vil punktlaststyrkeindeksen normalt variere mellom 5 og 20 MPa (basert på 50 mm referansediameter). Punktlastanisotropi-indeksen (forholdet mellom maksimum og minimum punktlaststyrke) kan komme opp i 5 for sterkt anisotrope bergarter som leirskifer.

Oppnådde resultater ved alle metoder for måling av berartsstyrke avhenger sterkt av forsøksbetingelsene. Anbefalinger vedrørende gjennomføring av de respektive tester er gitt av ISRM (se tabell A.1).

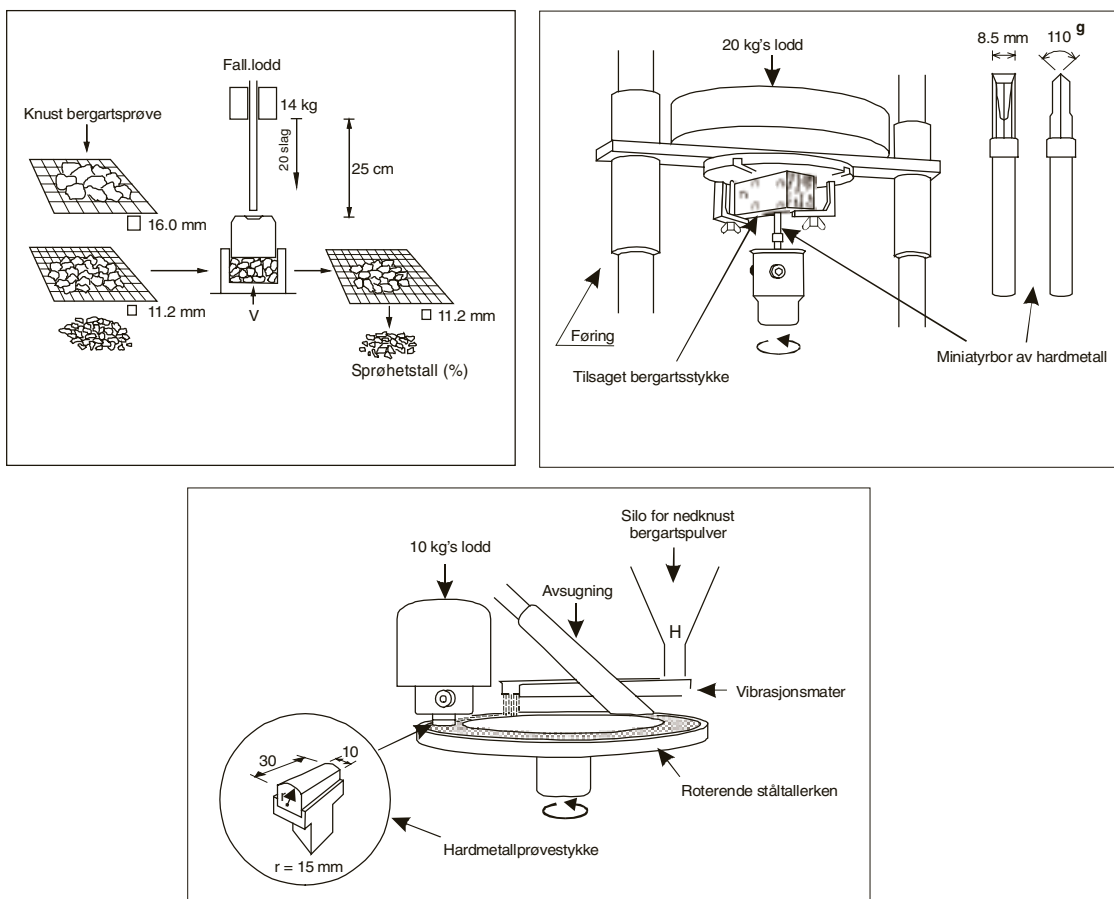
### A.3.3 Borbarhet

Her i landet har det helt siden 1960-tallet vært standard prosedyre å uttrykke borbarheten på grunnlag av parametrene borsynk- og borslitasje-indeks, og standardiserte laboriemetoder for dette formål er utviklet. Metoden ble opprinnelig utviklet med tanke på konvensjonell boring, men ble tidlig utvidet til også å omfatte prognostisering for fullprofilboring. Spesielt til sistnevnte formål har NTNU-metoden, som den i dag ofte kalles, fått et ikke ubetydelig gjennomslag internasjonalt.

NTNU-metoden består av 3 såkalte indeks-tester, se figur A.21:

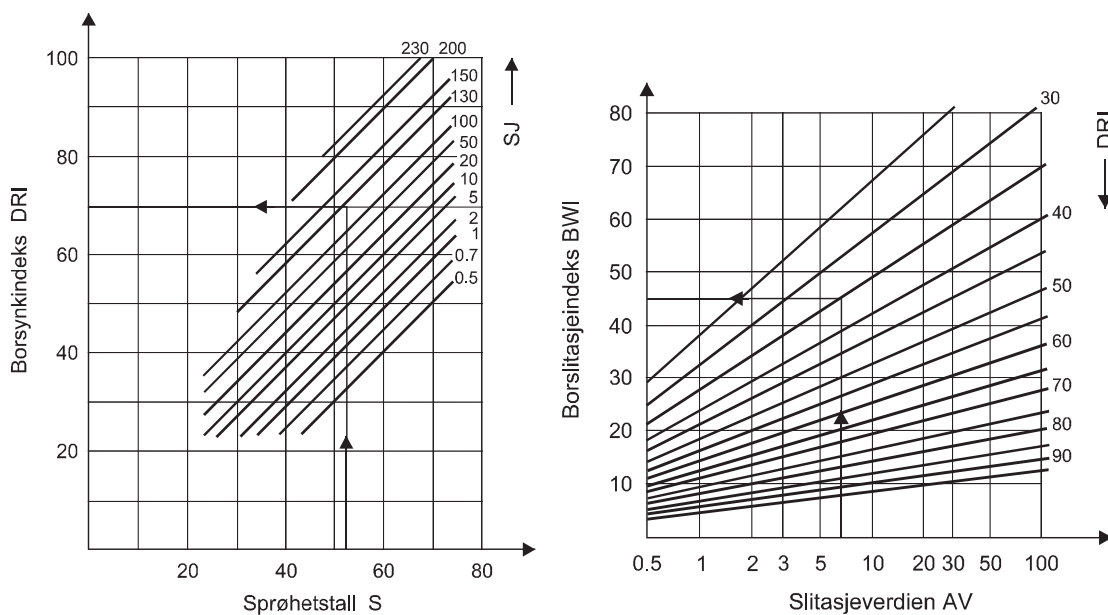
- Fallprøven, for måling av sprøhetstallet  $S_{20}$
- Sievers testen, for bestemmelse av Sievers J-verdien SJ
- Abrasjonstesten, for bestemmelse av slitasjeverdien AV eller AVS.





Figur A.21 Øverst t.v.: Fallprøven. Sprøhetstallet  $S_{20}$  defineres som prosentandel av det opprinnelige prøvolum (500 g ved densitet 2,65) som passerer 11,2 mm siktet etter 20 slag. Øverst t.h.: Sievers J-testen. Sievers J-verdien defineres som boret lengde i 1/10 mm etter 200 omdreininger. Nederst: Slitasjetesten. Slitasjeverdien AV måles som prøvestykkets vekt tap i mg etter 100 omdreininger av ståltallerkenen.

Borsynkindexen DRI (Drilling Rate Index) defineres på grunnlag av sprøhetstallet og Sievers J-verdi, og borslitasjeindexen BWI (Bit Wear Index) finnes på grunnlag av DRI-verdien og abrasjonsverdien, se figur A.22.



Figur A.22 Diagram for beregning av borsynkindex (til venstre) og borslitasjeindex (til høyre).

I forbindelse med prognostisering for TBM-prosjekter benyttes parameteren kutterlevetidsindeks CLI (Cutter Life Index) i stedet for BWI. Forskjellen mellom de to ligger i at for CLI benyttes et prøvestykke av TBM kutter-stål i stedet for hardmetall ved slitasetesten. Testen for øvrig er som beskrevet ovenfor. Kutterlevetidsindeksen defineres som:

$$CLI = 13,84 (SJ/AVS)^{0,3847}$$

Bergartenes borbarhet kan variere betydelig, ikke bare fra bergart til bergart, men også innenfor samme bergartsgruppe. For sikker bestemmelse av borbarheten er det derfor nødvendig å foreta laboratoriemåling i hvert enkelt tilfelle. Målte borbarhetsparametre klassifiseres som vist i Tabell A.2.

Tabell A.2 Klassifikasjon av borbarhetsparametrene DRI, BWI og CLI.

Betegnelse	DRI	BWI	CLI
Ekstremt lav	26	< 11	< 5
Meget lav	26-32	11-20	5-5.9
Lav	33-42	21-30	6-7.9
Middels	43-57	31-44	8-14.9
Høy	58-69	45-55	15-34
Meget høy	70-82	56-69	35-75
Ekstremt høy	> 82	> 69	> 75

#### A.3.4 Egenskapene til sleppematerialet

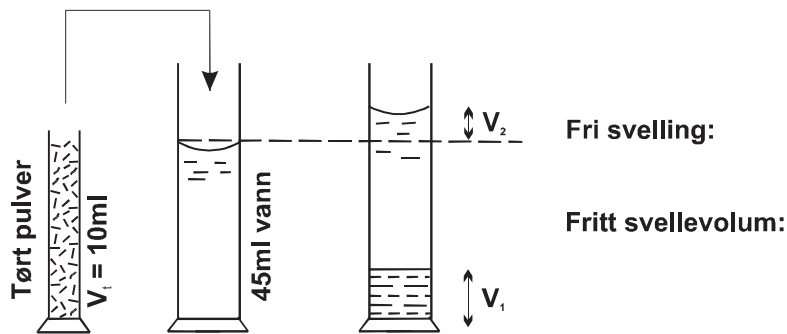
En rekke ulike laboratoriemetoder anvendes for analyse av sleppemateriale. De viktigste her til lands er:

- Mineralogisk analyse på grunnlag av fargetester (kvalitativ analyse), Differensialtermisk analyse (DTA, semi-kvantitativ) og/eller Røntgendiffraksjonsanalyse (XRD). De ulike leirmineralene har ulik svelleevne, og mineralogisk analyse kan derfor gi en indikasjon på sleppematerialets potensielle svelleevne.
- Undersøkelse av plastiske egenskaper (utrullings- og flytegrense), basert på at det er nær sammenheng mellom deformasjonsegenskapene og leirmaterialets plastiske egenskaper.
- Måling av fri svelling og svelletrykk.

Leirsonene har ofte høy konsolideringsgrad og et betydelig innhold av grove fragmenter. Prøvetaking og videre behandling av uforstyrrede prøver er i de fleste tilfeller vanskelig, og laboratorieundersøkelsene foretas derfor som regel i praksis på omrørt materiale hvor de groveste fragmentene er fjernet. De mest benyttede laboratorieundersøkelsene er måling av fri svelling og svelletrykk. Disse som vil bli beskrevet i det følgende, er vanligvis konsentrert om den plastisitetgivende del av materialet, dvs. fraksjon < 20  $\mu$ m.

##### A.3.4.a Fri svelling

Metoden gir et mål for hvor mye vann et leirmateriale kan binde i suspensjon, og benyttes til en rask, orienterende vurdering av svelleegenskapene. Fri svelling er det volum materialet inntar etter at det har fått svulle fritt ved sedimentasjon, uttrykt i prosent av det opprinnelige volum på 10 ml tørt. Løst pakket mineralpulver. Fritt svellevolum er det volum vann som prøven inneslutter etter at det har fått svulle fritt i vann etter sedimentasjon, uttrykt i prosent av volum tørt materiale, se figur A.23.



Figur A.23 Fri-svelling testen.

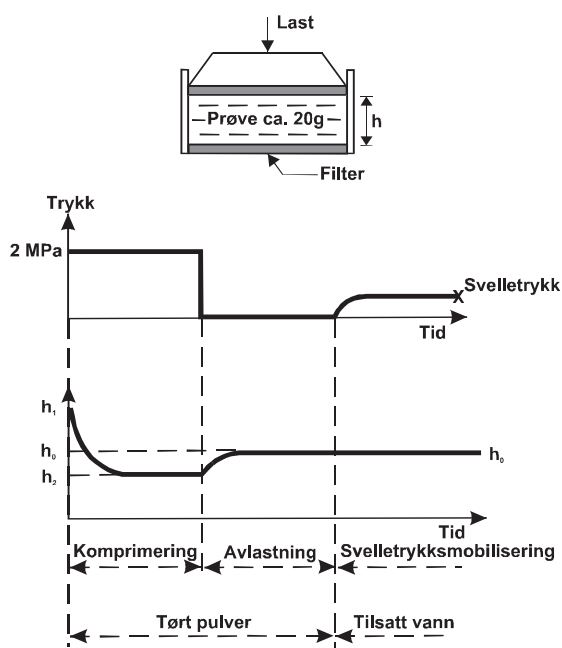
Inaktive leirer har en fri svelling på 40 – 70 %. Normalt aktive norske leirer har fri svelling på 100 – 200 %, i ekstreme tilfeller over 400 %.

#### A.3.4.b Svelletrykk

Svelletrykkmålinger kan utføres enten som måling ved konstant volum, eller som avlastningsforsøk. Prinsippet for førstnevnte metode, som er den vanligste, fremgår av figur A.24.

Prøven, som vanligvis består 20 g tørt pulver, pakkes i ødometerskålen og komprimeres med en belastning tilsvarende 2 MPa til deformasjonen er overstått. Deretter avlastes prøven, og står til deformasjonen igjen er overstått. Den prøveøyden  $h_0$  som fremkommer ved avlastning, representerer det konstante volum som holdes i resten av forsøket. Prøven gis så fri tilgang til destillert vann, og mobiliseringen av svelletrykk begynner. Prøven vil ta opp vann og begynne å svelle, men påføres stadig et trykk som er tilstrekkelig til å holde prøveøyden konstant.

Forsøket kjøres inntil svelletrykket har stabilisert seg, vanligvis ca. 1 døgn. Trykket som er påført for å holde prøveøyden konstant ved forsøkets avslutning, defineres som svelletrykk ved konstant volum. For inaktivt materiale ligger dette vanligvis under 0,15 MPa. Aktivt sleppemateriale har svelletrykk fra ca. 0,3 MPa og oppover, og i ekstreme tilfeller er det etter denne metoden målt svelletrykk på over 2,0 MPa.



Figur A.24 Måling av svelletrykk ved konstant volum.

#### *A.3.4.c Bruk av måleresultatene*

Det understrekes at de undersøkelsene av sleppemateriale som vanligvis gjennomføres, inklusive de som er beskrevet ovenfor, kun gir uttrykk for potensiell svelleevne, og derfor bør betraktes som indeks-tester. Det er ikke mulig å forutsi hvilke stabilitetsproblemer en tilhørende svakhetsone kan gi uten at også forholdene in-situ ("de ytre betingelser") er kjent. Det er heller ikke mulig å beregne belastning på sikringskonstruksjoner direkte ut fra målte svelletrykk som beskrevet ovenfor. Avlastningsforsøk på uforstyrret prøvemateriale eller in-situ forsøk vil være nødvendig for at slike beregninger skal ha noen mening.

#### **A.4 KOSTNADER**

Tabell A.3 viser omtrentlige kostnader ved ulike typer undersøkelser. Det presiseres at mange priser er gjennomsnitt og at lokale forhold kan føre til at disse vil kunne variere med flere 100 %.

Tabell A.3 Omtrentlige enhetspriser (2003) for feltundersøkelser.

Undersøkelse	Enhet	Gjennomsnittlig kostnad	Kommentar
Ingeniørgeologisk kartlegging m/rapport:			Inkl. rapport, reise
- påhuggsområde	kr/påhugg	15.000	Kostnadene kan variere sterkt
- tunnel - lett terreng	kr/km tunnel	20.000	
- tunnel - tungt terreng	kr/km tunnel	30.000	
Vanlig kjerneboring m/mobilisering:			
- helning brattere enn 40°	kr/bm	1100	Prisen varierer med lengde og beliggenhet
- helning 20 – 40°	kr/bm	1150	
- styrt kjerneboring	kr/bm	1600	
- vanntapsmålinger	kr/stk	350	
Logging av kjerner m/rapport:		-	
- vanlig	kr/bm	150	Omfatter bergarter, sprekkeavstand, RQD, sprekkekarakter, soner
- enkel	kr/bm	50	Omfatter vesentlig registrering av RQD
Sonderboringer (fra terrengoverflaten) i løsmasser	kr/bm	125	Inkl. mobil. (pris varierer med omfang)
Refleksjonsseismikk (akustikk) på sjø			
- grovt mønster	kr/km <sup>2</sup>	100.000	50 m profilavstand
- tett mønster	kr/km <sup>2</sup>	250.000	20 m profilavstand
Sidesøkende sonar (på sjø)	kr/km <sup>2</sup>	250.000	
Refraksjonsseismikk:			
- på land med 5 m geofonavstand	kr/m	150	Prisen varierer med omfang og beliggenhet
- på sjø med 5 m geofonavstand	kr/m	200	
Tomografi (på land eller sjø)	kr/stk	400.000	For et profil på 235 m lengde (i tillegg kommer kostnader for boring)
Radar (på land)	kr/stk	30.000	
Spenningsmålinger (i tunnel)			
- 3D overboring	kr/serie	200.000	
- hydraulisk splitteforsøk	kr/serie	170.000	
Konvergensmålinger inkl. innsetting av målebolter	kr/målested	25 000	
Prøvetaking (blokkprøve)	kr/stk	5.000	
Sonderboring foran stuff (uten målinger)	kr/bm	125	
- med lekkasjemåling fra hull	kr/bm	150	
- med vanntapsmåling	kr/bm	300	

Tabell A.4 Omtrentlige enhetspriser (2003) for laboratorieundersøkelser (basert på prisliste fra SINTEF).

Undersøkelse	Enhet	Kostnad
Mikroskopanalyse av bergart	kr/serie	2.500
Enakset trykkfasthet	kr/serie	2.500
E-modul	kr/serie	5.000
Lydhastighet	kr/serie	4.200
Punktlast	kr/serie	1.400
Borbarhet (DRI), inklusiv sprøhetstall, slitasjeverdi (BWI) og kutterlevetid (CLI)	kr/stk	8.500
Borbarhet (DRI) og slitasjeverdi (BWI)	kr/stk	7.000
Svelleleire – måling av svelletrykk	kr/stk	7.200
Svelleleire – måling av fri svelling	kr/stk	3.800
Differentialtermisk analyse (DTA)	kr/stk	1.400
Røntgenanalyse (XRD)	kr/stk	2.600

## B BESKRIVELSE AV NOEN UTFØRTE ANLEGG

I det følgende er det presentert korte beskrivelser av en del norske anlegg, fra vegtunneler til kraftverk. Utvalget omfatter både enkle og kompliserte anlegg beliggende i ulike geologiske forhold. For alle beskrivelsene er det lagt vekt på å kommentere hva som er utført av grunnundersøkelser og hvordan byggingen/drivingen foregikk. En del prosjekter ble vellykket gjennomført innenfor planlagt budsjett og byggetid, andre har hatt mindre eller større kostnadsoverskridelser fordi blant annet "geologien ikke var som antatt". Det er i kap 6.6 gjort en analyse av de beskrevne prosjektene for å se hva som eventuelt kunne eller burde vært gjort av undersøkelser før og under bygging. Dette er så benyttet for å estimere "riktig omfang" av forundersøkelser. Videre er det for en del anlegg kommentert hva som kunne vært avdekket ved disse undersøkelsene.

### B.1 NOEN VELLYKKEDE PROSJEKT

#### B.1.1 Frøyatunnelen

Frøyatunnelen var det siste store prosjektet i en utbygging for fastlandsforbindelse for 4200 innbyggere på Frøya og 4300 innbyggere på Hitra. Den har T8 tverrsnitt (sprengningsprofil 54 m<sup>2</sup>) og er 5,3 km lang, hvorav 3,8 km går under sjøbunnen. Laveste punkt er på kote -162. Maksimal stigning er 8% og minste fjelloverdekning 37 m.

Totalkostnad	(budsjett)	440 mill.
	(virkelig)	400 mill.

Bygging ble satt i gang i 1997 etter at omfattende grunnundersøkelser var utført. En årsak til det store omfanget av grunnundersøkelser var påvisning av uventede grunnforhold ved kjerneboring. Dette gjorde at tunneltraséen ble lagt om på Frøya-siden. Tunnelen ble åpnet i 2001.

##### B.1.1.a Forundersøkelser

Undersøkelsesopplegget har vært uvanlig stort etter norske forhold (se tabell B.1), og både tid og ressurser har vært benyttet for å fremskaffe et godt underlag for å velge trasé og vurdere drive- og sikringsmetoder.

Alle resultatene fra refraksjonsseismikken ble analysert nøye og korrelert med funnene fra kjerneprøvene slik at en inndeling av bergmassekvalitet kunne gjøres. Likeledes ble borekjernene nøye vurdert og laboratorietester utført for å kunne utarbeide så gode prognoser som mulig. Utførte forundersøkelser med vurderinger på 15 mill. kroner utgjorde hele 3,75 % av totalkostnadene, eller 25 % av sprengningskostnadene (sprengning og utlasting, inkl. rigg).

Tabell B.1 Utførte grunnundersøkelser for Frøyatunnelen.

Undersøkelse	ca. kostnad i 1000 kr.	Kommentar
Ingeniørgeologiske forstudier	800	
Refleksjonsseismikk	300	
Sidesøkende sonar	100	
Innledende refraksjonsseismikk	600	ca. 10 profiler
Ingeniørgeologisk sammenstilling	300	
Kjerneboring, 1. omgang	2.000	120 m
NY TRASE I NORD (FRØYA)		
Kjerneboring, 2. omgang (inkl. 2 hull fra skip)	5.500	4 × 400 m
Strukturgeologisk analyse + diverse studier/analyser	2.000	
Supplerende seismikk og kjerneboring	2.500	30 profil + 4 hull
Ingeniørgeologisk evaluering	800	2 grupper
Vurdering av risiko	100	
<b>Sum kostnad</b>	<b>15.000</b>	

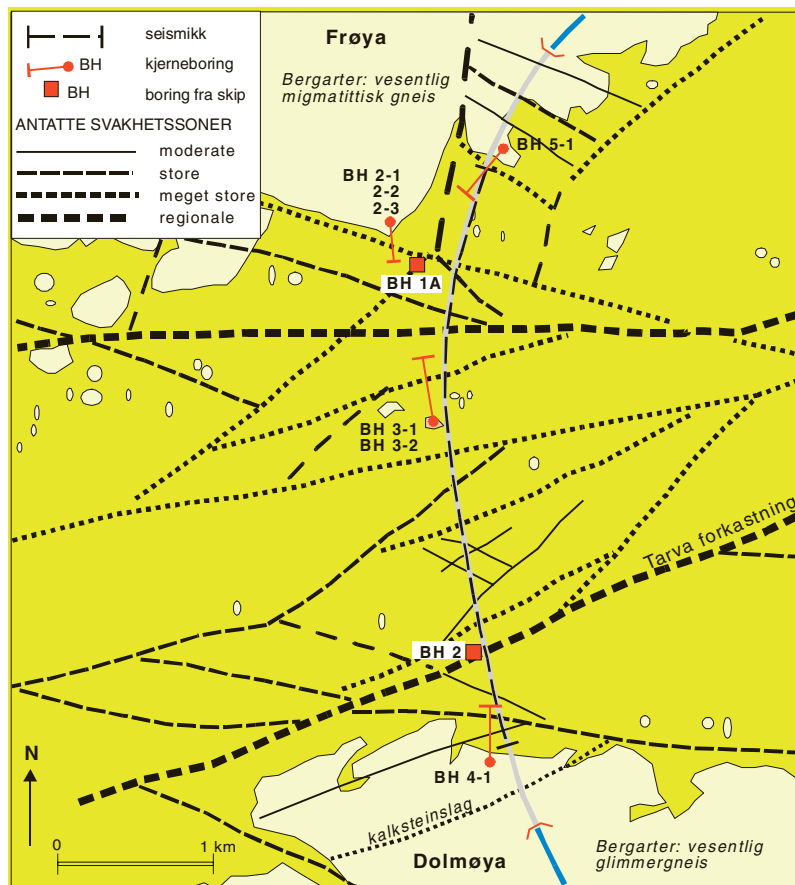
### B.1.1.b Geologi

Berggrunnen består av prekambriske gneiser. Bergartene stryker stor sett tvers på tunnelen med steilt nordlig fall. Området ligger nær grensen mot kontinentalsokkelen og ble påvirket av forkastningsaktiviteten knyttet til denne. Berggrunnen langs tunnelen er således gjennomslutt av mange, til dels stor forkastninger, hvorav flere regionale, blant annet Tarva forkastningen som kan følges over mange mil innover Frostlandet.

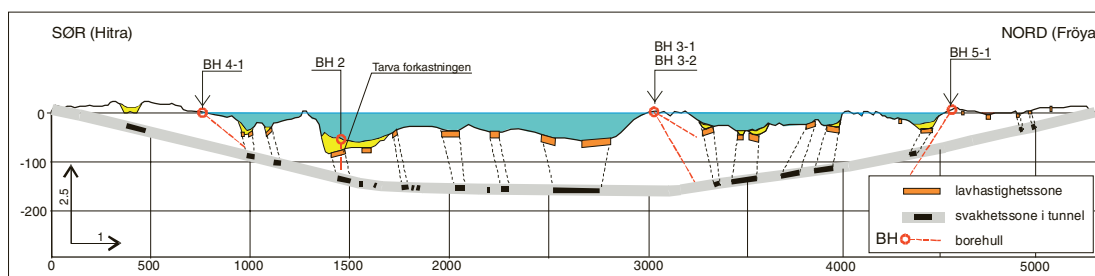
Med sin nære beliggenhet til kontinentalsokkelen er det påvist unge, sedimentære Jura-avsetninger i Frøhavet, og det kunne også se ut til at disse fortsatte inn i Frøyfjorden og således kunne påtreffes i den planlagte tunnelen. Kostbare borerer fra boreskip og spesielle strukturgeologiske vurderinger ble utført for å undersøke dette.

### B.1.1.c Driveforhold

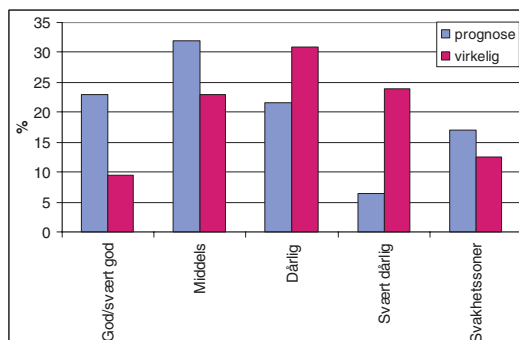
Det viste seg at det ble en større del av dårlige og svært dårlige bergmasser enn angitt i prognosene, mens omfanget av forinjeksjon ble mindre. Det ble mindre betongutstøpning enn forutsatt (270 m mot 700 m) fordi sprøytebetong kunne erstatte utstøpning på en del strekninger (soner), se figur B.2.



Figur B.1 Utførte undersøkelser og antatte svakhetssoner.



Figur B.2 Profil som viser sammenheng mellom antatte og påtrufne svakhetssoner.



Figur B.3 Fordeling av bergmasser.

#### B.1.1.d Kommentarer

- God geologisk forståelse er viktig ved kompliserte grunnforhold. Her ga et nært samarbeid mellom geologer og ingeniørgeologer den best mulige prognosen for geologien.
- Stort omfang av forundersøkelser viste seg å være god investering.
- De største avvikene i prognosene utarbeidet under planleggingen var tolkningen av mulige vannlekkasjer. Dette førte til langt mindre injeksjonsarbeid enn antatt.
- De vanskeligste sonen var greiere å håndtere enn antatt.

Forundersøkelsene hadde et større omfang enn det som er vanlig i Norge, selv ved vanskelige geologiske forhold. Muligheten for å påtreffe unge, sedimentære bergarter midtfjords som kunne "velte" hele prosjektet, var en av hovedårsakene til dette.

### B.1.2 Bømlafjordtunnelen

Tunnelen ble bygget i årene 1997 - 2000. Den har 76,5 m<sup>2</sup> tverrsnitt og er 7,92 km lang, hvorav 3,4 km går under sjøbunnen. Laveste punkt er på kote -262.

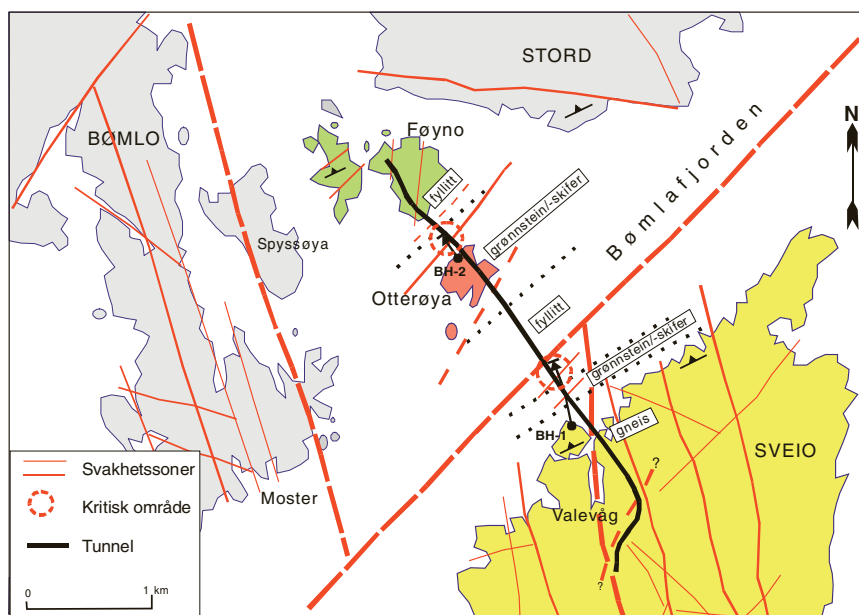
#### B.1.2.a Geologi

Berggrunnen i den søndre delen består av prekambriske gneiser og glimmerskifer; den nordvestre delen med øyene Føyne and Otterøy utgjøres av kambro-siluriske fyllitter, grønnskifer og grønnsteiner. Bergartene stryker stor sett vinkelrett på tunnelen og faller 20 - 40 grader mot nordvest.

#### B.1.2.b Grunnundersøkelser

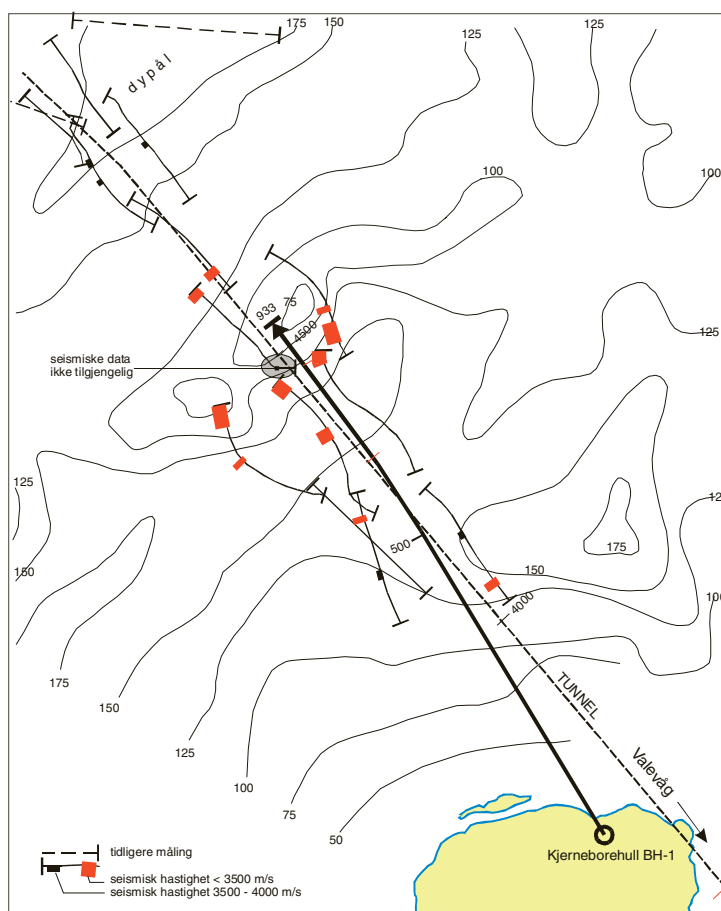
- Akustiske målinger for kartlegging av sjøbunnen
- Ca. 7,8 km refraksjons-seismiske profiler langs tunnelen
- 1485 m kjerneboring i 2 hull.





