

# **RASET I HANEKLEIVTUNNELEN 25. DESEMBER 2006**

## **RAPPORT FRA UNDERSØKELSESGRUPPEN**







## Forord

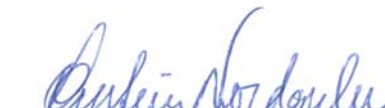
Undersøkelsesgruppen etter raset i Hanekleivtunnelen 25. desember 2006 ble oppnevnt av Samferdselsdepartementet den 5. januar 2007, og har hatt som hovedoppgave å klarlegge mulige årsaker til raset, og å foreslå forbedringstiltak. Resultatene fra gruppens arbeid fremlegges i foreliggende rapport.

Undersøkelsesgruppen har under sitt arbeid foretatt befaringer, gjennomgått en stor mengde dokumenter og vært i kontakt med flere personer både fra byggherre-, rådgiver- og entreprenørsiden for det aktuelle prosjektet, og andre av spesiell interesse for saken. Gruppemedlemmene vil gjerne benytte anledningen her til å takke samtlige for godt samarbeid og for vilje til å bidra til avklaring av viktige forhold i forbindelse med undersøkelsene.

Trondheim/Oslo 14. februar 2007

  
Per Bollingmø

  
Bjørn Nilsen

  
Øystein Nordgulen



## SAMMENDRAG

Etter utrasning av ca. 250 m<sup>3</sup> masse fra taket i sørgående løp av Hanekleivtunnelen på E18 den 25. desember 2006 oppnevnte Samferdselsdepartementet den 5. januar 2007 en undersøkelsesgruppe som fikk i oppdrag å kartlegge mulige årsaker til raset og foreslå eventuelle forbedringstiltak. Gruppen har som del av sitt arbeid foretatt befaringer av rasområdet og gått gjennom en stor mengde dokumenter fra forundersøkelser, planlegging/prosjektering, bygging og drift av tunnelen. I tillegg er det avholdt flere møter med involverte parter og foretatt intervju med nøkkelpersoner.

Undersøkelsesgruppens viktigste konklusjoner på grunnlag av den gjennomførte granskning er som følger:

1. De utførte geologiske forundersøkelsene er vurdert å være tilfredsstillende, og raset kan derfor ikke settes i sammenheng med mangelfulle forundersøkelser.
2. Den direkte årsaken til raset var en svakhetssone (forkastning) med delvis omvandlet og forvitret bergart, infisert av svelleleire, som etter hvert ga et så stort trykk mot sikringskonstruksjonen at den brøt sammen. Dette kan ha foregått som en gradvis prosess, men nedfallet av det vesentlige av rasmassen skjedde trolig brått.
3. Rasjonen ble registrert under drivingen, og dessuten vurdert på et senere tidspunkt da man oppdaget sprekker i sprøytebetongen. Det ble ved denne anledningen foretatt tilleggssikring. Sonen ble derfor ikke oversett, men behovet for permanent sikring ble undervurdert.
4. Organiseringen av prosjektet var uheldig. Rollefordeling mellom den utførende og byggherrefunksjonen var ikke klart definert, og det var ulike oppfatninger om ansvarsfordeling i prosjektperioden. Spesielt gjelder dette ansvaret for å iverksette ingeniørgeologisk kartlegging under tunneldriving og for å bestemme den permanente sikringen.
5. Det var ikke personell med nødvendig ingeniørgeologisk kompetanse på tunnelprosjektet. Prosjektet hadde heller ikke tilstrekkelig bemanning for fortløpende registrering av de ingeniørgeologiske forholdene i tunnelen og for kvalifisert vurdering av nødvendig permanent sikring.
6. De ingeniørgeologiske forholdene ble ikke systematisk kartlagt og eksisterende dokumentasjon er mangelfull. Omfang og lokalisering av de utførte av sikringsarbeidene ble rapportert i prosjektet, men denne dokumentasjonen er ikke lenger tilgjengelig.
7. Drifts- og vedlikeholdskontrakten omfattet (frem til 31.08.06) ikke periodisk inspeksjon av sikringsarbeidene.

Det er gått ca. 10 år siden tunnelen ble bygd, og noen av de uheldige forholdene som er påpekt er allerede ivarettatt. Det er likevel rom for forbedringer, og de viktigste tiltak som i denne rapporten er foreslått for å få til dette er:

1. Å sørge for at det er tilstrekkelig bemanning, med den nødvendige kompetansen på anlegget, slik at registrering av de ingeniørgeologiske forholdene blir registrert fortløpende.
2. Innføring av ”byggherrens halvtime” der byggherren får tid til å utføre nødvendige kartleggingsarbeider, og dessuten foreta en vurdering av nødvendig sikring. Som en kvalitetssikring skal denne vurderingen gjøres sammen med bas eller formann fra entreprenøren. Entreprenøren skal stille arbeidsplattform med god belysning, og ikke ha anledning til å utføre annet arbeid på stuff under byggherrens halvtime. Entreprenørens innsats honoreres etter prissatt post i anbudet.
3. Det må erkjennes at sikring med bolter og sprøytebetong ikke kan takle alle typer vanskelige fjellforhold. Tyngre sikring, inkludert full utstøpning, må derfor alltid være med som en aktuell opsjon for sikring, spesielt i soner med svelleleire.
4. Etablering av et system for utkvittering av utført sikring, og for å sikre at utført sikring blir loggført på egnede skjemaer og tegninger.
5. Utført sikring, spesielt sprøytebetongen, skal kontrolleres for sprekker og dårlig heft, minst en gang før sikringen dekkes av vann- og frostsikringshvelv. Eventuelle mangler utbedres ved tilleggsikring.
6. Regelverk og rutiner må forbedres for å sikre at det for alle prosjekter utarbeides tilfredsstillende sluttrapport med ingeniørgeologisk beskrivelse samt logger over fjellforhold og utført sikring.
7. Etablering av inspeksjonsrutiner der man ved bestemte frekvenser kontrollerer sikringens tilstand. Tunnelprofilen (teoretisk utsprengt profil) utvides med 20 cm for å bedre mulighetene til å inspisere bak hvelvet. Hvelvet utstyres slik at inspeksjonen kan foretas på en effektiv og sikker måte, bl.a. med stiger, sikkerhetsline, og langsgående skinne til å gå på.
8. Arkiveringsrutinene må forbedres slik at prosjektdokumenter som kan ha betydning for senere vurderinger blir tilgjengelig i tunnelens levetid. Spesielt gjelder dette logg fra tunnelen med geologiske registreringer og utført sikring.

## **INNHOLDSFORTEGNELSE**

1. INNLEDNING	side 9
2. UNDERSØKELSESGRUPPENS ARBEIDSOPPLEGG	11
3. GEOLOGISKE HOVEDTREKK FOR HANEKLEIVTUNNELEN	13
4. BESKRIVELSE AV RASET 25.12.2006	16
4.1 Lokalisering og geologisk karakter	
4.2 Leirmaterialets egenskaper	
5. TIDLIGERE RASTILFELLER I NORSKE TUNNELER	22
6. FORUNDERSØKELSER OG PLANLEGGING/PROSJEKTERING	25
6.1 Utførte forundersøkelser	
6.2 Omfanget av forundersøkelsene	
6.3 Bruken av ingeniørgeologiske data og krav til ingeniørgeologisk oppfølging	
7. ORGANISERING OG GJENNOMFØRING AV PROSJEKTET	28
7.1 Organisering av utbyggingen	
7.2 Geologisk registrering, anvisning av sikring og dokumentasjon av utført sikring	
7.3 Sikringsopplegg og -metoder	
7.4 Sikringsfilosofi	
8. VURDERING AV ÅRSAK TIL UTRASNING	33
8.1 Observasjoner og tiltak i forbindelse med rassonen	
8.2. Eventuell innvirkning av ytre forhold/steinbrudd	
9. GENERELL VURDERING AV HANEKLEIVTUNNELEN	37
10. VURDERING AV STATENS VEGVESENS RUTINER FOR KONTROLL	38
10.1 Generelt	
10.2 Drift og vedlikehold	
11. FORSLAG TIL FORBEDRINGSTILTAK	40
11.1 Årsaker til uønskede hendelser	
11.2 Mulige forbedringer med bakgrunn i raset i Hanekleivtunnelen	
12. REFERANSER	44
<u>Vedlegg:</u> 1) Faktaopplysninger Hanekleivtunnelen	46
2) Oversikt over utlevert materiale	49
3) Resultater fra undersøkelser av svelleleire	50





## 1. INNLEDNING

Hanekleivtunnelen ble bygd i 1996-98 som del av prosjektet Ny E18 i nordre Vestfold, et meget stort og omfattende prosjekt med kostnadsramme rundt 3 milliarder kroner. I forbindelse med prosjektet foregikk det i perioden 1993-2001 omfattende masseflytting, brubygging og tunnelbygging for etablering av mer enn 30 km 4-feltsveg. I alt ble det bygd sju 2-løps fjelltunneler på E18, og en kort fjelltunnel på den tilstøtende Rv315, se figur 1.



Figur 1. Oversiktstegning Ny E18 i nordre Vestfold (1 rute=1km).

Hanekleivtunnelen er 1765 m lang og har to parallelle løp med tunnelprofil T9 (teoretisk sprengningsprofil ca. 65 m<sup>2</sup>). I de nordre ca. 100 m er det foretatt utvidelse til tunnelprofil T12 (teoretisk sprengningsprofil ca. 89 m<sup>2</sup>) for etablering av retardasjons/akselerasjonsfelt. Avstanden mellom de to løpene er rundt 15 m.

Tunnelen ble drevet i egenregi av Statens vegvesen Produksjonsavdelingen, med Statens vegvesen Hordaland som ressursfylke. Dette skjedde like etter den omfattende omorganiseringen av Statens vegvesen medio 1995, hvor Produksjon ble utskilt som egen enhet, og Hanekleivtunnelen er etter det undersøkelsesgruppen kjenner til det første store tunnelprosjektet som ble gjennomført etter den nye egenregimodellen (en modell som for øvrig ikke lenger eksisterer etter at Mesta AS ble etablert i 2003). Driving av Hanekleivtunnelen ble igangsatt 15. januar 1996, og avsluttet i begynnelsen av november 1996.

Produksjonsavdelingen la opp til en todeling av sine arbeidere, med grøftesprengning etter gjennomslag og før etablering av vann- og frostsikring. Under arbeidet med grøftesprengning skjedde det alvorlige nestenulykker med nedfall av stein fra tak og vegger i tunnelen.

Byggeteknisk komplettering, inklusive etablering av vann- og frostsikring (i hovedsak såkalt Ekeberghvelv) ble utført av PEAB, og igangsatt i juli 1997. Etter to nestenulykker pga nedfall av stein ble dette arbeidet stanset i september, og omfattende bergrensk samt tilleggssikring med bolter og sprøytebetong foretatt før arbeidet med etablering av hvelv kunne gjenopptas i november. Arbeidene til PEAB ble fullført i november 1998.

Utrasningen skjedde den 25.12.2006 ca. kl. 22.55 i sydgående løp, ca. 1120 m inn fra nordre tunnelinngang, se vedlegg 1. Rasmassene ble anslått til i størrelsesorden 250 m<sup>3</sup>, og dekket tunnelen opp til en høyde av anslagsvis 2,5 m over kjørebanelang en strekning på ca. 25 m (ca. profil 16760-16785). Til alt hell ble ingen kjøretøyer truffet av raset.

Medlemmene av undersøkelsesgruppen ble kontaktet av Vegdirektoratet den 27.12.2006 med forespørsel om mulighet for å delta i befaring av rasområdet og granskning av det som hadde skjedd i tunnelen. Samtlige av de tre forespurte sa seg villige til å delta i arbeidet, og foretok en første befaring til Hanekleivtunnelen den 28.12. Undersøkelsesgruppen ble formelt oppnevnt av Samferdselsdepartementet den 05.01.2007 med følgende sammensetning basert på forslaget fra Vegdirektoratet:

Ingeniørgeolog Per Bollingmo, MULTICONSULT AS  
Professor Bjørn Nilsen, NTNU Institutt for geologi og bergteknikk.  
Avdelingsdirektør Øystein Nordgulen, Norges geologiske undersøkelse (NGU)

Bjørn Nilsen ble oppnevnt til formann for gruppen i brev fra Vegdirektoratet datert 09.01.2007.

Samferdselsdepartementet ga gruppen følgende mandat:

***”Formålet med granskningen er å klarlegge mulige årsaker til raset og foreslå eventuelle forbedringstiltak.***

*Undersøkelsesgruppen skal analysere framdrift, prosedyrer og metoder i alle faser av prosjektet fra planlegging/prosjektering og gjennomføring til drift og vedlikehold og løpende etterkontroll. Herunder skal gruppen vurdere rutinene og praktiseringen av disse, for Staten vegvesens kontroll både med entreprenører og egen virksomhet.*

*Undersøkelsesgruppen bes også å komme med eventuelle forslag til forbedringstiltak vedrørende planlegging/prosjektering, tunnelbygging, drift og vedlikehold, og kontrollrutiner og regelverk.*

*Det forutsettes at undersøkelsesgruppen leverer sin rapport 15. februar 2007.”*

## 2. UNDERSØKELSESGRUPPENS ARBEIDSOPPLEGG

Gruppen har opptrådt samlet under befaringer, møter og intervjuer. For øvrig har gruppelemmene i hovedsak gjennomført arbeidet ved sine respektive arbeidssteder, men med god kontakt med hverandre underveis via telefon og e-post og gjennom interne møter 10. og 19. januar, samt 2. februar.

Følgende befaringer er gjennomført som del av undersøkelsesarbeidet:

28.12.2006:

Befaring av rasområdet og nærliggende deler av sydgående løp (inklusive tverrslag 5) for en første vurdering av ingeniørgeologiske forhold og mulig årsak til raset. Distriktsvegsjef Roar Gärtner og prosjektleder Karl Høiland fra Statens vegvesen Region Sør, Vestfold distrikt var til stede under befaringen og bidro med relevant informasjon. Raset ble ved denne anledning kun studert fra nordre side og fra sålenivå. Prøver av sleppemateriale fra raset ble medtatt for laboratorieanalyse.

10.01.2007:

Ny befaring for supplerende undersøkelser av raset og omliggende områder. Rasgropa ble denne gangen også undersøkt fra plattform på nordre side, slik at det var mulig å få et inntrykk av karakteren til slepper og bergmasse i sidene av selve gropa på nært hold. I tillegg ble det foretatt undersøkelser fra søndre side av raset. Det ble også foretatt et kort besøk til det nærliggende Hanekleiv pukkverk nordvest for tunnelen. Roar Gärtner var med under befaringen og bidro med oppklarende informasjon.

Følgende møter og intervjuer er gjennomført:

09.01.2007:

Møte på Vegdirektoratet med utbyggingsdirektør Lars Aksnes, assisterende vegdirektør Kjell Sture Bjørvig og informasjonsdirektør Sissel Faller for presisering og planlegging av arbeidsoppgaver. Vegdirektør Olav Søfteland deltok under siste del av møtet.

10.01.2007:

Møte på Vegkontoret i Tønsberg med Roar Gärtner, Karl Høiland og prosjekteringsleder Arvid Veseth for utlevering og gjennomgang av relevant grunnlagsmateriale. Følgende dokumentasjon ble utdelt til gruppelemmene:

- To permer med dokumenter vedrørende planlegging, bygging og evaluering av byggeprosessen for Hanekleivtunnelen, se vedlegg 2.
- En perm vedrørende drift og vedlikehold av Hanekleivtunnelen og andre tunneler langs E18 i nordre Vestfold.
- En perm med byggeplanstegninger (Som bygget), datert januar 2002.
- En perm med Beredskapsplan for E18-tunnelene m.fl. (ettersendt etter møtet).

