REDAKSJON:
ANDERS M. HELTZEN, BJØRN NILSEN, AMUND MOWINCKEL

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1981

TAPIR

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1981
BERGMEKANIKK 1981
GEOTEKNIKK 1981

© TAPIR, 1982

TAPIR
TRYKK

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1981

Foredrag fra Fjellsprengningskonferansen i Oslo 12. november 1981
Redaktør: Bergingeniør Anders M. Heltzen

BERGMEKANIKK 1981

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo 13. november 1981
Redaktør Dr.ing. Bjørn Nilsen

GEOTEKNIKK 1981

Foredrag fra Geoteknikkdagen i Oslo 13. november 1981
Redaktør: Siv.ing. Amund Mowinckel

NORSK JORD – OG FJELLTEKNISK FORBUND
TILKNYTTET NIF

TAPIR
1982

ISBN 82-519-0477-3

FORORD

Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen ble avviklet i Oslo 12. og 13. november 1981.

Foredragene fra arrangementene er trykket i dette kompendiet.

Det har dessverre ikke lykkes for redaktørene, på tross av en sterkt forlenget innleveringsfrist, å få inn alle foredragsmanusskriptene. Vi må derfor beklage at Professor Janbu's interessante foredrag: Vannstrømning i jord – hvilke problemer kan oppstå ? og dr. ing. O. T. Blindheims instruktive orientering om : Fullprofilboring i anlegg med bergtrykksproblemer ikke kommer med i boken.

Redaktørene, en for hver fagdel har gått gjennom manuskriptene og foretatt redaksjonelle endringer.

Meninger og synspunkter som fremsettes i de enkelte foredrag, står helt og fullt for forfatterens egen regning.

På vegne av arrangørene håper vi at boken vil gi nyttige opplysninger og bidra til å bedre de faglige kunnskapene innenfor fagfeltene som arrangementene dekker.

Oslo/Trondheim 20. februar 1982

Anders M. Heltzen Bjørn Nilsen Amund Mowinckel

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Sivilingeniør Aslak Ravlo.
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk:
ÅPNINGSTALE . . . . . .

1. Sivilingeniør Thor Skjeggedal:
SJAKTBORING MED TBM VED SILDVIKANLEGGET . . . . . 6 sider

2. Sivilingeniør Hans Vestad:
BORING AV STIGORTER VED ULLA-FØRRE-ANLEGGENE . . . . . 7 sider

3. Sivilingeniør Oddmund Fløtnes:
FULLPROFILBORING VED ORKLA GRANA-ANLEGGENE . . . . . 9 sider

4. Dr. ingeniør O.T.Blindheim:
NORSK FULLPROFILBORING, HVA ER OPPNÅDD – HVA VENTES? . . 4 sider

5. Sivilingeniør Rolf Heflo:
BORING AV BLINDSJAKTER . . . . . 5 sider

6. Ingeniør Atle Barstad:
SPRENGNING AV GROVE BLOKKER TIL DEKNINGSMOLO FOR HAVNER . . . . . 5 sider

7. Sivilingeniør Ludvig Baumann:
SPRENGNING MED RETTEDE LADNINGER . . . . . 12 sider

8. Bergingeniør Bjørn R. Petterson:
NYE METODER FOR FREMSTILLING OG BRUK AV ANFO . . . . . 9 sider

9. Ingeniør Bengt Ljung:
AUTOMATISK LADDNING AV ANFO . . . . . 7 sider

10. Ingeniør Karl Jakob Carstens:
TUNNELDRIFT UNDER BUSSESUNDET GJENNOM KNUSNINGSSONER . . . . . 4 sider

11. Sivilingeniør Niclas Foldbo:
TUNNELDRIFT I BASALT PÅ FÆRØERNE . . . . . 12 sider

12. Ingeniør Edvard Dahl:
HJULDRIFT I LANGE SMÅTUNNELER . . . . . 6 sider

13. Ingeniør Per Kollandsrud:
NYTT TRANSPORTUTSTYR FOR SMÅ TUNNELTVERRSNITT . . . . . 8 sider

14. Avdelingsingeniør Per Halvor Sælebakke:
FYRSETTING VED KONGSBERG SØLVVERK . . . . . 7 sider

15. Dr. ingeniør Tom Myran:
DIESEL–OG SPRENGGASSER UNDER JORD.
MÅLERESULTATER, VENTILASJONSKRAV OG TILTAK . . . . . 7 sider

16. Bergingeniør Arnulf M. Hansen:
KANADISKE ERFARINGER MED ELEKTRISKE
LAST- OG BÆRMASKINER. . . . . . 13 sider

17. Bergingeniør Eirik B. Einum:
STÅLFIBERARMERT SPRØYTEBETONG SOM SIKRING MOT SPRAKE-
FJELL. ERFARINGER FRA TAFJORDTUNNELEN . . . . . 7 sider

18. Sivilingeniør O.A. Opsahl:
NYERE ERFARINGER FRA FORSØK MED
STÅLFIBER- SILIKA-SPRØYTEBETONG . . . . . 12 sider

19. Ingeniør Ivar H. Dalen og Bergingeniør Anders M. Heltzen:
RENSEANLEGG I FJELL – KONTRA DAGANLEGG . . . . . 13 sider

DEL II: BERGMEKANIKK OG GEOTEKNIKK

FELLESSESJON

20. Professor Steinar Skjeseth:
VASSDRAGSREGULERING, KONSEKVENSER FOR GRUNNVANN OG MILJØ . . . . . 8 sider

21. Professor R. Selmer-Olsen:
BETRAKTNINGER OVER STORE VANNLEKKASJER I DYPTLIGGENDE TUNNELER . . . . . 15 sider

23. Sivilingeniør Per Magnus Johansen:
TETNING VED INJEKSJON . . . . . 8 sider

BERGMEKANIKKDAGEN

24. Bergingeniør Knut Garshol:
VANNLEKKASJER VED EKSTREME TRYKK . . . . . 7 sider

25. Sivilingeniør Geir Bertelsen:
VANNLEKKASJER VED ULLA- FØRRE . . . . . 7 sider

26. Sivilingeniør Per Heimli:
VANNINFILTRASJON I FJELL RUNDT BYGGEGROP VED NORGES BANK . . . . . 12 sider

27. Sivilingeniør Gunnar Vik:
LEKKASJE FRA LUFTPUTEKAMRE . . . . . 9 sider

29. Sivilingeniør Tor Dahle og Bergingeniør Anders M. Heltzen:
BERGTRYKKSPROBLEMER VED SILDVIKANLEGGET . . . . . 9 sider

30. Cand.real. Eystein Grimstad:
INGENIØRGEOLOGI VED HOLMESTRANDTUNNELEN . . . . . 8 sider

31. Geolog Fredrik Løset:
INGENIØRGEOLOGISKE ERFARINGER FRA KLOAKKTUNNELEN LYSAKER – SLEMMESTAD . . . . . 11 sider

32. Byggeleder Arne Storjordet:
VEAS TUNNELANLEGG – ANLEGGSMESSIGE FORHOLD . . . . . 16 sider

GEOTEKNIKKDAGEN

33. Sivilingeniør Kjell Karlsrud:
DRENASJE OG SETNINGSPROBLEMER I FORBINDELSE MED FJELLTUNNELER I OSLO – OMRÅDET . . . . . 24 sider

34. Sivilingeniør Jan Atle Roti:
BYGGEDOKK I ÅNDALSNES . . . . . 16 sider

35. Sjefsingeniør Ove Eide:
DRENERING OG MARKFORSTERKNING VED INSTALLERTE VERTIKALDREN . . . . . 15 sider

36. Overingeniør Egil Nordahl Rolfsen og Sivilingeniør Jon Heimstad:
TETNINGSSLISS VED STRANDFOSSEN KRAFTVERK . . . . . 7 sider

37. Sivilingeniør Geir Goffeng:
VANN I JORD – ANVENDELSE AV LØSMASSEKART . . . . . 5 sider

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 1981

ÅPNINGSTALE

Formannen i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
Siv. ing. Aslak Ravlo.

Vel møtt til Fjellsprengningskonferansen 1981. Vi kan nok en gang glede oss over rekordstor deltagelse og også over større deltagelse fra andre land enn før. I forsamlingen sitter 65 fra Sverige, 11 fra Danmark, 6 fra Finland, 3 fra Færøyene og 2 fra Island.

Vi håper at de emnene som blir belyst her idag, kan gi nyttige impulser til hjelp og fremgang for den enkelte og for det arbeide hver især utfører. Programmet er lagt opp på samme måte som for de tidligere Fjellsprengningskonferansene. Det skal bli noe aktuelt stoff for alle de grupperinger som søker til konferansen vår.

Hvor kommer vi så fra?

26,6% er fra entreprenørene, 19,8% fra maskinleverandører og fabrikanter, 30,1% fra byggherrer, institusjoner og etater, 12,5% fra rådgivende ingeniører, 7,6% fra bergverk og pukkverk og 3,4% fra sprengstoffindustrien. Representasjonen fra maskinsiden er noe mindre enn tidligere. Dette regner vi med retter seg.

Vi gjennomlever en periode som preges av anstrengt økonomi og hard konkurranse. Mer enn før er det nødvendig å holde seg faglig på topp, være informert og kjenne de siste utviklingstendenser. Ny vekst avhenger av at alle ledd i maskineriet er velsmurte. Jeg vil benytte anledningen til å uttrykke glede og tilfredshet med det gode samarbeide som rår mellom fjellsprengere, bergmekanikere og geoteknikere.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, vår samlende forening er hovedarrangør for denne høstkonferansen. Forbundet holder en lav profil og i samsvar med tidligere vedtak er utenlandsaktiviteter, f.eks. rettet mot Tunnelling Association – overtatt av Fjellsprengningsforeningen gjennom vår internasjonale komité. Dette fungerer, vi har sett resultater av den innsats som der gjøres, blandt annet i form av støtte, inspirasjon leder den kollegaer frem til podiet i internasjonal sammenheng, Vi plikter å informere om våre erfaringer og forskningsresultater.

Tilslutt ønsker jeg deltagere, foredragsholdere og arrangører lykke til og gir ordet til møtelederen, bergingeniør Anders M. Heltzen.

SJAKTBORING MED TBM VED SILDVIKANLEGGET

Raise Drilling with TBM at Sildvik Hydro Electric Powerplant

Siv. ing. Thor Skjeggedal, A/S Høyer-Ellefsen

SAMMENDRAG

I den 760 m lange trykksjakten ved Sildvikanlegget ble det oppnådd en gjennomsnittlig inndrift på 45 m pr. uke, og 74 m som beste enkeltuke.
Hele arbeidet ble utført på ca. 1/2 år.
Selv om sikringsarbeidene ble meget omfattende, var de ikke til vesentlig hinder for selve boringen.
Hårdmetall-disc-cutterne og massivt fjell ga en netto inndrift på 1,1 m pr. time, og utnyttelsen totalt ble 52%.

SUMMARY

In the 760 m long penstock at the Sildvik Hydroelectric Powerplant an average penetration rate of 45 m per week and 74 m as the best single week was achieved.
A large amount of support work was carried out without disrupting the boring operation.
Carbide insert disc-cutters and massive rock formation caused a net penetration rate of 1,1 m per hour, and the total utilization was 52%.

På fjorårets Fjellsprengningskonferanse ble trykksjakten ved Sildvikanlegget beskrevet i detalj, så her nevnes bare kort:

Sjaktens lengde på 760 m, diameter på 2,53 m, og stigning 100%.
Det ble brukt en TBM av type WIRTH TB I H.
Fjellet besto av kvarts-biotitt skifer av middels borbarhet.

RESULTAT:

Beste ukes resultat ble 74 m, og gjennomsnittlig over hele sjaktens lengde ble det boret 45 m pr. uke. Dette gjorde at total boretid for sjakten ble 17 arbeidsuker. I tillegg kom 3 uker montasje, 2 uker demontasje, samt jul- og påskeferie, slik at hele arbeidet tok i overkant av 1/2 år. Dette samsvarte ganske bra med hva som var forventet.

Fjellet hadde meget liten oppsprekking, slik at gjennomsnittlig netto inndrift lå på 1,1 m pr. time.

DRIFTSOPPLEGG:

A/S Høyer-Ellefsen samarbeidet med det sveitsiske firmaet MURER AG. Dette firmaet har forholdsvis lang erfaring med sjaktboring, og driftsopplegget ble derfor utformet etter deres metode.

Etter at startrøret på 20 m var sprengt og utstøpt, ble det montert en form for leider som maskinen ble satt sammen på. Ved hjelp av et spill og en kasteblokk foran ved stuff, ble maskinen trukket opp i startrøret, slik at grippere og tilbakefallssikring fikk feste. Deretter ble øvrig bakrigg hektet på, og boring kunne begynne. Etter ca. 40 m ble der montert spill og en flyttbar kjørerampe nede ved sjaktfoten, og det var så klart for boring.

For at sjaktvognen skulle gå sikkert i profilet, ble der lagt skinnegang, og for at bormassen skulle gli ned uten å bli kastet for mye rundt og påføre mannskap og utstyr skader, ble der montert en lukket blikk-kanal langs sålen. Friskluftilførselen bestod av en vanlig 400 mm dia. ventilasjonsduk.

Signalanlegget er meget viktig ved denne form for driving.

I sjaktens venstre vegg ble der montert en blank koppertråd, slik at på hvilket som helst sted i sjakten var det mulig å signalisere til spillkjøreren.

På maskinen og ved sjaktfoten var der også høyttalende telefoner.

Fig. 1.1 Installasjon i sjakten.

Vannforsyningen krever også en viss omtanke. Med en høydeforskjell på over 500 m

måtte der til 2 pumpestasjoner for at trykket i rørene ikke skulle bli for høyt. Dette førte igjen med seg at der også måtte legges opp lavspenningsanlegg for strømforsyningen.

For utlasting av bormasse nede ved sjaktfoten ble der laget et spesielt arrangement med en løftbar kjørebro. Med visse mellomrom ble der tatt inn en hjullaster, og etter at broen var løftet, kunne massen fritt lastes opp på lastebil.

For å få minst mulig slam i avløpsvannet ble der sprengt en nisje ved siden av montasjekammeret. Her ble det meste av finmassen sedimentert, og den kunne fjernes ved hjelp av hjullasteren.

BEMANNING:

Normalt ville bemanningen bestå av 5 - 6 mann pr. skift, men på grunn av den store mengde sikringsarbeid ble den øket til 8 mann pr. skift. Av disse var der 2 som kunne kjøre TBM'en. Arbeidene gikk på 2 skift med noe innarbeiding slik at fredag ettermiddag ble avspasert.

FJELLSIKRING:

I store deler av sjakten forekom sprakefjell, og sikringsarbeidene ble som nevnt meget omfattende. Like bak tilbakefallssikringen var der satt inn en egen plattform for sikring. På denne var blandt annet montert en Tamrock hydraulisk bolteboremaskin, slik at radielle bolter kunne bores i den øvre 3/4 av profilet. På fig. 1.2. vises bolteplattformen.

Fig. 1.2 Boring for sikringsbolter.

Bolteraster ble satt med 0,7 - 0,9 m avstand. For det aller meste ble det brukt galvaniserte polyesterforankrede bolter med 0,9 m lengde. På disse ble satt fjellband, og mellomrommet mellom rastene ble kledd med en spesiell type nett.

Denne sikringen ble også den permanente, d.v.s. sjakten ble ferdig sikret etter hvert som boringen gikk oppover.

Like etter oppstarten var sprakingen meget intens, og det så ut for at tilbakefallssikringen ikke skulle få feste.

Der ble da bygd på en ekstra plattform foran denne, slik at bolter også kunne settes inn der. Dette ble kun gjort i liten utstrekning, og der festet for tilbakefallssikringen hadde spraket ut, ble der lagt imellom slippers og annet treverk. Fig. 1.3 viser utfall rundt gripperne.

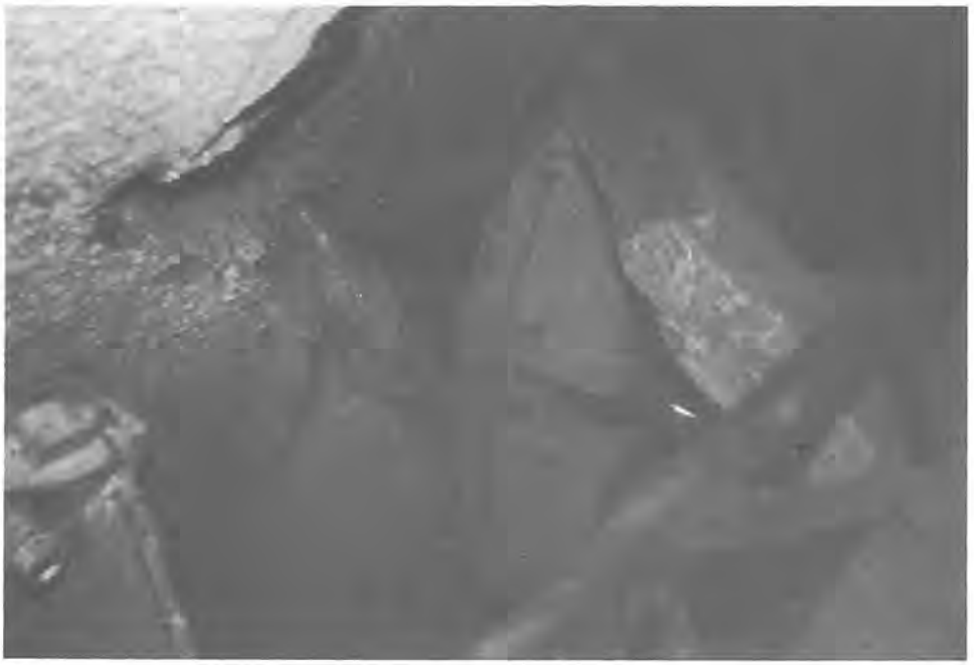


Fig. 1.3 Utfall rundt gripperne.

Oppover i sjakten avtok sprakingen, men det ble valgt å utføre samme sikringsmetode på hele lengden.

Alt utfall som kommer i en så bratt sjakt, vil rase nedover og være til fare for mannskap og utstyr. Derfor må sikringen her utføres ganske omhyggelig.

Hvis mulig vil det derfor være en stor fordel at borede sjakter legges slakere enn 100%. Med dette kan nok sikringsmengden reduseres ganske mye, samtidig som selve drivingen blir enklere.

CUTTERE:

Ut fra de borbarhetsdata som forelå, skulle det her ha vært brukt disc-cuttere. Av to grunner ble det likevel valgt å bruke en spesiell type hårdmetall-cuttere. For det første hadde vi en del allerede innkjøpte, som delvis var brukt på et tidligere anlegg. Disse skulle også medføre mindre cutterskifte, noe som vi var engstelige for i sprakefjellet. Det viste seg at sprakingen fremme på selve stuffen var liten, slik at cutterskifte ikke ble noe problem. Det må da sies at det var svært få av disse cutterne som måtte skiftes. De var likevel så dyre i innkjøp av cutterkostnadene totalt ble relativt høye.

I tillegg ga de en del laver netto inndrift enn hva en kunne forvente med vanlige disc-cuttere.

DEMONTERING:

På grunn av sikringen ville det blitt vanskelig å ta maskinen tilbake gjennom sjakten. Det ble derfor lagt opp til å ta den ut gjennom driftstunnelen på toppen. For å gjøre dette ble der montert en 25 tonns traverskran like over gjennomslagsstedet. Det viste seg senere at den fungerte dårlig, slik at de fleste delene ble trukket ut ved hjelp av en bulldozer og et mindre spill.

Demonteringen tok ca. 2 uker, og den kunne nok ha gått noe raskere uten bruk av traverskranen i begynnelsen.

I tillegg kom ca. 2 uker for spyling og fjerning av kanal og øvrige installasjoner.

Generelt kan sies at skal maskinen taes tilbake gjennom sjakten, må eventuelle bolter stå ganske jevnt med fjellflaten, ellers vil de bli ødelagt av grippere og tilbakefallssikring.

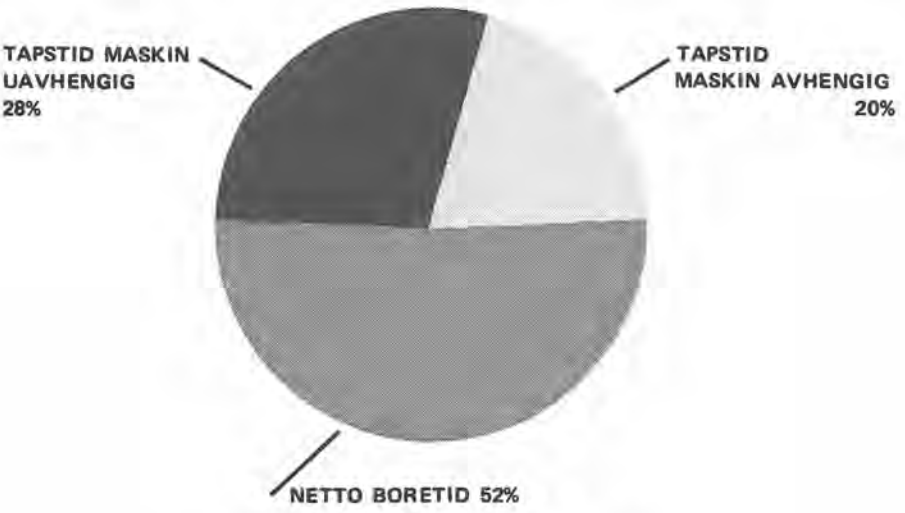


Fig. 1.4 Gjennomsnittlig tidsforbruk i %.

UTNYTTELSE:

Utnyttelsesgrad over hele sjaktens lengde ble 52%. Dette er omtrent som forventet, og det må sies at tapstidene på grunn av selve maskinen var små, ca. 2%. Fig. 1.4 viser gjennomsnittlig tidsforbruk i prosent.

I de 20% stopp p.g.a. maskinen ligger takskifte, cutterkontroll, smøring og div. ettersyn.

Av øvrige tapstider var stopp p.g.a. vannforsyningen den største med 6%.

ØKONOMI:

Ved sjakter med lengde som den i Sildvik vil boring være godt konkurransedyktig med konvensjonell driving, selv om en ser på selve sjakten alene.

I tillegg var sjakten ganske avgjørende for ferdigstillelsen av anlegget, og skulle den vært sprengt på vanlig vis, var risikoen stor for forsinkelser, spesielt med de store sikringsmengder.

Tar en med dette i beregningen, vil der være stor gevinst med en så rask drivemetode.

Skal sjakter med lengde over ca. 900 - 1000 m sprenges konvensjonelt, må der inn et ekstra tverrslag. Dette kan sløyfes hvis sjakten bores, og ganske store beløp kan da spares. Det er derfor sjaktens lengde, tidsplan og øvrig utforming som bestemmer hva som blir den billigste drivemetode.

KONKLUSJON:

Sjaktboringen ved Sildvikanlegget viste seg å bli velykket. Oppnådde inndrifter var relativt høye, og der forekom ingen alvorlige ulykker. Dette viser at boring av sjakter er en sikker drivemåte, og med en omfattende sikring er risikoen for ulykker på grunn av nedfall minimal.

Ellers viste det seg at fjellsikringen kunne utføres uten at boringen ble hindret i vesentlig grad. Det er derfor oppfatningen hos A/S Høyer-Ellefsen at flere og flere av de lengre sjaktene i Norge kommer til å bli boret med TBM.

BORING AV STIGORTER VED ULLA-FØRRE-ANLEGGENE.

Raise-drilling of shafts at Ulla-Førre construction sites.

Siv. ing. Hans Vestad, N.V.E. Ulla-Førre-anleggene.

SAMMENDRAG

Raise-boring er blitt ganske vanlig også i Norge de siste årene. Ved Ulla-Førre-anleggene er denne drivemåten benyttet ved 8 sjakter, og kontrakt er skrevet for ytterligere 4 sjakter. Lengden varierer fra 19 m. til 452 m, og diametrene fra 0,8 m til 3,8 m. Fremdeles kan Ulla-Førre-anleggene by på utfordrende arbeider for Raise-boring, idet over 20 store sjaktarbeider gjenstår.

SUMMARY

Raise-drilling has been rather usual in Norway in the latest years. At Ulla-Førre Constructions Sites this method has been used for 8 shafts, and 4 more shafts are to be done in near future. Length-variations are from 19m to 452m and diameters are varying between 0,8m and 3,8m. At the Ulla-Førre project has more than 20 other developing jobs have to be done in Raise-drilling.

Fullprofilboring er kommet for å bli. Det er flere fornuftige årsaker til denne utvikling. Først og fremst har boringen betydd enormt mye vernemessig og miljømessig i forbindelse med sjaktdrift. Det blir også etterhvert vanskeligere å finne mannskap til konvensjonelle drivemåter.

De første sjaktene som ble boret ved Ulla-Førre-anleggene er tidligere behandlet av siv.ing. Jørn-Tore Glomnes hos Ing. Thor Furuholmen A/S.

Disse sjaktene ble alle opprømmet til 800 mm diameter. Lengdene varierte fra 19m til 120m, og helningene fra ca 16° til loddrette sjakter. Arbeidsstedet var Flottene.

Ulla-Førre-anleggene vil etter hvert bli et storanlegg også når det gjelder volumet av Raise-drilling. Grensene for denne type boringer utvides etterhvert. Allerede neste år vil 140m lange sjakter med diameter opp til 3,8m bli boret i norsk grunnfjellsgneis.

Her skal vi i korthet se på sjaktarbeidene i Saurdal- og Lauvastølområdet.

Fig. 2.1 viser Ulla-Førre-anleggenes tunnelsystem syd for Suldalsvatn. På skissen er de fleste sjaktene utenom kraftstasjonene avmerket. Totalt omfatter dette kraftanlegget ca. 50 større og mindre sjakter.

Saurdal kraftverk er øverste kraftstasjon mellom det kunstige Blåsjømagasinet og Suldalsvatn, og ligger ca 550 meter over havet.

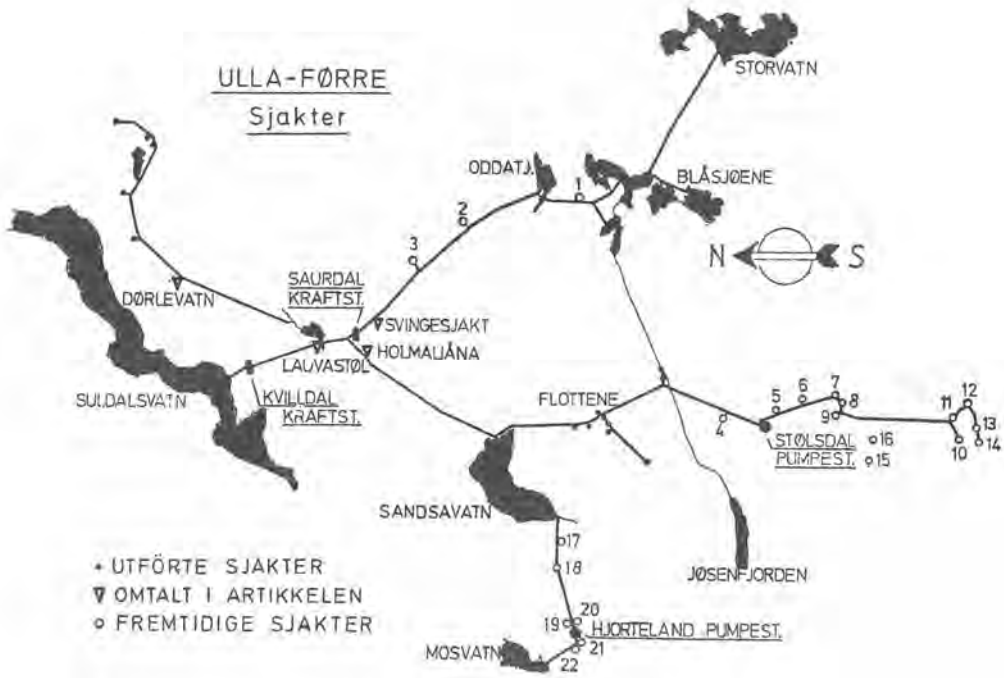


Fig. 2.1 Tunnelsystemene ved Ulla-Førre-anleggene syd for Suldalsvatn.

Fig. 2.2 viser et utsnitt fra dette området med skisser av 3 av de 4 sjaktene som er boret de 2 siste årene.

Bekkeinntakssjakter.

To bekkeinntakssjakter er boret. Begge er utført av Entreprenørservice A/S sammen med Skånska Cementgjuteriet.

Inntak Holmaliåna

På overføringstunnelen Sandsavatn-Lauvastølvatn er en skråsjakt med 48° helning og skrå lengde er 197m.

Sjakten ble boret med en Tamrock Rhino som ble trukket på plass av en Caterpillar D7 med vinsj.

Boreaggregatet var utstyrt med crawlerunderstell, og traktorveien til toppen av sjakten var på det bratteste ca. 1:5.

Etter en relativ langvarig tilriggingsperiode ble heller ikke pilothullboringen av de raskeste, idet en tildels ventet på deleleveranser. Gjennomboring skjedde etter 12 døgn, og viste at det kun var et mindre høydeavvik på ca. 1%.

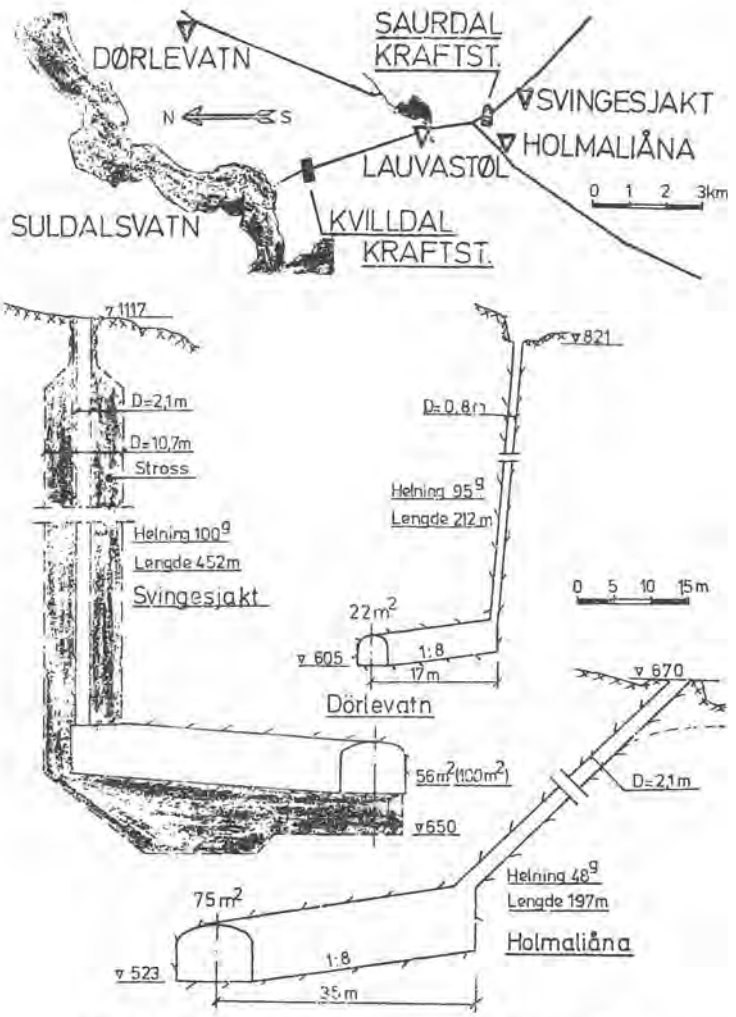


Fig. 2.2 Eksempler fra siste årenes sjaktboringer.

Opprømming til 2.1m diameter gikk i perioder bra. Største ukeinndrift var 82m, men også her var det store variasjoner p.g.a. maskinfeil.

Da det gjenstod ca. 16m av opprømmingen den 30.10.80, oppstod brudd i stang nr. 2, og opprømmingshode og en stanglengde falt ned. P.g.a. sjakthelningen ble skadene på borehodet relativt små, og 7 dager senere var boringen av de siste metrene avsluttet.

Inntak Dørlevatn.

Denne sjakten ble boret i sommer. Inntaket ligger på overføringstunnelen fra Mostøl til Lauvastøl. Sjakten har en diameter på 80 cm, helning på 95°, og skrå lengde på 210m.

Furuholmen er entreprenør for alle arbeidene i Mostølområdet og utførte de supplerende oppdrag, men Ulla-Førre-anleggene var selv oppdragsgiver for Entreprenørservice på denne jobben.

Dette oppdraget ble utført med en Dresser 300. Arbeidsstedet er veiløst, og alt utstyr ble tatt opp til topp av sjakt med helikopter fra Lauvastøl.

Tilriggingstiden var ca. 1 1/2 uke. Boringen av pilothullet med diameter 250 mm ble avbrutt av ferie etter at 150m var boret, uten at dette skapte vanskeligheter for fullføringen.

Treffnøyaktigheten var også her meget god, og en blir imponert over hvor nøyaktig boringen kan utføres på tross av varierende fjellkvalitet og svakhetssoner.

Opprømmingen gikk uten store problemer, og de 212 metrene var unnagjort på 4 uker. På de siste metrene skapte utfall fra en sleppe noen mindre vanskeligheter.

Dette lette utstyret er fullstendig selvhjulpent ved toppen av sjakta, med eget aggregat for strømforsyning, og hele utstyret kan flys på plass.

Utstyret har imidlertid klare begrensninger både med hensyn til opprømmingsdiameter og sjaktlengder.

Inntak Lauvastøl.

Denne sjakten er hovedinntaket til Kvilldal kraftverk, og er samtidig lukesjakt for stengelukene i tilløpstunnelen. Sjakten er på hele 90m^2 i tverrsnitt,og var tenkt drevet med Alimak heis i flere omganger. For å unngå driftsstopp i tilløpstunnelen ble en stoll drevet opp over tunnelhengen. Sjaktlengde for nedre del ble derfor 46 m.

Ettersom sjakten skulle være lukesjakt, var sikringen av spesiell betydning, og den sikreste drivemetode ble funnet å være pilotsjakt med etterfølgende stross og sikring ovenfra.

Dernest valgte en å bore pilotsjakten.

Boreoppdraget gikk også her til Entreprenørsevice A/S i samarbeid med Skånska Cementgjuteriet. Siden boringen ble utført med Tamrock Rhino, ble sjaktdiameteren 2.1m.

Pilothull og opprømming gikk uten vanskeligheter. Da sjakten etterpå ble strosset og sikret ovenfra, var avviket av minimal betydning.

Svingesjakt Saurdal.

Denne sjakten er spesiell både med hensyn til lengde og tverrsnitt. Den skal ta vare på hastighetsforandringene i den 10 km. lange tilløpstunnelen med 100m^2 tverrsnitt.

Sjakten har en netto høyde på 452m, og den er drevet som loddsjakt. Tverrsnitt etter stross er 90 m^2.

Med Høyer Ellefsen A/S som entreprenør, ble sjakten bestemt i to etapper.

Pilotsjakten, som det skal redegjøres for her, ble utført som Raise-boret sjakt, med diameter 2.1 m. (Strossen på 86,5 m^2 er drevet med radiell boring fra pilotsjakten og strosset nedenfra uten sikring av veggene).

Adkomsten til topp sjakt er veiløs. Aggregatet, som også her var en Tamrock Rhino, ble fløyet til toppen på k.1117 i demontert tilstand og satt sammen igjen på stedet. Største kollivekt var 3t. Fotplaten som veide 4,2t var for tung for helikoptertransport. Denne ble fraktet på plass med bulldozer og slede på vinterføre.

Strømtilførselen gikk via 6 kV-kabel fra riggområdet i Saurdal. Kabellengden var ca. 3 km og ble lagt ut med helikopter.

Treffnøyaktigheten for å komme innenfor den utsprengte stoll under boring av pilothullet var ganske krevende. Mindre enn 1,3% avvik måtte til. Et større avvik mot tunnelsiden ville dessuten være uheldig, da avstanden mellom sjakt og tunnel var liten.

De øverste 250m. av sjakten går gjennom fyllitt som overlagrer grunnfjellet. De nederste 200 metrene er gneiss, og i denne er det flere fremherskende slepperetninger. De fleste har et nærmest vertikalt fall, altså parallelt boreretningen.

Pilothullet ble boret i løpet av ca. 26 døgn uten spesielt store vanskeligheter. Det ble ikke "blink" idet avviket ble ca. 10,7m, eller ca. 2,4%.

Avviket ble til motsatt side av tilløpstunnelen. Det gikk overraskende greit å lokalisere hullet.

Etter 5 døgn var utstrossingen rundt pilohullet klar og opprømmingen til 2,1 meters diameter igang.

Opprømmingen gikk jevnt og bra i starten, men uten at full mating kunne benyttes. Vekt av hel borerørstreng og opprømmingsbredde var ca. 110-115t.

Etter 3 ukers opprømming oppstod havari på gjengepartiet i maskinens chuck med det katastrofale resultat at 350m 10" borestreng og borehode falt ca. 100m.

Opprydding, kontroll av boreutstyr og fremskaffelse av nytt utstyr tok 8 uker.

Sammenstilling

	Holmali-åna	Dörle-vatn	Lauva-stöl	Svinge-sjakt	Anm.
Boremaskin	Rinho	Dresser	Rinho	Rinho	
Pilothull:					
diameter	306mm	250mm	306mm	306mm	
skiftprod.gj.sn	6 m	12,5 m		6 m	
Opprømming:					
diameter	210cm	80cm	210cm	210cm	
ukeprod. gj.sn	x) 45 m	49 m		x) 78 m 30/180m	gnavi/fyllitt
Sjaktdata:					
lengde	197m	212m	46m	452m	
heln.vinkel	48°	95°	Lodd	Lodd	
bergart	Gneis	Gneis	Gneis	Gneis/ fyllitt	
Tilkomst topp	Traktorv.	Veilöst	Bilvei	Veilöst	
Boreavvik	≈ 1%	≈ 0 %	≈ 0%	≈ 2,4%	
Kostnader:					
netto borepr.	3850kr/m	2350kr/m	4050kr/m	5820kr/m	ca.
tot. kostnad	5300kr/m	3050kr/m	6100kr/m	9000kr/m	ca.

x) ekskl. havari.

Fig. 2.3 Data for 4 borete sjakter.

Resten av de 350 gjenstående metrene av opprømmingen gikk på snaut 4 uker. Det viste seg at gjennomsnittsproduksjonen i fyllitten lå 5 ganger så høyt som i gneissen. Registrert ukerekord var 203m.

I fig. 2.3 er tatt med en sammenstilling av disse fire sjaktene som viser at erfaringene varierer.

I hovedsak må resultatene sies å være meget tilfredstillende. En må i denne sammenheng også erindre de miljø- og sikkerhetsmessige forhold ved sjaktdriving.

Trykksjakter for Saurdal kraftverk.

Det neste prosjekt ved Ulla-Førre-anleggene vil bli boring av 4 trykksjakter ved Saurdal kraftverk.

Disse sjaktene har diametre på 3,5m. og 3,8m. Sjakthelning ca: 1: 1 og skrå lengde ca. 140m. Sjaktene skal stålfores slik at en ikke kan dra nytte av de glatte veggene rent hydraulisk.

I tillegg til fordelene vedr. sikkerhet og miljø, har begrunnelsen for å bore sjaktene vært økonomiske betraktninger av de totale kostnader. Besparelser vedr. skinnegang, montasje og betong, samt minimale sikringsarbeider i sjaktene, ventes å oppveie de større bormeter-kostnader.

Gjenstående sjaktdriving (kfr. fig 2.1.)
Forbehold om forandringer.

		FORELØBIGE DATA			
Nr	Navn	D	L	α^g	År
1	Vann 1063	0,9	205	50	83
2	Pjåkevatn	0,8	320	47	82/83
3	Kvelven	0,8	395	40	82
4	Fossåna	1,9	250	55	82-85
5	Bekk (Skarvehei)	1,3	72	100	82-85
6	Glommedalsfoss	1,3	440	50	82-85
7	Glommedal sör I	0,8	73	100	82-85
8	Glommedal sör II	0,8	74	100	82-85
9	Glommedal vest	0,8	74	100	82-85
10	Björndalsvatn	1,5	41	50	84/85
11	Øvredalen	1,9	58	100	84/85
12	Sprongavatn	1 5	55	100	84/85
13	Grasdal sör	0,8	53	100	84/85
14	Brokadalen	1,3	73	50	84/85
15	Kvivatn	1,2	97	50	84/85
16	Kvivasshei	0,8	193	100	84/85
17	Haugastölbekken	0,6	23	100	83-85
18	Heiabekken	1,5	105	87	83-85
19	Såtajuvbekken	0,6	116	100	83-85
20	Finndalsbekken	0,8	146	58	83-85
21	Øymyrbekken	0,6	45	29	83-85
22	Lundahei	0,6	105	60	83-85

Fig. 2.4 Fremtidige sjaktprosjekter ved Ulla-Førre-anleggene.

P.g.a. stålforingen er kravet til nøyaktig boring store, med avvik $< 1\%$ av borelengde.

Til slutt skal vi i korthet se på fremtidige sjaktarbeider ved Ulla-Førre-anleggene. Fig. 2.4 viser dataer for de fleste. Tallene angir størrelsesorden, og er ikke eksakte, men det viser at selv etter 6 års anleggsarbeide gjenstår store og interessante objekter vedr. stigortsdriving.

De fleste av disse arbeider ligger tilrette for Raise-drilling, men her kommer en til svakhetene ved dagens boremetode.

Ingen av de gjenstående sjaktene ligger lavere enn 600 m.o.h. De aller fleste ligger også uveisomt til. Det faktum at all tilrigging må foregå langt til fjells og som oftest v.hj. a. helikoptertransport, betyr at totalkostnadene pr. m. sjakt blir nær det doble av netto borepris.

I tillegg betyr det at denne form for driving binder tidsplanen for utførelsen til 5-6 sommermåneder.

Den anbyder som først kan tilby å utføre sjaktene nedenfra, ligger ikke bare ett, men flere hestehoder foran konkurrentene.

FULLPROFILBORING VED ORKLA GRANA-ANLEGGENE.

TBM-Tunnellling at Orkla Grana-anleggene.

Siv. ing. Oddmund Flønes, Jernbeton A/S.

SAMMENDRAG

Jernbeton A/S har hittil med to stk. Robbins TBM av diameter 4.5 m, boret 10.800 m av den totalt 15200 m lange tilløpstunnelen ved Brattset Kraftverk. Bergartene er fyllitt og glimmerskifer med Trondhjemittsoner av varierende mektighet og fall.

Foredraget beskriver valgt utstyr og gjengir oppnådde resultater og erfaringer fra tunneldriften.

SUMMARY

Jernbeton A/S has with two Robbins TBM, 14'9" (4.5m) in diameter, bored 10.800 m of the 15.200 m long main tunnel for the Brattset Hydro Power Project.

The rock consist of Phyllite and Mica-schist with Trondhjemitezones.

This lecture describes the tunnel equipment, the results and experiences from this tunnelling.

GENERELT.

Orkla-Grana anleggene ligger i Orkdalsføret syd og sydvest for Trondheim. Prosjektet består av 5 kraftverker hvorav det ene er Brattset Kraftverk som Jernbeton A/S har til utførelse.

Allerede på planleggings- og anbudsstadiet hadde byggherren KVO lagt opp til alternativ utførelse av den totalt 16.000 m lange tilløpstunnelen ved Brattset. Alternativene var enten 25 m^2 sprengt eller 16 m^2 fullprofilboret tunnel. Tunnellengder, antall tverrslag og utførelse forøvrig var lik for de to alternativene.

I dette tilfelle ga fullprofilboringen klare tids- og kostnadsmessige fordeler i og med at byggetiden for kraftverket kunne reduseres med ca. 1/2 år og antatt 75% reduksjon av sikringsarbeidene. Denne antakelse ser ut til å være tilnærmet riktig.

GEOLOGI.

Bergartene i tunneltraseen består av fyllitt og glimmerskifer med Trondhjemittganger. Bergartenes fall er tilnærmet parallelt tunnelretningen. Trondhjemitten ble antatt å utgjøre ca. 10% av tunnelvolumet.

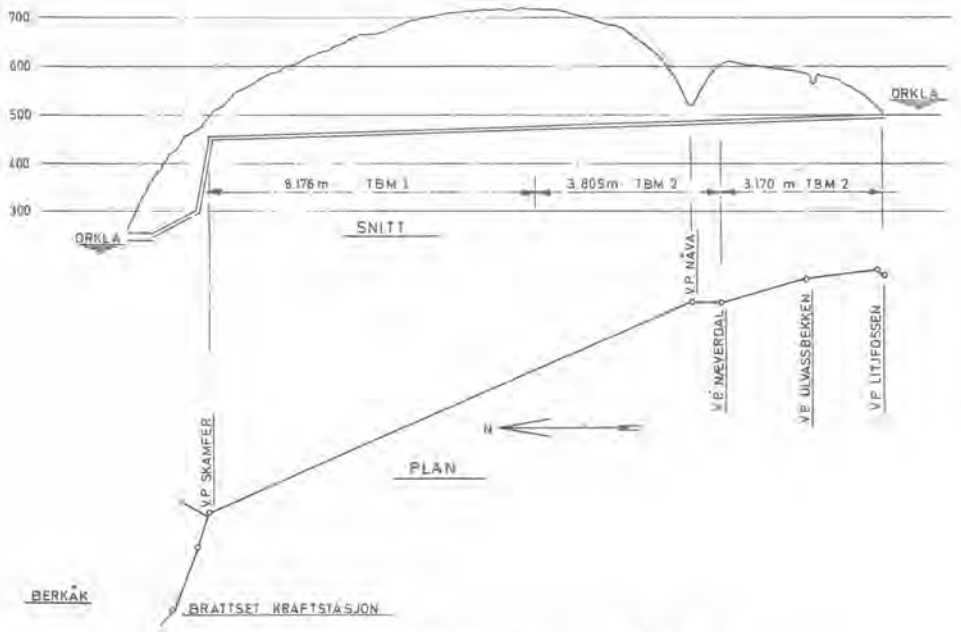


Fig. 3.1 Oversikt og snitt av Brattset Kraftverk.

UTSTYR.

Etter at kontrakt på de bygningsmessige arbeider for Brattset Kraftverk var inngått, valgte vi følgende utstyr for tilløpstunnelen.

a. **TUNNELBORMASKINER.**

Her ble det valgt 2 stk. Robbins tunnelbormaskiner med diameter = 4.5 m. Tekniske data for de 2 like maskinene. Fig. 3.2.

Den ene TBM ble satt inn på tverrslag Skamfer og skal bore 8200 m på stigning 2 o/oo.

Den andre TBM ble satt inn på tverrslag Næverdal og boret først ca 3.800 m på 2 o/oo fall mot Skamfer. Nå er denne maskin snudd og er i ferd med å bore 3.200 m med 2 o/oo stigning mot inntaket.

b. **BAKRIGGER.**

Bakriggene er av fabrikat LEWA og bygd i Sveits. Disse består hver av 16 stk 6 m lange vogner med hjulganger for 750 mm spor.

Total lengde av bakrigg inkl. oppkjøringsrampe er 112 m. Fig. 3.3.

Bakriggene har 2 parallelle spor hvert med plass for 10 vagger. Fig. 3.4. Lasting av vaggene kan foregå på begge sporene. Vaggene trekkes under lasting frem og tilbake med et kjettingtrekk slik at bare ett lok. er nødvendig for utkjøring. Det ene sporet er gjennomgående i hele bakrigglengden, slik at skinnegang, kuttere og annet nødvendig utstyr kjøres frem til løpekatt (kran) for transport videre fremover mot stuff.

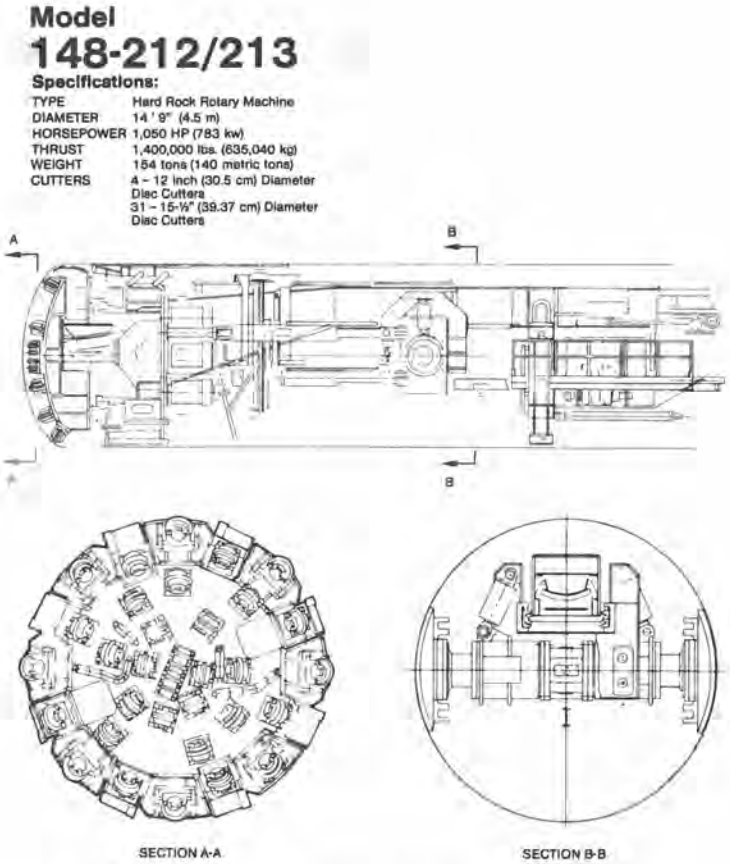


Fig. 3.2 Bormaskin og data (Robbins-148 212/213)

c. **VAGGER OG LOK.**

Vaggene er også av fabrikat LEWA og rommer 5m^3. Tippingen foregår automatisk ved at settet draes over en fastmontert tippbjelke som ligger mellom skinnegangen som går over siloene. Tømmetid for et sett på 10 vagger er ca. 1/2 min. Forøvrig benytter vi 9 og 12 tonns norske Levahn diesellok.

d. **SKINNEGANG.**

Sporvidden i tunnelen er 750 mm, og det benyttes 25 og 32 kg/m skinner som er ferdigmontert på stålsviller. Skinnelenkenes lengde er 10 m.

Under svillene ble det først lagt skråskårne treklosser for tilpassing til tunnelprofilet. Her har vi imidlertid gått over til å bruke underlegg av skråskårne stål firkantrør. På den lengste stuffen (fra Skamfer) ble det lagt sløyfe ved 3 km, og det tredje vaggsettet ble satt inn sammen med ekstra lok.

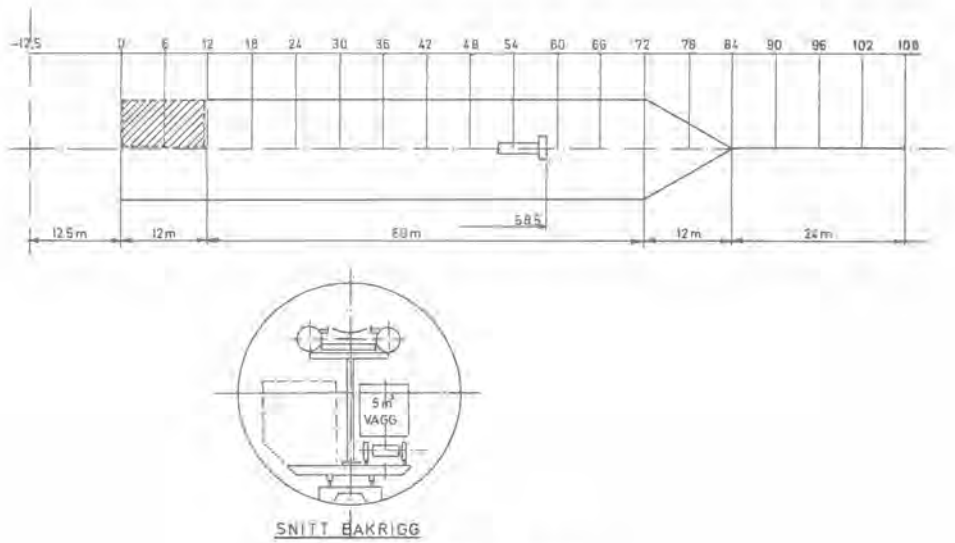


Fig. 3.3 LEWA - bakrigg.

OMLASTINGSARRANGEMENT OG DIVERSE RIGG.

På begge arbeidsstedene er tippforholdene og hellingsvinkelen på tverrslagene slik at massene må lastes om fra vagger til biler. Siden det også på hvert arbeidssted dreier seg om ca. 200.00 løse m^3 masse som skal ut, valgte vi istedet for shovellasting å sprenge siloer med 3 tappeluker. Tappelukene har pneumatisk drift og styres av sjåførene fra førerplass. Forøvrig har vi i tverrslagsområdet sprengt egen stikktunnel for verksted samt lagerplass for skinner og annet utstyr som skal inn til stuff.

SKIFTGANG OG BEMANNING.

Fra vi startet opp boringen i okt. 80 og frem til febr. 81, foregikk alt arbeid på vanlig 2 skifts drift dvs. 75 tim/uke. I febr. 81 satte vi inn et "3 skift", d.v.s. det er ett friskift og 2 skift på anlegget. Det arbeides da i tunnelen fra 06.00 til 02.00 fra mandag til og med fredag, samt fra kl. 06.00 til 18.00 på lørdager. Med denne skiftordning får vi 106 1/2 eff. time pr. uke.

Bemanning pr. skift og tunnel er:

1 TBM-kjører (bas)
1 Reparatør og reservekjører
1 Skinnelegger.
1 Laster
1 Lok-kjører (2 mann etter ca 3.500m)
1 Dagmann - reserve
1 Elektriker.

Videre er det 1 reparatør på dagtid ute på verkstedet, mannskap for uttransport av stein fra silo til tipp samt 2 mann på kutterverkstedet som er felles for de to arbeidsstedene.

Fig. 3.4 Bakriggen har 2 spor

INNDRIFTER.

Boring startet først i okt. 1980, og pr. 31.10.81 har vi boret 5.856.5 m og 4.958.5 m på henholdsvis Skamfer og Næverdal.