Figur B.4 Oversikt Bømlafjordtunnelen.

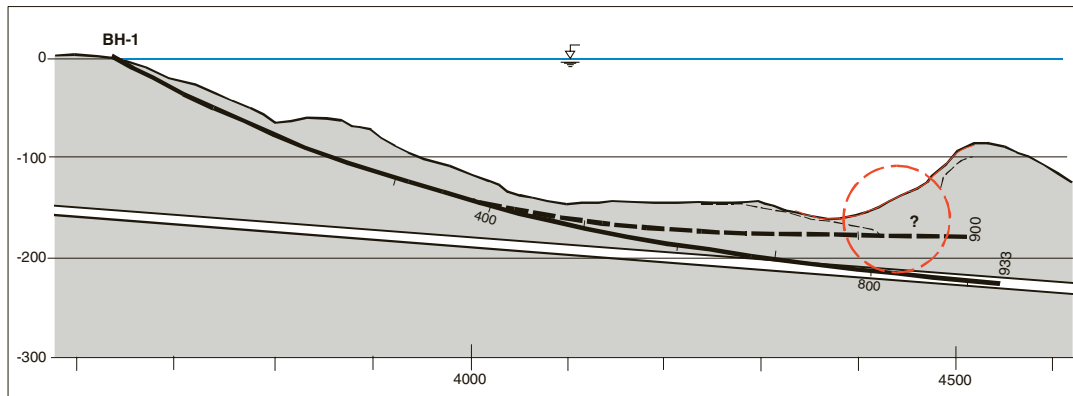
To kritiske områder ble påvist ut fra akustiske og seismiske målinger som vist på figur B.4. Det ble utført kjerneboringer på begge steder. På det søndre området var planlagt bergoverdekning 35 m. Kjerneboringen her er kommentert i det følgende.



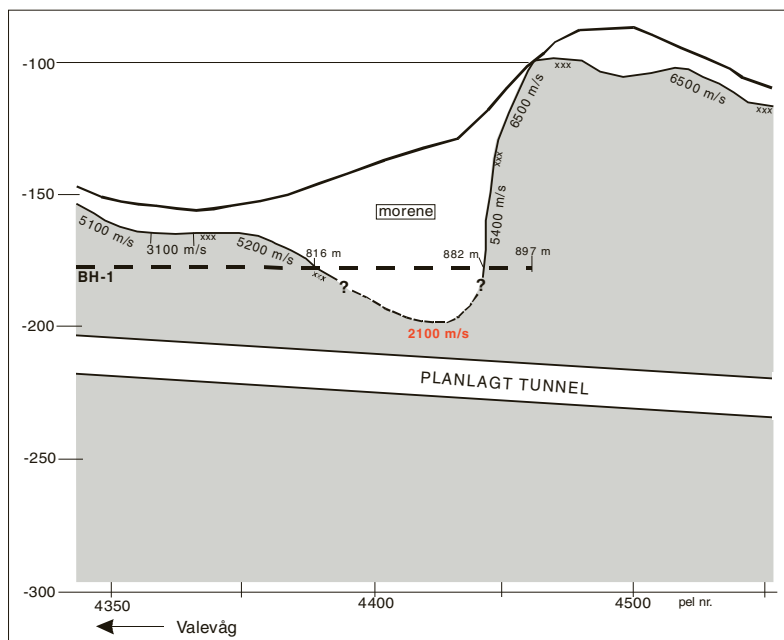
Figur B.5 Seismikk og boringer på Valevåg siden. Seismikken påviste et område der det var vanskelig/umulig å tolke dataene. Samtidig er dette et sted der overdekningen var liten. Et langt, styrt kjerneborehull ble derfor igangsatt for å klarlegge forholdene her.

Borehull BH-1.

Borehullet fra strandlinjen går 900 m utover sjøen til profil 4460 og kote -178 (se figurene B.6 og B.7). En moreneavsetning ble påtruffet over en strekning på 66 meter før hullet kom inn i berg på den andre siden.



Figur B.6 Borehull BH-1 fra Sveio-siden. Dette er et styrt kjerneborehull for å nå ut til kritisk område ved profil 4400. Det ble planlagt at hullet skulle følge tunnelen i det kritiske området. Unøyaktig boring førte til at hullet kom for høyt (stiplet linje) og et nytt, dypere hull ble utført som vist ned til planlagt tunnelnivå.

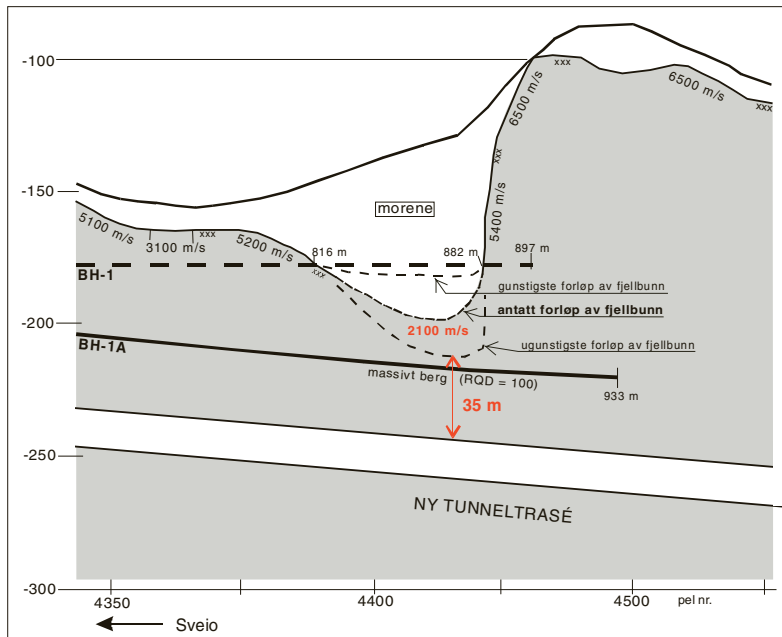


Figur B.7 Første kjerneborehull kom for høyt og oppdaget en kløft der en trodde det var fast berg. Fra 816 m til 882 m boret en i morene.

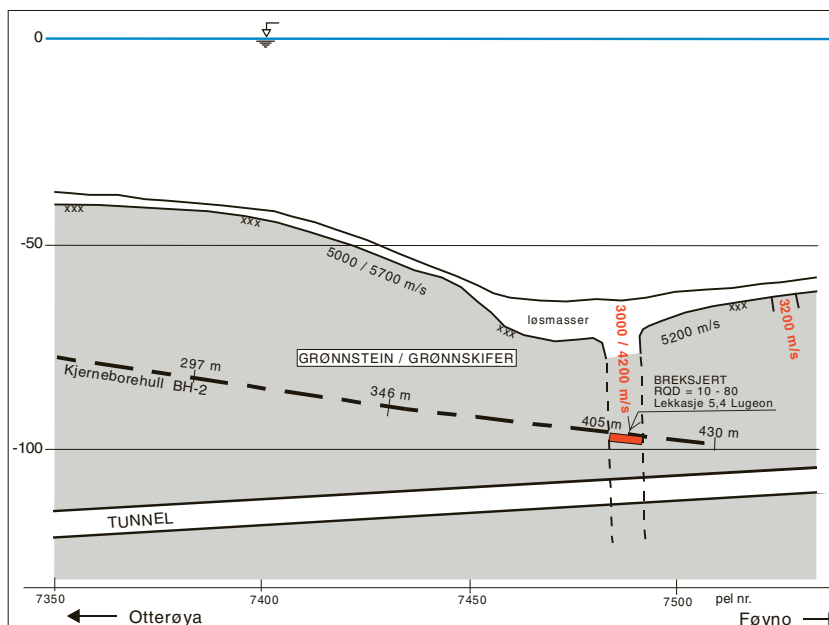
Boret ble trukket 500 m tilbake og et nytt, dypere, styrt hull ble boret herfra slik at det kom ned i tunnelnivå (som planlagt). Dette påtraff ikke noen svakhetsone (hvilket var forventet).

Beliggenhet av bunnen av kløften var noe usikker med kun to boringer. Figur B.8 angir gunstigste og ugunstigste beliggenhet av kløften. Tunnel med hengen på kote -211 ville under kløften hatt minimum 6 m og maksimum 33 m bergoverdekning.

For å få tilstrekkelig overdekning ble tunnelen lagt lavere slik at i ugunstigste fall er bergoverdekningen 35 m. For å få dette til måtte helningen på tunnelen økes fra 70 % til 85 %.



Figur B.8 Tunneltraséen ble lagt ca. 30 m lavere og fikk således minst 35 m overdekning.



Figur B.9 Forholdene mellom Føyno og Otterøya (for lokalisering av borehullet, se figur B.4).

### Borehull BH-2 (ved profil 7500)

Borehullet penetrerer bergmassene over tunnelen mellom Otterøya og Føyno. Sammenholdt med seismikken ga borehullet god informasjon om bergforholdene. Det ble påvist mulig permeable bergmasser i forbindelse med sonen og det ble under drivingen utført utvidet sonderboring i området og drift uten problemer gjennom sonen.

### *B.1.2.c Kommentarer*

En tilfeldig, feilboring førte altså til at en erodert kløft med morene ble oppdaget før bygging. Tunnelen kunne derved legges lavere slik at betryggende bergoverdekning kunne oppnås.

Det var noen driveproblemer i forbindelse med svakhetssoner i den delen av tunnel som går i gneis (søndre del). Forholdene her kunne vel vært noe bedre dokumentert før bygging. I den delen som går i

grønnstein, grønnskifer og fyllitt var det ingen større overraskelser under drivingen. Det var moderat injeksjonsomfang.

Bortsett fra de nevnte problemene i søndre del (i gneis) var bergforholdene i Bømlafjordtunnelen stort sett bedre enn ventet med få vannførende områder.

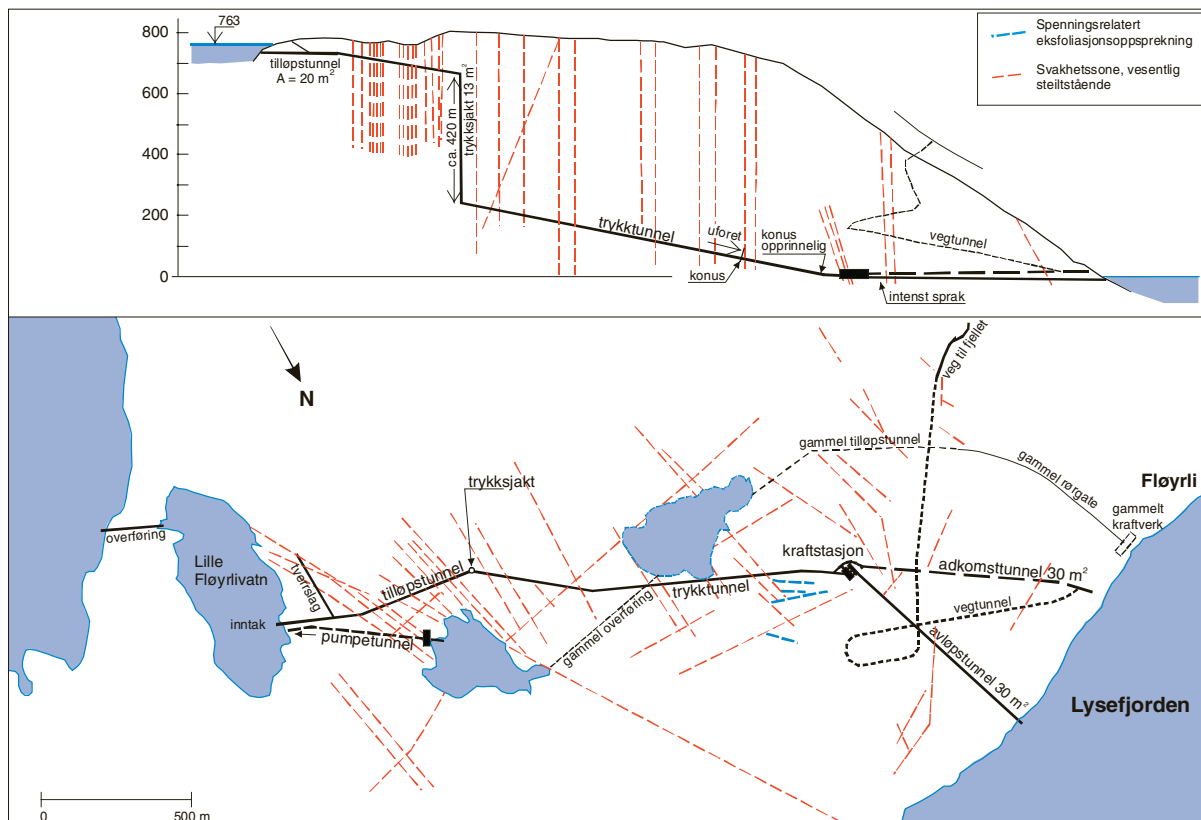
Det hadde vært en fordel med et mer sammenhengende seismisk profil langs tunnelen med parallellprofil på utvalgte steder.

Et par større svakhetssoner på Valevåg-siden kunne vært bedre dokumentert på forhånd.

### B.1.3 Fløyrlil kraftverk

Det gamle Fløyrlil kraftverk fra 1917 utnyttet energipotensialet i nedslagsfeltet sør for Lysefjorden. Fra et tilløp bestående av korte tunneler ned til et inntaksbasseng 740 m over fjorden, førte en smisveist rørgate ned til kraftstasjonen ved Lysefjorden. Da smisveiste rør ikke lenger ble godkjent, ble nye Fløyrlil bygget i 1996 - 99.

Nye Fløyrlil har en ca 775 m lang adkomsttunnel på 31 m<sup>2</sup> til kraftstasjon i fjell og 740 m fall fra inntaket i Lille Fløyrlilvatn ned til fjorden. Fra en 420 m lang vertikal trykksjakt på 13,2 m<sup>2</sup> føres vannet i en 600 m lang trykktunnel (27,5 m<sup>2</sup>) på fall 1:5 til kraftstasjonen. Den nedre delen av denne er stålført. Fra kraftstasjonen føres vannet i en ca 750 m lang avløpstunnel på 30 m<sup>2</sup> fram til utløpet i Lysefjorden.



Figur B.10 Oversikt over Fløyrlil kraftverk.

#### B.1.3.a Forundersøkelser

Under planleggingen ble det utført flere befaringer til de ulike anleggdeler, samt at det ble foretatt en detaljert ingeniørgeologisk kartlegging av terrengoverflaten over tunneler og kraftstasjon. Det er blottet berg på det meste av området over anlegget.

For bestemmelse av konus-plassering i trykktunnelen ble det under prosjekteringen utført numeriske bergspenningsanalyser i tillegg til vanlige beregninger basert på likevektskriterier. Denne ble utført som en ikke-lineær numerisk analysemodell basert på endelig element metoden i programmet ABAQUS. Modellen viste en sikkerhetsfaktor mot hydraulisk splitting ved prosjektert plassering av konus på  $F \approx 1,4$ .

For å kunne tilpasse plasseringen av konus til de virkelige, stedlige forhold, ble det forutsatt at beliggenheten av konus først endelig skulle bestemmes etter at in-situ bergspenninger ble målt når adkomsttunnelen nærmet seg aktuelt område for konusplassering og måleresultatene sammenholdt mot de antatte spenningene fra den numeriske modellen.

For dette ble det når stoffen i adkomsttunnelen sto på pel 580 utført i alt 6 hydrauliske splitte/jekke tester fordelt på to testhull. Resultatene bekreftet at den numeriske bergspenningsmodellen foreløpig syntes riktig. De entydige og tilforlidelige målingene foretatt i et av hullene kunne indikere at modellen kanskje var for pessimistisk med hensyn på de eksisterende minste hovedspenninger.

Ut fra dette ble det antydnet at konus (og kraftstasjon) kunne flyttes 50 m ut, forutsatt at det ble utført ytterligere målinger ved konus for endelig verifisering av minste hovedspenning. Flyttingen ga 50 m kortere adkomsttunnel.

Utsprengningen av kraftstasjonen ble imidlertid påbegynt før nye bergtrykksmålninger var utført ved konus. Da målingene noe senere ble foretatt her, viste det seg at spenningsforholdene hadde et annet forløp enn forventet. Derfor måtte konusen måtte flyttes ca. 245 m innover, og stålforingen fra konus til stasjonen gjøres tilsvarende lengre enn nødvendig. Årsaken til denne noe uventede variasjonen i spenningene kan ha sammenheng med tilstedeværelsen av flere lange, utholdende til dels åpne sprekker i konusområdet og ellers.

#### B.1.3.b Geologi

Berggrunnen i området utgjøres av grunnfjell, dvs. prekambriske bergarter eldre enn 650 mill. år. Bergartene består hovedsakelig av granittiske gneiser. Gjennomgående opptrer det relativt få sprekker, men lokalt er det observert mer oppsprukne soner og partier. Det finnes i tillegg begrensede områder gjennomført av tettliggende parallelle svakhetssoner. Sonene følger hovedsprekkeretningene som gjennomgående stryker N - S samt Ø - V. De mest markante sprekker og slepper står steilt og er gjennomsettende.

I dalsiden mot Lysefjorden opptrer det mange steder avskallingfenomener som indikerer at det her er høye og anisotrope bergspenninger. Av den grunn ble det i den ingeniørgeologiske forundersøkelsesrapporten antatt at sprakefjell ville kunne gjøre seg gjeldende. Se figur B.10.

#### B.1.3.c Bergslagsproblemer

I adkomsttunnelen oppsto det som ventet sprakefjell. I den indre delen var imidlertid sprakefjellsaktiviteten så intens at det under driving var påkrevd med bolting, og påføring av sprøytebetong etterfulgt av ny bolting som en del av salvesyklusen. Selve stoffen ble også sprøytet før boring av ny salve i de mest sprakutsatte partiene. Gjennomsnittlig pålagt sprøytebetongtykkelse som arbeidssikring varierte mellom 50 og 80 mm. Bolting ble utført med endeforankrede bolter.

13. mai 1997 mens det i avløpstunnelen foregikk utlasting av en salve på nattskiftet, kom det et uventet, kraftig smell. Den gjennomgående oppfattelsen av dette blant mannskapet som drev med utlasting, var at det var gått ei pilsalve rett i nærheten, for smellet var uvanlig høyt og rystelsene voldsomme. Ingen skjønnte imidlertid hvor dette kunne vært, da det ikke foregikk boring eller lading på noen stuffer på dette tidspunkt.

Ute i dagen ved Fløyri ble smellet også oppfattet som ei salve. Rystelsene her var helt unormalt kraftige og langvarige. Folk skal ha våknet av at sengene ristet i hus og brakker.

Ved Institutt for den faste jords fysikk ved Universitet i Bergen ble det på samme tidspunkt registrert to grunne skjelv med styrke på henholdsvis  $M_c = 2,0$  og  $M_c = 1,9$  på Richters skala. Seismiske eksperter anså det sannsynlig at adkomsttunnelen ved Fløyrlø kraftverk kunne være jordskjelvenes reelle fokus.

Senere samme natt smalt det igjen. Heller ikke denne gang stemte tidspunktet med salveskyting og også nå våknet folk ute i dagen av rystelsene.

30 juni oppsto det igjen et voldsomt smell fra samme sted innerst i adkomsttunnelen. Denne gangen var det imidlertid liten tvil om smellets lokalisering, da rundt  $30 \text{ m}^3$  av konturen kom ut i nordre vederlag, samtidig som anslagsvis  $10 \text{ m}^3$  av nedre del av søndre vegg var knust til steinflis og lå ut over sålen. Flere bolter var slitt av og skiver på fortsatt virksomme bolter bar preg av store deformasjoner og betydelig belastning da disse tildels var vrent med halvkula på god vei inn gjennom skivehullet.

Ved Universitet i Bergen ble det samtidig registrert et grunt skjelv med styrke  $M_c=1,7$  på Richters skala. Skjelvet ble som i mai også registrert på jordskjelvstasjoner plassert på Blåsjø, Kjeller, Karmøy og Odda.

#### *B.1.3.d Stabilitetsvurdering og sikring av bergslaget*

Ut fra bergtrykkets virkning på den allerede installerte arbeidssikring i området, samt erfaringer fra andre tunnelanlegg med store bergtrykksproblemer, ble det påført sprøytebetong med forhøyet fiberinnhold i kombinasjon med polyesterforankrede bolter påført deformerende skiveoppheng.

Det ble videre foretatt utførelsesprosedyre for sikringen, hvor hovedprinsippet var at stabilitetssikringen av det spenningsutsatte tunnelpartiet til enhver tid skulle foregå fra sikrede, stabiliserte områder. Således ble foretatt en skrittvis gjennomføring av sikringen med påfølgende ventetider for herding av sprøytebetong.

#### *B.1.3.e Geologisk og bergmekanisk tolkning av bergslaget*

De tildels ekstreme spenningsytringer som er observert innerst i adkomsttunnelen kan trolig forklares ut fra et forenklet geologisk snitt over området. Se figur B.10. De mer eller mindre parallelle slette- og sprekesonene som skjærer gjennom kraftstasjonsområdet med relativt liten avstand og hyppig frekvens, har bare begrenset mulighet til å overføre spenningene som er induert av den overliggende bergmassen. Spenningene tvinges derfor ned i områder med mer kompetente bergmasser med mindre oppsprekning slik som i partiet innerst i adkomsttunnelen, hvilket medfører en kraftig oppkonsentrasjon av spenninger i et lokalt område.

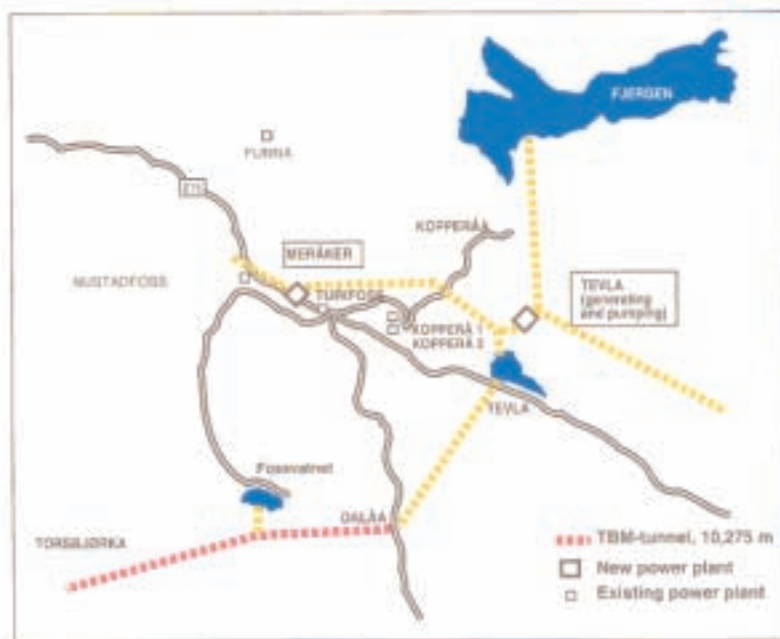
#### *B.1.3.f Kommentarer*

Prognosene fra ingeniørgeologisk kartlegging stemte bra. Spenningsforholdene skapte imidlertid uventede problemer, både ved stor variasjon og lokalt kraftigere enn forutsatt.

Forlengelsen av trykkkrøret kunne vært unngått eller sterkt redusert hadde bergspenningsmålinger blitt utført i kraftstasjonsområdet før plassering.

### **B.1.4 Kraftverkene i Meråker**

Kraftverkene i Meråker ble bygd i perioden 1990 - 93. Fjellarbeidene omfattet til sammen 27 km tunneler og sjakter samt to kraftstasjoner; Meråker og Tevla, se figur B.11. Av tunnelene er ca. 16 km med tverrsnitt  $7 - 35 \text{ m}^2$  drevet ved konvensjonell boring og sprengning mens den ca. 10 km lange overføringstunnelen Torsbjørka - Dalåa er fullprofilboret med diameter 3,5 m. De til sammen 0,5 km lange sjaktene med tverrsnitt  $18 - 50 \text{ m}^2$  er drevet konvensjonelt. Kraftstasjonene har dimensjon henholdsvis  $14 \times 29 \times 44 \text{ m}$  (Meråker) og  $13 \times 25 \times 42 \text{ m}$  (Tevla).



Figur B.11 Oversikt over kraftverkene i Meråker.

#### B.1.4.a Geologi

Området ligger i sin helhet innenfor den kaledonske fjellkjeden; nærmere bestemt i det lavmetamorfe Meråkerdekket, som geologisk sett tilhører Trondheimsfeltet. De dominerende bergartene innenfor anleggsområdet er fyllitt/leirskifer og metasandstein. For øvrig forekommer metagabbro, grønnstein og noe kalkstein. Under den kaledonske fjellkjedefoldning ble bergartene skjøvet mot ØSØ, slik at de er til dels sterkt foldet, med strøkretning NNØ-SSV og med vekslende fall mot vest.

#### B.1.4.b Undersøkelser

Forundersøkelsene for kraftverkene i Meråker kan karakteriseres som lite omfattende. Dette skyldes delvis at det i utgangspunktet forelå god geologisk kartdekning (1:50.000 geologiske kart fra NGU med beskrivelser). Til gjennomgang av foreliggende kartmateriale og flybilder medgikk i størrelsesorden 1 uke og til ingeniørgeologisk feltkartlegging i størrelsesorden 1 - 2 uker. Basert på resultatene fra feltkartlegging ble det besluttet boret 2 kjerneborhull; ett på ca. 200 m for fastlegging av plassering av Meråker kraftverk, og ett ca. 20 m langt for vurdering av muligheter for uttak av plastringsstein. I tillegg ble det utført noe refraksjonsseismikk, bl.a. for kontroll av fjelloverdekning langs trasé for avløpstunnelen fra Meråker kraftverk.

Problemstillingen knyttet til plassering av Meråker kraftverk er diskutert i kapittel A.1.2. Som vist i figur A.3 klarte en her på grunnlag av grundig overflatekartlegging og gjennomtenkt plassering av kjerneborhullet å få plassert kraftstasjonen og trykktunnelene i sin helhet i den massive metasandsteinen, og unngikk å komme i berøring med en markert svakhetsone og en kalkbenk med mulige karstfenomener.

For vurdering av TBM-alternativet (som i utgangspunktet var ansett relevant for alle tilløps- og overføringstunneler) ble det foretatt borbarhetstesting av i alt 11 bergartsprøver. For overføringstunnelen Torsbjørka-Dalåa ble det pga. den betydelige lengden bare bedt om pris for fullprofilboring. For de andre tunnelene ble bedt om alternativ pris for konvensjonell driving og fullprofilboring, og for samtlige ble laveste pris oppnådd for førstnevnte alternativ. Kun overføringstunnelen Torsbjørka-Dalåa ble derfor fullprofilboret, se figur B.12. På denne strekningen ble det oppnådd meget høye inndrifter, til dels betydelig over det som var forventet på grunnlag av NTNU's prognosemodell (gjennomsnittlig ukeinndrift 253 m; beste uke: 427 m).



Figur B.12 Lengdeprofil langs TBM-tunnelen ved kraftverkene i Meråker.

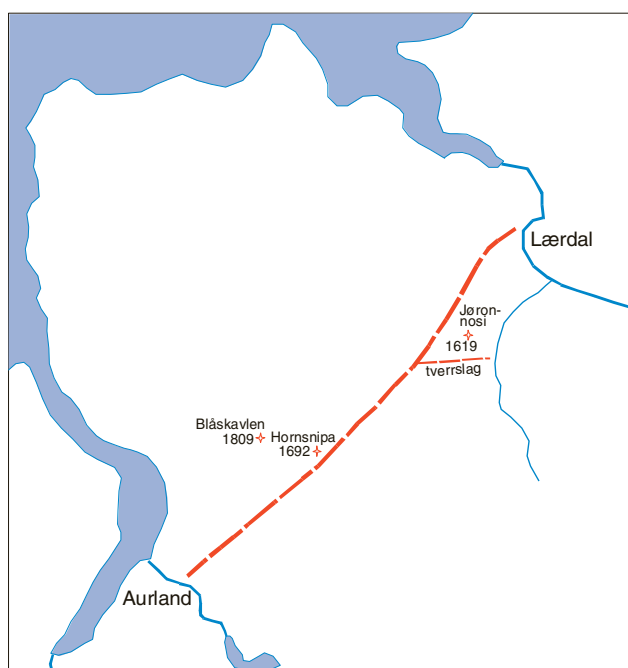
Fjellarbeidene ved kraftverkene i Meråker ble fullført uten de store overraskelser eller problemer. Det opprinnelige budsjettet var på 1.950 millioner kroner, men som et resultat av meget effektiv drift og gode løsninger ble den endelige prisen betydelig lavere (ca. 1.550 millioner kroner). Tunnelarbeidene ble fullført ca. 9 måneder før planen.

#### B.1.4.c Kommentarer

- Effektiv bruk av foreliggende geologisk grunnlagsmateriale (1:50.000 berggrunnskart) reduserte nødvendig omfang og bedret kvaliteten av de videre undersøkelsene.
- Tolkning basert på resultater fra flere trinn i undersøkelsene var viktig for å kunne trekke de riktige konklusjoner (jfr. plasseringen av Meråker kraftverk).
- Planlegging av fullprofiltunneler krever mer detaljert kartlegging og mer prøvetaking/laboratorieanalyse enn det som er vanlig for konvensjonelle tunneler.

#### B.1.5 Lærdalstunnelen

Lærdalstunnelen inngår som et ledd i stamvegen E16 mellom Oslo og Bergen. Tunnelen går mellom bygdene Lærdal og Aurland i Indre Sogn og er 24.5 km lang. Den er verdens lengste vegtunnel og har T8,5 profil (sprengningsprofil 61,9 m<sup>2</sup>). Tunnelen ble åpnet i november 2000 etter ca. 5 års byggetid, og prosjektet kostet i 2000: 1082 mill. kr.



Figur B.13 Oversikt.



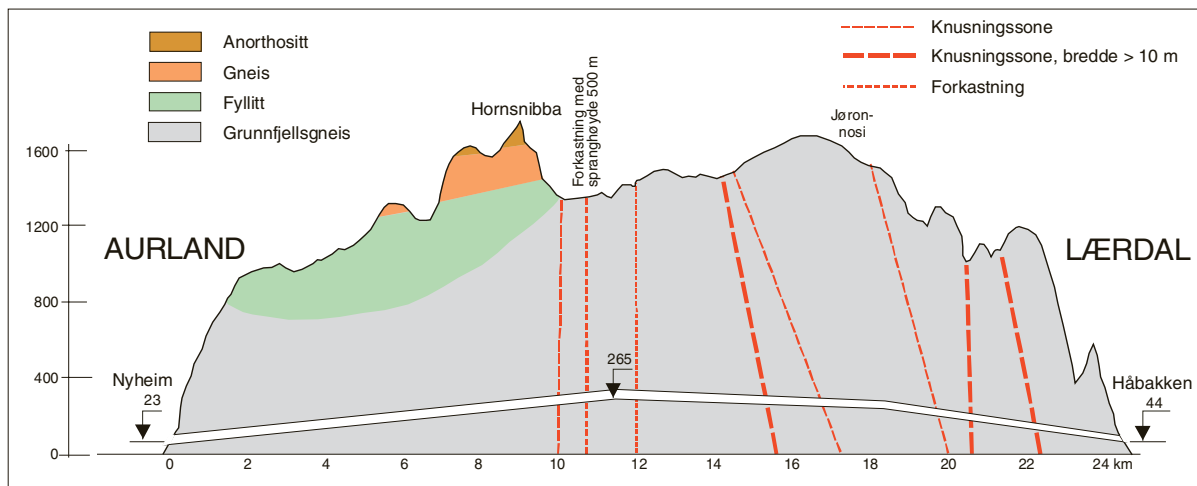
### B.1.5.a Grunnundersøkelser

Forundersøkelsene besto av ingeniørgeologisk kartlegging i 1986, 1992 og 1994. Dessuten ble det foretatt flyfotostudier.