19.01.2007:

Intervjuerunde på Vegdirektoratet med nøkkelpersonale fra byggeperioden:

- fra Produksjon: produksjonsleder Leif Kjølén og anleggsleder Arvid Thorvik.
- fra Utbygging: kontrollingeniør Mette Bergan og prosjekteringsleder Arvid Veseth.
- fra PEAB AS: anleggsleder Harald Bakås (intervjuet via høyttalende telefon).

- fra NGI: ingeniørgeolog Eystein Grimstad.

I tillegg til intervjurunden på Vegdirektoratet er det også mottatt/innhentet informasjon og synspunkter fra en rekke personer over telefon, bl.a.:

- Bjørn Buen, ingeniørgeolog engasjert av PEAB i byggeperioden.
- Andreas Løvaas, nabo som rapporterte om kraftige rystelser på kveldstid 2-3 dager før utrasningen.
- Jan Vidar Stenhaug, bilist som rapporterte om stein i kjørebane 25.10.2006.
- Driftssjef Sigbjørn Lian, Franzefoss (eier av Hanekleiv pukverk).

Av grunnlagsmateriale for øvrig er følgende mottatt via e-post den 12. januar fra Leif Kjølén:

- Sluttrapport E18 Hanekleiva tunnel (udatert).
- Kvalitetsplan E18 Hanekleiva tunnel, datert 04.09.1996.

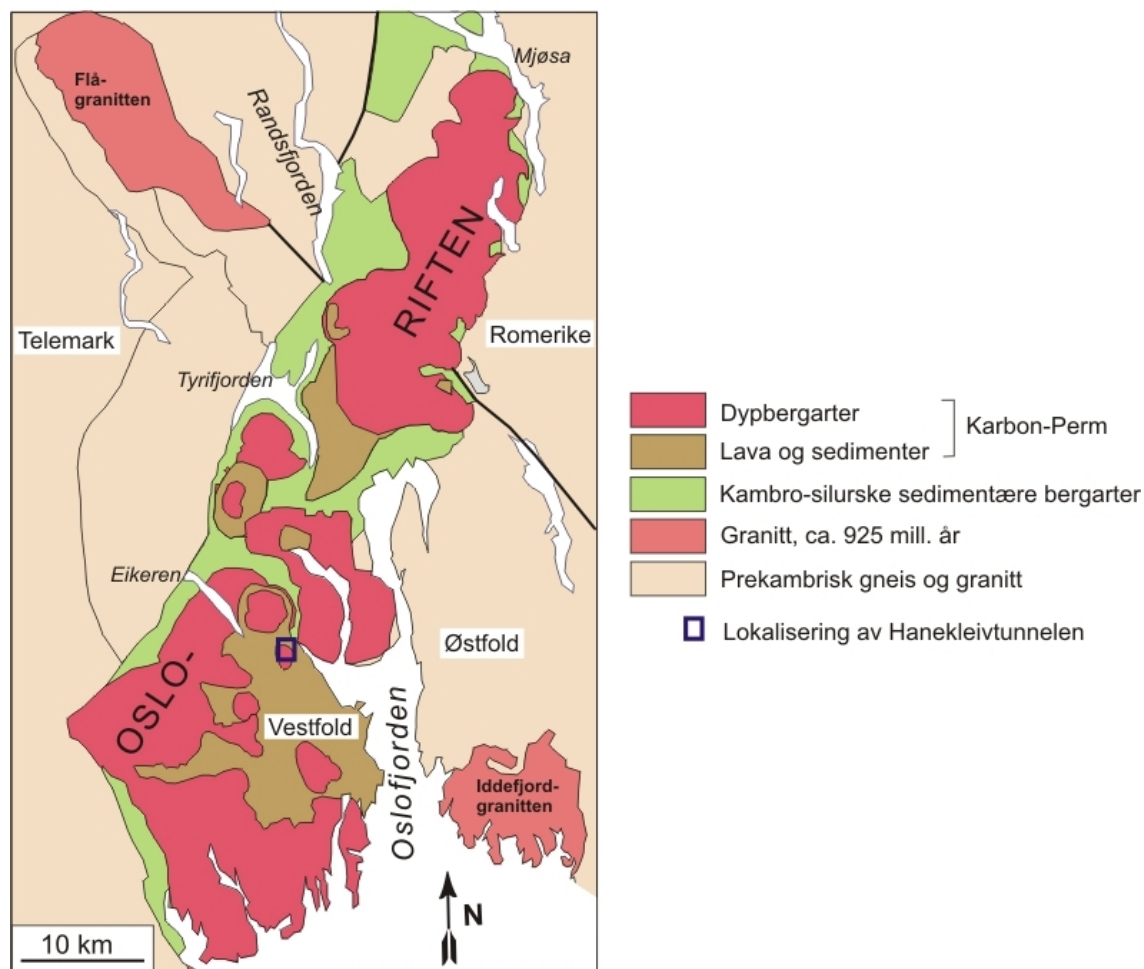
I forbindelse med intervjurunden på Vegdirektoratet 19. januar fikk arbeidsgruppen utlånt dagboka for Hanekleivtunnelen fra Arvid Thorvik, og fra Lars Aksnes ble det på forespørsel fra undersøkelsesgruppen mottatt en god del supplerende dokumenter vedrørende drift og vedlikehold.

Fra Statens vegvesen Vestfold ble det i brev datert 26. januar på forespørsel fra undersøkelsesgruppen mottatt tilleggsinformasjon vedrørende inspeksjonsrutinene for Hanekleivtunnelen.

Undersøkelsesgruppen har følgelig gjennom skriftlig materiale, møter, intervjuer og befaringer hatt tilgang til omfattende informasjon og dokumentasjon vedrørende planlegging, bygging og drift av Hanekleivtunnelen. Vi mener at informasjonen gir grunnlag for rimelig sikre vurderinger og konklusjoner, selv om vi kunne ha ønsket oss mer detaljert informasjon vedrørende kartlegging under driving og utført sikring i tunnelen (skiftrapper, sikringsskjemaer mv.). Slik dokumentasjon har vært etterlyst av oss, men har ikke vært mulig å fremskaffe.

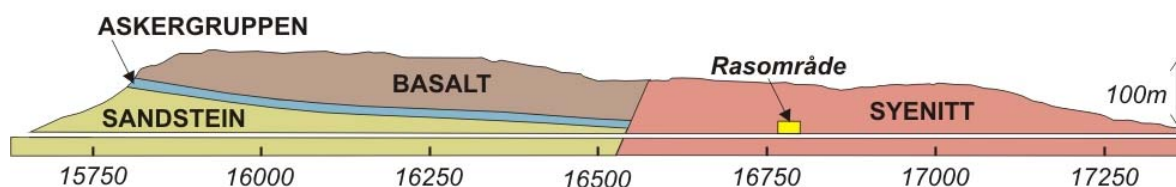
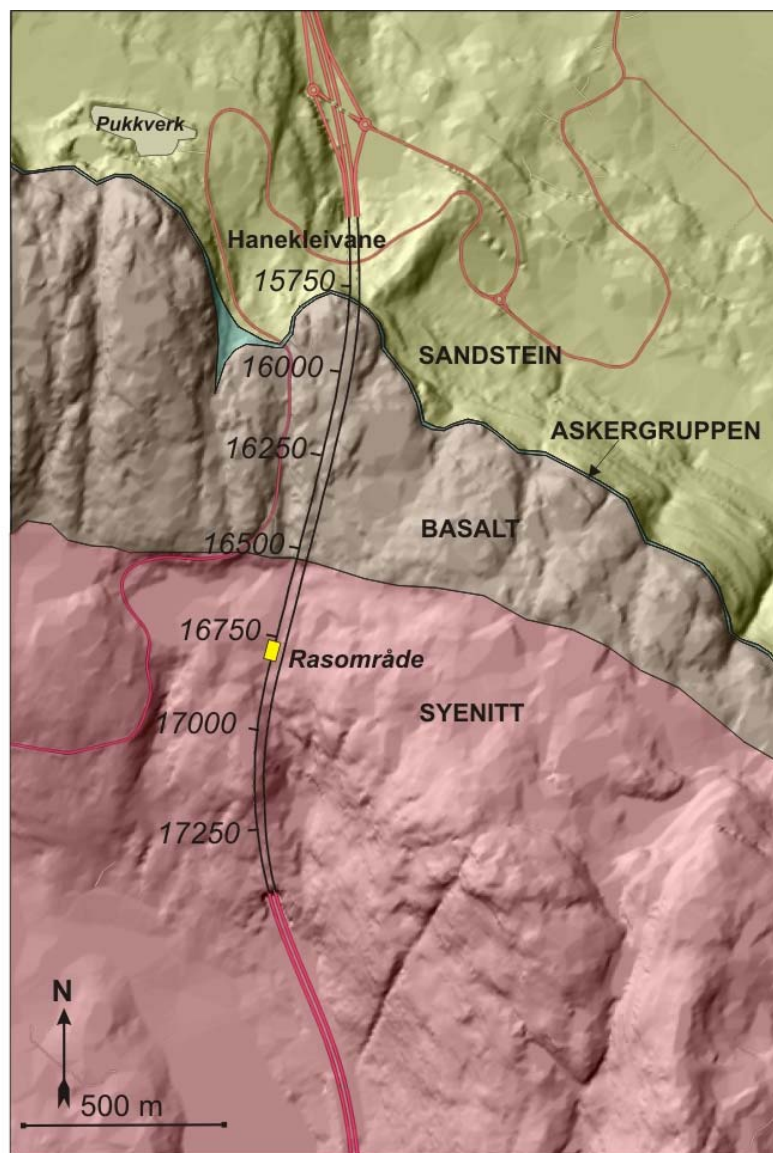
### 3. GEOLOGISKE HOVEDTREKK FOR HANEKLEIVTUNNELEN

Det aktuelle området ligger i Oslofeltet, som danner en ca. 30-60 km bred sone fra Mjøstraktene i nord til ytre Oslofjord og videre i sør, se figur 2. Oslofeltet utgjør en del av en rift- eller grabenstruktur (Osloriften) og ble dannet ved strekking, fortynning og oppsprekking av jordskorpa i periodene karbon og perm. I øst og vest er feltet begrenset av forkastningssoner som skiller feltets hovedsaklig kambrosiluriske og permiske bergarter fra eldre grunnfjellsbergarter utenfor riftsonen.



Figur 2. Geologisk oversiktskart som viser utstrekningen av Osloriften. Det aktuelle området i Hanekleiva er vist med blå firkant.

Berggrunnen i Oslofeltet er preget av forkastninger og sprekker/brudd som for en stor del er dannet i permtiden og til dels reaktivert senere. Regionalt er den klart dominerende orienteringen av forkastninger og sprekker steilt NNV-SSØ til N-S og NNØ-SSV. Noen av forkastningene har så stor bevegelse at de gir utslag på forløpet av bergartsgrenser. Det finnes også mindre forkastninger og brudd med andre retninger. Langs brudd- og forkastningssoner er bergartene nedknust og vil derfor lett bli utsatt for omdanning og forvitningsprosesser. De vil også utgjøre svake soner i berggrunnen som skiller seg ut som eroderte søkk i terrenget. Generelt kan det antas at det er svakhetssoner også langs overdekkede forsenkninger selv om de ikke kan observeres direkte.



Figur 3. Øverst: Topografisk høydemodell og bergartsfordeling i området ved Hanekleivatunnelen. Forkastninger og sprekkesoner kommer fram som søkk i terrenget og er mest markerte i området med basalt og sandstein. Kartet indikerer at de viktigste forkastningene går N-S og NNØ-SSV. Underst: Snitt som viser en forenklet framstilling av geologiske forhold langs tunneltraseen.

Ved det nordlige tunnelpåhugget i Hanekleiva er det kvartsrik, grå sandstein (*Ringerikesandstein – seinsilur*) med en fremtredende lagning som heller 10-15 grader mot sør, se figur 3. Over denne ligger konglomerat og skifer (*Askergruppen – seinkarbon*) fulgt av lag med finkornet mørk basalt (lavabergart). Disse bergartene ligger her over tunnelnivå. I

sandsteinen forkommer det et par titalls meter tykke ganger av rombeporfyr med retning nordøst og steilt fall mot nordvest. Ellers finnes det ganger av diabas og syenittprofyr.

Fra profil 16550 går tunnelen inn i syenitt; en dypbergart som har skjært tvers gjennom lagningen i sandstein. Grensen mellom sandstein/basalt i nord og syenitt i sør faller steilt mot nord. Syenitten er en middelskornet dypbergart som består hovedsakelig av alkalifeltspat og mindre mengder (<10%) mørke mineraler. Denne bergarten har ingen lagdeling og er i tillegg mindre oppsprukket enn sandstein og basalt. Dette kommer til uttrykk gjennom landskap og topografi der avrundete former og forholdsvis lite oppsprekking i syenitt står i kontrast til et mer oppstykket landskap forårsaket av flere forkastninger og bruddsoner der berggrunnen består av sandstein og basalt, se figur 3.

## 4. BESKRIVELSE AV RASET 25.12.2006

### 4.1 Lokalisering og geologisk karakter

Utrasningen har skjedd fra tunneltaket langs en ca 25 m lang sone (ca. profil 16760 – 16785) avgrenset av parallelle forkastninger som er orientert 030-040 grader med steilt fall mot sørøst, se figur 4 og 5. Sonen har en vinkel med tunneltraseen på ca 15 grader. Sidebergarten er en massiv, uomdannet, grårosa syenitt med relativt få sprekker. Disse har variabel orientering og omfatter både steile og flattliggende sprekker der det kan være et tynt belegg av grålig leire. I tillegg finnes det steile brudd orientert øst-vest.