Ukeinndrifter er vist på fig. 3.5 og 3.6. Videre har vi oppnådd følgende resultater:

	SKAMFER	NÆVERDAL
Totalt boret pr. 31.10.81	5.856.5 m	3.805 + 1.153.5 m
Boret 1/11-80 til 1/11-81 (1 år)	5.603.4 m	
Gjennonsnittsinndrifter:		
Totalt fra start boring	122 m/uke	113 m/uke
Fra febr. 81 dvs v/106.5 tim/uke	132 m/uke	127 m/uke

"Rekordresultater"		
Beste dag	59.2 m	49.5 m
Beste uke	200.2 m	176.0 m
Beste kalendermåned	690.8 m	661.3 m
Borsynk (penetrasjon) m/mask-time	2.85 m/t	2.5 m/t
Driftsprosent. (inkl. sikringsarb) ca	43%	47%

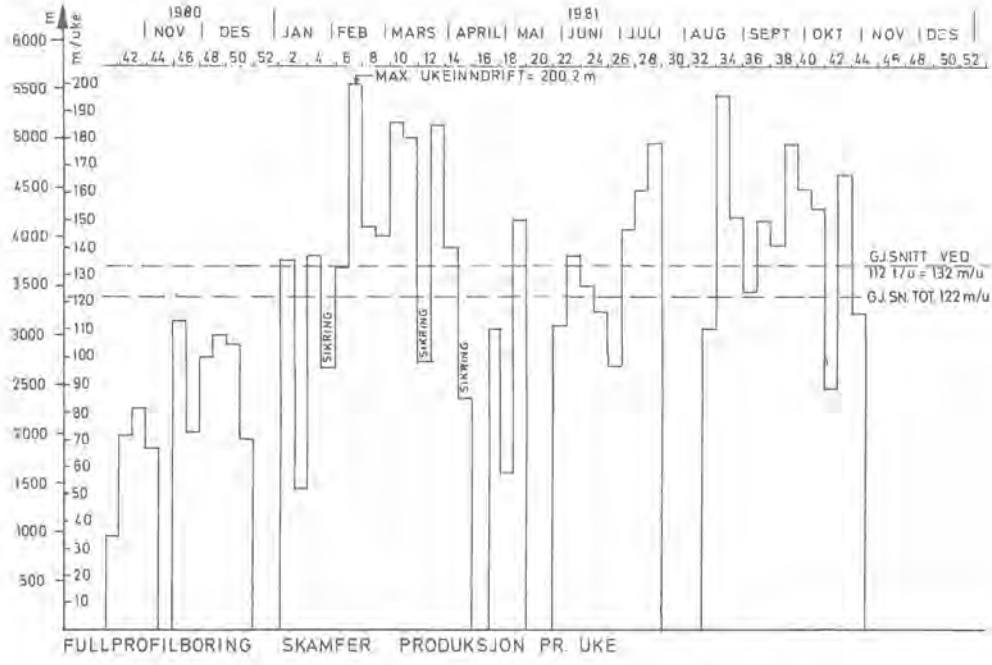


Fig. 3.5 Fullprofilboring Skamfer, produksjon pr. uke.

ERFARINGER.

MONTERING.

Maskinene var under transport fra Seattle delt i 4 hovedkomponenter hvorav tyngste kolli veide 40 tonn. På Skamfer, hvor tverrslaget gikk på stup 1 : 10, ble både TBM og bakrigg montert inne i tilløpstunnelen hvor det var sprengt ca. 200 m på forhånd. På Næverdal ble TBM montert ute på en støpt platting, mens bakriggen ble montert inne i tilløpstunnelen som var sprengt ca. 200 m til hver side for krysset. Tverrslaget har her en stigning på 1 : 15.

Montasje av TBM og bakrigger gikk samtidig, og total tid for dette var ca 8 uker.

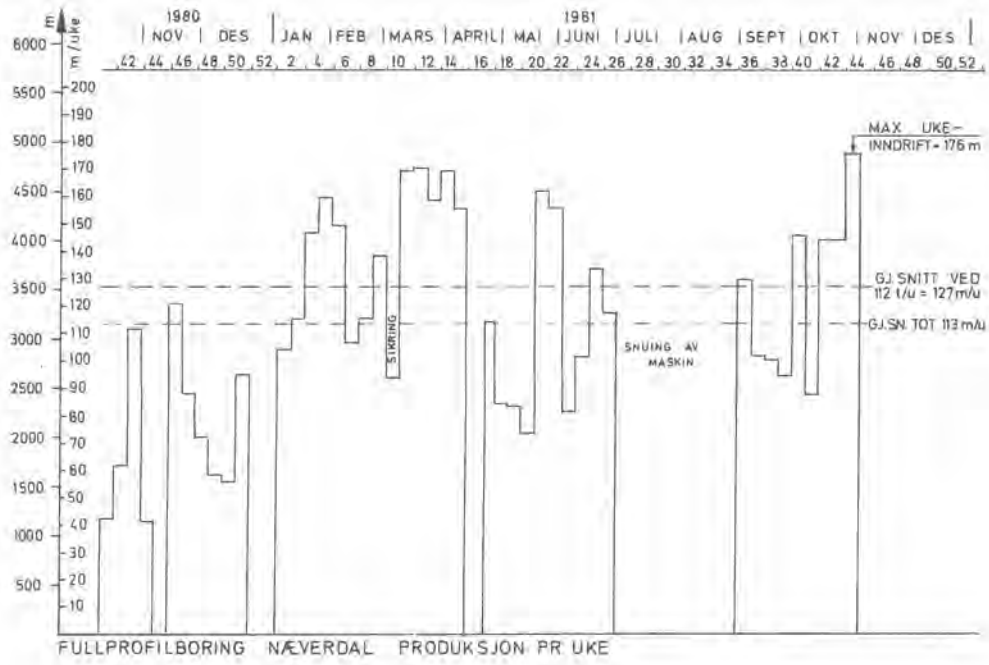


Fig. 3.6 Fullprofilboring Næverdal, produksjon pr. uke.

INNKJØRINGSPROBLEMER.

Etter å ha boret ca. 250 m måtte vi ta en ukes stopp for å sveise ytre borhode (segmentene) fast til det indre borhode. Segmentene var opprinnelig festet til hodet med bolter. Bolteforbindelsene tålte ikke påkjenningene, og det ble derfor besluttet å sveise forbindelsene.

Senere har vi også hatt tilsvarende problemer med enkelte av kuttersetene som er festet til ytre borhode. I det hele tatt er sveiseutstyret et viktig redskap inne på maskinen.

I innkjøringsfasen hadde vi også en del stopp på grunn av bakriggen. Det vesentligste var at hydraulikkmotorene for kjettingtrekket var for svake. Etter at de ble skiftet ut med større motorer, har dette virket som planlagt.

SIKRINGSARBEIDER.

Hver TBM har vi utstyrt med 2 stk. hydrauliske boltemaskiner for bolting bak borhode under drift. Disse har det imidlertid ikke blitt bruk for enda.

Vi har vært gjennom 4 soner og slepper som vi har sikret med stålbuer og strekkmetallplater. På enkelte steder er dette påsprøytet betong. Med denne form for sikring har vi på en uke oppnådd en produksjon på ca. 80 m boret tunnel hvorav 10 – 15 m er blitt sikret.

Vår erfaring her er at når borsynken øker utover 5 m/t, bør man stoppe boringen og starte sikringsarbeidene.

Totalt er mindre enn 1% av tunnelene sikret på stuff.

Fig. 3.7 Førerplassen.

SNUING AV TBM.

Etter at vi på Næverdal hadde boret 3805 m på venstre stuff, ble maskinen med utstyr snudd. Bakrigg måtte demonteres og trekkes ut.

TBM ble etter at segmentene på hodet var demontert, jekket opp og satt på hjulgangene (dollyene) og trukket ut med 3 lok. Her fikk vi en del problemer med skinnegangen da treklossene og svillene ikke tålte belastningen av det 200 tonn tunge "kjøretøyet". I stedet for treklossene har vi derfor nå gått over til å bruke underlegg av firkant stålrør.

TBM ble kjørt ut i dagen til den støpte monteringsplatten og snudd hel. Hele operasjonen fra vi stoppet driften på venstre stuff til vi begynte å bore på høyre stuff, tok ca. 6 eff. uker.

MILJØ.

Så litt om miljøet ved denne form for tunneldrift.

Den åpenbare fordel er at tunnelen er fri for gasser fra sprengstoff og for en stor del fra diesel.

De største miljøproblemer ser ut til å være støv og støy.

Støvproblemet kan en mestre ved fornuftig vanning og effektiv luftrensing (filter).

Støyproblemene er det imidlertid verre å få bukt med. Her har vi laget en isolert bu på bakriggen hvor mannskapet kan spise og ta 5 minutt. Det ser imidlertid ut til å være vanskelig å lage noen helt tilfredsstillende løsning etterpå. Dette bør tas med allerede på planløsningsstadiet av bakriggen.

Førerplassen, fig. 3.7, har også vært viet for liten oppmerksomhet. På en maskin som koster 13 mill. kr. burde førerplassen være støyisolert og fri for rystelser.

KONKLUSJON.

Fullprofilboring er som all annen anleggsdrift ikke problemfri. Men med gjennomføringen av dette prosjektet mener vi det igjen er bevist at driftsmåten er konkurransedyktig. Alternativet bør absolutt overveies ved fremtidige tunnelprosjekter.

NORSK FULLPROFILBORING, HVA ER OPPNÅDD – HVA VENTER?

Norwegian fullface tunnel boring. What is done – what is next?

Dr. ing. O.T.Blindheim, Geologisk Institutt, NTH.

SAMMENDRAG

Foredraget gir et kort resymé over de viktigste erfaringene som er høstet med fullprofilboring i Norge. Andelen av tunneler som bores med TBM er økende, i 1981 vil det bli boret ca. 30 km tunnel.

Spesielt nyttige resultater er oppnådd med bruk av rullemeisler i hardt fjell, de praktiske begrensninger for boreverktøy med fresende virkning er klarlagt, systematisk forinjisering er utført effektivt. Innflytelsen av svakhetsflater i fjellmassen er påvist og en planleggingsmodell utviklet på basis av innsamlede erfaringer. Gode driftsopplegg har muliggjort høye utnyttelsesgrader og ukeinndrifter. Viktige erfaringer er høstet angående ras- og sikringsarbeider.

Riktig valg, utnyttelse og utførelse av fullprofilboring vil være avhengig av en fortsatt åpenhet med gode og dårlige erfaringer. Utfordrende oppgaver som fullprofilboring av vegtunneler og tunnelboring i forbindelse med ilandføring står for tur i det neste tiår. Det vil være utslagsgivende om vi lærer oss å utnytte erfaringene både fra konvensjonell drift og fullprofilboring riktig til å takle fjellforholdene effektivt.

SUMMARY

The paper gives a short resymé about the more important experiences which have been gained about fullface tunnel boring in Norway. The relative amount of tunnels bored by TBM is increasing, in 1981 about 30 km tunnel will be bored.

Espacially useful experience has been gained with the use of disc cutters in hard rock, the 1 imitation for pick cutters is clerified, systematic pre-grouting is efficiently utilized. The influence of weakness planes in the rock mass is realized and a planning model has been developed on the basis of experience data. Good organisation has made high utilization and weekly progress possible. Important lessons has been learned about stability problems and supporting/reinforcement. The right choice, utilization and performance of fullface boring will depend on a continuing openess with good and bad experience. Challenging tasks such as fullface boring of road tunnels, tunnel boring in connection with continental shelf activities is on the list for the next decade. It will be of utmost importance to learn to utilize experience both from conventional tunneling and the recent fullface boring in the difficult job of handling the rock mass properties efficiently.

ØKENDE ANDEL AV FULLPROFILBORING

Det er til neste år ti år siden fullprofilboring av tunneler startet i grønnstein i Trondheim. I 1979 og 1980 utgjorde andelen av boret lengde mer enn 10% av total utdrevet lengde for tverrsnitt mellom 2 og 30 m^2. I år vil total boret lengde med tunnelbormaskin i Norge komme opp i ca. 30 km. se fig. 4.1.

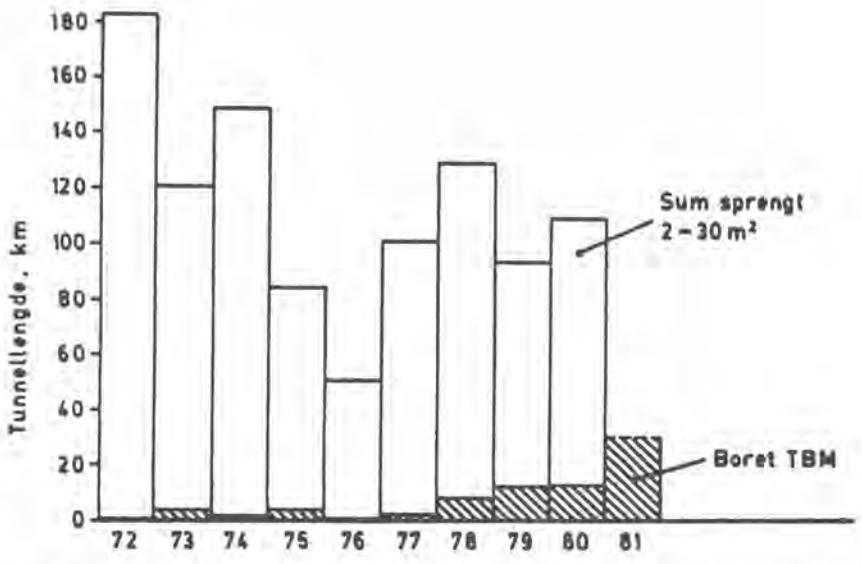


Fig. 4.1 Fullprofilboring og konvensjonell drift. Fullprofilboring med TBM i sjakter er inkludert. Statistikk for sprengte tverrsnitt oppgitt av Institutt for Fjellsprengningsteknikk.

Man har høstet viktige erfaringer på en rekke falter, nådd helt fram til verdenseliten på noen, og har klarlagt hvor vi har mye igjen å lære.

I en kort oppstilling er det vanskelig å få med alle de enkelte momentene som tilsammen utgjør metodens status, men de viktigste hovedpunktene er som følger.

1. RULLEMEISLER TIL STIGORTSBORING I HARDT FJELL

Sulitjelma gruber var blandt de første i verden som anvendte rullemeisler ("disc cutters") til opprømning ved stigortsboring i hardt fjell. Slake stigorter (f.eks. med lengde 150 m boret med 30° fall) bragte også et nytt virkemiddel inn for fjellarbeider.

2. BEGRENSET ANVENDELSE FOR UNDERKUTTINGSPRINSIPPET

Fullprofilboring ved hjelp av hardmetallskjær til fresing kan brukes i svake, lite slitende bergarter. Middels hardt fjell kan bores med gode resultater når det er oppsprukket.

3. SYSTEMATISK FORINJISERING

Bruk av spesialbygde og spesialutrustede tunnelbormaskiner i Oslo har vist at det er mulig

å kombinere fullprofilboring med systematisk forinjisering selv ved høye krav til tetting av fjellet. Dette har bragt metoden et vesentlig skritt fremover.

4. SVAKHETSFLATER I FJELLMASSEN PÅVIRKER INNDRIFTEN

Vi erkjente tidlig den betydning svakhetsflater som stikk og sprekker har på fjellmassens borbarhet, og har lagt ned mye arbeid for å forsøke å kvantifisere denne effekten.

Fig. 4.2 For å unngå tidkrevende forsinkelser og hasardiøse arbeidsforhold er det viktig at man holder et våkent øye på fjellet også ved fullprofilboring.

5. MODELL FOR BEREGNING AV INNDRIFT OG KOSTNADER

Det har vært vist en enestående åpenhet med erfaringsdata fra entreprenørene og imøtekommenhet fra leverandørene. Dette har gjort det mulig å utvikle en modell for beregning av inndrifter og kostnader til bruk i planlegging av fullprofilboring av tunneler og til sammenligning med konvensjonell drift.

Dette muliggjør tilpasning av planer f.eks. for vannkraftutbygging, med mindre naturinngrep samt besparelse av store beløp som følge. Modellen må nå kontrolleres og justeres ved innsamling av flere erfaringsdata.

6. SJAKTBORING MED TBM

Boring av trykksjakter med TBM er ikke nytt, men er ved Sildvikanlegget utført på en effektiv måte kombinert med sikring mot bergslag.

7. HØY TOTALUTNYTTELSE GIR HØYE UKEINNDRIFTER

Det er allerede ved flere anlegg demonstrert at god totalutnyttelse på grunn av effektiv

organisasjon og bakrigg gir gode resultater. I Aurland og ved Sørfjorden er meget gode utnyttelsesgrader oppnådd ved boring i fyllitt og glimmerskifer. Ved Brattset har ukeinndrifter på over 200 m vært oppnådd, men mer interessant er det at jevne ukeinndrifter på omkring 150 m ikke lenger er noen sjeldenhet.

8. HURTIG PASSERING AV SVAKHETSSONER

Effektiv passering av sprekke- og sleppesoner ved hjelp av lette sikringselementer av strekkmetall og vinkeljern har flere ganger vært utført ved Brattset. Man har oppnådd inndrifter på 70 - 80 m den samme uka man har drevet igjennom og sikret svakhetssoner med omkring 10 meters utstrekning.

9. RAS I KNUSNINGSSONER

Vi har allerede fått alvorlige ras i dårlig konsoliderte knusningssoner. Hittil har den beste løsningen ligget i bruk av lette sikringsplater i stål ("liner plates"). En videreutvikling av en lett systemsikring som smidig kan tilpasses forholdene og senere innarbeides i den permanente sikringen, vil være en viktig oppgave.

10. FULLPROFILBORING I GNEIS

Det bores nå med gode resultater i gneis i Stølsdal-tunnelen på Ulla-Førreanleggene. Inndrifter på omkring 2 m/time i massiv gneis og 3 m/time i mer oppsprukket fjell står det respekt av. Det vil her bli vunnet banebrytende erfaringer angående boring i gneisbergarter og om hvor hardt dagens og morgensdagens fullprofimaskiner kan kjøres. Spesielt viktig blir det å kartlegge om de største rullemeislene som er på markedet i dag (diameter 40 cm) kan kjøres med hardere matekraft enn de 17 – 18 tonn (brutto gjennomsnittlig last pr. ring) som er vanlig i dag.

UTFORDRENDE OPPGAVER

Det er nærliggende å satse på kurs i planlegging og kostnadsregning for fullprofilboring. Videre gir stikkord som: Lange stuffer og mindre naturinngrep, boring av sjakter for småkraftverk, fullprofilboring av vegtunneler (allerede i 1984?), større kuttere for boring i hardt fjell?, ilandføring gjennom tunneler, – perspektiver.

Her er det en rekke krevende felter å ta fatt på. Det gjelder imidlertid at vi ikke glemmer de erfaringer som er gjort angående effektiv tunneldriving ved konvensjonell drift. Fullprofilboring er følsomt for overraskelser enten disse skyldes dårlig organisering eller uforutsette fjellforhold.

En fornuftig bruk av fullprofilboring vil være avhengig av fortsatt åpenhet med gode og dårlige erfaringer, bare da kan vi vente å oppnå en riktig balanse mellom fullprofilboring og konvensjonell drift.

BORING AV BLINDSJAKTER

Shaft sinking by blind shaft drilling.

Sivilingeniør Rolf Heflo. Drillco Industrial.

SAMMENDRAG

Sjaktavsenkning med sjakter som bores ovenfra (blindsjakter) er en metode som innebærer store muligheter for gruveindustrien.
Metoden byr på hurtigere avsenkning og sikkerhetsmessige fordeler.
I bløte bergarter kan den også konkurrere i pris med konvensjonelle sjaktavsenkningsmetoder.

SUMMARY

Shaft sinking by blind shaft drilling offers the mining industry a different approach to shaft construction.
Benefits of blind drilling includes less construction time and fewer safety problems while being economically competitive with cenventional sinking methods under certain conditions in soft water-bearing formations.

Det er mulig at man "her på berget" ikke uten videre vil velge boring av sjakter fra dagen og ned som gunstigste løsning; – våre bergforhold tatt i betraktning, men metoden har faktisk allerede vært benyttet i Nordsjøen hvor det ble oppnådd 1 års besparelse ved installasjon av en produksjonsplattform.

I dag er det mulig å velge utstyr som kan bore sjakter på 6 m i diameter, og som vil klare hulldybde på 1000 m etc. fig. 5.1.

Borerigger til dette formål er spesialbygget basert på bruk av hydraulikk som vil utvikle ca. 1000 tonn heisekapasitet og et dreiemoment på mer enn 70.000 kg m. Det er med andre ord store krefter som det her er tale om. Dagens sjaktboringsteknikk har sine fleste røtter forankret i de erfaringer som ble gjort under boring på prøvefeltet i Nevada-ørkenen.

Tidlig i 60-årene begynte amerikanerne med sine underjordiske prøvesprengninger, og til dette trengte de sjakter på opp til 3 m i diameter, og det ble boret på 1500 meter dyp. Nærmest ubegrensede pengemidler ble satt inn, og det utstyr som entreprenører fra oljeindustrien til å begynne med bragte med seg, ble hurtig forbedret samtidig som nye bormetoder ble utviklet etterhvert som forholdene krevet dette.

For boring av sjakter med 3 m diameter vil det kunne være teknisk og økonomisk mulig å anvende modifiserte oljerigger, men for større sjaktdiametre og dyp vil de nye hydrauliske

riggene by på klare fordeler m.h.t. håndtering av borrør og ikke minst plassering av casing, idet plattformen er konstruert slik at den kan åpnes.

Dersom diameteren på en sjakt som skal bores, regnes i fot, vil det kreves en tilsvarende utvendig diameter på borrørene regnet i tommer. Således vil en 6 m (20 FT) sjakt kreve 20" borstreng, som veier 4 t pr. 10 m lengde, bl.a. for også å gi muligheter til å transportere borkakset til overflaten innvendig gjennom selve borstrengen, (Airlift metoden).

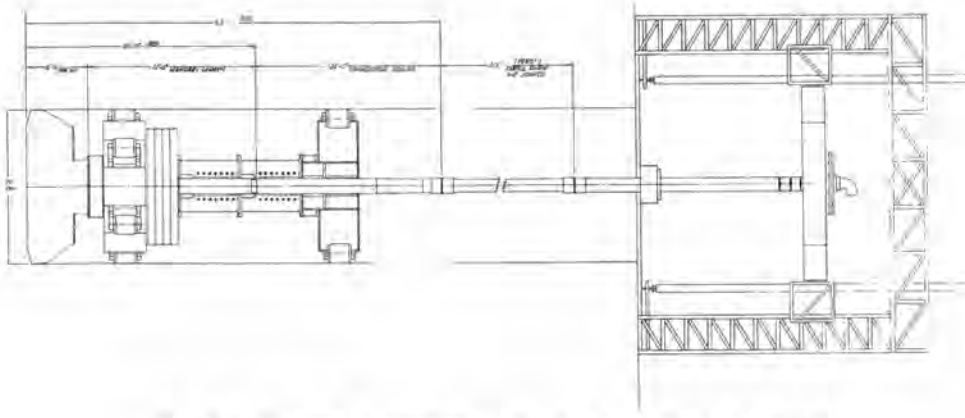


Fig. 5.1 Skjematisk tegning av borerigg for 6 m sjaktdiameter.

FORDELER MED BORING

Størst fordel med boring av sjakter sammenlignet med konvensjonell drift ligger i den tid som eventuelt kan spares. På mineralfeltene i New Mexico regner man f.eks. med at det vil ta 4 år å fullføre en konvensjoenelt drevet 6 meter sjakt ned til 1000 meter. Boring av tilsvarende ferdig foret kan redusere anleggstiden ned til 1 år. Grunnen til at dette er mulig, skyldes at boring vil kombinere synk og fjerning av masse i en kontinuerlig prosess.

Sikkerheten kommer også sterkt inn i bildet og blir vesentlig øket idet folk ikke behøver å gå ned i sjakten før den er ferdig med stålforingen på plass.

Dersom geologien ligger til rette for boring dvs. at trykkfasheten på bergartene ligger innenfor 1000 - 2000 kg/cm^2 i snitt, så vil man med dagens utstyr oppnå en borsynk på 30 - 60 cm pr. time. En oversikt for sjaktboringer i Amerika siden 1963 viser 40 cm pr. time som gjennomsnitt. I så fall vil utgifter ved boring bli å sammenligne med tilsvarende utgifter ved konvensjonell driving.

Tar man også hensyn til at det kan spares tid, vil dette ytterligere kunne favorisere boring.

På samme måte kan forholdene i et gitt område være slik p.g.a. rasfare og vanninntrengning at det er nødvendig med frysing av bakken delvis eller i hele sjaktens lengde. Som kjent vil dette representere store kostnader som i mange tilfeller kan reduseres eller helt elimineres med sjaktboring.

BORMETODER

3 faktorer bestemmer borsynk:
- borkronetrykk
- omdreiningstallet
- spyling av borkronen

En effektiv spyling vil være avgjørende for borsynken såvel som levetiden på borverktøyene. Det er store mengder borkaks som skal fjernes fra bunnen av borhullet, og til dette benyttes et borslam, ofte på kalium basis.

Etterhvert som borkronediameteren blir større, øker også kravet til en vel avbalansert fjerning av borkakset. Borslammet skal ha en kontrollert hastighet på tvers av borkronen som gir den nødvendige turbulens til å fange opp borkakset og bringe det inn mot senteret av borkronen, så det kan forsvinne opp gjennom borstammen. Hastigheten skal ikke være så stor at den gir unødvendig slitasje på selve borverktøyet.

Ulike spylemetoder kan anvendes for transport av borkaks. Borslam er allerede nevnt. Luft kan også benyttes. Den mest praktiske og billigste metoden er å anvende en kombinasjon kjent som Air Lift. Luft pumpes ned innvendig i borstrengen ved hjelp av et tilleggsrør til et punkt ca. 100 meter nede. Luften vil da gi borslammet en mindre egenvekt fra dette punktet og oppover. Dette betyr at borslammet vil begynne å stige opp til overflaten og etterhvert bli erstattet av tyngre slam nedenfra. Ved hele tiden å fylle etter med tungt borslam utenfor borstrengen, kan sirkulasjonen holdes i gang. Borslammet trekker så med seg borkaks etter hvert som det bores løs på bunnen, og bringer det opp til dagen. Borslammet blir brukt om igjen etterhvert som borkakset blir skilt ut.

CROWNPOINT PROSJEKTET

I januar 1980 ble det første større privatfinansierte prosjekt for boring av gruvesjakter påbegynt. Ved bygging og levering av Atomreaktorer hadde General Electric også forpliktet seg til å forsyne de samme reaktorer med brennstoff. Sammen med et gruveselskap Wyoming Minerals ble det besluttet å åpne en ny uranforekomst som ligger ved Crownpoint i New Mexico. Forekomsten ligger på 600 - 700 meters dyp, og det ble tilsammen boret ned 3 sjakter i 30 meters avstand til forekomsten fra dagen.

Sjakt nr. 1 på 3 m dia. ble boret ned og foret med et 2.16 m innv. stålrør, og konstruert slik at det ga en sikkerhetsfaktor på 1.5 mot utvendig vanntrykk og for bruk senere som servicesjakt.

Sjakt nr. 2 og nr. 3 ble begge boret 1.8 m i diameter for så å bli midlertidig foret med 90 cm innvendig diameter stålrør, og med en sikkerhetsfaktor på 1.25.

Sjakt nr. 2 og 3 ble senere utvidet ovenfor og nedenfor til 5.4 meter og vil bli brukt som henholdsvis hoved- og ventilasjonssjakt.

Før utvidelsene av sjakt 2 og 3 ble disse først forbundet med sjakt nr. 1 vel 600 meter nede med en horisontal tunnel slik at all masse og vann kunne pumpes ut gjennom sjakt nr. 1.

Samtlige 3 sjakter sto ferdig 363 dager etter at boringen tok til.

Det var før det oppsatte tidsskjema og innenfor de beregnede kostnader.

SJAKT NR. 1 ble boret og gjort ferdig på 185 dager.

Montering av borerigg m/utstyr	12	dager
Boring av 3 m dia. sjakt fra 66' – 2243'	129	»
Klargjøring av borerigger for plasering av foringsrør	5	»
Plasering av foringsrør ned til 2194' nivå	21	»
Sementering av foringsrør	10	»
Pumpe ut vann og tørrlegge sjakt	6	»
	183	dager

SJAKT NR. 2

Flytt av boreriggen	7	dager
Boring av 1.8 m dia sjakt fra 59' – 2188'	64	»
Klargjøring av boreriggen for plasering av foringsrør	2	»
Plasering av foringsrør ned til 2132' nivå	8	»
Sementering av foringsrør	5	»
Pumpe ut vann og tørrlegge sjakt	4	»
Total tid for sjakt nr. 2	90	dager

SJAKT NR. 3

Flytt av boreriggen	4	dager
Boring av 1.8 m dia. sjakt fra 56' til 2188'	66	»
Klargjøring av boreriggen for plasering av foringsrør	1	»
Plasering av foringsrør ned til 2131' nivå	7	»
Sementering av foringsrør	7	»
Pumpe ut vann og tørrlegge sjakt	2	»
Demontering av borerigg m/utstyr	3	»
Total tid for sjakt nr. 3	90	dager

Borkronetrykket lå på ca. 20 tonn pr. meter dia. med max. 18 omd/min.

Horisontale avvik var henholdsvis 60 cm, 1,80 m og 60 cm for sjakt 1, 2 og 3.

Kun små toleranser kan tillates m.h.t. horisontale avvik.

Kontinuerlig målinger blir foretatt for hver borstang som bores ned, og ved minste antydning til "drift" vil borhodet bli trukket opp til det punktet hvor avvik startet. Denne del av sjakten blir da boret opp på nytt til borkronen igjen er tilbake på rett kurs. Målinger foretas med et wireline gyroskop.

Kun 1/3 av vekten på drillcollars plasert umiddelbart over borhodet går med til å knuse bergartene og gi borsynk. De resterende 2/3 blir brukt som "pendelum" effekt slik at unødig avvik ikke oppstår.

Selve formen på sjakten blir så til slutt målt etter "CALIPER" metoden.

References:

R.P. Carone, Shaft Sinking (CIM 1981), Hassel E. Hunter, Report from Crownpoint project (1981).

SPRENGNING AV GROVE BLOKKER TIL DEKNINGSMOLO FOR HAVNER

Blasting of armor rock for rubble-mound breakwaters.

Ingeniør Atle Barstad, Kystverket

SAMMENDRAG

Kystverkets molobygging utføres i dag utelukket som rausmoloer. Dekkblokkens størrelse varierer fra 5 - 30 tonn. Sprengning i steinbruddet blir lagt opp med tanke på å oppnå minimum 20% blokker.

Erfaringsmessig vil en få denne ønskede blokkprosent ved å bruke ca. 0,3 kg sprengstoff pr. m^3 fast fjell.

Borkronediameter som blir brukt er 2 1/2". Bormønster for stendersalver er hullavstand 2 - 2,5 m og for liggersalver, hullavstand på ca. 1,0 m i en rast. Dette har vist seg å gi den ønskede blokkprosent.

SUMMARY

All breakwater which is under progress by the Norwegian Ports Anthority's at the moment is done as rubble-mound breakwaters. Blocksize usually varies from 5 to 20 tons. The produktion in the quarry is based to get minimum 20% armor rock from the blasting.

Experience has shown that use of ca. 0,3 kg explosive pr. m^3 rock with a 2 1/2' drill holes in fixed drillingmodel has given the expected blockpercent.

NORSKE RAUSMOLOER

Molobygging i Kystverkets regi utføres som rausmoloer, hvor materialet hentes fra steinbrudd. Rundt en kjerne av fint materiale, som kan være muddermasser, små stein og subbus fra steinbruddet etc. legges det et filterlag av grovere stein, og ytterst et dekklag med grove blokker, 5 - 30 tonn. Blokker som dekker yttersiden er størst og de blir beregnet etter den påkjenning moloen ventes å få. Et typisk tverrsnitt av en norsk rausmolo er vist i fig. 6.1.

I en gjennomsnittsmolo med den utbygging Kystverket har i dag, går det totalt med ca. 50.000 m^3 masse.

Blokkdekket utgjør 10 - 20% av totalmassen, avhengig av dybden moloen bygges på, og av dette utgjør yttersideblokkene 65 - 70%.

STEINBRUDD

Ved valg av steinbrudd blir hovedvekten lagt på om bruddet vil gi den beregnede mengde

og størrelse av blokker som kreves for at moloen skal tåle den forventede pågang fra naturkreftene som bølgepågangen er. På kyststrekningen i Finnmark hvor fjellet er skifrig, kan det være vanskelig å finne egnet steinbrudd, og selv med nøye og systematisk sprengning har en fått overskuddsmasser. Her drives fortsatt grytesprengning da denne sprengningsmetoden fortsatt gir størst blokkprosent.

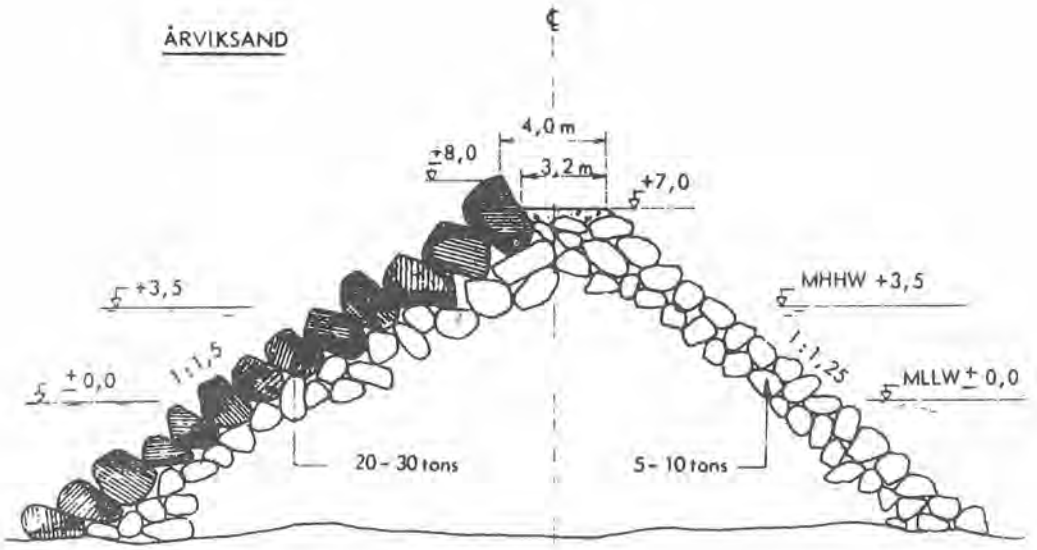


Fig. 6 1 Tverrsnitt av typisk norsk rausmolo.

BOREMETODER

Av boremetodene i dag brukes to mønstern nemlig liggere og stendere eller en kombinasjon av disse. Borekronens diameter er 2 1/2" ,og det benyttes både stiftkroner og X-skjær kroner. En metode som tidligere ble mye benyttet, men som nå benyttes bare på anlegg i Østfinnmark, er grytesprengning. Ved store molobygg med totale masser på 150 - 200 000 m^3 må stolldrift vurderes, hvor hele knauser sprenges i en salve. Denne metode har vært benyttet ved et moloanlegg i Kystverket.

Ved bestemmelse av bormønster er det pallhøyden som setter begrensning for bruk av liggere. Ved pallhøyde under 6 m frarådes det å bruke liggere, dette ut fra at bruddets såle vil bli ujevn p.g.a. den store hullavstanden.

BOREMØNSTER

Ved åpning av nytt steinbrudd foretas prøvesprengning. En bruker da som tommelfingerregel 0,3 kg sprengstoff pr. m^3 fast fjell, hullavstand stendere 2 m og liggere 1 m. Den ønskede fragmentering : 20 % blokker, 20 % filtermasse og 60 % kjernemasse. I realiteten vil

det si at sprengningen gjøres utelukkende med tanke på blokkedekket.

Stenderboring:

Her skiller vi mellom bormønstre etter hvilket sprengstoff en skal bruke. Ved vanlig Dynamit og Minit/Glynit ligger hullavstanden på 2,0 - 2,5 m forsetning 2 m. Ved bruk av Dynamit og Anolit økes både hullavstand og forsetning til henholdsvis 2,5 - 3,0 m og 3 m.

Erfaringsmessig har en funnet at pallhøyde over 15 m gir dårligere drift i steinbruddet da særlig med tanke på utlasting av salven med de redskaper vi disponerer.

Ved sprengning av stendersalve i basalt kom en fram til den ønskede fragmentering ved å bore en rast 2 1/2" hull med hullavstand 1,4 m og forsetning 4 m og sprengstoffmengde 0,3 kg/m^3.

Massene fordelte da seg slik:

3 tonn	3 - 15 tonn	15 tonn
63,3 %	21,6 %	15,1 %

Hullene ble ladet til ca. 3 m fra toppen.

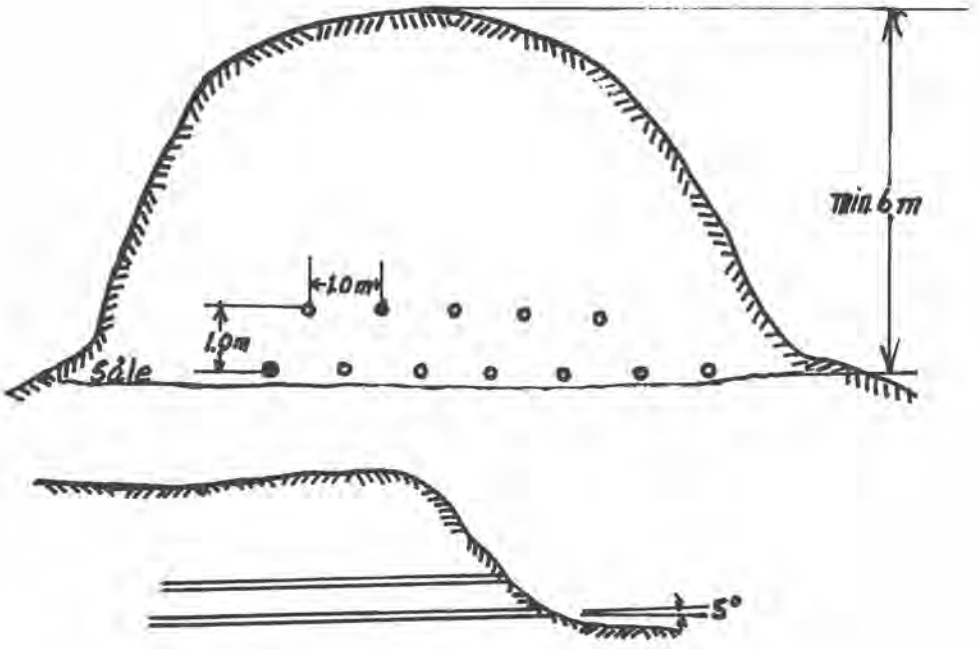


Fig. 6.2. Skisse av bormønster ved liggersalve.

Liggerboring:

Her brukes hullavstand 0,9 - 1,0 m, dette for at sålen i bruddet skal bli mest mulig jevn. Ved øking av hullavstanden vil det lett bli stående igjen rygger som gjør utlasting mindre rasjonell. Sprengstoffmengden er den samme som ved stendersalve, ca. 0,3 kg pr. m^3 fast fjell.

Skisse over bormønster er vist i fig. 6.2.

Hullene bores med én helling på ca. 5° innover.

(En avslutter her ladning 3 m fra hullåpningen).

Grytesprengning:

Denne sprengningsmetoden er på vei ut, men brukes enda der en har skifrig fjell. Her bores 2 1/2" liggerhull med hullavstand 3 - 3,5 m ved pallhøyde 9 - 12 m.

Gryten brennes med hjelp av Dynamit. En starter med 50 g og øker Dynamitmengden med 50 % for hver brenning. Gryten spyles rein og avkjøles med vann etter hver sprengning. Brenningen stopper når større stein blir liggende igjen i gryten eller at gryten er stor nok til å romme den beregnede Dynamitmengde. Største gryte som er brent, rommet 148 kg Dynamit. Dynamitmengde pr. m^3 fast fjell ca. 0,3 kg. En gjennomsnittsgryte inneholder ca. 40 kg, og gjennomsnittssalven består av 10 gryter.

LADING:

Ved all lading, da unntatt lading av gryten ved grytesprengning, vil fordemningen være 1.5 ganger forsetningen, dette for å øke muligheten for å få blokker på toppen av salva. Bare unntaksvis går en ned på lengden av fordemningen. Ved liggeboringen stopper ladingen minimum 3 m fra hullåpningen. Hvis beregnet sprengstoffladning ikke "får plass", bores ekstrahull, da i ekstraraster som skissert i fig. 6.2.

Ved lading med Dynamit og Minit/Glynit starter en med minimum 2 pølser 60 x 6000 mm Dynamit i bunnen og avslutter med 1 pølse 60 x 6000 mm Dynamit i toppen. Mellom topp og bunnladning fordeles den resterende ladningen, da med avstandshylser.

Det brukes den samme mengde Dynamit til topp og bunnladning når lading foregår med Anolit. Avstanden mellom topp- og bunnladning blir helt fylt med Anolit.

Ved grytesprengning plasseres hele den beregnede ladning i gryta. Det brukes bare Dynamit. Forsøk med Anolit er gjort.

INITIERINGSMIDLER.

Ved initiering av salven brukes i dag bare milisek. tennere. Intervall 0 brukes ikke. Det brukes både detonerende lunte og elektrisk tenning når salven skal settes av.

Ved lading av hullene settes det alltid ned to tennere, en i bunn og en i toppen. Disse har samme nummer og blir koblet i serie. Dette for å sikre seg mot forsagere i salven.

DELING AV BLOKKER.

Ved utlasting av salven vil det alltid være blokker av en slik størrelse at håndtering av disse er vanskelig. Disse må da deles i to eller flere mindre blokker.

Ved deling bores 7/8" hull (borserie 11) som ved presplitting. Hullene bores til 3/4 dybde av blokkens tykkelse. Det brukes fra 25 til 50 gram sprengstoff i hvert hull, avhengig av blokkens størrelse.

LITTERATUR.

1) **BRUUN, P.** (1976)
Port Engineering.

2) **Def. QUINN** (1971)
Design & Construction og Ports & Marin Structures.

3) **DYNO INDUSTRIER A/S** (1976)
Sprengstoffer og Sprengningsteknikk.

SPRENGNING MED RETTEDE LADNINGER

Blasting with Shaped Charges

Sivilingeniør Ludvig Baumann, Dyno Industrier A/S.

SAMMENDRAG

Ved bruk av rettede ladninger er det blitt utført sprengningsarbeider som ellers vanskelig hadde latt seg utføre med andre midler og metoder. Dessuten har bruk av rettede ladninger vært den teknisk-økonomiske riktige metode for spesielle sprengningsarbeider. Foredraget behandler bruk av rettede kutteladninger for stålkonstruksjoner og rettede ladninger for sprengning av fjell.

SUMMARY

The author gives a review of experiences from sub-water blasting with shaped charges.

In hard rock 1,5 m deep trenches could be blasted by this methode. In soft rock 2,0 m is achievable. The methode is independent of the dept.

Good results are achieved in loosening unconsolidated sediments and in stabilization of sub-water deposits of broken rock.

I 1975 holdt jeg i denne forening et foredrag som blandt annet omhandlet rettede ladninger. En aktualisering av bruk av rettede ladninger ligger i den kommende ilandføring av gass til Norge med sannsynlige sprengningsarbeider på dypt vann utenfor Karmøya.

"The state of art" for sprengningsarbeider har i hovedtrekkene ikke endret seg vesentlig. Fremdeles er metoden mest effektiv for sprengning i korallrev og hardpakkede morenemasser. Entydige referanser fra vellykkede sprengningsarbeider i massive krystallinske bergarter mangler forsatt.

Dyno har siden 1975 og frem til i dag drevet med omfattende forsøk med sprengning i hardt fjell med rettede ladninger. Gjennom disse forsøk, tildels i stor skala, har vi kommet frem til betydningsfulle parametre som må oppfylles for at sprengningen skal bli vellykket. Dette gjelder konstruksjon av selve ladningen, sprengstoffegenskaper og initiering. Dessuten er vi kommet et meget godt stykke på vei når det gjelder selve sprengningsopplegget for sprengning av nettopp harde bergarter.

Dyno bygger på lang erfaring når det gjelder rettede ladninger. Selskapet er et av de fremste i verden med sin produksjon av militære sprengstoffer. Disse sprengstoffer er blandt annet godt egnet for bruk av rettede ladninger, for kutting av stål og gjennomtrengning av

panserplater. En rettet ladning har påviselig gjennomhullet en 1 1/2 m tykk panserplate – og teoretisk er ikke dette noen øvre grense.

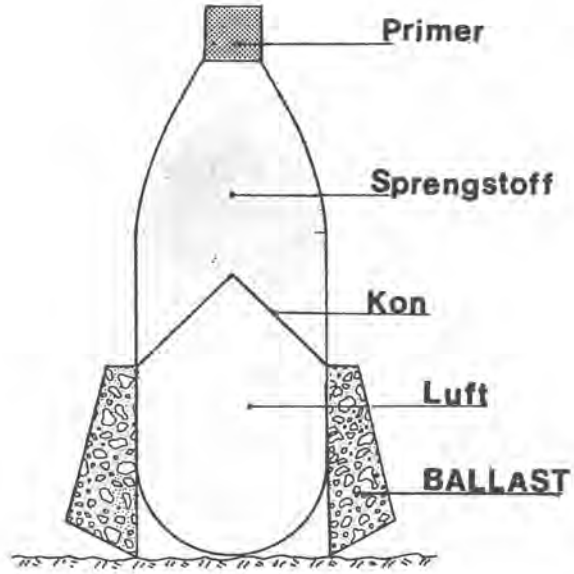


Fig. 7.1 Oppbygningen av en rettet sprengladning.

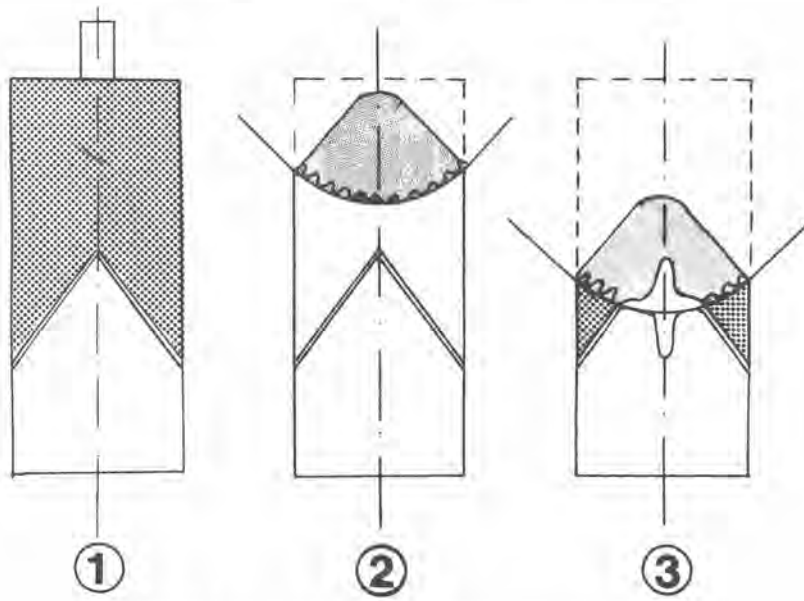


Fig. 7.2 Rettet ladning – detonasjonsmekanismen.

Før jeg går videre, vil jeg beskrive en rettet ladning, fig. 7.1. En rettet ladning består av en beholder som ved en kon eller kniv deler beholderen i et luftfylt rom nærmest sprengningsobjektet og et rom inneholdene et sprengstoff. Sprengstoffet bringes til detonasjon ved et initieringsmiddel som plaseres sentrisk på topp av ladningen, fig. 7.2.
Detonasjonsbølgen som har en meget høy hastighet, treffer konens spiss nær plant og symmetrisk. Størrelsen av trykket mot konen kan ligge mellom 150.000 til 250.000 bar.
Konen revner ved at metallpartiklene fra konens innside rives løs og formes plastisk til en sammenhengende partikkelstrøm som går ut med en hastighet større enn sprengstoffets detonasjonshastighet, fig. 7.3. Metallstrålens eller jetens hastighet er en resultanthastighet som er avhengig av konvinkelen.

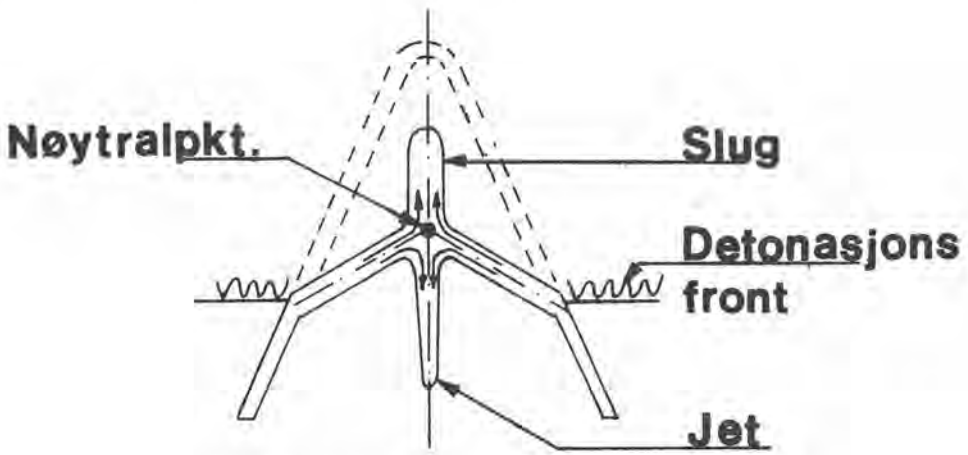


Fig. 7.3 Rettet ladning – "Jet-slug"-mekanismen.

Energimengden er som kjent proporsjonal med massen og kvadratet av hastigheten, og med en hastighet på 6-10.000 m pr. sekund oppnås meget høye verdier. Jetens masse og sammenhengende lengde før den treffer sprengningsobjektet har betydning for sprengningsresultatet og kommer til uttrykk i konstruksjon av konen med valg av tungt materiale og valg av avstand fra kon til sprengningsobjekt som betegnes som "stand - off". Konens bakside bryter sammen umiddelbart etter at jeten er dannet og slynges ut som en smeltet metallmasse, men med langt mindre hastighet enn jeten.

Ved siden av disse parametere vil jeg nevne sprengstoffets innspenning. Dette innebærer at ved sprengning på dypt vann vil vanntrykket bidra til større utnyttelse av sprengstoffet. Det er også en sammenheng mellom ladningens diameter, sprengstoffmengde og penetrasjon eller inntrengning i sprengningsobjektet. Det vil imidlertid føre for langt å gå inn på flere konstruktive retningslinjer. De sprengstofftyper som benyttes er spesielle dynamitter, militære sprengstoffer og flytende tokomponent-sprengstoffer. Den siste sprengstofftype blandes sammen på sprengningsstedet. Før sammenblanding er de to komponenter ikke sprengstoff. Ved spesielle tilsetninger kan sprengstoffet også gjøres selvødeleggende etter en

programmert tid. Dette kan ha betydning for visse arbeider hvor man er redd for at udetonert sprengstoff skal bli liggende igjen på havbunnen.

Konstruksjon av ladningene er én ting. En annen er bruken av dem. Bruk av kutteladninger for stål er kjent, og jeg vil kort vise noen eksempler fra Dyno Konsulents arbeider. En viktig oppgave var å tilpasse en spesialladning for kutting av Skagerakkabelen. Dette er en 114 mm dia. stålomviklet kabel som ved en eventuell reparasjon må kuttes på dypt vann. En ladning ble konstruert, og kutteforsøk utført på 500 m dyp med godt resultat. Et annet eksempel er kutting av kjettinger under vann, fig. 7.4.
En kjetting av de her viste dimensjoner har en betydelig egenvekt og står som regel under strekk.

En avbrenning eller mekanisk kutting innebærer et visst risikomoment for dykkerne.

For oss fjellsprengere knytter interessen seg først og fremst til sprengning av fjell. Ved sprengning mot stål deformeres stålets plastisk, og stålet flyter. Noe helt annet er sprengning i krystallinske bergarter. Ved plasering av en rettet ladning på en flat, massivt fjellflate, vil man etter avfyring finne et lite krater og et hull som går i en ukjent dybde ned i fjellet.

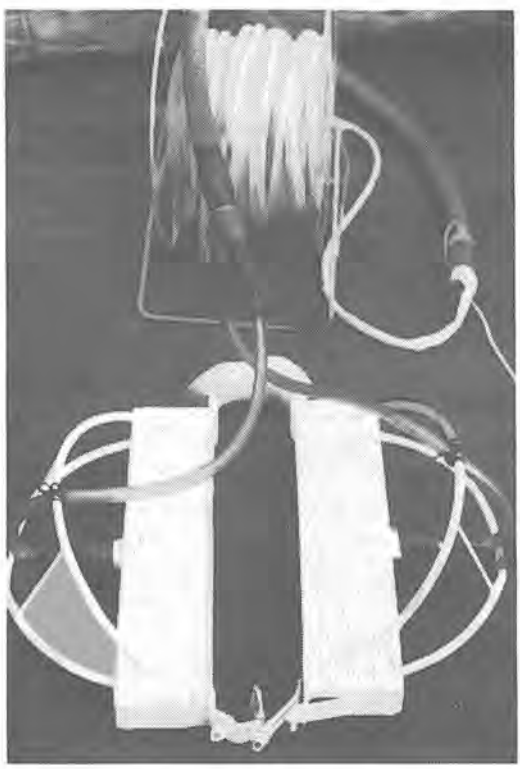
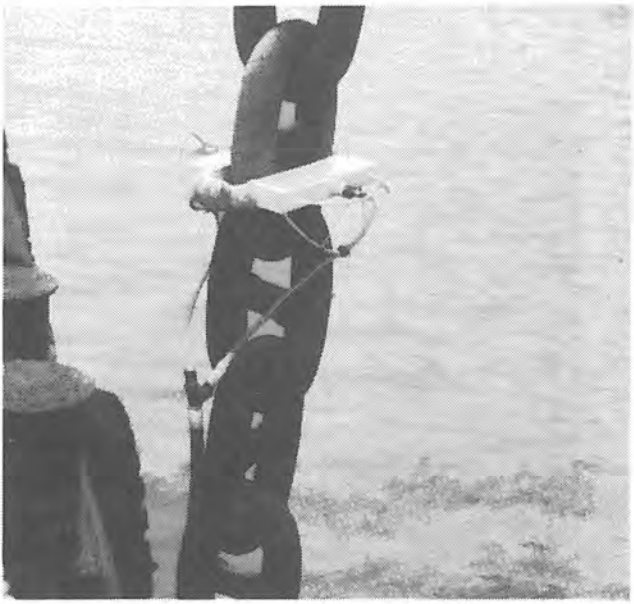
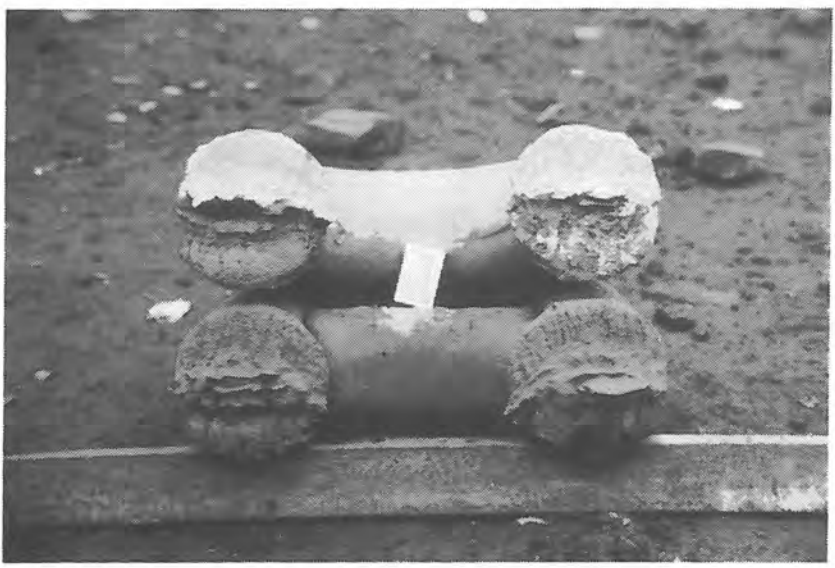


Fig. 7.4 Kutting av ankerkjetting under vann.
a. ladnings- og avfyringsutstyret



b. ladningen på plass



c. avkuttet kjettingløkke

Ved plasering av en rekke ladninger i et mønster på samme fjelloverflate dannes en rekke små kratere pluss en fin oppsprekking mellom de enkelte hull. Sannsynligvis vil fjellet

fortsatt ligge fastspent og lar seg vanskelig ta ut.