### B.1.5.b Geologi

Hele tunnelen mellom påhuggene i Aurland og Lærdal går i grunnfjell som består av ulike båndete gneiser ofte gjennomskåret av pegmatitt- og granitt/dioritt-årer. Lag av amfibolitt og glimmergneis opptrer også. Mellom pel 18000 og 19000 består grunnfjellet av en blanding av massiv grovkrystallin øyegranitt, finkornet massiv gneis og båndet, ofte foliert gneis. De siste 2 - 3 km fram til østre påhugg i Lærdal består bergmassen overveiende av massiv øyegranitt og gneis. I dette området opptrer også store kropper og linser av metagabbro (gabbro med gneis-struktur).

Lengst vest er det skjøvet inn en fyllittformasjon over grunnfjellet samt et dekke med mylonitt og anorthositt. I området som var dekket av fyllitt og dekkebergarter var det lite av de observerte bruddstrukturene som gikk ned i grunnfjellet. Foliajonen var helt forskjellig i grunnfjellet sammenlignet med dekkebergartene. Mellom ca. pel 1500 og 10000 var grunnfjellet kontinuerlig dekket av fyllitt og dekkebergarter. Muligheten var derfor tilstedet for skjulte bruddsoner i grunnfjellet.



Figur B.14 Forenklet geologisk snitt.

I det sentrale området av den lange tunnelen går det en rekke N - S bruddstrukturer. I den nordlige delen av området dominerer noen få NV - SØ strukturer. Disse er noe mer diffuse enn N - S strukturene.

For en større forkastning ved ca pel 10500 ble en vertikal spranghøyde på ca. 500 m kartlagt. Bredden ble i dagen målt til 10 - 15 m der en ikke hadde for mye løsmasse. Tidligere erfaringer blant annet fra Aurlandsutbyggingen sier at N - S forkastninger ofte fører svelleleire og har dårlig stabilitet. Også denne gangen oppsto ras med spirdannelse og påfølgende driftstans da tunnelen ble drevet inn i sonen. Problemet ble løst ved å bore opp tilførselsrør for betong over rasmassene og støpe propp før profilet etter hvert ble systematisk sikret og rasmassene gradvis ble fjernet.

De andre forkastningene og bruddsonene langs tunnelen var mindre problematiske.

Erfaringer fra tunneler på Vestlandet med stor fjelloverdekning tilsier at man må forvente stabilitetsproblemer på grunn av høge bergtrykk. Hele 21 km av Lærdalstunnelen har overdekning på over 800 m og på det meste er den 1450 m. Følgende spenninger ble målt i kryssområdet mellom tverrslaget og hovedtunnelen:

Største hovedspenning	$\sigma_1 = 31,5 \text{ MPa}$	N154° Ø	20° fall
Mellomste hovedspenning	$\sigma_2 = 28,7 \text{ MPa}$	N49° Ø	36° fall
Minste hovedspenning	$\sigma_3 = 21,4 \text{ MPa}$	N266° Ø	47° fall

Største hovedspenning ligger tilnærmet vinkelrett på tunnelen og er ganske flattliggende. Tunnelen har her en overdekning på 1300 m og krysset ligger 2 km inn fra påhugget i Tynjadalen. Bergarten i målepunktet var en amfibolittisk til diorittisk massiv gneis med trykkfasthet som varierte fra 110 - 120 MPa, E-modulen varierte fra 45 - 64 GPa. Klassifisert etter ISRM 1978, gir dette bergarten betegnelsen meget sterk.

Forholdet mellom bergartens trykkfasthet og største hovedspenning tilsier moderat sprak etter en time (Grimstad og Barton 1993). På grunn av variasjonene i spenningsnivåene og anisotropien (forholdet mellom største og minste hovedspenning) varierte spraket i tunnelen mellom moderat til stor i perioder.

Under driving av tunnelen ble det derfor omfanget av sprakeaktiviteten som avgjorde sikringsopplegget. Sikringsfilosofien var basert på at mest mulig av sikringen ble utført på stoff. Opplegget kan kort oppsummeres slik:

- Liten eller moderat sprakeaktivitet: Bolting (endeforankrede) etter hver salve med påfølgende sprøyting en gang i døgnet.
- Stor sprakeaktivitet: Sprøyting og bolting for hver salve.

Det ble brukt fiberarmert sprøytebetong. Det var viktig at de endeforankrede boltene ikke ble oppspendt, men at mutteren bare ble skrudd til slik at trekantplata satt fast. Fersk sprøytebetong har en utrolig evne til å utsette videre sprakeutvikling til en får utført nødvendig bolting under sikrere forhold. Sprøytebetong alene viste seg ikke å være tilstrekkelig sikring ved så høye bergspenninger.

Når det ble sprøytet og boltet for hver salve, ble det først lagt på et relativt tynt lag 4-6 cm sprøytebetong før bolting. Normalt ble det påført et nytt lag etter neste salve slik at bolter og sprøytebetong som sikring fungerte bedre sammen.

Ved moderat sprak ble det oppnådd ukeinndrifter på 60 - 80 m, og det ble brukt ca. 15 bolter pr. salve. Når sprakeaktiviteten økte, gikk inndriften ned til ca. 40 m/uke og bolteforbruket økte til 30 - 40 stk pr. salve.

I snitt ble det satt inn 7,18 bolter pr 1m tunnel, og det ble sprøytet 2 m<sup>3</sup> betong pr 1m tunnel.

#### B.1.5.c Kommentarer

Lærdalstunnelen var kostnadsregnet til 880 millioner i 2001 kroner. Endelig kostnadsoverslag ble 1086 millioner i 2001-kroner. Noe av kostnadssprekken skyldes en forkastningssone infisert med svelleleire hvor man fikk ras og driftsstans, men den største prosenten ligger i underestimert av sikringsomfanget på grunn av det høye spenningsnivået.

### B.1.6 Baneheiatunnelene

Baneheia tunnelene fører E18 mot sentrum av Kristiansand i en øst- og vestgående tunnel som hver er ca. 750 m lang. Det er dessuten to kryssløsninger inne i fjellet. Til sammen med avkjøringstunnelene er det omtrent 3 km tunneler. Tverrsnittene varierer fra T12 (sprengt tverrsnitt 88 m<sup>2</sup>) til T5,5 (39 m<sup>2</sup>). Bygging av tunnelene foregikk 1998 – 2001, mens hele E18 utbyggingen mellom Bjørndalen og Gartnerløkka åpnes for trafikk i 2004.

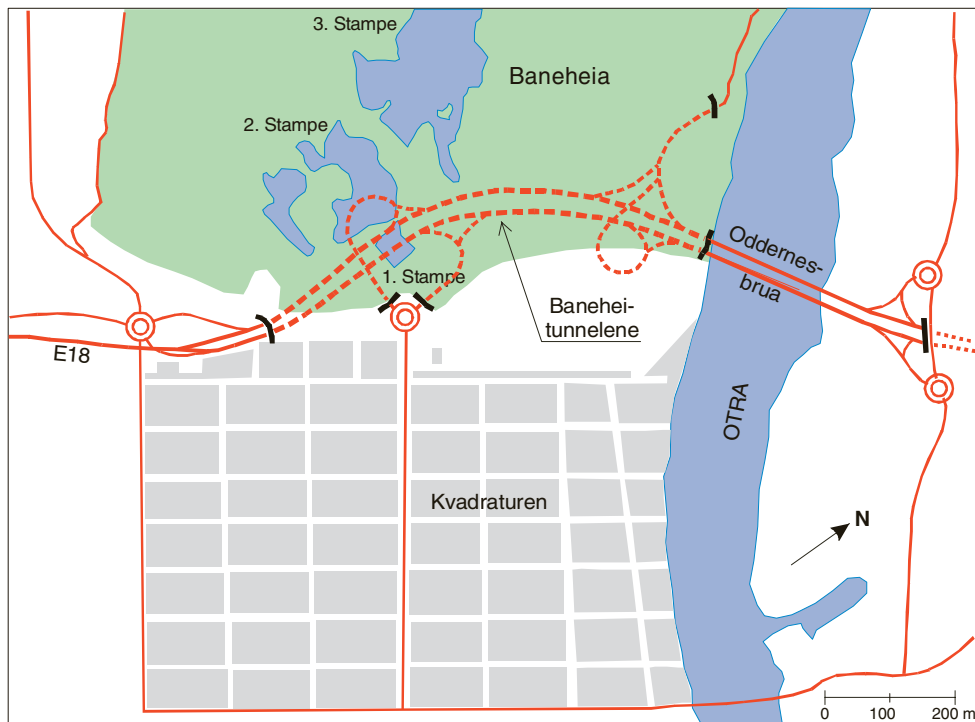
Den minste bergoverdekning til de nærliggende Stampetjerna er 18 m. For å få nødvendig overdekning ble hovedtunnelene lagt med fall slik at det ble et lavbrekk inne i fjellet.

### B.1.6.a Forundersøkelser

Det ble foretatt en generell geologisk overflatekartlegging. Der det er overdekkede områder, ble det foretatt fjellkontrollboringer. Bruddsoner som berørte de tre Stampetjerna, ble kjerneboret og logget. Det ble også utført en del refleksjons- og refraksjonsseismikk. På grunn av den sensitive vannbalansen i de tre tjernene (nedslagsfeltet utgjør 170 mål, mens tjernene utgjør omtrent 1/3 av arealet) ble det foretatt grundige hydrogeologiske analyser. I tillegg ble følgende undersøkelser utført:

- Hydrogeologisk kartlegging
- Vannstandsmålinger og akustiske målinger av bunnen i Stampetjernene
- Refraksjonsseismiske målinger
- Kjerneboring gjennom svakhetssoner med vanntapsmålinger.

Lekkasjekravene i tunnelene ble vurdert fra hvor mye tileggssenkning (normalvariasjon 20 - 30 cm) av vannstanden en kunne tillate i løpet av en måned uten nedbør. For de tre tjerna varierte dette fra 2,5 til 5 cm. En minste bergoverdekning på 18 m ble ansett som tilstrekkelig for å få til en effektiv tetningsinjeksjon.



Figur B.15 Oversikt.

### B.1.6.b Geologisk oversikt

Kristiansand-området ligger sør i det store sørnorske prekambriske grunnfjellsområdet. Den store grunnfjellsbrekksjen mellom Porsgrunn og Kristiansand slutter i havet utenfor Kristiansand og området er delt i to av denne. Derved tilhører bergartene i Kristiansand-området sørvestre del av Bamble-sektoren og sørlige del av Telemark basalgneiskompleks.

Baneheia der tunnelene ligger, er avgrenset av to store svakhetssoner med strøk NV-SØ. Elva Otra ligger på østsiden av Baneheia og følger den ene svakhetssonen. Sonen på vestsiden blir fulgt av jernbanetraseen.

Bergartene i Baneheia består av granittiske gneiser, granitt, pegmatitt, øyegneis, amfibolitt og noen linsjer av marmor. Generelt er bergartene i området sterkt foldet. De viktigste sprekkesystemene har tre hovedretninger, henholdsvis NV-SØ, N-S og Ø-V. Foliajonen i området stryker generelt mot SØ med varierende fall på grunn av den sterke deformasjonen.

#### B.1.6.c Forinjeksjon

All forinjeksjon ble foretatt med sementbaserte produkter. I planfasen mente man det var partier som var tørre, men det viste seg at hele tunnallengden måtte forinjiseres. På grunn av dette gikk det med over tre ganger mer injeksjonsmasse enn planlagt (totalt 512 kg/ m tunnel).

Det ble boret skjermmer på ca 35 hull med 24 meters hullengde, og det ble bare brukt mikrosement (Scancem Ultrafine 12) som injeksjonsmasse. De blandereseptene som ble anvendt, hadde v/c tall rundt 1 og man avsluttet med injeksjonstrykk på ca. 50 bar. Selv om den ene av de to parallelle tunnelene ble drevet foran den andre, medførte dette kun at masseforbruket i den tunnelen som kom sist, ble vesentlig mindre.

#### B.1.6.d Kommentarer

Selv med relativt stort spenn (ca. 30 m) ved avkjøringstunnelene har det ikke vært stabilitetsproblemer. Tunnelene ble bergsikret systematisk med sprøytebetong og fjellbolter.

Det ble satt krav til lekkasje i tunnelene som varierte fra 2,5 til 6,0 l/min pr. 100 m, for hele tunnelanlegget (3 km tunnel) 60 l/ min. Etter utført injeksjon var lekkasjen ca. 50 l/ min for hele anlegget. På tross av et større forbruk av injeksjonsmasse enn planlagt, kom tunnelen ikke så dårlig ut økonomisk da bruk av fjellbolter og sprøytebetong ble mindre. Omfanget av frost- og vannsikring i tunnelene ble også redusert på grunn av systematisk injeksjon.

Når det gjelder injeksjonsarbeidene tyder mye på at det er brukt for høye v/c forhold. Ved andre anlegg, f. eks. Storhaugtunnelen, ble injeksjonen avsluttet med v/c forhold ned mot 0,5. Dette er viktig for å unngå unødig masseforbruk

### B.1.7 Storhaugtunnelen

For å sanere trafikale- og miljømessige problemer i bydelen Storhaug i Stavanger, ble det bygget en 1260 m lang tunnel under bydelen. Tunnelen har et T9 profil (sprengt tverrsnitt 64 m<sup>2</sup>) med to kjørefelt. Tunnelen ble påbegynt ved årsskiftet 1998/1999 og åpnet for trafikk mai 2001.

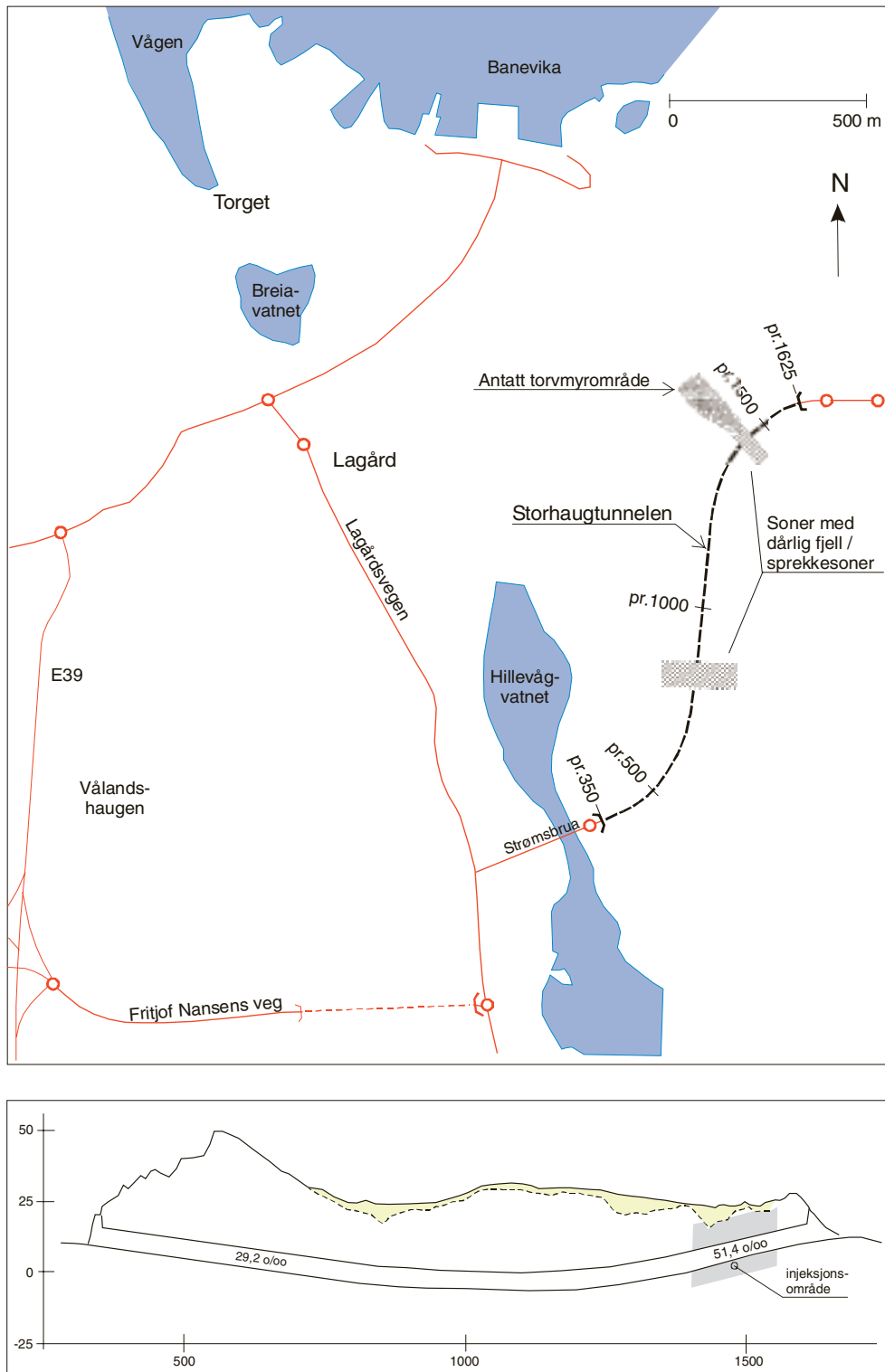
Området som tunnelen krysser under, er en relativ gammel del av Stavanger med bebyggelse fra 1900 og 1950- åra. Det er mye trehusbebyggelse vekselvis med grunnmurer av stein og betong. Flere hus er også fundamentert på trepeler eller flyter på en form for treflåte på grunn av de vanskelige grunnforholdene langs 1/3 av strekningen.

Overdekningen for tunnelen varierer fra 4 m til 40 m, se figur B.16.

#### B.1.7.a Grunnundersøkelser

Følgende forundersøkelser ble utført:

- Ingeniørgeologisk kartlegging
- Fjellkontrollboringer med totalsonderinger i berg
- Ingeniørgeologisk evaluering av tidligere prosjekter i samme bergart
- Utarbeiding av fjellkotekart
- Befaringer under graving av kommunale vann- og kloakkgrøfter
- Nedsetting av grunnvannsrør og poretrykkmålere
- Nedsetting av infiltrasjonsbrønner.



Figur B.16 Oversikt og profil.

Da det er store deler med løsmasser, ble det forut for bygging foretatt omfattende grunnboringer til og i fjell for å kartlegge bergoverflate, spesielt der det er liten overdekning. For å ivareta og kontrollere grunnvannstanden installerte en 2 år før anleggstart et betydelig antall poretryksmålere og grunnvannsrør. Dette for at man lett skulle kunne vurdere eventuelle grunnvannsforandringer under bygging og bruk av anlegget. Det ble også boret ned infiltrasjonsbrønner i fjell som beredskap ved eventuelle problemer under injeksjonsarbeidene.

### B.1.7.b Geologi og grunnforhold

Berggrunnen i området består av forskjellige varianter av fyllitt. I Stavanger er det vanlig med en grågrønn variant og en noe mørkere type. Den grågrønne har mest kvartslinser. Fyllitt har generelt lite lekkasjer, men enkelte større sprekker på tvers av foliasjonen (skifriheten) kan gi vann. Her kommer større lekkasjer vanligvis fra rørformede kanaler der to sprekker krysser hverandre, eller lokale åpne "rør" i bruddsoner. De fleste lekkasjene kom fra relativt steile soner.

Tunnelen passerer under områder med fjell i dagen/tynt usammenhengende løsmassedekke (ca. 2/3 av strekningen) og dels under områder med større sammenhengende løsmasseavsetninger av til dels stor mektighet. Videre går tunnelen i kanten av en torvmyr som ligger innenfor dens influensområde. Bebyggelsen i dette området er delvis fundamentert på treflåter, delvis på trepeler og derfor utsatt for skader ved grunnvannssenkning.

Det området der løsmassemektigheten er størst (9 - 12 m), er tettest bebygd. I bunnen finnes morene med vekselvise lag av silt og sand, mens det i de øvre lagene er torvige masser med mektighet fra 2,5 til 3,5 m. En senkning av grunnvannstanden i dette området ville uten tvil ha ført til betydelige setningsskader på bebyggelsen. Lekkasjekravet i det mest sensitive området ble derfor satt til 3 l/min pr. 100 m tunnel.

### B.1.7.c Injeksjon

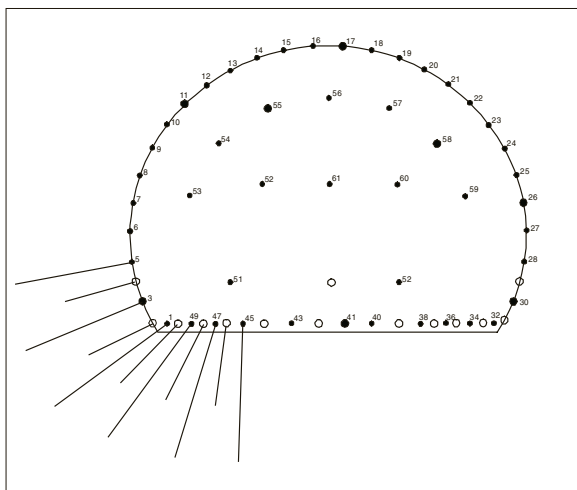
Ved et prosjekt der kravene til lekkasje i tunnelen er strenge ( $\leq 5$  l/ min. pr. 100 m tunnel), er løsningen systematisk forinjeksjon. Det ble benyttet forinjeksjon med 62 hull i skjermen. Av disse var 50 hull i kansen og 12 i profilet. Skjermenes lengde var 14 m, men for å spare noe boring reduserte man hvert andre hull til 8 m. Sålehjørnene er bestandig tunge å injisere derfor fortettet man her med et 8 m hull på hver side. I sålehullene opererte man med injeksjonstrykk helt opp i 70 bar, mens det ellers i skjermen lå rundt 50 bar.

Som injeksjonsmiddel ble det brukt mikrosement. Lekkasjemålinger etter utført injeksjon viste i gjennomsnitt 1,6 l/ min. pr. 100 m tunnel.

### B.1.7.d Kommentarer

I det følgende er det summert opp noen momenter som var viktige for å oppnå tilstrekkelig tetthet:

- Anbuds- og arbeidsbeskrivelse (kontraktforholdet) hadde utforming og prising som fokuserte på resultat og kvalitet av injeksjonsarbeidene.
- Det ble avsatt tilstrekkelig tid til å gjennomføre arbeidet.
- Antall hull i skjermen og injeksjonsmasse ble tilpasset bergforhold og lekkasjekrav.
- Bruk av høgt injeksjonstrykk, 50 - 100 bar.
- Oppfølging av injeksjons- og sikringsarbeider av erfaren ingeniørgeolog.



Figur B.17 Storhaugtunnelen. Plan for injeksjonsskjerm.

## B.2 NOEN DELVIS VELLYKKEDE PROSJEKT

Dette er anlegg uten de store overskridelser, men der det har oppstått en del problemer og økte kostnader i forhold til de overslag som ble gjort under planleggingen.

### B.2.1 Vardøtunnelen

Tunnelen er 2,6 km lang med 50 m<sup>2</sup> tverrsnitt. Den ble bygget i årene 1979 – 82 som den første undersjøiske vegtunnelen i Norge.

#### B.2.1.a Grunnundersøkelser

Det ble utført meget omfattende grunnundersøkelser i form av:

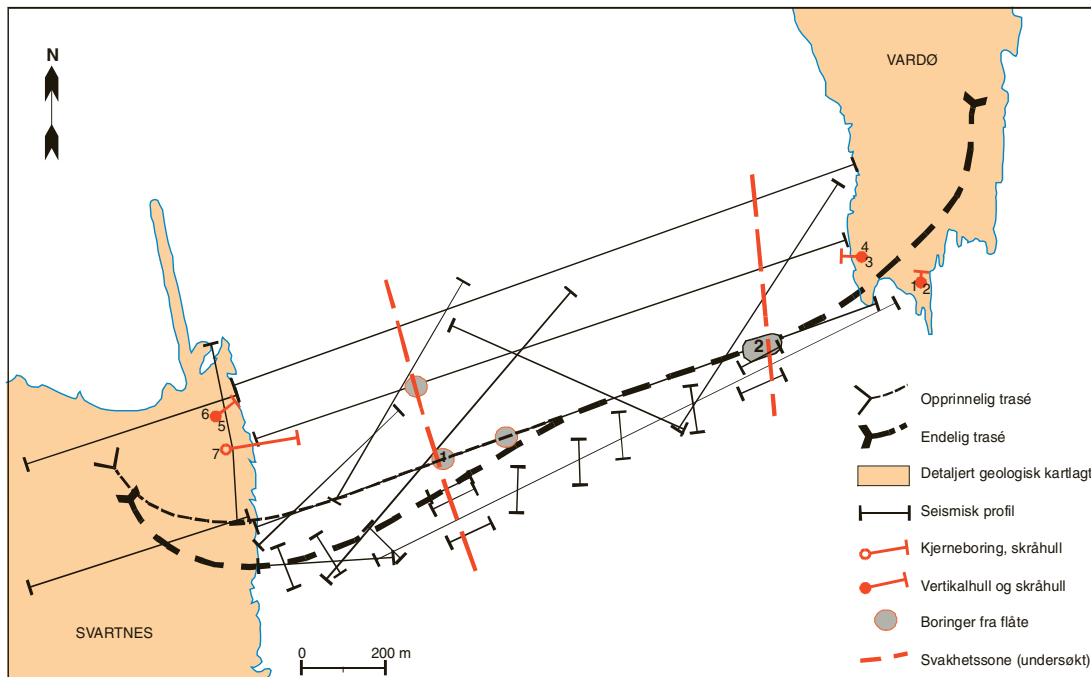
- Akustiske målinger i sjøen som ble benyttet til å utarbeide bunnkotecart og angi tykkelse av løsmasser.
- Detaljert geologisk kartlegging på fastlandet og på Vardø.
- Dykkerundersøkelser utført av geolog-froskemann fra Universitetet i Oslo.
- Fjellkontrollboringer på sjøbunnen fra flåte av sjøseismikk med boring 8 – 25 m ned i berg. Disse ble utført der tunneltraséen opprinnelig ble planlagt.
- Refraksjonsseismiske undersøkelser, vesentlig i sjøen, totalt 12.700 m.
- Kjerneboringer i 7 hull i strandkanten, totalt 660 m.

Totalt ble det opplyst at kostnadene i 1979 for grunnundersøkelsene var 2,5 mill. kr. av en entreprisekostnad på ca. 100 mill. kr.

Kjerneboringene ble utført meget sent under planleggingen. Foreløpige resultater fra logging av borekjerne kom inn noen dager før anbudet ble sendt ut. De viste – noe overraskende – at det var like stor oppsprekning i dypet som i dagfjellet. På grunn av dette ble sikringsmengdene doblet i anbudet (de burde vært 4-doblet).

#### B.2.1.b Geologi

Berggrunnen består av sen-prekambriske, svakt metamorfe, kvartsittiske sandsteiner, leirskifre, leirsteiner og konglomerater, uregelmessig gjennomsett av yngre, steile diabasganger. Det er generelt moderat til stor oppsprekningsgrad og det opptrer en del svakhetssoner.

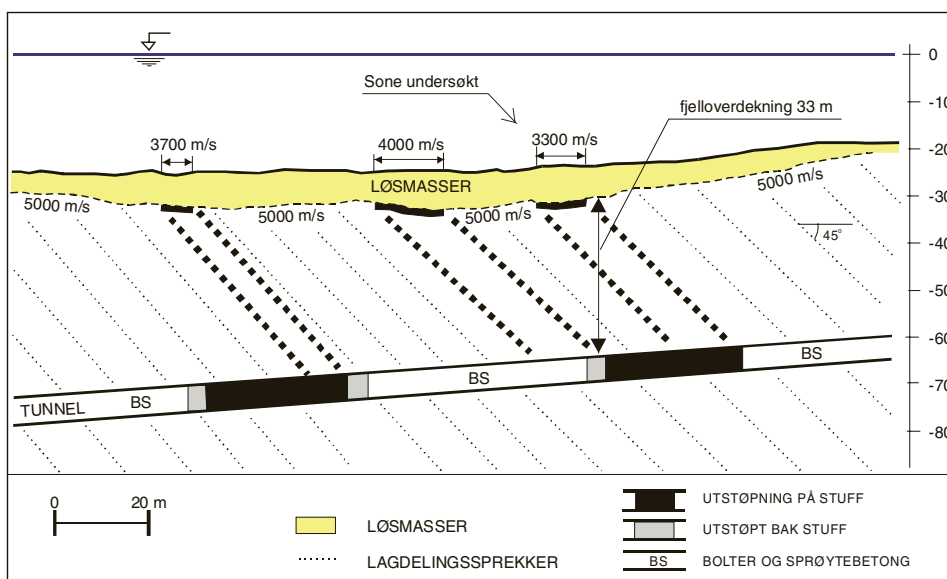


Figur B.18 Oversikt grunnundersøkelser.

### B.2.1.c Erfaringer fra drivingen

De mange seismiske profilene med mange lavhastighetssoner ga mulighet for god tolkning av mulige svakhetssoner. Det viste seg under drivingen at mange av disse sonen ikke ble påtruffet i tunnelen.

Boringene fra flåte viste god overensstemmelse med seismikken (god seismisk tolkning). Dette området lå over planlagt tunneltrasé. Senere ble tunnelen flyttet vekk fra dette området som var godt undersøkt og til et område der det var lite kjennskap til grunnforholdene, se figur B.18.



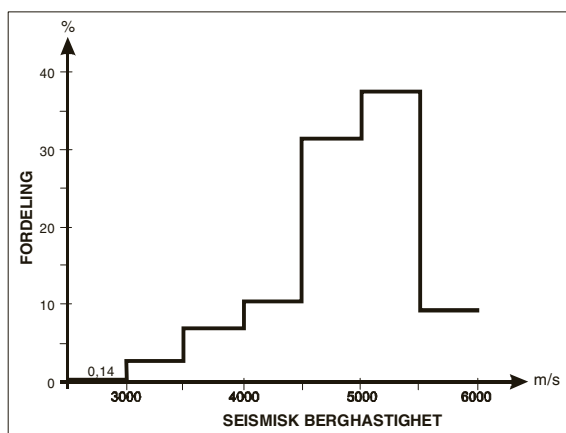
Figur B.19. Sammenstilling av grunnforhold og utført sikring i tunnelen for område "2" i figur B.18.



Tabell B.2 Utført stabilitetssikring og injeksjon.

UTFØRT	på stuff	bak stuff	TOTALT
			pr. m tunnel
Bolter:	8200 stk	10100 stk	7,0
Bånd:		4500 m	-
Nett:		7300 m <sup>2</sup>	2,8
Sprøytebetong: uarmert	2400 m <sup>3</sup>	110 m <sup>3</sup>	1,0
	armert	170 m <sup>2</sup>	
Støp:	696 m	494 m	-
Forinjeksjon:	forbruk 83 tonn på ca. 10 % av tunnelen		

Tabell B.2 viser omfanget av sikringsarbeider i tunnelen. Dette ble vesentlig mer omfattende enn det som var antatt basert hovedsakelig på de seismiske resultatene. Omtrent 0,3 m<sup>3</sup> sprøytebetong/lm var planlagt, da sprøytebetong ikke ble ansett å kunne brukes til permanent bruk (isteden skulle permanent sikring den gang utføres med nett og fjellbånd). Av bolter ble 5 bolter/lm planlagt.