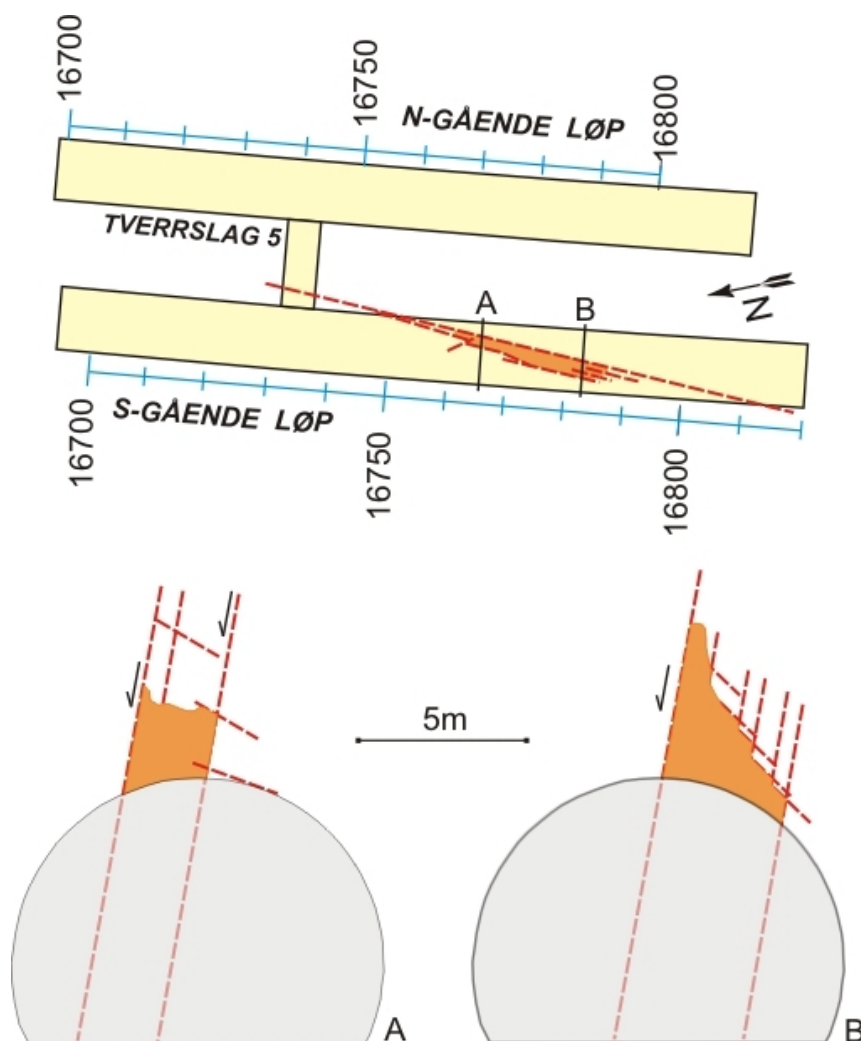


*Figur 4. Oversiktsbilde som viser utstrekning av det nedraste partiet i tunneltaket.*

Hovedforkastningen som avgrenser den utraste sonen i sørøst kan følges fra tverrslag 5 i sørvestlig retning gjennom tunnelens østre vegg ved profil 16755. I tverrslag 5 finnes det en



omdannet forkastningsbergart i en bredde på 20-50 cm og gjennomgående forkastningsplan med langsgående karbonatårer og et 2-5 cm tykt leirbelegg, se figur 6.



Figur 5. Øverst: Tunnelløp ved rasområdet med profilnr. og tverrslag 5 inntegnet. I det sørgående løpet er sonen med nedfall fra tunneltaket (oransje) avgrenset av steile forkastninger (rød stiple linje). Nederst: Tversgående snitt gjennom sørgående tunnelløp (merket A og B på øverste tegning) med ustabil parti og utrasning skjematisk illustrert.

I tunnelen øker forkastningssonens bredde til ca 2-2.5 meter, og den nedraste sonen begynner i den østre delen av tunneltaket ca. 25 m nord for tverrslag 5 (ved profil 16760 i figur 5). Et gjennomgående forkastningsplan synes å avgrense den nedraste sonen i øst. Denne forkastningen fortsetter i sørvestlig retning i tunneltaket til den går ut av tunnelens vestre vegg ved profil ca. 16815. Ved undersøkelsesgruppens siste befaring av rasområdet 10.01.2007 var fjellet i tunneltaket ennå skjult av frost- og vannsikringshvelv fra profil ca. 16785 og fram til en kort strekning med eksponert tunnelvegg ved profil ca. 16815.

I den nordlige delen (snitt A i figur 5) er sidene i det utraste partiet i hovedsak avgrenset av to steile forkastninger (slepper) med glidespeil og et belegg av løs leire, se figur 7. Mindre bruddflater med en tynt leirbelegg ble observert i syensnitt vest for utrasningen. Bruddene har varierende slak helling mot vest til nordvest og kan ha hatt betydning for avløsning av rasmassene fra taket.



*Figur 6. Fra tverrslag 5. Her er forkastningen med oppsprukket syenitt ca 20-50 cm bred med en leirsleppe (ved hammerhodet) langs hovedforkastningen .*



*Figur 7. Den nordlige delen av den utraste sonen. Plane forkastninger med leirbelegg og -slepper avgrenser rassonen på begge sider.*

I den sørlige delen (snitt B i figur 5) er det utraste partiet noe bredere med en markert, opptil 50 cm bred, dypere utraste sone langs forkastningen i sørøst, se figur 8. Langs denne sonen er det en fullstendig nedknust og omvandlet bergart med leire langs forkastningsplanet. I den nordvestre delen er utrasningen avgrenset av flere steile forkastninger med leirbelegg i kombinasjon med brudd og forkastninger som heller ca. 45 grader mot nordvest.



*Figur 8. Den sørlige delen av den utraste sonen.*

Den utraste bergmassen besto av en uensartet blanding av frisk syenitt, delvis omvandlet syenitt med hydrotermale årer fylt med flusspat og kalkspat (avsatt fra varme løsninger som har sirkulert i oppsprukket fjell), og til dels fullstendig leiromvandlet syenitt. En stor blokk av syenitt, se figur 9, veide flere tonn, men hovedinntrykket var at rasmassen besto av alt fra mindre blokker (<50 kg) og småstein iblandet en masse av oppsmuldret, omvandlet syenitt.

Under befaringene ble det observert lite vann i rassonen. Deler av tunneltaket var fuktig, med stedvise drypp. Den nederste massen var tørr eller svakt fuktig.

#### **4.2 Leirmaterialets egenskaper**

Under befaringen den 28. desember ble det tatt to prøver av leirmateriale fra rassonen (fra nederste masse på tunnelsålen), og en prøve av leirmateriale fra sonens krysning med tverrslag 5. Prøvene ble analysert ved henholdsvis Ingeniørgeologisk laboratorium ved NTNU og ved Multiconsults laboratorium. Det ble oppnådd nær sammenfallende resultater, se vedlegg 3.



*Figur 9: Det nedraste materialet. Merk stor blokk av syenitt (Foto fra Statens vegvesen).*

Resultatene for fri svelling og svelletrykk gir opplysninger om leirmaterialets potensielle svelleevne. Finstoffinnholdet (andel  $<20\ \mu\text{m}$ ) i materialet fra Hanekleivtunnelen er i henhold til analysene ved NTNU 14 %. Dette er et vanlig nivå for norske svelleleirer.

For ekstremt aktivt materiale har det vært målt fri svelling  $> 400\ %$ . Materialet fra Hanekleivtunnelen gir fri svelling på 140-150 %, dvs. middels til høyt i henhold til klassifisering definert av Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG). Normalt aktive, norske svelleleirer har fri svelling på 100-200 %.

Når det gjelder svelletrykk, kan meget aktivt materiale ha verdier på godt over 2 MPa. For prøvene fra Hanekleivtunnelen er det målt svelletrykk på 0,15-0,18 MPa. Dette kan i henhold til NBG klassifiseres som middels.

Mineralogisk analyse utført ved NTNU indikerer at materialet inneholder svellende materiale (smektitt/blandsjikt), men at det ikke har skjedd fullstendig omvandling til smektitt. Dette

samsvarer godt med det inntrykk en får av det nedraste materialet i tunnelen. En kan tydelig se den opprinnelige bergartsstrukturen, og det virker som om det har skjedd en *in situ* omvandling av bergarten, med oppløsning av kornbindinger og omdanning av feltspat til leirmineraler.

Det kan altså slås fast at rassonen inneholder svelleleire (smektitt), men at materialet ikke er av den mest aktive typen. For materiale fra rassonen i Oslofjordtunnelen ble det til sammenligning målt svelletrykk opptil 0,55 MPa, dvs 3 ganger så høyt som for Hanekleivtunnelen. Materialet er likevel av en slik karakter at en i utgangspunktet burde forstått at svelletrykk og nedsatt fasthet/friksjon ved vannopptak kunne gi problemer av tilsvarende type som beskrevet i kapittel 5.

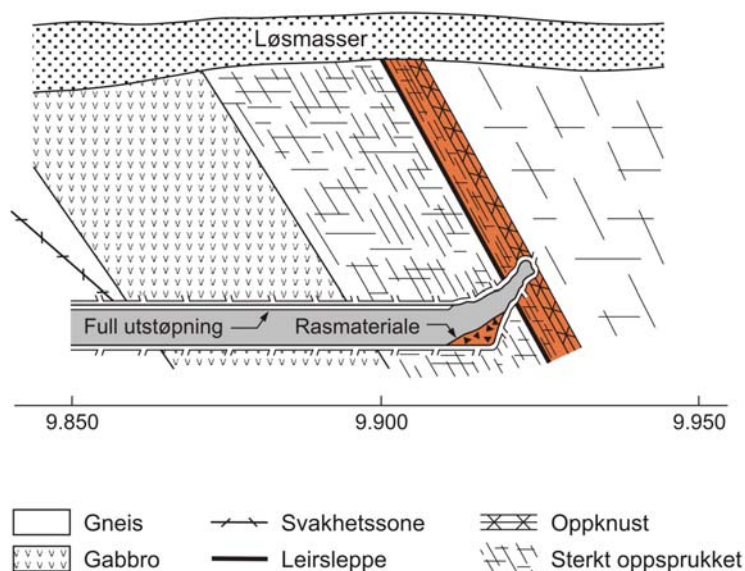
## 5. TIDLIGERE RASTILFELLER I NORSKE TUNNELER

Alvorlige stabilitetsproblemer og utrasning forekommer meget sjelden i norske tunneler. Langs de svært mange kilometer som er drevet av tunneler i Norge (ca. 1500 km veg- og jernbanetunneler og 3500 km vannkrafttunneler), finnes det likevel noen eksempler på at slike hendelser har inntruffet. Disse kan i prinsippet inndeles i 3 kategorier:

- 1) Utrasning på stoffen under driving.
- 2) Utrasning etter oppfylling i vanntunneler.
- 3) Utrasning etter ferdigstilling i "tørre tunneler", inkl. veg- og jernbanetunneler.

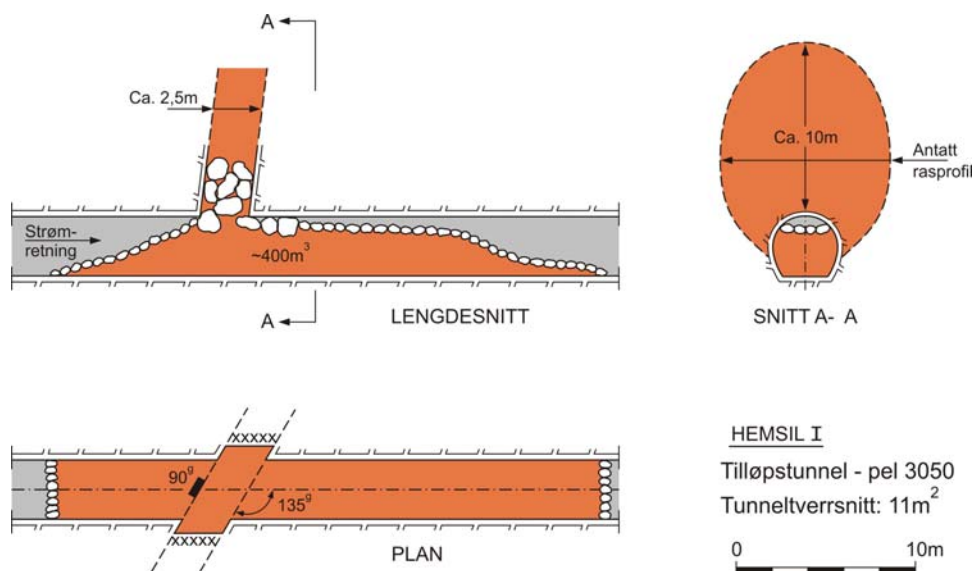
Det totale antall av alvorlige hendelser innenfor disse kategoriene siden 1960-tallet er i størrelsesorden 30 (basert på data fra forskningsprosjekt gjennomført ved NTNU/SINTEF på 1990-tallet). Noen av hendelsene har vært av kategori 1), men det store flertall har vært av kategori 2). Hendelser av kategori 3), som Hanekleiv sorterer under, har vært meget sjeldne.

Rastilfellene innenfor kategori 1) har typisk vært forårsaket av at en har drevet inn i vanskelige svakhetssoner uten å ha hatt tilstrekkelig beredskap for å møte problemene, og/eller har undervurdert vanskelighetsgraden og ikke tilpasset drive- og sikringsprosedyrer til de opptrædende forhold. Svelleleire i kombinasjon med vannlekkasje har vært hovedårsak til mange av disse alvorlige stabilitetsproblemer. Utrasningen som skjedde i Ellingsøy-tunnelen i 1987 er et eksempel på stabilitetsproblem av denne typen, se figur 10. Et av de siste og mer kjente rastilfellene i norske tunneler; raset på T-baneringtunnelen i 2005, tilhører også kategori 1), men er noe utypisk siden det inntraff ved kryssing mot eksisterende tunnel.



Figur 10. Eksempel på ras under driving, 70 m under sjøen i Ellingsøytunnelen. Det ble drevet med kort salvelengde og partiet ble sikret med sprøytebetong, men en fikk likevel rasutvikling med forplantning opp til ca. 7 m over tunneltaket i løpet av 6 timer (etter Olsen & Blindheim, 1989).

Innenfor kategori 2) har typisk hendelsesforløp vært at tunnelen har vært stabil under driving, og partiet som senere har rast ut har vært sikret, men utilstrekkelig og/eller feilaktig, og leirmateriale i slepper/svakhetssoner har forårsaket nedsatt friksjon og/eller svelling som har gitt utrasning gjennom sikringskonstruksjonen (oftest sprøytebetong, men i noen få tilfeller også full utstøpning). De fleste slike ras har inntruffet kort tid etter vannfylling, men det finnes også eksempler på at slike ras har skjedd mer enn 20 år etter ferdigstilling av tunnelen. Et eksempel på et slikt ras, som skjedde 7-8 måneder etter vannfylling, er vist i figur 11.



Figur 11. Eksempel på ras etter vannfylling, Hemsil I. Området var sikret med ca. 5 cm sprøytebetong (etter Thidemann, 1981).

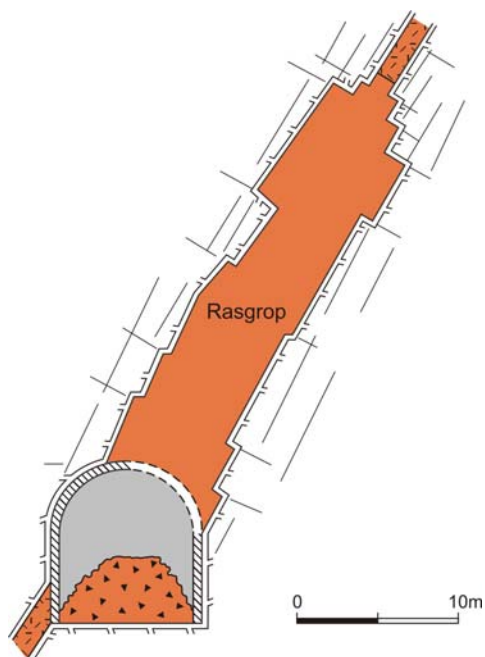
Med unntak av mindre utfall av enkeltstein og flak av sprøytebetong fra vegger og tak, er det kjent svært få tilfeller av alvorlige ras av kategori 3). Av lignende alvorlighetsgrad som raset i Hanekleivtunnelen kjenner vi bare til følgende 2 eksempler:

- Utrasning i Kvineshei jernbanetunnel rundt 1960.
- Ras i Oslofjordtunnelen i 2003.