Fig. 7.5 Forsøk med rettet ladning på fast fjell.

Fig. 7.5 viser en ladning plasert på en fjellrabb av hard granit og med én utslagsretning. Sprengningsresultatet var god fragmentering ned til 1,5 m dybde, fig. 7.6. Den gamle regel om nødvendigheten av at fjellet må kunne svelle eller få et utslag gjelder etter vår erfaring fortsatt. Vår siste forsøkssprengning i sjøen var en grøftesprengning. Vi gikk inn for å etablere et utslag og oppnådde sprengningsteknisk et godt resultat. Bergarten var markert lagdelt og tildels skifrig bestående av fyllit og kalkspat, fig. 7.7.

Profilet etter sprengningen viser slake grøftesider. Dette er karakteristisk ved sprengning med rettede ladninger.

Rettede ladninger har også vært brukt til å fortrenge løs masse for stabilisering av steinfyllinger mot fjell.

Ladningene ble plasert på løsmassene nær fyllingsfot, og ved sprengningen har løsmassene blitt fortrengt og steinfyllingen har satt seg mot fjell, fig. 7.8.

Økonomisk har det vist seg at man her har en konkurrerende metode til den vanlige metoden med nedramming av stålrør som fylles med sprengstoff, Fig. 7.9.

Fig. 7.6 Resultatet av sprengningsforsøket

En større sprengningsoppgave offshore som ble utført i 1979 av Brown & Root sammen med Wilhelmsen Offshore Services gikk ut på å sprenge langs en trasé for gassrørledningen fra Tunis til Sicilia. Dypene varierte fra 60 til 600 meter. Bunnforholdene var stort sett jevne, men det stakk opp partier med korallrev i høyde fra 1 - 10 meter. Disse korallrevene måtte sprenges vekk. Det ble benyttet rettede ladninger som ble hengt opp i en stålramme, fig. 7.10. Rammen ble senket mot bunnen, og ca. 5 m over sprengningsstedet ble ladningene løst fra rammen ved en enkel utløsning av en ubemannet U-båt som kuttet et låsetau med en kniv, fig. 7.11. Rammens størrelse var ca. 5 x 8 m med 24 ladninger i innbyrdes avstand på 1,5 m. Hver ladning var på ca. 8 kg.

Ladningene var på forhånd koblet sammen med detonerende lunte. For å rydde vekk sprengt sten ble det brukt 3 bangalores på ca. 20 kg hver. En bangalore er sprengstoff innesluttet i et rør. Avfyringene ble foretatt ved at ledelunten ble trukket av en liten u-båt en 20-30 m fra sprengstedet av avsatt med elektrisk tenner med akustiske signaler, fig. 7.13.

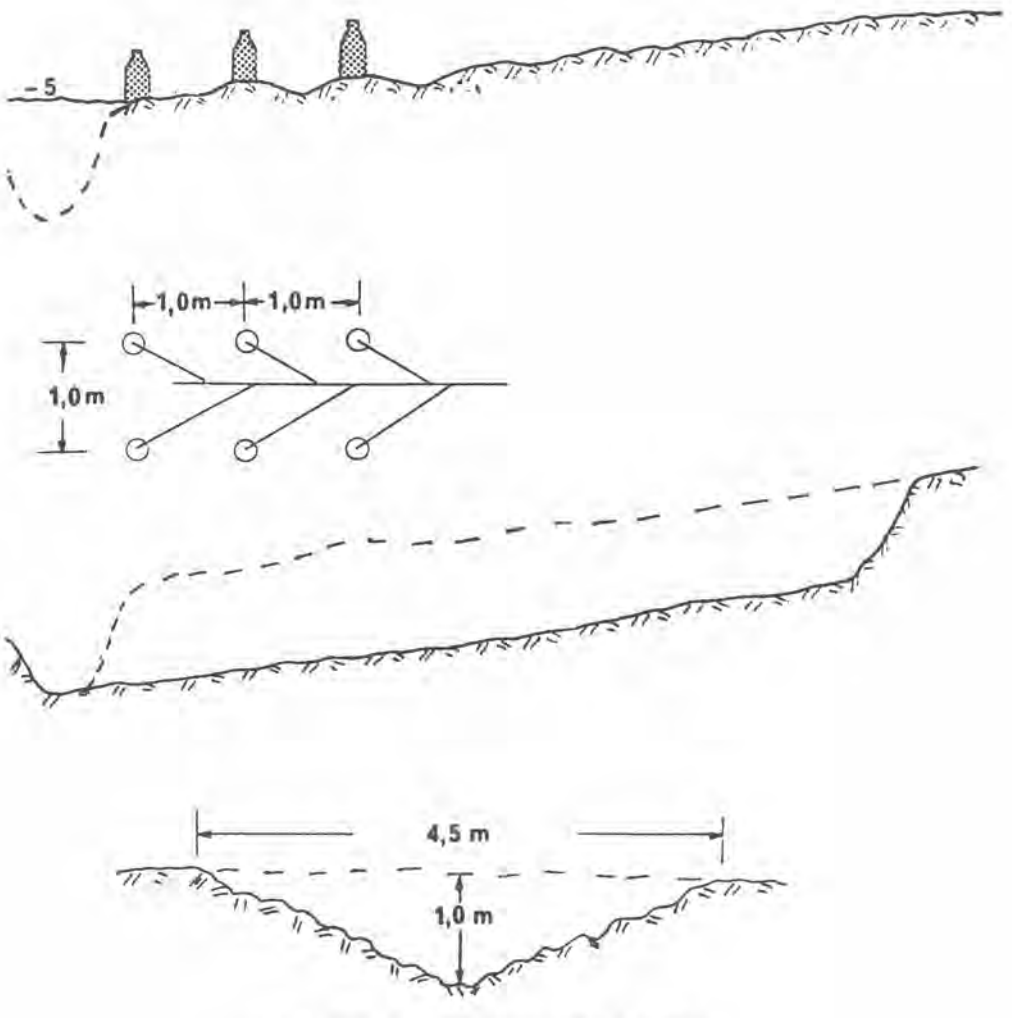


Fig. 7.7 Grøftesprengning under vann.

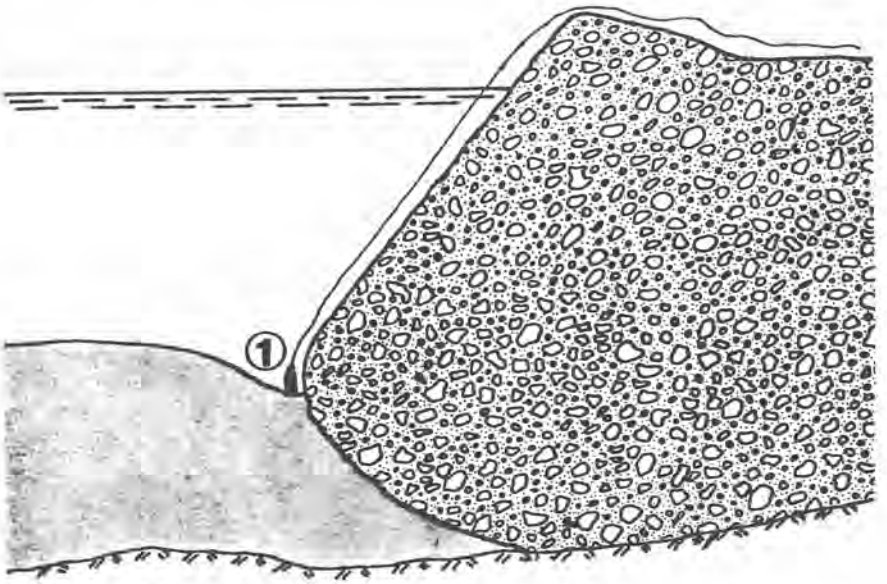


Fig. 7.8 Sprengning med rettede ladninger for fortrengning av løsmasser.

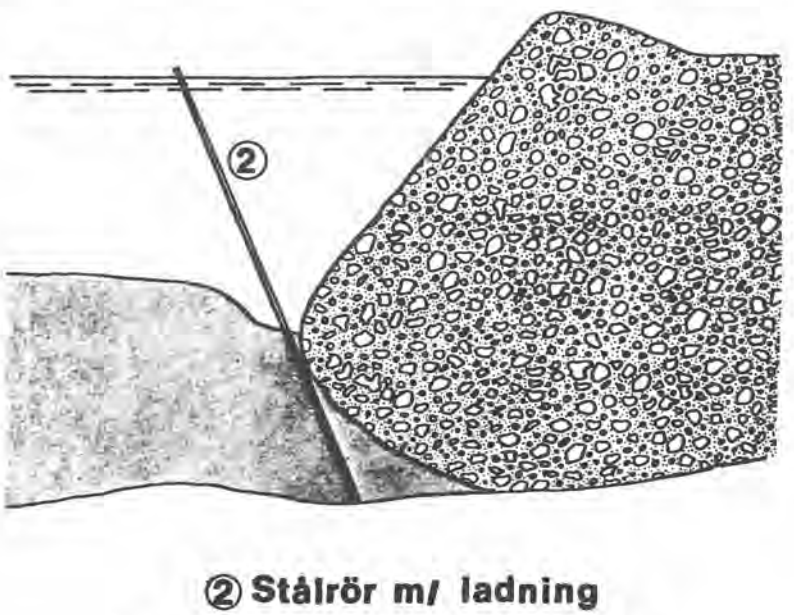


Fig. 7.9 Vanlig stabiliseringssprengning med stålrør.

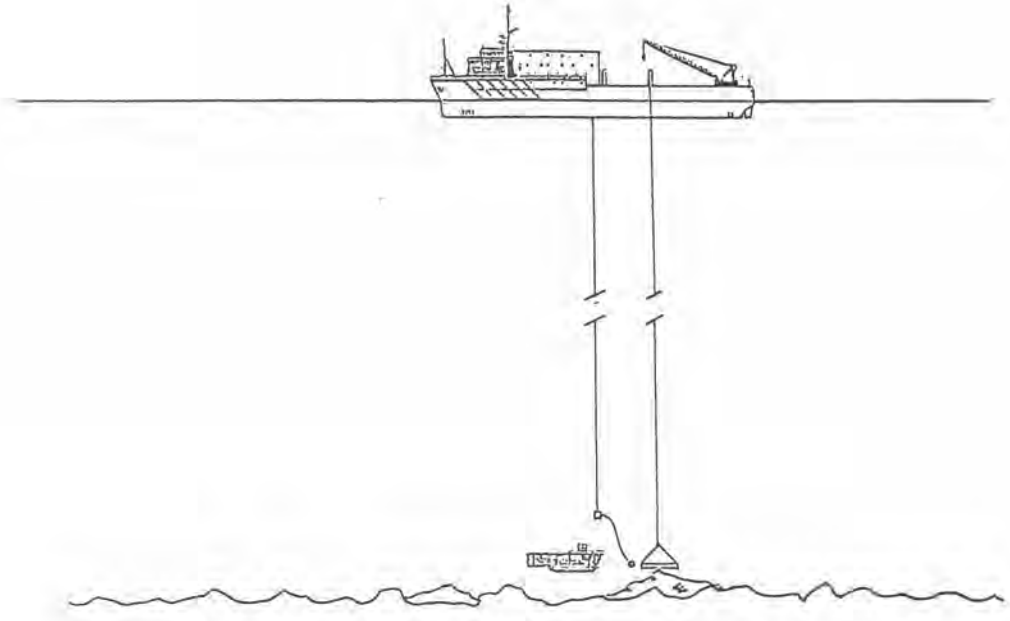


Fig. 7.10 Undervannssprengning. – Ladninger ført ned til sjøbunnen.

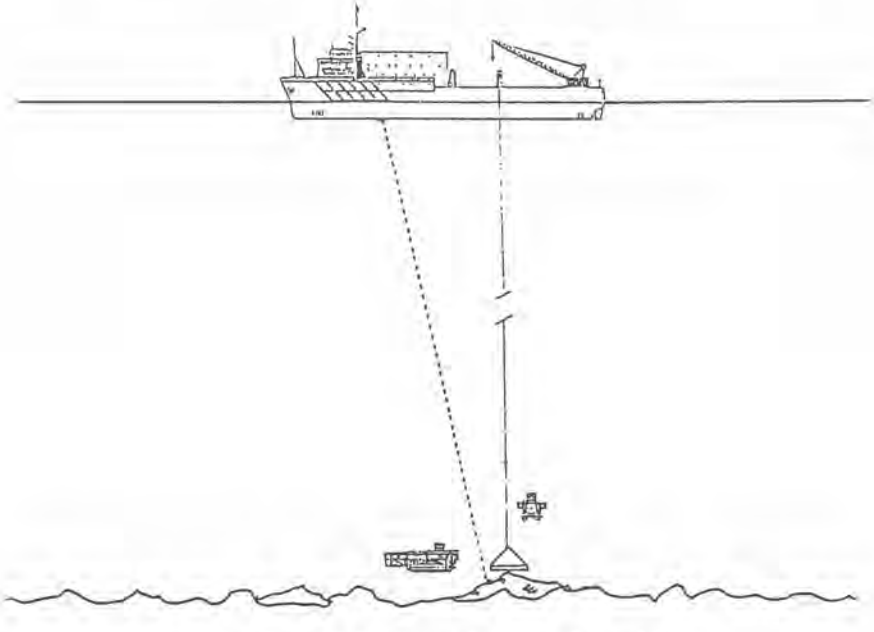


Fig. 7.11 Ladningene plasseres v.hj.a. ubåt.

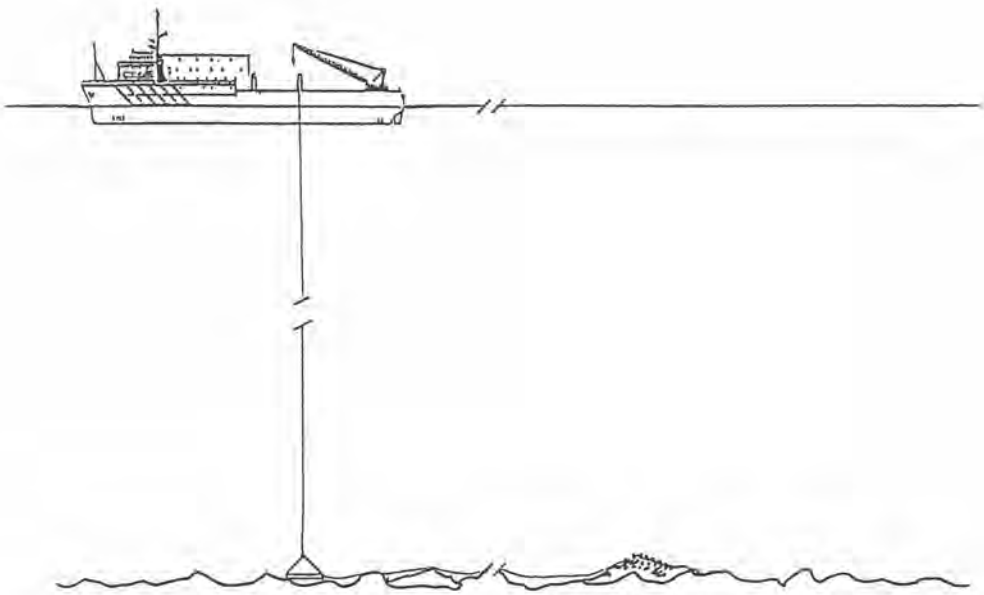


Fig. 7.12 Ladningene på plass. Kurv med detonerende lunte tilkobling ligger på bunnen. Hjelpefartøy har endret posisjon.

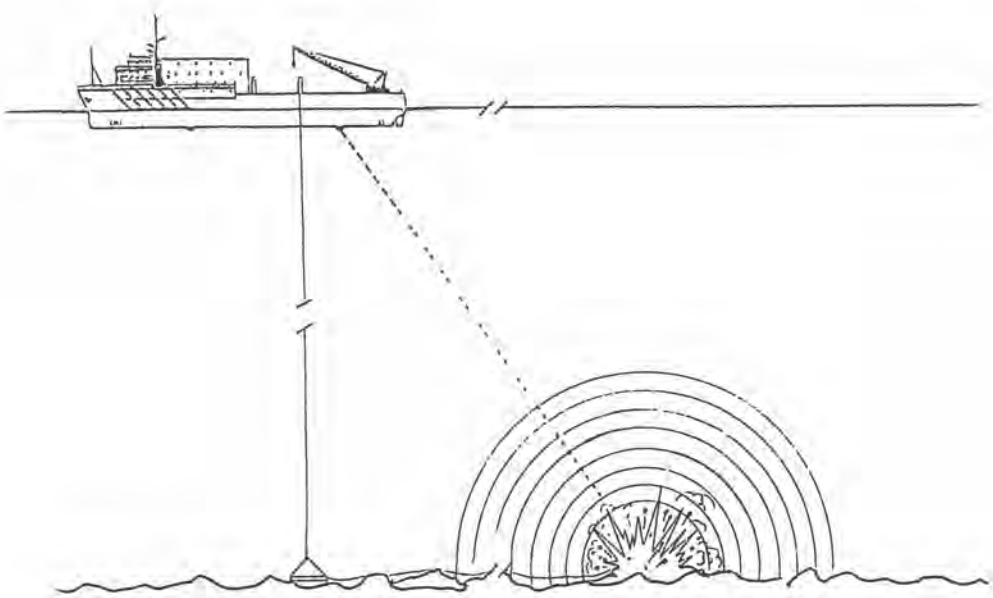


Fig. 7.13 Ladningene detoneres med akkustiske signaler.

Sprengningene var meget vellyket, og man fikk tilnærmet pulverisert de opptikkende korallrev. Værforholdene var ikke helt gode, men man kunne operere i bølgehøyder opp til 2-3 m.

Ser vi på anvendelsesområdene for bruk av rettede ladninger, så kan metoden konkurrere med boring og ladning når forholdene er vanskelige for dette. Sprengningsarbeidets masser kan være av en sånn størrelse at det ikke lønner seg eller lar seg gjøre å komme frem til stedet med en større rigg.

Med pallhøyder i området 0-1 m vil rettede ladninger være et økonomisk alternativ til boring-sprengning. På dyp over 30 m kan metoden være fordelaktig selv med større pallhøyder. Imidlertid vil metoden ved høye paller hvor man må foreta gjentatte sprengninger, bli svært kostbar. Fjellet må renskes før neste sprengning. Skal man sprenge blokker på havbunnen, er metoden meget effektiv. Dette betyr at hvis man har benyttet boring og sprengning og fått større blokker enn ønsket, så kan disse blokkene sprenges med god fragmentering ved hjelp av en enkelt rettet ladning pr. blokk. Dette kan ha betydning for utlasting av fjellgrøfter under vann.

Værforholdene kan også tilsi at man bør bruke rettede ladninger ved at metoden er enkel, krever liten tilrigning og kan utføres meget hurtig. Man kan utnytte korte tidsrom med brukbart vær.

Skjematisk kan man sette opp følgende retningslinjer for bruk av rettede ladninger med ca. 15 kg sprengstoff til undervannssprengninger:

1) Pallhøyden $\leqslant$ 1,5 m i vanlige norske bergarter
2) Pallhøyden $\geqslant$ 2 m i bløte bergarter
3) Ingen dybdebegrensning
4) Løssprengning av faste løsmasser
5) Fortrengning av løsmasser for steinfylling

Jeg kommer tilbake til ilandføring av olje eller gass uten å referere til noe bestemt i landføringssted. For en ilandføring vil man kunne operere med grøfter i 10-12 m bredde og pallhøyder på kanskje 10 m.

Grøftedybden kan dermed bli for stor til at rettede ladninger kan benyttes, og man kan vente at bergartene langs kystsonen er krystallinske. Kan man komme til med utstyr for boring, er nok det den økonomiske og tekniske beste løsning vel å merke for pallhøyder over 1 m. Imidlertid vil det kunne være partier med oppstikkende fjellrabber på større dyp som må fjernes, hvor rettede ladninger vil være den eneste løsning.

Det skal bli interessant å følge den videre utvikling av undervannssprengningene.

NYE METODER FOR FREMSTILLING OG BRUK AV ANFO.

New methods for production and use of ANFO.

Bergingeniør Bjørn R. Petterson, Norsk Hydro A/S.

SAMMENDRAG

Nye metoder for fremstilling og bruk av Anfo over og under jord, har ytterligere utvidet anvendelsesområdet for dette sprengstoffet.

På underjordssiden har nye pneumatiske ventiler og plasseringen av disse på borriggen medført bedre kontroll med ladingen med redusert overforbruk av Anfo som følge.

Over jord har forsøksproduksjon med patronert Anfo og Anfo i plastforede borhull vist meget lovende resultater. Mye tyder på at man ved en kombinasjon av bulk-anfo, patronert Anfo og Anfo i plastforede hull kan oppnå en Anfo-anvendelse på nær 100% med de økonomiske fordeler det innebærer.

SUMMARY

New production methods and loading techniques have widened the schope of Anfo in both underground and open-cast mining/strip mining.

In tunneling, the new pneumatically operated valves and their location on the drilling jumbo have led to better control of the loading-process with reduced over-use of Anfo as a result.

The use of packaged, high density Anfo and Anfo in polyethylene lined holes in open-cast mining has shown very promising results. A combination of bulk Anfo, packaged Anfo and Anfo in liners means that it is now possible to use Anfo almost exclusively, with a resultant improvement in blasting economy.

2. Anfo under jord

Gruver og bergverk har i mange år brukt Anfo i sin underjordsbrytning. Entreprenører og anleggsindustrien har vært mer tilbakeholdne. Entreprenørenes viktigste argumenter mot bruk av Anfo har vært røykutvikling og manglende effektivitet på Anfo ladeutstyret. Dette syn er i ferd med å endre seg, og i slutten av 70-årene har det skjedd en markant økning i bruk av Anfo også på entreprenørhold. Årsakene til dette er ikke bare økt konkurranse om anbudene, men også bedre lade- og blandeutstyr for Anfo.

3. Sprengstoffmiljø under jord

Anfo og underjordsmiljø har vært meget diskutert. Når det gjelder detaljer omkring sprenggasser og gassmålinger, henviser jeg til Dr. ing. Tom Myrans innlegg, og vil her bare nevne at riktig sammensatt Anfo ikke gir mer giftige sprenggasser enn konvensjonelle sprengstoffer.

Som råvareleverandør til sprengstoffindustrien er det naturlig at Norsk Hydro også har engasjert seg i sprengstoff-forskning. I den anledning har vi bygget opp en forsøksstasjon med egen stab. Her arbeides det bl.a. med å kartlegge hvilke fysikalske egenskaper ved Anfo-sprengstoffer som har betydning for sprengningsresultatet. På sikt vil denne forskning komme brukerne av Anfo tilgode.

4. Selvblanding av Anfo for underjordsbruk

Foruten de potensielle økonomiske gevinster ved selvblanding av Anfo, kan det også være andre momenter som rettferdiggjør dette.

Selvblanding kan gi mulighet for mer rasjonell håndtering av sprengstoffet og mindre lager av ferdig sprengstoff.

Brukeren har dessuten selv påvirkningsmulighet for kvaliteten av sprengstoffet.

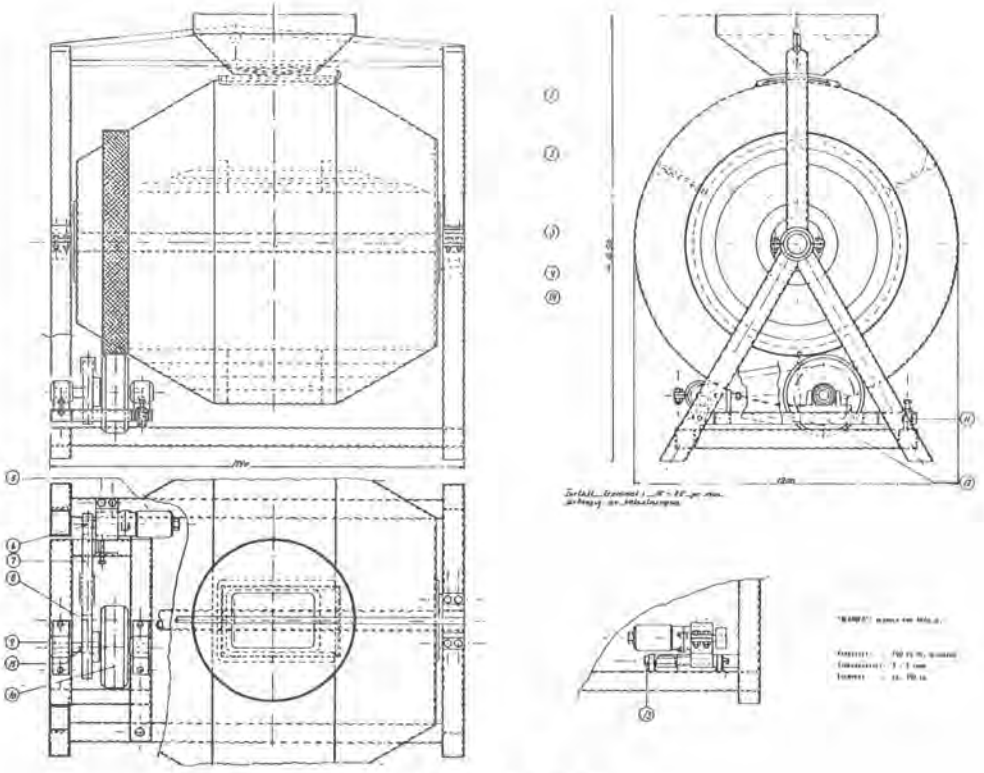


Fig. 8.1 Anfo-blander

Ing. Thor Furuholmen A/S har i samarbeid med Detonik utviklet blande- og ladeutstyr for Anfo under jord. Hovedarkitekt for den mekaniske delen har vært Bjørn Finden i Furuholmen. Bl.a. har han konstruert en chargeblander "Blandfo" beregnet for 750 kg's sekker ammoniumnitrat.
Fig. 8.1 viser en skisse av blanderen som i hovedsak består av en trommel i aluminium med innvendige skovler. Blandingen foregår gravitmetrisk ved at tromlen roteres av en luftmotor. Hele enheten er meget kompakt og kan løftes via et åk.
Denne type blander ble tatt i bruk på underjordsanlegget til Furuholmen i Setesdalen. Blanderen ble plassert i en utsprengt nisje i tunnelen. I taket ble det montert en løpekatt med en lufttalje og på veggen et kalibret oljemål på 56,3 liter, nok til å gi 750 kg AN 5,8 vekt % l olje. Oljen ble levert fra en transportabel tank påmontert luftdrevet stempelpumpe. Ved hjelp av lufttaljen ble 750 kg's AN sekker løftet opp og tømt i blanderen. Etter oljetilsetning ble blandingen tromlet i ca. 10 min. og deretter tømt over i en 4 m^3 (3 tonns) aluminiumsilo som fungerte som sprengstofflager.
Blandestasjonen leverte sprengstoff til to 50 m^2 stuffer. På venstre stuff hadde man en egen ladebil påmontert ladeapparat som ble seriekoplet med borriggen. Den andre stuffen ble betjent av ladeapparat påmontert borriggen.
Både ladebil og borrigg hentet sprengstoff ved blandestasjonen. Fylling av ladeapparatene skjedde direkte fra siloen som ble heist opp i riktig høyde med taljen.

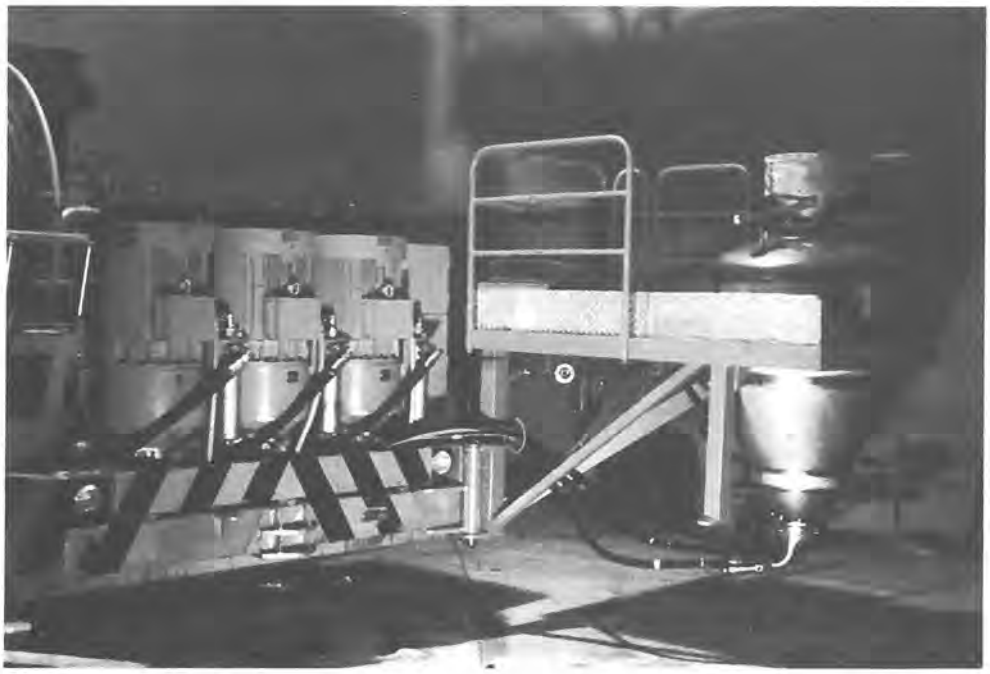


Fig. 8.2 Anfo-ladeapparat montert svingbart på borrigg.

Fordelene ved systemet var:

- Minimal manuell håndtering av sprengstoff og råvarer
- Lite sprengstofflager
- Jevn kvalitet og riktig oljeinnhold i sprengstoffet.

5. Ladeutstyr for underjordsbruk

Hovedforutsetningen for å oppnå et vellykket resultat med bruk av Anfo under jord er at detaljene omkring ladeopplegget er nøye gjennomtenkt.

Lading med overtrykksapparater er enkel og har vært i bruk i en årrekke. Prinsippet er velkjent for de fleste. Med økende avstand fra åpne/lukkeventilene til ladestedet vil man få et tiltagende etterslep i ladeprosessen. Dette fører igjen til overlading, søl osv. Foe å redusere disse problemene, ble det i tidligere nevnte samarbeid med Finden, utviklet et system med pneumatiske automatventiler for montering i ladekorga og foran på borriggen. På denne måte fikk man redusert etterslepet betydelig. Ikke minst ventilsystemet i ladekorga, som betjenes av en fotpedal, ble en suksess.

Her oppnådde man så og si momentan start/stopp i ladingen samtidig med at laderen hadde frigjort begge hender til føring av ladeslangen.

Fig. 8.3 Anfo-ladeapparat montert på bil.

Selve ladeapparatet kan enten monteres i egen plattform som kan svinges til siden, eller på et eget kjøretøy som seriekobles med riggen. Se fig. 8.2 og 8.3.

De stedlige driftsforhold bør avgjøre hvilket alternativ som velges.

Kort oppsummert kan man konkludere med at Anfo er kommet for å bli under jord. Ladeutstyr og teknikk er idag på et nivå som gjør bruk av Anfo både rasjonelt og lønnsomt.

6. Produksjon og bruk av Anfo over jord.

Begrensningene ved bruk av Anfo over jord skyldes så og si utelukkende stoffets følsomhet overfor vann. Forskjellige ladeteknikker anvendes for å gjøre eksponeringen Anfo/ vann minst mulig. De mest anvendte går ut på følgende:

1) Hullene blåses/tømmes for vann og Anfo fylles i fra sekk.
2) Vannfast sprengstoff fylles i hullet til man er kommet over vannivå, og deretter fylles resten med Anfo.
3) Hullene lades med Anfo fra ladeapparat. Ladeslangen føres til bunns i hullet, og Anfoen fortrenger vannet etter hvert som hullet fylles med sprengstoff.

Metode 1 og 3 innebærer at man ikke har full kontroll med vanntilsiget i hullene. Det medfører at salvene bør lades og skytes innenfor et begrenset tidsrom, hvilket igjen krever stort lademannskap eller små salver.

Metode 2 er relativt sikker, men vil over tid ikke gi optimal økonomi. Hva kan så gjøres for å optimalisere bruk av Anfo?

Svaret ligger i å beskytte Anfo mot vannpåvirkning. Dette kan enten gjøres kjemisk (slurry) eller mekanisk (plastemballasje)

Plastemballasjen kan igjen gjøres på to måter:

1) Patronering av Anfo
2) Plastforing av borehullene.

Norsk Hydro har gjennom samarbeid med norske entreprenører ønsket å medvirke til utprøving av ovennevnte metoder. Videre har vi ønsket å skaffe erfaring med helkontinuerlig blandeanlegg for Anfo.

Sammen med arbeidsfelleskapet F. Selmer/Høyer-Ellefsen deltar Norsk Hydro i en prøveproduksjon av Anfo i Vatnedalen. Opprinnelig ble prosjektet i Vatnedalen planlagt av arbeidsfelleskapet utfra ønsket om å benytte Anfo til steinproduksjon for dammen. I dag leveres hovedmengden av sprengstoff til dammen fra Dynos slurrystasjon på stedet. Likevel har man valgt å bygge Anfo-stasjon og å drive denne som et forsøksprosjekt.

7. Anfo stasjonens oppbygging

Stasjonen ble planlagt utfra den forutsetning at Anfo skulle benyttes både i tørre og våte borhull. Den måtte dessuten ha en kapasitet på opptil 100 tonn Anfo i uken. I våte hull tenkte man å benytte både plastforing og patronert Anfo.

Man valgte i hovedtrekk å satse på det amerikanske produserte Amerind Mac Kissic utstyret for selve produksjonen og patroneringen av Anfo.

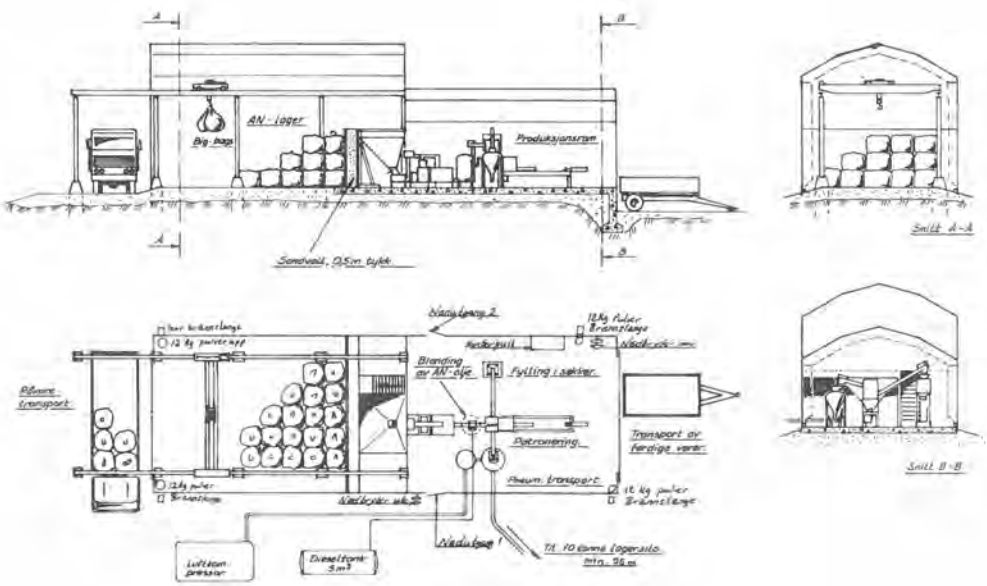


Fig. 8.4 Blandestasjon for Anfo.

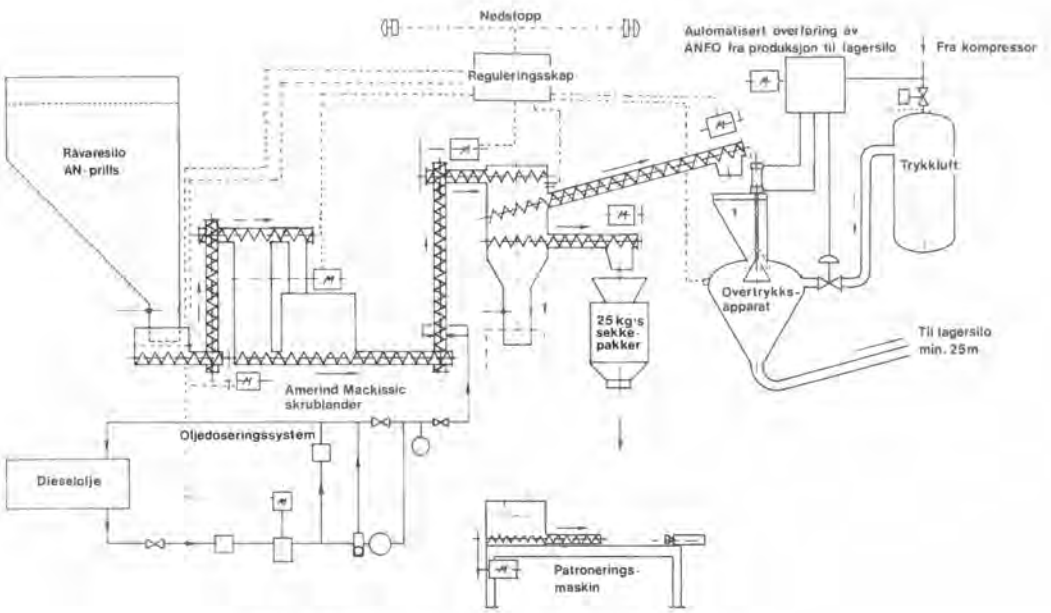


Fig. 8.5 Flyteskjema for Anfo-blandestasjonen.

Fig. 8.4 og 8.5 viser henholdsvis opprinnelig lay out og flyteskjema for stasjonen. Den fungerer idag stort sett som vist på tegningene, men pga. redusert tonnasje i f.t. den opprinnelig planlagte er det foretatt visse forenklinger. Fra råvarelageret hentes 750 kg's AN-sekker som tømmes i råvaresiloen. Denne forsyner igjen Mac Kissic skrueblanderen. Blandingen foregår kontinuerlig ved at olje tilsettes gjennom to dyser nederst i den vertikale skruen som skrur blandingen frem til en fordelersilo. Opprinnelig skulle fordelersiloen overføre Anfo til lagersilo og 25 kg's sekkepakker slik at man under drift kunne produsere Anfo i bulk, i 25 kg's sekker og patroner. Imidlertid er det gjort forandringer, slik at den ferdigproduserte Anfo overføres enten til patronering eller sekking og den overskytende del til ferdigvaresiloen. Overføring til bulksilo skjer pneumatisk via et 500 l's ladeapparat.
Pakking av Anfo gjøres i 25 g 750 kg's sekker med utstyr utviklet av Norsk Hydro.

8. Patronering av Anfo

Teknikken med å patronere Anfo er utviklet i USA. Prinsippet er at Anfo pakkes i patroner som er mekanisk sterke nok til å tåle nedslipp i borhullene uten å sprekke, samtidig som de er vanntette. Patronene må også ha så høy tetthet at de synker i vannfylte hull. Amerind Mc Kissic i USA produserer blande- og patroneringsutstyr for Anfo.

Patroneringsmaskinen består i en horisontalt opplagret skrue med forbindelse til matesilo og utmating av masse gjennom sylinderisk rør. Tomme patronhylser tres inn på røret, og en luftsylinder med lokk i enden sørger for mottrykk når skruen startes og patronen fylles med Anfo. Patroneringsprosessen er styrt slik at den etter start automatisk fyller et visst kvantum Anfo i patronen. Patronene må manuelt fjernes fra maskinen.

Lukking av patronene skjer ved klipsing.

Før patroneringen kommer patronene som flate "pølseskinn". Innerst er det en polyetylenepose som er varmeforseglet i den ene enden. Denne er så sydd inn i en pose av vevet polypropylene, sistnevnte er ikke vanntett, men sørger for mekanisk styrke.

Ved anlegget i Vatnedalen har det vært produsert Anfo-patroner med diamanter fra 2 1/2" – 6". Patronene har vært underlagt en rekke tester:

- Detonasjonsoverføring mellom frittliggende patroner.
- Detonasjonshastighetsmålinger av frittliggende patroner.
- Måling av patronenes spesifikke vekt.
- Vannbestandighetstester.
- Falltester.
- Initieringsforsøk.
- Sprengninger i våte og tørre borhull.

Resultatet av disse testene har vært gode. Alle patroner, så nær som den med 2 1/2" diameter, har gitt detonasjonsoverføring frittliggende. Egenvekten av pølsene ligger på 1,1 – 1,15 kg/dm^3. Dette er oppnådd med bruk av vanlig AN prills fra Norsk Hydro og uten noe form for forhåndsnedknusing av prillsen.

Detonasjonshastigheten for frittliggende for 3" og 4" patroner er målt til henholdsvis 3200 og 3500 m/sek. Vannbestandigheten har vært testet både i trykktank og 14 m plexiglassrør.

Ved riktig utført klipsing har man oppnådd tilfredsstillende tetthet.
Ingen av Anfo-patronene har latt seg initiere med kun elektrisk tenner.
Sikker initiering fåes ved bruk av pentolit-eller dynamittprimer. Dynamittprimeren bør ha diameter nær lik Anfo-patronens diameter. Sprengningsprøvene på pall har til nå vært begrensete, men resultatene både fra tørre og våte hull har så langt vært gode.

9. Bruksområde for patronert Anfo.

Fordelene ved Anfo-patroner fremfor plastutforing av borhullene er i første rekke at man kan lade i vannfylte hull uten bruk av kapitalkrevende utstyr til lading og vannlensing av hullene.
I ledige stunder kan man lage opp patroner for senere bruk.

Der hvor man har bruk for redusert ladning, vil man kunne oppnå det ved å benytte Anfo-patroner med mindre diameter enn det optimale for hullet.

Hovedulempen ved patronert Anfo er redusert energi pr. bormeter i.f.t. bulkladet Anfo. Dette forhold gjør seg sterkest gjeldende ved de minste diametrene. Eksempelvis kan nevnes at en 5" patron i et 6" hull gir ca. 15% mindre Anfo pr. bm enn bulkladet Anfo. Tilsvarende vil en 2 1/2" patron i et 3 1/2" hull gi ca. 40% mindre energi enn bulk Anfo.

10.Økonomi

Hva koster patronering av Anfo?
Noe entydig svar på det kan ikke gis i øyeblikket, fordi produksjonen ikke har vært stor nok til å gi et realistisk bilde av produksjonsomkostningene.
Generelt kan sies at jo større patrondiameter desto billigere. Emballasje koster for 2 1/2" pølser ca. kr. 1,60 pr. kg. sprengstoff, mens den 5" er nede i kr. o,50 pr. kg.
Arbeidsomkostningene blir også vesentlig høyere for de minste dimensjonene.
Kapitalinvestering i utstyr vil selvsagt variere med totalopplegget, men med en investering på kr. 300.000 vil man kunne patronere Anfo.
Totalomkostningene for Anfo-patroner vil trolig ligge på mellom kr. 1,– og kr. 2,50 pr. kg.

11. Utforing av borhull

Plastforing (lining) av borhullene har vært prøvd tidligere i Norge med tildels dårlig resultat. Grunnen til manglende suksess ligger trolig i selve bruksmåten. I de fleste tilfeller har man fått plasten til sprengningsstedet opprullet på uhåndterlige 2–300 m's ruller. Fra disse har man så kappet av en passe lengde, og på ulike måter prøvd å få den ned i borhullet enten ved å tre den inn på en ladeslange eller legge en stein inni, knyte igjen og senke den ned i hullet. Deretter har man forsøkt å fylle den enten gravitmetrisk eller fra ladeapparatet. Denne metoden har flere åpenbare svakheter. For det første vil en eller flere knuter i enden av slangen ikke gi tilstrekkelig tetthet mot vanninntrengning.

En plaststrømpe ført ned i borhullet med ladeslange kan lett få rift med de fatale følger det kan få. Hvis ikke hullet er tomt for vann, vil verken lading fra bunn eller topp fortrenge vannet. Følgelig vil man få for lite sprengstoff i den viktigste delen av hullet. Skal strømpen fungere tilfredsstillende, må den komme ferdig opprullet og varmeforseglet i bunn. De nederste 8-10 m bør være dobbel for å gi nødvendig beskyttelse mot rift etc. Tykkelsen på plasten bør være 0,15 - 0,18 mm. Før nedføring av strømpen i hullet,

må dette være tomt for vann.
Ved bruk av Non-el systemet åpner det seg muligheter for å lade umiddelbart etter at hullet er ferdigboret. I de fleste tilfeller vil da hullene være tørre. Hull som ikke lar seg lense pga. sterkt vanntilsig, kan ikke lades med strømpe. Her må enten Anfo-patroner eller vannfast sprengstoff benyttes.

Teknisk sett går det relativt lett å fore et hull med plaststrømpe. Skal bruken bli rasjonell, må det satses på et vel gjennomtenkt mekanisert ladesystem. Dvs. et kjøretøy med ladeapparat, kompressor og eventuelt lensepumpe.

I tiden fremover vil Norsk Hydro engasjere seg i utvikling av slikt utstyr.

12. Økonomi ved bruk av utforing

Tilsvarende som for patronert Anfo blir bruk av utforing billigere med økende hulldiameter.
Kostnaden for utforing brukt i et 3" hull vil utgjøre ca. kr. 1,30 pr. kg ladet Anfo, mens den for et 10" hull vil være ca. kr. 0,30 pr. kg.

Nødvendige kapitalinvesteringer til kjøretøy, ladeapparat etc., vil ligge i størrelsesorden kr. 4-600.000,–.
I denne sammenheng må en også ta med den gevinst som ligger i rasjonalisering og mekanisering av ladearbeidet.

AUTOMATISK LADDNING AV ANFO.

Automatic loading of ANFO.

Ingeniør Bengt Ljung, Nitro Nobel Mec.

SAMMANDRAG

Utveckling inom bergsprängningstekniken har framför allt influerats av borrteknikutvecklingen. Genom hydrauliken har borrtiderna reducerats samtidigt som arbetsmiljöe och säkerheten förbättrats.

I takt med denna utveckling har ökade krav ställts på laddningstekniken som ofta är såväl tidsödande som riskfylld och arbetsam. Nitro Nobel Mec AB, ett självständigt bolag inom Nitro Nobel-Gruppen har under några år intensifierats utvecklingsarbetet och har sedan ett par år helmekaniserade laddrobotar för långa, uppåtriktade hål i drift såväl i Sverige som Australien.

Utveckling och fältforsök pågår för närvarande av utrustningar för laddning av grova, uppåtriktade hål, där borrtekniken är känd men laddningen av sprängämnet ett stort problem.

Målet är att balansen skall återställas så att laddningstiden återigen blir en relativt liten del i den totala arbetscykeln i sprängarbetet.

SUMMARY

The development in rock blasting technique has been influenced mainly by the development in drilling technique. Through hydraulics, drilling times have been reduced, whereas working environment and safety have improved.

As this development has proceeded, the demands as to charging technique have increased, since the charging work is time-wasting, risky as well as tiresome. Nitro Nobel Mec AB, independent company within The Nitro Nobel Group, has for several years been intensifying the development work. For a couple of years now, fully mechanized charging robots for long up-holes have been in operation both in Sweden and in Australia.

Development and field experiments are going on at present for equipment for charging of large up-holes, where suitable drilling technique is known, but where problems occur as to explosives charging.

The aim is of course, to re-establish the balance so that the charging time once again will represent only a small part of the total blasting work cycle.

Kraven på mekaniserad och automatiserad laddning av spängämnen har under de senaste åren kraftigt ökat. Orsaken till detta är naturligtvis den snabba utvecklingen inom borrteknikområdet. Hydrauliken har kommit för att stanna vilket gjort att hålen snabbt borras ut liksom att hållängderna och håldiametern kan ökas.
Hålavvikelserna kan också kontrolleras varför sprängtekniken totalt sett uppdimensionerats utan försämring av sprängresultatet. Begränsningen för en rationell sprängteknik har därmed blivit laddtekniken.

Fig. 9.1 Mekaniserad ANFO-laddning med Nitro Nobel Mec laddrobot EG – 33.

Gruvforskningsinventering

Under de senaste åren har Nitro Nobel Mec AB kraftigt intensifierat produktutvecklingen inom laddteknikområdet. Människan, operatören, har i första skedet satts i centrum. Det var därför naturligt att studera laddning av långa uppåtriktade hål som inom gruvtekniken är mycket vanligt. Från svensk gruvforskning sida gjordes en invetering inom gruvindustrin

på önskade utvecklingar där mekaniserad laddning av långa hål intog tätposition tillsammans med mekaniserad stånghantering av borrstålen och mekaniserad bulting. Dessa produkter är idag en verklighet.

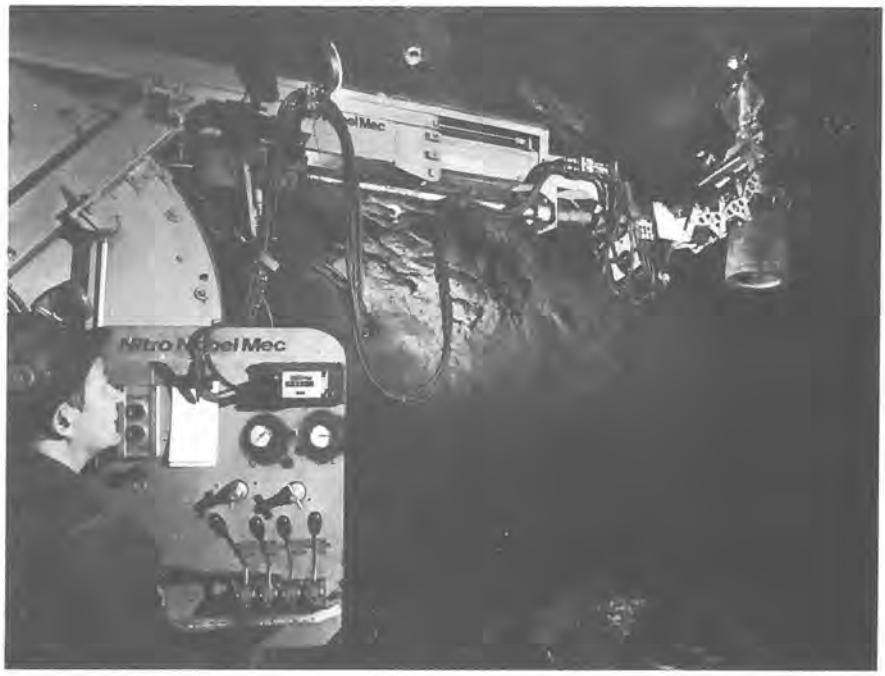


Fig. 9.2 Laddningen göres helt fjärrstyrd. Med hjälp av hålddjupsmetaren kan laddningen av sprängämnet noggrant kontrolleras.

Mekaniserad laddning av långa uppåtriktade hål

Nitro Nobel Mec's laddrobot är idag introducerad och introduceras f n i ett flertal större gruvor runt om i världen. Laddroboten består av följande komponenter:

- gummihjul eller rälsburen bärare
- laddaggregat för bulk- eller patronerade sprängämnen
- matare för laddslangar
- bomsystem och guideutrustning för att söka hålet
- matare för primer och sprängkapsel
- fjärrstyrningsenhet

Bäraren

Kraven på bäraren bör i första hand inrikta sig på smidigheten och en god stabilitet. Då många av gruvorna har relativt små tillfartstunnlar är det också väsentligt att det finns möjlighet att konstruera ett så lågt aggregat som möjligt, gärna under 2.4 m totalhöjd.

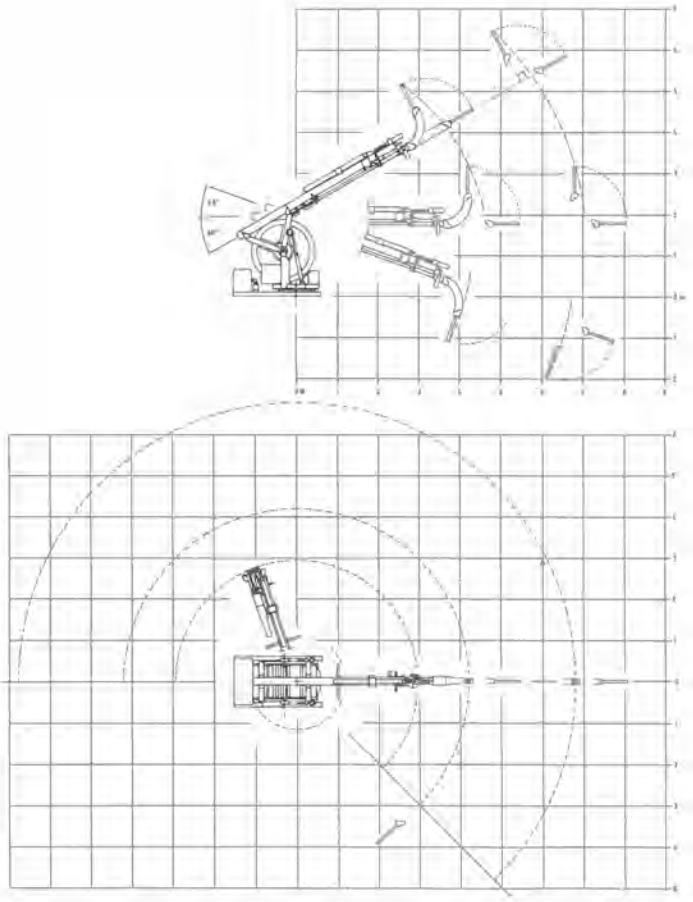


Fig. 9.3 Täckyta för EG – 33/6800F.