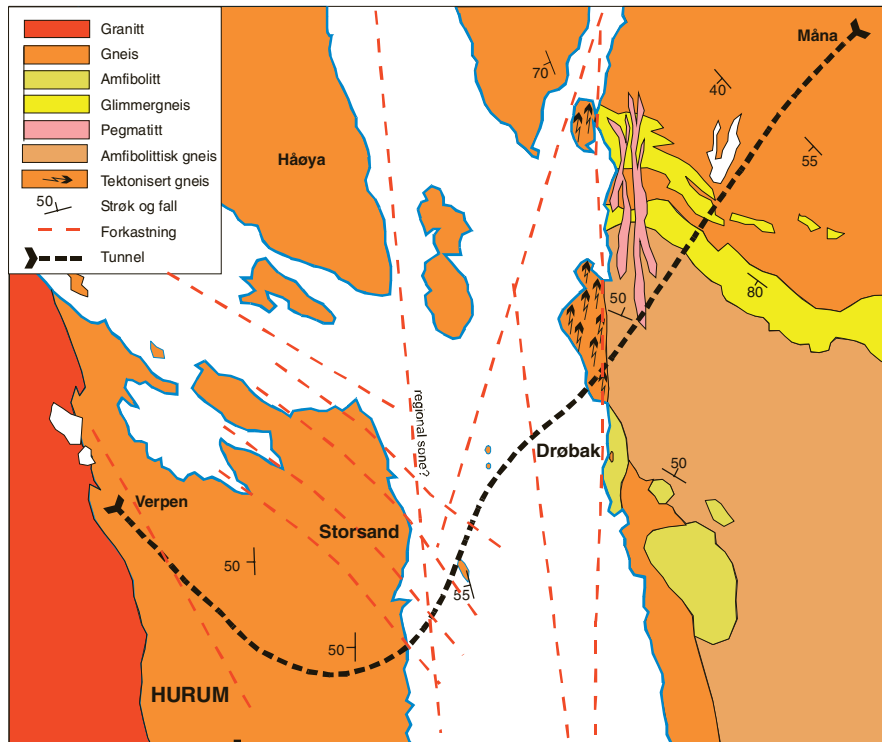


Figur B.20 Fordeling av seismiske hastigheter for 12,7 km målelengde. Omfanget av sikringsarbeider ble vesentlig større enn disse tilsier, dersom retningslinjene i Q-systemet benyttes.

#### B.2.1.d Kommentarer

- Det ble utført en del undersøkelser som det var lite behov for
- En viktig strekning av tunneltraséen ble flyttet fra godt undersøkte til lite undersøkte områder
- Kjerneboringene var viktige, men resultatene kom for sent til å kunne nyttes under detaljering og anbudsutarbeidelse
- Seismiske berghastigheter var høyere enn "vanlig", dvs. stabiliteten var generelt dårligere enn de seismiske berghastigheter erfaringsmessig tilsier.

## B.2.2 Oslofjordtunnelen



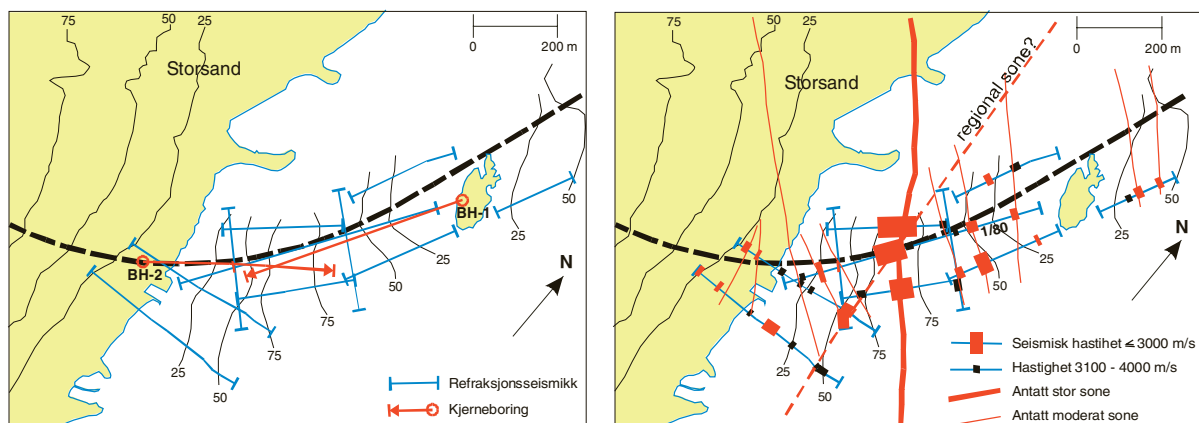
Figur B.21 Geologisk oversikt Oslofjordtunnelen.

Denne undersjøiske vegtunnelen er 7,2 km lang med 78 m<sup>2</sup> tverrsnitt. Den undersjøiske delen er 2 km. Tunnelen som ble bygget i årene 1997 – 2000, ligger i prekambriske gneiser, til dels amfibolittiske og glimmerrike. Helt i vest er det drammensgranitt. Det opptrer 2 – 3 sprekkesett med generelt moderat oppsprekningsgrad.

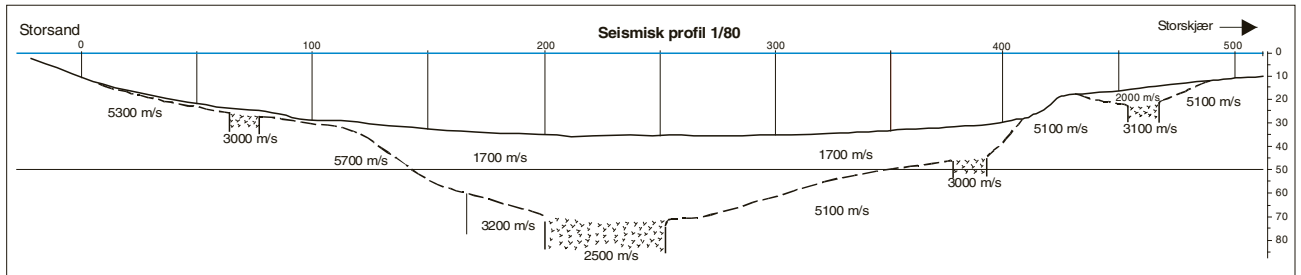
I det følgende er det undersøkelsene i forbindelse med den såkalte "frysesonen" i fjorden like øst for Storsand som omtales.

### B.2.2.a Forundersøkelser i området ved "frysesonen"

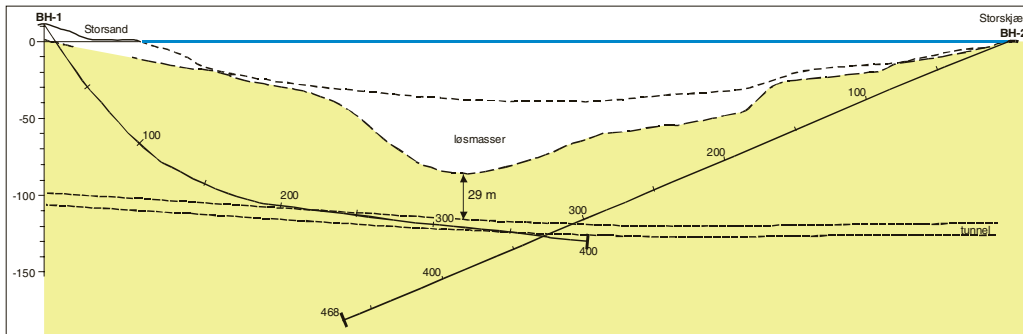
Figur B.22 viser oversikt over grunnundersøkelsene i sjøen i dette området. På land (Storsand) er det meste overdekket av store brerandavsetninger. I tillegg ble det foretatt tomografiske målinger i kjerneborehull BH-2 som gikk langs tunnelen.



Figur B.22 Oversikt over utførte seismiske målinger og kjerneboringer (til venstre), og tolkning av svakhetssoner (til høyre) basert på seismikk.

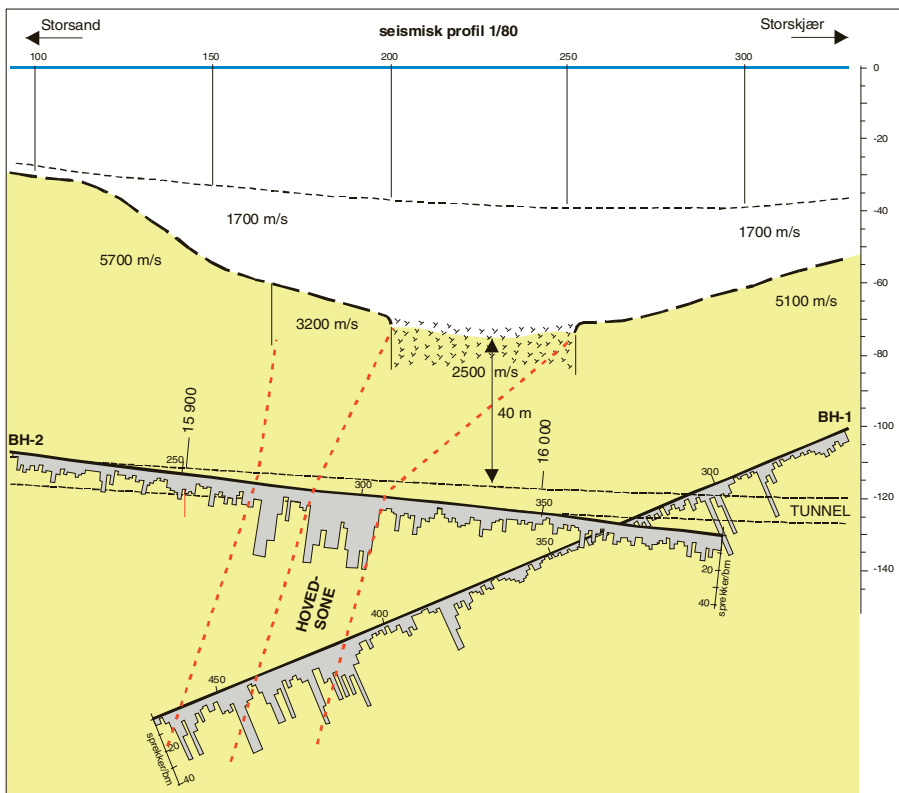


Figur B.23 Seismisk profil 1/80 (i figur B.23). Frysesonen er området med hastighet 2500 m/s.



Figur B.24 Tunnelens beliggenhet slik den var gitt i anbudet. Minste overdekning er målt til 29 m (mens det i anbudet var angitt 32 m). Det var helt relevant at det ble utført grundige undersøkelser på dette stedet med lavhastighetszone på 2500 m/s og liten bergoverdekning.

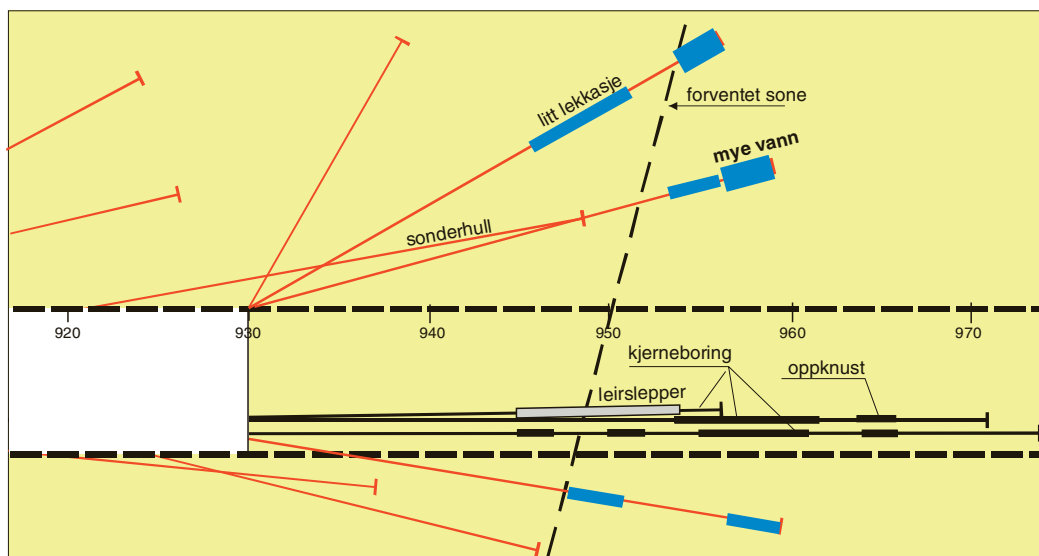
Etter utførelse av omfattende, kostbare grunnundersøkelser av sonen ved Storsand, ble tunneltraséen her flyttet ca. 30 m mot nord uten at det her ble foretatt undersøkelser på det nye stedet.



Figur B.25 Sammenstilling av seismikk og boringer i kritisk område. Denne gir i beste fall minste overdekning 40 m. Sammenstillingen gjør det mulig å anta forløpet av svakhetssonen. Ble tilsvarende sammenstilling gjort under planleggingen?

## B.2.2.b Grunnundersøkelser under bygging

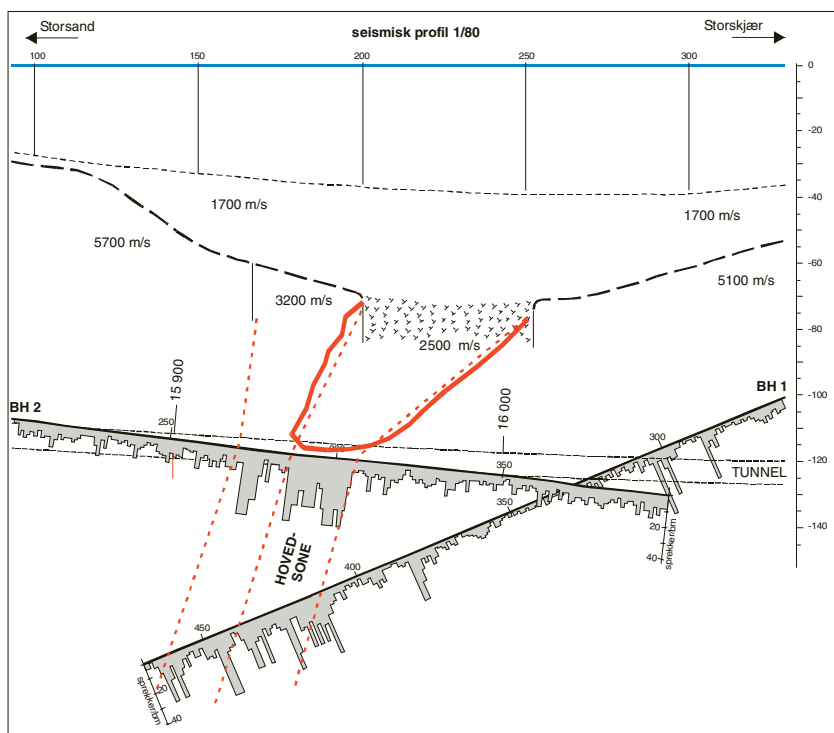
Figur B.26 viser hvordan 'frysesonen' ble oppdaget under drivingen av tunnelen.



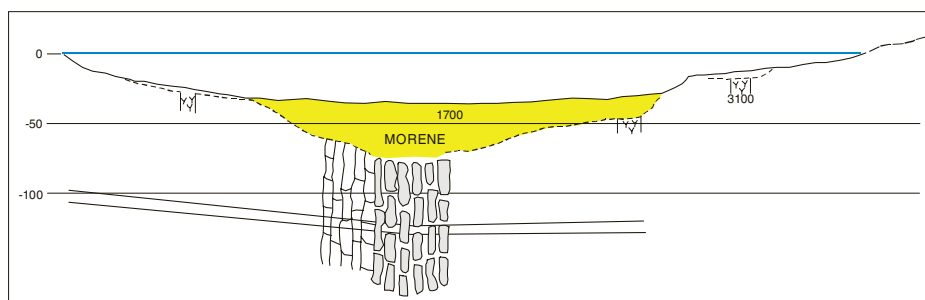
Figur B.26 Systematisk sonderboring ved profil 15 930 utført med tunnelriggen. En av sonderhullene påtreffer mye vann med høyt trykk.

Kløften fylt med innspylte meget permeable løsmasser ligger 1 – 2 m over tunnelens senterlinje. Kløften ble ikke påvist ved kjerneboringene før bygging da det viktige hullet nær fulgte senterlinjen i tunnelen som lå 1,5 m under bunnen av kløften. Heller ikke ved kjerneboring fra stoff under driving, som også ble boret langs senterlinjen, ble sonen oppdaget.

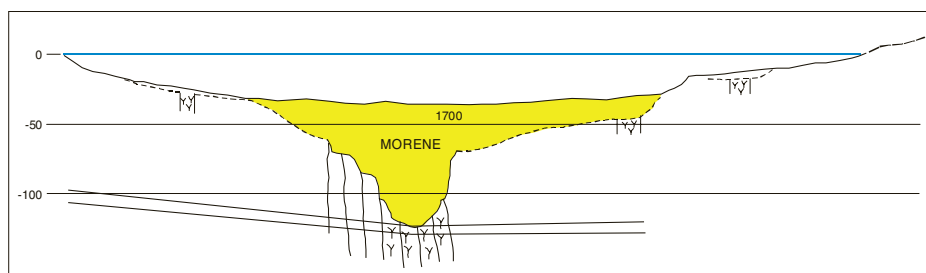
Etter oppdagelse av sonen foran stoff ble tunnelen drevet fram ca. 10 m og det ble gjort omfattende sonderboringer for å klarlegge forholdene foran stoff. Derved kunne kløften med løsmasser etter hvert optegnes.



Figur B.27 Mulig tolkning av den løsmassefylte kløften der knusningsmaterialet er erodert ved utspyling.



MULIG TOLKNING AV LAVHASTIGHETSSONEN:  
KNUSNINGSSONE MED HELT AVGRENSEDE BLOKKER, LEIRE OG VANN I SPREKKENE



MULIG TOLKNING AV LAVHASTIGHETSSONEN:  
KLØFT FYLT MED MORENE OG/ELLER GRUS

Figur B.28 Det er interessant i ettertid å se hvilke tanker ingeniørgeologene gjorde under vurderingene av 'frysesonen'. Figuren viser utdrag av skisse utarbeidet av firmaet O.T. Blindheim.

### B.2.2.c Kommentarer

- Egentlig ble det utført tilstrekkelige undersøkelser av området ved "frysesonen" før bygging, men ble seismikk og boringer sammenstilt skikkelig under planleggingen?
- Boringen av det den styrte hullet fra Storsand ble lagt langs tunnelen, men burde selvfølgelig heller vært lokalisert like over tunnelen. Ved kjerneboring langs planlagt tunnel, bør hullet ligge over traseen, ikke nede i profilet.
- Tunnelen ble senere flyttet 30 m til et område som ikke var undersøkt. Slikt øker risikoen for å påtreffe uventede grunnforhold.
- Sonderboringene under drivingen ble utført riktig. Derved ble kløften påvist i tide og nødvendige tiltak kunne utføres for en sikker driving gjennom sone/kløft.

## B.3 NOEN MINDRE VELLYKKEDE PROSJEKT

Der grunnforholdene har vært annerledes enn antatt under planleggingen, har det lett blitt "uforutsette vanskeligheter" og økte drivekostnader. Såkalt "dårlig fjell" og/eller vannproblemer har i mange tilfelle flerdoblet kostnadene til stabilitetssikring, samt ført til lange utsettelse. I den forbindelse er det gitt korte beskrivelser av 10 anlegg.

### B.3.1 Fossmark kraftverk

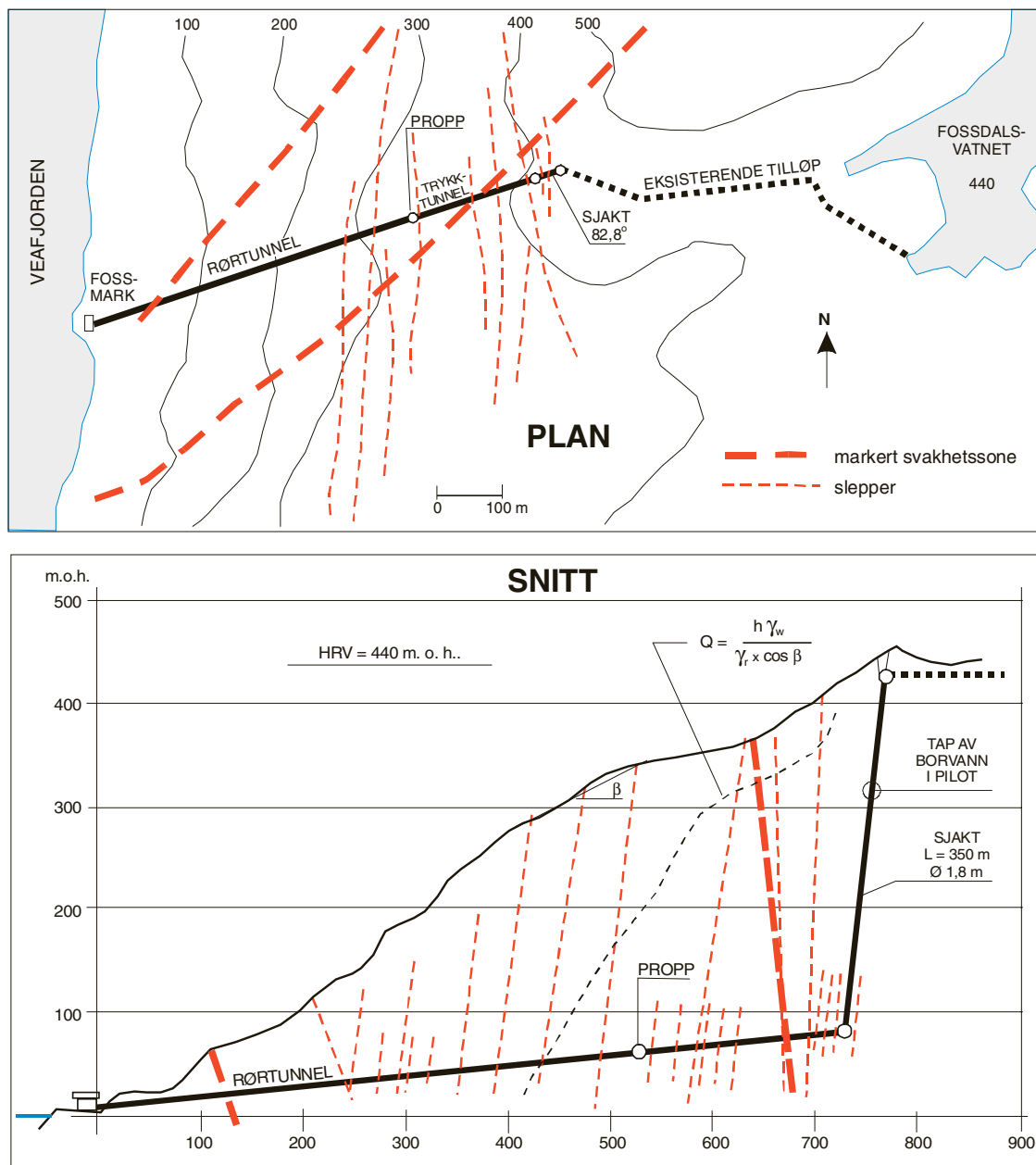
Modernisering av Fossmark kraftverk i Vaksdal kommune i Hordaland i 1985 - 87 omfattet ny, boret trykksjakt og sprengt trykktunnel som skulle oppta vanntrykket uten stålforing. Sjakten, som ble boret ved opprømming, er 350 m lang med diameter 1,8 m.

#### B.3.1.a Utførte grunnundersøkelser og vurderinger

Bergartene i området tilhører det vestnorske grunnfjellsområdet med middels til finkrystalline gneiser og slirer av pegmatitt og kvartsitt.

Tradisjonelle metoder for vurdering av bergtrykket ble benyttet. Etter dette skulle forholdene teoretisk ligge vel til rette for denne løsningen. Ingen in situ målinger ble foretatt, verken før eller under bygging.

Som det fremgår av figur B.29 finnes det to sett av markerte sprekker og svakhetssoner.



Figur B.29 Oversikt. Plan og lengdesnitt gjennom vannveg med hovedsprekker (modifisert fra Garshol, 1988).

På figur B.29 er det inntegnet en kurve som angir grensen for beliggenhet av konus ut fra det teoretiske grunnlaget som ble benyttet (og akseptert som tommelfingerregel for slike løsninger). Det ble også gjennomført en FEM analyse som ga omtrent samme resultat.

### B.3.1.b Oppfylling av systemet

Under driving av rørtunnel og trykktunnel var det store driveproblemer med vannførende sprekker og svakhetssoner etter det N-S gående settet. Disse var delvis fylt med leire og silt. Også under boring av sjakten traff en på en sone av samme karakter.

Ved oppfylling høst 1986 oppsto oppsplitting av og utvasking av sprekker med store lekkasjer. Deretter ble det foretatt tetting med injeksjon.

Ny oppfylling januar 1987. Igjen oppsto det store lekkasjer. Det ble utført utbedringsarbeider og omfattende tetting med injeksjon.

Ny oppfylling november 1987. Det oppsto åpning av sprekker og store lekkasjer.

Konsekvens av de oppståtte lekkasjer og observerte forhold ble: Stålforing av hele vannvegen til topp av trykksjakt.

### *B.3.1.c Kommentarer*

Alle observasjoner gjort under driving og de tre oppfyllingene pekte entydig i samme retning: Det viste seg å være unormalt liten normalspenning på det N-S gående sprekkesettet. Bergtrykket i trykktunnel og nedre del av sjakten var altså for lavt i forhold til vanntrykket. Dvs. at det er for lav horisontalspenning, anslagsvis 50% av antatt størrelse. Beregninger basert på vanntrykket da splitting oppsto, tydet på en sikkerhet mot hydraulisk splitting på 0.66.

En annen forklaring er at det kan ha blitt benyttet feil grunnlag under beregningene, i og med at fjorden utenfor er 380 m dyp, slik at anlegget ligger i toppen av en bratt dalside.

En tredje mulighet som kan forklare de unormale forholdene, er at den regionale bergblokken anlegget ligger i, er utsatt for skjærbelastning som forårsaker åpning av steiltstående sprekker i ca. 45° til hovedforkastningen. Dette er forklaringen på de unormale forholdene ved Overføring Otra og tilløpstunnelen til Holen kraftverk (se seksjon B.3.8 og 3.9).

Måling av minste hovedspenning ved hjelp av hydraulisk splitting ville vært en meget rimelig kontroll som kunne avdekket de unormale forholdene. Denne kunne vært gjort under bygging av trykktunnelen.

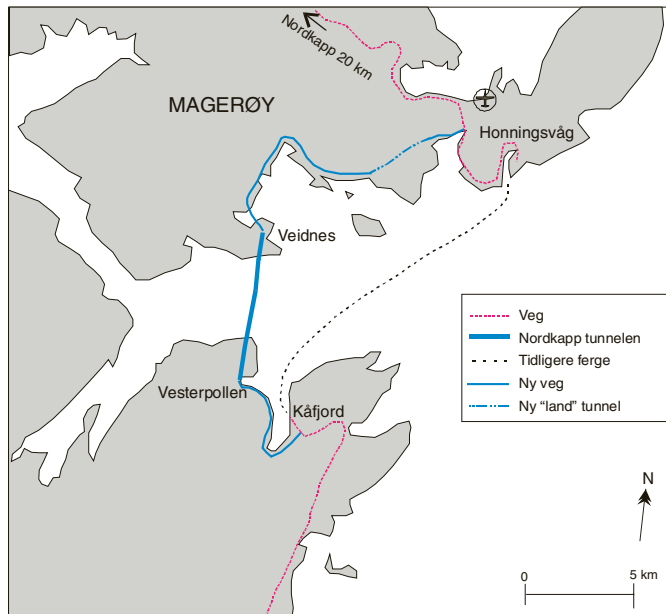
Verifikasjon av de teoretiske beregningene kunne muligens ha avdekket at flere terrengprofiler burde ha vært benyttet, bl. a. et som omfattet den dype fjorden.

## **B.3.2 Nordkapptunnelen**

Tunnelen som er 6,8 km lang med tverrsnitt 53,5 m<sup>2</sup> har dypeste punkt på kote -212 m. Den ble bygget i årene 1995 – 99. I det følgende er det bare den nordre delen der det var store driveproblemer, som vil bli behandlet. (Den søndre halvdel ble drevet uten stabilitets- eller vannproblemer.)

### *B.3.2.a Geologi*

Berggrunnen består av sen-prekambriske, svakt metamorfe kvartsitter (sandsteiner), gråvakker og leirskifre på nordre halvdel (Juldagnesformasjonen). I den søndre halvdel er det granatglimmerskifer med tynne, svake glimmersjikt der det hyppig opptrer tynne bånd av kvartsitt. I de kvartsrike bergartene i Juldagnesformasjonen opptrer hyppige, glatte lagdelingssprekker samt 1 – 2 andre sprekkesett, slik at det generelt er moderat til stor oppsprekningsgrad. Bergmassene hadde under drivingen karakter av sukkerbitberg. Det var mye overmasse. Det ble for det meste sikret med skrittvis utstøpning på stoff i denne bergartsformasjonen.



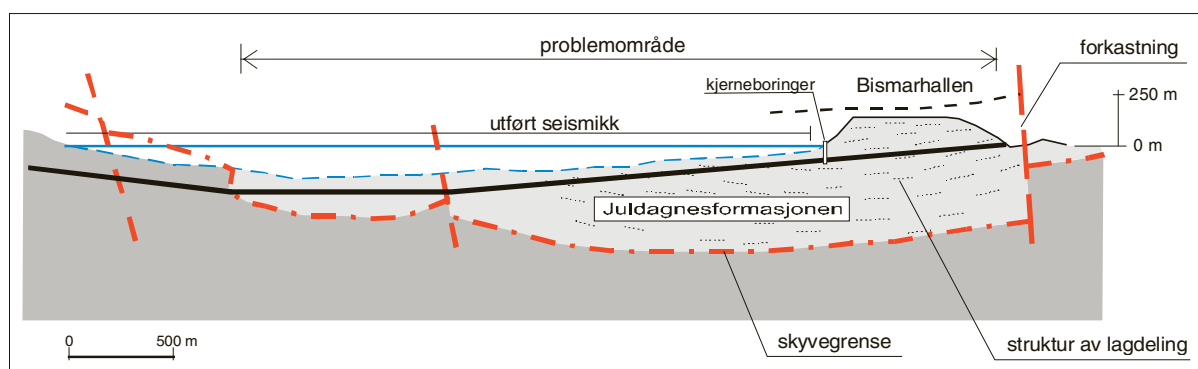
Figur B.30 Oversikt Nordkapptunnelen.