Raset i Kvinesheitunnelen på Sørlandsbanen skjedde hele 8 år etter ferdigstilling, og det er her bemerkelsesverdig at raset skjedde i et parti som var sikret med full betongutstøpning. En fikk et forvarsel om det som var i ferd med å skje i form av sprekkdannelse og vannlekkasje gjennom betongen, som senere viste seg å være tynn og av dårlig kvalitet. Raset skjedde i en svakhetsone med mye svelleleire og kalkspat, og orientert med liten vinkel (ca. 20°) i forhold til tunnelaksen (dvs. til forveksling likt situasjonen i Hanekleivtunnelen). Raset etterlot seg et rørformet krater med diameter 4-6 m og høyde 25-30 m over tunneltaket, se figur 12.

Raset i Oslofjordtunnelen i desember 2003 var på anslagsvis 40 m<sup>3</sup>, hvorav ca. 4 m<sup>3</sup> gikk gjennom hvelvet, og har flere likhetstrekk med det som har skjedd i Hanekleivtunnelen:

- Svelleleire var en viktig del av årsaken til utviklingen av raset.
- Sikringen med sprøytebetong og spredt bolting var utilstrekkelig.
- Rasmassene gikk gjennom vann- og frostsikringshvelv av tilsvarende type.
- Raset skjedde flere år etter at tunnelen var satt i drift.



Figur 12. Skisse av krater etter ca. 500 m<sup>3</sup> utrasning i Kvinesheitunnelen (etter Brekke & Selmer-Olsen, 1965).

Det kan slås fast at det har forekommet ras tidligere i norske tunneler, også under ingeniørgeologiske forhold som ligner mye på de som en har i Hanekleivtunnelen. Det burde derfor i utgangspunktet være god grunn til å ta den ingeniørgeologiske oppfølgingen alvorlig med tanke på sikkerhet i drivefasen så vel som i bruksfasen av tunnelen.



## 6. FORUNDERSØKELSER OG PLANLEGGING/PROSJEKTERING

### 6.1. Utførte forundersøkelser

Geologisk kartlegging og andre forundersøkelser har foregått i flere faser. Det tidligste arbeidet med geofaglige vurderinger ble utført av Vegdirektoratet og rapportert av Grimstad (1972). Dette omfattet generell berggrunnskartlegging og god dokumentasjon av bruddsoner og forkastninger. Det ble også gjort vurderinger av fjellkvalitet og antatte sikringsbehov. Rapporten inneholder kart, lengdeprofil og forslag til et betydelig boreprogram.

Området ble deretter kartlagt i 1988-89 av Prospektering AS på oppdrag fra Vegvesenet i Vestfold. Dette arbeidet hadde mer generell karakter og omfattet et større område langs E18 i Vestfold. Forholdene i Hanekleiva ble ikke spesielt behandlet i rapportene.

Nye undersøkelser ble utført i regi av Vegdirektoratet i 1989-1990 og rapportert av Lynneberg (1990). Bergartene som forekommer langs tunnelene ble beskrevet, og borbarhet og sprengningsegenskaper ble omtalt. Det ble også gjennomført tre kjerneboringer for å kunne avklare hvilke bergarter som ville påtreffes i tunnelnivå og for å avdekke forløpet av viktige forkastninger og svakhetssoner. Hullene ble boret i den nordlige og sentrale delen av området og gjorde det klart at tunnelen der ville gå i sandstein og ikke i de overliggende bergartene (Askergruppen og basalt). Det ble i tillegg gjort fjellkontrollboringer i området rundt det nordre påhugget i Hanekleiva.

Det geologiske kartet i 1990-rapporten gir en relativt detaljert tolkning av bergartsgrenser og ulike typer strukturer (sprekker, forkastninger og knusningssoner). Større bruddsoner som var antatt å påvirke berggrunnen i tunnelnivå er tegnet inn. Fra de tre borehullene fins det detaljerte logger med informasjon om bergartsgrenser, forkastninger og bruddfrekvens pr. meter. Kjerneboringene tydet på at det er konsoliderte breksjesoner langs N-S-forkastninger og knusningssoner langs forkastninger orientert NØ-SV. Sammen med opplysninger om geologiske forhold på overflaten er dette brukt til å tegne snitt som viser antatte geologiske forhold langs tunnellopene.

I 1990-rapporten antas det at 11 større svakhetssoner vil krysse tunnelene (begge løp), i de fleste tilfeller med en liten vinkel med tunneltraseen. Det blir understreket at sonenes egenskaper i tunnelnivå er usikre. Svakhetssonenes generelle egenskaper (for eksempel nedknust berg og leire) ble omtalt i rapporten, og det gis en kort omtale av det antatte sikringsbehovet.

I anbudsrapporten (Lynneberg, 1994) er den geologiske beskrivelsen fra 1990-rapporten gjengitt. Dette gjelder også borehullslogger og en generell omtale av svakhetssoner som antas å opptre i tunnelnivå. Opplysninger om antatt lokalisering av svakhetssoner i sandstein i den nordlige delen av tunnelen er imidlertid utelatt.

### 6.2 Omfanget av forundersøkelsene

Kravene til ingeniørgeologiske forundersøkelser er fastlagt i Statens vegvesens Håndbok 021 "Vegtunneler". I 1992-utgaven (Statens vegvesen, 1992), som var den gjeldende under planlegging og bygging av Hanekleivtunnelen, slås det fast at det stilles ulike krav til

forundersøkelser for de forskjellige planstadier, og aktuelle undersøkelser for de ulike stadier er beskrevet. Forundersøkelsene for Hanekleivtunnelen oppfyller etter vår vurdering kravene i Håndbok 021.

Undersøkelsesomfanget er også vurdert i forhold til anbefalingene i rapporten "Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg" fra det nylig avsluttede store bransjeprosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler" (Statens vegvesen, 2003). Basert på vurdering av vanskelighetsgrad for Hanekleivtunnelen til "a1 -liten" i henhold til retningslinjene i denne rapporten, og krav til anlegget til "b2 – moderat", finner vi at undersøkelsesomfanget også tilfredsstillende disse nyere anbefalingene.

Omfanget av ingeniørgeologiske forundersøkelser som grunnlag for planlegging, prosjektering og bygging av Hanekleivtunnelen lå følgelig etter vår mening på et tilfredsstillende nivå.

### 6.3 Bruken av ingeniørgeologiske data og krav til ingeniørgeologisk oppfølging

Med hensyn til retningslinjer og krav vedrørende prosjektering er det i 1992-utgaven av Håndbok 021 angitt at kostnadsoverslag på detaljplannivå skal ha en nøyaktighet på  $\pm 10\%$ . Dette stiller strenge krav både til gjennomføringen av forundersøkelsene og til tolkning og bruk av resultatene fra undersøkelsene.

Regler for prosjektering av geotekniske arbeider, inkludert ingeniørgeologi, finnes også i NS 3480 Geoteknisk prosjektering (NBR, 1988). Hanekleivtunnelen vurderes i henhold til denne å ligge innenfor geoteknisk prosjektklasse 2. Med hensyn til prosjekteringskontroll innebærer dette:

*"Vanlig kontroll. Kontrollen utføres av en annen geoteknisk kyndig person enn den som har utført prosjekteringen".*

For Hanekleivtunnelen ble det som beskrevet ovenfor i del 6.1 og 6.2 gjennomført relativt omfattende forundersøkelser i flere faser, og planlegging/prosjektering av tunnelen ser ut for å ha blitt utført på en god måte i forhold til resultatene fra undersøkelsene. Undersøkelsesgruppen mener derfor at raset i ikke har sammenheng med gjennomføring eller omfang av forundersøkelsene, eller bruk av undersøkelsesresultatene ved planlegging/prosjektering.

Angående krav til kontroll i byggefasen sier NS 3480:

*"Kontroll av at forholdene på byggeplassen stemmer med prosjekteringsforutsetningene. Tilsyn under viktige faser av arbeidet, og eventuelt instrumentering av særlig viktige konstruksjonsdeler eller operasjoner. Regelmessig rapportering".*

Vegvesenets håndbok 148 "Prosedyrer for vegtunnelbygging" (Statens vegvesen, 1995) inneholder prosedyrer for kvalitetsplan for tunnelprosjekter, og pålegger geolog delansvar for kvalitetskontroll bl.a. av sonderboring og stabilitetssikring. I dette ligger det at ingeniørgeolog er forutsatt å skulle delta ved vurdering av bergtekniske problemstillinger underveis i tunneldrivingen. Håndbok 148 inneholder imidlertid ingen klare retningslinjer for hvor mye ingeniørgeologen skal delta, eller om vedkommende skal være kontinuerlig til stede under drivingen.

I kvalitetsplanen for Hanekleivtunnelen (Statens vegvesen, 1996) er det under Hovedkapittel 9) "Prosedyrer", Del 9.18) "Stabilitetssikring" gitt detaljerte beskrivelser av ansvarsfordeling, teknisk utførelse og krav til dokumentasjon vedrørende sikringsarbeider. Som vi senere vil komme inn på i kapittel 7 og 8, er det etter undersøkelsesgruppens mening først og fremst på disse punktene det har sviktet i forbindelse med bygging av Hanekleivtunnelen.

## 7. ORGANISERING OG GJENNOMFØRING AV PROSJEKTET

### 7.1 Organisering av utbyggingen

Utbyggingen skjedde like etter en større omorganisering i Statens vegvesen, men før Produksjonsavdelingen ble skilt ut som eget selskap (Mesta AS). Utbyggingen ble gjennomført som et prosjekt i egenregi der Statens vegvesen Vestfold, Utbyggingsavdelingen hadde rollen som byggherre, mens Produksjonsavdelingen var utførende entreprenør.

Produksjonsavdelingen i Vestfold hadde liten tunnelkompetanse, og derfor ble Produksjonsavdelingen i Hordaland engasjert til den praktiske gjennomføringen. Vi forstår det slik at Statens vegvesen Vestfold ved Produksjonsavdelingen formelt også hadde entreprenørrollen, men at den ble "tiltransportert" Hordaland som var det fylkesvegkontoret som hadde mest erfaring med bygging av tunneler. Hensikten med dette var bl.a. et ønske om kompetanseoverføring fra Hordaland til Vestfold.

Prosjekteringen ble utført av Berdal Strømme. Med bakgrunn i anbudsgrunnlaget fra Berdal Strømme ga Produksjonsavdelingen en kalkyle med enhetspriser og en kalkylesum. I praksis bygde deretter Statens vegvesen Hordaland anlegget som et regningsarbeid i egenregi, med basis i denne kalkylen.

Utbyggingsavdelingen mener at de ikke praktiserte en vanlig byggherrerolle ved at de bl.a. ikke avholdt ordinære byggemøter, og at ingen var formelt utpekt til byggeleder for Hanekleivtunnelen. De mener at Statens vegvesen Hordaland mer eller mindre "stelte seg selv".

I Hanekleivtunnelen var organiseringen av prosjektet altså annerledes enn det som er vanlig i dag, ved at Statens vegvesen både hadde rolle som byggherre og entreprenør.

Omfanget av det arbeidet som Produksjonsavdelingen påtok seg er beskrevet i Avtaledokument datert 01.12.1995. Prosjektets art og omfang er beskrevet slik:

*"Produksjonsavtalen gjelder transport/tilrigging, utspregning av tunneler og andre fjellrom, opplasting og uttransport av masser, arbeidssikring og permanent sikring, drenerings/overvannsgrøfter opp til traunivå, kummer og rør for toløpstunnel (2 x T9) i Hanekleiva på nye E-18 i nordre Vestfold. Selve tunnellopene går fra profil 15640 til 17390."*

Det er noe forskjellig oppfatning hos Utbygging og Produksjon om hvordan dette skal forstås. Utbygging mener at Produksjon overtok det fulle ansvar for tunneldrivingen, også ansvar for å dimensjonere og utføre permanent sikring. Produksjon mener at de bare påtok seg entreprenørrollen ved at de skulle utføre den permanente sikringen, mens Utbygging skulle ha ansvar for å bestemme den permanente sikringen, slik det er vanlig praksis i dag.

Denne forskjellen i oppfatning ble beskrevet i et referat fra "Møte om erfaringsutveksling - Hanekleivtunnelen" den 11.02 1998. ... "Prod.avd har ikke forstått at de hadde et ansvar også for den permanente sikringen, og utb.avd har ikke forstått at prod.avd. ikke har forstått..."

Det kommer i dette referatet frem at man også hadde noen andre uheldige erfaringer:

- Rutinene for innlevering av dokumentasjon av utførte arbeider har fungert variabelt.
- Ingen sluttbefaring og overlevering mellom Produksjon og Utbygging etter at driving og grøftarbeider var ferdig.
- Plasseringen av den ingeniørgeologiske kompetansen var uklar. Ved senere intervjuer er det fremkommet at den eneste personen (bortsett fra prosjekteringslederen) med noe ingeniørgeologisk kompetanse var ansatt på prosjektet som kontrollingeniør for vegarbeidene. Vedkommende var forholdsvis nyutdannet, og hadde ingen tunnelerfaring. Hun besøkte tunnelen nærmest av egen interesse for å samle kunnskap og erfaring, og hadde mange andre arbeidsoppgaver knyttet til andre deler av prosjektet enn tunneldriving. Produksjon hevder at de ba om å få ingeniørgeolog fra Utbygging, eller anledning til å leie inn ekstern geolog, uten at dette ble imøtekommet. Selv om personellet fra Hordaland hadde god bergteknisk erfaring på flere nivåer, var det ingen med ingeniørgeologisk kompetanse direkte knyttet til drivingen. Derfor ble den viktige rollen som ansvarlig for å vurdere og bestemme permanent sikring ikke tilfredsstillende ivaretatt.

Grøftarbeidene i tunnelen ble gjennomført i regi av Statens vegvesen Vestfold, Produksjon etter at Hordaland var ferdig med tunneldrivingen, og før arbeidet med vann- og frostsikring ble iverksatt.

Vann- og frostsikringskonstruksjonene ble satt ut på ordinært anbud som ble vunnet av PEAB AS. Både under grøftarbeidene og da PEAB begynte på sine arbeider forekom det flere tilfeller av nestenulykker med nedfall av stein fra tak og vegger. Utenforstående bergkyndige ble derfor tilkalt for å vurdere sikkerhetsforholdene; Eystein Grimstad, NGI av Utbygging, og Bjørn Buen av PEAB. Begge uttalte at det utførte sikringsarbeidet var mangelfullt. Det ble bl.a. påpekt at sprøytebetongen stedvis var betydelig tynnere enn de 6 cm som skal være minimumstykkelsen. Det ble på dette grunnlag foretatt en gjennomgang av tunnelene, og omfattende ettersikring med bolter og sprøytebetong ble anvist. Eystein Grimstad deltok i denne sammenheng, på oppdrag fra Utbygging og sammen med Harald Bakås fra PEAB og/eller Mette Bergan, ved befaring og anvisning av tilleggssikring i hele nordgående løp og i 2/3 av sørgående løp av Hanekleivtunnelen.

Tilleggssikring i form av rensk, bolting og sprøytebetong ble så utført under kontrakt med PEAB AS. PEAB fikk assistanse fra Produksjonsavdelingen bl.a. med boring av bolter.

Undersøkelsergruppen har ikke grunnlag for å vurdere om den opprinnelige sikringen var for dårlig, men fester lit til den konklusjon som de to erfarne ingeniørgeologene kom med uavhengig av hverandre.

## **7.2 Geologisk registrering, anvisning av sikring og dokumentasjon av utført sikring**

Entreprenøren (Produksjonsavdelingen) hadde etter inngått avtale ansvaret for å utføre all sikring. Det vanlige er at byggherren foretar geologisk oppfølging med registrering av de bergtekniske forholdene, og også avklarer behov for permanent sikring. I Hanekleivtunnelen var denne ansvarsfordelingen uklar slik det er beskrevet i kapittel 7.1.