Laddaggregat

Idag används konventionella laddaggregat typ Jetanol eller liknande. Storleken uppgår idag till maximalt en eller två 1500 l kärl där det är höga kapacitetskrav. Tyvärr är laddaggregaten av konventionell typ en begränsning och är idag under utveckling.

Mataren

Inom Nitro Nobel Mec har två typer utvecklats:

EG – 33, se fig. 9.1 och fig. 9.2, en provmodell som möjliggör såväl in- och utmatning av laddslangar upp till 50 m långa.

Hastigheten kan uppgå till 80 m/min men har av praktiska skäl reducerats till ca 25 m/min vilket också är fullt tillräckligt ur kapacitetsskär.

Med EG – 33 kan laddning ske från väl skyddad plats, se täckytan i fig. 9.3.

Mataren EG – 33 är helt hydraulisk vilket gör att laddarbetet kan ske helt ljudlöst. Hydrauliken kan drivas med luft eller el. Utdragshastigheten i samband med laddning kan varieras och förjusteras och medger därför klara förbättringar med avseende på spill. I Kiruna har spillet reducerats till det närmaste 0% då den lilla spillmängd som blir över uppsamlas i en CIPAX - flaska monterad på snabeln.

Fig. 9.4 Mekaniserad laddning av patroner i Stråssa gruva.

För patronladdning har modell HF – 51, fig. 9.4, utvecklats.

Matningen sker här med pneumatiska griporgan som medger en kontinuerlig in- och utmatning av slangen. Denna matare används även idag för inmatning av kabeln vid kabelbultning, en teknik som blir allt vanligare inom såväl gruvhantering som byggande av stora underjordsrum och vägar i sämre berg.

Med HF – 51 har också laddningskoncentrationen i borrhålet varierats då en pipladdningsmekanism möjliggör att koncentrationen kan reduceras ner till önskat behov i relation till batteriladdningskoncentration.

Bomsystem

Konventionella bommar används.

För att snabbt söka hålet har därmed en snabel utvecklats som medger laddning i alla riktningar. Se fig. 9.5.

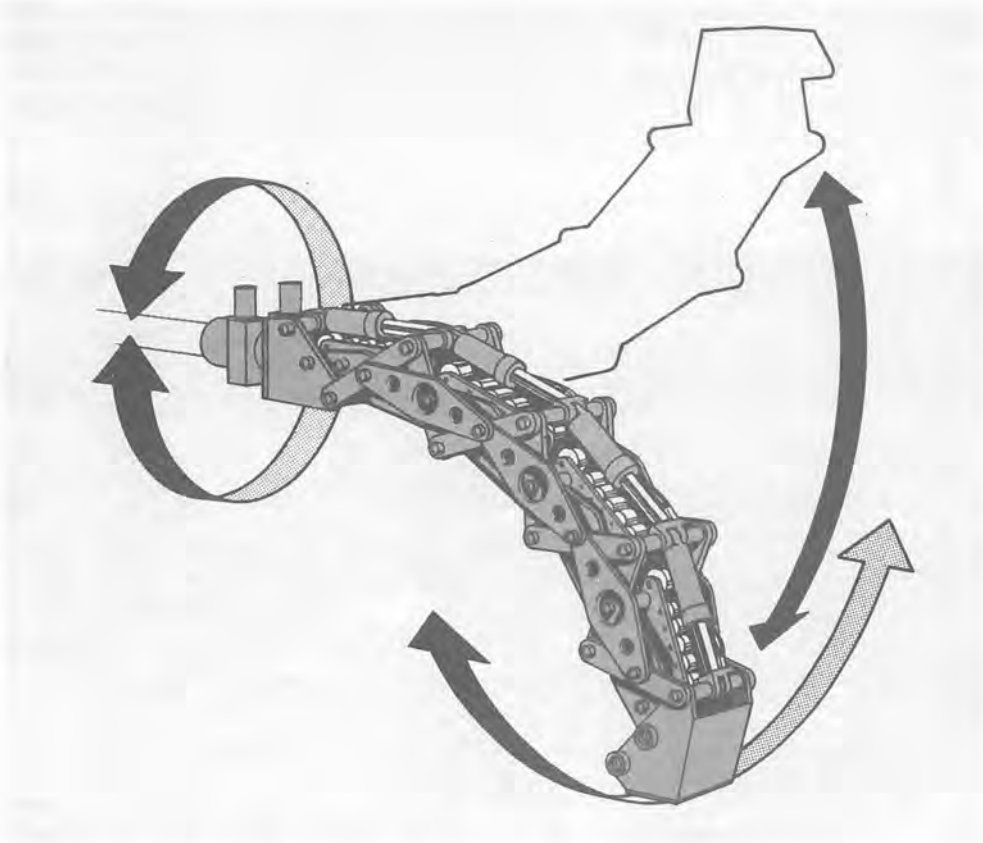


Fig. 9.5 Nitro Nobel Mec "laddsnabel" gör att hålen snabbt kan sökas.

Primermatare

Systemet inkluderar även en primer och sprängkapselmatare. Matningen är även här hydraulisk och operatören lägger primer i ett slitsat rör varefter primen matas upp till hålmynningen där laddslangen skjuter in primen till önskad plats i hålet.

Fjärrstyrning

Hela utrustningen kan förses med fjärrstyrningsenhet byggd på el-hydraulikprincip. Noggrannheten är mycket stor och medger en hög känslighet också när utdragshastigheten av laddslangen väljes.

Erfarenheter från praktisk drift

Hos LKAB har EG – 33 varit i drift i ca 2 år i såväl Kiruna som Malmberget. I t ex Kiruna har man därför idag följande synspunkter:

Laddning med laddrobot EG – 33 är idag ett måste med den utveckling som skett på borrhålsdiametrar och hållängder.

Manuell laddning blir alldeles för tung samtidigt som säkerheten ej får glömmas. Laddbarheten av hålen har økat med minst 10% och idag ca 95%. Laddkapasiteten är också god.

En man och robot laddar mellan 1500-2000 kg och vid de planerade håldiametrar och längder som nu kommer att införas beräknar man att kapaciteten blir ca 3500-4000 kg.

Ur rationaliseringssynpunkt laddar idag 2 man och robot på 2 skift, lika mycket som 4 man och 2 laddtruckar.

EG – 33 är därför en kapacitetshöjande produkt samtidigt som miljön och säkerheten förbättras.

Ladding av horisontella hål

Med EG – 33 och HF – 51 har hittils laddning i samband med ortdrivning ej varit praktiskt möjlig beroende på den relativt höga ställtiden då hålen är korta och i ett stort antal. Mekaniserad laddteknik för detta arbetsområde bör därför studeras.

Sprängning i "oil-shale" i Colorado

I Colorado sker idag troligen den kraftigaste teknikutvecklingen inom det sprängtekniska området sedan lång tid. Enorma bergkvantiteter kommer att sprängas, och man talar idag om volymer som på 90-talet motsvarar all annan gruvbrytning under jord i övriga världen.

Tunnlarna kommer att drivas med mycket stor area, grova hål ~ 100 mm och upp till 10 m långa. Hålantalet är därför lågt ca 18-20 st på 150 m^2 vilket medfört att Nitro Nobel Mecs EG – 33 nu kraftigt diskuteras. Laddningar av liknande hål kan ske på ca 2 min vilket gör er teoretisk laddtid av ca 40 min. Laddning är ej godkänd i samband med borrning utan kommer att göras i cykel med skilda utrustningar.

Fortsatt utvecklingsarbete

Utvecklingsarbetet fortsätter inom laddteknikområdet.

Produktutvecklingen vid Nitro Nobels laddtekniklaboratorium i Vinterviken, Stockholm, sprudlar vilket förhoppningsvis skall göra att vi på 80-talet närmar oss den höga teknologiska standard som borrtekniken uppnått.

TUNNELDRIFT UNDER BUSSESUNDET GJENNOM KNUSNINGSSONER.

Submarin tunnelling through crushed zones.

Ingeniør Karl Jakob Carstens, Ingeniør Thor Furuholmen A/S.

SAMMENDRAG

Driving av undersjøisk tunnel gjennom særlig vanskelige knusningssoner.
Ved bruk av kjente sikringstiltak som bolting, sprøytebetong, støp og injeksjon satt i system, klarte en å komme gjennom store knusningssoner uten å måtte bruke frysing.

SUMMARY

By using well known lining methods as bolting, shotcrete, concrete and grouting in a certain system one managed to come through crushed zones without using ground freezing.

"Vegen og Vi", som er bedriftsavisa til Statens Vegvesen, har i septembernummeret en artikkel med tittelen "Vardømetoden til Statoil".

Den er skrevet av overingeniør Eirik Øvstedal fra Vegdirektoratet og beskriver vår drivemåte gjennom store knusningssoner, – en metode som nå er blitt tatt med i beskrivelsen i anbudsdokumentene for tunnelutbyggingen ved Kårstø.

Vi skal derfor ta for oss "Vardømetoden" og se på foranledningen og omstendighetene til at vi kom fram til en form for driving i store knusningssoner med en framgangsmåte som i grunnen inneholder kjente sikringstiltak som bolting, sprøytebetong, støp og injeksjon, – og som gjorde at vi greide oss uten frysing.

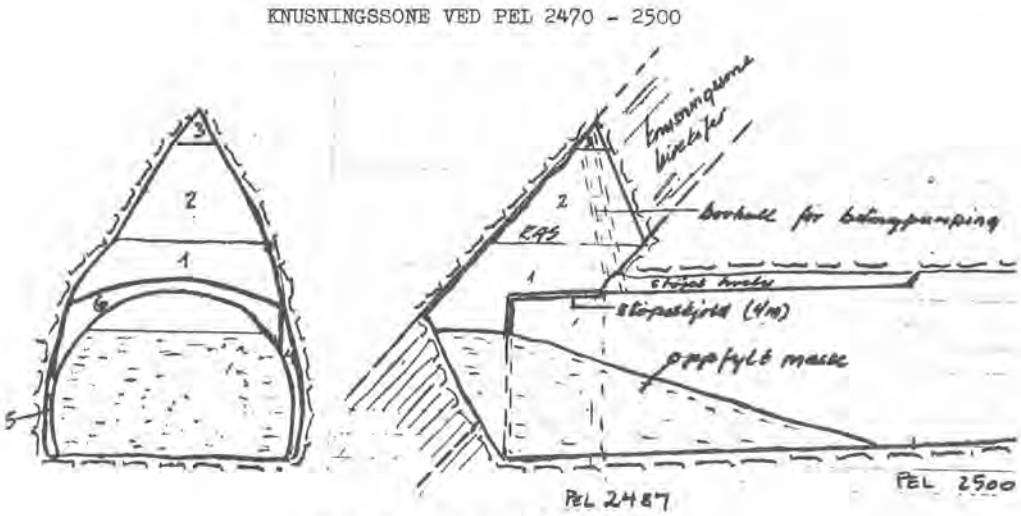
I november 1980 gikk vi inn i en knusningssone som vi var forberedt på gjennom kjerneboringen. Det vil si at vi hadde et kjernetap på 10 – 15 meter i området med en vannlekkasje på ca. 10 liter pr. minutt, som må ansees som moderat. Stuffen var 200 meter fra fastlandssiden ut under sjøen, og vi hadde 35 meter fjell av sterkt oppsprukket leiskifer over oss til sjøbunnen. Vi tok oss forsiktig fram med korte salver og støp for hver salve i ca. 2 – 3 meters seksjoner. Vi prøvde med injeksjon, men det endte med at vi bare fylte opp borhullet og fikk sprekker i stuffen.

Leirskiferen virket tett og seig mens stuffen var lett å ødelegge med trykk på injeksjonspumpa.

Forbolting eller spiling prøvde vi oss også på, men det bød på store vanskeligheter å få inn boltene med gysemasse. Det ble 3 – 4 brukbare bolter av 15 – 20 forsøk.Vi lærte ellers at

jo tidligere etter salveskytingen vi fikk dekket fjellet med sprøytebetong, desto sikrere sto fjellet, og det førte til at vi sprøytet hvelv, vederlag og stuff før utlastingen. Ventet vi med sprøytingen, slo det fuktighet over hele hengen, og dryppingen begynte.

Det gikk svært sakte framover på denne måte, og det ble til at vi prøvde med 2 små salver og en støp som skulle dekke begge, men likevel kom vi ut i vanskeligheter. Den siste salva ga oss samtidig et ekstra utfall på stuff, og vanndråper kom fram overalt i hvelvet. Sprøytebetongen ville ikke henge fast, og det var ingen tid å miste. Vi lastet ut noe masse, planerte og skjøv inn støpeskjoldet, som stoppet mot fjell nede mens det manglet 3 meter til fjell i øvre del av stuffen. Så kjørte vi inn masse i forma og lukket samtidig, fig. 10.1.



Støp 1 – 64 m³ betong
" 2 – 17 " "
" 3 – 1 " sprøytebetong
" 4 – 12 " betong
" 5 – 3 " "
" 6 16 " "

Fig. 10.1 Fremgangsmåte for utstøping av tunnel i knusningssone

Det var nedfall og småras på forma hele tiden, og lukkingen mot stuff var ikke uten fare.

Før vi kom i støp, var rasutviklingen i gang. Oppå skjoldet bygde det seg opp med fuktig leirskifer, og selve støpen måtte bli en blanding av rasmasse og betong, men vi følte oss beroliget etter å ha pumpet inn ca. 64 m^3 og håpet på at vi hadde oppnådd sikring mot stuff og hvelv, selv om betongkvaliteten ikke kunne være den beste. Veggene regnet vi med var fylt med rasmasse.

Fortsettelsen var slik. Neste dag boret vi gjennom støpen i hvelvet og pumpet inn 17 m^3 betong. Likevel var vi ikke sikre på at vi hadde fått fylt opp hele tomrommet, og vi tok en tørning med sprøytebetong og fikk presset inn 1 m^3 til. Da var vi 7 meter over toppen av

støpeskjoldet. Rasmassene som lå i vegger og vederlag fikk vi ut ved å skjære hull i huden på skjoldet. Dermed kunne vi grave og spyle ut massene som hadde tørket opp av betongvarmen. Så lukket vi forma og pumpet inn betong, fig. 10.2.

Fig. 10.2 Klargjøring for støp mot stuff

I siste omgang tok vi hvelvet på samme måte, skiftet ut rasmassene med betong.
Hele aksjonen var delt i 6 forskjellige operasjoner, og tok 6 dager.

Vi merket oss en ting underveis som ga oss tro på spiling. Det sto igjen en borstang fra tidligere sonderboringer midt i hengen, skrått oppover mot stuff, og den holdt på et "stykke" fjell på 3 – 4 m^3 som hadde løsnet. Stanga holdt i 5 – 6 timer før den knakk, men den forsinket nedfallet.

Vi lærte at spiling eller forbolting virket utmerket selv om vi ikke greidde å få gyst boltene.

En annen lærdom var å høre på en erfaren formann. Han hadde liten lyst på den siste salva, som skapte rasutviklingen, og ville ha støpt for hver korte salve, men lot seg dessverre overtale!

– Drivingen gjennom resten av knusningssonen, som tilsammen var 32 meter, gikk systematisk etter oppskriften:

1. Injeksjone eller forsøk på injeksjon.

2. Spiling, 6 – 8 meters bolter, 12 – 35 stk.
   Påbrøsting minst 1 meter bak stuff med 20° stigning.

3. Salve. Helst ikke over 3 meter. (Den korteste var på 80 cm)

4. Sprøytebetong før utlasting.

5. Utlasting. Planering for støpeskjoldet.

6. Innfylling av masse. Forskaling av endevegg på stuffsiden.

7. Støp med innstøping av øvre del av stuffen.

Noen måneder senere var vi inne i den antatte verste knusningssonen i Bussesundet (hovedforkasningen), der rasmasse hindret oss i å stenge ved enden av skjoldet. Vi måtte evakuere inn under det med stenget og ofre 1 meter av skjoldet. Her var sålen i slik dårlig forfatning at vi kjørte fast hjullasteren i leirmassen under utlastingen og måtte til med sålestøp. Stuffen var da 1100 meter ut i sjøen fra øysiden og fjelloverdekningen ca. 40 meter. Motstuffen fra fastlandet var 100 meter unna. Området ble injisert fra begge stuffer med brukbart resultat, men likevel gjorde det sterkt oppknuste og leirholdige fjellet disse forholdene så vanskelig at jeg tror grensen for vår metode var nådd.

TUNNELDRIFT I BASALT PÅ FÆRØERNE.

Tunneling in Basalt on the Faroes.

Sivilingeniør Niclas Foldbo, Landsverkfrødingurin, Torshavn.

SAMMENDRAG

Geologiske forhold i Basalten.
Sammenligning af tunneldrift med luftdrevet og hydraulisk boreudstyr.
Driftsproblemer, borestålstyper og forbrug.
Anvendelse af Anfo i 24 m^2 tunneler.
Sammenligning mellem 3 tunneler, der er drevet med,

1. vanligt sprængstof
2. med Anfo i stroshul og bund
3. med Anfo i hjælpere, stroshul, bund og blandet med polystyren i konturen.

SUMMARY

Geological conditions of the Basalt.
Comparison of tunnelling with pneumatic and hydraulic equipment.
Problems of driving, types of bore bits, and consumption.
The use of Anfo in 24 square metres tunnels.
Comparison between 3 tunnels, blasted with different apportionment of the explosives

1. ordinary explosives
2. Anfo in stoping holes on bottom
3. Anfo and mixed with polystyrene in the contour.

På den nordlige ende af Færøerne-Rockall-platauet ligger Færøerne, en øgruppe på 18 øer, hvoraf de 17 er boboede.

Færøerne-Rockall-platauet er et såkaldt mikrokontinent, som antages at være en rest af den Europæiske sokkel, som er løsrevet fra den, først i tertiærtiden.

Geologi.

Øerne er af vulkansk oprindelse og siges efter måleresultaterne, at være omkring 50 mill. år.

Den geologiske opbygning af øerne, kan skjematisk inddeles i tre etaper, som vist på fig. 11.1., hvor der henholdsvis blev oppbygget **den nederste basaltserie** på 890 meters højde. I denne serie har bænkene en gennemsnits tykkelse på ca. 20 m. og med kraftige tuflag imellem. Basalten i dette område er meget hård og tæt.

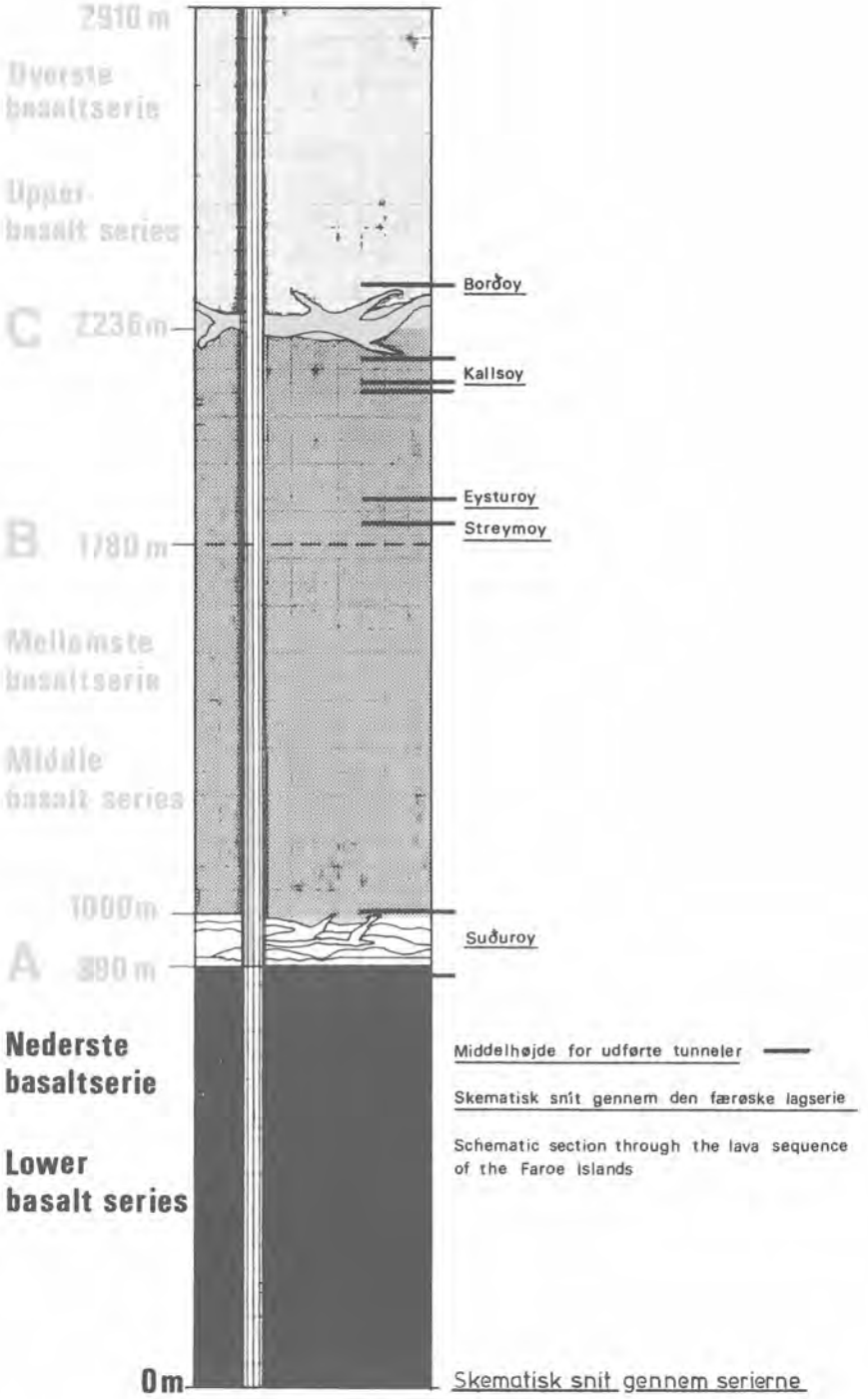


Fig. 11.1 Skjematisk snitt gjennom den geologiske oppbygning av Færøerne.

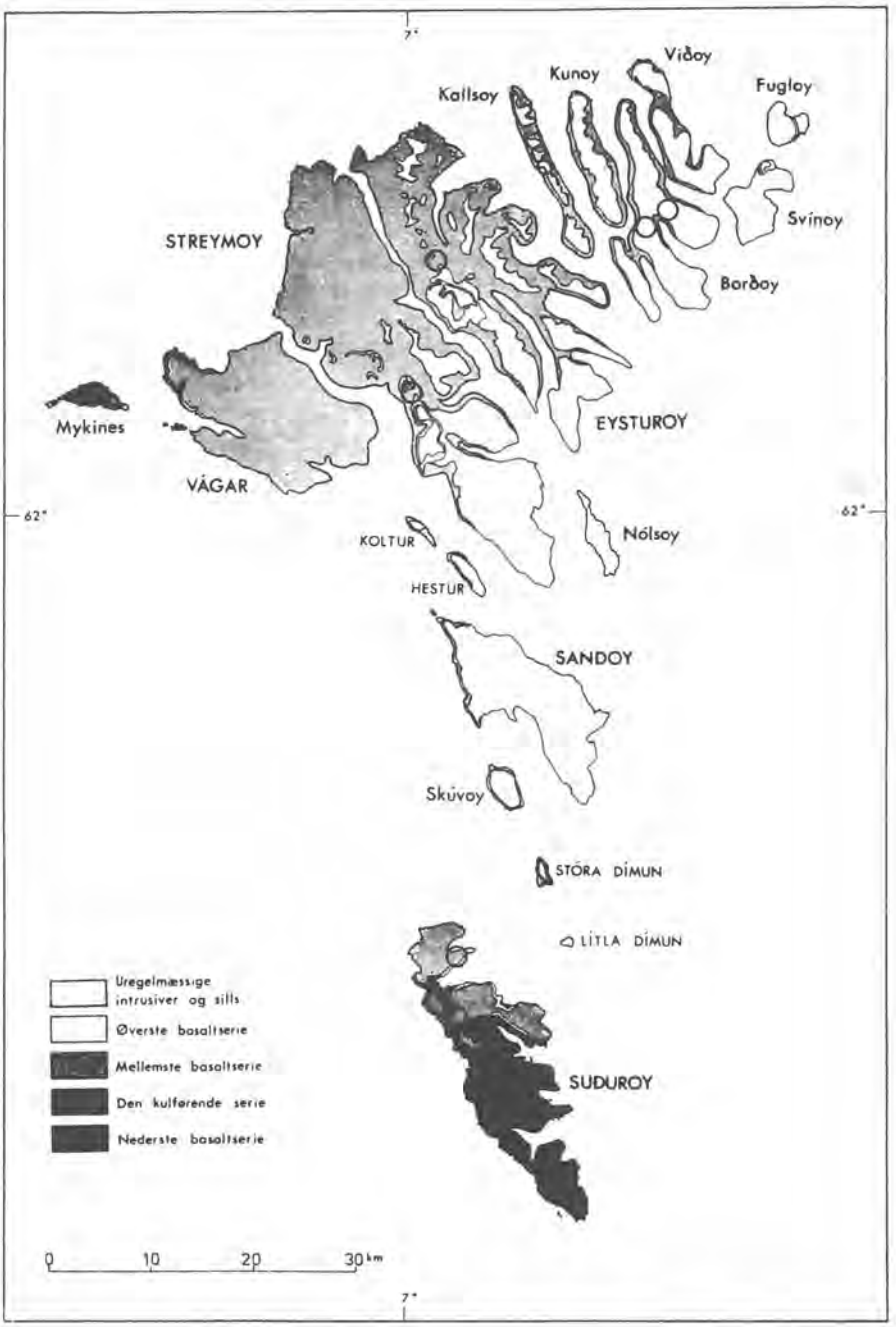


Fig. 11.2 Geologisk oversigtskort med afmærkede byggede tunneler.

Et langvarigt ophold i den vulkanske aktivitet, repræsenterer derefter en op til 15 m. mægtig kulførende skiferlerserie, der sammen med pyroklastisk materiale i starten af det næste kraftige lavaudbrud, udgør en højde på 110 m.

Vulkanismen fortsatte umiddelbart efter med en kontinuerlig lavaproduktion til dannelse af den **mellemste basaltserie**, med en højde på ca. 1.350 m. Lagdelingen i denne serie er i starten ret tynde, helt ned til 5-10 cm. med ubetydelige tuflag imellem. Længere oppe i serien er bænkene tiltagende i tykkelse, 1-2 m. og enkelte op til 10 m., og med tiltagende tuflagstykkelser mellem bænkene. Basalten i denne serie er meget skiftende i hårdhed og karakter, og adskiller de enkelte lavastrømme sig vanligvis med pore- og slaggedannelser.

Efter et ophold i den vulkanske aktivitet, dannes så **den øverste basaltserie**, som har en højde på 675 m. I denne serie har bænkene en gennemsnits tykkelse på 8-10 m. og askiller sig fra hverandre med tuflag.

Efter at den vulkanske aktivitet var holdt op, har bevægelser og uensartede deformationer i platauet påvirket basalthøjsletten således, at der dannedes revner, lammelzoner, knusningszoner, kløfter og forskydninger i basalthøjsletten. En vulkansk aktivitet senere har udfyldt kløfter og revner, hvormed der er dannet gange og indskud. Der er pbservert ca. 900 gange, hvoraf den længste er på 20 km. Gennemsnits tykkelsen er på 4-5 m. og op til 20 m. Øernes geologiske højde er på 2.910 m., hvorimod den geodætiske højde er 882 m. Hældningen på basaltlagene varierer en del, idet de på Myggenæs har en hælning på 13-8 grader mod S.Ø. på suderø 3-6 grader Ø-NØ og på den nordøstlige del 2 - 4 grader mod S.Ø. Geologisk oversiktskort - fig. 11.2.

Tunneldrift på Færøerne.

Den samlede vejlængde på Færøerne er ca. 800 km, og er der bygget 9 vejtunneler på tilsammen 13,0 km, se fig. 11.2. Af disse er 9,8 km enkeltsporede og 3,2 km. tosporede.

Fig. 11.3 Plan over tunnelerne på Kalsø.

Tunnelerne er alle bygget efter 1960 og her skal særlig behandles bygningen af tre tunneler, som er udført på øen Kalsø i årene 1978-80.

Plan over arbejdet.

Prosjektet bestod i udførelsen af tre tunneler på 24 m^2 med en længde på henholdsvis 1,2 km. 0,7 km og 1,1 km og med en vejlængde på 0,5 km mellem tunnelerne, jfr. fig. 11.3.

Den geologiske højde tunnelerne lå i, var mellem 1990 m. og 2.110 m. Basalten var meget skiftende i hårdhed og karakter i dette område. Basaltbænkene lå vandrette i tunnelretningerne, medens tunnelerne havde en hælning på henholdsvis 81 o/oo, 76 o/oo og 28 o/oo, jfr. fig. 11.4.

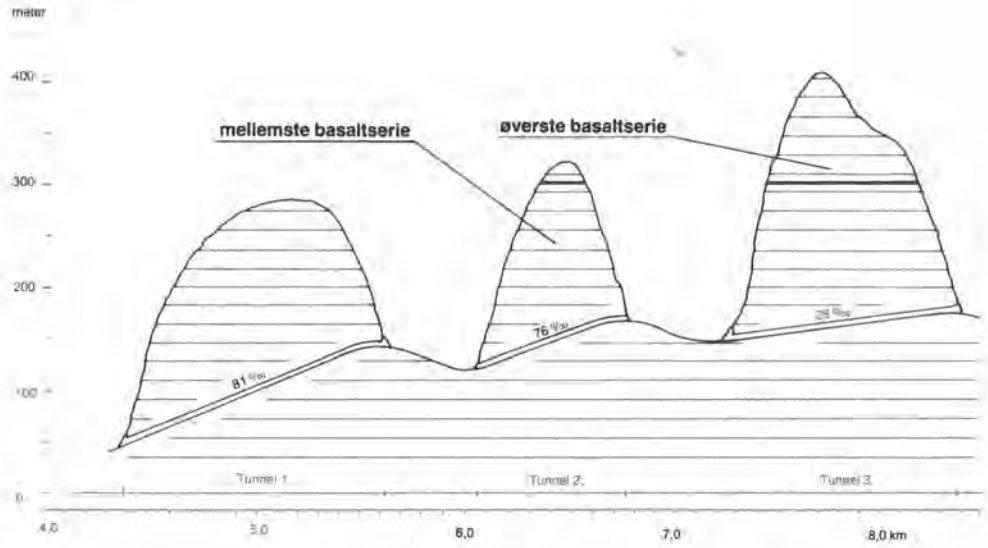


Fig. 11.4 Længdesnit med geologisk lagdeling.

Tunnelerne ville således gå gennem mange basaltbænke under driften, og kunne forventes problemer med vandførende lag på de tætte tuflag, ligesom man også kunne påregne sikringsproblemer i taget ved avskæring av bænkene. Det geologiske kort over området viste gange og knusningszoner i alle tre tunneler, men der blev ikke foretaget særlige geologiske undersøgelser.

Materiel og forbrug.

Af boremateriel var der før dette tunnelbyggeri kun anvendt luftdrevet boreutstyr. Der er eksempelvis blevet anvendt luftdrevet boreudstyr. Der er eksempelvis blevet anvendt en Plamek borerig med GD. PR-123-J boremaskiner med 45 mm. borekroner og var erfaringerne med disse boresynk på 0,8 m/min. og med en levetid for borekroner på 300 bm. og for borestænger 420 bm. Af forhold som særlig bidrog til borestålsforbruget kan nævnes, brudflader, lammelzoner, knusningszoner og slepper, som lå skrå i forhold til tunnelretningen.

Ligeledes gange og små lokale lommer, som er meget udbredt i øvre halvdel af den mellemste basaltserie.

Generelt kan nævnes, at det er vanskeligt at utnytte styrken og hårdheden i borestålet med luftdrevet boreudstyr, fordi stålet tabes ved fastboring under boringen og nedslides ikke. Hovedårsagen er, at man ikke har tilstrækkelig styring med matertrykket, ligesom spulingen ikke er effektiv nok (4 at), i det meget skiftende materiale, både i struktur og hårdhed.

Som boreudstyr blev derfor valgt en hydraulisk borerig fra Altas Copco af typen Boomer H121 med 2 stk. cop 1038 boremaskiner og ladestol, og har erfaringerne med denne været meget gode.

Der blev opnået en gennemsnitsboresynk på 2,20 m/min. med en kronediameter på 48 mm. korsskær. Forsøg med en diameter på 45 mm. lå på 1,7 m/min. Levetiden for borekroner var 3.200 bm. Forsøg med en diameter på 45 mm. med vortekroner, havde boresynk på 1,5 m/min. og levetid på 350 bm.

Levetiden for borestål med Boomer H121 er som følger:

Borekroner	D = 45 mm med vorter	350 bm.
Borekroner	D = 45 mm med korsskær	900 bm.
Borekroner	D = 48 mm med korsskær	3.200 bm.
Borestænger		14.000 bm.
Nakkeadaptere		12.000 bm.
Samlemuffer		12.000 bm.

Den væsentligste årsag til dette gode resultat, var det høje spuletryk (12 at) og tilbagetrækningsautomatikken på boremaskinen for uregelmæssigheder i vridningsmomentet og boretryksmodstanden. Boreriggen har efter indkjøringsperioden fungeret perfekt, og det er meget sjældent man har haft salvetab på grund af maskinhavarier på boreriggen.

Kostpris for borestål var på	kr. 0,60 pr. bm.
I reservedele kostede boreriggen	» 1,05 pr. bm.
Reparationer	» 2,55 pr. bm.

Grundlaget for disse priser er 190.000 boremeter og er priserne i 1980 kroner.

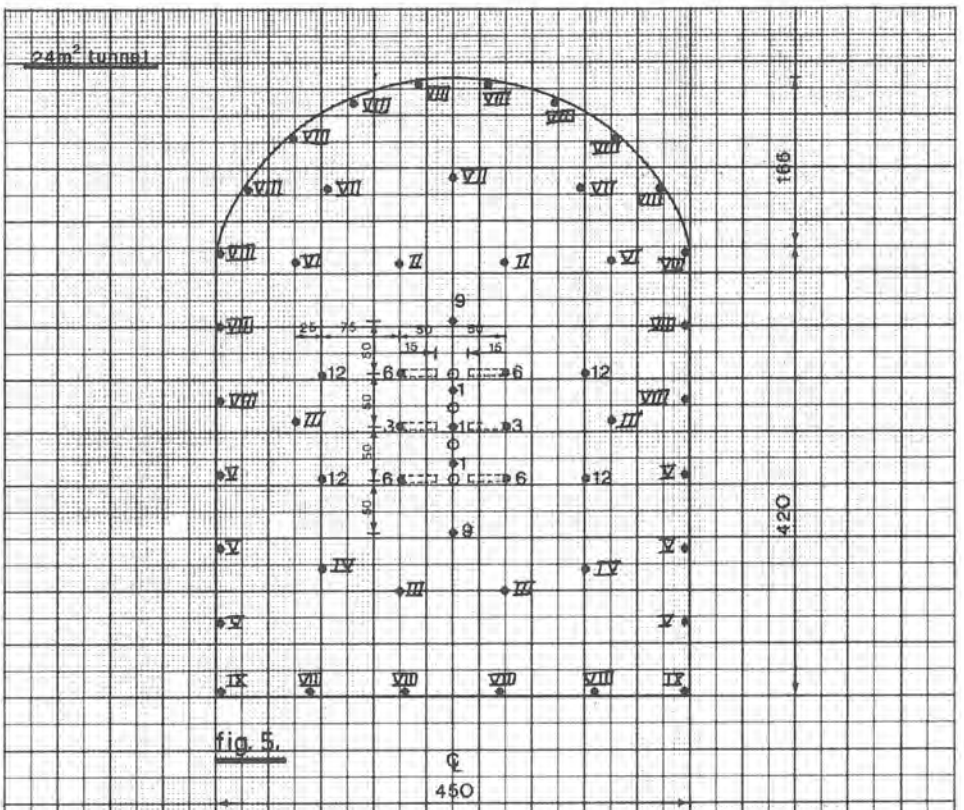
Bemanding.

Ved stuf og til udlastning	6 mand
Læsning	1 maskinfører
Ialt pr. sjak	7 mand

De samme folk som udførte boring og ladning, kørte samtidig dumpere til udlastning, rensede taget fra salven og ophængte ventilation m.m.

Sprængplan.

Sprængplanen som blev benyttet under drivingen, efter forsøg med flere kuttyper, havde 58 hul pr. salve, jfr. fig. 11.5. Der blev anvendt remkut med fire grovhul og med skrå hjælpere. Hulafstand i konturen (tag- og væghul), var ca. 60 cm og blev der benyttet HU-detonatorer med millesek. i kut og hjælpere, og halvsek. for resten av salven.



Bore- og sprængeplan for tunler på Kalsø

54 huller a 48 mm og 4 stk a 75 mm

Boretængde 3,25 m., fremdrift 3,00 m

HU-Ms. vanlige tal, HU-Hs romerta.

Alle mål i cm.

● Ladet hul

○ Uladet hul

Område	Detonat	Sprængstof		
Kutt og hjælpere	Nr. 1.	1 stk	35×400	dynamit
		6 stk	35×400	koronit
	Nr. 3	6 stk	35×400	dynamit
	Nr. 6.	5 stk	35×400	dynamit
		3 stk	35×400	glynit
	Nr. 9-12	3 stk	35×400	dynamit
		3 stk	35×400	glynit
Konturhuller	Nr. V-VIII	1 stk	35×400	dynamit
		3 stk	22×1000	glynit
	Nr. VIII	½ stk	35×400	dynamit
		5 stk	17×500	gurit
Stroshul	II, III, IV, VI, VIII	3 stk	35×400	dynamit
		3 stk	35×400	glynit
Bund	VIII-IX	6 stk	35×400	dynamit

Fig. 11.5 Bore- og sprængeplan for Kalsøtunnelene.

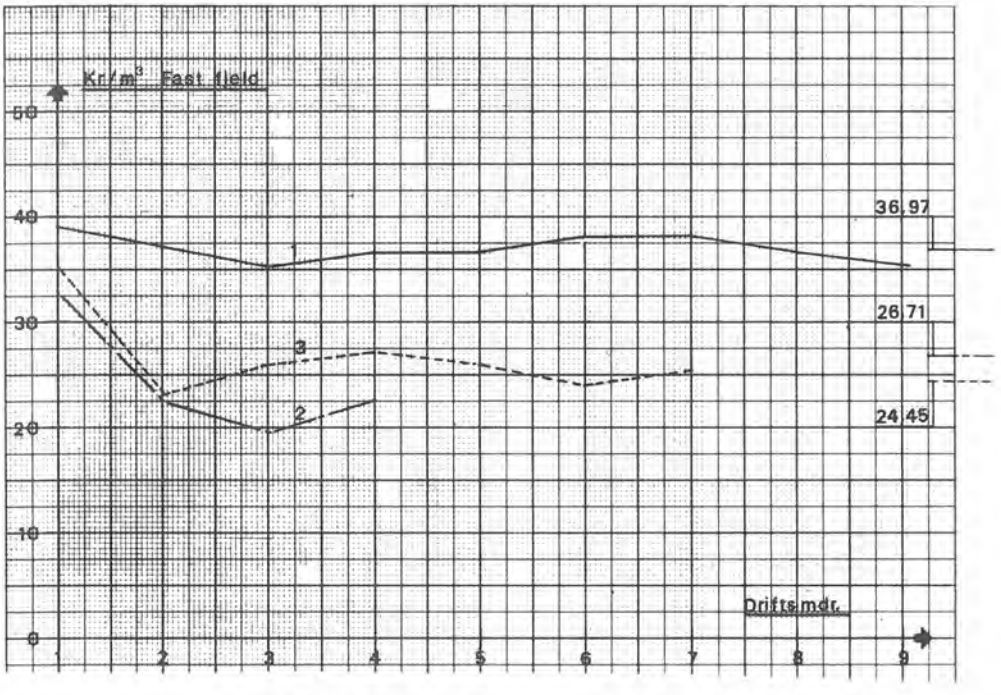


Fig. 11.6 Diagram for sprængstofudgifter.

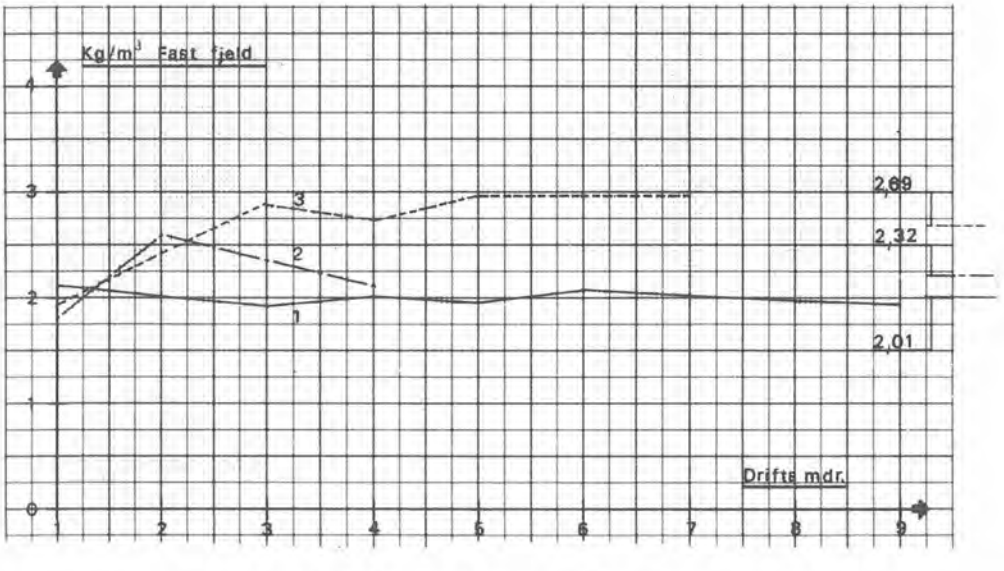


Fig. 11.7 Diagram for sprængstofforbrug.

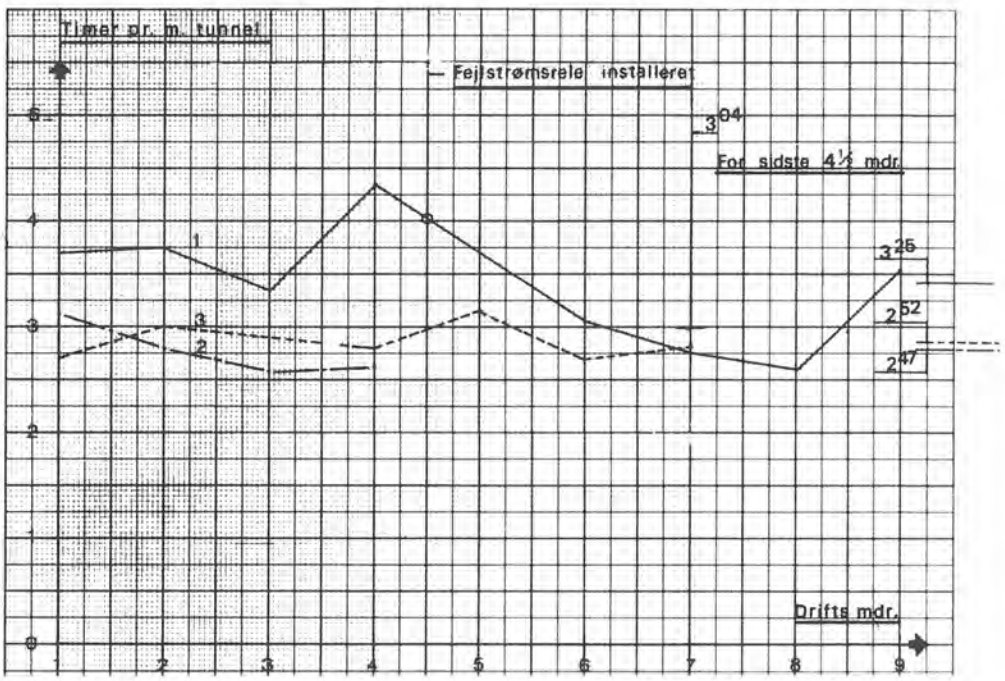


Fig. 11.8 Diagram for boring.

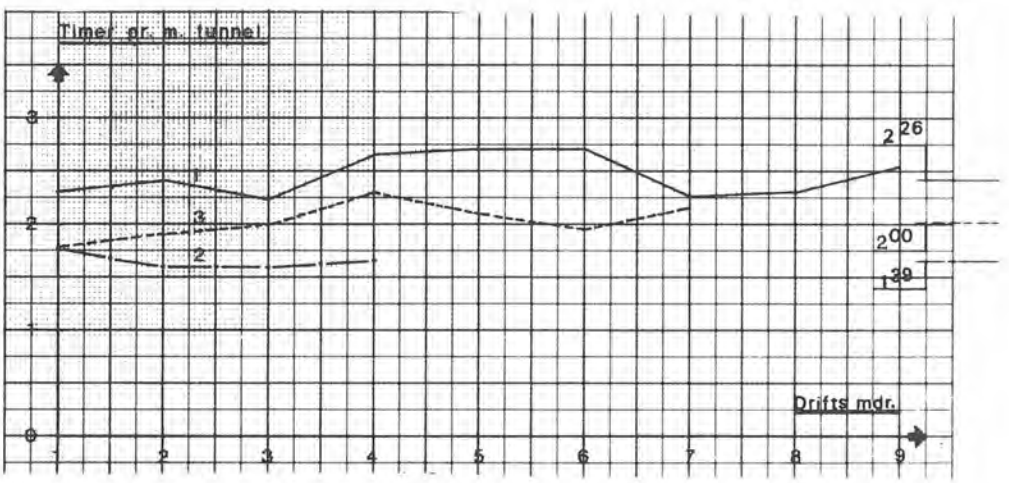


Fig. 11.9 Diagram for udlasting.

Anvendelse av Anfo i 24 m^2 tunnel.

Til udførelse af tunnelerne blev følgende framgangsmåde benyttet:

Til tunnel 1.

Der blev anvendt koronit i remmen, dynamit og glynit i hjælpere, stroshul og bund, og i konturen 17 mm. rørladning.

Til tunnel 2.

Der blev anvendt koronit i remmen, dynamit og glynit i hjælpere, mens der blev anvendt Anfo i stroshul og bund, og i konturerne 17 mm. rørladning.

Til tunnel 3.

Der blev anvendt koronit i remmen, 2 patroner 35 x 400 dyn. og Anfo i hjælperne, Anfo i stroshul og bund, og 50% Anfo og polystyren, patronert i 34 x 600 mm. plastposer i konturen.

Vedrørende ladningen med Anfo, kan bemærkes, at som bundladning blev anvendt 1. stk. dyn. 35 x 400 og for konturladningen 1/2 stk. dyn. 35 x 400. Vedrørende blanding af Anfo og polystyren kan nevnes, at forsøg er udført med 20-30 og 40% Anfo, men at disse forsøg gav ikke det ønskede resultat, fordi konturen blev for kantet og ujævn.

De geologiske forhold i tunnelerne var stort set ens for dem alle tre og blev de drevet af de samme folk og med samme materiel.

For fig. 11.6, 11.7, 11.8, 11.9, 11.10 er ordinaterne middelværdien for hver driftsmåned, medens driftsmånederne er afsat som abcisser.

Sprængstofforbrug.

I mængde var forbruget for tunnel 1 - 2,01 kg/m^3 og for tunnel 2 2,32 kg/m^3 og for tunnel 3 2,69 kg/m^3.

I udgifter var dog besparelser fra tunnel 1 til 2 på 28% og fra 1 til 3 på 34%, jfr. fig. 11.6 og 11.7, der viser middeltallene for hver driftsmåned og endeligt middeltal.

Boring og ladning.

Tidsforbruget for boring og ladning er vist på fig. 11.8, og blev der for tunnel 1 anvendt sprængplanen på fig. 11.5. I den første fire og en halv driftsmåned, kunne ladningen først begynde, når salven var færdigboret på grund af sikkerhedskrav vedrørende strømforsyningen til riggen. Efter innstallation af godkent fejlstrømsrelæ, blev bore- og ladetiden redusert med 30 min. pr. salve. Alle de efterfølgende sammenligninger vil være i henhold til de sidste fire og en halv driftsmåned.

For tunnel 2, blev der anvendt en SEM ANFO-LADER, 300 1, der sammen med en XAS 80 A–C–compressor var påmonteret en lille truck og fungerede denne udmærket som ladeenhed. I bjerget var der skiftevis vandførende lag, og for at ikke Anfoen skulle skylles ud eller tage skade, blev følgende metode anvendt: Kut, hjælpere, kontur og bundladning blev ladet, salven forbundet og eftermålt før Anfoen blev ladet og kunne dette da udføres på 6–7 min. og salven affyres. I forhold til tunnel 1, gav dette en reduktion i arbejdstiden på 17 min. pr. salve.

For tunnel 3, da Anfo også blev anvendt til de skrå hjælpere og med 50% polystyren i konturen, var arbejdsbesparelsen på 12 min. pr. salve i forhold til tunnel 1.

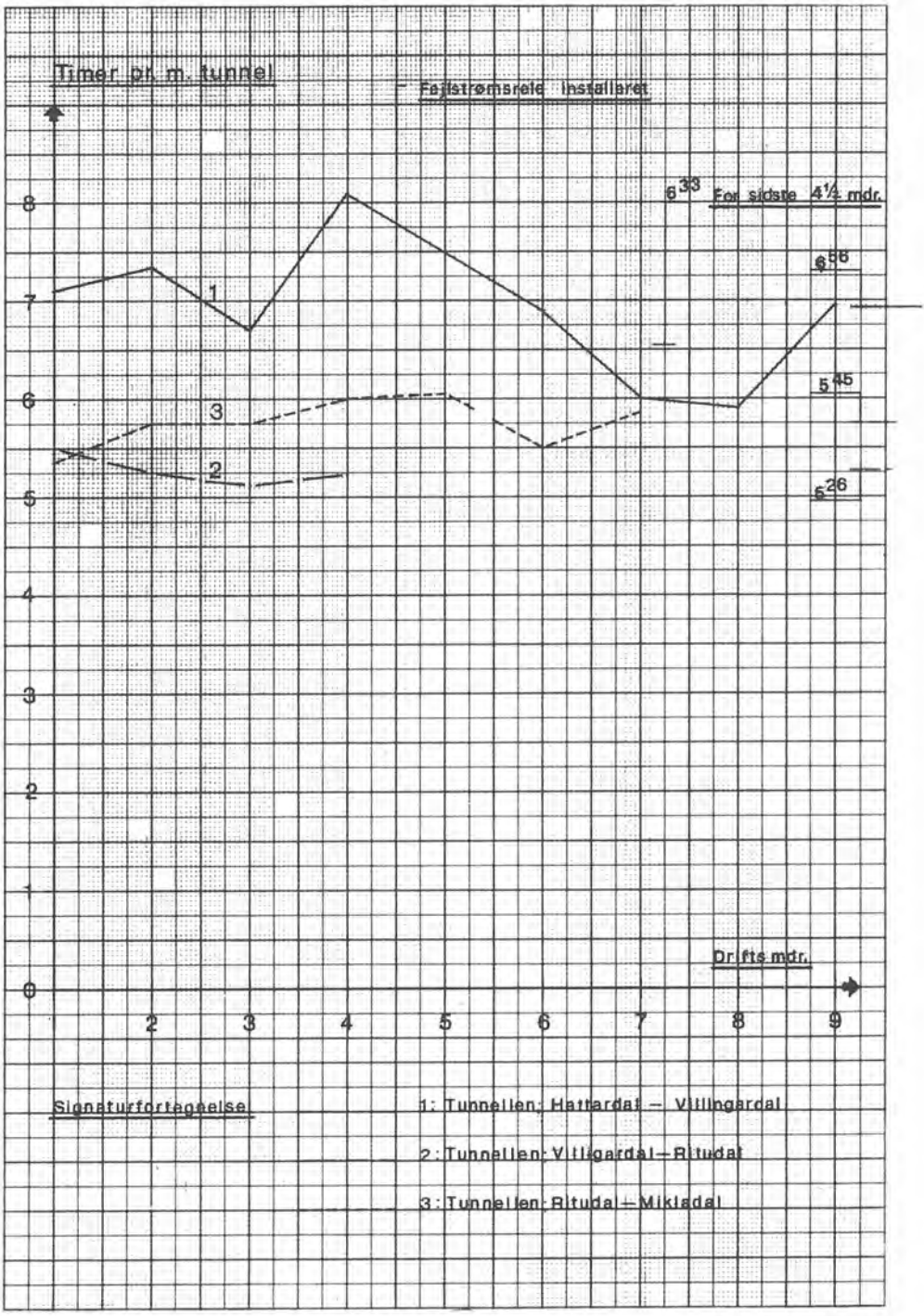


Fig. 11.10 Diagram for cyklus.

Udlastning.

Som udlastningsmateriel blev anvendt cat 966 C som læsser. og 10 m^3 Aveeling Barford SL 340 dumpere. I projektet var en vigeplads for hver 200 m, og blev der udsprængt en niche imellem hver av dem til vende- og lasteplads. På fig. 11.9 kan udlastningstiderne sammenlignes og bemærkes særlig forskellen mellem tunnel 1 og 2,hvor udlastningstiden reduceres med 46 min. pr. salve ~ 32%. For tunnel 3 steg udlastningstiderne noget, men var dog 26 min. ~ 17% lavere, end for tunnel 1. Forklaringen på denne forøgelse i udlastningstiden, var flytning av den faste maskinfører.

Cyklustider.

På fig. 11.10 vises cyklustider, og viser disse en reduktion mellem tunnel 1 til 2 på 67 min. ~ 17 % og mellem tunnel 1 og 3 på 48 min. ~ 12%. I disse tider er alt iberegnet som opstilling, boring, ladning, sprængning og udluftning og udlastning incl. mindre driftsstop.

Ventilation.

Som ventilation blev anvendt 2 stk. 2-trins ventilationsvifter i kontraroterende udførelse og med en diameter på 1 m. Disse gav et luftskifte på 35.000 m^3/t ved stuf på 1.300 m og var der ingen gasproblemer ved anvendelse af Anfo.

Energiforbrug.

Under udførelse af tunnelerne er følgende opmålinger gjort for energiforbrug med middelflytteafstand af tunnelmasserne på 700 m.