### B.3.2.b Grunnundersøkelser

Følgende grunnundersøkelser ble utført før bygging:

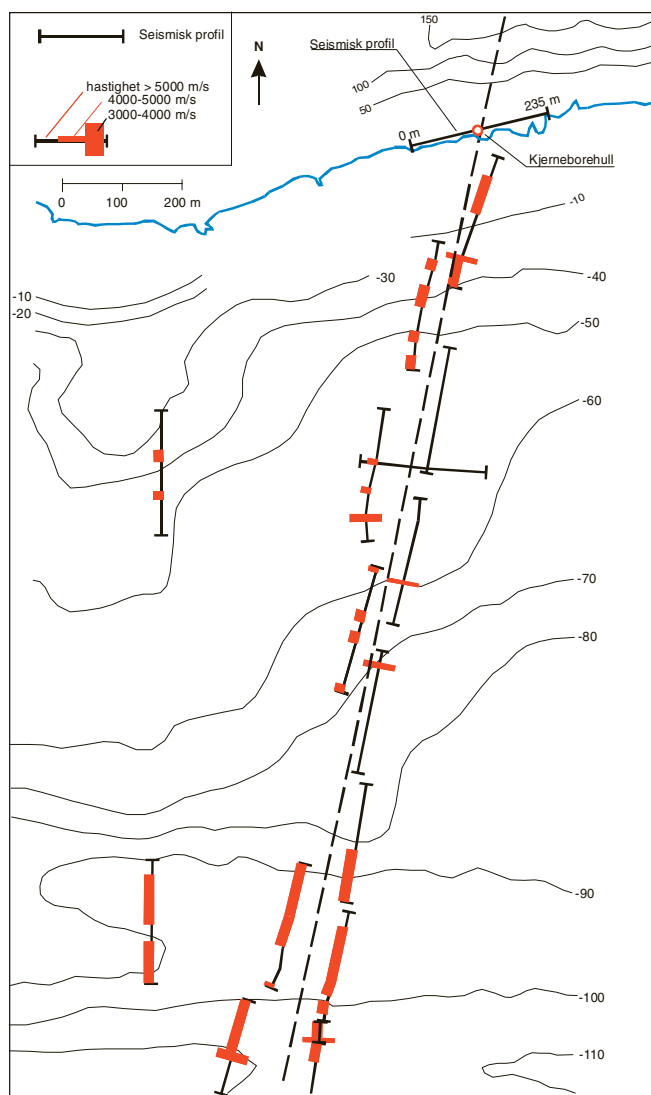
- Geologisk kartlegging i området i 1:50 000. Den nye tolkningen av bergartsfordelingen som ble utarbeidet ut fra denne, viste seg under byggingen å være den riktige, se figur B.31.
- Akustiske målinger "for å få et bilde av løsmassene på sjøbunnen og et kart over bunntopografien." (sitat fra anbudet)
- Refraksjonsseismiske målinger som viste hastigheter < 4000 m/s på 4% av målt lengde, hastigheter >5000 m/s på vel 60% av lengden.
- 2 kjerneborehull 101m og 51 m lange i strandkanten ved Bismarhallen "for å skaffe informasjon om bergartssammensetningen nedover i formasjonen og gjøre lekkasjeforsøk og karakterisere de generelle lekkasjeforholdene" (sitat anbud).

Noen detaljert kjernelogg ble ikke utarbeidet, og nøyaktig plassering av hullene med helning av disse ikke vist. Det ble bare foretatt en enkel registrering av kjernene av de som boret. Kjernene viste: "hyppig vekslning mellom sandstein, gråvacke og noe leirskifer; sterk foliasjonsoppsprekking mot dypet; med unntak av de øvre 20-25 m er det jevnt og lite vanntap" (sitat anbud).



Figur B.31 Geologi. Snitt nordre del.





Figur B.32 Oversikt seismikk på nordre del (Veidnes-siden) med inntegnete lavhastighetssoner.

### B.3.2.c Driveforhold

Som nevnt var det meget vanskelige driveforhold i nordre del av tunnelen (i Juldagnesformasjonen). Tett oppsprekning langs lagdelingen med meget glatte sprekkeflater og samt 1 – 2 andre sprekkesett og tett med riss i bergarten ga meget ustabile forhold på stoff. Sikringen var planlagt utført med bolter og noe sprøytebetong, men det var skrittvis utstøpning på stoff som for en stor del ble utført. Det gikk med mye ekstra betong pga. overmassene. (Etter fleres mening kunne redusert salvelengde og systematisk bolting + fiberarmert sprøytebetong blitt benyttet. Dette ville vært rimeligere)

Det var generelt tette bergmasser og derfor lite omfang på forinjeksjonen i disse sterkt oppsprukne bergmassene.

De høye seismiske hastighetene på den nordre delen stemte veldig dårlig med bergkvalitetene i tunnelen like under.

### B.3.2.d Kommentarer

Kunne de dårlige bergkvalitetene i tunnelen vært oppdaget under forundersøkelsene? Ja, kjernene viste som nevnt "sterk foliasjonsoppsprekking mot dypet" og dette burde ha hintet ansvarlige ingeniørgeologer til å utføre supplerende borer for å se om dette var forårsaket av en sone i området eller om det var et karaktertrekk ved Juldagnesformasjonen. I stedet står det i anbudet om de utførte

boringene: "Slike boringer betraktes som stikkprøver, og kan derfor ikke gi annet enn en antydning om fjellforhold og lekkasjer langs tunneltraséen". Hva er da vitsen med å foreta boringer?

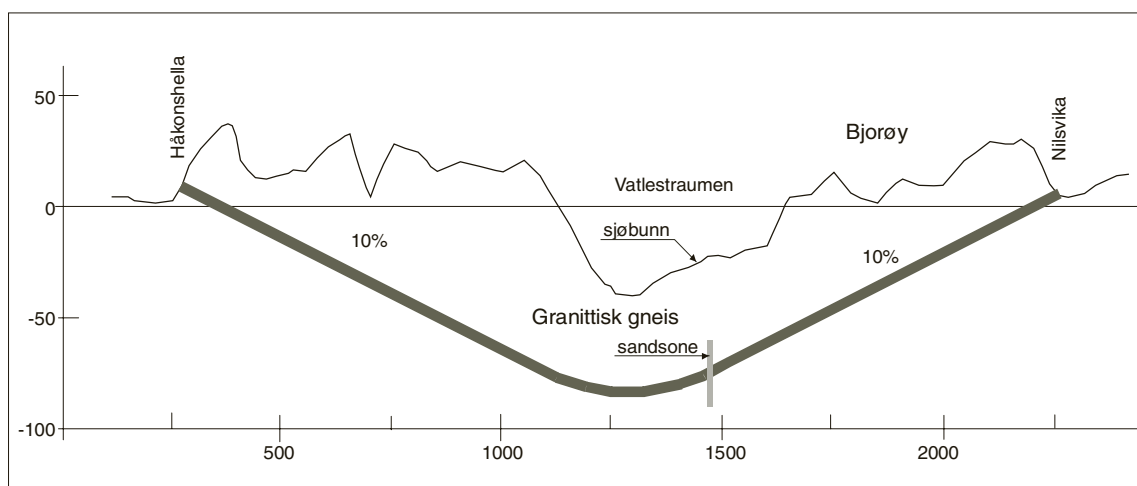
Følgende forhold var med på å føre til gal tolkning av grunnforholdene og derfor gale sikringsmengder i anbudet:

- Seismiske hastigheter er "altfor høye" i forhold til vanlige erfaringer. Dette ga grunnlag for feiltolkning av driveforhold og stabilitet på den nordre delen. (I den søndre delen stemte tolkningene bra.)
- Resultatene av kjerneboringene, som ga viktig informasjon om oppsprekningen, ble ikke benyttet.
- Det var skifte av personer (ingeniørgeologer) underveis – dårlig kontinuitet. Var det noen som fulgte opp utførelsen av grunnundersøkelsene? Hvem hadde ansvar under utførelse av grunnundersøkelsene, tolkning og bruk av resultatene?
- Feiltolkningene førte til gale mengder i anbud. Spekulativ tunnelkontrakt gjorde at mulig bruk av sprøytebetong ikke ble benyttet i tilstrekkelig grad. Dette kunne ha redusert kostnader og byggetid.

Det var meget vanskelige forhold under drivingen av bortimot halve tunnelen og ca. 1 års forsinkelse.

### B.3.3 Bjørøytunnelen

Den 1965 m lange undersjøiske tunnelen under Vattlestraumen mellom Bjørøy og Håkonshella/Alvøen ved Bergen ble bygd i perioden 1993 - 96. Tunnelen har tverrsnitt T8 (54 m<sup>3</sup> sprengt) og største stigning er 10%. Den undersjøiske strekningen er ca. 500 m lang. Dypeste punkt ligger 82 m.u.h. og minste fjelloverdekning under vann er 35 m, se figur B.33.



Figur B.33 Lengdeprofil av Bjørøytunnelen.

#### B.3.3.a Geologi

Berggrunnen på begge sider av sundet består av kaledonske gneisbergarter tilhørende Øygardskomplekset. I de tilstøtende fjordene er det flere regionale bruddsoner, bl.a. den N-S orienterte Hjeltefjordforkastningen som går like vest for Bjørøy. Omfanget av forundersøkelser for Bjørøytunnelen må karakteriseres som lite sammenlignet med hva som er vanlig for denne typen prosjekter, se tabell B.3. Beskrivelsene av utførte undersøkelser og fjellforhold i det følgende er i hovedsak basert på Aagaard (2003).

#### B.3.3.b Grunnundersøkelser

Det ble foretatt sjøbunnskartlegging (lett refleksjonsseismikk) for bestemmelse av bunnkontur og løsmassemektighet, men kun utført 4 seismiske profiler i fjorden. De ingeniørgeologiske vurderingene var basert på denne informasjonen samt på kartlegging i strandsonen på begge sider av fjorden. I prosent av endelige kostnader ble det for Bjørøytunnelen bare brukt 0,36 % på forundersøkelsene, dvs. ca. 2 % av sprengningsprisen.

Tabell B.3 Utførte grunnundersøkelser for Bjørøytunnelen (basert på Aagaard, 2003).

Undersøkelse	ca. kostnad i 1000 kr.	Kommentar
Ingeniørgeologiske forstudier	50	
Refleksjonsseismikk	150	
Innledende refraksjonsseismikk	250	4 profiler i 1989
Ingeniørgeologisk sammenstilling	50	
<b>Sum kostnad</b>	<b>500</b>	

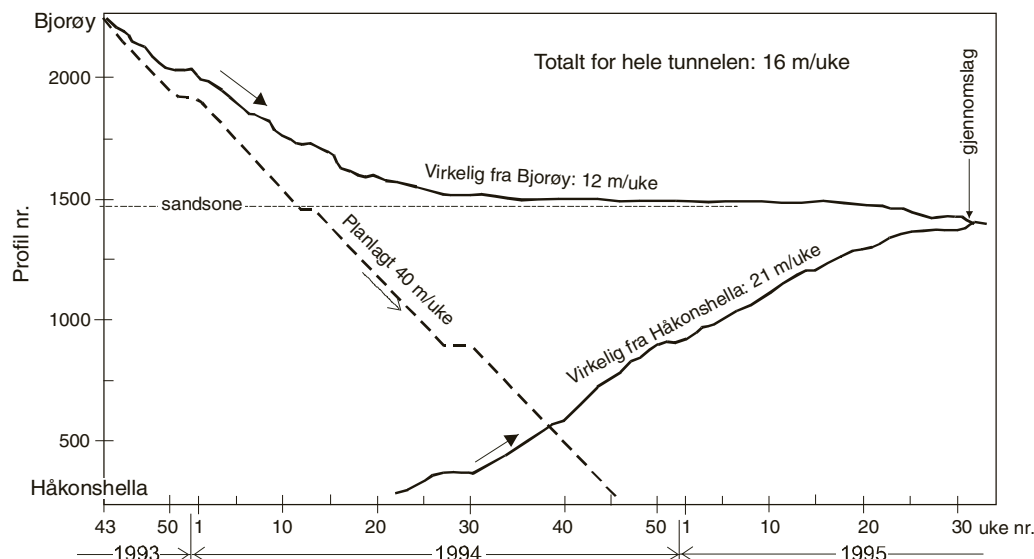
For Bjørøytunnelen hadde entreprenøren inngått en "fixed price" kontrakt med Statens vegvesen med "... den fulle risiko for grunnens beskaffenhet inkludert overdekningsforhold".

### B.3.3.c Grunnforhold

Drivingen av tunnelen ble påbegynt i november 1993. Allerede i april 1994, etter at en hadde drevet 200 m og kommet like under havnivå fra Bjørøysiden, påtraff en i økende grad vannlekkasjer i berggrunnen. Svært omfattende og kompliserte injeksjonsarbeider ble nødvendig på de neste 550 metrene. Problemene kulminerte med at tunnelen kom inn i en 4 m mektig sone med løs sand med kullfragmenter inneholdende plantefosiler av Jurassisk alder! Noe lignende var aldri erfart ved tunneldriving her til lands.

Sandsonen ble oppdaget ca. 10 m foran stuff ved sonderboring (slaghammerboring). Fra et enkelt borehull på stuffen ble det spylt inn 5 m<sup>3</sup> med løs, ensgradert sand under fullt vanntrykk (vannlekkasje ca. 200 l/min ut av ett enkelt 51 mm borehull). Det ble utført kjerneboringer for nærmere kartlegging av sonens omfang og karakter. Spesielle injeksjons- og drivemetoder, med bl.a. bruk av "blow-out preventer" måtte benyttes for passering av sonen, som på grunn av liten vinkel med tunnelaksen krysset tunnelen over en samlet strekning på mer enn 25 m.

I mai 1994 ble det igangsatt driving også fra Håkonshella på grunn av de tidkrevende injeksjonsarbeidene på Bjørøysiden, se figur B.34. Gjennomslag fant sted i august 1995 etter 840 m driving fra Bjørøy og 1125 m fra Håkonshella.



Figur B.34 Planlagt og virkelig fremdrift (etter Dahl Johansen, 1995).

Budsjettet kostnad for Bjørøytunnelen var 70 millioner kroner. Endelig kostnad ble hele 130 millioner kroner (av dette betalte byggherren kun 80 millioner kroner).

### B.3.3.d Kommentarer

Med de begrensede undersøkelsene som ble utført for Bjørøytunnelen var det umulig å avdekke de virkelige bergforholdene under sjøen. I den ingeniørgeologiske rapporten ble det anbefalt en

kjerneboring ut under sjøen fra Bjorøysiden, men det fremgikk samtidig at en ikke forventet at en slik undersøkelse ville endre særlig på anslaget for sikring og injeksjon. Basert på de utførte undersøkelsene ble det forventet at mer enn 90 % av tunnelen hadde behov for lite sikring. Ut fra dette valgte entreprenøren å gå i gang med tunneldrivingen uten å undersøke videre.

Vurdering av dårlige soner for den delen av tunnelen som lå under fjorden var utelukkende basert på registrerte seismiske hastigheter, som hadde laveste verdi 3400 m/sek. Dette ble tolket til å være en "normal svakhetsone". Etter at sandsonen ble konstatert fra tunnelen ble det utført mer omfattende refraksjonsseismikk i fjorden, og da målt hastigheter på 2500 - 2900 m/sek, dvs. ekstremt lave hastigheter.

Erfaringene fra Bjorøytunnelen og andre undersjøiske tunneler er:

- For undersjøiske tunneler bør det være en fast regel at tunneltraseen kartlegges sammenhengende med refraksjonsseismikk, praktisk talt fra strandlinje til strandlinje.
- For undersøkelse av spesielt markerte svakhetssoner bør geofysiske undersøkelser som refraksjonsseismikk suppleres med kjerneboring.
- God geologisk forståelse og regional/struktur-geologisk kunnskap er viktig for å kunne etablere en best mulig ingeniørgeologisk prognose.

### B.3.4 Lieråsen jernbanetunnel

Bygging av den 10,7 km lange Lieråsen jernbanetunnel mellom Asker og Lier ble påbegynt i 1963. Tunnelen ble tatt i bruk i 1971. Tverrsnittet er 70 m<sup>2</sup> med 10,5 m spennvidde, overdekningen varierer fra få meter til 180 m.

#### B.3.4.a Forundersøkelser

Så vidt vi har kunne bringe på det rene ble det foretatt få forundersøkelser. Etter at tunnelarbeidene var påbegynt, ble det imidlertid foretatt omfattende geologiske undersøkelser fordi tunnelen kom inn i dårlig berg på begge sider.

#### B.3.4.b Geologi

På Asker-siden i øst ble tunnelen i en lengde av ca. 900 m drevet gjennom kalksilikater og hornfels. Resten av området langs tunnelen, med unntagelse av et mindre breksjeparti ved påhugget på Lier-siden utgjøres av drammensgranitt.

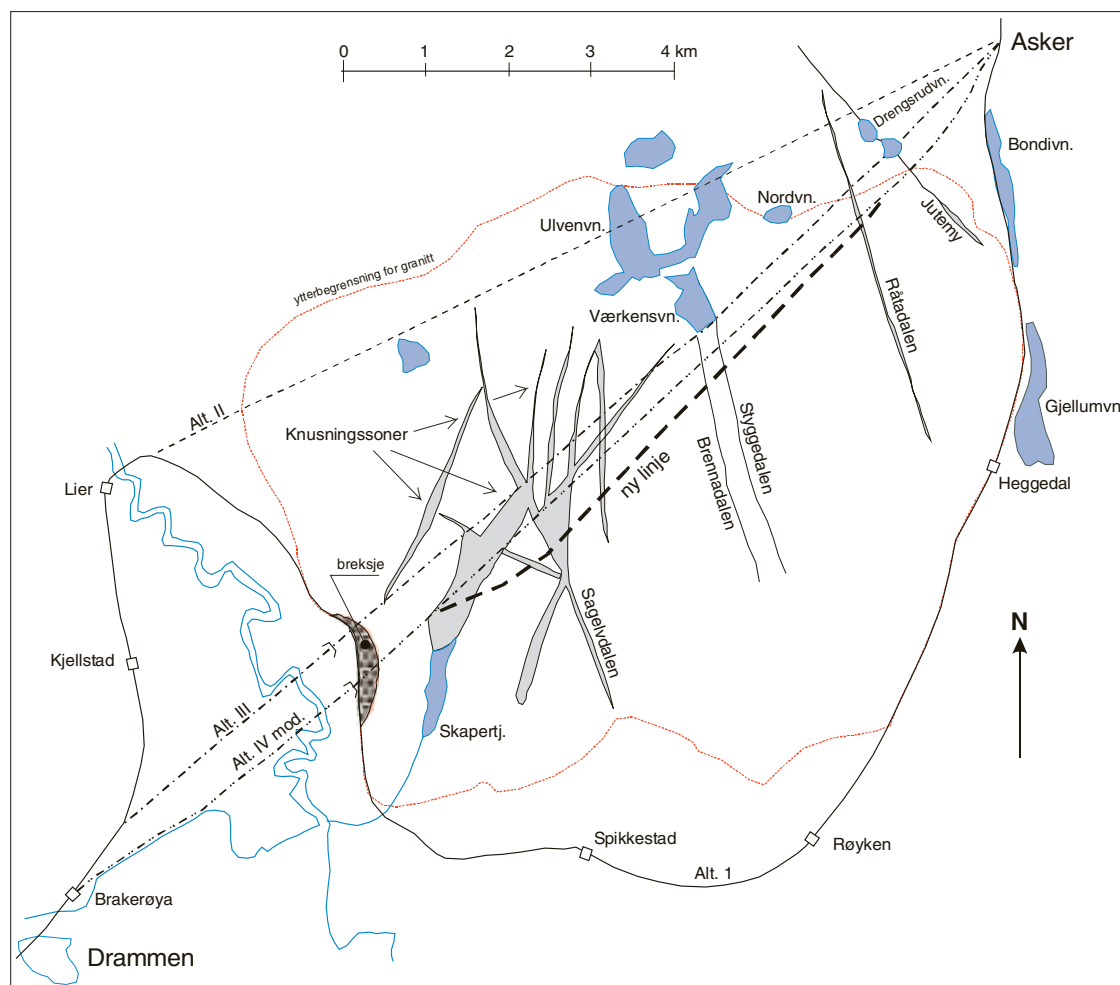
Berggrunnen gjennomsettes av flere store og til dels regionale forkastninger. Disse mente en fra tidligere erfaringer – spesielt fra Sørlandsbanen – å kunne mestre. *"Visse geologiske forhold tydet på at det kunne bli til dels mye sprakefjell", men "selve overraskelsen var svelleleiren hvis art og omfang det selv med omfattende undersøkelser ikke hadde vært mulig å forutsi."*

#### B.3.4.c Erfaringer under drivingen og undersøkelser foretatt

På Asker-siden kom tunnelen i august 1964 etter 1½ års drift inn i Jutemyr-forkastningen, og derved for første gang inn i store svelleleire-soner. I en lengde av ca. 80 m ble fremdriften betydelig forsinket. På Lier-siden hadde det hele tiden vært dårlig fjell med diabasganger, sprakefjell og enkelte partier med svelleleire. Huseby (1968) skriver at *"Vanskelighetene ble etterhvert så store at det av hensyn til driftplanlegging og med henblikk på eventuell traséflytning ble besluttet å sette i gang geologiske undersøkelser fra høsten 1964. I grove trekk ble det gjort etter følgende opplegg: 1. Flybildetolkning, – 2. Dypboringer, - 3. Kartlegging i marka.*

*På flybilder ble minst 50 forkastninger og sprekkesoner av betydning for tunnelen lokalisert. Ett system i nord-sydlig retning med steilt fall viste seg å gå på tvers av traséen, mens et annet fra NØ mot SV og med 70 – 80° fall mot syd gikk mer langsetter. Det ble også oppdaget at tunnelen i den vestre delen nord for Skapertjern var lagt midt etter en knusningsone i en lengde av omtrent 2 km."*

"6 diamantboringer med kjerneopptak og 2 meiselboringer med vanngjennomgangsmålinger ble utført. Samlet lengde diamantborehull var 1150 m. Oppsprukket fjell og svelleleire ble flere steder påvist."



Figur B.35 Linjealternativer og geologisk oversikt. Av 4 forslag til linjeføring for dobbeltsporet jernbane Asker – Drammen valgte en det såkalte 'Alternativ IV, modifisert, for å unngå altfor nær beliggenhet til noen større vann i nærheten (etter Huseby, 1968).

Da det på Asker-siden forelå risiko for lekkasje fra et nærliggende vann og man samtidig var redd for å ødelegge noen borebrønner i fjell like ved tunnelen, ble berggrunnen nøye undersøkt og kartlagt her. På Lier-siden ble det ikke tatt opp kart og profiler, men ved befaringer var man blitt oppmerksom på store gjennomsettende bruddlinjer som kunne skape dårlig fjell for tunnelen. Kartskissen figur B.35 viser både linjealternativene og en forenklet geologisk fremstilling av berggrunnen.

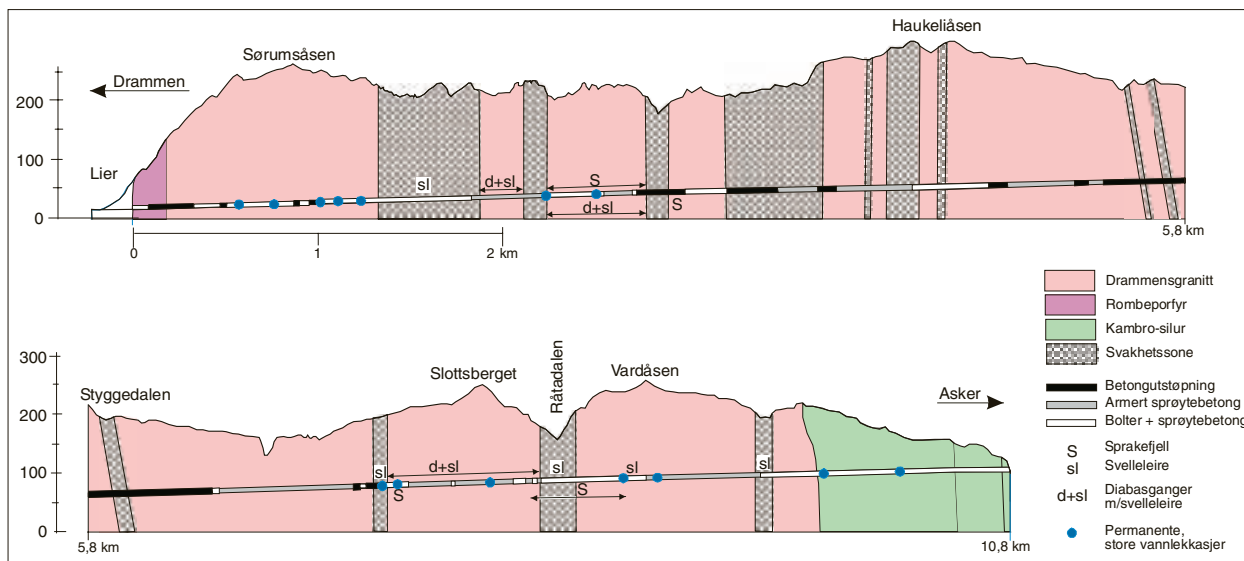
Det fremlagte geologiske kartmaterialet resulterte i at Drammensbanens Dobbeltsporanlegg høsten 1965 fremmet forslag om å føre tunnelen litt lenger syd for å unngå endel store, langsgående knusningssoner. Avdreiningen ble foretatt for begge stuffer en tid senere, og i 1967, 4 år etter byggestart, ble forslaget til denne linjeomleggingen godkjent av Hovedstyret.

#### B.3.4.d Driveforhold

I september 1968 da det flere steder i tunnelen var lekkasjer, ble vannmengden pumpet ut på Asker-siden oppgitt å være ca. 1,92 m<sup>3</sup>/døgn

"Tunnelen var etter nesten 5 års drift ved årsskiftet 1967-68 til sammen fra begge stuffer drevet ca. 5700 m eller 53% av hele lengden. Dette beskjedne resultatet skyldes at granittfjellet har vist seg dårligere enn opprinnelig antatt."

"Tunnelfjellet må sies å være svært inhomogent. Granitten veksler mellom grovkornige, finkornige og porfyriske varieteter, og ofte støter man på uregelmessige aplitter og diabasganger. Soner med dypforvitret fjell og svelleleire er et karakteristisk trekk." (Huseby, 1968).



Figur B.36 Snitt langs tunnelen, med geologi og erfaringer.

Figur B.36 viser forenklet sammenstilling av geologi og sikring.

Etter at tunnelen var tatt i bruk i 1971 fortsatte sikringsarbeider med sprøytebetong helt til 1975. I 1973 og i 1976 forekom alvorlige nedfall, deretter ble 4000 bolter innsatt.

#### B.3.4.e Kommentarer

Granitt er vanligvis ansett å være en "grei" bergart å drive tunnel i. I denne delen av drammensgranitten er det store regionale forkastninger som er lett synlige i topografien. Det er viktig å ta hensyn til disse ved lokalisering av tunnelen.

Det ble sannsynligvis utført meget sparsomt med grunnundersøkelser før bygging. Dette førte til valg av en meget ugunstig tunneltrasé. Et annet trasévalg kunne redusert en del av problemene under driving.

Mange av de store problemene som oppsto under driving av Lieråsen tunnel ville sannsynligvis vært betydelig mindre i dag med langt bedre metoder for sikring og injeksjon.

### B.3.5 Rendalen kraftverk

Tilløpstunnelen for Rendalen kraftverk på 43 m<sup>2</sup> er 29 km lang og ble drevet fra 6 tverrslag fra 1966 til 1971. Trykksjakten ved kraftstasjonen har 45° helning, er 220 m lang og stålforet. Total trykkehøyde er 215 m med en installasjon på 100 MW.

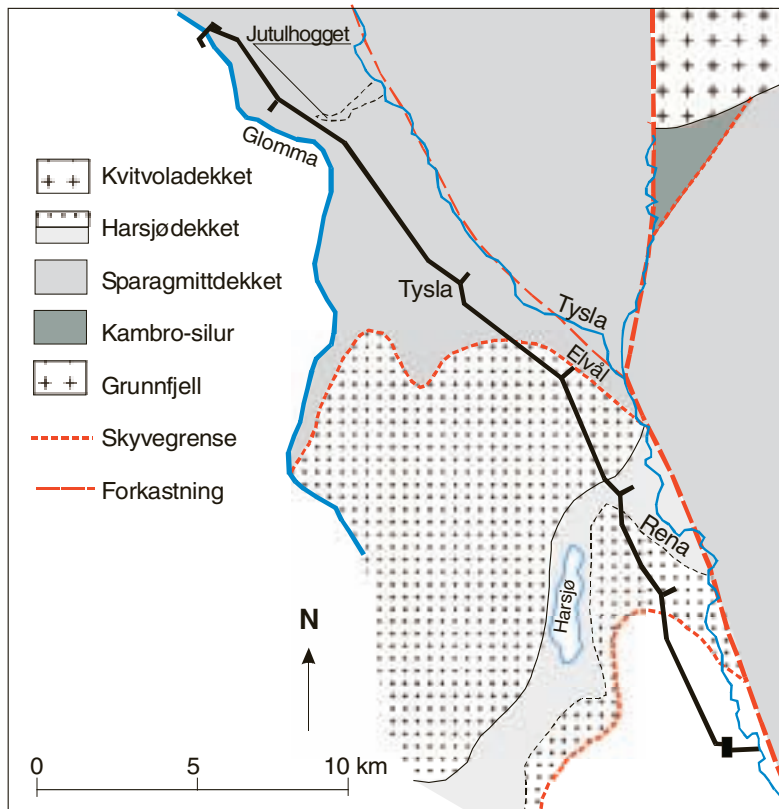
#### B.3.5.a Utførte grunnundersøkelser

Det ble utført en enkel ingeniørgeologisk vurdering for en stor del basert på tolkning av flybilder og befaringer til påhugsområdene. I opprinnelig kraftstasjon ble det foretatt kjerneboring med et par hull. Resultatene fra disse førte til at kraftstasjonen ble flyttet.

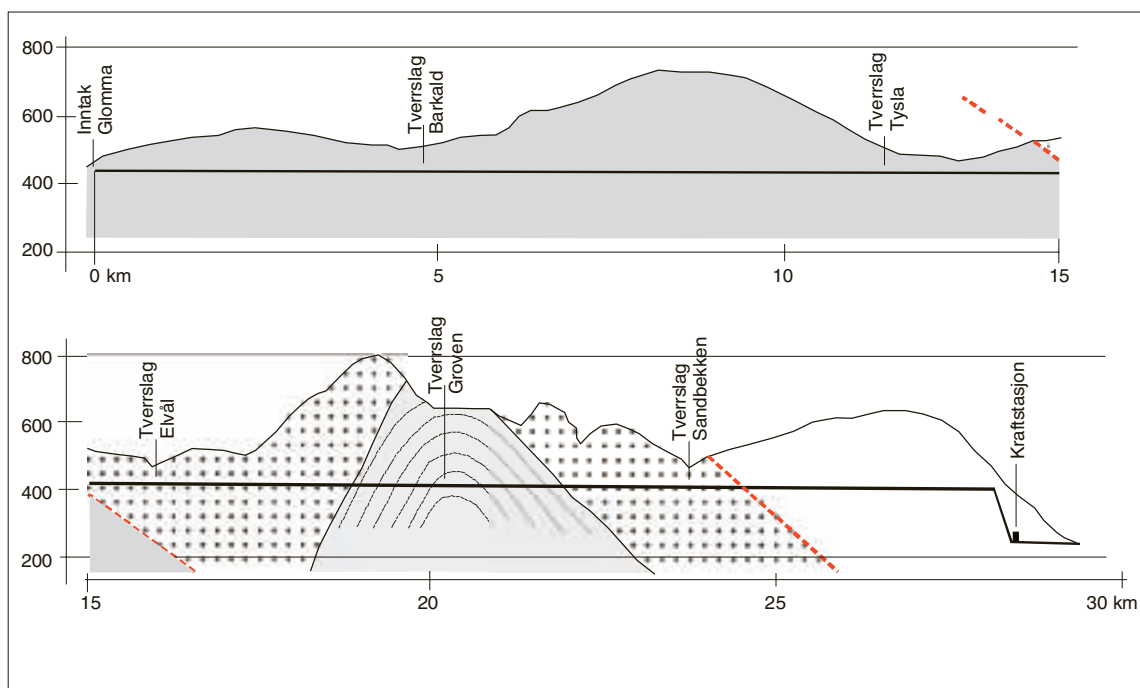
#### B.3.5.b Geologi og driveforhold

Hele anlegget ligger i det såkalte sørnorske sparagmittområdet, dvs. bergarter av sen-prekambrisk (sparagmittisk) alder. Karakteristisk er de store overskyvningene med flere skyvedekker. Hele anlegget ligger i overskjøvne bergarter.

De første ca. 15 km av tilløpstunnelen fra inntaket i Glomma ligger i en grårød kvartsittisk sandstein (sparagmitt) med stedvise tynne soner av skifer og konglomerat. Etter passering av en skyvesone med fall sørover kommer tunnelen inn i et nytt skyvedekke fram til 25 km. Dette er meget komplekst oppbygget med en lys kvartsittisk bergart først og deretter en mørk massiv sandsteinsbergart. Det hele er foldet om en sentral antiklinal av svart skifer, kalkstein og konglomerater. Deretter passerer en ny skyvesone også med ca. 15° fall mot sør mot Kvitvola skyvedekke. Bergartene her utgjøres av en lys rødlig, meget lagdelt og presset kvartsittisk sandstein (sparagmitt).