For Hanekleivtunnelen ble det utarbeidet en kvalitetsplan. Kvalitetsplanen (Rev. 3 av 04.09.94) sier bl.a. under kapittel 9.18 Stabilitetssikring, del F) Krav til dokumentasjon:

- *Oversikt over utførte sikringsarbeider.*  
*Denne skal gi opplysninger om type sikring, omfang, plassering og spesielle forhold som er registrert i forbindelse med utførelse av sikringsarbeidene.*
- *Opplysninger om utført geologisk kartlegging.*

Dokumentasjon av utført sikring ble gjort ved at Produksjon rapporterte i dagsedler hvor mye sikringsmidler som var brukt (hovedsakelig bolter og sprøytebetong), og hvor disse var benyttet. Denne dokumentasjonen har det ikke vært mulig å fremskaffe fordi alle rapporteringsskjema har gått tapt ved flytting.

Registrering av de geologiske forholdene ble ikke systematisk utført (se kapittel 7.1). En del observasjoner er systematisert på oversiktsnivå, men det foreligger ikke noen komplett dokumentasjon av geologiske forhold i tunnelene.

I følge Håndbok 148 Kvalitetssikring. Vegtunnelbygging, som den gang var gjeldende, er det under kapittel 5. Dokumentbehandling, Generelle arkivrutiner, angitt:

*"...Når anlegget er ferdig, pakkes og ryddes dokumentene, lister skrives og sakene leveres vegkontoret for videre oppbevaring. Etter 25 år blir dokumentene fra vegkontoret overlevert Statsarkivet."*

Det er åpenbart at dette ikke har vært fulgt ved dette prosjektet.

Senere er Håndbok 148 gått ut, og så vidt vi forstår skal Håndbok 151 (2001) delvis erstatte denne. I Håndbok 151, pkt. 3.2.6 Dokumentstyring er det angitt: *"Post og arkiveringsprosedyrer skal avklares"*.

### **7.3 Sikringsopplegg og -metoder**

Tunneldrivingen foregikk ved sprengning av salver med ca. 5 m lengde. I partier med dårlig berg var salvene kortere. Etter sprengning ble massene lastet ut og sikringsarbeidet startet. I norske tunnelanlegg benyttes vanligvis følgende sikringsmetoder:

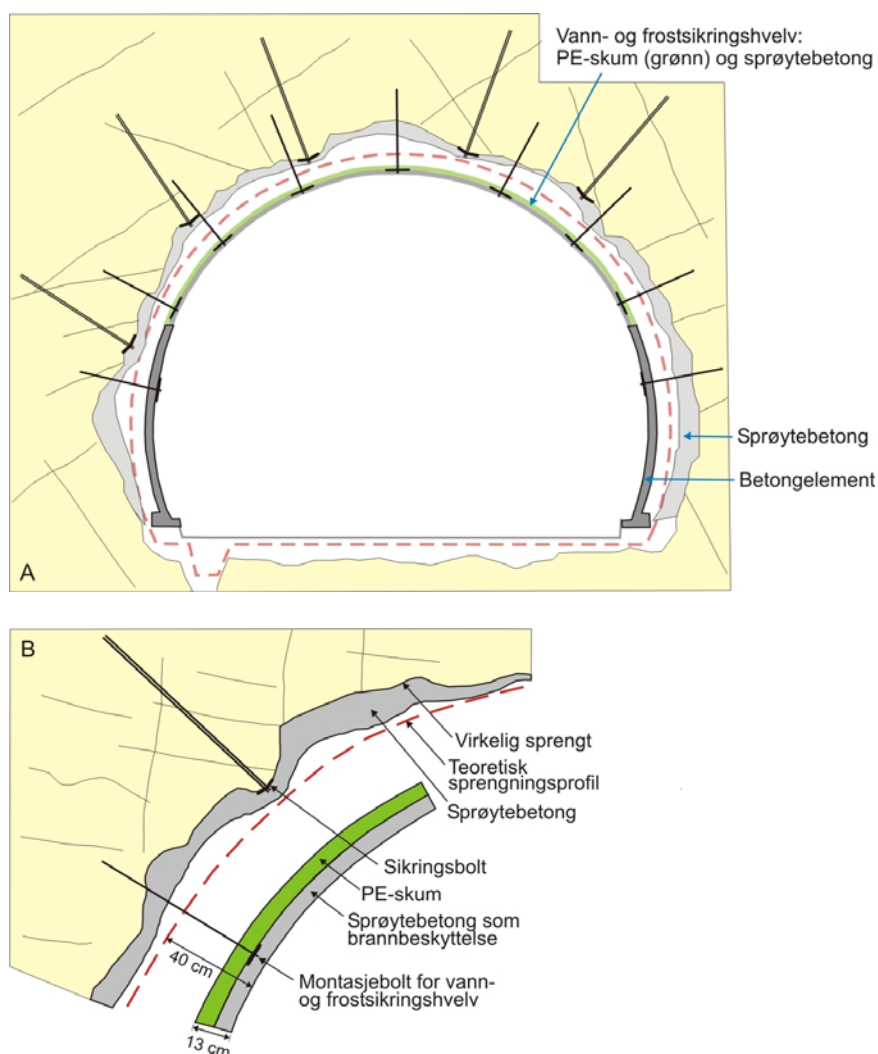
- Maskinell rensk av løst fjell med hydraulisk piggemaskin.
- Manuell etterrensk med spett.
- Bolting med stålbolter med diameter 20-32 mm og lengde 2–5 m. Boltene festes med polyestermasse (lim), eller de støpes inn med sementmasse (gysing).
- Sprøytebetong, vanligvis med fiberarmering påført i lag på 6-15 cm, av og til i tykkere lag som alternativ til full betongutstøpning.
- Armerte sprøytebetongbuer med 6 stk armeringsjern og 30-50 cm tykk sprøytebetong. Buene plasseres med 1,5-3 m avstand.
- Full betongutstøpning mot forskaling og minimums tykkelse 30 cm.

Alle disse sikringsmetodene foretas direkte på bergoverflaten som en stabilitetssikring mot nedfall av stein. Alle metodene ble benyttet ved byggingen av Hanekleivtunnelen, se tabell 1.

I tillegg benyttes ofte injeksjon for tetting av vannlekkasjer. I hovedsak benyttes sementbaserte midler, der en sementvelling under høyt trykk presses inn i borhull og derved sprer massen i sprekker i berget. Det ble ikke utført injeksjon i Hanekleivtunnelen

Stabilitetssikring:	Tube 1 Nordgående	Tube 2 Sørgående	Totalt
Endeforankrede bolter, 2 meter	285 stk.	245 stk.	530 stk.
Endeforankrede bolter, 3 meter	2254 stk.	2351 stk.	4605 stk.
Endeforankrede bolter, 4 meter	1590 stk.	879 stk.	2469 stk.
Spilingbolter, $\phi$ 32 mm	601 stk.	300 stk.	901 stk.
Fjellband, 3 meter	389 stk.	105 stk.	494 stk.
Stålfiberarmert sprøytebetong	2409 m <sup>3</sup>	2181 m <sup>3</sup>	4590 m <sup>3</sup>
Betongutstøping	274 m <sup>3</sup>	270 m <sup>3</sup>	544 m <sup>3</sup>

Tabell 1. Utført sikring ved driving av Hanekleivtunnelen (etter Statens vegvesen, 1997).



Figur 13. Øverst: Prinsipp for sikring benyttet i Hanekleivtunnelen. Nederst: Detalj av sikringsopplegget.

Etter at stabilitetssikringen direkte på bergoverflaten er ferdig blir det i tillegg utført en sikring mot vann og frost, ved at et frittstående hvelv settes opp som skjerming mot vandrdrypp. Hvelvkonstruksjonen er isolert slik at frost ikke trenger inn på baksiden. I denne

tunnelen ble det benyttet et såkalt "Ekeberghvelv" som skissert i figur 13, der den nederste delen, til ca. 3,5 m over vegbanen, består av 15 cm tykke betongelementer. I takbuen er det brukt PE-skumplater (polyetylen) med 6 cm tykkelse, og 7 cm sprøytebetong som brannbeskyttelse. Selv om vann-/ frostsikringshvelvet tåler noe nedfall av stein fra tak og vegger forutsettes det at stabilitetssikringen direkte på berget skal utføres slik at det ikke skjer.

#### 7.4 Sikringsfilosofi

Den norske metoden for å bestemme sikring i tunneler kalles ofte "design as you go", eller "aktiv design". Dette innebærer at man vurderer konkret etter hver salve hva som skal gjøres av sikring. Prinsipielt har entreprenøren ansvaret for den umiddelbare sikringen for å ivareta sikkerheten i anleggsfasen (arbeidssikring), mens byggherren har ansvaret for å bestemme sikringen med tanke på den permanente bruken av anlegget (permanent sikring). I praksis blir sikringen bestemt som et samarbeid mellom byggherre og entreprenør, og ofte blir arbeidssikringen gjort slik at det ikke er nødvendig med noe supplement som permanent sikring.

Denne metoden krever at byggherren til enhver tid under drivingen har tilgjengelig personell med god bergteknisk/ingeniørgeologisk kompetanse. Disse må være tilstede etter sprengning/utlasting slik at man får registrert de geologiske forholdene før fjelloverflaten dekkes av sprøytebetong.

Det er et problem at det i de senere år er blitt mer og mer vanlig å legge på sprøytebetong ganske raskt etter at utlasting er foretatt, ofte etter en noe overfladisk rensk. Hvis dette skjer før geologen/kontrolløren har registrert/kartlagt, blir det umulig eller vesentlig vanskeligere å få til en god kartlegging. Dette vil vi karakterisere som et bransjeproblem. I Hanekleivtunnelen ble stort sett veggene stående usprøytet, slik at det til en viss grad var mulig å observere berget i ettertid.



## 8. VURDERING AV ÅRSÅK TIL UTRASNING

### 8.1 Observasjoner og tiltak i forbindelse med rassonen

Sonen som forårsaket raset mellom profil 16760 og 16785 i sørgående løp ble registrert under drivingen. Dette fremgår bl.a. av sluttrapporten til Produksjon (udatert, men dokumentet er i henhold til "fil\_egenskaper" opprettet 16.07.1997), hvor det på side 9 står:

*"Det ble påvist to svelleleirsoner i tunnelen. Disse hadde liten vinkel i forhold til tunnelaksen, og medførte omfattende sikringsarbeid over lengre strekninger. Den første sonen var mellom pel 16180 og pel 16330. Her ble det drevet 2,5 meters salver med kombinasjon spiling/fiberarmert sprøytebetong for å komme gjennom. I tube 2 (sørgående løp) ble i tillegg en utstøpning foretatt.*

*Den andre svelleleirsonen var mellom pel 16750 og pel 16890. Dette var et område med nesten vertikale sprekker på tvers av tunnelaksen. Svelleleira ble forseglet med 15 cm sprøytbetong".*

Det som sies om sprekkeretningen i sistnevnte avsnitt stemmer ikke med den observerte orientering av rassonen, men beskrivelsen før øvrig ser ut til å stemme bra med de faktiske forhold.

Rassonen er ikke omtalt i rapporten "Geologisk kartlegging", som er utarbeidet av kontrollingeniør Mette Bergan og datert 18.09.1996, men på tegning med tittel "Kartlegging under driving av Hanekleivtunnelen" er sonen inntegnet med ganske riktig beliggenhet og orientering. Mette Bergan opplyste under intervjuet den 19. januar at hun kartla geologien langs veggene i dette området, og ikke gjorde undersøkelser fra plattform. På grunnlag av rapporten ser det ikke ut for at det er utført analyse av leirmateriale fra rasområdet, men for leirsleppe i forbindelse med syenittporfyrgang ved profil 16093 er det målt fri svelling 210-240 % (meget høyt i henhold til NBG).

Leirsonen som førte til raset mellom profil 16760 og 16785 er omtalt i dagboka for Hanekleivtunnelen, hvor det den 22.08.1996 for T2 (sørgående løp) er anført bl.a.:

*"Salveboring 06:00-09:30 (26778\*). Sprut 6 m<sup>3</sup> over leirsleppe i hengen", og senere: "Salve kl. 20:00. Utlasting 20:30-24:00. Boring salve og bolter. Bestilt 12 m<sup>3</sup> spr.betong til 03:00".*

Ca. 2½ måned senere er bl.a. følgende anført i dagboka:

*04.11.96: "Sprøyting i T2 v/pel 26760-26830, til sammen 6 m<sup>3</sup>. Sleppe ved 26760 har sprukket sprøytebetong - lagt på 10 cm i tillegg".*

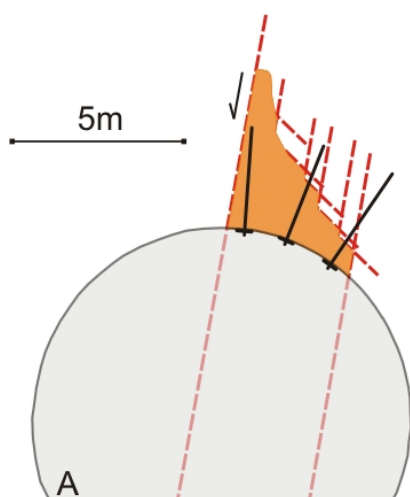
*05.11.96: "Bestemt at svelleleir-soner i T2 fra Pel 26755 til 26790 skal sprøytes inn (hele profilet) i en tykkelse på 10 cm. Sprøytes 42 m<sup>3</sup> i dag, resten i morgen".*

*06.11.96: "Sprøyting 36 m<sup>3</sup> v/pel 26755-790".*

\* 2-tallet som første siffer i angivelse av pel-nr. (profilnummer) indikerer at dette angår løp 2, dvs. sørgående løp.

I intervjuet med anleggsleder Arvid Thorvik den 19. januar ble det bekreftet at rassonen ble ansett som et av de vanskeligste partiene langs sørgående løp, og at full utstøpning ble diskutert og vurdert som aktuelt sikringstiltak. Full utstøpning ble imidlertid bare brukt i forbindelse med portalene og for sikring av én enkelt leirsoner i sørgående løp (mellom 16180 og 16330, dvs. i sandstein), og ikke for rassonen mellom profil 16760 og 16785.

Rassonen ble altså sikret med fiberarmert sprøytebetong og bolter. Ut fra det som har vært mulig å se ved befaring har ikke boltemønsteret vært spesielt tett langs rassonen, men dette har vært vanskelig å vurdere sikkert. Manglende dokumentasjon/sluttrapport med hensyn til utført sikring forsterker problemet med å evaluere dette. Det som imidlertid kunne observeres ved befaring, var at boltene i stor grad så ut til å ha vært innsatt på konvensjonelt vis vinkelrett tunnelkonturen, og dermed i ugunstig retning for sikring av den steiltstående sonen, se figur 14. Med en slik bolteretning vil boltene i hovedsak stå i leirsonen, og i liten grad gi forankring til fast sideberg.



Figur 14. Prinsippskisse av ugunstig bolteretning for sikring av leirsonen.

Bare 5-6 gjenstående bolter ble observert med retning som indikerte at de var satt gjennom sonen og inn i fast berg. Selv om noen bolter med gunstig retning kan ha blitt trukket ut ved utrasningen er det etter dette grunn til å mistenke ugunstig bolteretning for å ha vært en medvirkende årsak til at utrasningen kunne skje.