Til boring, ventilation, belysning og pumper	5,92 kwh/m^3	≅ 5.100 kg.cal/m^3
Sprængstofforbrug	2,01 kg/m^3	≅ 7.500 » »
Til udlastning og transport af tunnelmasserne, var olieforbruget	2,25 l/m^3	≅19.100 » »
Energiforbrug tilsammen		≅31.700 kg.cal/m^3

Sikringsarbejder.

Det har vært nødvendigt med særlige sikringsarbejder under udsprængning af samtlige tunneler, der er udført. Efter udsprængning er området sikret på forskellig vis, som udforing med betong, sprøjtebetong, boltning, fjeldbånd og netning, alt efter svaghedsområdets karakter og omfang. Til forankring af boltene er hovedsaglig anvendt polyesterpatroner med godt resultat. Frostskader forekommer sjældent i tunnelerne, fordi kuldeperioderne er relativ korte og aldrig høje kuldegrader. Det kan bemærkes, at boltningen er væsentlig mere for tunnel 3 end 1 og er årsagen, at tunnelretningen og lagdelingen er mere paralelle.

Konklusion.

For anvendelse af Anfo i tunneler af denne størrelse, kan følgende konkluderes:
Kostprisen for sprængstof kan reduseres med ca. 30%.
Driftstiden for fremdriften (syklustiden) kan reduseres med ca. 12%

HJULDRIFT I LANGE SMÅTUNNELER

Wheel transport in long, narrow tunnels

Ingeniør Edvard Dahl, Kruse Smith-Stavanger A/S.

SAMMENDRAG

I Lyseheiene er det drevet 3 tunneler med profil 8,2 - 10 m^2 med en samlet lengde på ca 7300 m.

Anlegget har vært et pilotanlegg for drift av lange småprofiltunneler med transportutrustning på gummihjul, her Hägghauler 16/150.

Erfaringene viser at dette utstyret med unnakelse av motoren, er for svakt konstruert og må videreutvikles betydelig for å bli driftsikkert nok. Hele 90% av verkstedkapasiteten ved anlegget gikk med til reparasjon av de tre Häggheuleme.

SUMMARY

In Lyseheiene east of Stavanger 3 tunnels with profile 8,2 - 10 m^2 and a total length of ca 7300 m are under construction.

The plant serves as pilotplant for construction of long tunnels with small profiles where the transportation of the broken rock is taken charge of by rubber-wheeled haulers instead of the conventional equipment based on rails. Three Hägghaulers of type 16/150 were in action.

The experiences till now show some underdimentioned parts of the construction, except the motor. 90% of the capacity of the workshop at the plant was used for repairing the haulers.

Innledning

Anlegget som vil bli omtalt i dette foredrag, ligger i Lyseheiene nordøst for Stavanger. Byggherre er Lyse Kraftverk A/S, konsulent er Ing. Chr. F. Grøner A/S.

Anlegget er tilleggsfelter for eksisterende kraftanlegg med kraftstasjon i Lysebotn.

Som vist på fig. 12.1 består anlegget av tre tunneler. Fra Stakkavann går to tunneler, Stakkavann-Sørdal/Bjørndal, i lengde 2.150 m, og Stakkavann-Gryttjern, lengde 4.415 m. Videre Mågåvannstunnelen, lengde 725 m. Alle tunnelene har minimumstverrsnitt. Videre består anlegget av noen smådammer og kanaler.

Anlegget er veiløst slik at all transport av folk og utstyr må skje med helikopter eller

småfly. Anlegget ble påbegynt i mai 1979 og skal være overlevert byggherren 1. desember 1981.

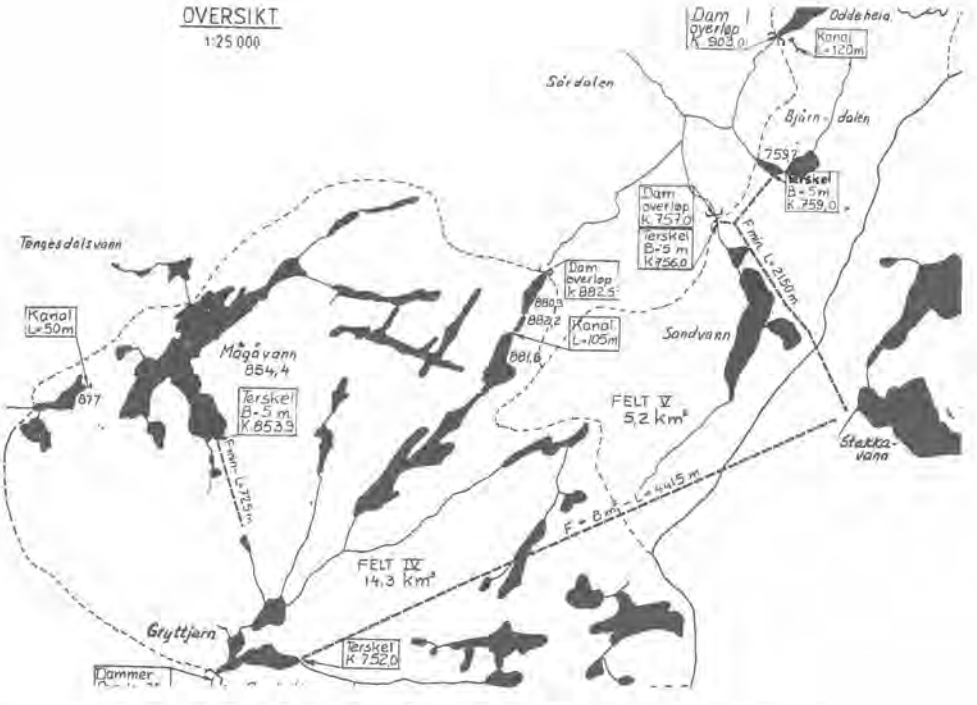


Fig. 12.1 Oversiktskart fra Lyseheiene med inntegnete tunneltraséer.

Maskinutrustning:

Det har alltid hett at lange og trange tunneler skal drives med skinnegående utstyr, men jeg vil her nevne de faktorer som førte til at vi ikke valgte skinnedrift i vårt arbeid:

a) Vårt firma, Kruse Smith Stavanger A/S, har ikke skinnegående utstyr.
b) Tunnelen Stakkavann-Gryttjern har en slepesynk med fall 1:8, lengde ca. 160 m .
c) Tipp Stakkavann ligger ca. 50 m høyere enn påhugg og ikke langt fra selve påhugget. Tippens beliggenhet og slepesynk ville kreve omlasting.
d) Sist, men ikke minst ville innflyving av skinner bli meget dyrt.

Hjulgående utstyr måtte altså være det beste alternativ.
Vårt firma hadde beskjeden erfaring på området. Derfor tok vi kontakt med Atlas Copco med forespørsel om vi i samarbeid kunne finne egnet utstyr. Etter en del møtevirksomhet og ekskusjoner kom vi fram til følgende utstyr:

Borerigg: Atlas Copco Boomer H 115. 2 - boms rigg med Cop 1032 hydrauliske boremaskiner. Materlengde 14 ft. Hydraulisk drift og midjestyring.

Lastemaskin: 2 stk. Atlas Copco last- og bærmaskin TBL 630 med to skuffer, totalvolum 3 m^3.

Trucker: 3 stk. Hägghauler HT.16/150 med lastevolum 9 m^3 - 16 tonn lasteverk, fig. 12.2. Maskinen trimmer lasset og tømmer det ved hjelp av en stålconveyor i bunn av kassen.

	HT 16/150
A Total length	7500
B Ground clearance	405
C Height to loading lip	1385
D Body height	2005
E Total height	2305
F Track width	1780
G Total width	2150
H Length of traction unit	3535
J Outer turning radius	8200
K Inner turning radius	5530

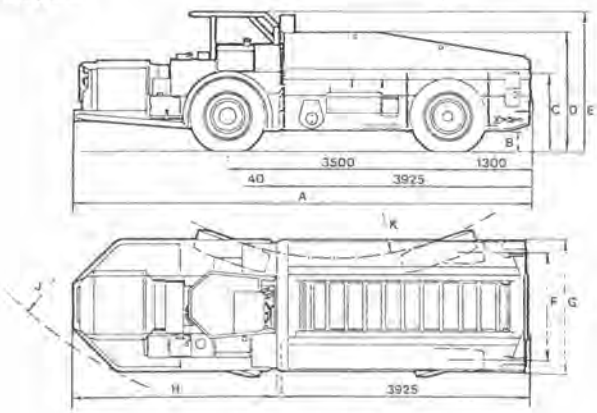


Fig. 12.2 Hägghauler 16/150

Drift Stakkavann-Sørdal/Bjørndal og Stakkavann-Gryttjern

Tverrsnittet som er valgt på disse stuffene er ca. 10 m^2, asymmetirsk profil 3,8 m høy og 3 m bred, fig. 12.3.
Minimumskravet som er beskrevet i kontrakt, er 8 m^2, så årsaken til det noe større profilet er for å få plass nok til Hägghauler, som er 2,19 bred og 2,34 høy, pluss ventilasjon, D = 0,8 m.
Boreplanen er vist på fig. 12.4.

Som det fremgår av oversiktskartet, ligger påhugget for disse tunnelene med en avstand av ca. 20 m.

Dette er en gunstig plassering når det gjelder vekseldrift. Vi drev da veksel ca 1600 m til vi var framme i krysset Sørdal/Bjørndal. Disse tunnelene ble så drevet vekseldrift til gjennomslag Sørdal - videre på en stuff til gjennomslag Bjørndal, hvor vi var fremme ca. den 1/11 - 80.

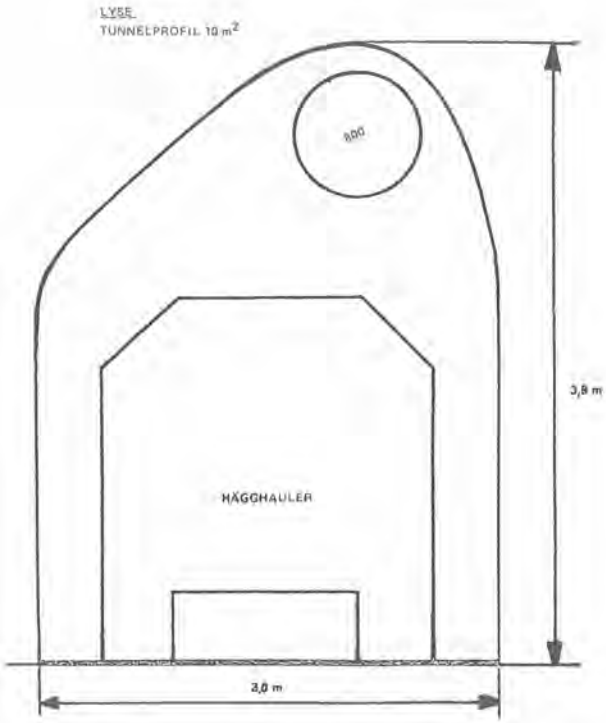
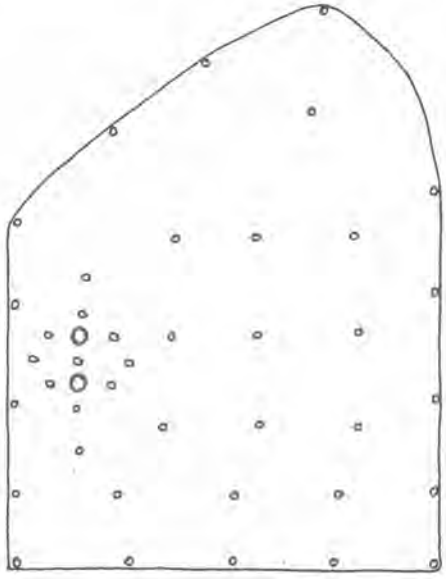


Fig. 12.3 Tunnelprofil for driving med transportutstyr med gummihjul (Hägghauler HT16/150)



Borplan for 10 m^2 tunnel.

Antall sprengningshull	41 (58 mm)
Antall grovhull	2 (89 mm)
Innboret dybde	3,85 m
Normal inndrift	3,55 m
Sum bormeter	166 m
Borsynk (Cop 1032 HO)	1,25 m/min
Sprengstoff	Glynit og Dynamit
Sprengstofforbruk	140 kg
Spesifikt sprengstofforbruk	3,94 kg/m^3
Spesifikk boring	4,74 m/m^3

Fig. 12.4 Salvedata for 10 m^2 tunnel.

Siden har vi drevet på en stuff mot Gryttjern. Pr. i dag gjenstår det ca. 150 m, slik at om intet uforutsett skjer, vil sjennomslag komme før leverignsfristen 1/12 - 81. For å klare dette har vi vært nødt til å drive ca. 400 m fra Gryttjern nå i sommer. Driftsformen ved Gryttjern er den samme som er nevnt under tunnel Mågåvann.

Drift Mågåvannstunnelen

Tverrsnittet som ble brukt var 8,2 m^2. Tunnelen var ferdig høsten 1980.
Riggen som ble benyttet, var en prototyp fra Atlas Copco slik at en kan si at vi har stått for en del av feltprøvingen av denne. Riggen har siden fått navnet Pomek 475. Riggen har to bommer og er utstyrt med to Cop 1022 hydrauliske bormaskiner. Materlengde 3.2 m. Vi har valgt å bruke helstangbor på denne.

Utlasting. Her ble den andre TBL 630 benyttet. Til vi hadde drevet 400 m, bar vi massen direkte ut på tipp. Her laget vi en lagernisje. For resten av tunnelen losset vi salven først i nisjen, og bar den så senere ut på tipp under boring.

Bemanning. Ved anlegget er det praktisert friukeordning, dvs. tre skift med to skift på arbeid og ett på friuke. Det arbeides 12 dager, så ni dager fri. Hvert skift 9,5 t.

Bemanning ved Stakkavann-tunnelen har økt etterhvert som transportlengden har gjort det nødvendig. Etter at vi var ca. 800 m inne i fjellet, har vi hatt 7 mann på skiftet. I tillegg har vi en dagmann som tar seg av tipp og vedlikehold av vei og tunnel. På verkstedet har vi i tillegg til skiftreparatøren en dagreperatør/bas på dagtid. Ved Mågåvannstunnelen og den tunnellengden vi har drevet fra Gryttjern, har vi hatt 3 mann på skiftet, dvs. to drivere/lastere pluss en skiftereperatør.

Driftsresultater Stakkavann:
Gjennomsnittlig ukeinndrift på vekseldrift har vært 74,5 m med 103,5 m som maksimum.
Gjennomsnittsdrift på en stuff har vært 47 m med 63 m som maks.
Gjennomsnitt ukeinndrift Mågåvann 33 m, med 43 m som maks.

Konklusjon:

Etter ca. 30 måneders drift med forannevnte utstyr er vi av den formening at Boomeren H 115 har vist seg å svare til forventningene, og kanskje i overkant av disse. Den har hatt høy driftsikkerhet og har vært enkel å holde ved like. Reservedelsforbruket har også vært lavt pr. brm. Det samme gjelder bormaskinen Cop. 1032.

Lasteutstyret, dvs. TBL. 630, har hatt høy driftsikkerhet, men det kan synes som om reservedelsforbruket har vært noe høyere enn leverandøren har forespeilet.

Hägghaulerne, som er forutsetningen for vår driftsform, har vist seg å være den store bøygen. De har tatt omtrent 90% av vår verkstedskapasitet. Det har vist seg at konstruksjonen er for svak trass i diverse forbedringer underveis. Det synes ennå å være et stykke igjen til at de kan vise tilsvarende driftsikkerhet som forannevnte utstyr. Det eneste som har vist seg å holde mål på disse,er motoren.

Som det går fram av foredraget, er anlegget er pionerprosjekt, da det tidligere ikke noe

sted har vært drevet så langt på tilsvarende måte. En kan vel si at vi har kommet brukbart fra det, men gjentagelse frister ikke før maskinleverandørene kan tilby et bedre massetransportutstyr.

NYTT TRANSPORTUTSTYR FOR SMÅ TUNNELTVERRSNITT.

New equipment for transport in small tunnels.

Ing. Per Kollandsrud, eget firma.

SAMMENDRAG

Ing. T. Furuholmen A/S, Oslo og Andersens Mek. Verksted A/S, Flekkefjord, utvikler et nytt transportsystem for skinneløs drift i små tunneler.
Kjøretøyene kan enten anvendes i fullprofilborede tunneler med kjøring direkte på utboret fjelloverflate med skråstilte hjul eller i sprengte tunneler med rettstilte hjul.
Et spesielt omlastingssystem for kombinasjon med LHD-lastere anvendes i sprengte tunneler.

SUMMARY

Ing. T. Furuholmen A/S, Oslo, and Andersens Mek. Verksted A/S, Flekkefjord, are developing a new equipment for trackless transport in small tunnels.
The vehicle can either be used in fullface bored tunnels with inclined rubber wheels direct on the smooth, circular tunnel wall or in blasted
tunnels with straight mounted wheels.
A special loading system with LHD-loaders in combination with loading bunkers will be used in blasted tunnels.

Innledning.

Andersens Mek. Verksted A/S, Flekkefjord, og Ing. Thor Furuholmen A/S, Oslo, utvikler et nytt transportutstyr for små tunneltverrsnitt. Det har fått betegnelsen "ORMEN LANGE", og de første kjøretøyene OL 250.

Prosjektet bygger på idéer foredragsholderen har arbeidet med for effektiv og økonomisk skinneløs drift i minimumstverrsnitt.

Skinneløs drift gir mange fordeler:

- Enklere rigging
- Innsparing omlasting ved tverrslag i synk
- Innspart drivetid for legging av skinnegang

– Sikker og rask utlasting med effektive LHD (last- og bær) hjullastere.

– Øket fleksibilitet i tunnel og på tipp

Prosjektrapporter fra Institutt for anleggsdrift presentert på tidligere fjellsprengningskonferanser (1 og 2) viser hvilke utstyrskombinasjoner som er fordelaktigst i de større tverrsnitt hvor man i dag har flere valgmuligheter.

Ormen Lange-opplegget tar sikte på tilsvarende prinsipp også for små tverrsnitt.

Det antas at Norge også i fremtiden vil ha behov for mange nye tunneler med små tverrsnitt - opprustning av gamle kraftverk med nye takrennesystem, minikraftverk, vann- og kloakksystem, undersøkelsesstoller for gruvedrift osv.

Dette relativt betydelige hjemmemarked kombinert med avansert entreprenørstandard bør gi basis for norsk maskinutvikling her hvor utlendingene synes å ha lite å by på.

2. Plassforholdene i små tverrsnitt.

Generelt for både laste- og transportutstyr er jo at store enheter gir de laveste kostnader.

Spørsmålet blir så hvordan man skal få kombinert store enheter med små ytterdimensjoner slik at redskapen kan arbeide i små tverrsnitt.

I dag drives som bekjent en rekke tunneler med unødig store tverrsnitt på grunn av mangelen på hensiktsmessig plassbesparende transportutstyr.

Svaret er allerede gitt for lastemaskinenes vedkommende. I dag har man som bekjent fått en rekke utmerkede spesialhjullastere, LHD eller last- og bær-maskiner, som nok etterhvert vil få større og større anvendelse ikke bare ved gruvedrift, men også i anleggssektoren.

Vårt prinsipp for Ormen Lange bygger på de samme retningslinjer:

– redusert høyde og bredde og øket utnyttelse av den eneste frie dimensjon - **lengden** -

– fullverdig kjøreegenskaper begge veier og

– dieselmotor/avgassystem tilpasset underjordsdrift.

3. Skinneløs uttransport fra fullprofilborede tunneler.

Fullprofilboringsteknikken er på rask fremmarsj. Ormen Lange er primært konstruert for fullprofildrift, men kan ved enkel omstilling også nyttes i sprengte tunneler.

Furuholmen har allerede samlet betydelig erfaring fra fullprofildrift under forskjellige forhold, og har sammen med Andersens Mek. utviklet og produsert bakriggsystem for uttransport med skinnegang og vagger.

Skinneløs drift i fullprofiltunneler vil kunne gi betydelige fordeler - se Institutt for Anleggsdrift's rapport 5 - 77, Fullprofilboring ved Svartisverkene (3). Her er et eks. med 1,25 mill kr i besparelse for 5 km tunnel.

Mens det her er kalkulert med kostbare betongelementer som bane for gummihjulskjøretøyer med normal hjulstilling, er Ormen Lange spesialkonstruert med skråinnstilling av hjulene for kjøring direkte på utboret fjelloverflate, Fig. 13.1.

Dette er i dag blitt mulig fordi man nå har fått hydrostatisk transmisjon med hjulmotor-

enheter hvor hydraulikmotor og nedgearing er bygget sammen i kraftige og kompakte hjulnav:

Hjulenes skråvinkel er valgt slik at dekkslittasjen antas å skulle bli symetrisk ved midlere lengdeforhold mellom kjøring på sylinderflate inne i den fullprofilborede tunnelen og på plant underlag i tverrslag og ute i tippen.

Fig. 13.1 OL 250 med skråstilte hjul for fullprofildrift.

Hjulnavene er montert til svingbare armer med sfæriske leddlager. Ytre leddlagerhus har 2 monteringsmuligheter, 1 for skråstillingen ved fullprofildrift og 1 med vanlig hjulstilling for sprengte tunneler. Omstillingen kan lett utføres ute på anlegget om kjøretøyene skal skifte oppdrag.

Ormen Lange med rettstilte hjul er vist i Fig. 13.2.

Hjulenes høydeposisjon i forhold til kjøretøyramme samt sporvidde ved skråstilte hjul kan kjøreren regulere under drift. Hjularmenes innstilling styres av hydraulikksylindere med hydropneumatisk fjæring. Disse er koblet sammen i grupper, og ved å øke eller minske oljemengden i hver krets kan kjøreren manøvrere inn på og ut av spesieller møteramper.

Fig. 13.2 OL 250 med rettstilte hjul for sprengte tunneler.

Ved at ikke bare høyde, men også sporvidde reduseres når hjulenes trekkes inn, kan relativt store kjøretøyer passere hverandre i små sirkeltverrsnitt uten behov for nisjer. Hjulene følger styrespor i møterampen mens det ved endringen løftes opp i diametralplanet. Når 1. kjøretøy er på plass, senkes også yttersiden helt ned slik at den legger seg inntil tunnelveggen mens nr. 2 kan passere.

OL 250 er laget så stor som mulig for møting i 3,5 m tunneldiameter etter dette system uten behov for nisjer. For fullprofildrift med mindre enn 3,5 m diameter må vanlige møtenisjer sprenges ut, Fig. 13.3.

Lastingen vil skje fra båndtransportør som ved vaggdrift. For å redusere ventetiden ved opplasting og kunne bore kontinuerlig, bør bakkriggsystemet omfatte en buffersilo.

Det tas sikte på at kjøretøyene skal dekke alle transportbehov bak TBM'en. For etterinjisering foreligger utkast til rigg som enkelt kan løftes inn og ut sammen med alt nødvendig utstyr.

4. Lastemetode for sprengte tunneler.

Selv om fullprofildriftens fremtidsmuligheter synes lyse, vil det fortsatt være behov for uttransport fra sprengte tunneler med små tverrsnitt. For sammenskyving av røys og selve utlastingen egner de eksisterende LHD-maskinene seg utmerket.

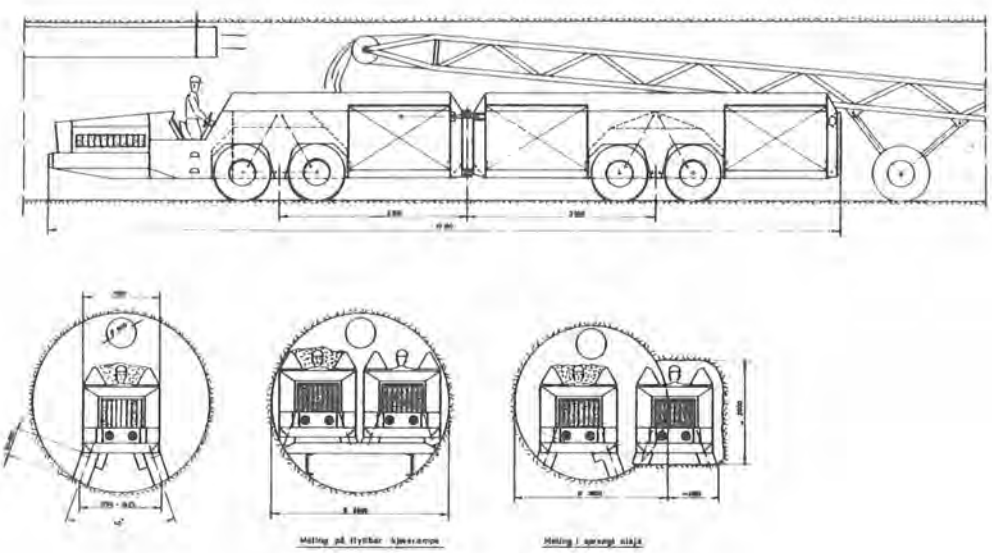


Fig. 13.3 Ifylling og møting.

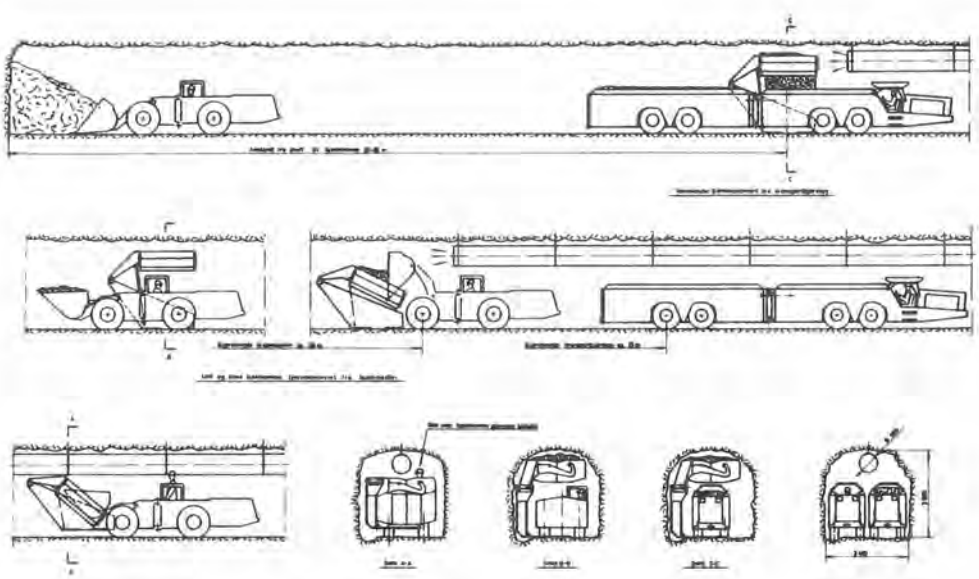


Fig. 13.4 Omlasting via lastelomme.

Ormen Lange med svingbar førerplass og fullverdige kjøreegenskaper i begge retninger behøver ikke snunisjer. For også å slippe lastenisjer og redusere kjørelengden på LHD'en tas det sikte på et spesielt system med omlasting via lett flyttbar lastelomme, Fig. 13.4.

Lastelommen har en hydraulisk hev- og senkbar lastekasse som kan fjernmanøvreres via radio fra henholdsvis lastemaskin og transportkjøretøy. Den er slik utformet at lastemaskin, henholdsvis transportkjøretøy, kan passere uten sprengning av ekstra plass.I senket posisjon kan LHD'en levere lasten i så lav høyde at man heller ikke av denne grunn trenger ekstra tverrsnitt.

I en slik 11 m^2 tunnel vil det etter denne metode kunne nyttes så stor som 2,7 – 3 m^3 LHD-laster. Med kort kjørelengde rett frem og tilbake gir dette grunnlag for rask utlasting.

Forflytting av lastelommen ved sprengning skjer enkelt ved at den tres på lastemaskinen omtrent som en pall på en gaffeltruck.

For optimal drift med OL 250 og LHD-lastere innenfor området ca. 7 – 25 m^2 tas det sikte på 3 lastelommestørrelser, hver skreddersydd for vedkommende lastemaskinstørrelse.

6,5 – 11 m^2	ca.	1,5 m^3	LHD	Møting	OL 250	i nisjer
11 – 16 »	»	3 »	»	»	uten nisjer	
16 – 25 »	»	6 »	»	»	»	»

Grensekostnadskurven fra prosjektrapport 3 – 79 viser sterk stigning for små tverrsnitt. Det synes å være gode muligheter for at denne nye utstyrskombinasjonen med sine relativt store enheter vil kunne bedre forholdene vesentlig.

5. Teknisk beskrivelse OL 250.

OL 250 har 8 stk. 12.00 x 20" hjul – alle med drift.

Ved at hjulene er plassert symetrisk om styreleddet, oppnås full sporing i begge kjøreretninger.

Førerstolen er svingbar, og kjørehastigheten er lik i begge retninger. Største bredde er bare 1 500 mm. Tømmingen skjer gjennom 3 hydraulisk manøvrerte tømmeluker på siden og utmating ved hjelp av hydraulisk drevet skakesystem.

Lasteevnen er 25 tonn og toppet SAE-volum ca. 17 m^3. Akseltrykkene er 4 x 10 tonn.

Fremdriften skjer ved hydrostatisk drift på alle hjul via 2 separerte kretsløp slik at man kan ha nøddrift ut av tunnelen på det ene ved slangebrudd el. 1. feil.

Hastighetsreguleringen 0 – 25 km/t er trinnløs, og med relativ stor motoreffekt, 212 kW, slik at f.eks. stigning 1 : 10 skal i flg. diagrammet kunne tas med full last med ca. 10 km/time, Fig. 13.5.

Det er valgt stor forkammerdieselmotor, 12. syl. med lav utnyttelsesgrad og med spesiell ekshaustrensesystem for renest mulig tunnelatmosfære.

6. Nye projekteringsmuligheter for kraftverksplanleggingen.

Fullprofildriften gir med sitt sirkulære tverrsnitt med slette tunnelvegger minimale falltap.

OL 250 tar med drift og stor bremseevne på alle hjul sikte på transport med betydelig stigning eller fall.

I stedet for tradisjonell "Holmenkollbakkeutbygging" med tilnærmet horisontal adkomst-

tunnel, skråsjakt og lang avløpstunnel åpnes dermed mulighet for boring direkte fra kraftstasjonsområdet og opp til tilløpsbassenget. Dette gir interessante perspektiver for ny prosjektering.

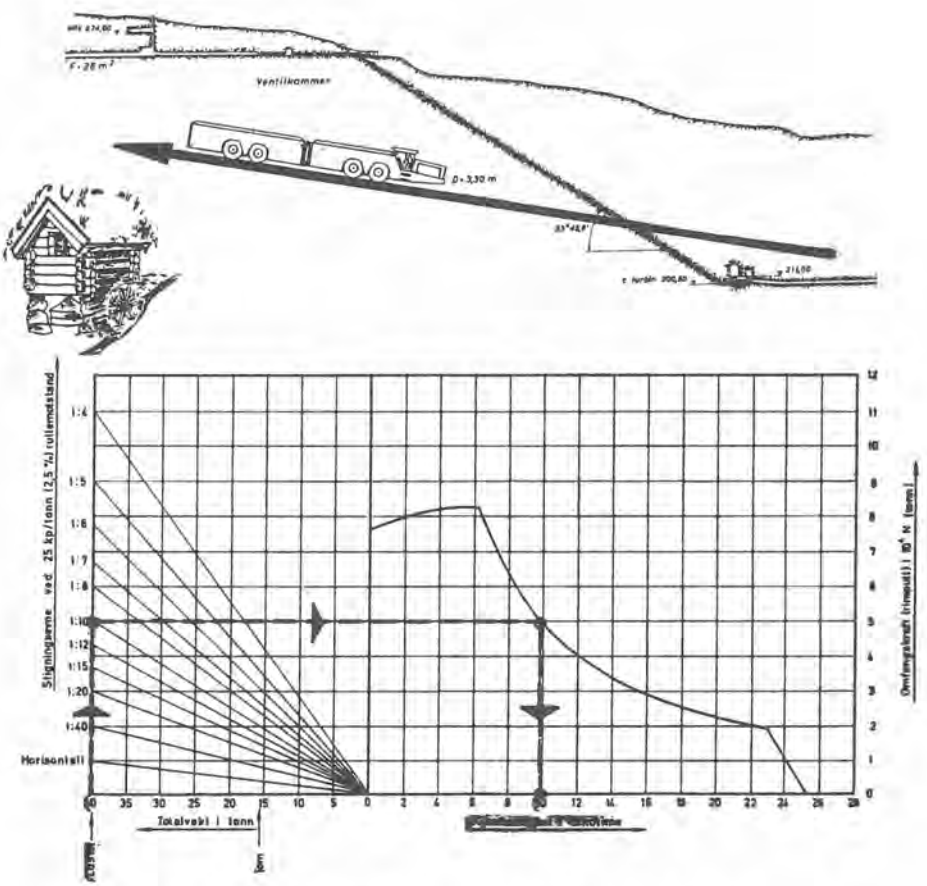


Fig. 13.5 Forholdet mellom kjørehastighet og stigning.

Bruk av diagram:

Trekk vertikal linje fra samlet kjøretøyvekt til aktuell skrålinje for stigning. Trekk deretter horisontal linje til høyre til kurve for omfangskraft. Maks. kjørehastighet avleses så rett under.

7. Avslutning.

1. prototyp er prøvekjørt, og prototyp 2 er under bygging. Lastelomme for minimumstverrsnitt og sålerensk i fullprofil er ferdigtegnet. Dermed står man foran en omfattende utprøvingsperiode.

Forprojekt for en større modell for bl. a. fullprofilborede veitunneler foreligger. Både Ormen Lange og lastelommesystemet er patentsøkt i en rekke land.

Det antas at markedet for slikt spesialutstyr også vil være betydelig utenfor Norge, og målsettingen for projektet er internasjonal markedsføring i form av samarbeidsavtaler eller lisensiering.

8. Referanser.

(1) **PROJEKTRAPPORT 2 – 79**
TUNNELDRIFT PROGNOSER Institutt for Anleggsdrift, NTH.

(2) **PROJEKTRAPPORT 3 – 79**
TUNNELDRIFT KOSTNADER Institutt for Anleggsdrift, NTH.

(3) **PROJEKTRAPPORT 5 – 77**
FULLPROFILBORING VED SVARTISVERKENE
Institutt for Anleggsdrift, NTH.

(4) **KOLLANDSRUD PER (1980)**
PRODUKTBESKRIVELSE FOR ORMEN LANGE
TUNNELTRANSPORTUTSTYR.

FYRSETTING VED KONGSBERG SØLVVERK

Firesetting at Kongsberg Silvermines

Avdelingsingeniør Per Halvor Sælebakke
Bergverksmuseet, Sølvverket, Kongsberg.

SAMMENDRAG

Fyrsetting var i bruk ved Kongsberg Sølvverk fra tidlig på 1600 - tallet inntil 1890. Inndriften lå gjennomsnitt på 3.5 m. pr. mnd. i 6 - 8 m^2 stoller.
Metoden skapte store problemer for arbeidsmiljøet og krevde god ventilasjon.

SUMMARY

Firesetting was in use at the famous Kongsberg Silvermines from early in the 17.th century until 1890.
The method had a penetration rate at about 3.5m/month, and created great gas problems in the mine atmosfere, which was partly solved by spesial ventilation systems.

La oss for et kort øyeblikk forlate fullprofilmaskiner og hydrauliske borrigger og kaste blikket noen århundrer bakover i tiden for å se hvilke metoder som da var i bruk i bergbrytingen.

Den mest primitive metode var såkalt kaldkiling, eller hammer og bergsjernsdrift. Prinsippet er ganske enkelt: Spissen på en skaftmeisel blir satt i en sleppe eller et stikk i fjellet og med slag fra en feisel brytes fjellet løs. Inndriften ved bruk av dette verktøyet varierte selvfølgelig med fjellets hardhet og oppsprekningsgrad.

Hvor lenge denne metoden har vært i bruk her i landet, er vanskelig å fastslå, men den ble trolig brukt ved landets eldste bergverk allerede på 1100 - tallet. Den kjennes også brukt på 1500 - tallet da flere gruver kom i drift, enkelte anlagt på sulfidførende kvartsbreksjeganger, hvor metoden hadde anvendelighet. Ved Kongsberg Sølvverk ble kaldkilingen sannsynligvis også nyttet en tid, men ble raskt avløst av fyrsetting.

Det var fyrsetting som ble den vanligste form for bergbryting. Ved Kongsberg Sølvverk ble den brukt helt inntil 1880 da den ble avskaffet ved lov, og dynamitt og håndboring overtok.

Prinsippet består i at man ved hjelp av bål overoppheter fjellet. Under denne oppvarmingen vil det innspente fjellet utvide seg lokalt og påføres trykkspenninger slik at fjellet flasser av som sprakefjell.

Fig. 14.1 Kaldkiling på 1500 tallet. Fra Norges første Bergannordning anno 1540.

Veden som ble brukt var av en meters lengde. Den ble stablet mot fjellet. Dessto mere veden ble stablet på høykant, jo mere virket ilden i hengen. Ilden ble vanligvis påsatt ved arbeidstidens slutt, og brant ut til neste arbeidsdag. I større fyrarbeider kunne ilden settes på fredag kveld, og brant ut i løpet av helgen. Under oppvarmingen flasset en del av fjellet av, og la seg på sålen.

Når ilden hadde slukket, gikk man løs på stuffen med enpiggede kilhakker, skramhammere og renskejern, og fjernet mørnet fjell. Massen som ble brutt ut, kaltes fyrty og var i hovedsaken tynne flak og fliser av utbrent fjell.

Temperaturen på stuffen under renskearbeidet må ha vært svært høy. Berglege ved Sølvverket Henric Rosted skriver i 1804 følgende: "En saadan Stoll bearbeides paa denne Maade: for at gjøre Steenmassen løs og skjør anlægges et sterkt Fyr eller Baal: saasnart dette til Grunden er utbrændt, maa Arbeideren med en dertil indrettet Hakke løsrive den gloende Steen, medens den endnu er sprød. — Det er næsten utrolig hvad en saadan Arbeider maae utstaae af Hede i et saa snevert Rum, og hvor Luften er saa fortyndet, at han neppe kan respirere.

Han maa desaarsag af og til gaae ud for at drage friere Aande: og naar han saaledes kommer ud, drypper han af Sveed, og ser ut som et Menneske, der nylig var taget op af Vandet. — I denne Forfatning, hvor han tillige er ganske nøgen, paa Beenklæderne nær, iler han som oftest til et Vand for at slukke sin brændende Tørst."

Et av problemene med fyrsetting var værvekslingen eller ventilasjonen. Dette kunne delvis løses ved bygging av en ljorde som isolerte den øvre 3. parten av stollens tverrsnitt. Ljorden ble bygget av plank lagt på spleisler, deretter tettet med våt leire og torv. For å

hindre at en eventuell brann skulle forplante seg, ble trehimmelen med jevne mellomrom avløst av murte teglstenshvelv. Det hele fungerte slik at frisk luft kom inn langs sålen, på stuffen ble den oppvarmet og forsvant tilbake mellom heng og himling sammen med røyken.

Fig. 14.2 Fyrsetting. Fra Georg Agricola "De Re Metallica" 1556.

Ved forsering av lengre strekninger med fyrsetting, måtte man i tillegg til ljordene lage såkalt lichtloch, fritt oversatt, skorstein. Fra en del av Underbergstollen ble det laget tre lichtloch over en strekning på 1400 m. tunnel, hver av disse lichtlochene er ca. 140 m. dype. Lichtlochene skulle være avtrekk for røyken i fra settebålet.

Vi kjenner flere tragiske dødsulykker hvor bergmenn omkom ved kvelning og gassforgiftning, såkalt stank, under fyrarbeider. Avbildet inskripsjon forteller om en slik ulykke hvor to mann omkom 3000 m. inne i Underbergstollen 150 m. under dagen.

Når det gjelder inndriften, er det svært vanskelig å si noe eksakt. I stollanleggene er det regnet ut et gjennomsnitt på 3,5 m. inndrift pr. måned, i de ugunstige glimmerskiferne ned i 1,5 m. pr. måned, i kvartsittene ca. 8 m. pr. måned. Forbruket av brensel var enormt, beregnet i gjennomsnitt ca. 5 m^3 pr. m^3 fast fjell.

Likevel var fyrsetting økonomisk den mest forsvarlige metoden. Kruttsprengning ble brukt allerede fra 1680-årene, men hovedsakelig i sjakter hvor fyrsetting ikke hadde så stor anvendelighet.

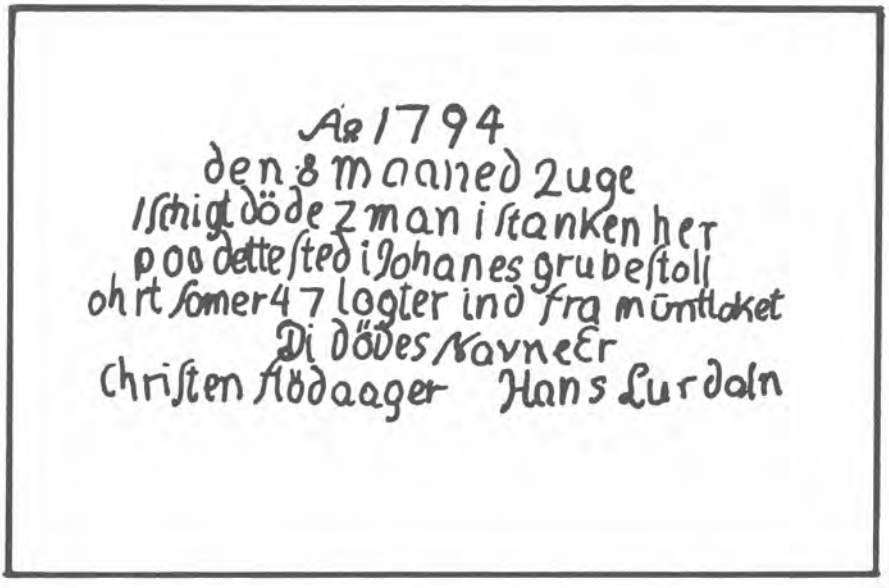


Fig. 14.3 Dødsannonsen i Underbergstollen. 2 menn omkom under fyrsetting i 1794.

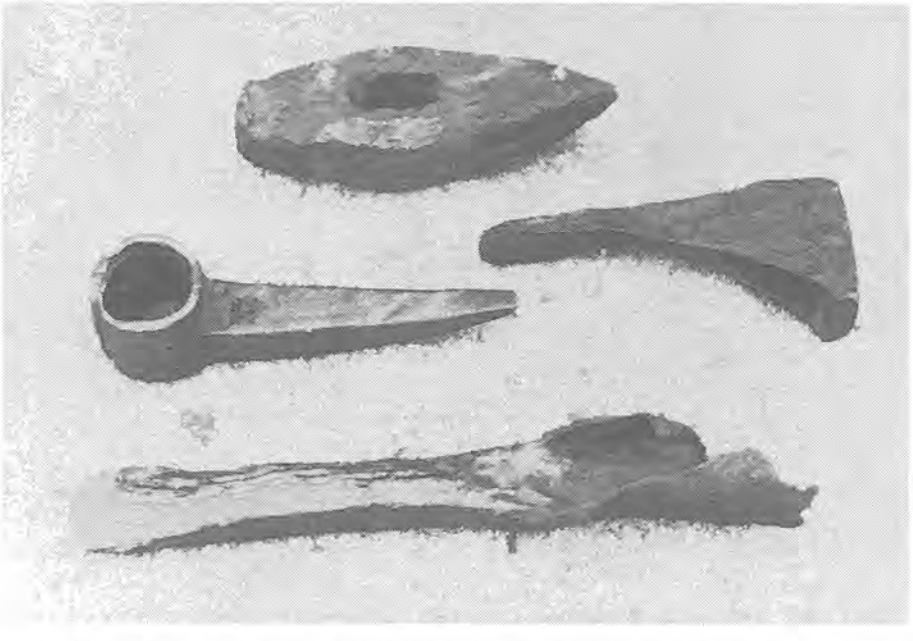


Fig. 14.4 Verktøy brukt for rensing av stuffen etter at bålet var utbrent.
Foto: Bergverksmuseet.

Fig. 14.5 Fyrty i gammelt lastebrett. Foto: Bergverksmuseet.

Det store forbruket av ved til bl. a. fyrsettingen førte til at på 1700-tallet var ca. 1500 gårder på Østlandet pliktleverandører av trevirke til Kongsberg Sølvverk.

I 1780-årene startet man på et dristig prosjekt. På grunn av gruvenes stadig økende dybde og derav problemer med lensing og malmtransport fra dypet, besluttet man å drive en stoll gjennom hele gruvefeltet. Stollen ville utløse de viktigste gruvene på et dyp av ca. 350 m., og ville kunne drenere gruvene, samtidig som det ville bli en hovedtransportvei for malm og mannskap. Stollens lengde ble anslått til 8667 m., og hver tomme skulle drives ut med fyrsetting.

Bredden skulle være 1,5 - 2 m. og høyden 3 - 4 m. Den ble kalt for Christian den 7. stoll, og den første fyr ble satt i 1782. I 1855 fikk den et etterlengtet gjennomslag til Kongens gruve 2300 m. inn, i mellomtiden hadde riktignok Sølvverket vært nedlagt i 10 år.

De andre viktige gjennomslagene skjedde utover siste halvdel av 1800-tallet. I en rapport fra 1885 er det noen artige opplysninger å hente. "I tidsrommet fra August 1866 til 30te Juni 1885 eller i alt 245 1/2 Ugemaaneder var brytningsarbeidet saaledes indstillet i tilsammen 11 1/2 Maaneder, medens stollen i de resterende 234 Maaneder ble fremdrevet i alt 620 Meter, og derat gikk den for Bor i 54 Maaneder og for fyr i 180 Maaneder." Dette skulle tilsvare en inndrift på 2,6 m. pr. måned.

15 - 20 år etter larmet bormaskinene i gruvene, og man gjorde unna på et par dager det man før brukte 1 måned på.

Fig. 14.6 Fra Haus Sachsen stoll, Kongsberg Sølvverk. Stollen ble brent med fyrsetting tidlig på 1700 tallet. Foto: Bergverksmuseet.

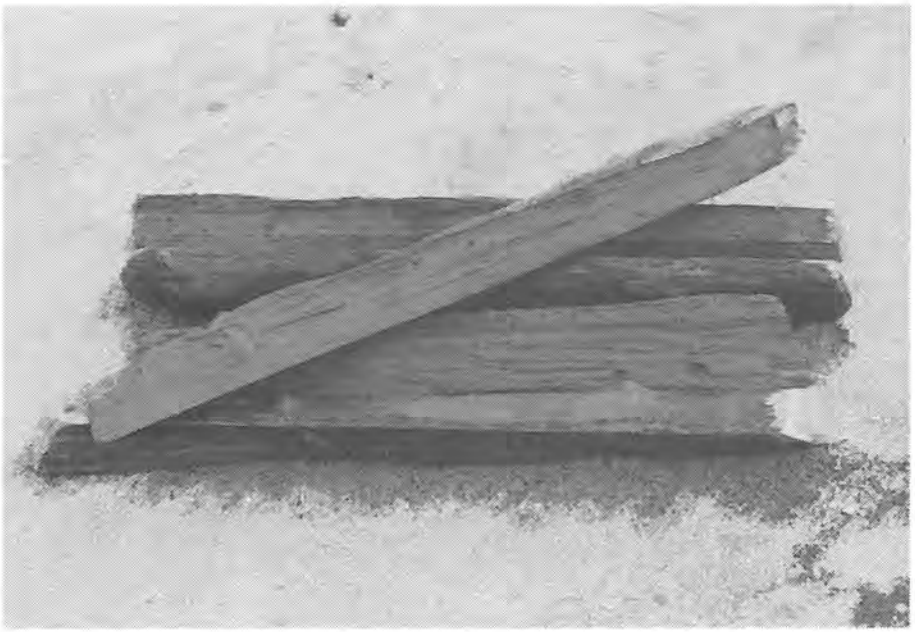


Fig. 14.7 Setteveden var vanligvis av 1/2 lakters lengde (ca 1m) Foto: Bergverksmuseet.

Kilder:

- Indstilling angaaende Kongsberg Sølvverks drift m. v. , Kristiania 1885.
- Moen, Kristian, Kongsberg Sølvverk, 1623 - 1923. §. opplag 1978.
- Rinman, Sven, Bergwerks lexicon, Stockholm 1788.
- Rosted, Henric, Forsøg til en medicinsk Topografi over Kongsberg
  Nyt Bibl. for læger, Kbh. 1814.

DIESEL–OG SPRENGGASSER UNDER JORD. MÅLERESULTATER, VENTILASJONSKRAV OG TILTAK

Diesel exhaust and blasting gases in tunnelling and underground works.

Dr. ing. Tom Myran, Institutt for gruvedrift.

SAMMENDRAG

Akutt forgiftning pga. dieseleksos under jord er mindre sannsynlig under normale driftsforhold, men vil kunne skje ved bruk av dårlig vedlikeholdte motorer eller i uventilerte rom.

I en konsentrert skytepropp er mengden av spesielt gassene nitrogendioksyd og kulloksyd så store at de representerer en potensiell helsefare under passering av proppen uten maske.

SUMMARY

The diesel exhaust and gases from blasting in the underground environment have the potential of giving health and safety hazards to human beings.

In a blasting cloud very high concentrations of especially oxides of nitrogen and carbonmonoxides can be found. In this paper results from measurements, the need for fresh air and other efforts to reduce the health risks are discussed.

DIESELAVGASSER

Utslipp

Alle forbrenningsmotorer avgir de samme eksosprodukter, men ikke i samme relative mengde. Fig. 15.1 viser det relative utslipp av nitrogenoksyder, kulloksyd, hydrokarboner og total mengde uønskede gasser i eksosen fra ulike typer forbrenningsmotorer.

Dieselavgassene består hovedsakelig av nitrogen, kulldioksyd, vanndamp og rester av oksygen. I mindre mengder (ca. 1% eller mindre) inngår uønskede eller helseskadelige komponenter som nitrogenoksyder, kulloksyd, hydrokarboner, svoveloksyder, aldehyder, sot m. m. Dersom svovelinnholdet i brennstoffet er mindre enn 0,5%, blir svoveloksydene av liten betydning.

En kammermotor har som vist i fig. 15.1 normalt mindre utslipp av CO og NO enn direkteinnsprøytede motorer. Det lavere CO-utslippet har sammenheng med en meget kraftig luftbevegelse i forkammeret, og god luft/olje-blanding i det siste trinnet av forbrenningen i hovedkammeret. NO-reduksjonen beror på lavere forbrenningstrykk og temperatur i tilknytning til det to-trinns forbrenningssystemet.

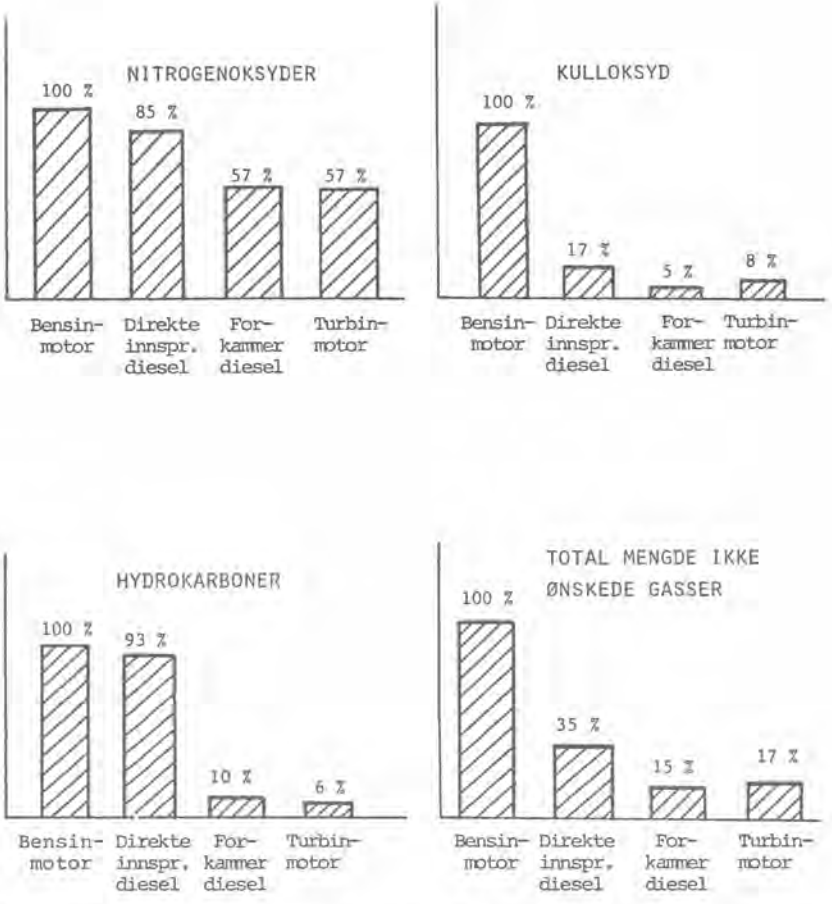


Fig. 15.1 Relativt utslipp av nitrogenoksyder, kulloksyd, hydrokarboner og total mengde uønskede gasser i eksos fra ulike typer forbrenningsmotorer.

Flere undersøkelser som Institutt for gruvedrift har gjennomført bekrefter at kammermotorer har et gunstigere avgassutslipp enn direkteinnsprøytede motorer. I disse undersøkelsne mener vi også å ha påvist at turbolader fører til noe høyere utslipp av NO enn man kunne vente, pga. det forhøyede trykket og temperaturen som turboladeren forårsaker i forbrenningskammeret. Av samme grunn vil utslippet av CO og partikulære oksydasjonsprodukter (sot) bli redusert.

På grunn av det lavere avgassutslippet bør i alminnelighet kammermotorer foretrekkes under jord når det gjelder større laste- og transportmaskiner.

Avgassutslippet fra en dieselmotor påvirkes imidlertid også (ofte på en komplisert måte) av en rekke andre faktorer enn hvorvidt motoren er av kammertype eller direkte innsprøytet.

Dette gjelder ikke minst forhold som belastning/kjørerutine, luft/brennstofforholdet, service og vedlikehold osv. Det er også verd å merke seg at etterhvert som motoren blir eldre, endres sammensetningen av avgassen noe. Undersøkelser viser at brukte motorer ofte produserer mer CO men mindre nitrøse gasser enn nye motorer.

Gass i arbeidsluften

Typiske gasskonsentrasjoner ved lasting og transport under normale driftsforhold er vist i tabell 15,1.

Tabell 15.1. Gasskonsentrasjoner i arbeidsluft ved dieseldrift.