Figur B.37 Geologisk oversikt (etter Kjølberg, 1985).



Figur B.38 Snitt langs tilløpstunnelen (etter Kjølberg, 1985).

Rendalsforkastningen følger Rendalen nær parallelt tilløpstunnelen. Berggrunnen på vestsiden der tunnelen ligger, har sunket ned flere hundre meter i forhold til østsiden.

Tunnelen krysser de flattliggende skyvesonene slik at disse følger tunnelen over lange strekninger. Skyvebevegelsene har ført til lokale forskyvninger også i sideberget i betydelig avstand fra hovedsonene. Bergmassene her er derved blitt sterkt oppsprukket, presset og delvis omvandlet med leire på alle lagdelingsplanene men også på andre sprekker og stikk. Disse bergmassene var meget ustabile og resulterte i betydelig sikring over lange partier i tunnelen. Mellom tverrslagene Elvål og Tysla hvor den første skyvesonen ble passert, hadde de skyvepåkjennte bergmassene en lengde langs tunnelen på 5 km der det ble utført 63 % utstøpning.

Bevegelsene langs Rendalsforkastningen medførte skjærbevegelser som åpnet mange slepper i sonens sideberg. Disse vertikale sleppene krysset tunnelen under liten vinkel. Til dels store leirmengder førte til lange og hyppige utstøpninger.

I det foldete midtpartiet oppsto spesielle stabilitetsproblemer som medførte atskillig sikring. I bruddsonene, særlig i de kvartsittiske bergartene var det pga. strekkspenninger dårlig innspenning. Dette medførte hyppige og overraskende blokkfall i tillegg til at de åpne bruddsonene ofte ga store vannlekkasjer.

#### *B.3.5.c Sikring*

Stabilitetsproblemene langs store deler av tilløpstunnelen var store og omfanget av sikring på stoff, så vel som bak stoff, var større enn det som har forekommet på noe norsk kraftverk.

Rendalen var det første norske anlegget der sprøytebetong ble benyttet i stort omfang. Metoden ble brukt på stoff, som sikring alene så vel som sikring før utstøpning. Således ble permanent sikring med nettarmert sprøytebetong tatt i bruk i stor grad. Totalt ble 46% av tilløpstunnelen sikret med sprøytebetong, armert eller uarmert. Det ble overalt benyttet tørrsprøyting.

Av de 8600 m (29,5 %) betongutstøpning ble hele 7900 m utført på stoff i tilløpstunnelen. I tillegg ble 500 m veggstøp benyttet, samt utstøpning av hele avløpstunnelen.

11.000 innstøpte perfobolter ble montert, til dels som forankring av armert sprøytebetong.

De til dels meget dårlige driveforholdene ført til at anlegget ble vesentlig dyrere enn planlagt.

#### *B.3.5.d Inspeksjon etter 14 års drift*

Inspeksjonen av tilløpstunnelen viste stort sett god stabilitets-situasjon med kun to ras av betydning på 50 – 100 m<sup>3</sup> samt noen blokknedfall. Kun et sted var betongutstøpningen blitt påført skader, selv om de fleste støper som nevnt hadde blitt utført på stoff der det oftest var vanskelige arbeidsforhold med til dels meget ustabile bergmasser.

Inspeksjonen viste også at det aller meste av sprøytebetongen fremdeles hadde god kvalitet.

#### *B.3.5.e Kommentarer*

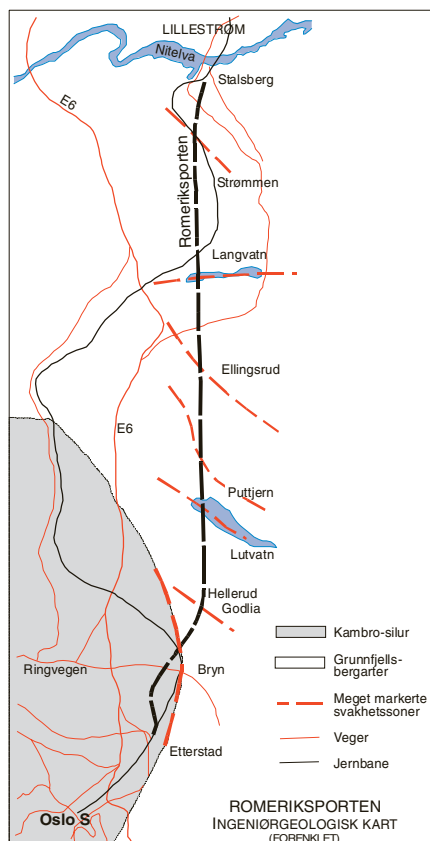
God geologisk forståelse og flere forundersøkelser kunne ha avdekket mange av problemene som oppsto under driving av tunnelene. Det er imidlertid tvilsomt om et annet trasévalg kunne ha gitt bedre grunnforhold.

Med dagens sikringsmetoder ville en del av problemene blitt redusert, men de meget ustabile forholdene på stoff ville også i dag ha voldt store anleggstekniske problemer.



### B.3.6 Romeriksporten jernbanetunnel

Romeriksporten er en 13,8 km lang jernbanetunnel (110 m<sup>2</sup> tverrsnitt) som går fra Etterstad i Oslo til Stalsberg like ved Lillestrøm. Figur B.39 viser et forenklet ingeniørgeologisk kart over området for tunneltraséen. Tunneldriften startet opp sommeren 1994 og første flytog gjennom Romeriksporten gikk i august 1999.



Figur B.39 Forenklet ingeniørgeologisk kart (Bollingmo 1999).

#### B.3.6.a Utførte forundersøkelser

En oppsummering av de utførte ingeniørgeologiske forundersøkelsene er vist i tabell B.4, kostnadstall er angitt som ca. pris (oppgitt av Bollingmo, 2003).

Tabell B.4 Utførte geologiske forundersøkelser.

Undersøkelse	Ca. kostnad i 1000 kr	Kommentar
Ingeniørgeologiske forstudier, inkl. kartlegging og rapport	400	
Kjerne- og fjellkontroll-boringer	1300	4 kjerneborhull på totalt. 122 m 334 fjellkontrollboringer
Planlegging og oppfølging av geotekniske feltundersøkelser, dybdekart for løsmasser	250	Utført av person ansatt ved NSB Gardermobanen AS
Sum kostnad	1950	

De geotekniske feltundersøkelsene ble utført for å bestemme løsmassenes mektighet og karakter. Det ble i tillegg til det som er nevnt i tabellen over satt ned en del piezometer for registrering av grunnvannsnivået i løsmasseområder med setningspotensiale. Kjerneboringene er utført for å bestemme bergmassens egenskaper i en forkastningssone ved Bryn (overgangen mellom kambro-silurbergartene og grunnfjellsbergartene).

### B.3.6.b Geologi

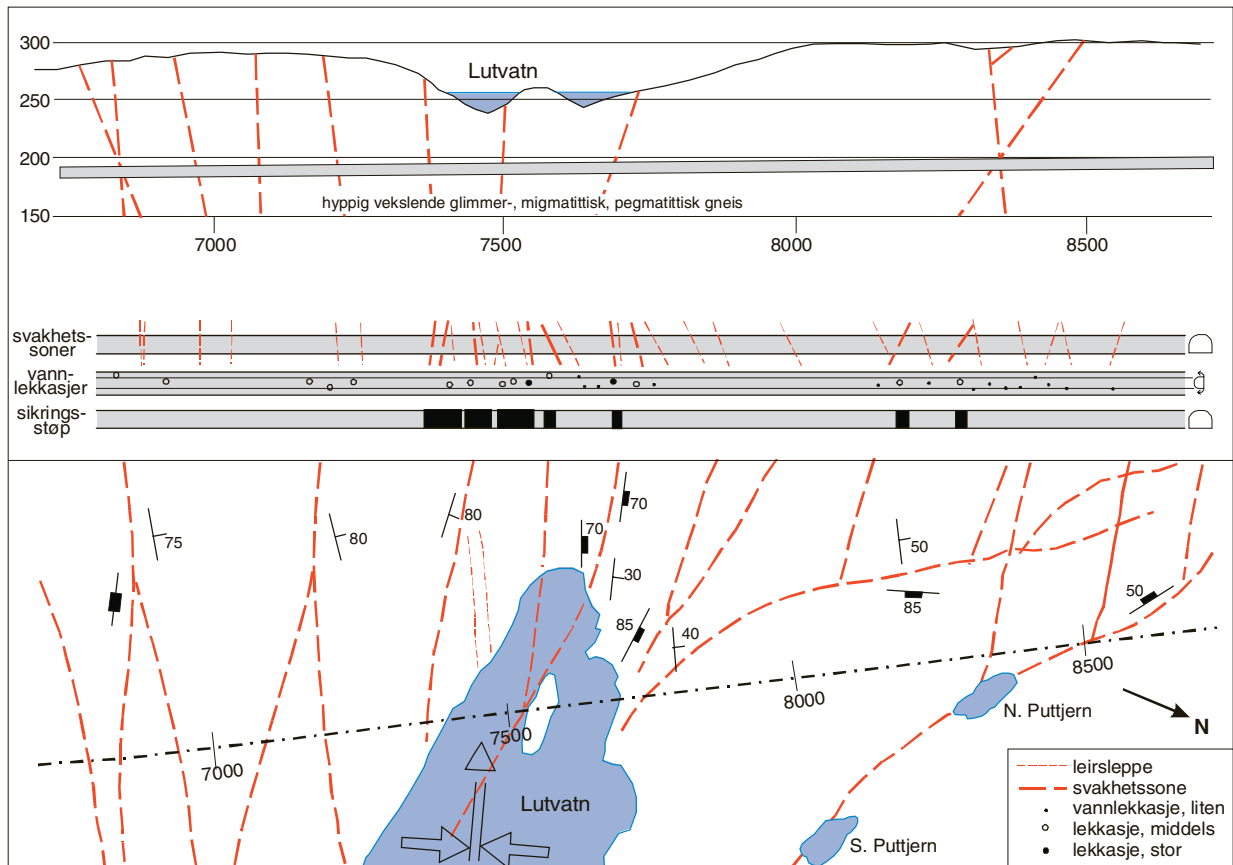
Romeriksporten starter i Oslofeltets kambro-silur bergarter ved Etterstad, med liten overdekning, bygninger nært over og liten frihetsgrad i linjeføring. Ved Bryn krysses østlige randforkastning til Oslofeltet, på et sted med liten fjelloverdekning og tung infrastruktur på bløt leire over. Inn under boligområdene Godlia og Hellerud går tunnelen i grunnfjellsgneis og har stort sett 50 - 120 m fjelloverdekning. Tunnelen krysser flere sprekkesoner med strøk omtrent nord-syd. Mellom Hellerud og Ellingsrud går tunnelen inn under Nordmarka i ca. 3 km lengde. Grunnfjellsgneis med amfibolitt dominerer, og det opptrer markerte svakhetssoner i nord-syd retning. Overdekningen er 150 - 230 m. I ettertid ble det oppdaget at berget her er eller har vært influert av strekk øst-vest, som har bidratt til mange usammenhengende og irregulære kanaler og dårlig konsolidering i svakhetssonene. Resten av tunnelen, mellom Ellingsrud og Stalsberg, går i grunnfjellsgneis under bebygget område, og med fjelloverdekning 20 - 80 m (Beitnes, 1998).

### B.3.6.c Vannlekkasjer i tunnelen

På strekningen mellom tverrslagene ved Jernbaneveien (Bryn) og Starveien (like nord for Ellingsrud) ble det tidlig påtruffet vannlekkasjer. De største lekkasjene ble påtruffet mellom profil 7000 og 8500, under Lutvann og Nordre Puttjern, se figur B.40. Lekkasjene på en sonderboringsomgang (6 stk. sonderhull) var inntil 1000 l/min, og 100 - 200 l/min i et enkelt sonderhull var vanlig. Vanntrykket i Lutvannsonen ble målt til 12-13 bar, og dette tyder på svært åpne sprekker med kontakt opp til Lutvann (den vertikale avstanden fra tunnelen og opp til overflaten av Lutvann var ca. 120 meter).

I området med de største vannlekkasjene besto bergmassen av vekslende gneisbergarter (migmatitt, amfibolitt, glimmer og pegmatitt) med noen svakhetssoner. Svakhetssonene besto i hovedsak av oppsprukket til oppknust bergmasse med noe kloritt/leire på sprekker (0 - 5 mm leire). I enkelte svakhetssoner var det slepper med større mektigheter med leire. I svakhetssonene varierte bergkvaliteten fra  $Q = 0,1$  til  $Q = 4$ , og det ble utført til sammen ca. 200 m med full utstøpning under Lutvannsonen og Puttjernsonen.

Da vannlekkasjene ble påtruffet, ble det igangsatt forinjeksjon, totalt er det utført 221.000 bormeter (injeksjonsboring), injisert 6.900 tonn sement og 358.000 l kjemiske midler (Melbø, 1999). Det viste seg imidlertid at bergmassen var vanskelig å få tett. Kombinasjonen av høyt vanntrykk og forholdsvis åpne sprekker og tett oppsprukket bergmasse var svært uheldig. Det var flere tilfeller med gjentatte injeksjonsomganger på samme stuff uten tilfredsstillende resultat. Stoffen ble full av injeksjonshull og problemer med utganger i stoffen var stor. Det utviklet seg en oppgitthet og fortvilelse over manglende resultater med forinjeksjon. Selvsagt ble fremdriften sterkt redusert med den omfattende forinjeksjonen, og det ble etter hvert bestemt at restlekkasjer skulle tas ved etterinjeksjon.



Figur B.40 Ingeniørgeologisk kart sammenstilt med sikringsstøp, vannlekkasjer og svakhetssoner påtruffet i tunnelen.

#### B.3.6.d Innvirkning av vannlekkasjene på grunnvannstanden

Virkningen av vannlekkasjene på grunnvannstanden i Romeriksporten kan deles i to:

1. Senket grunnvannstand i Østmarka friluftsområde
2. Redusert poretrykk, og dermed setninger og skader på boliger

Det var stor media oppmerksomhet rundt grunnvannstanden i Lutvann og Puttjern i Østmarka. Gardermobanen AS måtte søke NVE om konsesjon på grunn av påvirkning på vassdrag i dagen. Det ble gitt konsesjon med krav til maksimum lekkasjer på delstrekninger. For å innfri disse konsesjonskravene ble det utført en betydelig innsats på etterinjeksjon. For å sikre seg at grunnvannstanden i og rundt Puttjern skal holde seg på et akseptabelt nivå også i tørre sommermåned ble det satt i gang vanninfiltrasjon fra tunnelen i mai 1999. Anlegget har stort sett vært i daglig drift i tørre perioder.

Det ble på forhånd vurdert hvor det kunne være størst fare for setninger, og det var etablert poretrykksmålere og setningsbolter i hus for å kunne overvåke eventuelle grunnvannsendringer og setninger. Under bydelen Hellerud ble det oppnådd en gjennomsnittlig innlekkasje på ca. 24 l/min pr 100 meter etter forinjeksjon. Dette var imidlertid ikke tilstrekkelig for å opprettholde grunnvannstanden og det ble registrert setninger på flere boliger. I andre boligområder som Godlia og Lørenskog ble det også registrert skader. Totalt skadeomfang på bygninger er kalkulert til 80 – 100 mill. kroner. Det er i ettertid etablert flere brønner fra dagen for permanent vanninfiltrasjon.

#### B.3.6.e Kostnader

Alle de problemene som har oppstått i forbindelse med Romeriksporten har hatt svært store konsekvenser på kostnadene. Ordinære kostnader for grunnarbeider var på 650 mill. kroner. Totale kostnader for grunnarbeider ble ca. 1.440 mill kroner (Melbø 1999). Det vil si at grunnarbeidene ble 790 mill. kroner dyrere enn antatt.

### B.3.6.f Kommentarer

Med tanke på omfang av forundersøkelser relatert til det som ble påtruffet er det flere erfaringer som kan trekkes frem:

- De største avvik i forhold til forventet er knyttet til vannlekkasjer og injeksjonens vanskelighetsgrad. Det er likevel et faktum at kontrakten inneholdt 10.000 timer til injeksjon, og at bare 7500 ble brukt.
- Svakhetssonene under Lutvann og Puttjern var angitt på ingeniørgeologisk kart, og det kan selvfølgelig diskuteres om flere undersøkelser som refraksjonsseismikk og/eller kjerneboring ville avdekket de vannførende sonene. Overdekningen er forholdsvis høy (120 til 200 meter) i områdene med størst lekkasjer, og kjerneboring gjennom svakhetssonene ned mot tunnelnivå ville nok gitt tilleggsinformasjon, men det er usikkert om kjerneboring hadde truffet soner som kunne tolkes som vannførende og problematiske i forhold til injeksjon. Det ble erfart under drivingen at bergmassen og vannlekkasjer varierte svært raskt. Refraksjonsseismikken gir seismisk hastighet i de øverste 20 m av bergmassen, og det er ikke sikkert refraksjonsseismikk ville endret noe på prognosene i forhold til vannlekkasjer og injeksjon. Det ble sommeren 1996 utført refraksjonsseismikk i området Lutvann og Puttjern som avdekket flere lavhastighetssoner.
- Metoder som 2D resistivitetsmålinger (dybderekkevidde ned mot 120 meter) og borehullslogging med blant annet videoinspeksjon og prøvepumping kunne gitt verdifull informasjon om åpne og vannførende sprekker, men var på det tidspunktet lite brukt i Norge.
- Det burde vært utført en sårbarhetsanalyse langs tunneltraseen for å påvise områder som kunne blitt påvirket av grunnvannsenkning, både med tanke på setninger av bebyggelse og skade på fauna/drenering av vann. Sårbarhetsanalyser er etter drivingen av Romeriksporten blitt en vanlig del av forundersøkelsene, men var lite benyttet på det tidspunktet.
- Ut fra forventet permeabilitet i bergmassen langs tunnelen og resultat fra sårbarhetsanalysen burde det vært satt opp krav til maksimum innlekkasje langs tunnelen. Veiledende lekkasjegranser (grenser for når injeksjon skulle utføres ut fra resultat fra sonderboring) var satt opp, men da injeksjonen tok tid og man begynte å få problemer med fremdriften ble det straks et press for å lempe på kravene. Dette skulle ikke skjedd.
- Ut fra krav til tetthet skulle det vært laget en detaljert plan for utføring av forinjeksjonen som avspeilet en gradert innsats avhengig av tetthetskrav. Det kan her sies at dette var ikke vanlig på den tiden Romeriksporten ble drevet, raske tilpasninger avhengig av bergmassekvalitet og erfaringer underveis var vanlig filosofi. Her har det skjedd en stor utvikling etter Romeriksporten.

I tillegg til det som er nevnt over er det nødvendig å peke på viktige erfaringer som ikke har direkte med forundersøkelser å gjøre:

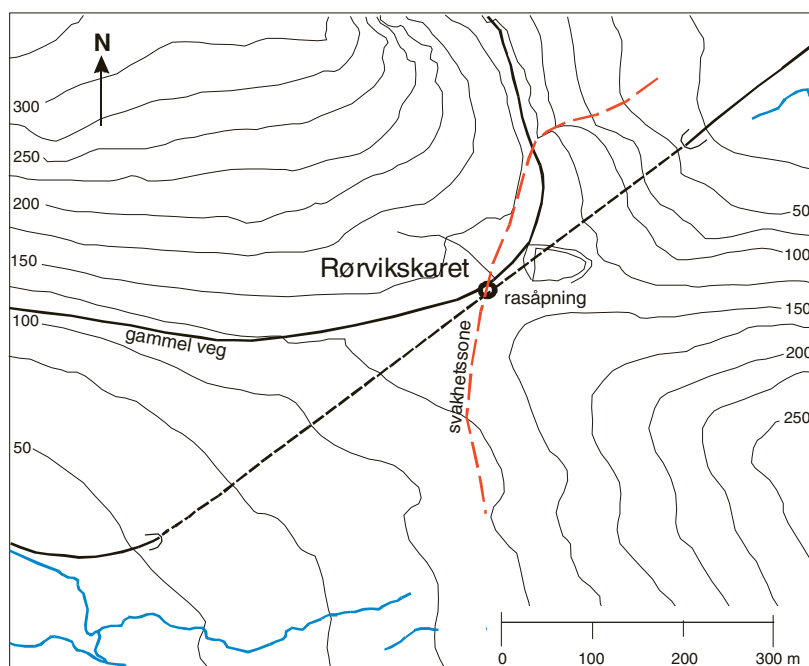
- En av de viktigste erfaringene å ta med seg fra Romeriksporten er at man ikke må lempe på kravene i forhold til tetthet selv om man støter på problemer. Det er viktig å bruke den tiden som trengs på forinjeksjon. Etterinjeksjonen viste at det var mulig å få bergmassen omtrent så tett som ønsket.
- Tett oppfølging og overvåking av grunnvannstanden er viktig, men enda viktigere er det å reagere raskt viss senkning av poretrykket blir registrert. Det skjer raskt setninger om vannet får renne. På Hellerud tok det for lang tid før vanninfiltrasjon ble igangsatt.
- Når problemene oppsto (helst før) burde det vært oppnevnt en referansegruppe med representanter fra både byggherre og entreprenør i tillegg til en nøytral person som kunne vært til hjelp og kommet med forslag til forbedringer.

### B.3.7 Rørvikskaret vegtunnel

Planene for bygging av Rv. 19 i tunnel under Rørvikskaret ble utarbeidet i 1964. Tunnelen med tverrsnitt 62 m<sup>2</sup> har lengde 740 m, se figur B.41.

### B.3.7.a Undersøkelser

Ved den geologiske undersøkelsen ble det klart at traséen krysset en sone med dårlig berg under en liten vinkel. En forskyvning av traséen ble derfor anbefalt.



Figur B.41 Oversikt Rørvikskaret tunnel.

### B.3.7.b Geologi

Berget i området består av massive, krystallinske bergarter som stort sett varierer i sammensetning fra syenitt til granitt. Bergartene er stort sett skifrige.

### B.3.7.c Driveforhold

I 1969 ble imidlertid tunnelarbeidene igangsatt etter den opprinnelige planlagte trase (lengde 740 m). Etter å ha drevet 196 m inn i tunnelen traff en den 18. mars 1970 på en svelleleiresone. I følge anleggsledelsen klassifiserte en ingeniørgeolog sonen som en "lomme" med leirmateriale. Utlasting av leirmaterialet ble derfor igangsatt like etter påske, men den 4. april ble det observert setninger i terrenget 25 m sør for tunnelaksen i Rørvikskaret. Utlastningen ble da innstilt.

Siden ble det i april-mai 1970 forsøkt å injisere rasmassene og deretter stimplingsforsøk. Begge forsøk var mislykket. Man besluttet da å gå rundt rasstedet med en 50 m lang arbeidsstoll. Denne ble utført i løpet av juni og fram til sommerferien.

Den 1. desember 1970 var det gjennomslag på Rørviksiden. De ca. 500 m av tunnelen fra rasstedet til utløpet ved Rørvikvannet ligger i meget godt berg.

I første halvdel av 1971 utførte man nødvendig rensk og sikring i tunnelen på hver side av rasområdet samt grøftesprengning og portalstøp. Man lastet også ut i svelleleiresonen ca. 50.000 m<sup>3</sup> og et stort raskrater hadde nå utviklet seg i terrenget over tunnelen.

I januar og februar 1972 forsøkte man å montere et korrugert stålhvelv gjennom sonen. Rasaktiviteten ble imidlertid så stor at en måtte innstille arbeidet i tunnelen i siste uke av februar 1972. Sonen var nå nærmere 30 m lang i tunnelnivå.

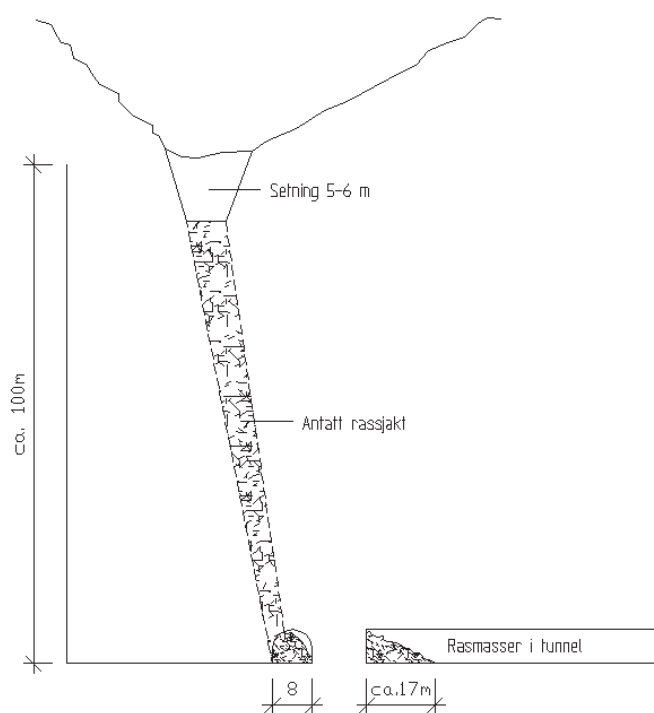
Rasaktiviteten var stor hele våren, men den avtok i august 1972. I september og oktober ble det ikke registrert ras i sonen. Først i november begynte man derfor å montere et stålrør med diameter 10 m og

platetykkelse 7 mm. Planen var at man mellom stålhelvet og en indre forskaling skulle støpe en 50 cm armert konstruksjonsstøp.

Arbeidet gikk bra fram til jul og man hadde nesten dekket hele rassjakten da store nedbørmengder satte inn. Natten til 4. januar raste 4 store steinblokker ned fra ca 30 m høyde og deformerte 60 % av stålhelvet. Reparasjonsarbeidene ble startet opp 26. januar og sluttført den 5. mars 1973. Man fortsatte med støpearbeidene den 6. mars på tross av problemer med snøras. Klokken 10,00 den 10. mars raste imidlertid ca 150 m<sup>3</sup> steinmasser ut fra 60 m høyde i rassjakten og klemte sammen både betong- og stålhelvet. Trolig var det et kraftig regnvær den 9. mars som forårsaket raset.

Etter det siste raset besluttet man derfor å støpe en kompakt betongkloss fra bunnen av rassjakt og ca. 10 m høg (ca 3000 m<sup>3</sup>), slik at en kunne drive tunnel gjennom betongen i rassonen. Etter at støpearbeidene var fullført til ferien 1974, fylte man 4000 m<sup>3</sup> sand og steinmasse over proppen. Tunnelen ble ferdig drevet og utforet med membranisolert støp til oktober 1974 da den ble åpnet for vanlig trafikk.

Vanskelighetene forlenget byggetiden med ca. 3 år, og kostnadene beløp seg til ca 6,5 mill kr. Prosjektet var opprinnelig beregnet til å koste ca 3 mill kr.



Figur B.42 Rassituasjonen i Rørvikskaret tunnel.

#### B.3.7.d Kommentarer

Et galt sikrings-/driveopplegg tatt i betraktning svelleleirens egenskaper førte til rasutviklingen.

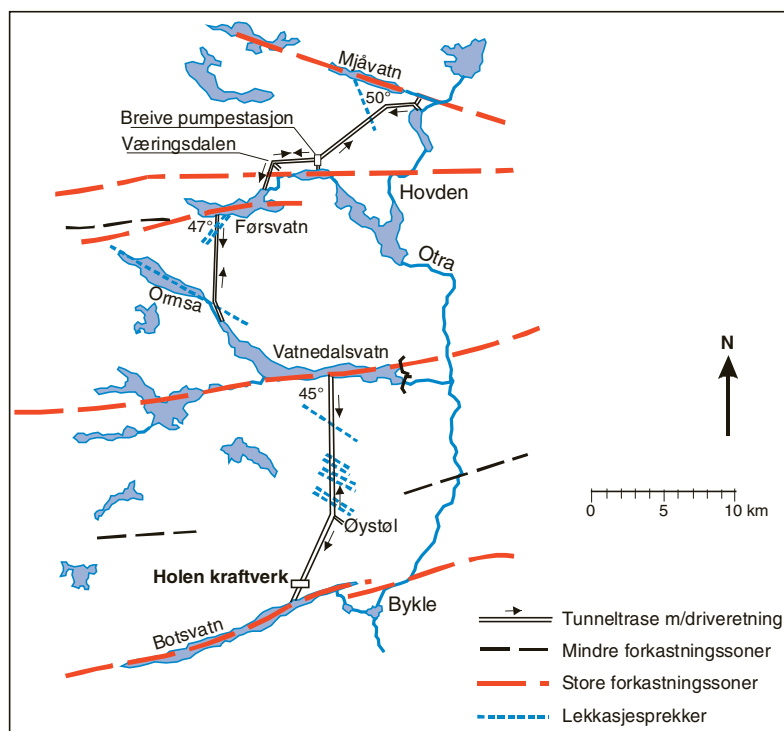
### B.3.8 Overføring av Otra til Vatnedalsvatn

Overføringen av Otra til Vatnedalsvatn, se figur B.43, ble bygget 1979 – 1982 i forbindelse med Øvre Otra utbyggingen. Vannet fra Vatnedalsvatn ble ført videre til Bossvatn med kraftproduksjon i Holen kraftverk, se seksjon 3.9. Tabell B.5 viser de tunnelseksjonene som inngår i overføringen, alle tunnelene med tverrsnitt 35 m<sup>2</sup>. Pumpestasjon Breive løfter vannet fra Otra opp i Førsvatn for videre overføring til Vatnedalsvatn.

Tabell B.5 Tunneldata.

Tunnelseksjon	Lengde	Planlagt driving fra:	I tillegg nødvendig med drift fra:
Tunnel Lislevatn – pumpestasjon Breive	7 km	Breive pumpestasjon og Mjåvassdalen (ved Lislevatn)	
Pumpestasjon Breive – Førsvatn	4 km	Breive pumpestasjon	Tverrslag i Væringsdalen
Førsvatn – Vatnedalsvatn	5,8 km	Vatnedalsvatn	Førsvatn

Som tabellen viser var det opprinnelig planlagt drift fra 2 steder, men det oppsto imidlertid en mengde problemer under driving av disse tunnelene som gjorde at ytterligere 3 nye drifter ble nødvendig for å holde tidsplanen. En del av disse problemene er omtalt i det følgende.



Figur B.43 Oversikt over øvre overføring Otra til Vatnedalsvatn og tilløpstunnel ved Holen kraftverk.

### B.3.8.a Forundersøkelser

Det ble under planleggingsprosessen foretatt flyfotostudier og ingeniørgeologiske befaringer til området.

### B.3.8.b Geologi

Området ligger delvis i sør-norske grunnfjellsområdet, dels i den såkalte Breivegruppen i Telemarkformasjonen. Bergartene i grunnfjellet består av diverse typer gneiser: øyegneis, amfibolittisk gneis, monzonitt, granittisk gneis, mens Breive-gruppen hovedsakelig utgjøres av lys finkornet gneis av sedimentær opprinnelse (leptitt), kvartsporfyrt og arkositt.

Det opptrer flere regionale forkastninger med retning tilnærmet Ø – V med dannelse av fiederspalter (som ofte er sprekker med lave spenninger). 40 – 60° på disse opptrer til dels åpne sprekker (fiederspalter) som mange steder førte til store vannlekkasjeproblemer i tunnelene.

### B.3.8.c Erfaring fra driving

Overføringstunnelen krysser mange, til dels stabilitetsmessig vanskelige soner. Suksessiv sprengning og betongutstøpning på stoff måtte benyttes mange steder for å komme gjennom. I tillegg til stabilitetsproblemer krevde arbeider med vannlekkasjer utenom leirsoner svært mye tid. Selv om injeksjon i vanntunneler som dette kun ble utført i den grad det var nødvendig for anleggsdriften, viste

erfaringene fra Otra-overføringen at arbeidene allikevel kan bli ganske omfattende. Stuffer drevet på synk var spesielt sårbare for vannlekkasjer. I denne forbindelse kan nevnes at her ble produktene Rescon Cemsil og Mauring aktivt tatt i bruk, hvilket kunne redusere herdetiden fra injeksjon til sprengning fra 24 timer til 4 timer.