Etter at tunnelen var ferdig drevet, og før etablering av vann- og frostsikring, ble det som nevnt i kapittel 7.1 foretatt omfattende tilleggssikring (rensk, 1220 bolter og 387 m<sup>3</sup> sprøytebetong). I følge notat av 13.11.1997 utarbeidet av ingeniørgeolog Eystein Grimstad NGI, ble hele nordgående løp og nordlige 2/3 av sørgående løp ved flere befaringer 25. august - 16. oktober inspisert fra plattform, og supplerende boltesikring ble anvist på stedet. Denne befaringen ble utført på oppdrag av Statens vegvesen Vestfold Utbygging. Nordre 2/3 vil si profil 15640-16793, og dette indikerer at raspertiet sannsynligvis ble omfattet av inspeksjonen fra plattform. Det er ingen kommentarer i notatet fra Grimstad om sprekker i sprøytebetongen i partiet som senere raste ut, men derimot om sprekker nord for profil 16720.

Tunneltaket i sørgående løp fra tverrslag 6 til påhugget i nord, dvs. inklusive rasområdet, ble også inspisert av ingeniørgeolog Bjørn Buen på oppdrag av PEAB AS 20.10.1997 (som oppfølging av befaring 3. oktober). Buen gir i sitt notat datert 27. 10.1997 uttrykk for at

sikringen etter hans mening generelt er mangelfull, men heller ikke Buens notat inneholder noen spesielle kommentarer vedrørende partiet som senere raste ut.

Det foreligger ikke noen eksakt logg over fordelingen av utført tilleggssikring, men i henhold til skisse utarbeidet av Mette Bergan og datert 03.10.1997 ble det anvist "spredt bolting" som tilleggssikring langs strekningen mellom tverrslag 5 og 6. Antallet bolter der raset skjedde er ikke avklart, og det er usikkert om, og i hvilken grad, det svake partiet ble forsøkt sikret med ekstra bolter etter at den innledende sikringen ble gjennomført.

Uansett kan det slås fast at leirsonens alvorlighetsgrad har vært undervurdert og at den valgte sikring av leirsonen mellom profil 16760 og 16785 har vært utilstrekkelig. Når leirmaterialet fikk absorbert tilstrekkelig av luftfuktighet og vann har svelletrykket, og kanskje i vel så stor grad reduksjonen av friksjon og fasthet, med tiden gitt større belastning enn det den utførte bergsikringen kunne tåle. Svellende leire kan også ha bidratt til at blokker i svakhetssonen ble sprengt løs fra hverandre og/eller fra feste i mindre omdannet fjell. Det er sannsynlig at utrasingen skjedde ved at sprøytbetonglaget sprakk opp og revnet langs svakhetssonen slik at rasmassen med flere store blokker løsnet og slo direkte gjennom vann- og frostsikringshvelvet.

Det er vanskelig å si om raset utviklet seg over tid, med mindre utfall i forkant av et hovedras, eller om det skjedde som en plutselig, samtidig kollaps av hele partiet. Det vurderes uansett som svært lite sannsynlig at meldingen fra bilist om 10-15 cm stor stein i vegbanen (se kapittel 2) kan ha sammenheng med raset.

Med hensyn til geologi, utført sikring og geometri har raset mange likhetstrekk med utrasningene som er beskrevet i kapittel 5). Problemstillingen var derfor ikke ukjent, og det burde ha vært naturlig å vurdere tyngre sikringstiltak som for eksempel sprøytebetongbuer eller full utstøpning for det aktuelle partiet i Hanekleivtunnelen.

## **8.2 Eventuell innvirkning av ytre forhold/steinbrudd**

Det har vært reist spørsmål ved om sprengning fra et nærliggende steinbrudd kan ha medført rystelser som utløste raset. Vi har vært i kontakt med Franzefoss As ved driftssjef Sigbjørn Lian, som driver steinbruddet, og fått informasjon om salvesprengningene som utføres der.

Siste salve før raset ble skutt 15.12.06 kl. 1615 (dvs. ca 1 uke før nabo som nevnt i kapittel 2 rapporterte om kraftige rystelser, som dermed ikke kan ha hatt sammenheng med sprengningsarbeid i bruddet). Det ble brukt ca. 6000 kg sprengstoff med maks. ladning pr. tennernummer på ca. 50 kg. Avstanden mellom steinbruddet og rasstedet er ca. 1500 m.

En overslagsmessig kalkyle over sannsynlig rystelsesnivå etter "NTNU. Prosjektrapport anleggsdrift 14A-98", gir en vertikal svingehastighet på 0,4 mm/s.

Franzefoss utførte ikke rystelsesmålinger ved den siste salven, men har ved tidligere anledninger og lignende salve, målt rystelser på bebyggelse i en avstand på ca. 800 m. Vertikal svingehastighet ble målt til 1,8 mm/s. Dette er svært lave rystelser, og det er sannsynlig at trafikken i tunnelen tidvis genererer høyere rystelser enn dette. Til sammenligning nevnes at i henhold til "NS 8141 Vibrasjoner og støt", skal et bolighus

fundamentert på berg, og bygget av murverk, uarmert betong eller lignende tåle minst en vertikal svingehastighet på 70 mm/s før det blir skader.

Vi mener at det er høyst usannsynlig at rystelser fra sprengning i steinbruddet har hatt noen innvirkning på rasutviklingen.

## 9. GENERELL VURDERING AV HANEKLEIVTUNNELEN

Undersøkelsesgruppens gjennomgang og vurdering har omfattet forundersøkelser, planlegging/prosjektering, gjennomføring, drift/vedlikehold og etterkontroll for hele tunnelprosjektet. Spesiell vekt er imidlertid lagt på det som vi har oppfattet som hovedpunktet i gruppens mandat (med uthevet skrift i oppnevningebrevet fra Samferdselsdepartementet): **Formålet med granskingen er å klarlegge mulige årsaker til raset og foreslå eventuelle forbedringstiltak.**

På bakgrunn av det gitte mandat har undersøkelsesgruppen i forbindelse med sine befaringer kun foretatt inspeksjon av vegger og tak bak vann- og frostsikringshvelvet i selve rasområdet som beskrevet i kapittel 4.1. I tillegg har gruppen innsisert fortsettelsen i tverrslag 5 av sonen som ga utrasning.

Basert på det som kunne observeres i sørgående løp og i tverrslag 5, blir forkastningssonen smalere i retning mot nordgående løp (se også øverste del av figur 5). Bredden på forkastningssoner av denne typen kan imidlertid variere langs sonens utstrekning. De kan i noen tilfeller smalne av og nesten dø ut, for så lenger borte å tilta i bredde igjen. Undersøkelsesgruppen fikk under sine befaringer opplyst at flere av Statens vegvesens egne geologer innsiserte fjellet bak hvelvet i nordgående løp for å avklare sonens karakter/egenskaper i dette tunnellopet.

Ifølge sluttrapporten for Hanekleivtunnelen (Statens vegvesen, 1997) ble det påtruffet to svelleirsoner i tunnelen. Arvid Thorvik bekreftet under intervjuet at det var to soner som skilte seg ut som spesielt vanskelige. Den ene av disse ble, som beskrevet i kapittel 8.1, støpt ut i sørgående løp. I følge dagboka for Hanekleivtunnelen ble det i forbindelse med denne sonens krysning med nordgående løp benyttet en del forbolting og sprøytebetongribber i tillegg til sikring med konvensjonelle bolter og sprøytebetong. Det andre vanskelige partiet, som tilsvarer rassonen, ble sikret med bolter og sprøytebetong. I forlengelsen av rassonen inn i nordgående tunnellop er det i følge dagboka kun sikret med bolter og sprøytebetong.

På grunnlag av foreliggende skriftlige dokumentasjon og opplysninger innhentet gjennom intervjuene er det ikke foretatt utstøpning noen andre steder enn langs den ene sonen i sørgående løp.

Dokumentasjonen av ingeniørgeologiske forhold og utført sikring i tunnelen er som beskrevet i kapittel 7.2 høyst mangelfull. Fullgodt grunnlag for avklaring av stabilitetsforholdene og for vurdering av eventuell fare for nye ras samt behov for tilleggs sikring vil en bare kunne få ved grundig inspeksjon bak vann- og frostsikringshvelvet langs begge tunnellop. Undersøkelsesgruppen har ikke innsisert berget bak hvelvet og kan dermed ikke uttale seg om stabilitetsforholdene utenom det undersøkte raspartiet i sørgående løp.

Undersøkelsesgruppen er kjent med at Statens vegvesen har igangsatt systematisk inspeksjon bak hvelvet i tunnelene. Krav til jevnlig inspeksjon bak hvelvet (for hele tunnelen) er for øvrig også gitt i Statens vegvesens håndbøker som beskrevet i kapittel 10, og bedre inspeksjonsrutiner er et av punktene som er med på undersøkelsesgruppens liste over anbefalte forbedringstiltak i kapittel 11.2 (pkt. 7)

## 10. VURDERING AV STATENS VEGVESENS RUTINER FOR KONTROLL

### 10.1 Generelt

Statens vegvesen har et omfattende regelverk i form av håndbøker, normaler og lignende, som beskriver prosjektering, bygging, vedlikehold, kvalitetssikring og kontroll for tunnelanlegg. Dette gjelder både egen- og entreprenørens virksomhet.

Da Hanekleivtunnelen ble bygget var bl.a. disse dokumentene sentrale:

- Håndbok 021 Vegtunneler.
- Håndbok 025 Prosesskode -1. Standard beskrivelse for vegarbeidsdriften.
- Håndbok 148 Kvalitetssikring. Vegtunnelbygging.
- Håndbok 149 Prosedyrer for vegtunnelbygging.
- Nordisk Vegteknisk Forbund: Drift og vedlikehold av vegtunneler.

Senere er Håndbok 148 og 149 utgått, og nye er kommet til, bl.a.

- Håndbok 144 Kvalitetshåndbok for Statens vegvesen.
- Håndbok 151 Styling av utbyggingsprosjekter.
- Håndbok 111 Standard for drift og vedlikehold. Temahefte.

For Hanekleivtunnelen ble det dessuten utarbeidet en egen Kvalitetshåndbok, som etter sigende var den første i sitt slag for et slikt tunnelprosjekt.

Etaten arbeider systematisk og detaljert for å ivareta kvaliteten gjennom prosedyrer og håndbøker, og det er vår oppfatning at dette arbeidet er ivaretatt på en svært god måte.

Et tankekors kan være at mengden av interne retningslinjer, prosedyrer, håndbøker etc. er blitt så stor, at det kan være vanskelig for aktørene å bevare oversikten. I tillegg er det en rekke andre offentlige lover, forskrifter og andre pålegg å forholde seg til. Ofte er det dessuten slik at samme tema er behandlet flere steder, og alt dette gjør at det kan være problematisk å ikke "trå feil" og dermed bryte noen av påleggene. Dette er for øvrig noe som gjelder hele bygge- og anleggsbransjen.

Hvordan disse dokumentene generelt benyttes og følges har vi ikke grunnlag for å si noe om, men gjennom undersøkelsen av forholdene rundt Hanekleivtunnelen er det fremkommet noen svakheter som beskrevet i kapittel 7.

### 10.2 Drift og vedlikehold

Drift og vedlikehold av Hanekleivtunnelen er ivaretatt gjennom en drifts- og vedlikeholdsavtale. Under "E1 Prosessfordelt kravspesifikasjon" i denne avtalen er det en prosess 37 som heter "Vedlikehold av stabilitetssikring, vann- og frostsikring, overbygg mm."

Prosessen omfatter:

- inspeksjon og rensk av løst fjell
- sikringstiltak som bolter, fjellbånd og nett
- etterinjeksjon og vedlikehold av sprøytebetong og betonghvelv
- portaler, platehvelv, PE-skum, kuldeporter mv.

- skredoverbygg

Prosess 37 dekker forhold som kunne hatt betydning for å forhindre raset i Hanekleivtunnelen. I den funksjonskontrakten som var gjeldende frem til 31.08.2006 var ikke prosess 37 medtatt, men den er medtatt i den kontrakten som ble gjeldende fra 01.09.2006.

Dette betyr at det kun har vært foretatt inspeksjon av "den synlige siden" av hvelvet gjennom tunnelen. Det har så vidt vi forstår ikke vært noen systematisk inspeksjon bak hvelvet for kontroll og eventuelt vedlikehold av bergsikringen.

Også i 1992-utgaven av Håndbok 021 Vegtunneler er drift og vedlikehold omhandlet. Kapittel 14 i denne gir anvisninger for overtakelse, systematisk vedlikehold, inspeksjon og kontroll. Dette skal bl.a. omfatte:

- kontroll av stabilitet
- behov for rensk
- fjellforsterkning og vannsikring

Her er det gitt detaljerte anvisninger for hvordan inspeksjon, kontroll og vedlikehold skal utføres. Når det gjelder de bergtekniske elementene som her er nevnt spesielt, spesielt med hensyn til kontroll av bolter og sprøytebetong hvert 5. år, kan vi ikke se at disse anvisningene har vært fulgt for Hanekleivtunnelen.

## 11. FORSLAG TIL FORBEDRINGSTILTAK

### 11.1. Årsaker til uønskede hendelser

De uheldige episodene ved tunnelanlegg de senere år kan delvis beskrives som et bransjeproblem. Riktignok er det forskjell på hvordan oppgavene løses både når det gjelder rådgivere, entreprenører og byggherrer, men det har vært en uheldig utvikling som har medført større fare for feil, og dermed risiko knyttet til uhell og større ulykker.

Tunneldriving var tidligere mer et håndverk hvor både entreprenøren og byggherrens folk hadde nærkontakt med fjellet ved at de bl.a. håndrensket med spett. I dag er tunneldriving mer industriell, hvor borerne sitter på avstand, rensken av fjellet etter sprenging er ofte maskinell, og man mister noe av den kunnskap om berget som man fikk tidligere. Nærkontakt med berget, for eksempel fra en plattform hvor man kommer helt opp til taket, er ikke lenger obligatorisk. Kunnskapen om berget på stoff er derfor blitt mindre, og grunnlaget for å beslutte (permanent) sikring er dårligere.

Entreprenørene er interessert i fremdrift, samtidig som de skal ta vare på arbeidssikkerheten, og vil derfor helst sikre med sprøytebetong så snart som mulig. Sprøytebetong er et glimrende sikringsmiddel som har gitt en vesentlig forbedring av sikkerheten for tunnelarbeiderne, men brukt feil kan det gi tunnelene karakter av "kalkede graver" som kan gi uheldige episoder med nedfall av stein eller ras.

For å forhindre at sikringen blir for dårlig og at man får uønskede hendelser i prosessen mot en ferdig sikret tunnel bør man i prinsippet stille følgende kontrollspørsmål:

- Er bemanningen (kontrollører/ingeniørgeologer) kompetente nok til å foreta de nødvendige vurderinger? Forekommer det en feilvurdering av situasjonen på tross av god nok kompetanse? Selv om de involverte har god kompetanse er det mulig å feilvurdere situasjonen uten at man dermed kan si at det er slendrian. Alle gjør feil!
- Er bemanningen tilstrekkelig slik at man til enhver tid har tilgjengelig kompetente folk i tunnelen?
- Er dette personellet opptatt med andre ting slik at de ikke får gjort registreringene på stoff i rett tid?
- Hvordan er organiseringen av sikringsarbeidet? Er det tilstrekkelig tid mellom sprengning/utlasting og påføring av sprøytebetong til at geologen får en sjanse til å gjøre sine registreringer?
- Det hender at man i første omgang undervurderer sikringsbehovet og må supplere sikringen på et senere tidspunkt. Blir det foretatt en inspeksjon av tunnelen før man dekker til med hvelv for å se om noen soner har fått oppsprekning i sprøytebetongsikringen?
- Ved den geologiske kartleggingen kan det bli registrert forhold som krever nøyere vurdering av sikringen, for eksempel ved leirsoner. Er det da en prosedyre for at disse



sonene ikke blir "glemt" etter tildekking av et sprøytebetonglag. Blir det vurdert/bestemt/bestilt nødvendig sikring?