Gasskomponent	Variasjonsområde	Yrkeshyg. grenseverdi
NO_2	0,3 – 2,5 ppm	2 ppm
NO_x	2 – 20 ppm	12,5 – 17,5 ppm ☆
CO	2 – 25 ppm	35 ppm
CO_2	350 – 2000 ppm	5000 ppm
surstoff	10 – 20,6 volum%	19 volum% ☆☆

☆ Gjelder ikke som yrkeshygienisk grenseverdi, men er kun en anbefalt erfaringsverdi.

☆☆ Innholdet av surstoff i arbeidsluften bør ikke underskride 19 volum %.

Sett i forhold til yrkeshygienisk grenseverdier eller anbefalte normer er ikke de gasskonsentrasjoner som er vanlige ved normal drift, urovekkende høye. Derimot viser flere undersøkelser vi har utført at bruk av dårlig vedlikeholdte motorer, for liten ventilasjonskapasitet eller lang avstand mellom stuff og utløp ventilasjonsrør fører til raskt stigende gasskonsentrasjoner.

Konsentrasjoner på 15 ppm NO_2 og 170 ppm CO er ikke uvanlige under slike forhold, som må betegnes som ikke akseptable.

Sammenhengen mellom NO_2, NO_x og CO ved dieseldrift under jord kan generelt beskrives som følger:

$NO_2 - NO_x$:	verdiene følges relativt, men NO_x varierer mye mer
$CO - NO_2$:	ingen sammenheng
$CO - NO_x$:	verdiene følges tilnærmet tallmessig, men NO_x som regel noe høyere

Luftbehov

En sammenligning av ulike internasjonale normer for beregning av luftbehov ved dieseldrift er vist i fig. 15.2. Det er betydelige forskjeller i beregnet luftmengde ved bruk av de ulike normer.

I USA har MESA (U.S. Mining Enforcement and Safety Administration), tilsvarende vårt Arbeidstilsyns Spesialinspektorat for Bergverk, gjort en beregning av nødvendig ventilasjonskrav for ulike typer forkammermotorer og direkte innsprøytede motorer. Beregningen er basert på MESA's ventilasjonsnormer på grunnlag av motorenes maksimale avgassutslipp

bestemt ved dynamometertest. Se tabell 15.2. Det fremgår her klart at bruk av direkte innsprøytede motorer krever betydelig mer tilført friskluft enn forkammermotorer.

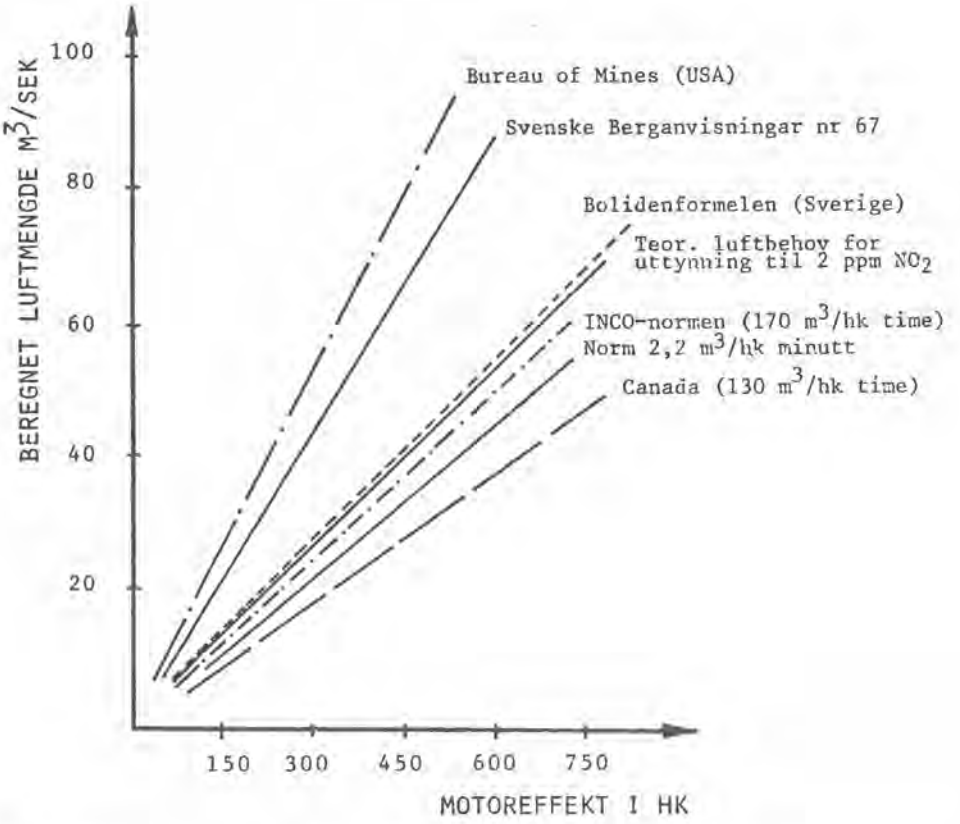


Fig. 15.2 Sammenligning mellom ulike normer for beregning av luftbehov ved dieseldrift under jord.

Tabell 15.2. Eksempel på ventilasjonskrav for dieselmaskiner.

Motor	Antall hk	MESA's vent.krav m^3/min	Ventilasjon pr.hk (m^3/hk/min)
CAT 3160, direkte innsprøyting	175	1360	7,7
CAT 3306, forkammer	150	482	3,2
Perking 4 – 236, direkte innsprøyting	51	540	10,5
Perking 4 – 107, forkammer	35	97	2,8

Kjenner man avgass-sammensetningen for en dieselmotor, kan det teoretiske friskluftbehovet beregnes på grunnlag av målt konsentrasjon i relasjon til den tilhørende grenseverdi.

I tabell 15.3 er vist avgass-sammensetning for en dieselmotor på fullast og 50% luftoverskudd. Friskluftbehovet for uttynning til grenseverdi for de ulike komponenter er angitt.

Tabell 15.3. Teoretisk friskluftbehov ved dieseldrift.

Komponent	Konsentr. ppm	Grense-verdi ppm	Fortynnings-faktor	Avgass-volum pr.kg brenn-stoff cm^3	Friskluft-behov for uttynning til grense-verdi m^3/kg brenn-stoff
SO_2	200	2	100	3840	1920
NO_2	110	2	55	2112	1056
NO	700	25	28	13440	538
CO	800	35	23	15360	440
CO_2	100000	5000	20	1920000	384
Aldehyder	10	1	10	194	194

Tilføres den luftmengde som maksimalt kreves for uttynning av den enkelte komponent (i dette tilfelle SO_2), vil man derved automatisk ha uttynnet samtlige av de andre komponenter til under sin tilhørende grenseverdi. På grunn av at enkelte komponenter har samme helseskadelig virkning på organismen, må luftbehovene for disse summeres for å få det totale luftbehov som må tilføres dieselmotoren. SO_2, NO_2 og aldehyder har samme effekt på organismen (synergistisk effekt), og dette betyr at friskluftbehovet i eksemplet vist i tabell 15.3 for motor på full last blir 3170 m^3 luft pr. kg brennstoff. I praksis vil luftbehovet bli noe mindre enn dette da motoren bare periodevis går på full belastning.

Her i landet har tommelfingerregelen 2,2 m^3 frisk luft pr. hestekraft og minutt vært mye brukt. Dessuten anvendes for overslagsberegning formelen:

$$Q = 17{,}2 \cdot b + 25\ \% \quad m^3/min$$

hvor Q = luftmengde m^3/min
b = forbruk av diesel i liter pr. time
25 % legges til for gass fra røysa

I Sverige benyttes ofte formelen:

$$Q = q \cdot 0{,}2 \cdot P \cdot K \quad m^3/time$$

hvor q = en dimensjoneringsnorm,
f.eks. 3000 m^3 luft pr. kg brennstoff.
I høye rom anvendes noe lavere verdi.

P = motoreffekt i hk
K = variabel faktor
0,45 ved lasting
0,30 ved last og bær
0,15 ved transport på flat såle

Den luftmengde (Q) som beregnes v.hj.a. formlene angir luftmengde levert til stuff, eller der maskinen arbeider, og ikke luftmengden påsatt ventilasjonsviften.

Avgassrensing

Ulike former for avgassrensere (f.eks. katalysator, vannscrubber) benyttes i en viss utsrekning. En katalysator med platinamasse oksyderer CO til CO_2 og reduserer innholdet av hydrokarboner og aldehyder. Den store ulempen ved katalysator er at den oksyderer NO til den adskillig giftigere komponenten NO_2. En vannscrubber absorberer sot, svovel og aldehyder, og reduserer den karakteristiske og sure diesellukten. En av ulempene er at scrubberen kan gi siktreduksjon.

Det finnes idag på markedet en rekke ulike typer avgassrensere, og også tilsatsstoffer til brennstoffet, uten at disse foreløpig kan sies å bidra til at det totale friskluftbehovet til en dieselmaskin kan reduseres. Teoretisk har disse hjelpemidler en rekke fordeler, men i praktisk drift kan ofte ulempene bli større enn fordelene.

Oppsummering dieselavgasser

En oppsummering av det som her er sagt om diesel med hensyn på miljø under jord, kan sammenfattes i følgende punkter:

- ☆ Forkammermotor anbefales
- ☆ Riktig dimensjonert ventilasjon
- ☆ Kortest mulig avstand mellom stuff og utløp ventilasjonsrør.
- ☆ Motoren stilles ned så maksimalt effektuttak reduseres med 10 – 15%. Dette gir bedre forbrenning, og derved renere avgasser.
- ☆ Omhyggelig service og vedlikehold. Husk at den beste avgassrenser er en god servicemann!
- ☆ Bruk ikke avgassrenser ukritisk. Forhør deg om fordeler og ulemper.

SPRENGGASSER

Røykproppen eller sprenggassene etter sprengning representerer en alvorlig miljøbelasning. Problemet har to aspekter:

1) **Helserisikoen.** Er framfor alt knyttet til gasskomponentene NO_2, NO_x og CO.

2) **Redusert siktbarhet.** Skyldes kondens og vanndamppartikler i luften. Øker bl.a. faren for trafikkuhell.

For vel et år siden omkom en ung ingeniør etter at han hadde gått gjennom røykproppen på et av våre tunnelanlegg. Det antas at dødsårsaken skyldtes innånding av nitrøse gasser.

Konsentrasjoner på 150 ppm NO_2 og 900 ppm CO noen minutter etter skyting er ikke uvanlig. Sett i forhold til de grenseverdier som er anbefalt av Arbeidstilsynet er dette helt uakseptable konsentrasjoner, og maske må derfor brukes under passering eller ved arbeid i proppen. Selv i meget lange tunneler måles som regel gasskonsentrasjoner ved tunnelmunningen over grenseverdiene.

I praksis klarer man ikke ved dagens blåsende ventilasjonsmetode å redusere gasskonsentrasjonene i røykproppen til under grenseverdiene.

Ventilasjonsteknisk er det fullt mulig å trekke ut proppen i rør ved hjelp av en sugende ventilasjonsmetode. Dette vil kreve et adskillig mer komplisert, kostbart og arbeidskrevende ventilasjonsanlegg enn idag. Det vil også kreve lengre utluftningstid før arbeid kan gjenopptas på stuff.

Gass-sammensetningen i en skytepropp varierer noe avhengig av om det brukes nitroglyserinholdige sprengstoffer av dynamittype eller ammoniumnitrat/olje (ANFO). Nitroglyserin kan ved inhalering eller hudkontakt gi hodepine. ANFO inneholder ikke nitroglyserin. Hyppigheten av hodepine under f.eks. rensk på røysa etter sprengning er redusert ved bruk av ANFO.

Generelt kan man si at ANFO gir noe mer NO_x (10%) enn pulversprengstoffer som dynamitt etc., men betydelig mindre CO (30%). Her skal man være klar over at tendensen til overlading er vesentlig større ved bruk av ANFO, noe som gir en tilsvarende dårligere røykpropp hva angår gass, støv og sikt.

Oljeinnholdet i ANFO har stor betydning for gass-sammensetningen. Lite olje gir mer NO_x men mindre CO, mens mye olje gir mer CO og mindre NO_x. Oljeinnhold mellom 5,6-6% er miljømessig best.

Røysa kan inneholde betydelige mengder sprenggass (spesielt CO), som frigis ved utlasting. Spesielt de som rensker fra røysa før og under lasting, kan være utsatt. Det er derfor viktig at røysa vannes godt før og under lasteperioden, samtidig som avstanden mellom utløpsenderen av ventilasjonsrøret og stuff holdes kortest mulig. Dette er av meget stor betydning for å sikre en god atmosfære på stuff.

Undersøkelser ved Institutt for gruvedrift viser at rensing av røykproppen med scrubberanlegg av type Rotovent foreløpig er lite aktuelt pga. lav virkningsgrad.

Det arbeides idag mot løsninger av ventilasjonsopplegg, rensesystem og arbeidsrutiner som skal forhindre at arbeidstakerne utsettes for forgiftninger fra skytegassene. Bruk av gassmaske er å oppfatte som en nødløsning av problemet.

Sikten i skyteproppen er i verste fall så dårlig at en hodelampe ikke sees på mer en 1 m hold, noe som selvfølgelig kan skape problemer for transporten i tunnelen.

Instituttet arbeider nå med et prosjekt hvor bl.a. ulike ventilasjonsmetoder blir vurdert, likeså effekt av siktbedrende tiltak på røykproppen. Her vurderes ulike former for oppvarming, samt avkjøling av luften ved kuldeanlegg eller kontinuerlig uttørking.

KANADISKE ERFARINGER MED ELEKTRISKE LAST- OG BÆRMASKINER

Canadian Experiences with Electric Powered LHD's

Bergingeniør Arnulf M. Hansen, Mining & Construction Services Corporation.

SAMMENDRAG

Det antas at kravene til bedret arbeidsmiljø under jord vil føre til en mer restriktiv holdning til dieselkjøretøyene i fremtiden.
Problemene med ventilasjon, støy, tåke og varme, samt vedlikeholdet som er forbundet med dieselmotorer, har oppmuntret utviklingen av elektrisk drevne maskiner.
Jarvis Clark Company er pioner når det gjelder utvikling av elektrisk drevne last- og bærmaskiner. Den første elektriske enhet ble introdusert i begynnelsen av 70-årene. Pr. i dag har Jarvis Clark 184 elektrisk drevne enheter på markedet.
Trenden mot øket anvendelse av elektriske enheter skyldes en rekke forhold, bl.a.: Kostnadsbesparelser i forbindelse med ventilasjon og drivstoff, øket produktivitet p.g.a. bedre maskintilgjengelighet og bedre arbeidsmiljø.
EL-kraft-tilførsel via kabel har lenge vært sett på som eneste realistiske alternativ. Ulempen er imidlertid at last- og bærmaskinene er begrenset av kabelens lengde.
Jarvis Clark Co har, i samarbeid med Fox Mine, Manitoba, i løpet av de to siste årene utviklet og prøvd et trolley-system som virkelig gir perspektiver for elektrisk drift under jord.
Dette nye overføringssystemet, også kalt "The Travelling Plug", gir elektriske enheter under jord samme fleksibilitet som dieseldrevne enheter, og kan brukes på horisontalt nivå eller i ramper og for last- og bærmaskiner, trucker og borjumboer.
I årene som kommer vil man få en utstrakt bruk av elektrisk drevne gummihjulsgående kjøretøy i u. jordsgruver og på anlegg.

SUMMARY

It is believed that future ventilation requirements and mining regulations will become more stringent for the use of diesel powered machines.
The problems of ventilation, fog, noise heat and maintenance associated with diesel units, have encouraged development of electric powered machines.
Jarvis Clark Company is a pioner in the development of electric powered scoops. The first electric unit was introduced in the early 70's. Today Jarvis Clark has 184 electric units on the market. The trend towards electric powered LHD's is due to cost savings involved, increased productivity because of better availability and better conditions.

Electric power supply via cable was for long time considered to be the only realistic alternative. However, the mobility of the electric units are limited by the cable length, and this is considered by many operators to be a disadventage. For this reason Jarvis Clark in cooperation with Fox Mine, Manitoba, Canada, has been developing in the last two years a trolley system best described as The Travelling Plug. This system will give the electrics the same flexibility as the diesels. The system can be used for level or ramp applications and for LHD's, trucks and drill jumbos.
We will see a more widespred use of the electric powered, trackless underground equipment in years to come.

Underjordsgruvene i Canada startet omleggingen fra sporbunden til sporfri lasting og transport i midten av 60-årene i den grad det var mulig, og den dieseldrevne last- og bærmaskinen har hatt en enorm betydning for mekanisering av gruvedriften. Man fikk mer fleksible driftsopplegg og en kraftig produktivitetsøkning samt en senkning av ulykkes/ skadefrekvensen.

Flere og større dieselenheter og strenge krav til arbeidsmiljøet under jord har krevd øket ventilasjonsbehov og følgelig økede kostnader. Energiprisene har øket raskt i de senere år og vil trolig fortsette å øke i samme fart. Gruver som må forvarme eller nedkjøle ventilasjonsluften har i særlig grad fått merke kostnadsøkningen. Last- og bærmaskinene arbeider oftest i de områder av gruva som er vanskeligst å ventilere og står for størstedelen av forurensningene. Dieselavgassen er derfor den bestemmende faktor ved dimensjonering av ventilasjonssystemet.

Det antas at kravene til bedret arbeidsmiljø under jord vil føre til en mer restriktiv holdning til dieselkjøretøyene. Fra enkelte hold har det vært fremsatt krav om å forby diesel under jord.

Problemene med støy, tåke og varme, samt vedlikeholdet som er forbundet med dieselmotorer, har også oppmuntret utviklingen av elektrisk drevne maskiner, og denne utviklingen kom igang i begynnelsen av 70-årene.

Til å begynne med gikk det noe tregt, og fart på sakene ble det først på slutten av 70-tallet. Det tok en god stund før gruveindustrien oppdaget hvilke potensielle kostnadsbesparelser som var involvert. I altfor liten grad tok man energibesparelsen i betraktning ved sammenligning mellom elektriske og dieseldrevne maskiner.

En annen årsak til at innføringen av elektriske last- og bærmaskiner gikk noe tregt, var at man hadde endel problemer med enkelte komponenter i hydostatsystemet og manglende erkjennelse for at krafttilførselen via kabel betinget skikkelig opplæring i kjøreteknikk og riktig og god behandling av kabelen.

Krafttilførsel via kabel har lenge vært sett på som eneste realistiske alternativ for elektriske enheter. Dette var relativt enkelt å gjennomføre og kunne anvendes praktisk i forbindelse med last- og bærmaskiner siden de ofte jobber innenfor et begrenset område med ikke altfor lange kjørestrekninger.

Ulempen er imidlertid at last- og bærmaskinene er begrenset av kabelens lengde. For å

kunne flytte maskinen fra ett sted til et annet utenfor kabelens rekkevidde, kan man bruke slengkabel, tilkople dieselgenerator eller taue den med annet kjøretøy. Det er i løpet av de to siste årene utviklet og prøvd et trolley-system som virkelig gir perspektiver for elektrisk drift under jord.

Dette nye overføringssystem, også kalt "The Travelling Plug", gir elektrisk drevne enheter under jord samme fleksibilitet som dieseldrevne enheter, og kan brukes på horisontalnivå eller i ramper og for:

- last- og bærmaskiner i områder hvor disse vil være begrenset av kabelens lengde
- massetransport med trucker over lengre avstander
- flytting av el. hydrauliske borrigger fra stuff til stuff uten hjelp av dieselmotor
- flytting av produksjonsutstyret til sentrale reparasjons- og vedlikeholdsverksteder.

JARVIS CLARK CO. LTD.

Jarvis Clark Co. Ltd. i North Bay, Ontario, Canada, var pioner når det gjaldt utvikling av elektrisk drevne last- og bærmaskiner og er idag kommet langt når det gjelder trolley-system for underjordsdrift. De nyvinninger som er gjort på området, må i stor grad godskrives et nært og godt samarbeid med kanadisk gruveindustri.

Jarvis Clark har pr. idag 184 elektriske enheter ute på markedet, og salgsstatistikken viser antall solgte enheter i:

1973	–	1
1974	–	5
1975	–	11
1976	–	17
1977	–	23
1978	–	24
1979	–	29
1980	–	47
1981 (okt.)	–	27

og disse fordeler seg som følger:

Canada/USA/Mexico	:	121
Sør-Amerika	:	20
Sør-Afrika	:	28
Europa/Midt-Østen	:	4
India/Australia	:	11

Trenden mot øket anvendelse av elektriske enheter skyldes en rekke forhold:

- El. kraft er mer effektiv, og dette i kombinasjon med den store prisforskjell mellom diesel-olje og el. kraft kan gi store besparelser.

- Elektrisk drevne enheter krever ikke ventilasjon utover det som er påkrevet for personellet som arbeider i området. Ventilasjonsbehovet for en 5 yd^3 dieselenhet er i

Canada satt til 25.000 c.f.m., og den gjennomsnittlige ventilasjonskostnad inkl. oppvarming av lufta i den kalde årstid, er $ 2.50 pr. c.f.m. pr. år.

- Arbeidsmiljøet blir langt bedre. Maskinen produserer ingen avgasser og langt mindre støy. Støymålinger som er foretatt ved operatørens plass både for dieselenheten (JS 500) og elektrisk-enheten (JS 500), viser henholdsvis 100 dBa og 90 dBa ved fullt turtall på motorene.

- Man oppnår større produksjon pga. høyere tilgjengelighet siden vedlikeholdet blir redusert. Vedlikeholdet av dieselmotoren utgjør en stor del av det totale vedlikehold på en last- og bærmaskin. Elektromotoren er mer servicevennlig. Ved Fox Mine, Lynn Lake, Manitoba, har man oppnådd en reduksjon på 50%, og elektrisk- og mekanisk vedlikehold fordeler seg i forholdet 50/50.

- Bedre laste-evne. På grunn av elektromotorens gode belastningsegenskaper kan man under lastesyklusen overskride dens HK-tall og dermed oppnå bedre fyllingsgrad og større utbrytningskraft. Til sammenligning er dieselmotorens HK-tall fast.

- Forlenget dekk-levetid. Vante operatører kan laste elektriske enheter uten å spinne hjulene. Dette skyldes likestrømsmotorens konstante vrimoment. Det er registrert en økning i dekk-levetiden på 25% sammenlignet med dieselenheter.

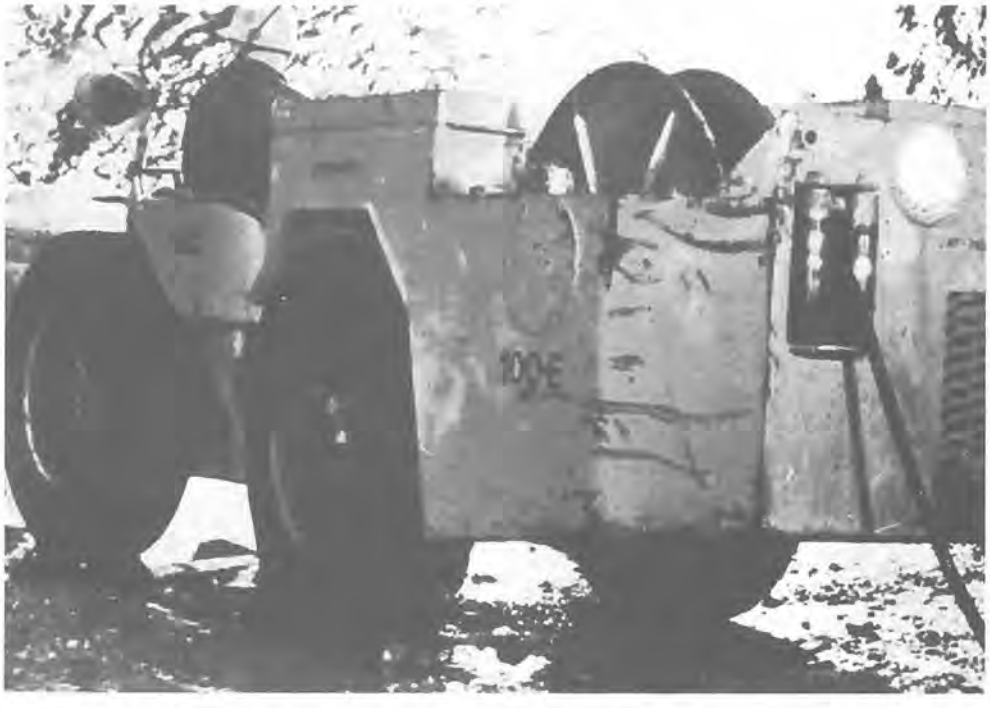


Fig. 16.1 Jarvis Clark Co's første elektriske last- og bærmaskin.

Den første elektrisk drevne last- og bærmaskin i Canada ble bygd, testet og modifisert i 1972, og levert til Dome Mines i Timmins, for regulær drift i 1973, fig. 16.1. Resultatene herfra var meget oppmuntrende. Det første driftsåret lastet og transporterte denne maskinen, som hadde en skuffekapasitet på 1 yd^3, 35 tonn/time i gjennomsnitt over en transportlengde på 50 m én vei, og den hadde en tilgjengelighet på hele 95,4%.

Dette førte til at en 2.2 yd^3 maskin ble introdusert året etter og tatt i bruk i gjenfyllingsstrosser ved Strathcona Mine, som eies av Falconbridge, fig. 16.2. Resultatene som ble rapportert herfra, viste at elektriske enheter ga en produksjonsøkning på 20–60% i forhold til tilsvarende dieselenheter under like forhold, og at tilgjengeligheten ble øket med 20%.

Fig. 16.2 2.2 yd^3 stilt sammen med den først produserte LHD-maskin

Vekselstrømsmotorer (konstant hastighet) og hydrostatisk drift for hastighetsregulering er felles for begge maskinstørrelsene. Man har registrert problemer med hydrostatisk drift som skriver seg fra forurensninger i oljen, kondens og sjokkbelastning på hydrostatpumpen.

Ved å skille hydraulsystemet fra hydrostatsystemet fjernet man forurensningsproblemet, men hydrostatsystemet ser ut til å være svært følsomt for sjokkbelastninger som blir overført gjennom kraftoverføringssystemet under lasteoperasjonen.

Dette var årsaken til at man så seg om etter andre mulige løsninger da man konstruerte den elektriske 5 yd^3 maskinen (JS 500E) i 1976, fig. 16.3.

Man valgte å erstatte dieselmotoren med en turtallsregulert likestrømmotor med et turtallsområde 600-2300 omdr./min. Likerettingen av vekselstrømmen på 550V eller 660V

skjer ved hjelp av thyristor-likeretter som er innbygd i maskinen. Maskinens øvrige spesifikasjoner er stort sett som for tilsvarende dieseldrevne. Man har opprettholdt samme kraftoverføringskomponenter. På grunn av elektromotorens gode belastningsegenskaper i sammenligning med en dieselmotor, har man vært i stand til å senke motoreffekten til 127 HK (kontinuerlig) mot 185 HK for tilsvarende dieseldreven last- og bærmaskin (JS 500).

Fig. 16.3 5 yd^3 LHD-maskin

På konstruksjonstadiet var man noe bekymret for levetiden til elektrokomponentene i likerettersystemet pga. vibrasjoner som oppstår når skopa trenger inn i steindungen. samt hyppige støt mot fjellveggen under kjøring, men man har ikke erfart problemer med dette.

Etter fem års erfaring med likeretter/likestrømmotorsystemet mener man at dette er langt overlegent systemet med konstant hastighetsmotor og hydrostatisk hastighetsregulering. Likestrømsystemet har vist seg å være meget pålitelig og har gitt i størrelsesorden 20-25% bedre tilgjengelighet enn for dieseldrevne enheter.

Tilsvarende system som for 5 yd^3 maskinen anvendes idag i 3.5 yd^3 størrelsen og vil bli brukt i 8 yd^3 maskinen som kommer på markedet i nær fremtid (våren 1982). Dersom man kan løse plassproblemene i de mindre enhetene, 1 og 2.2 yd^3 størrelsen, vil systemet bli innført også her.

Kabeltrommelen er en viktig komponent på alle elektriske last- og bærmaskiner. Jarvis Clark har hydraulisk drift på trommelen, og motoren registrerer vekten eller strekket i kabelen, som henger bak maskinen. Dersom strekket er mindre enn hva som er forhåndsinnstilt, vil trommelen automatisk starte innspoling av kabelen. Innstillingen gjøres ved å

regulere hydraultrykket på motoren for trommelen. Kabelen spoles opp i flere lag oppå hverandre.

Skikkelig behandling av kabelen er viktig for vellykket resultat. Opp gjennom årene har man erfart at de fleste utskiftninger av kabelen har vært forårsaket av følgende:

1. Den opprinnelige kabel-designen besto av tre ledere pluss jordleder, samt en tynn leder som fungerte som jordfeilsøker. Denne tynne lederen hadde en tendens til å brekke når kabelen ble utsatt for hyppige bøyninger i samme punkt. Denne type kabel er forlatt. Istedet benyttes kabel hvor tre-fase lederne og jordlederen inngår direkte i jordfeilsøkningen. Jordfeilsøkingen består i at et høyfrekvent signal sendes til kjøretøyet gjennom strømlederne. Dersom kjøretøyet er skikkelig jordet, blir det redusert gjennom jordlederen og registrert. Dersom signalet uteblir, blir strømmen til kjøretøyet automatisk avslått.

2. Skade på kabelen ved at den gnisser mot skarpe kanter. Dette kan enklest unngås ved at skarpe hjørner dekkes med trevirke eller brukte transportbånd som boltes fast.

3. Skade på kabelen i forankringsopphenget ved tilkoplingspunktet. Dette kan best unngås ved at to flensede halvrør boltes skikkelig fast rundt kabelen, og at opplagringen sjokkavdempes med fjær festet til fjellveggen.

4. Overkjøring av kabelen. Det er viktig at operatøren returnerer i samme spor som kabelen ble lagt ut. Særlig viktig er dette i strosser med stor bredde.

Den første 5 yd^3-enheten ble levert til Creighton Mine (INCO) i 1976 og tatt i bruk i gjenfyllingsstrosser på nivå 6.400 ft. INCO har flere hundre dieseldrevne last- og bærmaskiner, og 5 yd^3-størrelsen er den vanligste. Motivet for å prøve en elektrisk drevet last- og bærmaskin var å skaffe erfaring for fremtidig drift på dypere nivå hvor høye lufttemperaturer er mer besværlig. Maskinen ble godt mottatt av operatørene pga. bedre arbeidsforhold i strossene, samt maskinens egenskaper. Man oppnådde dessuten redusert vedlikehold og bedre dekklevetid.

Maskin nr. to gikk til Patino Mines i Chibougamau, Quebec, hvor den ble tatt i bruk høsten 1978 for driving av en 350 m lang rampe med fall 1 : 6. Maskinen benyttes nå til "heising" av malm, dvs. lasting og transport av malm i samme rampe fra omlastingsnisje i bunnen til hovedutfraktsort på toppen, hvor den tømmer over i Granbyvogner.Kabelen er tilkoplet el. nettet i nisje midtveis i rampen, slik at kbelen spoles inn når maskinen nærmer seg nisjen og trekkes ut når den fjerner seg fra nisjen. Veibanen er kun gruset og meget våt, og det er sagt at dieselmaskiner under slike forhold ville ha hatt store problemer pga. hjulspinning.

Fox Mine, som eies av Sherrit Gordon Mines Ltd., er en kobber/zink malmgruve ved Lynn lake, Manitoba og har en årlig produksjon på ca. 1 mill. tonn malm. Malmtransporten under jord har vært basert på 5 yd^3 last- og bærmaskiner og 26-tonns trucker. Tidlig i 1980 gikk man til innkjøp av 2 stk. elektrisk drevne last- og bærmaskiner, i hovedsaken for ikke å måtte utvide ventilasjonskapasiteten. Fox Mine er meget tilfreds med oppnådde resultater.

Gruveprospektering resulterte i nye malmfunn på nivåer under lavest eksisterende pro-

duksjonsnivå (600 m). Dette førte til oppfaring med driving av rampe med fall 15% og malmtransport med dieseltrucker helt nede fra 130 m nivået og opp til knusestasjon ved eksisterende sjaktanlegg. Planlagt fremtidig produksjonsøking fra dypere nivåer reiste spørsmål om mest økonomiske driftsmåte for malmtransporten i fremtiden.
Følgende alternativer ble vurdert:

1. Forlengelse av eksisterende loddsjakt med utbygging av tilhørende anlegg.

2. Utvide "flåten" av dieseltrucker.

3. Gå over til el.drevne trucker.

4. Vinsj-heising av malmen gjennom 2,4 m diameter stigort.

Man valgte å undersøke alternativ 3 nærmere, og flg. punkter talte mer og mer til fordel for elektrisk trucktransport:

A. En eventuell økning av antall dieseltrucker for å klare den påtenkte produksjonsøkning ville kreve en fullstendig omlegging av ventilasjonssystemet og ble kostnadsberegnet til $ 1.5-2 millioner (inkl. stigorter, vifter, utstyr for oppvarming av luften og ventilasjonsporter).

B. Kostnadene for å varme opp den ekstra ventilasjonsluften ville beløpe seg til $ 200.000 pr. år.

C. Gruvens gjenværende levetid med det man kjenner til av malm idag er 5 år. Man har erfaring for at brukt dieselutstyr har liten eller ingen salgsverdi. Brukt elektrisk utstyr kan ha restverdi.

D. Gruven har en attraktiv langtidsavtale for krafttilførsel.

E. Miljømessig ville elektriske trucker være langt å foretrekke fremfor diesel-enheter.

F. Priser på dieselolje og eventuell knapphet i fremtiden.

Etter grundige undersøkelser og studier mente man at det fantes tilstrekkelig teknologi til å konstruere et bruktbart trolley-kjøretøy for underjordsdrift.

I nært samarbeid med Sherrit utviklet Jarvis Clark et trolley-system basert på 3-fase vekselstrøm. Vekselstrøm mente man ville gi bedre ytelse og være sikrere enn likestrøm. Man benytter fire ledere, tre for strøm og én for jord. Jordfeilovervåkning skjer ved å indusere signal i strømlederne, som blir returnert gjennom jordlederen og sjekket.

For å få prøvd selve systemet, besluttet man å benytte en av de tidligere innkjøpte 5 yd^3 last- og bærmaskinene, fig. 16.4. Prøvestrekningen lengde var 60 m.

Formålet med testen var i første rekke å undersøke om trolleysystemet, inkl. monorail'en og lederne, hadde praktisk anvendelse under jord, og dernest hvordan kabeltrom-

mel og trolley fungerte i kombinasjon med hverandre for drift i en viss avstand fra mono-rail'en, da man generelt ikke ønsker å ha trolley'en for nær lasteplass eller tipp-plass.

Fig. 16.4 5yd^3 LHD-maskin med trolleyutrustning.

Man ønsket også på et tidlig tidspunkt å få etablert prosedyrer/rutiner for betjening, sikkerhet/service/vedlikehold med tanke på fremtidig el. drift med last- og bærmaskiner trucker og andre kjøretøyer.

Systemet har blitt godt mottatt av operatører, mekanikere og elektrikere. Til å begynne med var man litt skeptisk til strømførende utrustninger hengende over hodet på seg, men innså fort at faren var liten med mindre man prøver å berøre den.

Underveis oppstod det mindre feil og problemer med trolley-systemet, men helt fra begynnelsen fungerte maskinen utmerket. Etter få ukers drift bestemte Sherrit seg for innkjøp av prototyp truck'en og mer skinner til forlengelse av sporet.

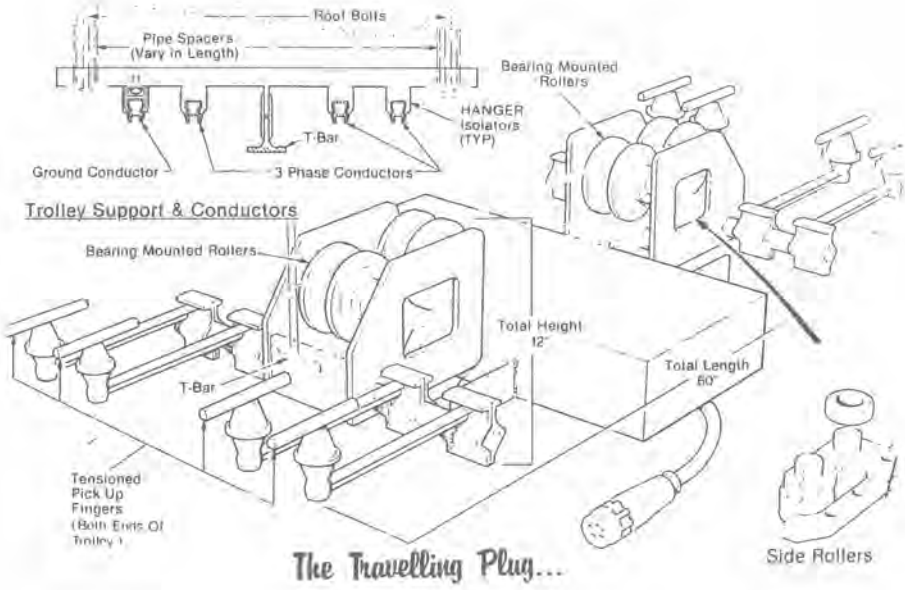


Fig. 16.5 Konstruksjonen av trolleysystemet.

BESKRIVELSE AV TROLLEY-SYSTEMET

Selve kjøreskinnen består av en T-stålbjelke som er snudd på hodet. 6" kanalstål i ca. 1 m lengder er festet til taket på tvers av kjøreretningen ved hjelp av fjellbolter og i en avstand på 1,8 m, fig. 16.5. Kjøreskinnen er festet i underkant av kanalstålet med braketter, og avstanden ned til flensen er ca. 15 cm, fig. 16.6. Avstandshylser benyttes i forbindelse med fjellboltene for å sikre at kanalene forblir horisontale og faste. I kurver og i områder hvor kjøretøyet kjører bort fra sporet og dermed påfører kjøreskinnen sidebelastning, er avstanden mellom kanalopphenget redusert. Lederskinnene er også festet til det tverrgående kanalopphenget og ved hjelp av isolerte braketter. Det er to skinner på hver side av kjøreskinnen, og de er opphengt i en gitt og konstant avstand til selve kjøreskinnen. Overdelen av lederskinnene er isolert med et plastbelegg for ytterligere isolasjon.

T-bjelkene er utført med stor profil-nøyaktighet for å gi best mulige rulleforhold for både vertikal- og sideruller.

Lederne, som er laget av aluminium, har en kapasitet på 1000 ampére. En tynn plate av rustfritt stål er lagt inn i bunnen av skinneprofilet, dvs. i berøringsflaten med kontaktskoen, dette for å hindre slitasje.

Den tvangstyrte løpekatten trekkes langs kjøreskinnen av kjøretøyet ved hjelp av kabelen. Vertikal- og siderullene, som er montert i begge ender og ruller mot T-bjelken, sørger for god

stabilitet med liten sidebevegelse. Dette er nødvendig for at kontaktbørstene skal være i konstant kontakt med strømlederne, Systemet har doble sett av fjærbelastede kontaktbørster, slik at det er istand til å "bygge strømbro" over skjøter.

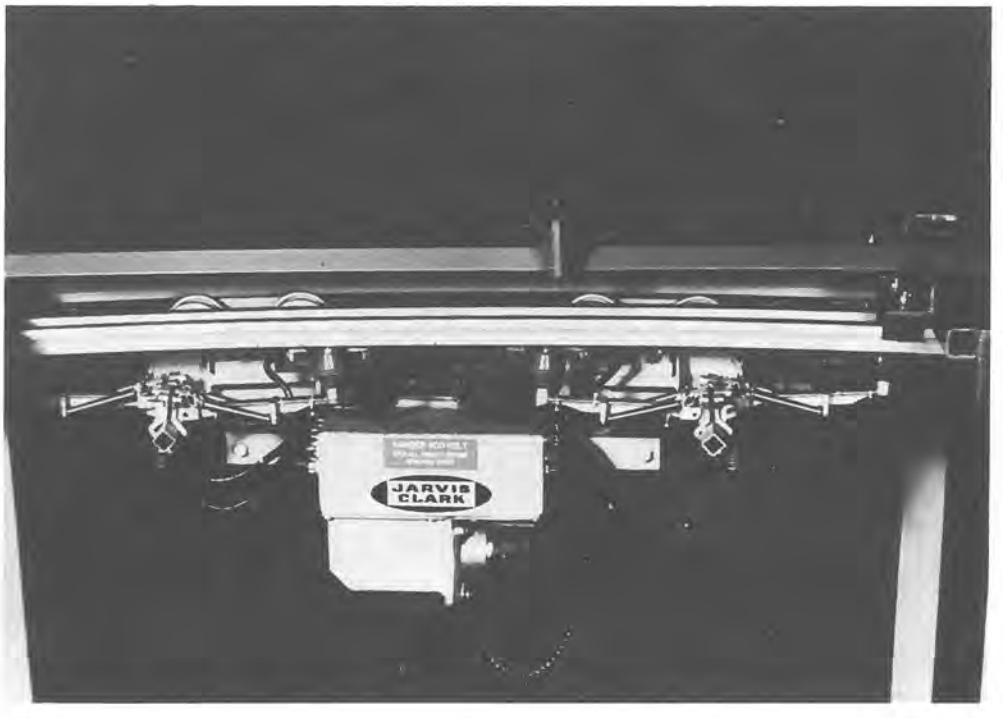


Fig. 16.6 Opphengingen av trolleysystemet

Det er bygd inn overlastbryter i systemet, som vil slå ut strømmen dersom strammingen fra kabelen blir for stor.

Kontaktbørstene er laget av karbon med høyt kobberinnhold for å oppnå lang levetid.

For å holde flenstoppen på T-bjelken fri for stein etc., som kan hindre fri bevegelse av løpekatten, har man installert avskrapere.

Som tilleggsutstyr kan trolley'en leveres med et bremsesystem, noe som kan være nødvendig ved kjøring i ramper med stor stigning.

Sporveksler kan innlemmes i systemet, slik at kjøretøyene kan passere hverandre eller kjøre over på sidespor. Sporvekslene kan fjernstyres.

I grove trekk skjer jordfeilregistrering ved å sende et konstant høyfrekvent signal til kjøretøyet gjennom de tre strømlederne. Dersom kjøretøyet er skikkelig jordet, vil signalet bli returnert gjennom jordlederen og registrert. Dersom signalet uteblir, vil strømtilførselen til trolleysystemet automatisk bli brutt.

Man kan benytte flere kjøretøyer på samme spor samtidig ved å operere med forskjellige frekvenser. Dersom det registreres jordfeil på ett av disse, vil el. tilførselen for samtlige bli

kuttet ut.Etterat kjøretøyet er fjernet fra systemet og vedkommende registreringsinstrument er fra koblet, kan man gjenoppta normal drift for de øvrige kjøretøyene.

Fig. 16.7 Prototypen av elektrisk drevet truck.

BESKRIVELSE AV ELEKTRISK DREVEN TRUCK

Prototypen er basert på standardutgaven av Jarvis Clark JDT-426, med 26 tonns kapasitet, fig. 16.7. Dieselmotoren er blitt erstattet med en 270 HK likestrømsmotor og likeretter (SCR). Driftsspenningen er 575 Volt med 60 Hz. De øvrige komponentene i kraftoverføringssystemet som f.eks. "torque converter" og transmisjoner, er ikke forandret. Det elektriske systemet er konstruert slik at motoren kan benyttes som brems med samme effekt som for dieselutgaven. De øvrige bremsesystemer er for diesel-enheten.

Strømoverføringen fra trolley-systemet skjer via en 30 m lang kabel som spoles opp i ett lag på kabeltrommelen som er montert foran trucken. Vekselstrømmen likerettes på samme måte og med samme utrustning som for 5 yd^3 last- og bærmaskinen.

NORSKE ERFARINGER MED LHD-MASKINER

Sulitjelma Gruber har gått til anskaffelse av en Jarvis Clark JS 500E, og dette er den første elektrisk drevne last- og bærmaskiner her i landet. Den benyttes nå i forbindelse med drivingen av en 400 m lang rampe med fall 1 : 6 i liggfjellet mellom nivå -352 m og -415 m i Giken-Charlotta gruveområdet. I tillegg transporteres malm fra en tverrort til styrtsjakt på

nivå -352.

Senere skal maskinen benyttes på nivå -396 m til lasting og transport av malm mellom styrtsjakt (fra nivå -309 m) og knuser i nytt avbygningsområde. Transportlengden én vei blir 125 m, og det er anslått at maskinen vil operere kontinuerlig på 2 skift.

Utskutt gråberg fra de første 140 m av rampen ble lastet og transportert med en 5 yd^3 dieseldrevet last- og bærmaskin under vanskelige ventilasjonsforhold. Etterat den elektriske enheten er tatt i bruk, har de miljømessige forholdene på stedet blitt meget gode, og man har til og med redusert ventilasjonsmengden. Maskinen har blitt veldig godt mottatt av de som jobber i gruva.

Det rapporteres videre fra Sulitjelma at kjørehastigheten for den elektriske enheten er minst like stor, og at laste/transportkapasiteten er større enn for tilsvarende størrelse dieseldrevet last- og bærmaskin under like forhold. Dette er ikke overraskende. Tilsvarende erfaringer er tidligere registrert andre steder.

Sulitjelma Gruber planlegger for fremtidig bruk av trolley-systemet, for både last- og bærmaskiner og trucker.

REFERANSER:

E.N. DuRussel and I.L. Muirhead: Development of electrical equipment at the Fox Mine. CIM Underground Operators Conference 1981 Sudbury, Ontario

R.A.Richard : Major Technological Advances in the Design of Trackless Mining Equipment in the 70's. C.IM, Toronto, 1980.

Pers. comm. ducing visit at Fox Mine, Manitoba, Canada.

STÅLFIBERARMERT SPRØYTEBETONG SOM SIKRING MOT SPRAKEFJELL. ERFARINGER FRA TAFJORDTUNNELEN.

Steel fibre shotcrete against spalling rock. Experiences from the Tafjord Tunnel.

Bergingeniør Eirik B. Einum, A/S Høyer-Ellefsen

SAMMENDRAG

A/S Høyer-Ellefsen har i 1980-81 drevet vegtunnel til Tafjord hvor en hadde store bergtrykksproblemer. Tunnelen går i gneis og ble sikret med stålfiberarmert sprøytebetong kombinert med bolting som arbeidssikring.
Foreløpige resultater fra undersøkelser i tunnelen viser:

- Oppsprukket fjell fra 0-100 cm innenfor sprøytebetonglaget p.g.a. sprak.
- Ubetydelige spenninger i sprøytebetonglaget.
- Redusert heft i den verste sprakesonen i vederlaget som lå ut mot dalsiden. Heften ble bedre i hvelvet og nede på veggen.
- De bergmekaniske målinger viser typiske dalsidespenninger. Største hovedspenning var 24 MPa, minste 5,9 MPa. Dette gir stor spenningsanisotropi.
- Maksimal tangensialspenning på 70-75 MPa.
- Horisontalspenningene har normal størrelse.
- Det er ikke konstatert tektoniske eller remanente spenninger av betydning.

Den geologiske kartlegging samt materialtekniske prøver av bergartskjerner kan tyde på at årsaken til variasjonen i sprak langs traséen er forskjellige bergartsegenskaper.
Stålfiberarmert sprøytebetong har gitt et godt resultat som sikring mot sprakefjell i Tafjordtunnelen. I de fleste tilfeller vil dette være en både kvalitetsmessig og økonomisk god løsning som sikring i tunneler med sprakefjellsproblemer.

SUMMARY

During the last two years A/S Høyer -Ellefsen has been the contractor on the road tunnel to Tafjord. The tunnel has been sprayed with steel fiber concrete combined with rock bolts to solve the problems with extremely high rock pressure.
Preliminary results from investigations in the tunnel shows:

- Fractured rock from 0 to 100 cm behind the shotcrete layer caused by rock bursting.
- Redused shear bond between rock and concrete in the worst rock bursting zone. Better shear bond was found on the lower part of the wall and in the crest.

- The rock mechanical measurements showed typical stresses for valleyslopes. The highest principal stress was 24 MPa and the lowest 5,9 MPa. This means high anisotropy.
- Maximum tangential stresses are 70-75 MPa.
- The horisontal stresses are of normal magnitude.
- It has not been found tectonic or remant stresses of importance.

Geological surveying and tests of rock samples indicates that the variation of rock burst to different rock properties.
In the Tafjord tunnel the use of steel fiber concrete has given good results.
In most cases where rock burst presents a problem, steel fiber concrete as rock reinforcement will be a good qualitative and economical solution.

A/S Høyer-Ellefsen startet i februar 1980 byggingen av veg til Tafjord, fig. 17.1. Entreprisen besto av en tunnel på 5.360 m og en på 650 m med tverrsnitt 38,6 m^2, dessuten ca. 1.100 m med veg. Tunnelene er en del av veganlegget "Veg til Tafjord" og ligger i Norddal kommune på Sunnmøre. Det var opprinnelig meningen at de kontraktmessige arbeider skulle være ferdig 1. februar 1982. Til tross for store overskridelser i sikringsarbeidet, fikk en gjennomslag nå i slutten av oktober. Høyt bergtrykk og problemer med sprakefjell gjorde det nødvendig med en omfattende og kontinuerlig sikring ved stuff.

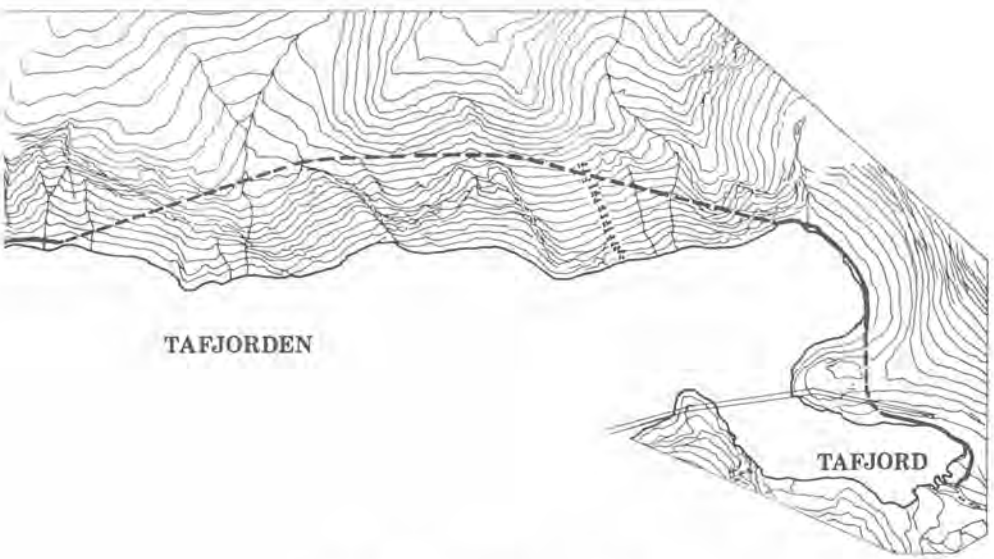


Fig. 17.1 Vegtunnel til Tafjord.

Geologi

Bergartene i området tilhører det såkalte "Romsdalske grunnfjell". Det er gneiser av prekambrisk alder som varierer i utseende og materialegenskaper. Langs tunneltraséen har en i hovedsak hatt to varianter; en båndet mørk og glimmerrik gneis og en lysere, kvarts- og feltspatrik gneis.

Bergartene har en middels oppsprekking langs foliasjonen. Vann forekommer stort sett bare i de ytre deler av tunnelen. Når det gjelder bergtrykk og problemer med sprak var dette ventet. Omfanget av sikringsarbeidene ble imidlertid en god del større enn det som var antatt på forhånd. Tunnelen går omtrent parallelt med dalsiden og fjorden og med stor overdekning. Situasjonen er her at største hovedspenning står tilnærmet parallelt dalsiden og ofte også parallelt med foliasjonsplanet i bergarten.

Strøket for gneisene er øst-vestlig og forholdsvis konstant, mens fallvinkelen varierer i ganske stor grad langs tunnelen.

For å prøve og komme fri av dalsidespenningene og for å få et mest mulig isotropt spenningsbilde, ble tunneltraséen trukket inn fra fjordsiden og inn i massivet. En fikk til dels store problemer med sprakefjell i den delen av hengen som vendte ut mot dalsiden. Dessuten hadde en bergtrykksytringer nede i sålen på motsatt side. Dette siste utgjorde ikke noe sikringsproblem. I den korte tunnelen hadde man antydninger men ingen problem med sprakefjell, så det som her omtales gjelder den lange tunnelen.

Sikringsarbeider.

Det har vært sprøyting av hver salve på begge stuffene helt fra sprakefjellsproblemene oppsto. Dette gjorde det nødvendig med en sprøyterigg på hver stuff. To sprøyteoperatører har fulgt med hver av riggene. Disse har foruten selve sprøytingen utført nødvendig vedlikehold og reparasjoner.

Den ene riggen er bygd opp på et enkelt og robust traktorunderstell. Sprøyteoperatøren sitter inne i traktoren og flytter denne fremover under sprøyting.

Den andre riggen er en komponentrigg montert på en lastebil med firehjulstrekk. Denne riggen må flyttes hver gang sprøytebommen har nådd ytterpunktet, og effektiv sprøytelengde pr. flytt er ca. 3,5 m.

Til sammen har dissse to riggene sprøytet 2.650 m^3 med stålfiberarmert sprøytebetong i Tafjordtunnelen. Gjennomsnittlig sprøytetid pr. salve har vært 30-40 min.

I de ytre delene av tunnelen var det ventet størst bergtrykksproblemer ut fra teoretiske betraktninger og modeller. Dette stemte ikke helt med det en opplevde i praksis.

Første gang man fikk problemer, det vil her si første gang det ble sikret med sprøytebetong mot sprakefjell, var på Tafjord-siden ca. 750 m fra påhugg. Overdeknijgen var her ca. 350 m og horisontal avstand ut til fjorden ca. 400 m. På Valldal-siden ble det drevet inn ca. 850 m fra påhugg før problemene med sprakefjell oppsto. Her var overdekningen ca 400 m og horisontal avstand til fjorden ca. 450 m. Etter dette hadde en sprakefjellproblemer stort sett langs hele traséen. Problemene ble ikke mindre lenger inn i massivet. Selv om graden av sprak varierte en del, var problemene såpass store at en valgte å gå med bolting på stuff og systematisk påføring av fiberarmert sprøytebetong. Det ble sprøytet et 10 cm tykt lag fra midt i hengen og ned til ca. 1,5 m over sålen på fjordsideveggen, fig. 17.2.