#### Tunnel Ormsa - Førsvatn

Den vanskeligste svakhetssonen (Ormsa-forkastningen) ble påtruffet i tunnelen drevet fra Vatnedalen. Sonen som inneholdt både svelleleire og vann ble først sikret med sprøytebetong. Dette holdt ikke, og det oppsto ras. Stuffen ble derfor støpt igjen og det ble drevet en by-pass ved suksessiv sprengning og støp på stuff. Selv da oppsto flere mindre ras som gjorde at det blant annet ble støpt på røysa. Etter ca. 170 m utstøpning var forkastningen passert. Også på resten av traséen var det uventet mange og mektige knusningssoner. De avtok imidlertid i antall nordover. Her ble systematisk bruk av forbolter ("spiling" bolter) brukt for første gang i Norge, i tillegg ble bruk delte, korte salver for å drive gjennom de vanskeligste partiene.

Det ble utført 40 injeksjoner fra pel 500 – 1100. Lekkasjene kom fra klart definerte sprekker med massivt sideberg. Den største lekkasjen (pel 1000) ble utført på en ca. 20 cm bred, åpen sprekk, delvis fylt med leire og karbonat. Det gikk med 230 tonn injeksjonsmiddel før sonen var tett. Lekkasjen fra denne sprekken ut gjennom et 55 mm sonderhull ble anslått til 2000 l/min.

På grunn av tidkrevende sikrings- og injiseringsarbeider ble det nødvendig å starte vegløs drift fra Førsvatn. All transport måtte foregå med helikopter, og det ble benyttet strømaggregat.

#### Breive pumpestasjon - Førsvatn

Her var det færre soner, men en del problemer ved passering av Breive-forkastningen. Blant annet måtte det påføres sprøytebetong før utstøpning for å sikre arbeiderne under forskalingsarbeidene. Omfattende sikrings- og injeksjonsarbeidene også på denne stoffen førte til at det ble nødvendig med flere angrepspunkter på denne overføringstunnelen. Det ble bygget veg inn i Væringsdalen hvor et nytt tverrslag ble opprettet.

#### Breive pumpestasjon – Lislevatn

Flere av svakhetssonene ga til dels meget vanskelige driveforhold. Det var soner med vann og ukonsolidert leire og stabilitetsmessig vanskelige grunnforhold. Noen av problemene kan oppsummeres slik:

- Ved pel 2450 sprengte man seg inn i en lekkasjesone som medførte langvarige og vanskelige injeksjonsarbeider. Etter dette ble instruks for sonderboring og forinjeksjon innskjerpet.
- Leirsone ved pel 2640 måtte støpes igjen med propp på røysa to ganger, deretter ble vegger støpt under. Da disse måtte tas ned før permanente vegger kunne utføres, oppsto rasutviklingen i veggene. 10 – 20 m<sup>3</sup> leire rant ut i tunnelen. Nye vegger ble støpt og drenasjehull utført før en ny utstøpning ble laget inne i den gamle.
- Sonen på pel 2790 var ikke fullt så komplisert. Den ble injisert, men det gikk likevel ras like etter frispregning. Også her ble det laget permanent støp inne i den gamle, men arbeidene gikk lettere enn ved pel 2640 sannsynligvis fordi injeksjonen hadde redusert lekkasjene.

Også her kom en i tidsnød og lengre drift fra Mjåvassdalen ble nødvendig. I de oppknuste partiene fra pel 2736 – 2900 ble tunnelen nesten kontinuerlig injisert på stuff på denne driften i tillegg til en del partier med dårlig stabilitet.

#### *B.3.8.d Kommentarer*

Det var uvanlig mye problemer ved driving av Otra-overføringen til Vatndalsvatn. Både store, vanskelige svakhetssoner og sprekker med vann var medvirkende til dette. Meget tidkrevende arbeider gjorde at nye stuffer måtte opprettes, hvilket ble meget kostbart.



Det er tvilsomt om de vanskelige grunnforholdene ville blitt avdekket ved vanlige grunnundersøkelser. Forekomst av de store svakhetssonene ville blitt påvist, men graden av ustabilitet og særlig oppreden av de mange sprekker og soner med store vannlekkasjer er generelt vanskelig.

Med dagens sikringsmetoder og ikke minst bedre utførelse av injeksjon ville ha redusert problemene en del om tunnelene skulle vært bygget i dag.

Omfanget av forundersøkelser var lite, selv med den praksis som var vanlig da tunnelene ble planlagt.

### **B.3.9 Tilløpstunnel for Holen kraftverk**

Tilløpstunnelen fra Vatnedalsvatn til Holen kraftstasjon ved Bossvatn ble bygget 1978 - 1981 som en del av Øvre Otra utbyggingen med tunnel-lengde 13 km og tverrsnitt 50 m<sup>2</sup>. Tunnelen ble drevet fra tverrslag ved Holen kraftverk, fra Vatnedalen og med 2 stuffer tverrslag Øystøl. Se figur B.43.

Det spesielle for denne tunnelen var stedvis store anleggsmessige problemer pga. vannlekkasjer i store knusningssoner. Også vann i sprekker, slepper og sprekketog ga problemer der tunneler ble drevet på synk fordi alt lekkasjevann må pumpes ut.

#### *B.3.9.a Forundersøkelser*

Det ble under planleggingsprosessen foretatt flyfotostudier og ingeniørgeologiske befaringer til området.

#### *B.3.9.b Geologi*

Tunnelen ligger innefor det sør-norske grunnfjellsområdet med bergarter av migmatittisk gneis med grunnmasse rik på amfibolitt som er intrudert av granittiske bergarter, dessuten opptrer pegmatitt i ulike dimensjoner.

De store regionale forkastningen langs Vatnedal og Bossvatn har influert på det tektoniske bildet langs tilløpstunnelen. Dette har gitt dannelse av 45° skjærbrudd sprekker med til dels åpen karakter. Dette medførte til dels store problemer med vannlekkasje i tilløpstunnelen. I nordre del av tunnelen var det vesentlig flere og større soner enn på søndre del.

#### *B.3.9.c Erfaringer fra drivingen*

De fleste av leirsonene var imidlertid tørre, og de skapte derved ikke de store problemene for anleggsdriften. Det ble foretatt injeksjon på minst 25 steder, ofte med flere omganger på hvert sted, og et betydelig tidsforbruk medgikk til dette.

#### Vatnedal - Øystøl

De største problemene var på denne tunnelstrekningen. Her ble 4% av lengden utstøpt og det er betongutstøpninger på opptil 70 m lengde.

Ved knusningssone pel 2100 fra Vatnedal var det store og langvarige driveproblemer. Sonderboringer avdekket betydelige vannmengder og forinjeksjon ble foretatt. Etter en måneds injeksjonsarbeider syntes bergmassene tette rundt tunnelen og suksessiv driving og utstøpning ble igangsatt. Da tunnelen imidlertid kom inn i den sentrale leirsonen (40° på tunnelen) oppsto små brudd i den utstøpte betongen samtidig med vannlekkasjer. Betongen knakk sammen i hengen og store vannmengder fosset inn i tunnelen. Utstøpningen sto, men det begynte å rase litt på stoff og på støpeskjoldet som akkurat var flyttet inntil stoffen. Problemene ble løst ved at et stor korrugert rør ("Svalbard-rør") på 36 m<sup>2</sup> tverrsnitt ble skjøvet inn mot stoffen og derved kunne fungere som arbeidssikring og forskaling. 20 m lange drenasjehull ble boret bak stoff i tillegg til drenasjerør montert på "Svalbard-røret" som ble kraftig avstivet før volumene utenfor røret ble støpt igjen. Resten av sonen ble drevet igjennom med korte salver og suksessiv betongutstøpning.

Årsakene til bruddene i betongutstøpningen mente man var at injeksjonen ikke var effektiv på den ene siden slik at man her fikk fullt vanntrykk (400 m overdekning) inn mot støpen. Flere andre steder ga høye vanntrykk i forbindelse med åpne sprekker store driveproblem.

Ved knusningssonene på pel 3725 (fra Øystøl) ble injeksjon først forsøkt, men effekten var begrenset og det ble derfor benyttet drenasjehull for å redusere rasmulighetene. Dessuten ble det montert et drenasjerør i støpen for å redusere utvasking av betongen fra innlekkasjene.

#### Øystøl – Holen kraftverk

I denne søndre del av tunnelen var det en del sprakefjellsproblemer fra remanente eller tektoniske spenninger. Her ble det brukt sikring med bolter og sprøytebetong.

#### *B.3.9.d Kommentarer*

I gjennomsnitt ble 2 % av tunnelene støpt ut, i tillegg kom sikring med sprøytebetong og bolter. Dette er mer enn vanlig for norske tunneler.

Også for tilløpstunnelen var det uvanlig mange problemer under drivingen, men noe mindre enn for Otra-overføringen. Store, svakhetssoner med dårlig stabilitet og sprekker med vann var medvirkende til dette.

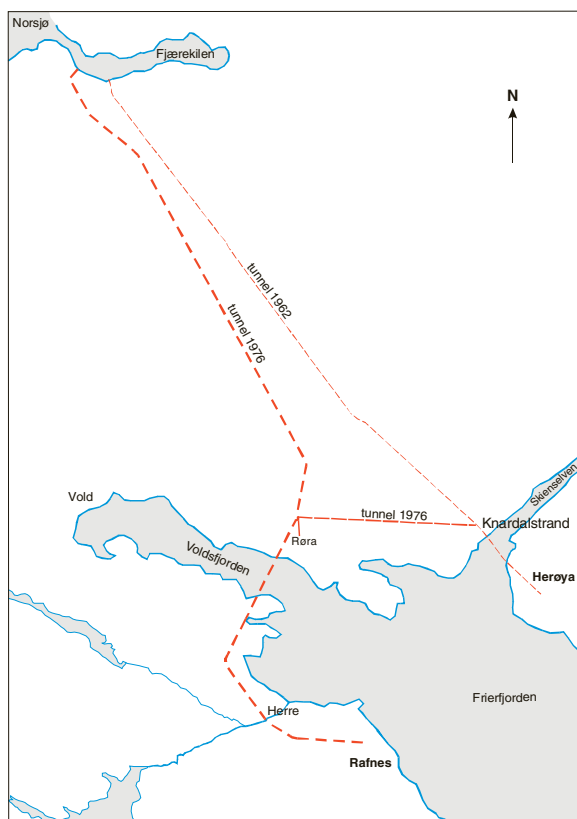
Tilløpstunnelen har til dels stor overdekning. Det er tvilsomt om de vanskelige grunnforholdene ville blitt avdekket ved vanlige grunnundersøkelser. Forekomst av de store svakhetssonene ville også her blitt oppdaget ved forundersøkelsene, men svakhetssonenes egenskaper og særlig forekomst av sprekker og soner med store vannlekkasjer er vanskelig å påvise.

De sikringsmetoder vi har i dag, ikke minst mer effektiv utførelse av injeksjon, ville ha redusert problemene en del om tunnelen ble bygget i dag.

Omfanget av forundersøkelser var lite, selv med den praksis som var vanlig da tunnelene ble planlagt.

#### **B.3.10 Vanntunnel til Rafnes**

Mellom Fjærekilen i Norsjø og Rafnes petrokjemianlegg ble det i årene 1974 – 1976 bygget en 12 km lang tunnel for å skaffe prosessvann til anlegget. Tunnelen har 16 m<sup>2</sup> tverrsnitt mellom Fjærekilen og lavbrekket under Volls fjorden og 8 m<sup>2</sup> videre fram til tverrslaget ved Rafnes (se figur B.44). Det ble også bygget en 8 m<sup>2</sup> tunnel som forbinder den nye tunnelen med den gamle til Herøya. Av de 12 km har den undersjøiske tunnelen lengde 4,3 km.



Figur B.44 Oversikt over vanntunnelene til Rafnes og Herøya.

### B.3.10.a Undersøkelser

Som forundersøkelser ble det utført enkel ingeniørgeologisk feltkartlegging supplert med flyfototolkning. I Volls fjorden ble det satt et kjerneborehull fra en av øyene ned til planlagt tunnelen. Under driving ble det for den undersjøiske delen utført systematisk sonderboring fra stuff.

### B.3.10.b Geologi

Geologisk ligger tunnelen i grunnfjellsbergarter tilhørende Telemarkformasjonen og en liten del nærmest Rafnes i Bambleformasjonen som vist i figur B.45. Det meste av bergartene er ulike gneiser, hovedsakelig stripete og slirete gneiser. Gneisene gjennomsettes hyppig av ganger bestående av granitt, diabas og amfibolitt, samt av linser av pegmatitt. Området er generelt gjennomsett av mange svakhetssoner slik det fremgår av figur B.45

### B.3.10.c Tunneldrift

Driving av tunnelene ble foretatt med sporfri drift, bortsett fra en del av 8 m<sup>2</sup> tunnelen under Volls fjorden. Det var stort sett høye inndrifter og utstrakt bruk av sprøytebetong på stuff i partier med dårlig stabilitet. Dette var det første anlegget i Norge der våtsprøyting ble tatt i bruk i stort omfang. Som permanent sikring ble det benyttet forsterkning av stuffsikring (armert sprøytebetong) supplert med bolter.

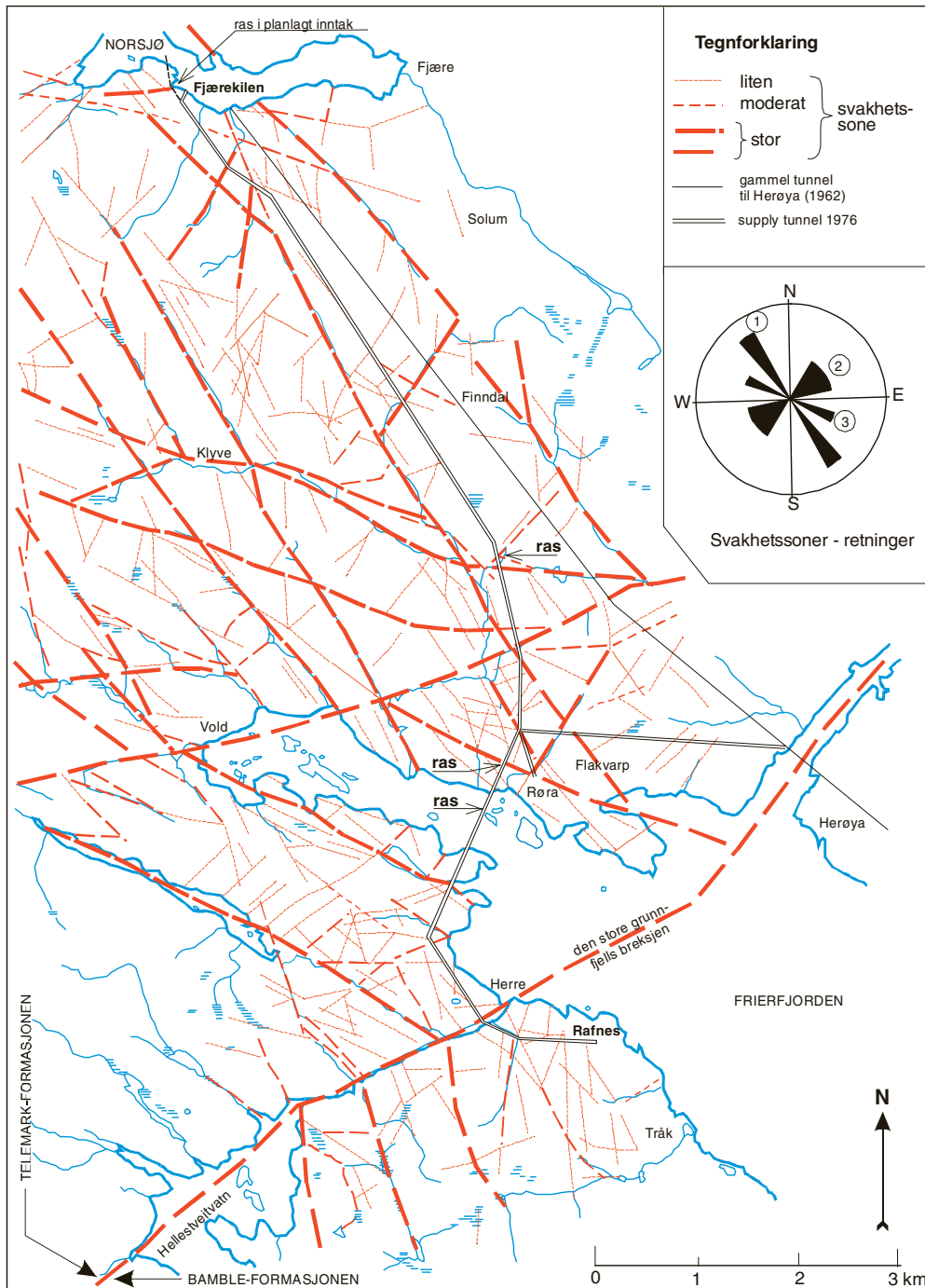
Ved driving av inntakstunnelen fram mot utslaget i Norsjø oppsto ras i tunnelen som var av en slik karakter at tunnelen ble forlatt og et nytt inntak etablert. Den dårlige stabiliteten skyldtes for en stor del forekomst av svelleire.

### B.3.10.d Erfaringer etter vannfylling av tunnelen

Etter 10 dagers drift av tunnelen stoppet vannet å komme til Rafnes og tunnelen ble tømt. Inspeksjon av tunnelen viste at det var oppstått ras og nedfall mange steder i tunnelen, bl.a. 3 blokkeringsras.

Det nordligste raset var i en 10 – 15 m tykk sone med til dels fullstendig omvandlet bergart til svelleleire. På det midtre stedet var det en tykk sentral sone ren svelleleire.

På alle stedene var det sikret med sprøytebetong på stoff. Denne var senere forsterket med ytterligere lag og nettarmert. På to av rasstedene var også sålen utstøpt. På alle stedene var 20 – 30 cm tykk armert sprøytebetong brutt sammen. Laboratorietester av svelleleiren viste meget aktive svelleegenskaper. Også i sideberget og i blokker i svakhetssonene var bergartene mange steder omvandlet til svelleleire.



Figur B.45 Oversikt som viser forekomst av svakhetssoner og beliggenhet av de tre blokkeringsrasene.

Rasene skyldtes mobilisering av høyt svelletrykk på sikringen. Utbedring av ras-stedene ble gjort med omløpstunneler. På det midtre raset (ved Røra) forsøkte man å last ut massene. Da kom et nytt ras som forplantet seg opp i dagen og den plutselige utrasningen drepte en tunnelarbeider.

I tillegg til de tre nevnte rasene, hadde det oppstått mindre ras, nedfall og brudd i sprøytebetongen mange steder; alt forårsaket av svelleleire. Utbedringsarbeidene av blokkeringsrasene og alle stedene med ødelagt sprøytebetong tok et år. Det meste av denne nye sikringen ble foretatt med betongutstøpning.

#### *B.3.10.e Kommentarer*

Bamble-formasjonen i dette området viste seg å ha svelleleire på de fleste svakhetssoner og slepper. Svelleleire forekommer til dels som fullstendig omvandling av feltspat i bergart der bergartsstrukturene fremdeles er intakte. De store forkastningene oppviser ofte meget lav stabilitet, spesielt der det er tilgang på vann.

Mer omfattende undersøkelser ville ha kunnet påvise forekomst av svelleleire, men de mange rasene i tunnelen etter vannfylling skyldes bruk av gal sikring, idet sprøytebetong ble brukt på "tørr" svelleleire (før denne fikk anledning til å svulle slik at svelletrykket ble redusert).

Flere steder kunne det være vanskelig å observere forekomst av svelleleire i omvandlet bergart fordi den tilsmussede tunnelveggen var tørr. I grøften der det er tilgang på vann, vil imidlertid svelleleiren "røpe seg". God ingeniørgeologisk oppfølging under tunneldriften kan avdekke slike forhold.

## C RIKTIG OMFANG – UTDYPENDE DETALJER

Hensikten med grunnundersøkelser er å fremskaffe opplysninger om grunnforholdene som er tilstrekkelige for å utarbeide en prognose om bergkvaliteten for det aktuelle anlegget på det nivået det befinner seg. Omfanget av undersøkelsene vil avhenge av hvor oversiktlig geologien er, hvor vanskelig det er å utføre disse, hvilket detaljeringsnivå som kreves. Omfanget i denne sammenheng gjelder kostnadene for å utføre grunnundersøkelsene.

### C.1 NÆRMERE BESKRIVELSE AV GRUNNFORHOLDENES VANSKELIGHETSGRAD

Ulike bergarter med forskjellig oppsprekning, grunnvann- og spenningsforhold fører til at bergforholdene kan variere sterkt fra massivt berg med moderate spenninger til ustabile bergmasser med spenningsproblemer eller forekomst av svakhetssoner.

Variasjon i så vel bergforholdene for et anlegg, omfanget av fjell i dagen og adkomstmuligheter til området er blant de elementer som innvirker på omfanget/kostnadene for å skaffe tilveie tilstrekkelige opplysninger for en prognose om bergkvaliteten for et anlegg. Tilstrekkelige opplysninger her bestemmes av de krav det stilles til prognosen, dvs. hva slags anlegg det er, størrelsen av tunnelen/hallen osv. som omtalt i kapittel C.2.

Det er viktig her å presisere at når omfanget av grunnundersøkelser vurderes, så gjelder det *kostnadene for undersøkelsene*.

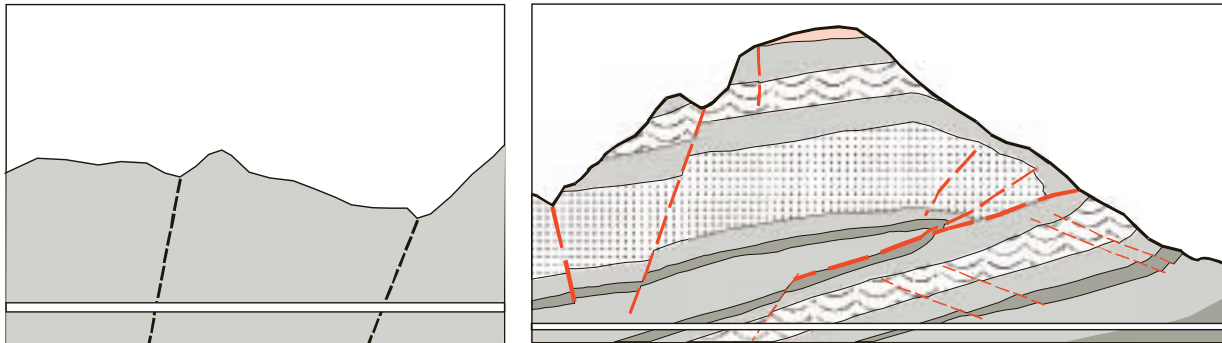
#### C.1.1 Geologi / grunnforhold

I dette inngår ikke bare den geologiske oppbygningen med forekomst og fordeling av bergarter, men også hvordan bergforholdene er for det aktuelle området. De vesentligste elementene er:

- Bergarter og deres egenskaper når det gjelder tunneldrift. Visse typer bergarter er erfaringsmessig vanskelige, anleggsmessig, f. eks.
  - svake eller løse sedimentære bergarter
  - glatte skifre
  - kalksteiner med karstutvikling
- Tektonikk og dens innvirkning på bergmassenes kvalitet ved:
  - oppsprekning
  - svakhetssoner/forkastninger/overskyvninger
- Grunnvann og mulighet for uønskede lekkasjer under driving og senere
- Bergtrykk som kan forårsake sprakefjell i massive sprø bergarter eller “squeezing” (tyteberg) i deformerbare bergarter.

Eksisterende informasjon fra geologisk materiale og flybilder er en viktig del av kjennskapet til grunnforholdene. Er det geologiske grunnlaget godt, reduseres behovet for innsats for å skaffe tilstrekkelig geologisk oversikt.

Erfaringer fra nærliggende anlegg i tilsvarende bergmasser er også viktig informasjon som må medtas i vurderingen av nødvendige grunnundersøkelser.



Figur C.1 Det er stor forskjell i innsatsen for å klarlegge grunnforholdene i et område med enkel geologi (venstre figur) og der det er komplisert veksling mellom flere bergarter og oppkomsten av ulike tektoniske soner (høyre figur).

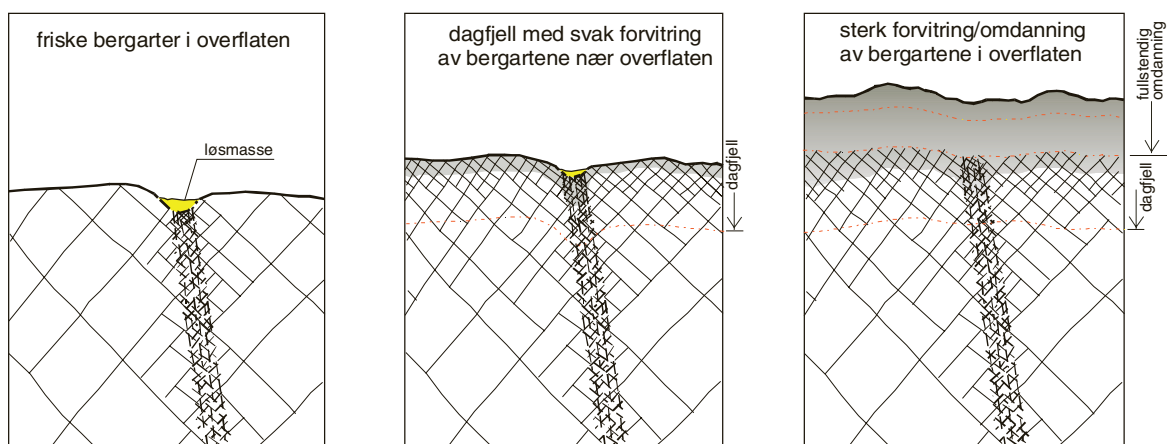
Selv om det er meget stor variasjon i grunnforholdene, er det for enkelhets skyld valgt en inndeling i tre grupper. I vurderingene av hvilken klasse anlegget tilhører, må som nevnt kvaliteten av eksisterende materiale/erfaringer medtas.

Inndeling:

<b>1. Geologi</b>	
Meget enkel geologi:	Det opptrer få og 'greie' bergartstyper. Fordelingen av disse er oversiktlig. Få eller oversiktlige tektoniske strukturer.
Oversiktlig geologi:	Flere bergartstyper som gjennomsettes av en del tektoniske strukturer.
Komplisert geologi:	Uoversiktlige geologiske strukturer (skyvedekker, store overfoldninger etc.); forekomst av flere bergarter, hvorav noen forventes å gi vanskelige driveforhold.

### C.1.2 Opptreden av forvitring/dagfjell i overflaten

I Norge kan grunnforholdene mange steder vurderes ut fra forholdene som observeres i overflaten. Dette gjelder der friske bergmassene som er synlige i overflaten. Der det er dagfjellsforvitring eller større grad av omvandling nær overflaten, reduseres denne muligheten for en tilfredsstillende ekstrapolering.



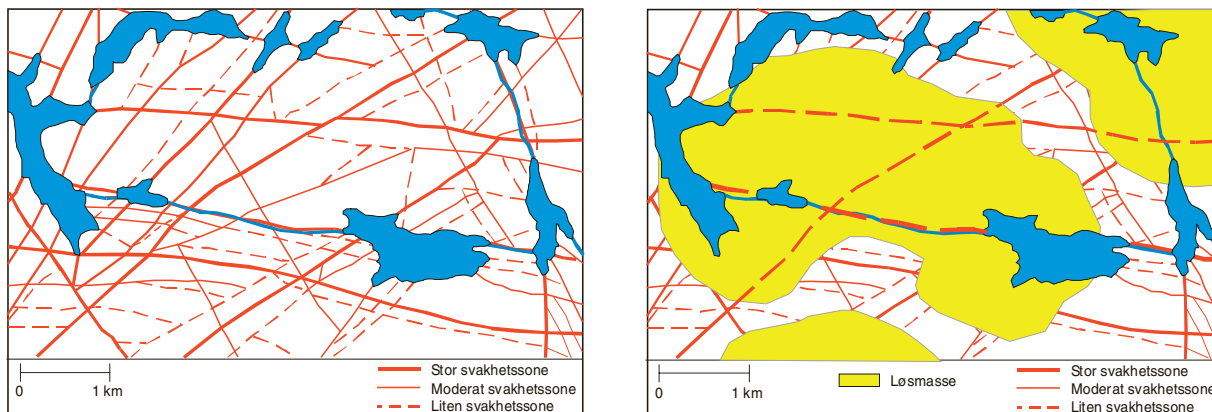
Figur C.2 Dagfjell og forvitring/omdanning av bergartene i overflaten skjuler muligheten for å observere oppbygningen av berggrunnen.

Inndeling:

<b>2. Forvitring i overflaten</b>	
Liten:	Friske bergarter i overflaten, liten dagfjellsutvikling
Moderat:	Dagfjell. Noe forvitring av bergartene
Sterk:	Sterk forvitring av bergartene i og nær overflaten

### C.1.3 Overdekke, - opp treden av løsmasser, vann og/eller vegetasjon

Med en bergoverflate som er dekket av løsmasser og/eller vegetasjon, reduseres muligheten for å bruke overflateobservasjoner for å skaffe nødvendig kunnskap om bergforholdene. Ofte kan imidlertid opp treden av svakhetssoner antas ut fra de topografiske forholdene, men det må som regel gjøres en større innsats for å skaffe kjennskap til bergforholdene ved løsmassedekkede områder.



Figur C.3 En viktig del av undersøkelsen for et berganlegg er tolkning av tektonikk. Denne danner et godt grunnlag for forståelse av berggrunnens oppbygning og bør foreligge i en tidlig fase av planleggingen. Der berggrunnen er godt synlig (blottet) kan en tolkning som vist i venstre figur utarbeides ut fra studie av flybilder og befaring i terrenget. I den høyre figuren er det bare de store strukturene som kan antas ut fra overflateobservasjoner.

Inndeling:

<b>3. Løsmasser/overdekning av innsjø/vann eller vegetasjon</b>	
Lite løsmasser:	'Fjell i dagen' på det meste av området over tunnelen.
Moderat overdekning:	En god del av bergoverflaten er skjult av løsmasser eller av vann
Stor	Store deler av bergoverflaten er skjult av til dels tykke løsmasser eller av vann

### C.1.4 Tilgjengelighet til terrenget

Dette gjelder hvilken tilgjengelighet det er til terrenget over anlegget for å kunne utføre grunnundersøkelser. Tilgjengeligheten påvirker de mulighetene det er med rimelig innsats for å utføre ønskelige grunnundersøkelser. For eksempel kan det være omtrent umulig å få utført kjerneboring og til dels seismikk i et bratt fjell-landskap.

Inndeling:

<b>4. Tilgjengelighet for utførelse (av undersøkelser)</b>	
Lett tilgjengelig:	Lett adgang til oversiktlig, lite kupert terreng fra nærliggende veger
Moderat tilgjengelig:	Noe kupert terreng med forholdsvis grei adgang / delvis tettbebyggelse
Vanskelig tilgjengelig:	Kupert terreng som sterkt vanskeliggjør undersøkelser / terrenget delvis dekket av vann

## C.2 NÆRMERE BESKRIVELSE AV FUNKSJONSKRAVENE TIL ANLEGGET

Det stilles forskjellige krav til de ulike typer anlegg under bygging så vel som under bruk. Disse innvirker på hva som kreves av kjennskap til grunnforholdene. For eksempel vil det for en vanntunnel som det lokalt er mulig å forandre traséen på når ugunstige bergforhold påtreffes, kreve mindre dokumentasjon av bergforholdene enn en vegtunnel med en "stiv" kurvatur. Samtidig kan lokale, mindre nedfall aksepteres under drift av en vanntunnel, mens for en trafikkunnel kan dette ikke aksepteres.



For alle anlegg er det imidlertid samme krav til sikkerhet for tunnelfolkene under driving. Da stabiliteten vil variere med tverrsnittform og størrelse, bør ideelt sett grunnforholdene dokumenteres bedre for en stor tunnel en for en liten tunnel.