- Blir det kontrollert at den sikringen som er bestilt virkelig er utført slik det var forutsatt?
- Er det prosedyrer for ettersyn/vedlikehold i tunnelen etter åpning?

## 11.2 Mulige forbedringer med bakgrunn i raset i Hanekleivtunnelen

Den informasjon undersøkelsesgruppen har innhentet etter raset har vist at det er åpenbare muligheter til forbedring av rutiner og organisering i forbindelse med tunneldriving. De viktigste blir kommentert i det følgende. Kommentarene må ses på bakgrunn av at det nå er vel 10 år siden tunnelen ble bygget, og mange av de svakheter som ble avdekket er allerede ivaretatt. Svakheten med organiseringen av prosjektet ved at det ikke ble etablert noen klar rollefordeling og derav ansvarsfordeling mellom utførende og byggherre er for eksempel historie, i og med at entreprenørdelen er utskilt fra Statens vegvesen (Mesta AS).

Følgende forbedringstiltak foreslås fra undersøkelsesgruppen:

1. Man må ta konsekvensen av entreprenørens ønske om rask fremdrift og dermed umiddelbar påføring av sprøytebetong for å bedre sikkerheten for egne folk. Dette må ikke gå ut over mulighetene for god kartlegging av berget og grundig vurdering av behovet for permanent sikring. Gruppen foreslår at dette forholdet søkes ivaretatt ved å innføre "byggherrens halvtime".

Byggherrens halvtime innebærer at byggherren skal ha en halv time til disposisjon på stoffen etter at utlasting og rensk er foretatt, og før ytterligere sikring blir påbegynt. Entreprenøren forutsettes da å stille med arbeidsplattform med god belysning. Byggherrens ingeniørgeolog skal registrere de geologiske forholdene, og sammen med bas eller formann fra entreprenøren bestemme sikringsarbeidene. Ved at to mann sammen foretar denne vurderingen, får man en form for kvalitetssikring som man vanligvis ikke har hatt i forbindelse med denne svært viktige delen av tunnelarbeidene. Det forutsettes å ikke foregå annen virksomhet på stoff i denne perioden, og entreprenørens innsats skal dekkes i en prissatt post i anbudet.

Tunnellogg over kartlagte ingeniørgeologiske forhold forutsettes utarbeidet kontinuerlig og holdt ajour under tunneldrivingen.

2. Byggherrens halvtime skal sikre at hele tunnelen blir kartlagt, og at det blir foretatt en kompetent vurdering av nødvendig sikring etter hvert som berget blir frilagt. Dette krever at byggherren til enhver tid når det er aktuelt, kan stille med kompetent ingeniørgeolog/bergkyndig person til å foreta disse registreringene og vurderingene. Byggherren må bemanne med personell som har tilstrekkelig erfaring og kompetanse. Det er ikke uvanlig at nyutdannede ingeniørgeologer blir satt til dette arbeidet. Det betinger i så fall at en mer erfaren person må være tilgjengelig for å assistere i vanskelige situasjoner.

3. Spesielt grundige undersøkelser og stabilitetsvurderinger må foretas i forbindelse med soner med svelleleire, som erfaringsmessig har gitt mye stabilitetsproblemer, også i nyere tunneler. Det må erkjennes at sprøytebetong ikke kan takle alle typer vanskelige fjellforhold, og derfor legges til rette for at tyngre sikring enn bare sprøytebetong og bolter kan bli nødvendig. Full utstøpning må alltid være med som en aktuell opsjon for sikring.
4. Dokumentasjon for den sikring som blir bestemt skal skriftlig overleveres til entreprenøren, som skal kvittere ut at den avtalte sikringen er utført. Utført sikring inntegnes på en egen tunnellogg, som forutsettes kontinuerlig ajourført under driving.
5. Sikringen skal som et minimum kontrolleres grundig ved avslutningen av tunneldrivingen, og før det dekkes til med vann- og frostsikringshvelv. Denne kontrollen foretas fra arbeidsplattform og under god belysning slik at man kommer opptil/inntil bergflatene. Spesiell oppmerksomhet rettes mot evt. sprekker i sprøytebetongen, og partier med dårlig heft. Heften sjekkes for bompartier med spett eller hammer. Ved denne sjekken skal den geologiske tunnelloggen benyttes for spesiell kontroll av områder som ved drivingen er beskrevet som "mistenkelige". Eventuell ettersikring bestemmes og gjennomføres.
6. Regelverk og rutiner må forbedres for å sikre at det for alle prosjekter utarbeides tilfredsstillende sluttrapport med ingeniørgeologisk beskrivelse, samt logger over fjellforhold og utført sikring.
7. Inspeksjonsrutiner etableres, for eksempel ved at tunnelen inspiseres første gang ett år etter ferdigstilling, neste gang 3 år etter, og deretter hvert 5. år. Frekvensen tilpasses de observasjoner som gjøres underveis.

Forholdene for inspeksjonsarbeidene tilrettelegges på en bedre måte enn nå. I dag er det avsatt 40 cm mellom normalprofilen og utsprengt berg. Med et 15 cm tykt vann- og frostsikringshvelv er det teoretisk 25 cm rom igjen bak hvelvet. Stort sett er det så mye overbryting utover teoretisk sprengningsprofil at man med noe møye kan komme frem bak hvelvet, men slett ikke over alt. Det anbefales at sprengningsprofilen utvides med 20 cm for å bedre fremkommeligheten, og muligheten til å utføre en tilfredsstillende inspeksjon.

Hvelvet utstyres med inspeksjonsluker for ca. hver 200 m, stige for å komme opp på hvelvet, og langsgående skinner til å gå på omtrent midt på veggen. En langsgående line i hele tunnallengden benyttes til å feste sikkerhetsline med karabinkrok. Tunnelen utstyres med skilt, både på trafikksiden og bak hvelvet, som angir profilnummer i tunnelen. Dette for å vite hvor man er under inspeksjonen.

8. Arkiveringsrutinene forbedres ved at prosjektdokumenter som rapporter fra forundersøkelser, sluttrapport, ingeniørgeologisk logg fra tunnelen, logg over sikringsarbeid, og "som bygget-tegninger" oppbevares på et egnet sted, slik at de kan være tilgjengelige i tunnelens levetid. Hovedhensikten med logging av geologi og sikring er at det ved eventuelle senere hendelser er behov for å vite hva som er bak sprøytebetongen.

Undersøkelsesgruppen er klar over at flere av de tiltakene som her er foreslått allerede er implementert gjennom regelverket. Noen av tiltakene vil kreve en endring av dagens praksis. Undersøkelsesgruppen mener at disse tiltakene vil høyne kvaliteten og sikkerheten i norske trafikk tunneler.

## 12. REFERANSER

Brekke, T. & Selmer-Olsen, R. 1965: Stability problems in underground constructions caused by montmorillonite-carrying joints and faults. *Engineering Geology*, 1:3-19.

Grimstad, E. 1972: Oppdrag Z-196A, rapport nr. 1. Motorveg E18 tunnel ved Hanekleiv. En geologisk undersøkelse. Veglaboratoriet, Vegdirektoratet.

Gvein, Ø. & Røsholt, B. 1988: Rapport nr. 2027, datert 10.11.1988 Geologisk forundersøkelse av ny E18 trase Eik Helland.

Gvein, Ø. & Iversen, E. 1989: Rapport nr. 2062, datert 06.07.1989 Geologisk forundersøkelse langs ny E18 trase Eik - Helland (Alternativ strekning i forhold til kartlegging i 1988).

Lynneberg, T. 1990: Oppdrag Z-196A, rapport nr. 2. E18 tunnel gjennom Hanekleiv. Geologisk undersøkelse. Veglaboratoriet, Vegdirektoratet.

Lynneberg, T. 1994: Oppdrag Z-196A, anbudsrapport. E18 tunnel gjennom Hanekleiv. Geologisk undersøkelse. Veglaboratoriet, Vegdirektoratet.

NBG/NFF 2000: Engineering geology and rock engineering. Handbook No. 2, Norsk Bergmekanikkgruppe/Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk.

NBR 1988: NS 3480 - Geoteknisk prosjektering. Norges Byggstandardiseringsråd.

Nilsen, B. & Dahlø, T. 1994: A study of cases of instability in hard rock tunnels. Proc. 7th int. IAEG Congr., Balkema 4233-4242.

Nordisk Vegteknisk Forbund 1996: Drift og vedlikehold av vegtunneler.

Olsen, A. & Blindheim, O.T. 1989: Prevention is better than cure. *Tunnels & Tunnelling*, 3:41-44.

Statens vegvesen 1992: Håndbok 021 Vegtunneler. Vegdirektoratet.

Statens vegvesen 1994: Prosesskode -1.

Statens vegvesen 1995: Håndbok 148. Kvalitetssikring. Vegtunnelbygging.

Statens vegvesen 1995: Håndbok 149. Prosedyrer fore vegtunnelbygging.

Statens vegvesen 1996: Kvalitetsplan Ev 18 Hanekleiva tunnel. Statens vegvesen Vestfold/Hordaland.

Statens vegvesen 1997: Sluttrapport E18 Hanekleiva tunnel. Statens vegvesen Vestfold og Statens vegvesen Hordaland.

Statens vegvesen 2001: Håndbok 144. Kvalitetshåndbok for Statens vegvesen.

Statens vegvesen 2001: Håndbok 151. Styring av utbyggingsprosjekter.

Statens vegvesen 2003: Temahefte til Håndbok 111. Standard for drift og vedlikehold.

Statens vegvesen 2003: Miljø- og samfunnstjenlige tunneler: Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg. Teknologiavdelingen, Publ. nr. 101.

Thidemann, A. 1981: Langtidsstabilitet i vanntunneler. Dr.ing.-avhandling. NTH, Geologisk institutt.

**VEDLEGG 1: Faktaopplysninger Hanekleivtunnelen (fra Statens vegvesen Vestfold)**

# Faktaopplysninger

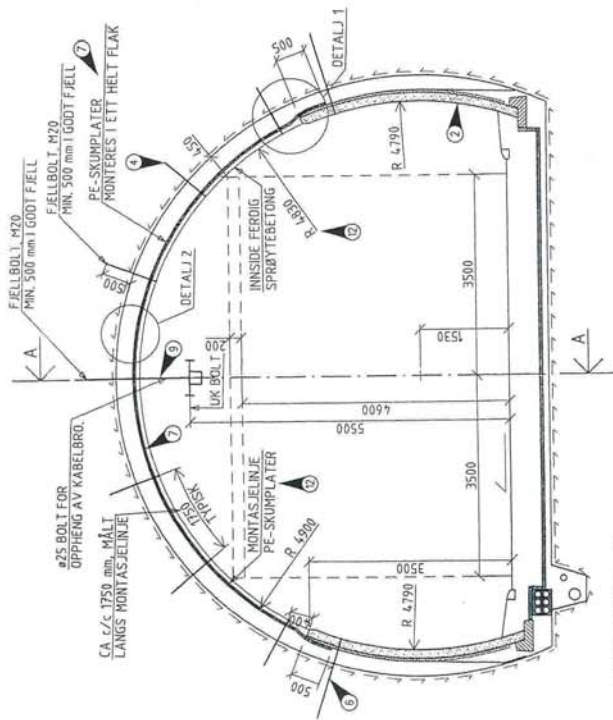
## Hanekleivtunnelen

- Lengde: 1765 m.
  - Byggeår: Utsprengning i 1996.
  - Vann- og frostsikring med hvelv i 1997-1998.
  - Innredet med veggelementer i betong og vann-og frostsikring med Ekeberghvelv i taket. Ekeberghvelvet; 6 cm PE-skum (polyetylen), 7 cm sprøytebetong.
  - Tunnelprofil: T9. Det vil si 2 x 3,5 m kjørebaneler.
  - Til sammen fire kjørebaneler. 2 i hhv. et nordgående og sørgående løp.
  - Trafikkmengde (Ådt.): Ca 20.000 kjøretøyer i døgnet (begge retninger).
- 
- Bergtype: Sandstein i nordenden og syenitt i sydenden.
  - Rasprofil: 16760-16785 (ca 25 m).
  - Ras i sørgående løp: Rastidspunkt: Like før kl. 23.00 den 25.12. 2006.
-