Det primære ønskemål for sikringsarbeidene var å få sprøytet helt frem til stuffen og så bolte gjennom sprøytebetonglaget. Dette ble prøvd, men hadde ingen særlig effekt fordi

mye av sprøytebetongen løsnet fra underlaget p.g.a. sprakeaktiviteten. En del ble også ødelagt da neste salve ble skutt.

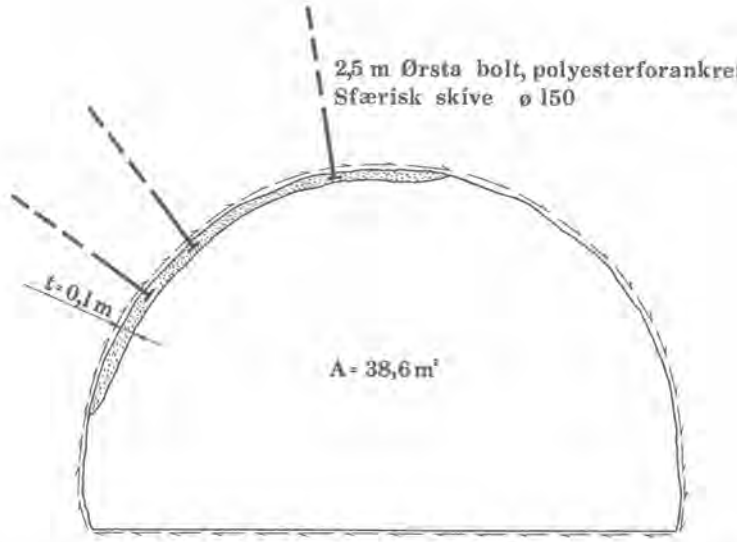


Fig. 17.2 Arbeidssikring med rensk og tilfeldig bolting for feste av større blokker. Fiberarmert sprøytebetong som arbeids- og permanent sikring.

En normal salvesyklus med sikring mot sprakefjell var følgende: Etter at salven var ferdigboret, ladet og skutt, ble det rensket fra korg. Samtidig ble det merket på for bolting. Den skutte salven ble lastet ut, og deretter ble boltehull boret og bolter innsatt. Eventuell videre rensk ble utført hvis det var nødvendig. Den forrige salven ble så sprøytet med første lag fiberarmert sprøytebetong og den neste med det andre og siste laget. Da dette var gjort, var det klart til å gå på med boring igjen, fig. 17.3.

Hensikten med denne sikringsmetoden var for det første å få en god arbeidssikring slik at de som arbeidet på stuffen kunne arbeider i sikkerhet, og at driften kunne gå mest mulig uhindret. En ønsket ved bruk av fiberarmert sprøytebetong å kombinere arbeidssikring og permanent sikring. Etter nøye vurderinger, praktiske forsøk og erfaringer i tunnelen mente byggherren at fiberbetongen ville kunne fungere som permanent sikring. Dette betød at når en hadde gjennomslag, hadde en også en ferdig sikret og tilnærmet vedlikeholdsfri tunnel. Det ble likevel presisert at den ferdig sprøytede tunnelen måtte nøye inspiseres for eventuelt å finne sprekksoner og områder hvor etterbolting og ny sprøytebetong var nødvendig.

Alternativet til denne sikringsmetoden hadde vært en omfattende bolting og systematisk sikring med bånd og nett. I tillegg ville en fått flere rensketimer. Med denne metoden ville ikke sikringen fått en permanent karakter idet en ville hatt et vedlikeholdsproblem med nedtaking, tømming og reparasjon av nettet. Metoden ble vurdert å være kvalitetsmessig dårligere enn sikring med fiberarmert sprøytebetong og også kostnadsmessig uaktuell.

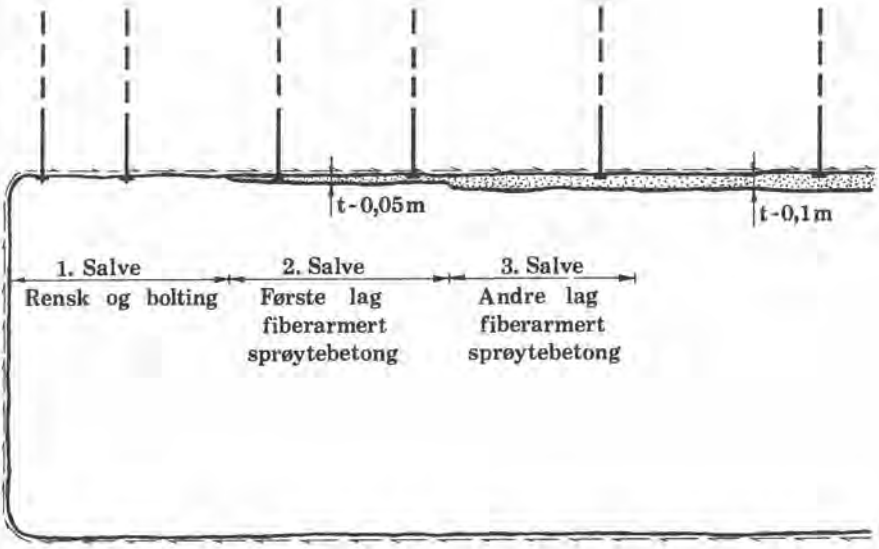


Fig. 17.3 Sikring ved normal salvesyklus.

Som en kuriositet kan en ta med hvor ille problemene med sprak kunne være. Et par steder fikk en sprakefjellproblemer i stuffen. Denne ble da sikret ved å feste et armeringsnett med bolter oppe ved hengen og nede ved liggen før en gikk igang med boring av neste salve.

Det ble også forsøkt med skjevt profil og mindre tunnelbredde i håp om å få redusert sprakeaktiviteten, fig. 17.4. Den skjeve delen av profilet ble da lagt ut mot dalsiden hvor en hadde aktiviteten konsentrert.

Dette så ut til å ha liten virkning. En årsak kan være spesielt ugunstig foliasjonsretning på bergarten der det ble prøvd eller at det ble for liten krumning av overgangen mellom heng og ytre vegg. Driving av et slikt profil bød også på praktiske problemer, slik at videre forsøk ikke ble gjort. Hvis en hadde prøvd dette videre, ville en muligens kunne oppnådd et noe bedre resultat.

Stålfiberarmert sprøytebetong har en del egenskaper som gjør den godt egnet som sikring mot sprakefjell. Den har stor bøyestrekkfasthet og et seigt brudd, dvs. at den tåler forholdsvis store deformasjoner uten å miste evnen til å ta opp belastning. Betongen som ble brukt var en C-25 tilsatt silicastøv og 75 kg stålfiber pr. m^3. Fibrene var den australske EE-fiberen med lengde 18 mm og noe 14,5 mm. Boltene som ble brukt ved arbeidssikring på stuff, var 2,5 m Ørsta-bolt med polyesterforankring. Skivene var sfæriske med diameter 150 mm.

Med de bergtrykk og sprakefjellsproblemer en sto overfor i Tafjord, var det klart at den sikringsmetoden som ble valgt, måtte være slik at den gav fjellet muligheter for deformasjon. En stiv konstruksjon kunne fort bli ødelagt av trykket. Man var klar over at fjellet bak

sprøytebetongen ville sprekke opp. Dette fikk en også bekreftet ved senere gjennomboringer av betongen. Større blokker og løsere partier måtte sikres ved hjelp av bolting og rensk før sprøytebetonglaget ble påført.

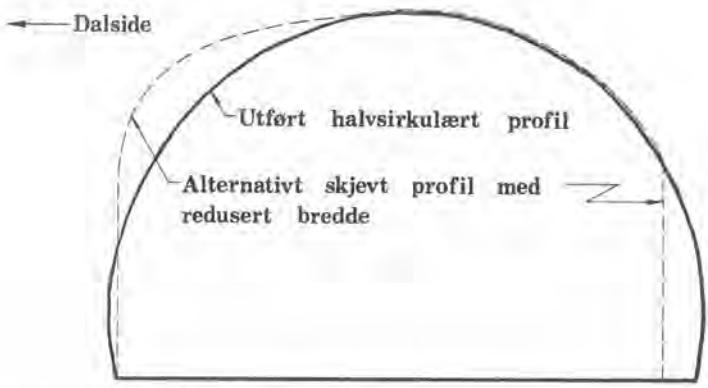


Fig. 17.4 Forsøk med usymmetrisk tunnelprofil.

En ville da få utnyttet fiberbetongens positive materialegenskaper. Fiberarmert sprøytebetong tillater fjellet å sprekke opp samtidig som oppsprukket fjell blir holdt på plass. I tillegg til de gode materialtekniske egenskaper er denne rene forseglingseffekten vesentlig. Etterbolting gjennom fiberbetongen må vurderes i hvert enkelt tilfelle, avhengig av heftforholdet til fjell, spenninger, sprøytebetongens funksjon osv.

UNDERSØKELSER

A/S Høyer-Ellefsen og Tafjord Kraftselskap har i høst gitt økonomisk støtte og assistanse til undersøkelser i Tafjordtunnelen. Det er utført detaljert ingeniørgeologisk kartlegging, en bergspenningsmåling, måling av spenninger i sprøytebetonglaget, gjennomboringer inn til fast, uoppsprukket fjell og materialteknisk prøving av bergarts- og betongkjerner i laboratoriet. Det vesentligste av dette arbeidet er utført som diplomoppgave i ingeniørgeologi av stud. techn. Sverre Sørheim i samarbeid med Geologisk institutt. Institutt for bygningsmateriallære og Bergmekanisk laboratorium ved NTH. Det som presenteres her på konferansen, er bare noen foreløpige informasjoner, idet arbeidet ennå ikke er avsluttet.

Noen foreløpige resultater fra undersøkelsene viser:

- Fjellet er oppsprukket fra 0-100 cm innenfor sprøytebetonglaget p.g.a. sprak.
- I overgangssonen mellom vegg og heng hvor en har hatt den største sprakeaktiviteten, ser det ut til at en har redusert heft mellom sprøytebetonglaget og fjell. Heften blir bedre når en kommer lenger ned på veggen eller opp i hvelvet.
- Det er målt ubetydelige spenninger i sprøytebetonglaget.
- De bergmekaniske målinger viser typiske dalsidespenninger.Største hovedspenning er høy og står tilnærmet vinkelrett på tunnelaksen og parallelt med dalsiden. Den er

målt til 24 MPa og er som forventet ut fra topografien. Minste hovedspenning er målt til 5,8 MPa. Dette gir en stor spenningsanisotropi.
- Maksimal tangensialspenning på 70-75 MPa.
- Horisontalspenningene har normal størrelse.
- Det er ikke konstatert tektoniske eller remanente spenninger av betydning.

Det er bare utført bergtrykksmålinger i ett punkt, så det er vanskelig å trekke noen konklusjon ut fra denne når det gjelder variasjonen i sprakaktiviteten langs traséen. Det er tatt prøver av bergartsvariantene, og disse viser forskjellige E-moduler. Dette sett sammen med opplysninger fra den geologiske kartlegging, kan tyde på at variasjonene i sprakeaktiviteten skyldes forskjellige bergartsegenskaper.

Stålfiberarmert sprøytebetong har egenskaper som gjør den godt egnet som sikring mot sprakefjell. I Tafjordtunnelen har dette gitt et godt resultat. Når en ser hvilke alternative sikringsmetoder en har, vil en sikringsmetode hvor fiberarmert sprøytebetong inngår, i de fleste tilfeller være en både kvalitetsmessig og økonomisk god løsning som sikring i tunneler med sprakefjellproblemer.

NYERE ERFARINGER FRA FORSØK MED STÅLFIBER-SILIKA-SPRØYTEBETONG

New experiences based on testing of steelfibre-silica-shotcrete

Siviling. O.A. Opsahl, Institutt for bygningsmateriallære, NTH.

SAMMENDRAG

Innblanding av EE-stålfiber (1-2 VOL-%) i silikabetong for våtsprøyting forbedrer både sprøytebetongens bøyestyrke og bruddseighet. I tillegg virker stålfibrene rissfordelende både m.h.t. plastiske svinnsprekker og sprekker i herdnet betong. Tilsetning av silikastøv (8-10% av sementvekten) kompenserer for fibrenes ugunstige virkning på sprøytbarhet og pumpbarhet av den ferske massen. Samtidig reduseres faren for fiberballing og separasjon. Silikatilsats gjør det også mulig å redusere akselleratorforbruket under sprøyting.

I en spesiell prøverigg for sprøytebetong som fjellsikring har fiberarmering blitt sammenlignet med tradisjonell nettarmering.

Resultatene så langt indikerer at sprøytebetong med EE-fiber gir minst like sterk og seig sprøytebetongforsterkning som bruk av nett.

SUMMARY

Use of EE-steelfibres (1-2 VOL-%) in wet-mix silica-shotcrete improves both flexural strength and fracture toughness. Fibres also increase the resistance to cracking of the concrete, both in the plastic and the hardened state. Adding silica fume (8-10 % of the cement weight) to the mix improves workability of fibrous concrete, making it more suited for pumping and spraying. Problems due to fibre balling and segregation will also be reduced.

Use of silica fume makes it possible to reduce the required amount of accelerator in the shotcreting process.

In a special rig for testing shotcrete linings to rock fibre reinforcement has been compared to traditional mesh reinforcement. The results so far indicate, that shotcrete linings containing EE-fibres are at least equally strong and ductile as those designed with mesh reinforcement.

1. INNLEDNING

I løpet av de siste to år har det foregått er samarbeidsprosjekt på området fiberarmert sprøytebetong mellom A/S Høyer-Ellefsen og Institutt for bygningsmateriallære ved NTH.

Målsettingen med prosjektet er å kartlegge egenskapene til fiberarmert sprøytebetong ved å samle data fra forsøk og utførte arbeider. Dette skal så i neste omgang danne grunnlag for å sprøyte betong med de krav som i dag settes til arbeidsmiljø, produksjonskapasitet og kontroll av ønsket kvalitet.

I 1980 og -81 har det dessuten pågått et NTNF-prosjekt: "Stålfiberarmert sprøytebetong til fjellsikring", som er under avslutning. I styringsgruppen for prosjektet har det sittet representanter for: A/S Høyer-Ellefsen, Elkem Spigerverket A/S, Institutt for bygningsmateriallære, NTH, Institutt for fjellsprengningsteknikk, Noteby og Rescon A/S. Hensikten med prosjektet har vært å sammenligne fiberarmert og nettarmert sprøytebetong i fjellsikringssammenheng.

I det følgende vil det bli prensentert en del foreløpige resultater fra de ovenfor nevnte prosjekter.

2. KORT OM FIBER OG SILIKA I SPRØYTEBETONG

Ved å fiberarmere betong søker man primært å rette på materialets misforhold mellom liten bruddforlengelse relativt til stort uttørkingssvinn. Man øker først og fremst seigheten i materialet, noe som styrkemessig gir økt statisk bøyestyrke, økt dynamisk bøyestyrke og økt slagseighet (1).

Det er også velkjent at fibre i betong er svært effektive som rissfordelende armering, enten riss eller sprekker forårsakes av svinn og/eller ytre belastning.

Innhold av stålfibre i betong beregnes oppad til ca. 4 - 5 vol -% (300 - 375 kg fiber pr. m^3 betong) p.g.a. fiberballing under blanding og håndtering av den ferske massen. Denne øvre grensen vil variere med fibertype, betongsammensetning og blandeprosedyre.

I sprøytebetong har stålfiberarmering kombinert med silika vist seg svært interessant. Spesielt er dette interessant for betong til våtsprøyting som i utgangspunktet har stort svinnpotensial pga. høyt sementinnhold (pluss evt. silikasats) og lite grovt tilslag. Pga. dette er stålfiber som svinnarmering ønskelig for å få homogen, tett betong uten sprekker og riss. Dette har igjen betydning for betongens styrke og adhesjon til det underlag det sprøytes på, f.eks. fjell eller betong.

Av stålfibre finnes det en rekke varianter med forskjellig lengde, tverrsnitt og fysisk utforming. Lengden kan variere typisk fra 10 - 60 mm med tverrsnittsareal (som regel sylindrisk eller rektuangulært) varierende fra f.eks. 0,03 - 0,18 mm^2. For at fibrene skal få tilstrekkelig forankring i betongen, noe som er nødvendig for å oppnå ønsket fibervirkning, kreves et minimum lengde/diameter-forhold eller endeforankring av fiberen.

Det må settes to krav til aktuelle stålfibre for våtsprøyting:

1) De må kunne blandes inn i den aktuelle betongblandingen, og den fiberarmerte ferske massen må kunne pumpes og sprøytes med ønsket kapasitet. Herav er det ønskelig med korte, tykke fibre.

2) De må gi tilfredsstillende fibervirkning, noe som gjør det ønskelig å benytte lange, tynne eller kortere endeforankrede fibre.

EE-stålfiber[1)] ser i dag ut til å være et bra kompromiss mellom krav 1) og 2). Alle resultater i denne artikkelen som refererer til fiberbetong inneholder EE-fiber.

1) EE = Enlarged End. Fiberen finnes i to utgaver; en 14,5 mm og en 18 mm lang.

Fig. 18.1 18 mm EE-stålfiber.

Silika i sprøytebetong, f.eks. 8 – 10 % av sementvekten øker massens pumpbarhet og sprøytbarhet og kompenserer for stålfiberens ugunstige innvirkning i så måte. Det er dessuten lettere å få jevn fordeling av fiberne i en silikabetong. Riktig proposjonert silikabetong vil virke klebrig, noe som kan utnyttes til å redusere akselleratorforbruket under sprøyting. Redusert akselleratorforbruk vil gi økt fasthet i betongen.

Silikabetong herder langsomt ved lave temperaturer (2), noe som gjør større silikadoseringer (10 - 20% av sementvekten) mindre aktuelt til stuffsprøyting. Man skal også være oppmerksom på at silikabetong er mer følsom for uttørking, særlig de første timene etter utsprøyting, og at man i silika-sprøytebetong **uten** fiber kan få større gjennomgående sprekker plastisk svinn dersom betongen ikke etterbehandles.

En viktig forutsetning for å kunne nyttiggjøre seg silikaens positive egenskaper er at den nyttes i kombinasjon med vannreduserende tilsetningsstoffer.

3. MATERIALEGENSKAPER STÅLFIBER-SILIKA-SPRØYTEBETONG

Trykkfasthet

Sprøytebetongens kvalitet angis i form av trykkstyrke målt etter NS 427A, og angir betongens fasthetsklasse C25, C 35 o.s.v. Dessverre er trykkfastheten en lite interessant parameter når en skal vurdere sprøytebetong til fjellsikring. Det som er av primær interesse er betonglagets adhesjon (heft) til fjellet, samt betongens strekkfasthet og bruddseighet eller deformasjonsevne.

Strekkfasthet

Stålfiberarmering har liten direkte innvirkning på strekkfastheten, se fig. 18.2.

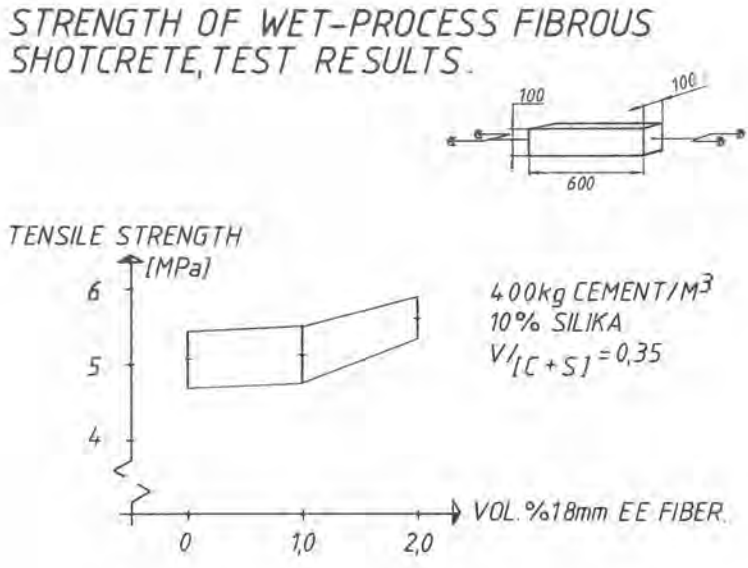


Fig. 18.2 Fiberarmering; effekt på strekkfasthet.

Indirekte gir derimot fibertilsetning strekkfasthetsøkning fordi fiberbetongens strekkfasthet ikke reduseres av uttørkingssvinn slik tilfellet vil være i f.eks. fastholdte uarmerte betongplater med stort svinnpotensial. Se fig. 18.3.

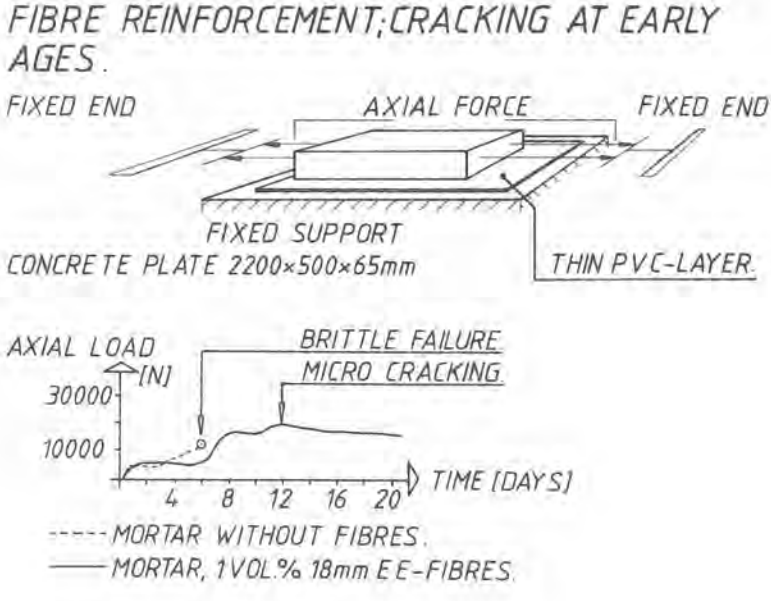


Fig. 18.3 Fiberarmering; effekt på fastholdt svinn.

Seighet

Økning i bruddseighet, som kan uttrykkes vha. arealet under last-deformasjonsdiagrammet ved stabil bøyeprøving, er som nevnt hovedgevinsten vi får ved å fiberarmere, se fig. 18.4.

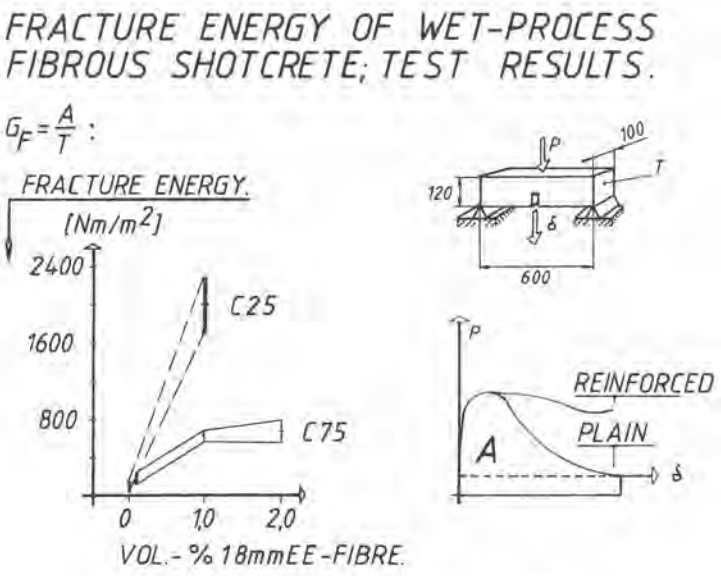


Fig. 18.4 Fiberarmering; effekt på bruddseighet.

Bøyefasthet

Selv om bøyefastheten ikke er noen materialparameter, men avhengig av prøvebjelkens høyde og lengde, er den mye brukt for å karakterisere og sammenligne ulike typer fiberarmert betong. Når en sammenligner ulike bøyefastheter, må en imidlertid også vurdere effekten av eventuelle avvik i prøvestykkenes dimensjoner.

Som en ser av fig. 18.5 gir EE-fiberen signifikant økning i bøyefasthet når en kommer over 1 vol-% fiber. Dette samsvarer bra med forsøk referert i (1).

Vanntethet, frostbestandighet, slagseighet og slitestyrke

Det vil føre for langt å gå i detalj på disse egenskapene. Kort kan det nevnes at silikabetong har betydelig forbedret tetthet sammenlignet med sementbetong av samme fasthetsklasse (4). Silikaens positive effekt på frostbestandighet er også dokumentert (3).

Slagseighet og slitestyrke økes drastisk ved fibertilsetning (1).

4. STÅLFIBER-SILIKA-SPRØYTEBETONG TIL FJELLSIKRING

Som en del av opplegget for det tidligere nevnte NTNF-prosjekt ble det i samarbeid med Jonas Holmgren bygget en spesiell rigg for utprøving av sprøytebetong til fjellsikring, fig. 18.6. Denne riggen er tidligere beskrevet og benyttet i en del grunnleggende arbeider utført av Holmgren (5,6).

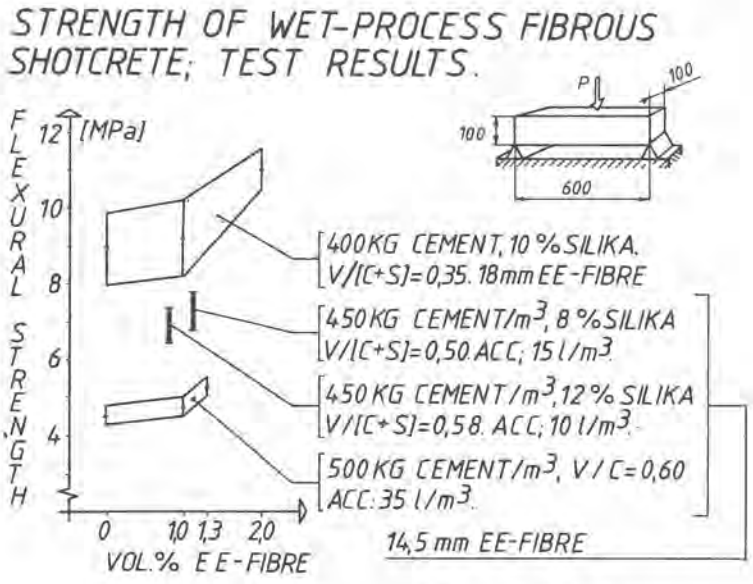


Fig. 18.5 Fiberarmering, effekt på bøyefasthet.

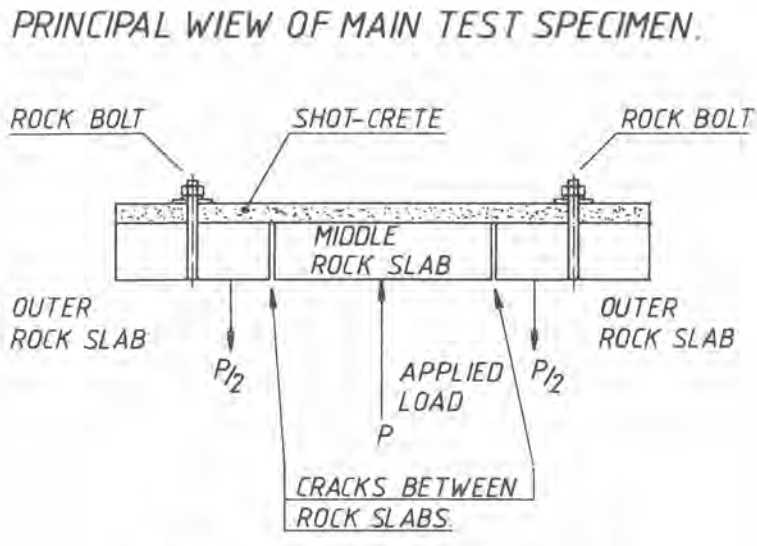


Fig. 18.6 Skjematisk skisse av forsøksrigg.

Ved å kjøre forsøk på denne riggen har vi etterhvert fått bedre grunnlag for å sammenligne fiberarmert og nettarmert sprøytebetong med de materialkvaliteter og produksjonsmetoder som kan benyttes i dagens fjellsikringsarbeider.

Samtidig har vi kvalitetsmessig kunnet vurdere sprøytebetong med EE-stålfiber mot Holmgrens resultater. Dette har hatt stor interesse, da Holmgren i sine arbeider, uavhengig av hva som idag er praktisk og økonomisk mulig å produsere, har hatt som utgangspunkt en fiberarmert betong med tilstrekkelig innhold (ca. 1,6 vol-% og mer) av lengde endeforankrede fibre (45 mm LZ Bekaert). Dette for å oppnå en virkelig seig sprøytebetongforsterkning.

Forsøksoppstilling og sprøyting

Den aktuelle prøveriggen ble plassert ute på A/S Høyer-Ellefsens tomt på Skedsmo, og all sprøyting og prøving har foregått her. Til sprøyting er det blitt benyttet en ombygd Putzmeister P 11 monopumpe og våt-sprøyting.

Videre ble det benyttet en komersielt tilgjengelig sprøytebetongmasse Confix[1]. Dette ble gjort for å sikre en jevn materialkvalitet på betongen fra forsøk til forsøk.Tørrmassen ble tilsatt vann til betongen fikk slump 8-12 mm.

Riggen ble i nedvippet stilling påsprøytet et ca. 10 cm sprøytebetonglag (fig. 18.7). I tillegg ble det sprøytet opp kasser på 65x65x10 cm.

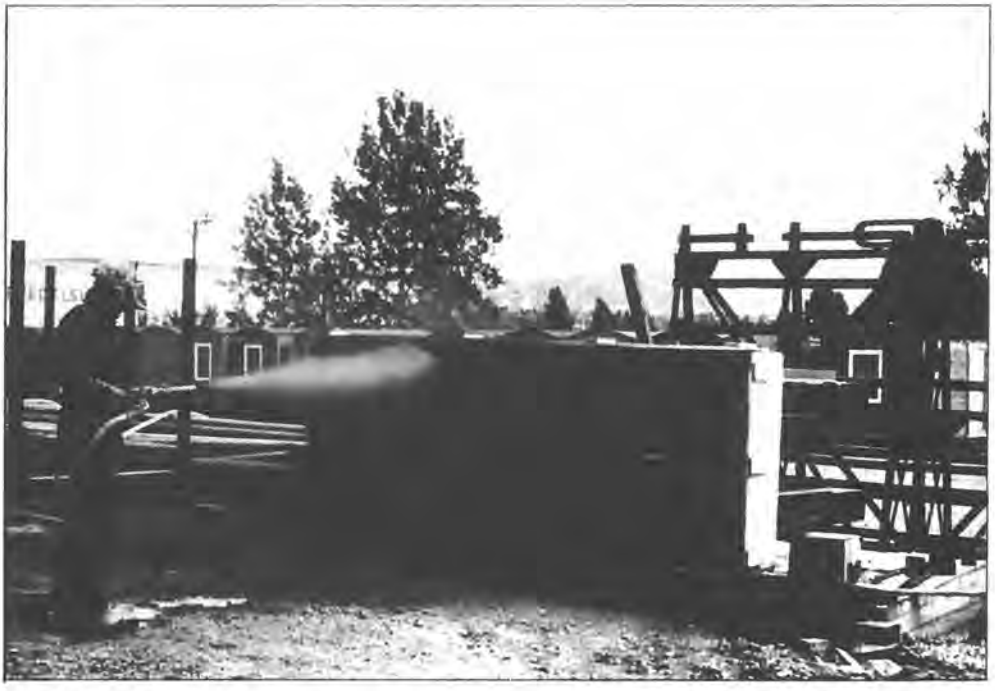


Fig. 18.7 Sprøyting av prøveriggen i nedvippet stilling.

1) Confix er sammensatt av: Sortert tilslag og standardsement i vektforhol 4 : 1, 10% silika og

Sprøyting med fiberbetong som forsterkning

Confix ble tilsatt 1 vol-% (3,2 vekt-%) 18 mm EE-stålfiber, og det ble sprøytet kontinuerlig inntil man hadde bygd opp en ca. 10 cm. tykk sprøytebetongforsterkning på riggens blokker. Det ble benyttet 5 - 8 l aksellerator, Rescon Sprut, pr. m^3 betong.

Sprøyting av nettarmert betongforsterkning

Det påførte sprøytebetonglaget ble lagt på i to etapper: Først ble det sprøytet kontinuerlig inntil man hadde lagt på 5 cm, hvorpå nettet ble plassert og fastgjort. Deretter ble det igjen lagt på 5 cm med kontinuerlig sprøyting. Det ble benyttet armeringsnett av type K 131[1)]. I kassene ble det lagt inn samme type armeringsnett etter samme prosedyre. Akselleratorforbruket (Rescon Sprut) var 8 - 10 l pr. m^3 betong. (Det ble benyttet litt mer aksellerator for uarmert enn for fiberarmert betong, fordi den fiberarmerte massen henger bedre sammen).

Prøving - Resultater

Etter 28 døgn (eller en herdetid som ga en modenhet på 300 døgn °C) ble det påførte sprøytebetonglagets kapasitet undersøkt. Last-deformasjons-diagrammet ble registrert (fig. 18.9 og 18.10). Dermed får man:

1) Lastnivået hvor heftbrudd inntrer
2) Last-deformasjonskarakteristikken pga. samvirke sprøytebetong - fjellbolter.

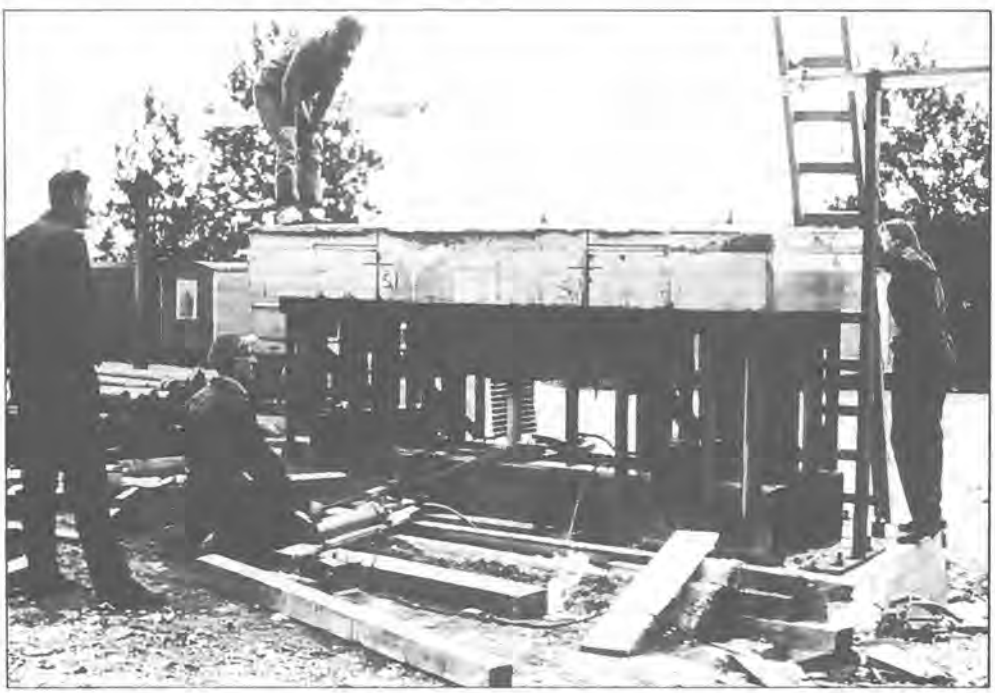


Fig. 18.8 Prøveriggen i oppreist stilling, klar for prøving.

1) K131 sveiset armeringsnett: Stangdiameter Ø = 5 mm, C-C = 150 mm (kvadratiske ruter), stålkvalitet $f_{02} \geqslant 500$ MPa. Nettene er laget av kaldbearbeidet tråd og anløpt etter sveising.

Alle forsøk ble kjørt med fjellbolter plassert sentrisk i hver sideblokk (fig. 18.6). Fjellboltenes skiver ble lagt utenpå sprøytebetonglaget og skrudd fast med mutter umiddelbart før sprøyting. Oversikt over prøveprogrammet er gitt nedenfor:

Tabell 18.1. Prøveprogram.

Prøve nr.	Armering	Sprøyte-underlag	Bolttype	Skivetype	Herdebetingelser
1	Fiber	Sandblåste betongblokker	Bolt KS40 Ø = 20 mm	Sfærisk Ø = 150 mm	Holdt fuktig 1/2 døgn deretter uttørket.
2	Nett				
3	Nett	Sandblåste granitt-blokker (nordmarkitt)		Flat kvadratisk: 120 x 120 mm	Holdt fuktig fram til prøving
4	Fiber				
5	Nett				
6	Fiber				

Betongens trykkfasthet før den gikk i pumpa ble kontrollert ved registrering av 28-døgns terningsfasthet etter NS 427A. (Tabell 18.2, kolonne A.)

Fra de utsprøytede betongkassene ble det bl. a. saget ut bjelker (10 x 10 x 60 cm) til bøyeprøving og terninger til trykkprøving. Denne prøvingen ble foretatt ca 40-50 døgn etter utsprøyting. (Tabell 18.2, kolonne B og C.)

Måling av betongens adhesjon til underlaget (heftmålinger) ble foretatt etter ca. 30 døgn. Det ble da trukket kjerner fra den midtre blokken i prøveriggen. (Tabell 18.2I, kolonne D.)

Foreløpig er bare prøve 1 - 5 kjørt, men da prøve 5 skal sammenlignes med 6, blir bare resultatene fra de 4 første prøvene presentert her.

Tabell 18.2. Kvalitetskontroll.

Prøve nr.	Armering	Trykkfasthet (blandet masse) (MPa)	Trykkfasthet (sprøytet masse) (MPa)	Bøyefasthet (sprøytet masse) (MPa)	Heftfasthet til underlag (MPa)
1	Fiber	81	64	9	1,7 - 2,6
2	Nett	71	50	4[1)]	0 - 1,2
3	Nett	76	58	9[1)]	0,1 - 0,6
4	Fiber	81	73	10	0,9 - 1,4
		A	B	C	D

Last- og deformasjonsdiagrammene fra prøvingen er presentert i fig. 18.9 og 18.10.

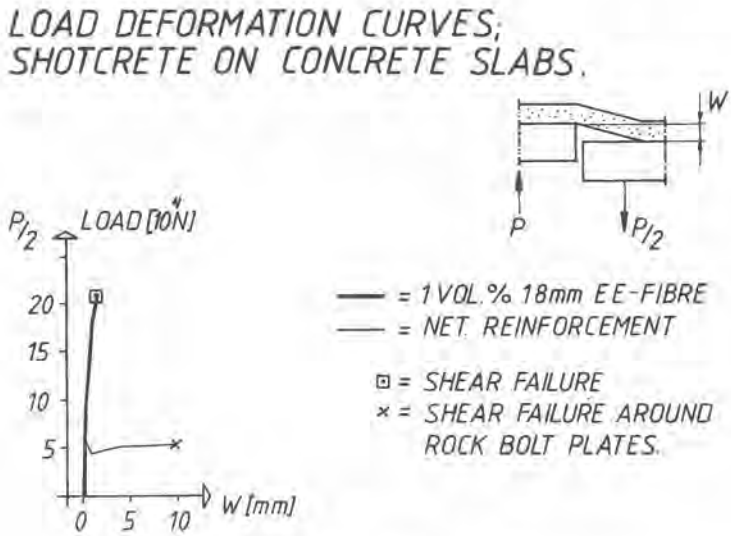


Fig. 18.9 Resultater prøve 1 og 2.

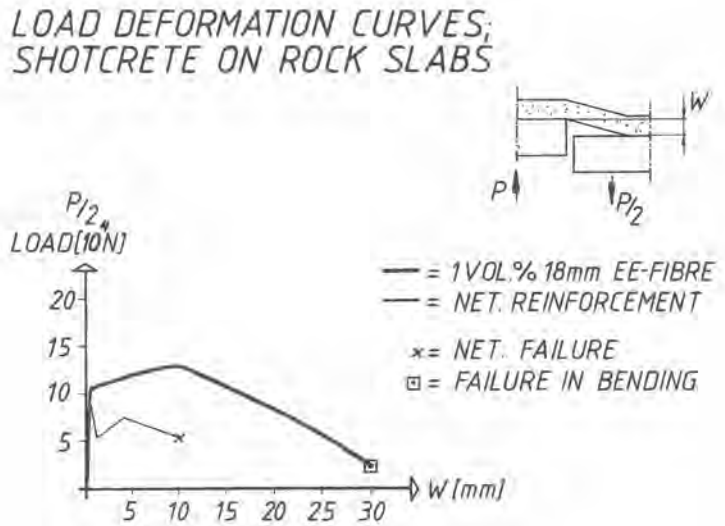


Fig. 18.10 Resultater prøve 3 og 4.

Når det gjelder den store forskjellen i kapasitet på fiberarmert og nettarmert sprøytebetongforsterkning i fig. 18.9, skyldes dette at den nettarmerte prøven som følge av uttørking hadde store svinnsprekker og synlig bom **før** prøving. Den fiberarmerte prøven, som ble utsatt for de samme herdebetingelser, var derimot homogen og tett. Det er altså den store forskjellen i heftfasthet (tabell 18.2) som gir forskjellen mellom prøve 1 og 2.

Da vi fikk skjærbrudd og ikke antydning til heftbrudd i den fiberarmerte prøven, måtte vi som følge av det høye lastnivået ved brudd få et sprøtt brudd i betongen.

Forskjellen i kapasitet mellom prøve 3 og 4 lar seg også forklare ut fra forskjellen i heftfasthet i tabell 18.2. Det er viktig å legge merke til at det fiberarmerte betonglaget i fig. 18.10 gir seigt bøyebrudd i kombinasjon med bolteforsterkning, mens vi med nettarmering får nettbrudd for en langt mindre deformasjon. Dette samsvarer bra med Holmgrens tidligere observasjoner (5,6).

Ellers ble det på en stor del av de utborede kjernene fra de nettarmerte betongforsterkningene observert stygge hulrom bak nettet. Dette til tross for at det ble tatt spesielle forholdsregler under sprøytingen for å unngå dette.

Silikabetongens klebrighet ser ikke ut til å være noen spesiell fordel ved sprøyting på nett, da den kladder på stengene og øker nettets såkalte skyggevirkning.

5. KONKLUSJONER

1. Det må settes to krav til aktuelle stålfibre til bruk i våtsprøyting:
   - Fibrene må lett kunne blandes inn i betongen, og den ferske massen må kunne pumpes og sprøytes med ønsket kapasitet.
   - Fibrene må gi tilfredsstillende fibervirkning.

2. Stålfiberarmering (EE-fiber) kombinert med silikatilsetning og vannreduserende stoffer gir våtsprøytet betong av høyere kvalitet.

3. Stålfiberarmert betong som fjellsikring synes å ha **minst** like stor kapasitet og seighet som nettarmerte sprøytebetongforsterkninger.

REFERANSER

(1) **AWI-fibersteel**: Steel Fibre Reinforced Concrete incorporating Enlarged End Fibersteel, Forsøksresultater med EE-fiber fra Australian Wire Industries Pty. Ltd.

(2) **Sandvik, M.**: "Fasthetsutvikling for silikabetong ved ulike temperaturnivå", Forskningsrapport STF 65 A81016, SINTEF avd. 65, FCB, NTH, Trondheim, mars -81.

(3) **Opsahl, O.A.**: "Silika i betong". Delrapport nr. 5: Frostbestandighet", Forskningsrapport STF 65 A 81031, SINTEF avd. 65, FCB, NTH, Trondheim, Juni -81.

(4) **Hustad T. og Løland K.E.**: "Silika i betong. Delrapport nr. 4: Permeabilitet" Forskningsrapport STF 65 A 81031, SINTEF avd. 65, FCB, NTH, Trondheim, juni -81.

(5) **Holmgren, J.**: "Punchloaded shotcrete linings on hard rock" Fortifikasjonsforvaltningen, Forskningsbyrån Rapport nr. 125 : 6.

(6) **Holmgren, J.**: "Stålfiberarmering för seg och stark sprutbetongförstärkning". Innlegg på Bergmekanikdagen 1981.

RENSEANLEGG I FJELL – KONTRA DAGANLEGG

Ingeniør Ivar H. Dalen, Østlandskonsult A/S,
Bergingeniør Anders M. Heltzen, Institutt for Fjellsprengningsteknikk.

SAMMENDRAG

Ravnsflog avløpsrenseanlegg i Notodden er dimensjoner for 20.000 personer. Anlegget er bygget i fjell i kombinasjon med et tilfluktsrom for 1.750 personer. Arbeidene ble påbegynt i august 1980 og vil være avsluttet i februar 1982. De geologiske forhold var relativt gode, og anleggsarbeidene gikk meget bra, så og si uten sikring på stuff. Den permanente sikring var også moderat med masser i underkant av det som ble anslått på forhånd. De totale anleggskostnader for renseanlegg og tilfluktsrom i fjell er 21,6 mill. kroner. Til sammenligning er kostnadene for et renseanlegg i dagen samt tilfluktsrom i fjell beregnet til 21,5 mill. kroner. Men har også beregnet kostnader for renseanlegg alene, både i fjell og i dagen, til henholdsvis 16,1 mill.kr. og 14,4 mill.kr. Et renseanlegg i fjell medfører imidlertid såpass store fordeler at man godt kan forsvare merkostnadene for et fjellanlegg.

I dette tilfellet er det også meget gunstig for kommunen å bygge tilfluktsrom i kombinasjon med renseanlegget, da det er gitt et stort statstilskudd til tilfluktsrommet som vil bli benyttet som vognhall for ingeniørvesenets biler og maskiner i fredstid. Totalt sett har Notodden kommune valgt den gunstigste løsning ved å legge sitt avløpsrenseanlegg i fjell.

SUMMARY

The Ravnsflog Sewage Treatment Plant in the town of Notodden is dimentioned for 20 000 persons. The plant is constructed in solid rock in combination with a public shelter, capasity 1750 persons.

The total costs of the plant, the shelter included, amounted to 21,6 mill N.kr. A subsurface shelter and a treatment-plant in the open air are calculated to 21,5 mill N.kr. A plant alone under respectively on the surface is calculated to 16,1 mill. and 14,4 mill N.kr.

The subsurface alternative has following adventages:

1. The site area could be disposed to othet purposes.
2. The heating costs will be low.
3. The maintenance costs of the underground space and constructions will be low.
4. The drawbacks connected with the smell from the plant are considerably reduced by means of a ca 30 m long ventilation raise.

1.0 INNLEDNING

Dette innlegget om renseanlegg i fjell kontra daganlegg er basert på forholdene omkring hovedavløpsrenseanlegget i Notodden by i Telemark fylke. Anlegget er kalt Ravnsflog renseanlegg.

Anleggsarbeidene startet i august 1980, og anlegget vil være driftsklart i løpet av februar 1982.

Renseanlegget er i sin helhet sprengt inn i fjell, og i tilknytning til anlegget bygges et tilfluktsrom for 1750 personer. Renseanlegget er dimensjonert for 20.000 personer, og det er sentralt plassert i byen like ved Tinnelva og like ved riksvei E76 gjennom Notodden. Fig. 19.0.

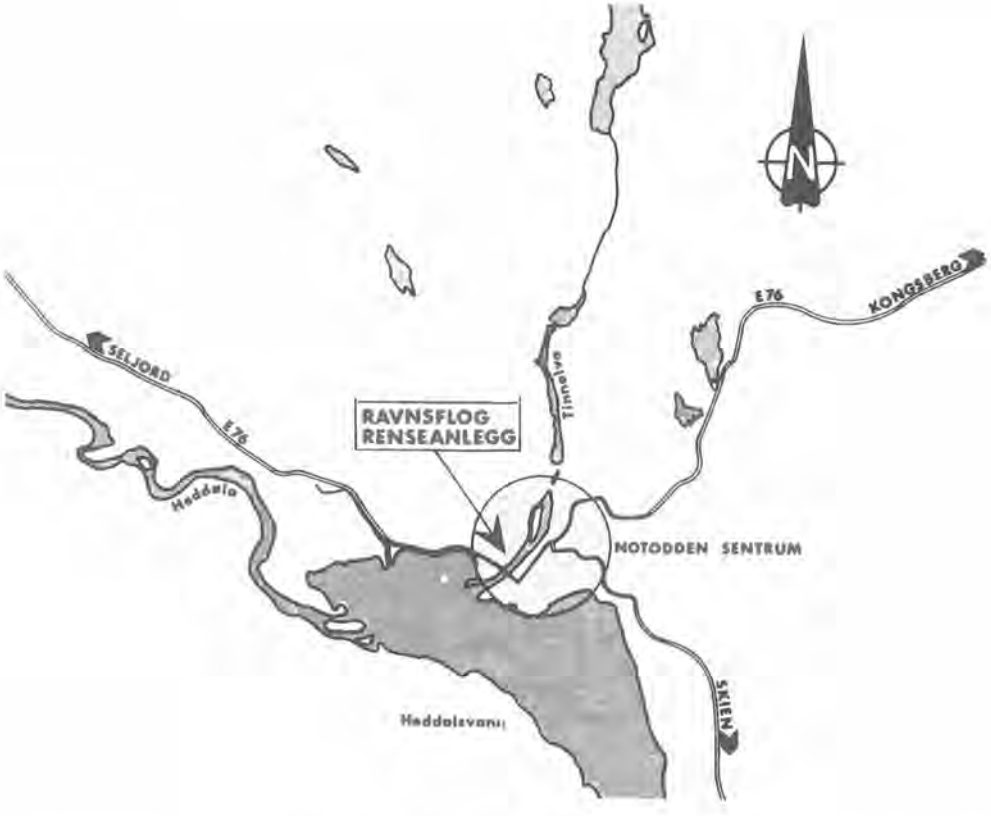


Fig. 19.0 Oversiktskart 1 : 50.000

Planleggingen med tanke på rensing av avløpet fra Notodden by startet allerede i 1970. Høsten 1971 ble det lagt frem en rammeplan for avløpsutbyggingen i kommunen, hvor det

ble anbefalt bygging av et hovedrenseanlegg for byområdet og de sentrale områder forøvrig omkring byen. Anlegget var opprinnelig tenkt som et daganlegg plassert ved Ravnsflog.

Det var imidlertid ønskelig fra kommunens side å samle flere kommunale virksomheter i det samme området, men da det der er svært begrenset arealer, tok man opp spørsmålet om å legge renseanlegget inn i fjellet. Geologisk sakkyndig fra Institutt for Fjellsprengningsteknikk ble engasjert, og på grunnlag av en geologisk rapport fra våren 1972 gikk kommunen inn for et renseanlegg i fjell.

Fig. 19.1 Finkornet kvartsglimmerskifer ga gunstige forhold for tunneldrift.

2.0 GEOLOGISKE FORHOLD

Området ved Ravnsflog består av en sandflate umiddelbart foran et steilt fjellparti. I den østre delen av fjellpartiet hvor anlegget ligger, består fjellet av en finkornet kvartsglimmerskifer med utpreget lagdeling, fig. 19.1. Det bemerkes en ansamling av rullestein ved foten av fjellet. I den vestlige delen av området er bergarten en kvartsitt med noe uregelmessig lagdeling, fig. 19.2. Man fant at de uregelmessige fjellforholdene i kvartsitten sannsynligvis ville by på større fjelltekniske problemer enn om anlegget ble lagt i kvartsglimmerskiferen, selv om denne heller ikke gav inntrykk av å være problemfri. Observasjoner viste små variasjoner av lagdelingens fall, mens strøket varierer noe rundt ca. 45° øst. Fig. 19.3 viser lagdeling og sprekkesystem satt sammen som sprekkerose.

Fig. 19.2 Kvartsitt med innvevninger av pegmatitt og glimmerrike bånd.

3.0 ANLEGGETS PLASSERING

En markert svakhetssone parallelt med lagdelingen i dagoverflaten nødvendiggjorde forhåndsundersøkelser med kjerneboring. Borehullets plassering og lengde er vist på fig. 19.3. Med utgangspunkt i de opplysningene dette ga, ble den endelige plassering og utforming foretatt.

Hovedhallen er orientert slik aksen ligger loddrett på lagdelingens strøkretning. Man går dermed temmelig parallelt med det mest markerte sprekkesystemet, men da sprekkene sto steilt og heller ikke gav inntrykk å være utpreget åpne, regnet man med at stabilitetsproblemene ikke ville bli spesielt vanskelige.

På grunn av nevnte svakhetsone reduserte man profilet av den ene hallen (tilfluktsrommet) der svakhetssonen var, og man reduserte dermed åpningen i krysset mot adkomsttunnelen. Den spesielle utformingen av anlegget har sin årsak i kombinasjonen renseanlegg/tilfluktsrom. I fredstid vil tilfluktsrommet bli benyttet som vognhall for ingeniørvesenets kjøretøyer og maskiner.

4.0 ANLEGGSTEKNISKE FORHOLD

To påhugg og flere haller ga gode muligheter for en maksimal utnyttelse av entreprenørens maskinpark og mannskap. Ved det vestligste påhugg ble noe lokal bolting gjort på

forhånd og delvis også etter at de første salvene var sprengt, fig. 19.4. Forholdene ved det andre påhugget var ideelle,fig. 19.5.

Fig. 19.3 Sprekkrose lagt inn på situasjonskart

I adkomsttunnelene unngikk man selvsagt ikke å få et profil der lagdelingens fall påvirket den østlige veggflaten.

Bortsett fra en uregelmessig skråsleppe som var utviklet i krysset foran Hall 1, hadde man ikke stabilitetsmessige problemer. Tunneldriften tvers på lagdelingen ga et meget pent profil med stor % synlige borpiper, fig. 19.6.

Det spesielle sprekksystemet som var orientert med spiss vinkel til hallenes lengdeakse,

hadde liten innflytelse på utseendet og stabiliteten i hallene.

Med tunnelbredder fra 8,0 til 13,0 m valgte entreprenøren å dele profilet i 2 seksjoner. Det ble boret 4,4 m dype salver med 45 mm stiftborkroner, i alt 80 hull +6 stk. 3" kutthull i ca. 45 m^2s profil– noe som skulle ligge midt mellom Institutt for anleggsdrifts kurver for godt og dårlig sprengbart fjell. Spesifikt sprengstofforbruk på 1,4 – 1,5 kg/m^3 ligger også i området for kurvene mellom godt og dårlig sprengbart fjell. Anlegget har oppgitt 175 m pr. stiftborkrone som gjennomsnittlig levetid for borkronene.