Tilsvarende, vil tunneler som drives med fullprofilboring (TBM) kreve mer dokumentasjon om bergforholdene enn en tunnel som drives med den mer fleksible sprengning. Dette er imidlertid lite vurdert i denne utredningen, da alt grunnlagsmateriale som er benyttet med et unntak (Meråker), er fra sprengte tunneler.

### C.2.1 Funksjonskrav til berganlegget under bruk

Ettersom de ulike typer av berganlegg har forskjellig bruk og derved krav til stabilitet/sikkerhet under bruk, er det hensiktsmessig å inndele disse i grupper for å kunne forenkle vurderingene.

Følgende enkle inndeling er benyttet:

<b>1. Funksjonskrav</b> (til berganlegget under bruken av dette)	
Små	Gruveganger, tunneler for vann,
Moderate	Vegtunneler, oljelagre og andre lagerhaller, uforede trykksjakter og trykktunneler
Store	Publikumshaller, stasjonshaller, motorveg-tunneler, kjerneavfallslagere, jernbanetunneler

### C.2.2 Risiko under driving av berganlegget

Potensielle *geologiske farer* virker på ulikt vis inn på sikkerheten under driving og derved med mulighet for økte kostnader for anlegget. Slike farer influeres av hvilke geologiske forholdene som opptrer, som for eksempel:

- Områder/soner med meget dårlig bergmassekvalitet og fare for ras, dvs. kort ståtid (“stand-up time”)
- Fare for vanninnbrudd pga. vannførende soner (f.eks. karstkanaler i kalkstein), eller store, åpne sprekker (som ved Godøytunnelen)
- Kombinasjon av høy permeabilitet og rasfarlige masser, f.eks. lag med dårlig konsoliderte sedimenter som medfører “flowing-ground” oppførsel (jfr. Bjørøytunnelen)
- Svellende berg med lave friksjonsegenskaper og stor belastning på sikring
- Nærhet til vann eller elver.

Konsekvensen for anlegget vil påvirkes av hvordan tunneldriften foregår, om tunnelene går på stigning eller på synk, om det er lett å få utført sonderboring, tetting eller stabilisering på stoff.

Følgende inndeling er benyttet:

<b>2. Risiko</b> (under bygging / driving)	
Liten	Tunnel/bergrom drives på stigning i grunnforhold uten sannsynlige overraskelser
Moderat	Tunnel/bergrom drives på stigning eller fall i noe uoversiktlig geologi, mulighet for moderate ras eller vannlekkasjer eller bergtrykksproblemer (sprakefjell) av betydning
Stor	Tunneler på synk med mulighet for store vannlekkasjer. Omfatter også tunnelutslag under vann, tunneler i karbonatbergarter m/karst og spesielle svakhetssoner som kan skape vanskelige rasproblemer på stoff.

### C.2.3 Mulig miljøpåvirkning forårsaket av anlegget

Denne vurderes ut fra sannsynligheten for redusert vannføring i elver / bekker med mulighet for redusert fiskebestand, eller sannsynligheten for periodevis uttørking og redusert grunnvannsnivå som kan skade vegetasjon.

Inndeling:

<b>3. Miljø-påvirkning</b> (av naturen over og nær tunnelen)	
Liten	Grunnvannsnivået er for det meste under terreng (få myrer og vann) i området over tunnelen. Vegetasjonen er bare avhengig av grunnvann i korte perioder.
Moderat	Grunnvannsnivåer er ofte i eller nær terrengoverflaten (i myr, bekk, vann) i området over tunnelen. Vegetasjonen er for en stor del avhengig av grunnvann i vekstsesongen.
Stor	Grunnvannsnivået er for en stor del i terrengoverflaten som myr vann eller bekk i området over tunnelen. Sårbar vegetasjonen som er direkte avhengig av grunnvann i lange perioder av vekstsesongen.

I vurderingene bør bruksverdien av området inngå, dvs. hvorvidt det utsatte området utgjøres av naturreservat og friområder som aktivt benyttes av innbyggerne og naturinteresserte, eller om det er lite påaktet.

#### C.2.4 Mulig påvirkning på nærliggende byggverk

Dette gjelder hovedsakelig setningsutsatte områder som finnes innenfor en avstand av noen hundre meter fra tunnelen eller bergrommet (avhenger blant annet av permeabilitet av berggrunnen og dybden til anlegget). Løsmassemekktighet av leire samt mulighet for høy grunnvannstand innvirker sterkest på omfanget av setningene.

Inndeling:

<b>4. Mulighet for setninger</b> (av bebyggelse)	
Liten	Ingen bebyggelse i nærheten på leiravsetninger
Moderat	Nærliggende bebyggelse med fare for setninger langs < ca. 50% av tunnelstrekingen
Stor	Nærliggende bebyggelse med fare for setninger langs > ca. 50% av tunnelstrekingen

Eventuelle krav til tetting på grunn av mulige setninger, vil være fullt ut dekkende også som krav til tetting for sårbar natur. Generelt er det strengere krav for å unngå setninger enn det er for å unngå uttørking. I de områder det ikke er behov for tiltak på grunn av setningsfaren, må tiltak for å ivareta natur vurderes.

# D UTDRAG FRA STATENS VEGVESEN, HÅNDBOK 021, VEGTUNNELER

## 2 Geologiske forundersøkelser

### 201 Generelt

I forhold til veg i dagen stilles det spesielle krav til de geologiske undersøkelsene for tunnel. Forundersøkelsene for tunnelprosjekter skal avklare alternativer og totalkostnader, samt sikkerhetsmessige, samfunnsmessige og miljømessige forhold knyttet til prosjektene iht. håndbok 054 "Oversiktsplanlegging", håndbok 140 "Konsekvensanalyser" og håndbok 151 "Styring av utbyggingsprosjekter".

Det kreves blant annet geologiske undersøkelser som omfatter detaljert geologisk og ingeniørgeologisk kartlegging. Denne kartleggingen suppleres ofte av geotekniske, hydrogeologiske, og geofysiske undersøkelser. For geotekniske undersøkelser vises det til håndbok 016 "Geoteknikk i vegbygging".

En kvalitetsmessig og rasjonell gjennomføring krever at undersøkelsene utføres systematisk og trinnsvis, og at resultatene vurderes grundig før neste planfase. Omfanget av forundersøkelsene skal tilpasses det aktuelle plan-nivået.

Gjennomføring og rapportering av undersøkelsene skal utføres slik at overføring av data fra en planfase til neste er sikret. Omfang og type av forundersøkelser skal ses i sammenheng med aktuelle tiltak og prosedyrer under driving (se for øvrig avsnitt 702 "Arbeider foran stuff").

### 202 Tidlig oversiktsplan

Forundersøkelsene på dette plannivået skal gi grunnlag for å vurdere det geologiske grunnlaget for gjennomførbarheten av prosjektet. Særlig viktig er det å oppnå en forståelse av de regionalgeologiske forhold. Følgende vurderinger skal inngå:

- Lokalisere egnede tunnelstrekninger
- Kartlegge hvilke områder som kan være kritiske for kostnader og sikkerhet og dermed gjennomførbarheten av de alternative tunnelstrekninger.

Undersjøiske tunnelprosjekter skal planlegges ut fra et krav til minste bergoverdekning på 50 m. For avvik fra dette gjelder spesielle krav, se avsnitt 204.

Forundersøkelsene skal som et minimum omfatte:

- Innsamling og vurdering av eksisterende informasjon. Geologiske og topografiske kart, publikasjoner (NGU, NGI etc.) og eventuelle rapporter fra tidligere utførte undersøkelser.
- Studie av flyfoto (M = 1 : 15 000 - 1 : 30 000)
- Befaring i marken. Geologisk kartlegging i målestokk 1 : 5000. Se håndbok 015 "Feltundersøkelser".
- Vurdering av områder som kan være spesielt utsatt for påvirkning fra tunnelen. Dette gjelder forhold som drenering, setninger, rystelser, utslipp mv.
- Kart som grovt angir antatt løsmassemekthet.
- Vurdering av usikkerhet vedrørende bergoverdekning.

Forundersøkelsene skal sammenstilles i en rapport som i tillegg skal inneholde:

- En oversikt over områdets geologi, og en beskrivelse av strukturgeologiske og hydrogeologiske forhold som kan være av betydning for gjennomførbarhet og valg mellom alternativer
- Oversikt over områder som krever spesielle tiltak i forbindelse med gjennomføringen
- Vurdering av gjennomførbarhet
- Forslag til plan for videre forundersøkelser.

### 203 Oversiktsplan (fylkesdelplan/kommunedelplan)

Forundersøkelsene på dette plannivået skal danne det geologiske grunnlaget for valg av veglinjealternativ.

Forundersøkelsene skal baseres på utførte forundersøkelser fra tidligere planfase, og skal som et minimum omfatte:

- Flyfotostudier basert på stereoskopiske foto (M = 1 : 6 000 – 1 : 15 000) sammenholdt med topografiske kart (M = 1 : 1000 - 1 : 5 000). På basis av disse kartlegges løsmasser og berg i dagen, svakhetssoner og strukturetninger i berget.

- Felt- og grunnundersøkelser. Undersøkelsene og vurderingene skal omfatte følgende:
  - Løsmasser, typer og mektighet. For undersjøiske tunneler angis også vanddybder
  - Bergarter og bergartsgrenser  
For undersjøiske tunneler angis også bergarter på land på begge sider av fjorden / sundet
  - Lagdeling og foliasjon
  - Sprekkemønster og sprekketetthet
  - Svakhetssoner
  - Bergoverdekning
  - Hydrologiske og hydrogeologiske registreringer:
    - Måleprogram for grunnvannsnivå og poretrykk der dette er nødvendig, inkludert registrering av vannreservoarer og myrområder samt årstidsvariasjoner for disse
    - Sårbarhet i forhold til flora og fauna
    - Kartlegging av setningsømfintlige områder
    - Krav til begrensning av innlekkasje i de ulike deler av tunnelen
  - Kvalitet på steinmaterialer med tanke på eventuell bruk i vegbyggingen
  - Grunnundersøkelser for aktuelle deponier
  - Påhuggsmuligheter, forskjæringer, rasfare
  - Behov for og gjennomføring av kjerneboringer
  - Behov for og gjennomføring av seismiske undersøkelser.

Hvis det er krav om et måleprogram for grunnvannstand og poretrykk, skal det foretas hyppige registreringer for å dokumentere de naturlige variasjoner over tid (f.eks. med månedlige intervaller).

Grunnundersøkelser skal sikre at de tekniske løsningene som foreslås er gjennomførbare og videre danne grunnlag for mengdeanslag.

Etter at forundersøkelsene er utført, skal det utarbeides en rapport med et detaljeringsnivå som er tilpasset plannivået.

Det skal skilles mellom måleresultater, faktiske observasjoner og tolkninger.

## 204 Reguleringsplan

I reguleringsplanfasen skal behovet for supplerende undersøkelser fra kommunedelplanfasen vurderes.

Hensikten med vurderingene på dette plannivået er først og fremst å:

- bestemme det geologiske grunnlaget for kostnadsoverslaget
- angi usikkerheten i resultatene fra undersøkelsene med eventuelle konsekvenser for kostnadsoverslaget.

Tunnelens innvirkninger på influensområdet skal undersøkes og vurderes i detalj.

Følgende skal gjennomgås og utføres:

- Gjennomgang av resultatene fra tidligere undersøkelser
- Planlegging og gjennomføring av supplerende grunnundersøkelser inkludert verifikasjon av tidligere konklusjoner
- Rystelser.  
Grenser for tillatte rystelser innen influensområdet fastlegges, og det planlegges et måleprogram for oppfølging. Plan for bygningsbesiktigelse, registrering av setninger og skader samt tidspunkt for iverksettelse avklares.
- Grunnvann, poretrykk og setninger  
Med utgangspunkt i undersøkelser utført i forbindelse med kommunedelplan foretas en vurdering av hvilke skader som kan oppstå og hvilke tiltak som er nødvendige for å sikre omgivelsene. Det skal også vurderes om det skal søkes om konsesjon for regulering av vann, utdrenering mv. som alternativ til en omfattende gjennomføring av tettarbeider.

Følgende forhold skal blant annet utredes:

- influensområder
- kartlegging av tykkelse og setningsømfintlighet til løsmasser
- registrering av fundamenteringsforhold for byggverk
- fastlegging av tillatte innlekkasjer langs tunneltraseen
- vurdering av aktuelle tiltak for å oppfylle fastsatte lekkasjekrav.

For undersjøiske tunneler gjelder spesielt: Overdekning mindre enn 50 m kan bare aksepteres i tilfeller der det er særskilt godt dokumentert at forholdene er gunstige. Overdekning mindre enn 50 m skal godkjennes av Vegdirektoratet.

## Rapporter

Det utarbeides egne rapporter til bruk i forbindelse med reguleringsplanarbeidet.

## 205 Byggeplan/anbudsgrunnlag

I prosjekteringsfasen skal prosjektet videre bearbeides frem til ferdige byggeplaner for utførelse i egenregi eller som anbudsgrunnlag for utførelse i entrepriser.

### **205.1 Supplerende grunnundersøkelser**

Det kan være aktuelt med supplerende grunnundersøkelser for å bekrefte mengdeanslagene eller som følge av andre forhold som avdekkes under prosjekteringen, som for eksempel detaljer ved portalområder/forskjæringer som er vesentlige for etablering av påhugg.

Det kan i tillegg være aktuelt å justere planlagt omfang av kartlegging og overvåkning av omgivelsene, blant annet basert på de måleresultater som foreligger.

### **205.2 Geologisk og geoteknisk rapport som del av anbudsgrunnlag**

For anbud skal det utarbeides en egen rapport som en del av anbudsgrunnlaget. Rapporten utarbeides på grunnlag av foreliggende undersøkelser. Rapporten utformes spesielt for anbud, i det arbeidsbeskrivelser knyttet til tetting, driving, sikring, komplettering etc. behandles andre steder i anbudsgrunnlaget.

Rapporten skal gi entreprenøren et grunnlag for egne vurderinger og tolkninger av geologiske forhold.

#### **Rapporten skal derfor inneholde:**

- Beskrivelse av geologiske, hydrogeologiske og geotekniske forhold langs tunneltraseen
- Kart og lengdeprofil som viser forløp av bergartsgrenser og svakhetssoner samt bergoverdekning. Det skal klart fremgå om viste forløp er basert på undersøkelser, observasjoner eller tolkninger
- Analyse av sprekke tetthet og sprekkeorientering
- Gjengivelse av eventuelle måleresultater fra de utførte detaljundersøkelsene. Eventuell henvisning til rapporter der ikke medtatte resultater finnes
- Spesielle lokale forhold som det bør varsles om (f.eks. brønner)
- Referanseliste. Rapporter i referanselisten skal være tilgjengelig for eventuelt gjennomsyn.

# Publikasjoner fra Teknologivdelingen

43. Å. KNUTSON. Dimensjonering av vegger med frostakkumulering underlag (Design of Roads with a Frost accumulating Bark Layer).  
K. SOLBRAA. Barkens bestandighet i vegfundamenter (The Durability of Bark in Road Constructions).  
G. S. KLEM. Bark i Norge (Bark in Norway). 32 p. 1972.
44. J. HODE KEYSER, T. THURMANN-MOE. Slitesterke bituminøse vegdekker (Characteristics of wear resistant bituminous pavement surfaces).  
T. THURMANN-MOE, O. E. RUUD. Rustdannelse på biler (Vehicle corrosion due to the use of chemicals in winter maintenance and the effect of corrosion inhibitors).  
T. THURMANN-MOE, O. E. RUUD. Kjemikalier i vintervedlikeholdet (Norwegian saltpeter and urea as alternative chemicals for winter maintenance).  
O. E. RUUD, B-E. SÆTHER, F. ANGERMO. Understellsbehandling av biler (Undersealing of vehicles with various sealants). 38 p. 1973.
45. Proceedings of the International Research Symposium on Pavement Wear, Oslo 6th-9th June 1972. 227 p. 1973.
46. Frost i veg 1972. Nordisk Vegteknisk Forbunds konferanse i Oslo 18-19 sept. 1972 (Frost Action on Roads 1972. NVF Conference in Oslo 1972). 136 p. 1973.
47. Å. KNUTSON. Praktisk bruk av bark i vegbygging (Specifications for Use of Bark in Highway Engineering).  
E. GJESSING, S. HAUGEN. Barkavfall – vannforurensning (Bark Deposits – Water Pollution). 23 p. 1973.
48. Sikring av vegtunneler (Security Measures for Road Tunnels). 124 p. 1975.
49. H. NOREM. Registrering og bruk av klimadata ved planlegging av høg fjellsveger (Collection and Use of Weather Data in Mountain Road Planning).  
H. NOREM. Lokalisering og utforming av vegger i drivsnøområder (Location and Design of Roads in Snow-drift Areas).  
H. NOREM, J. G. ANDERSEN. Utforming og plassering av snøskjermer (Design and Location of Snow Fences).  
K. G. FIXDAL. Snøskredoverbygg (Snowsheds).  
H. SOLBERG. Snørydding og snøryddingsutstyr i Troms (Winter Maintenance and Snow Clearing Equipment in Troms County). 59 p. 1975.
50. J. P. G. LOCH. Frost heave mechanism and the role of the thermal regime in heave experiments on Norwegian silty soils.  
K. FLAATE, P. SELNES. Side friction of piles in clay.  
K. FLAATE, T. PREBER. Stability of road embankments in soft clay.  
A. SØRLIE. The effect of fabrics on pavement strength – Plate bearing tests in the laboratory.  
S. L. ALFHEIM, A. SØRLIE. Testing and classification of fabrics for application in road constructions. 48 p. 1977.
51. E. HANSEN. Armering av asfaltdekker (Reinforced bituminous pavements).  
T. THURMANN-MOE, R. WOLD. Halvsåling av asfaltdekker (Resurfacing of bituminous pavements).  
A. GRØNHAUG. Fremtidsperspektiver på fullprofilboring av vegtunneler (Full face boring of road tunnels in crystalline rocks).  
E. REINSLETT. Vegers bæreevne vurdert ut fra maksimal nedbøyning og krumming (Allowable axle load (technically) as determined by maximum deflection and curvature). 52 p. 1978.
52. T. THURMANN-MOE, S. DØRUM. Lyse vegdekker (High luminance road surfaces).  
A. ARNEVIK, K. LEVIK. Erfaringer med bruk av overflatebehandlinger i Norge (Experiences with surface dressings in Norway).  
J. M. JOHANSEN. Vegdekkers jevnhet (Road roughness).  
G. REFSDAL. Vegers bæreevne bestemt ved oppgraving (indeksmetoden) og nedbøyningsmåling. Er metodene gode nok? (Road bearing capacity as decided by deflection measurements and the index method). 44 p. 1980.
53. E. HANSEN, G. REFSDAL, T. THURMANN-MOE. Surfacing for low volume roads in semi arid areas.  
H. MTANGO. Dry compaction of lateritic gravel.  
T. THURMANN-MOE. The Otta-surfacing method. Performance and economy.  
G. REFSDAL. Thermal design of frost proof pavements.  
R. G. DAHLBERG, G. REFSDAL. Polystyrene foam for lightweight road embankments.  
A. SØRLIE. Fabrics in Norwegian road building.  
O. E. RUUD. Hot applied thermoplastic road marking materials.  
R. SÆTERS DAL, G. REFSDAL. Frost protection in building construction. 58 p. 1981.
54. H. ØSTLID. High clay road embankments.  
A. GRØNHAUG. Requirements of geological studies for undersea tunnels.  
K. FLAATE, N. JANBU. Soil exploration in a 500 m deep fjord, Western Norway. 52 p. 1981.
55. K. FLAATE. Cold regions engineering in Norway.  
H. NOREM. Avalanche hazard, evaluation accuracy and use.  
H. NOREM. Increasing traffic safety and regularity in snowstorm periods.  
G. REFSDAL. Bearing capacity survey on the Norwegian road network method and results.  
S. DØRUM, J. M. JOHANSEN. Assessment of asphalt pavement condition for resurfacing decisions.  
T. THURMANN-MOE. The Otta-surfacing method for improved gravel road maintenance.  
R. SÆTERS DAL. Prediction of frost heave of roads.  
A. GRØNHAUG. Low cost road tunnel developments in Norway. 40 p. 1983.
56. R. S. NORDAL. The bearing capacity, a chronic problem in pavement engineering?  
E. REINSLETT. Bearing capacity as a function of pavement deflection and curvature.  
C. ØVERBY. A comparison between Benkelman beam, DCP and Clegg-hammer measurements for pavement strength evaluation.  
R. S. NORDAL. Detection and prediction of seasonal changes of the bearing capacity at the Vormsund test road.  
P. KONOW HANSEN. Norwegian practice with the operation of Dynaflect.  
G. REFSDAL, C-R WARNINGHOFF. Statistical considerations concerning the spacing between measuring points for bearing capacity measurements.  
G. REFSDAL, T. S. THOMASSEN. The use of a data bank for axle load policy planning and strengthening purpose.  
T. S. THOMASSEN, R. EIRUM. Norwegian practices for axle load restrictions in spring thaw. 80 p. 1983.
57. R. S. NORDAL, E. HANSEN (red.). Vormsund forsøksveg. Del 3: Observasjoner og resultater (Vormsund Test Road, Part 3: Observations and Results). 168 p. 1984.
58. R. S. NORDAL, E. HANSEN (red.). The Vormsund Test Road. Part 4: Summary Report. 82 p. 1987.
59. E. LYGREN, T. JØRGENSEN, J. M. JOHANSEN. Vannforurensning fra vegger. I. Sammendragsrapport. II. Veiledning for å håndtere de problemer som kan oppstå når en veg kommer i nærheten av drikkevannforekomst (Highway pollution). 48 p. 1985.
60. NRRL, ASPHALT SECTION. Surfacing for low volume roads.  
T. E. FRYDENLUND. Superlight fill materials.  
K. B. PEDERSEN, J. KROKEBORG. Frost insulation in rock tunnels.  
H. ØSTLID. Flexible culverts in snow avalanche protection for roads.

- K. FLAATE. Norwegian fjord crossings why and how.  
H. S. DEIZ. Investigations for subsea tunnels a case history.  
H. BEITNES, O. T. BLINDHEIM. Subsea rock tunnels. Preinvestigation and tunnelling processes. 36 p. 1986.
61. Plastic Foam in Road Embankments:  
T. E. FRYDENLUND. Soft ground problems.  
Ø. MYHRE. EPS – material specifications.  
G. REFSDAL. EPS – design considerations.  
R. AABØE. 13 years of experience with EPS as a lightweight fill material in road embankments.  
G. REFSDAL. Future trends for EPS use.  
Appendix: Case histories 1-12. 60 p. 1987.
62. J. M. JOHANSEN, P. K. SENSTAD. Effects of tire pressures on flexible pavement structures – a literature survey. 148 p. 1992.
63. J. A. JUNCA UBIERNA. The amazing Norwegian subsea road tunnels. 24 p. 1992.
64. A. GRØNHAUG. Miljøtiltak ved vegbygging i bratt terreng (Environmental measures for road construction in mountain slopes).  
Ø. MYHRE. Skumplast uten skadelige gasser (The phase out of hard CFCs in plastic foam).  
T. JØRGENSEN. Vurdering av helsefare ved asfaltstøv (Evaluation of health risks of dust from asphalt wear).  
N. RYGG. Miljømessig vegtilpassing (Environmental road adjustment). 52 p. 1992.
65. C. HAUCK. The effect of fines on the stability of base gravel.  
A. A. ANDRESEN, N. RYGG. Rotary-pressure sounding 20 years of experience. 24 p. 1992.
66. R. EVENSEN, P. SENSTAD. Distress and damage factors for flexible pavements. 100 p. 1992.
67. STEINMATERIALKOMITEEN. Steinmaterialer (Aggregates). 20 p. 1993.
68. Å. KNUTSON. Frost action in soils. 40 p. 1993.
69. J. VASLESTAD. Stål- og betongelementer i løsmassetunneler (Corrugated steel culvert and precast elements used for cut and cover tunnels).  
J. VASLESTAD. Støttekonstruksjoner i armert jord (Reinforced soil walls). 56 p. 1993.
70. SINTEF SAMFERDSELSTEKNIKK. Vegbrukers reduserte transportkostnader ved opphevelse av telerestriksjoner (Reduced transportation costs for road user when lifting axle load restrictions during spring thaw period). 144 p. 1993.
71. R. Evensen, E. Wulvik. Beregning av forsterkningsbehov basert på tilstandsvurderinger – analyse av riks- og fylkesvegnettet i Akershus (Estimating the need of strengthening from road performance data). 112 p. 1994.
72. Fjellbolting (Rockbolting). 124 p. 1994.
73. T. BÆKKEN, T. JØRGENSEN. Vannforurensning fra veg – langtidseffekter (Highway pollution – long term effect on water quality). 64 p. 1994.
74. J. VASLESTAD. Load reduction on buried rigid pipes.  
J. VASLESTAD, T. H. JOHANSEN, W. HOLM. Load reduction on rigid culverts beneath high fills, long-term behaviour.  
J. VASLESTAD. Long-term behaviour of flexible large-span culverts. 68 p. 1994.
75. P. SENSTAD. Sluttrapport for etatsingsområdet «Bedre utnyttelse av vegens bæreevne» («Better utilization of the bearing capacity of roads, final report»). 48 p. 1994.
76. F. FREDRIKSEN, G. HASLE, R. AABØE. Miljøtunnel i Borre kommune (Environmental tunnel in Borre Municipality).  
F. FREDRIKSEN, F. OSET. GEOPLOT – dak-basert presentasjon av grunnundersøkelser (GEOPLOT – CAD-based presentation of geotechnical data). 48 p. 1994.
77. R. KOMPEN. Bruk av glideforskaling til brusøyler og -tårn (Use of slipform for bridge columns and towers). 16 p. 1995.
78. R. KOMPEN. Nye regler for sikring av overdekning (New practice for ensuring cover).  
R. KOMPEN, G. LIESTØL. Spesifikasjoner for sikring av armeringens overdekning (Specifications for ensuring cover for reinforcement). 40 p. 1995.
79. The 4th international conference on the «Bearing capacity of roads and airfields» – papers from the Norwegian Road Research Laboratory. 96 p. 1995.
80. W. ELKEY, E. J. SELLEVOLD. Electrical resistivity of concrete. 36 p. 1995.
81. Å. KNUTSON. Stability analysis for road construction. 48 p. 1995.
82. A. ARNEVIK, E. WULVIK. Erfaringer med SPS-kontrakter for asfaltering i Akershus (Experiences with wear-guaranteed asphalt contracts on high volume roads in Akershus county). 28 p. 1996.
83. Sluttrapport for etatsingsområdet «Teknisk utvikling innen bru- og tunnelbygging» («Technical development – bridge and tunnel construction, final report»). 20 p. 1996.
84. OFU Gimsøystraumen bru. Sluttrapport «Prøvere-parasjon og produktutvikling» («Trail repairs and product development, final report»). 156 p. 1997.
85. OFU Gimsøystramen bru. Sluttrapport «Klimapåkjenning og tilstandsvurdering» («Climatic loads and condition assessment, final report»). 248 p. 1998.
86. OFU Gimsøystraumen bru. Sluttrapport «Instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon» («Instrumentation, documentation and verification, final report») 100 p. 1998.
87. OFU Gimsøystraumen bru. Anbefalinger for inspeksjon, reparasjon og overflatebehandling av kystbruer i betong (Recommendations for inspection, repair and surface treatment of coastal concrete bridges). 112 p. 1998.
88. OFU Gimsøystraumen bru. Anbefalinger for instrumentert korrosjonsovervåkning av kystbruer i betong. (Recommendations for instrumental corrosion monitoring of coastal concrete bridges). 60 p. 1998
89. OFU Gimsøystraumen bru. Hovedresultater og oversikt over sluttokumentasjon (Main result and overview of project reports). 24 p. 1998.
90. J. KROKEBORG. Sluttrapport for Veg-grepsprosjektet «Veggrep på vinterveg» («Studded tyres and public health, final report»). 52 p. 1998.
91. A. GRØNHAUG. Tunnelkledinger (Linings for water and frost protection of road tunnels). 68 p. 1998.
92. J. K. LOFTHAUG, J. MYRE, F. H. SKAARDAL, R. TELLE. Asfaltutviklingsprosjektet i Telemark (Cold mix project in Telemark). 68 p. 1998.
93. C. ØVERBY. A guide to the use of Otta Seals. 52 p. 1999.
94. I. STORÅS et al.: Prosjektet HMS – sprøytebetong (Full-scale testing of alkali-free accelerators). 64 p. 1999.
95. E. WULVIK, O. SIMONSEN, J. M. JOHANSEN, R. EVENSEN, B. GREGER. Funksjonskontrakt for lavtrafikkveg: Rv 169, Stensrud–Midtskog, Akershus, 1994-1999 (Performance-contract for the low traffic road Rv 169). 40 p. 2000.
96. Estetisk utforming av vegtunneler (Aesthetic design of road tunnels). 64 p. 2000.
97. K. I. DAVIK, H. BUVIK. Samfunnstjenlige vegtunneler 1998-2001 (Tunnels for the citizen, final report). Sluttrapport. 94 p. 2001.
98. K. MELBY et al. Subsea road tunnels in Norway. 28 p. 2002.
99. J. VASLESTAD. Jordnagling (Soil nailing). 52 p. 2002.
100. T. E. FRYDENLUND, R. AABØE et al. Lightweight filling materials for road construction. 56 p. 2002.
101. A. PALMSTRØM, B. NILSEN, K. BORGE PEDERSEN, L. GRUNDT. Miljø- og samfunnstjenlige tunneler; Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg (Appropriate amount of investigations for underground rock constructions). 134 p. 2003.

# Teknologiavdelingen

## Organisasjon

Teknologiavdelingen ble etablert 1. januar 2003. Avdelingen består av tre seksjoner i Oslo og én i Trondheim:

SEKSJON FOR GEO- OG TUNNELTEKNIKK SEKSJON FOR MATERIALTEKNIKK SEKSJON FOR BRUTEKNIKK ADMINISTRASJON  Telefon 22 07 35 00	Postadresse: Statens vegvesen Vegdirektoratet Teknologiavdelingen Postboks 8142 Dep 0033 Oslo	 Brynsengfareet 6A - Oslo
VEG- OG TRAFIKKFAGLIG SENTER  Telefon 73 95 46 30	Postadresse: Statens vegvesen Vegdirektoratet Teknologiavdelingen Postboks 8142 Dep 0033 Oslo	 Abels gate 5 - Trondheim

## Oppgaver

Hovedoppgavene er å drive forsknings- og utviklingsarbeid og være rådgiver innenfor avdelingens fagområder. I arbeidet inngår kurs, opplæringsvirksomhet og rekruttering.

Besøksadresse i Oslo: Brynsengfareet 6 a  
Besøksadresse i Trondheim: Abels gate 5.  
e-post: [firmapost@vegvesen.no](mailto:firmapost@vegvesen.no)

[www.vegvesen.no](http://www.vegvesen.no)





## Statens vegvesen

Returadresse:  
Teknologiavdelingen  
Postboks 8142 Dep  
0033 Oslo

« Miljø- og samfunnstjenlige tunneler » er et omfattende bransjeprosjekt som har pågått i perioden 2000–2003, støttet av Norges forskningsråd. Representanter fra byggherre, entreprenører, konsulenter, forsknings- og utdanningsinstitusjoner har sammen drevet prosjektet med felles målsetting om å heve kompetansen for påvisning og håndtering av svakhetssoner og grunnvann ved tunneldrift.

Resultatene er sammenfattet i følgende publikasjoner:

Publikasjon nr. 101:

*Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg*

Publikasjon nr. 102:

*Delprosjekt A, Forundersøkelser – Sluttrapport*

Publikasjon nr. 103:

*Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø*

Publikasjon nr. 104:

*Berginjeksjon i praksis*

Publikasjon nr. 105:

*Miljø- og samfunnstjenlige tunneler – Sluttrapport*