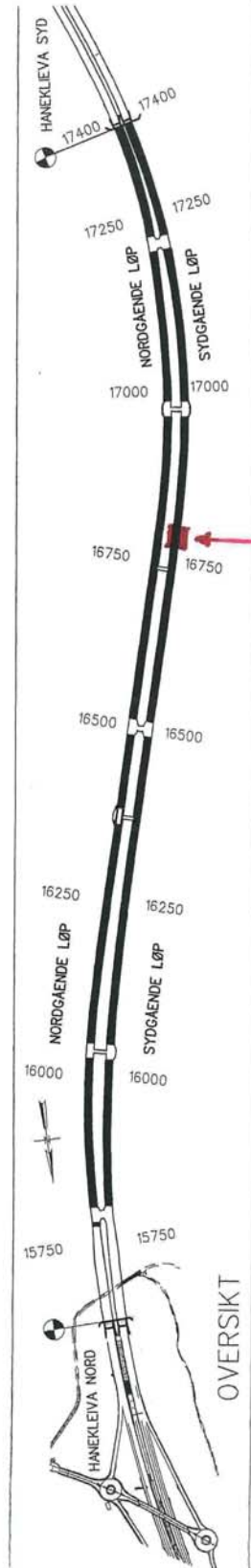
# HANEKLEIVTUNNELEN

↔ Gjennomgående profil  
Tunnelprofil T9

↔ Oversiktstegning  
tunnel

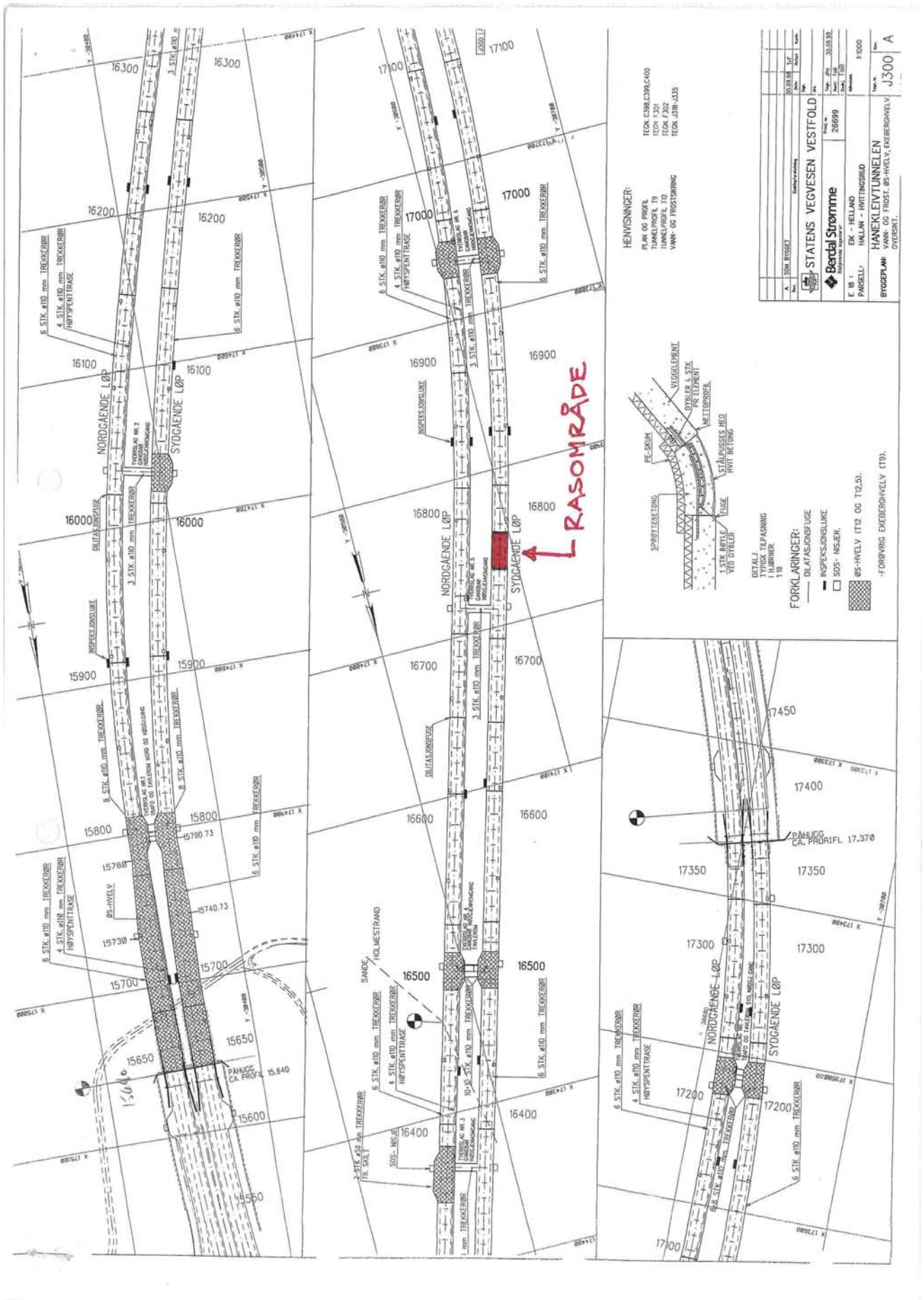


TUNNELPROFIL T9  
GENERELT TVERRSNITT  
1:50

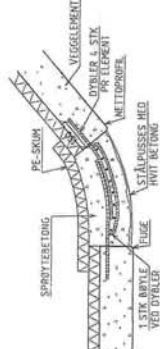


OVERSIKT

05.01.2007



HEVSNINGER:  
 PLAN OG PROFIL  
 TUNNELPROFIL T9  
 TUNNELPROFIL T10  
 VANN- OG FROSTFORING



DETAIL TILPASNING  
 1:10

- FORKLARINGER:  
 - DELTA-INSPEKTIONSLUKE  
 - INSPEKTIONSLUKE  
 - SOS- NSLER  
 - ØS-HVELV (T2 OG T2.5)  
 - FØRØVRIG EKERBERGHELV (T9).

TEKN. CSBR.C39/C40  
 TEKN. E301  
 TEKN. F302  
 TEKN. J38-J35

STATENS VEGVESEN VESTFOLD		Prosjekt nr. 33.03.03	
Berdal Strømme		28699	
E 18 - HELLAND		1:1000	
PARSELL: HULJAN - HØRTINGSBØ			
BYGGEPÅR: HANEKLEVTUNNELN		Prosjekt nr. J300 A	
AVDELING: PROST. ØS-HVELV EKERBERGHELV			
OVERSIKT:			
A. ERM. BILGET	20.03.18	1:1000	
B. ERM. BILGET			
C. ERM. BILGET			
D. ERM. BILGET			
E. ERM. BILGET			
F. ERM. BILGET			
G. ERM. BILGET			
H. ERM. BILGET			
I. ERM. BILGET			
J. ERM. BILGET			
K. ERM. BILGET			
L. ERM. BILGET			
M. ERM. BILGET			
N. ERM. BILGET			
O. ERM. BILGET			
P. ERM. BILGET			
Q. ERM. BILGET			
R. ERM. BILGET			
S. ERM. BILGET			
T. ERM. BILGET			
U. ERM. BILGET			
V. ERM. BILGET			
W. ERM. BILGET			
X. ERM. BILGET			
Y. ERM. BILGET			
Z. ERM. BILGET			



## **VEDLEGG 2: Oversikt over materiale i permer (fra Statens vegvesen, Vestfold)**

- 1 Organisasjon Vegdirektoratet 1995 (DnV)  
Organisasjon Statens Vegvesen Vestfold 1995 (DnV)
- 2 Referat fra møte 11.2.1998: "Møte om erfaringsutveksling - Hanekleivtunnelen"  
Vedlegg notat fra SvV-Utbygging, datert 17.10.1997  
Vedlegg notat fra Eystein Grimstad, NGI, datert 13.11.1997  
Vedlegg notat fra PEAB/Dr. ing. Bjørn Buen as, datert 5.10.1997  
Vedlegg skisse SvV Utbygging/MCB, Tilleggssikring PEAB  
Foredrag Tunnelkonferansen 1996 MCB – Hanekleivtunnelen  
Notat fra PEAB/Dr. ing Bjørn Buen as, datert 20.10.1997
- 3 Brosjyre Ny E18 i Nordre Vestfold  
Statusrapport E18 Vestfold (Eksempel med kontraktsoppfølging)
- 4 Utdrag Årsplan Anleggsavdelingen / Utbygging 1994-1995-1996-1997-1998-1999  
Hovedframdriftsplaner (Arbeidspakker) og Organisasjonsplaner
- 5 Hanekleivtunnelen Planhefte 1  
Bolstadåstunnelen Planhefte 1
- 6 Produksjonsavtale Statens vegvesen Vestfold, Utbyggingsavdelingen –  
Produksjonsavdelingen  
Korrespondanse om inngåelse av Produksjonsavtale, kalkylegrunnlag  
Hanekleivtunnelen i ett eller to løp.
- 7 Entrepriise Statens vegvesen Vestfold, Produksjon:  
Opplasting og utkjøring av tunnelstein. Hordaland Maskin og transport AL
- 8 Entrepriise Statens vegvesen Vestfold, Produksjon:  
Fjellsikring med sprøytebetong. Veidekke ASA, Divisjon Anlegg
- 9 Byggetegninger Hanekleivtunnelen - Som Bygd (Oversiktstegninger)
- 10 Geologisk rapport, rapport nr. Z-196A: E18 Tunnel gjennom Hanekleiv. Geologisk  
undersøkelse. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet. (3 rapporter, 1995, 1990, 1972)
- 11 Geologiske registreringer - opptegning Utbygging - MCB
- 12 Prosjektmøter E18 nord (2 eksempler)
- 13 Anleggsmøter E18 nord (Produksjonsavdelingen)
- 14 Byggeteknisk komplettering. Endringsordrer tilleggssikring 1997 PEAB AS
- 15 Artikler Fjellsprengningskonferansen 1998:  
Karl Høiland: Ny E18 i Nordre Vestfold  
Arvid Veseth: Fjellsikring og kontraktsstrategi  
Eystein Grimstad/NGI: "Fjellsikring- Eksempler fra E18"

**VEDLEGG 3: Resultater fra undersøkelser av svelleleire**

NTNU Trondheim  
Norges teknisk-naturvitenskapelige  
universitet

Fakultet for ingeniørvitenskap  
og teknologi  
Institutt for geologi og bergteknikk  
Kjemisk-mineralogisk laboratorium



Bjørn Nilsen

Vår dato:  
09.01.2007

Vår ref.:  
TS

Prosjekt:

Journalnr.:  
270001

**Svelleegenskaper og XRD av sleppemateriale fra Hanekleivtunnelen****Svelleegenskaper**

Andel <20µm %	Fri svelling %	Svelletrykk MPa
14	150	0,16

**XRD**Mineralinnhold

Alkalifeltspat	X
Plagioklas	X
Smektitt/blandsjikt	X
Kaolinitt	X
Glimmer	X

Semikvantitativ mineralogi (%)

Alkalifeltspat	53
Plagioklas	21
Smektitt/blandsjikt	6
Kaolinitt	11
Glimmer	9

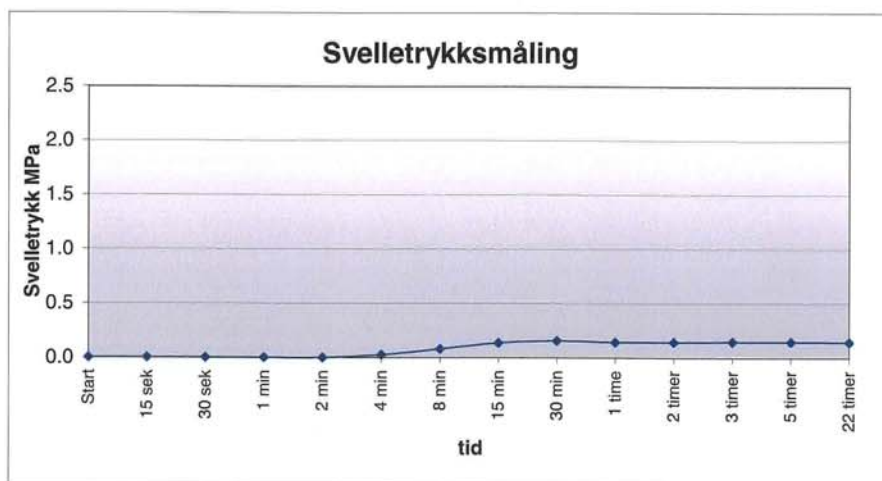
### Svelletrykksmåling ved konstant volum etter forkonsolidering ved 2 MPa

Journal nr: 270001  
Dato: 08.01.07

Prøve: Hanekleivtunnelen  
Start: 10.38

Ødometer: 4  
Utført av: Torill

Avlesning tid	Avlesning kraftring	App. def. mm	Svelletrykk MPa
Start	0.0	0.000	0.00
15 sek	0.0	0.000	0.00
30 sek	0.0	0.000	0.00
1 min	0.0	0.000	0.00
2 min	0.0	0.000	0.00
4 min	2.0	0.000	0.03
8 min	6.0	0.0005	0.08
15 min	10.0	0.0007	0.14
30 min	11.5		0.16
1 time	10.5		0.14
2 timer	10.5		0.14
3 timer	10.9		0.15
5 timer	10.9		0.15
22 timer	10.7		0.15



PRØVESTED : HANEKLEIVTUNNELEN		RAS		PRØVE DATO: 02.01.2007																									
FRI SVELLING, FS : <u>140</u> %		FRITT SVELLEVLUM, FSV: <u>367</u> %		MÅLT MAKS SVELLETRYKK: <u>0,18</u> MPa																									
		Fargetest		Malachittgrønn = Benzidin = Tolkning Montmorilonitt :Malachittgrønn = :Benzidin = Kaolin :Malachittgrønn =																									
				Ref. Geologisk Institutt NTH, Ingeniørgeologisk laboratorium, Fargetester for sleppematerialer, 1978																									
Konsolidert ved 2 MPa																													
<table border="1"> <caption>Approximate data points from the swell pressure graph</caption> <thead> <tr> <th>TIMER (hours)</th> <th>SVELLETRYKK (MPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.005</td><td>0.02</td></tr> <tr><td>0.01</td><td>0.04</td></tr> <tr><td>0.02</td><td>0.06</td></tr> <tr><td>0.05</td><td>0.11</td></tr> <tr><td>0.1</td><td>0.17</td></tr> <tr><td>0.2</td><td>0.18</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>0.18</td></tr> <tr><td>1</td><td>0.18</td></tr> <tr><td>2</td><td>0.18</td></tr> <tr><td>5</td><td>0.18</td></tr> <tr><td>10</td><td>0.18</td></tr> </tbody> </table>						TIMER (hours)	SVELLETRYKK (MPa)	0.005	0.02	0.01	0.04	0.02	0.06	0.05	0.11	0.1	0.17	0.2	0.18	0.5	0.18	1	0.18	2	0.18	5	0.18	10	0.18
TIMER (hours)	SVELLETRYKK (MPa)																												
0.005	0.02																												
0.01	0.04																												
0.02	0.06																												
0.05	0.11																												
0.1	0.17																												
0.2	0.18																												
0.5	0.18																												
1	0.18																												
2	0.18																												
5	0.18																												
10	0.18																												
SVELLEEVNEFORSØK I ØDOMETER			TEGNET	REV.																									
HANEKLEIVTUNNELEN			KONTR.	SK																									
			DATO																										
			08.02.2007																										
MULTICONSULT AS			OPPDRAK NR.	TEGN.NR	REV. SIDE																								
Hoffsvelen 1 - Pb. 265 Skøyen - 0213 Oslo Tlf. 22 51 50 00 - Fax: 22 51 50 01			116166	180																									

4000-689C

PRØVESTED : HANEKLEIVTUNNELEN		Tverrslag		PRØVE DATO: 04.01.2007																									
FRI SVELLING, FS : <u>145</u> %		FRITT SVELLEVLUM, FSV: <u>383</u> %		MÅLT MAKS SVELLETRYKK: <u>0,19</u> MPa																									
		Fargetest		Malachittgrønn = Benzidin = Tolkning Montmorilonitt :Malachittgrønn = :Benzidin = Kaolin :Malachittgrønn =																									
		Ref. Geologisk Institutt NTH, Ingeniørgeologisk laboratorium, Fargetester for sleppematerialer, 1978																											
Konsolidert ved 2 MPa																													
<table border="1"> <caption>Approximate data points from the swell pressure graph</caption> <thead> <tr> <th>TIMER (hours)</th> <th>SVELLETRYKK (MPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.005</td><td>0.05</td></tr> <tr><td>0.01</td><td>0.07</td></tr> <tr><td>0.02</td><td>0.10</td></tr> <tr><td>0.05</td><td>0.13</td></tr> <tr><td>0.1</td><td>0.15</td></tr> <tr><td>0.2</td><td>0.17</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>0.18</td></tr> <tr><td>1</td><td>0.19</td></tr> <tr><td>2</td><td>0.18</td></tr> <tr><td>5</td><td>0.17</td></tr> <tr><td>10</td><td>0.17</td></tr> </tbody> </table>						TIMER (hours)	SVELLETRYKK (MPa)	0.005	0.05	0.01	0.07	0.02	0.10	0.05	0.13	0.1	0.15	0.2	0.17	0.5	0.18	1	0.19	2	0.18	5	0.17	10	0.17
TIMER (hours)	SVELLETRYKK (MPa)																												
0.005	0.05																												
0.01	0.07																												
0.02	0.10																												
0.05	0.13																												
0.1	0.15																												
0.2	0.17																												
0.5	0.18																												
1	0.19																												
2	0.18																												
5	0.17																												
10	0.17																												
SVELLEEVNEFORSØK I ØDOMETER				TEGNET	REV.																								
HANEKLEIVTUNNELEN				KONTR.	SK																								
				DATO																									
<b>MULTICONSULT AS</b> Hoffsvæien 1 - Pb. 265 Skøyen - 0213 Oslo Tlf. 22 51 50 00 - Fax: 22 51 50 01				OPPDRAK NR.	TEGN.NR.																								
				116166	181																								
				REV.	SIDE																								

4000-689C