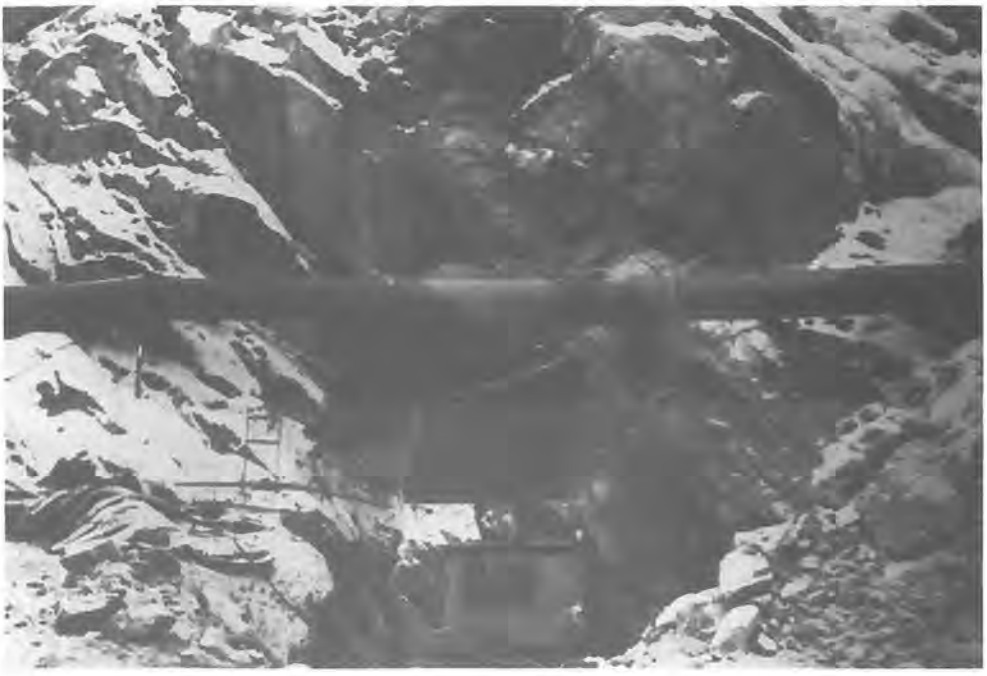


Fig. 19.4 Vestre innslag.

Det er totalt utsprengt ca. 20.000 fm^3. Størstedelen av de utsprengte masser er benyttet som veiunderbygning ved omlegging av riksvei E76 gjennom Notodden, og borttransport av disse masser ble dermed bekostet av veivesenet, og kommunen sparte betydelige beløp.

Bolter for midlertidig sikring ble så og si bare brukt ved påhuggene. Til permanent sikring ble brukt i alt 967 stk. gyste bolter. Av disse er 895 stk. 2,40 m 61 stk. 3,2 og 11 stk. 4,0 m lange.

Hele anlegget ble sikret med min. 4 – 6 cm sprøytebetong, noe som ikke er nødvendig ut fra et rent stabilitetsmessig synspunkt, men for at det skal være fullstendig betryggende som tilfluktsrom og arbeidsplass. Der fjellet var finfoliert eller oppknust, ble det brukt større betongtykkelser eller armert sprøytebetong. På figur 19.7 er angitt sprøytebetongtykkelser og lokal utstøpning av hjørner. Totalt medgått sprøytebetong er 325 m^3.

Fig. 19.5 Østre innslag.

En var på forhånd noe betenkt over heftfastheten mellom sprøytebetong og den glimmerrike bergarten. Kontroll viste at det kunne forekomme dårlig heft, men at den stort sett kunne betegnes som god ($> 5 kp/cm^2$).

Å sprenge fjell i tettsteder er ikke alltid det enkleste. Bortsett fra påhuggssalvene og salvene i den ytre del av adkomsttunnelene representerte steinsprut ikke noen fare.

Begrensede enhetsladninger var en forutsetning for de ytelseskriterier som var satt for den nærmestliggende bebyggelsen. Disse medførte ikke noen reduksjon av de praktiske salvestørrelsene.

Luftsjokket fra tunnelmunningene vil alltid være et problem. Dette reduserte entreprenøren ved å plassere dumpere foran munningen med lastekassen i tippstilling. Vibrografer var montert i flere av de nærmeste husene. Det ble helt i begynnelsen registrert 105 μ m som maksimalt utsving i ett av målepunktene, men registreringene i den første del av anleggsfasen lå stort sett i størrelsesorden 10 - 20 μ m. At enkelte mennesker er skuddredde må man finne seg i, men en ukritisk kobling mellom slike og sensasjonsjournalister kan føre til drastiske overskrifter og overdrivelser, f.eks. som angitt i avisoppslaget på fig. 19.8.
Bortsett fra denne episoden var det ingen spesielle problemer med naboene under anleggsperioden.

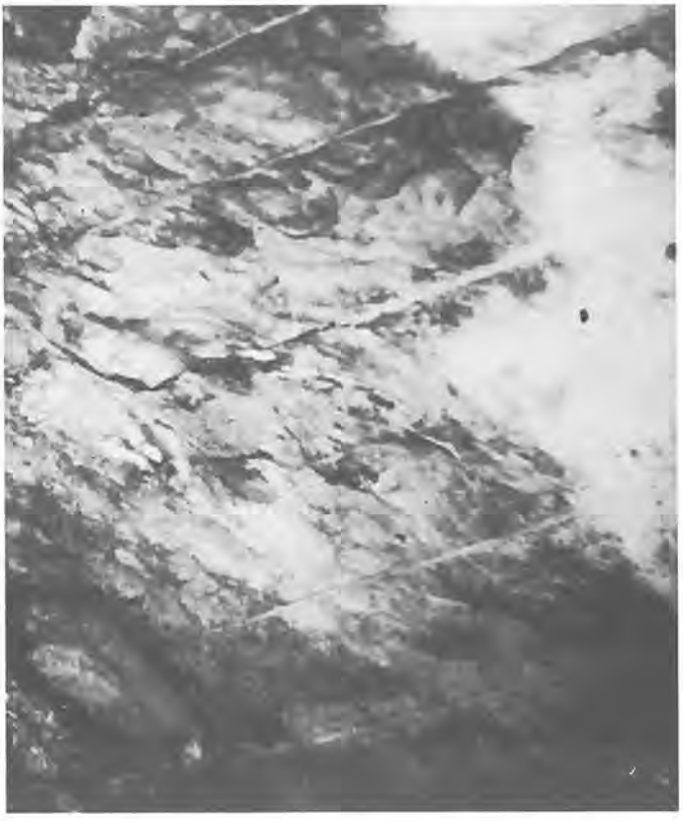


Fig. 19.6 Parti av hvelvet – sprengt på tvers av lagdelingen.

5.0 ANLEGGETS UTFORMING

Utnyttelsen av anlegget er vist på fig. 19.9.

Hele fjellanlegget er sjokk-og gassikret ved at begrensningene er lagt så langt som mulig ut mot tunnelåpningene. I en nisje umiddelbart innenfor østre inngang er krigsventilasjonsanlegget og nødstrømsaggregatet plassert. Videre er renseanlegget plassert i østre del av hovedadkomsttunnelen samt i to parallelle haller øst for denne. Tekniske rom og driftsrom i forbindelse med renseanlegget er lagt i to plan i adkomsttunnelen mellom ventilasjonsrommet og bassenghall 2. Bassenghallene er sprengt ned under hovedplanet mens hele det øvrige anlegg er lagt på samme nivå. Med tanke på eventuell fremtidig utvidelse av renseanlegget er det sprengt ut en nisje i 15 m lengde i adkomsttunnelens forlengelse.

Tilfluktsrommet er lagt vest for hovedadkomsten med egen nødutgang. Som nevnt vil tilfluktsrommet i fredstid bli benyttet som vognhall for ingeniørvesenets biler og anleggsmaskiner. Det er plass til 12-14 store kjøretøyer i anlegget samtidig som man der har vaskeplass for kjøretøyene. En utsprengt nisje i tilfluktsrommet er planlagt for lagring av strøsand om vinteren.

For utblåsing av ventilasjonsluft fra hele fjellanlegget er det sprengt en vertikalsjakt på 30 meters lengde fra renseanleggets tekniske rom (se fig. 19.9).

Sjakten er sjokk- og gassikret.

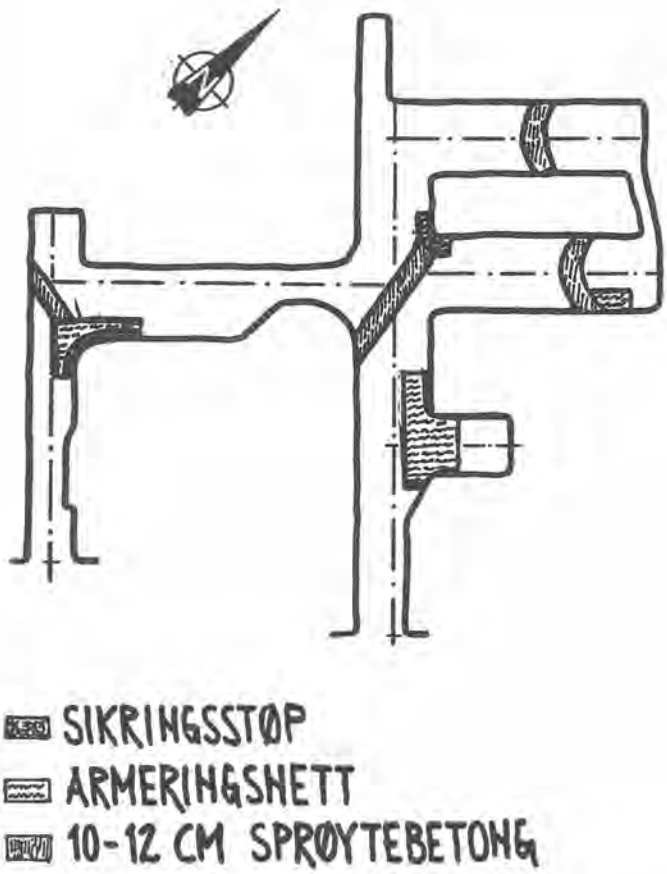


Fig. 19.7 Oversikt over sikringen. Foruten de inntegnede forsterkninger, er hvelvet sikret med 4-6 cm sprøytebetong i hele anlegget.

Som nevnt innledningsvis ble renseanlegget plassert i fjell for å gi plass til annen virksomhet på utvendige arealer. Det er planlagt ny brannstasjon og driftsbygning for ingeniørvesenet på tomten utenfor renseanlegget.

6.0 KOSTNADER – ALTERNATIVE LØSNINGER

De totale anleggskostnader for hele fjellanlegget inklusive utrustning i både renseanlegg og tilfluktsrom er 21,6 mill. kroner (prisjustert pr. 15.6.81).

For å sammenligne kostnadene for det utførte anlegg med et renseanlegg i dagen, er et slikt anlegg masseberegnet og kostnadsberegnet på grunnlag av de samme enhetskostnader som for det utførte anlegg. Utformingen av et renseanlegg i dagen er også basert på de samme elementer som for renseanlegget i fjell. Kostnadene er beregnet både med og uten i kombinasjon med tilfluktsrom.

Varden

TORSDAG 6. DES. 1990

Frynsete nerver av dynamittsalver på Notodden:

Vegger slår sprekker og rutene vibrerer

Notodden kommune må betale for skader

Fig. 19.8 Oppslag i VARDEN

Fig. 19.10 viser renseanlegget plassert i dagen i kombinasjon med tilfluktsrommet i fjell. De totale anleggskostnader for renseanlegg og tilfluktsrom ved en slik løsning er beregnet til 21,5 mill. kroner.

Dersom man ser bort fra kombinasjonen renseanlegg/tilfluktsrom og ser på renseanlegget alene, plassert i dagen eller i fjell, kan anlegget utformes og plasseres som vist på fig. 19.11. Anleggskostnadene for anlegget i dagen er beregnet til 14,4 mill.kroner, mens kostnadene for anlegget i fjell er beregnet til 16,1 mill.kroner. En sammenstilling av anleggskostnadene er satt opp i tabellen på fig. 19.12.

Som man ser, er anleggskostnadene for kombinasjonen renseanlegg/tilfluktsrom omtrent de samme om renseanlegget plasseres inne i fjellet eller i dagen. Ser man imidlertid bort fra tilfluktsrommet, vil et renseanlegg i fjell koste ca. 1,7 mill.kroner eller ca. 12% mer enn et anlegg i dagen. Et anlegg i fjell har imidlertid følgende fordeler:

- Utvendige tomtearealer kan disponeres til andre formål

- oppvarmingskostnedene blir vesentlig mindre i et fjellanlegg. Den årlige besparelse er beregnet til 60-70.000 kroner.

- faren for luktulemper i nabolaget er mindre idet ventilasjonsluften føres ut gjennom en 30 meter vertikalsjakt. Det er også en fordel at anlegget ikke synes for omgivelsene.

Disse fordeler ansees så store at merkostnadene for fjellanlegget absolutt kan forsvares. Vi vil også påpeke den store økonomiske fordel som her ligger i at man har kombinert

renseanlegget med et tilfluktsrom som kan benyttes som vognhall i fredstid. Merkostnadene ved å bygge tilfluktsrommet i tilknytning til renseanlegget er 5,5 mill.kroner.

Kommunene har fått statstilskudd til tilfluktsrommet på 4,3 mill.kroner, dvs. at kommunens utgift til vognhall er 1,2 mill.kroner. Dette er en svært rimelig kostnad for en slik vognhall sett i forhold til om denne hadde vært bygget i dagen.

Med utgangspunkt i det som her er fremført, er det vel ingen tvil om at Notodden kommune har gjort et riktig valg ved å plassere sitt hovedavløpsrenseanlegg i fjell og i kombinasjon med tilfluktsrom.

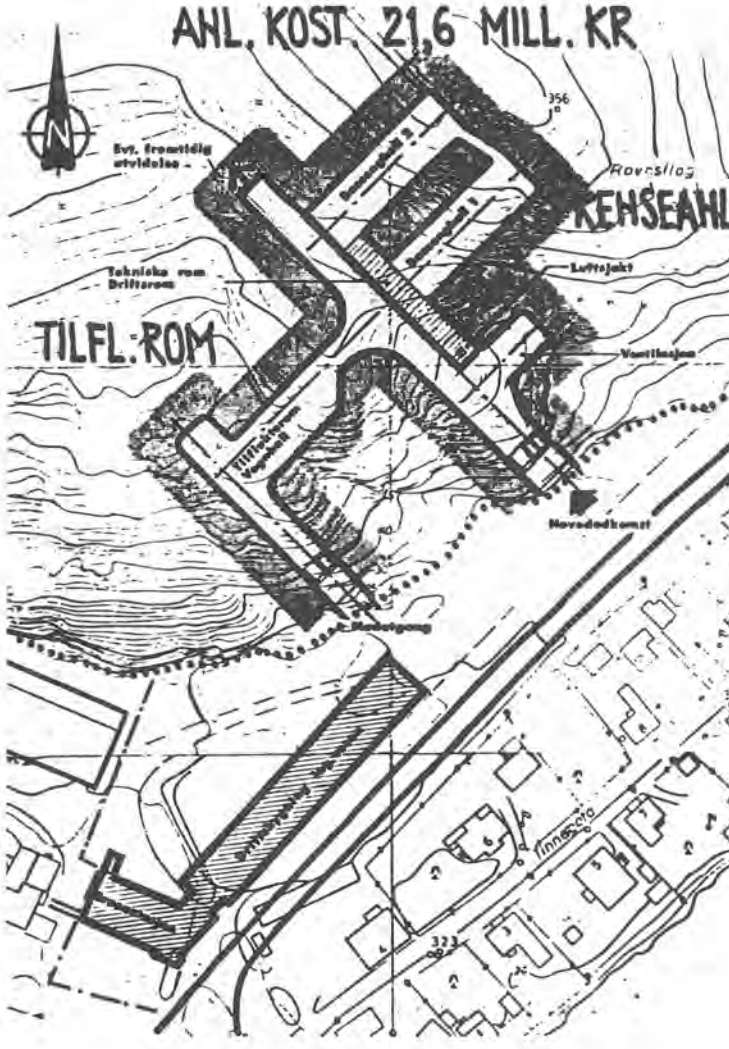


Fig. 19.9 Anleggets utforming

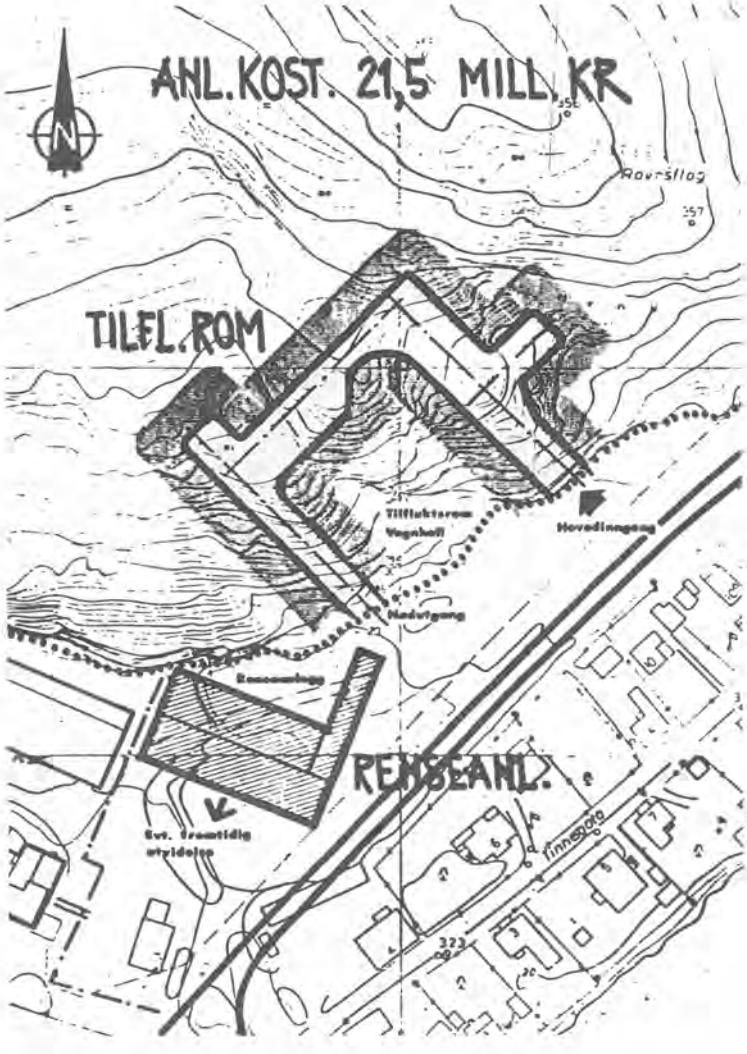


Fig. 19.10 Renseanlegg i dagen, tilfluktsrom i fjell.

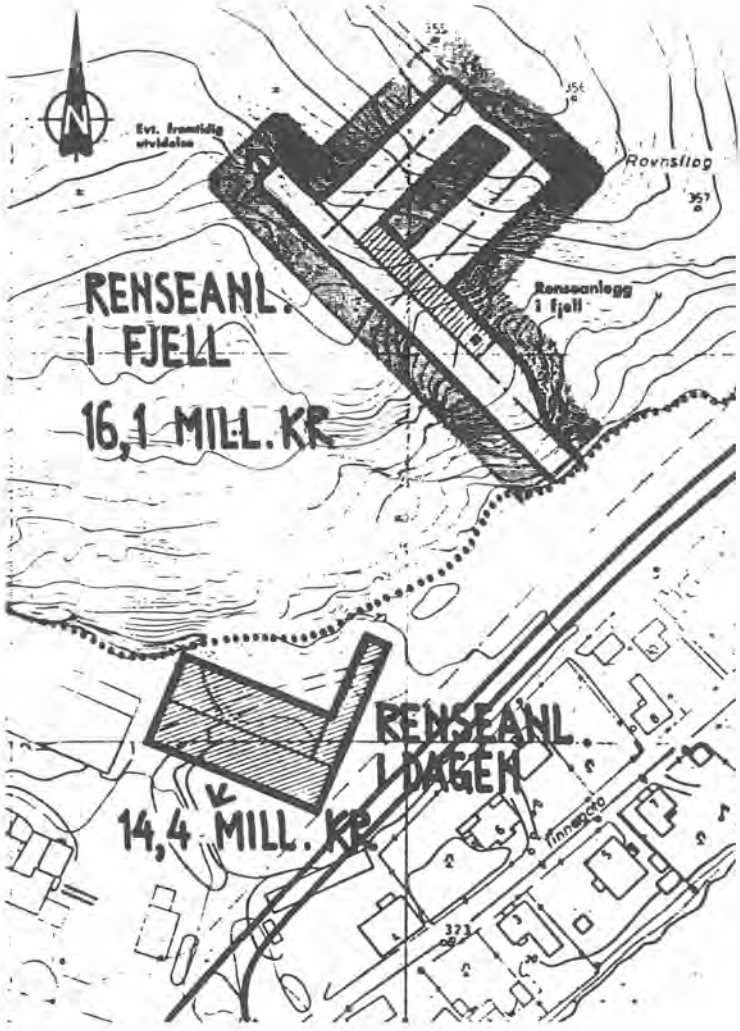


Fig. 12.11 Renseanlegg i dagen, alternativt i fjell.

	ANLEGGSKOSTNAD MILL. KR.	
	DAGANLEGG	FJELLANLEGG
RENSEANLEGG + TILFLUKTSROM	21,5	21,6
RENSEANLEGG ALENE	14,4	16,1

Fig. 19.12 Kostnadssammenstilling

VASSDRAGSREGULERING, KONSEKVENSER FOR GRUNNVANN OG MILJØ.

Eksempler fra Tokkereguleringen, Haukeliområdet.

Regulation of watercourses, consequences for groundwater and environments.
Examples from regulations at Tokke, the Haukeli-district.

Professor Steinar Skjeseth, Geologisk Institutt, Norges Landbrukshøgskole.

SAMMENDRAG

De to overføringstunnelene i Haukeliområdet fikk uventet store arealmessige konsekvenser for vannforholdene. De store lekkasjene skyldes helst yngre forkastningssoner. Den mest nærliggende forklaring på arealpåvirkningen er dyptforvitring av grunnfjellet under det subkambriske peneplanet. En kan ikke helt se bort fra at de kaledonske overskyvningene kan ha grepet ned i grunnfjellet og er en medvirkende årsak til oppsprekkingen. De dyptgående vannførende sprekkene er vanskelige å lokalisere fra overflaten.

Hydrogeologiske konsekvenskart er et viktig og nødvendig hjelpemiddel ved analyse av årsakssammenhenger og virkninger på vann og arealer i slike tilfelle. Det hadde vært sterkt ønskelig med forhåndsregistreringer av vannforhold før tunnelene ble påbegynt.

Kartleggingen viser betydningen av registreringer gjennom årstidene for å klarlegge drenerings- og virkningsforløp.

SUMMARY

At the Haukeli-district the two transfer-tunnels had unexpectedly large consequences for the overall hydrological situation. The major leakages were primarily due to young fault-zones. The most obvious explanation of the area consequences is weathering of the precambrian basement underlying the subcambrian peneplain. Jointing of the precambrian basement due to caledonian thrusts cannot be excluded as a contributory cause. The deep waterbearing joints are difficult to localize from the surface.

Hydrogeological consequence maps are important and necessary means for analyzing causal relationships and effects in cases like this. Registrations of the hydrological situation prior to the tunneling would have been very much to be desired.

The significanse of seasonal registrations in order to explain the course of drainage is emphasized.

Regulering av vassdrag vil som regel påvirke grunnvannsforholdene i jord og fjell. Når det gjelder vann i løsavleireinger kan en med grunnlag i detaljerte kvartærgeologiske og hydrogeologiske kart tilnærmet forutsi virkningene av regulering.

Grunnvannsforekomstene i fjell er langt mer kompliserte. Regulering av selve vassdraget vil sjelden føre til registrerbare virkninger på vassmagasinene i fjell. Større hevninger eller senkninger av vannstand vil kunne virke inn på vann-nivåene i fjellsprekkemagasinene i kontakt med vassdraget. Konsekvensene er avhengig av de topografiske forhold.

Grunnvannet i norske bergarter opptrer i sprekker. Sprekkenes karakter og grunnvannsforekomstene er betinget av tektonikk.

Kjennskap til vannkapasitet i norske bergarter er fortsatt mangelfull. I løpet av de siste årtier er det utført anslagsvis 60 000 borebrønner i forskjellige bergartsprovinser. Data om brønner er registrert ved brønnboringsarkivet i Norges geologiske undersøkelse. De fleste borebrønner er bare ført ned til 50–100 m dyp. Resultatene har gitt viktige bidrag til forståelse av de hydrogeologiske forholdene i de overflatenære fjell-lag.

Erfaringer fra brønnboring vil kunne være nyttige ved konsekvensanalyser av regulerende inngrep.

Borebrønner i fjell gir vanligvis noen hundre til noen tusen liter vann pr. time. I de siste årene har det vært en tendens til økning av boredybde. Det er funnet tildels store vannmengder i 150-200 m dyp. Ellers har en i større grad søkt tektoniske svakhetssoner ved boring etter vann i fjell. Det er flere steder oppnådd 10-30 00 l/time. Enkelte av brønnene er tatt i bruk til fellesvannverk. Grunnvannsreservoarene i fjell er tydelig undervurdert.

De siste årene har en hatt store vanninnslag i dyptliggende tunneler i fjell. Lekkasjene har tildels fått store konsekvenser for overliggende vannmagasin. Virkningene vil være sterkt avhengige av de lokale geologiske forhold.

I to overføringstunneler ved Tokkereguleringen i Haukeliområdet var det store vannlekkasjer med tydelig virkning opp til overflaten. De geologisk sakkyndige Knut Ørn Bryn og foredragsholderen fant at påvirkningene var av et slikt omfang at det var nødvendig å foreta en detaljert kartlegging av områdene.

Styringsutvalget for jordforskning, under Norges landbruksvitenskapelige forskningsråd, fikk i oppdrag å utarbeide kvartærgeologiske og hydrogeologiske temakart.

De kvartærgeologiske kartene (1 : 10 000) viser jordartenes karakter, fordeling og tykkelse med tanke på vannkapasitet og magasineringsevne. De hydrogeologiske kartene viser påvirkningsgrad på vann, bekker, kilder, myr og fastmarksarealer. (Se bilag bak i kompendiet).

Kartleggingen ble påbegynt like etter snøsmelting. Det viste seg at dreneringsmønstret endret seg i løpet av kartleggingsperioden slik at det var nødvendig å revidere kartene. Utviklingen av dreneringsbildet ga verdifulle opplysninger om de hydrogeologiske forholdene over tunnelene. I forbindelse med kartleggingen ble det satt ned observasjonsrør for å følge grunnvannsnivået i løsavleiringene nær enkelte vann. I det følgende skal jeg forsøke å gi en kort beskrivelse av forhold ved de to tunnelene.

OVERFØRINGSTUNNEL HYLJELI–VENEMO (Kartbilag)

Tunnelen går en lang strekning i 2–300 m dybde under terrengsoverflaten. Ved driften var det flere betydelige vannlekkasjer. De største innslagene for før kryssing av Hovsdalen i

øst. Lekkasjene ble ikke kvantifiserte. Tunnelen er hele strekningen drevet gjennom grunnfjell. Hovedbergartene er gneis og gneisgranitt med enkelte soner av amfibolitt.
Over Tjønndalseggi er det kvartsitt som viser den suprakrustale opprinnelse til bergartene.

Nordover fra Nasatjønn stikker grunnfjellet inn under tilnærmet flattliggende kambriske skifre (fig. 20.1).

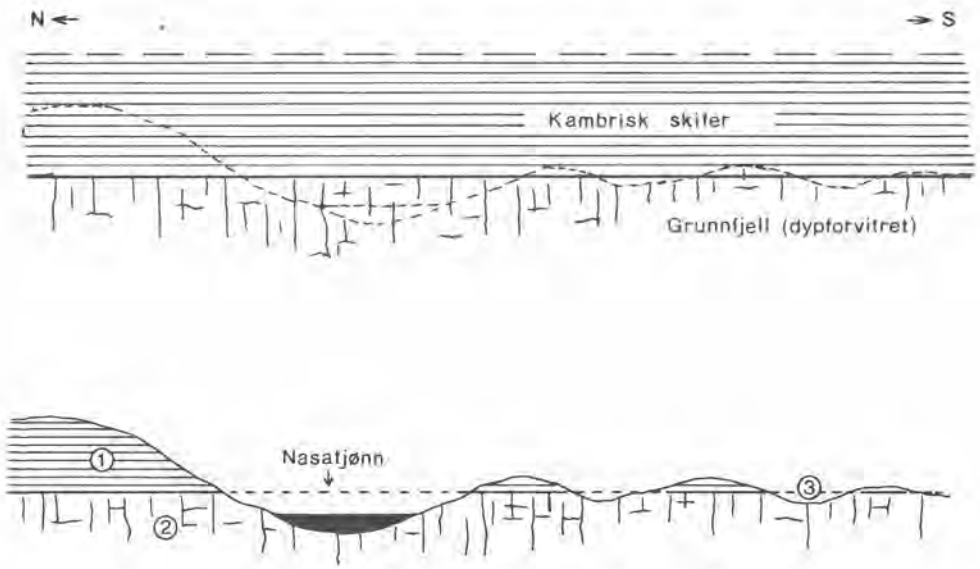


Fig. 20.1 Skjematiske profiler (N–S) over Nasatjønn.
1. Kambrisk skifer. 2. Grunnfjell. 3. Subkambriske peneplan.

Det er også bevart skifer-rester på grunnfjellet syd for Nasatjønn. Hele fjellmassivet ligger nær det subkambriske peneplanet. Grunnfjellet under peneplanet viser flere steder dypforvitring, noe som er antatt å være en medvirkende årsak til drenerings-forløp og-virkning. Hele fjellpartiet er gjennomsatt av sprekker hovedsakelig i N–S og Ø–V retninger. Sprekkemønsteret gjenspeiles i topografien. Hovsdalen følger en yngre forkastningssone med åpen rivningsbreksje.
Det kartlagte feltet har et sparsomt jorddekke. I det sentrale området er bunnmorenen preget av skifermateriale og er leirholdig. Over høydepartiene med granittiske bergarter er det blokkrik mark og urdannelse ved foten av fjellskrenter. Langs bekkedragene er det enkelte steder sandavsetninger.

Hyljelitjønni. Vannet og omgivelser er sterkt påvirket. Drenasjene følger sprekkesoner i fjellet (fig. 20.2) og virker langt mot nord. Påvirkning av arealer ved Måketjønn skyldes en N–S sprekkesone som kan følges over Tjønndalseggi. Selve Hyljelitjønn er underdrenert. Grunnvannsrør i løsavleiringene ved vannene viser grunnvannstand under vannflaten i vannet. Lomstjørn like sønnenfor er ikke eller ubetydelig påvirket. Dette kan forklares ved at vannet ligger på en stor massiv fjellblokk mellom forkastnings- og sprekkesoner. Avløpsbekken fra tjernet forsvinner i perioder ned i grunnen.

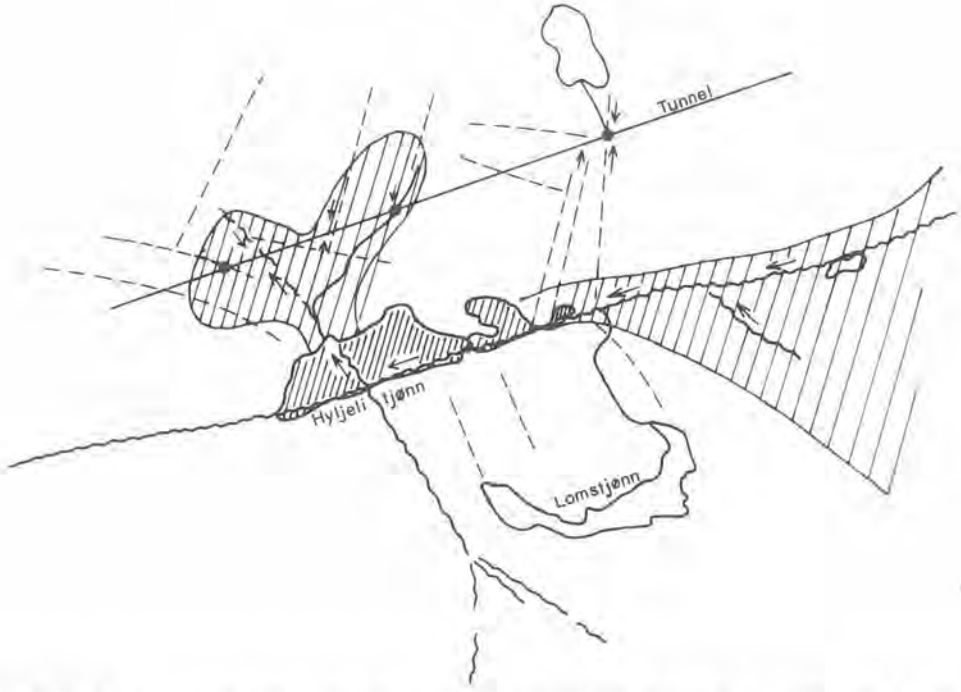


Fig. 20.2 Sprekkesystem og drenering ved Hyljelitjønn. Tunnel med markering av vanninnslag.

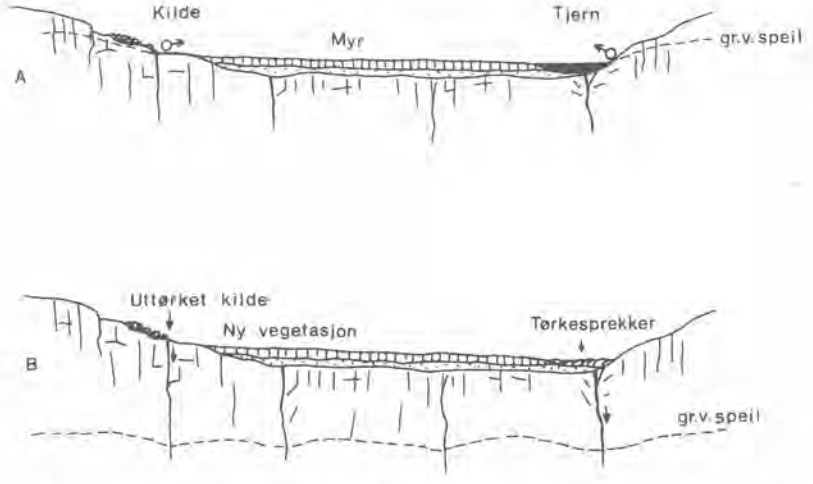


Fig. 20.3 Drenering av tjern med kontakt til fjell øst for Hyljelitjønn.

Området Hyljelitjønn – Storjonuten.

I dette området er det forsterkninger med myrer og tjern mellom fjellkoller. Søkkene har normalt fått tilført vann fra sprekkemagasin i grunnfjellet. Mange vann er tørket ut. Tjern med kontakt til fjell og ur ble raskt drenert og er varig påvirket. Enkelte tjern med tykke bunnlag viser et annet uttørringsbilde. Tørkesprekker i bunnsedimentene har ført til kanaldannelse og "sluk" ned til fjell. Vegetasjonen i feltet vil hurtig endre karakter (fig. 20.3).

Myklestøylnuten og området N–V for denne.

Feltet er preget av langstrakte myrdrag i fjellets strukturretning. Det viser liten påvirkning. Dette kan naturlig forklares ved tett bunnmorene som hindrer eller reduserer vannnedtrengingen i fjellet. Syd for Myklestøylnuten er det et markert dalsøkk med et lite tjern som ble direkte påvirket 1,5 km fra tunnelen. Der er det igjen en direkte kommunisering med dyptgående sprekker i fjellet.

Hovsdalen.

Dalen er betinget av en yngre gjennomgående forkastningssone med åpne sprekker. Kilder og bekker tørket ut og må regnes som permanent påvirket. Dreneringen griper inn i fjellmassivene på sidene der det foregikk en gradvis uttørring. Bildet vil endre seg med årstider og variere med vekslende nedbør.

Lengst syd i dalen i ca. 900 moh., er det en kilde som er tilnærmet upåvirket. Dette kan forklares ved at kilden mates fra et sprekkemagasin som er isolert fra de drenerende sprekkene i tunnelen.

Eksemplet viser hvor viktig det er å analysere et område og at en må være kritisk ved valg av observasjonssteder.

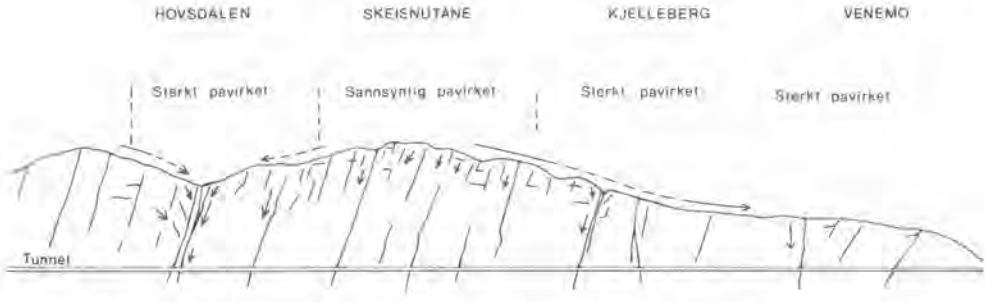


Fig. 20.4 Skjematisk snitt Hovsdalen – Venemo, som viser påvirkningsgrad

Skeisnutane – Venemo.

Fjellpartiet er påført et komplisert uttørringsmønster der flere faktorer spiller inn. Overflatenære sprekker i granitt magasinerer midlertidig betydelige vannmengder som virker utjevnende på vannhusholdningen. Ut mot Kjelleberg strømmet vann ut i kilder fra fjellsprekker og blokkmark. Kildene tørket nå ut på ettersommeren når ovenforliggende reservoar er tømt. En bekk fra Skeisnutane mot Venemo forsvinner i perioder ved kryssing av

N–S sprekkesone ovenfor Kjelleberg (fig. 20.4). Avskjæring av grunnvannstrøm og bekkesig vil påvirke de store myrene nedenfor. Dreneringene vil føre med seg endringer av vegetasjonsbildet i lia.

Nasatjønn.

Det er ikke påvist endringer av vannforholdene nord for Nasatjønn. Dette må skyldes skiferlagene over grunnfjellet. Lagene hindrer eller demper nedtrengning av vann i grunnfjellet. Tjernet er påvirket p.g.a. redusert vanntilførsel fra syd. Den relative økning av vann fra skiferfeltet vil kunne endre vannkvaliteten i tjernet.

Hoveddalføret langs E–76.

Tunnelen vil direkte og indirekte virke på vannforholdene i dalsiden ut mot hoveddalen. Det hydrogeologiske kartet gir grunnlag for bedømmelse av forandringer og påvirkning. Enkelte bekker er uttørket i øvre løp. Grunnvann-strømmen kan teoretisk i perioder bli noe redusert i enkelte soner (fig. 20.5).

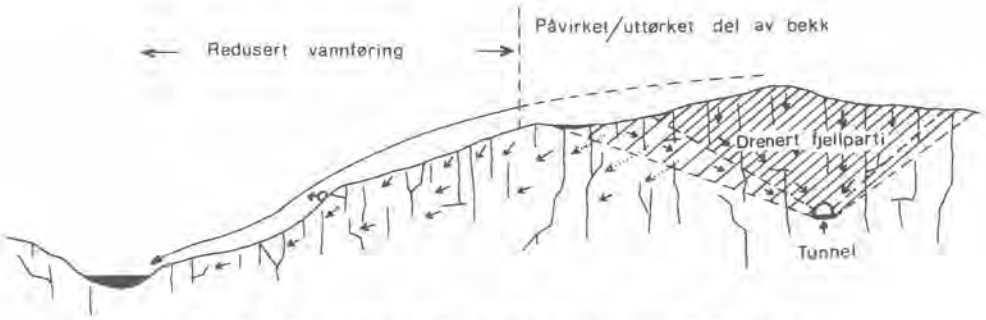


Fig. 20.5 Skjematisk profil fra det det drenerte fjellparti ut mot E–76 nord for Haukeligrend.

OVERFØRINGSTUNNEL TYRVELI – BORDALSVATN (Kartbilag)

I denne overføringstunnelen var det store vannproblemer med flere betydelige vannlekkasjer. I høyde med Ålmanntjønni fikk de et kraftig vanninnslag som imidlertid stoppet driften. Vannmengdene ble anslått til 15 000 l/min. Vanntrykket viste kontakt med terrengoverflate. Lekkasjen hadde nesten umiddelbar virkning på det lille tjernet syd for Smørviktjønni, 6-700 m i tunnelens forlengelse.

Tunnelen ble støpt igjen og lagt om under Ålmanntjønni og mot Bordalen. På denne strekningen var det fortsatt vannproblemer. Lekkasjevannet ble pumpet ut kontinuerlig og avtok til 5-6000 l/min.

De geologiske forholdene ved Tyrveli er svært like de som er beskrevet fra Hyljeli. Tunnelen er drevet gjennom grunnfjell. De dominerende bergartene er granitter med soner av amfibolitt. Dette fjellpartier ligger også nær det subkambriske peneplanet som er markert i terrenget ved Nettehaugen syd for Stortjønni (vest i kartområdet). På vestsiden av Tyrvelibekkens øvre løp og nordover dekker kambriske skifre over grunnfjellet. Kambriske skifre er også bevart over fjellplatået øst for Grasdalen i ytterkant av kartet. (fig. 20,6 og 20,7).

I tunnelen ble det påtruffet flere sprekke- og knusnings-soner. Disse er vanskelige å lokalisere fra dagoverflaten p.g.a. løsmasseoverdekning og blokkmark i daldragene.

Fjellet er blottlagt i utløpsbekken fra Ålmannatjønni. Bekken krysser flere åpne breksjesoner som viser karakteren av sprekkene. Hovedsprekkesonene har tilnærmet N–S og Ø–V–retning.

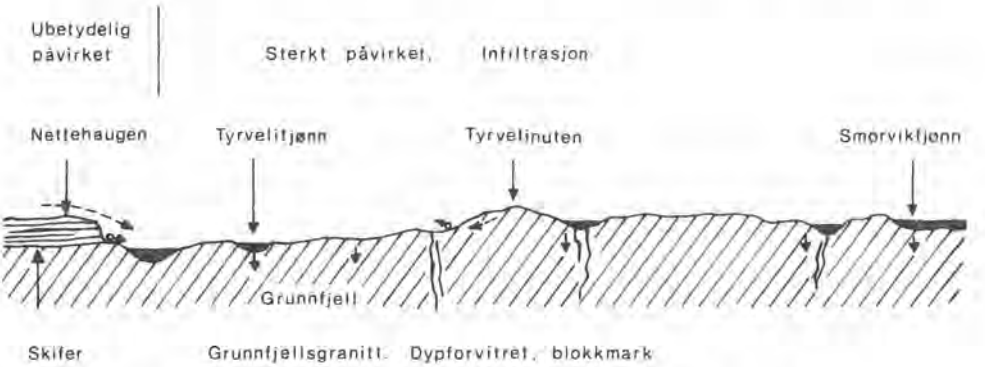


Fig. 20.6 Profil fra Smørviktjønn til de kambriske skofre i Nettehaugen.

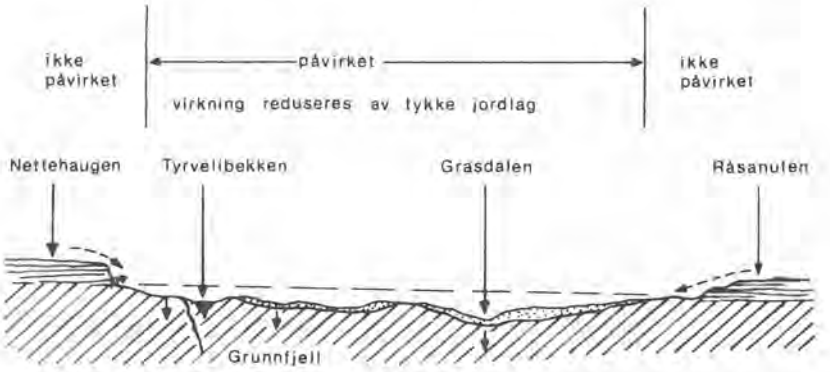


Fig. 20.7 Profil fra Nettehaugen til Råsanuten, med flattliggende skifre over det subkambriske peneplan (stiplet).

De høyeste fjellpartiene har sparsomt jorddekke med dypforvitring av fjellet. Dette er tydelig ved utløpet fra Ålmannatjønni der det er en gradvis overgang fra jordlag til forvitret granitt. I dalsøkket ned mot Tyrvelitjønn har løsmassene større mektighet. Terrenget har dødiskarakter. Bekken i Grasdalen har skåret seg dypt ned i løsmasser. Bunnmoren er stedvis leirholdig og tett, særlig nær skiferforekomstene.

Tyrvelibekkens nedre løp. Området virker lite eller ikke påvirket. Dette skyldes de tykkere jordlagene som har en magasinerende og utjevnende effekt på vannhusholdningen. Oppstikkende fjellpartier er drenert og i øvre del av feltet er flere kilder tørre.

Tyrvelibekkens øvre løp.

På vestsida av bekken er det ingen synbar påvirkning. (kildehorisonter her og i nedre felt er ved misforståelse tegnet inn som sterkt påvirket). Tilsiget fra området sikrer vannføring i hovedbekken.

Over flatene på østsiden av bekken er det en tydelig og sterk påvirkning med uttørring av kilder, bekker og vann. En gjennomgående forkastningssone på vestsida av Tyrvelinuten kan være hovedårsaken til dreneringen. Oppsprukket granitt i fjellpartiet var tidligere opphav til permanente kilder. Typisk kildevegetasjon er allerede i ferd med å forsvinne. Vann nede på flaten (rør 3) viser en hurtig senking ut over sommeren. Vanntilsig til Tyrvelibekken fra feltet er sterkt redusert.

Ålmannatjønn ligger sentralt i et sterkt berørt område. Tilførselsbekken fra Smørviktjønn tørker hurtig. Ålmannatjønn hadde tidligere tilsig fra kraftige kilder i øst. Vannet sto under artesisk trykk under leirholdig bunnmorene som viser solifluksjonsstrukturer. Ut på sommeren tørker kildene ut. Tørre hull og kanaler i myrpartiene viser omfanget av dreneringene. Fjellpartiet syd for feltet viser liten påvirkning. Bekken som kommer fra fjellpartiet har i perioder tydelig redusert vannføring. I øvre del følger bekken en markert forkastningssone med lekkasjer ned i fjellet. Vannføringen blir opprettholdt ved permanent tilrenning fra skiferpartiet. I tørre perioder forsvinner bekken ned i fjellet etter samløp med utløpsbekken fra Ålmannatjønni.

Smørviktjønn.

Vannet synker relativt hurtig under utløpsterskelen og er tydelig underdrenert. Steinrik bunn med lite finstoff letter dreneringen. I nedbørfattige år vil tjernet kunne bli nesten uttappet.

Det hydrogeologiske kartet ble tatt opp før tunnelgjennomslag. Senere kontroll viste små forandringer. Området for påvirkning ble utvidet over tunnelen mot øst.

Feltet ble besøkt under snøsmelting i slutten av juni 1981. Grunnen var da vannmettet. Ved Ålmannatjønn strømmer det vann fra kildene og i grunnvannsrøret (1) rant vann over. Vanntilførselen oversteg kapasiteten til sprekkesystemene. I slutten av august var igjen de hydrologiske forhold slik som vist på kartet. Det er her mulig å tidfeste dreneringen. Dette vil ha stor betydning for vurderinger og bedømmelse av virkning på vegetasjon og beite.

BETRAKTNINGER OVER STORE VANNLEKKASJER I DYPTLIGGENDE TUNNELER.

Considerations of large water leakages in deep-seated tunnels

Professor R. Selmer - Olsen, Geologisk Institutt, NTH

SAMMENDRAG

De omkostninger en får pr. tunnelmeter når store lekkasjer på stort dyp skal passeres med en dykket tunnel kan bli over det tidoble av hva det koster å støpe seg frem gjennom dårlig fjell. Nærmere studier av de store lekkasjer ved en del anlegg har vist at det er visse fellestrekk som kan være til hjelp for en prelokalisering. Sammen med de erfaringer en har høstet når det gjelder å redusere problemene under fremdriften, kan slike nærmere studier bli til stor nytte for mange anlegg.

SUMMARY

When tunnels at great depths (100 m or more) are exposed to large water leakages, the total expenses per metre of tunnel may increase to even more than ten times the costs of one metre of concrete lined tunnel. Detailed studies of the large leakages at eleven different tunnelling sites have shown certain common features that may be of help in prelocalizing such problem areas. These studies, combined with the experiences gained from the efforts carried out to reduce the problems during tunnelling, may be of great value for future underground works.

1. Innledning.

I de senere år har vi i 8 av våre anlegg, på dyp større enn 100 m, hatt til dels store problemer med lekkasjer under høyt vanntrykk. Det har vært vanskeligheter med boring, lading, vedlikehold av veibane, pumping og injisering. I tunneler som ikke har vært selvdrenerende har omkostningene vært særlig store p.g.a. pumpe- og injiseringsarbeider.

Hva storlekkasjene har kostet i tid og penger har det ofte vært noe vanskelig å få rede på. Som eksempel vil imidlertid forholdene ved Nye Osa kraftverk kunne fortelle en del. I dette anlegg har vannproblemene kostet 41,5 mill. kroner. Det vil si en fordyrelse pr. tunnelmeter på ca. 50 % når omkostningene fordeles på hele det 17 km lange tunnelsystem. Utstøpninger og andre sikringsarbeider er ikke medregnet. Det var ca. 500 m av tunnelen som hadde store lekkasjer og ble injisert. Den gjennomsnittlige tunnelmeterpris pr. injisert meter ble altså ca. 85.000 kroner. Dertil kommer forsinkelsen i kraftproduksjonen. Dette er

kanskje et særlig grelt eksempel. Men det inneholdt ikke de virkelige store problemer med enkeltlekkasjene og en hadde stort sett fordelen av å gå på stigning utenom i tverrslagene.

På et parti på ca. 2 km i Kjela kraftverk hadde en ifølge NGI 15 lekkasjeområder som for injiseringen krevde 4,5 km ekstra bormeter, 165 tonn sement og 5500 arbeidstimer. Dette gir et lite inntrykk av hvor arbeidskrevende store lekkasjer er.

Tunnelmeterprisen på de partier hvor en må injisere for å komme videre med tunnelen, er imidlertid høyst forskjellig. Svært mange forhold ved rigg, tunnel- og sprekkegeometri, lekkasjestørrelse og sonetype blir bestemmende. Dertil er det meget avgjørende om en får hydraulisk splitting av fjellet. Må en først injisere p.g.a. vannmengdene, blir dette sjelden partier under et par meter og sjelden billigere enn full utstøpning av et tilsvarende parti på stuff. Oftest er det langt dyrere.

F.eks. i en leirførende knusningssone med lekkasjer over en strekning på ca. 30 m i Holen kraftverk hvor en fikk hydraulisk splitting i tunnelveggen på et preinjisert og utstøpt parti, ble totalomkostningene henimot 6 mill. kroner og forsinkelsen over 10 uker.

Jeg var lenge av den oppfatning at de store lekkasjer med høyt trykk som vi av og til måtte passere på over 100 m dyp nærmest var en følge av tilfeldighetenes spill uten annet mønster enn at de fulgte kalkspatbergarter og kalkspatslepper, knusningssoner og druser. Det vil si at det ikke var noe spesielt ved disse større lekkasjer i forhold til de mange små utover dette at de tilfeldigvis hadde noe større kanaler og førte mer vann.

Fig. 21.1 Situasjonsskisse for undersøkte anlegg.

Denne oppfatning har jeg i noen grad måttet revidere. Særlig var det forholdene i Nye Osa og Holen kraftverker som fikk meg til å sette i gang nærmere undersøkelser i håp om å finne fellestrekk ved de store lekkasjer som kunne være til hjelp ved senere prosjekteringer.

Tunnellogger og rapporter fra NGI, hovedoppgaver ved NTH, informasjoner fra forskjellige ingeniørgeologer ved diverse anlegg og spesielt utførte analyser for midler fra NTNF og Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, har muliggjort dette arbeid som her kort skal skisseres. 11 tunnelanlegg med spesielle lekkasjer er foreløpig tatt med. De er angitt på fig. 21.1 sammen med visse hovedtrekk i bruddtektonikken.

Dette er bare en foreløpig kort sammenstilling av resultater. Materialet er ikke ferdig bearbeidet. Medarbeidere har vært L. –R. Gausereide, T. Dahlø, O. By og A. Myrvang.

2. Undersøkelser og resultater.

Det som stiller de store lekkasjer dypt i fjellet i en egen gruppe er:

1) At de både er store og vedvarende. Oftest er de fra 1 l/sek. til 100 l/sek. Men også langt større forekommer , f.eks. 18 m^3/min ved Kjela kraftverk.

2) At de er å finne i våre vanlige silikatbergarter.

3) At de ligger for dypt til å ha noe med dagfjellsforhold å gjøre.

4) At de ligger slik til at de ikke kan ha noe med topografisk betingede anistrope spenninger eller utgående skyvesoner å gjøre.

De hovedtrekk som umiddelbart fremkom ved en sammenstilling av observasjonene var:

1) At lekkasjesprekkene sto steilt. Ca. 85% hadde større fall enn 70° og bare 5% mindre enn 60°. Fig. 21.2.

2) At det oftest bare var ett av sprekkesettene i området som ga store lekkasjer. I enkelte tilfeller var det imidlertid 2 av settene.

3) At det var meget gamle sprekker av en type med stor utholdenhet, dvs. vanlige slepper, sleppetog og knusningssoner.

4) At vanntrykket svært ofte tilsvarte fjelloverlagringen.

5) At lekkasjesprekkene alltid lå i sterke og stive bergarter med lav porøsitet, dårlige krypegenskaper og stort sett moderat til liten oppsprekning.

6) At de svært ofte hadde en kalkspatfylling liksom de øvrige sprekkesett i området, men at de kunne være uten mineralfylling eller føre leire eller andre lite løselige mineraler. De fleste virkelig store lekkasjer var imidlertid rørliknende kanaler i kalkspatfyllinger.

7) At det svært ofte bare var få av sprekkene i sprekkesettet som ga noe lekkasje av betydning. Det vil si storlekkasjene forekom ujevnt fordelt og i puljer. Ca. 60% av de henimot

150 injiserte enkeltpartier var under 10 m og bare 10% over 50 m. Ett har vært hele 110 m sammenhengende, men puljetog med ca. 50% injisert fjell har strukket seg over mer enn 900 m. Det kan også ofte være flere km mellom puljene.

8) At det var to områder av landet som syntes spesielt utsatt for store lekkasjer. Det ene var området mellom Boknfjorden og Setesdalen. Det annet var et belte fra Finnskog mot Orkdal. Fig. 21.1. Men det kan selvsagt være mange flere slike områder. Ett anlegg eller to uten lekkasjer forteller lite om et regionalt forhold som dette.

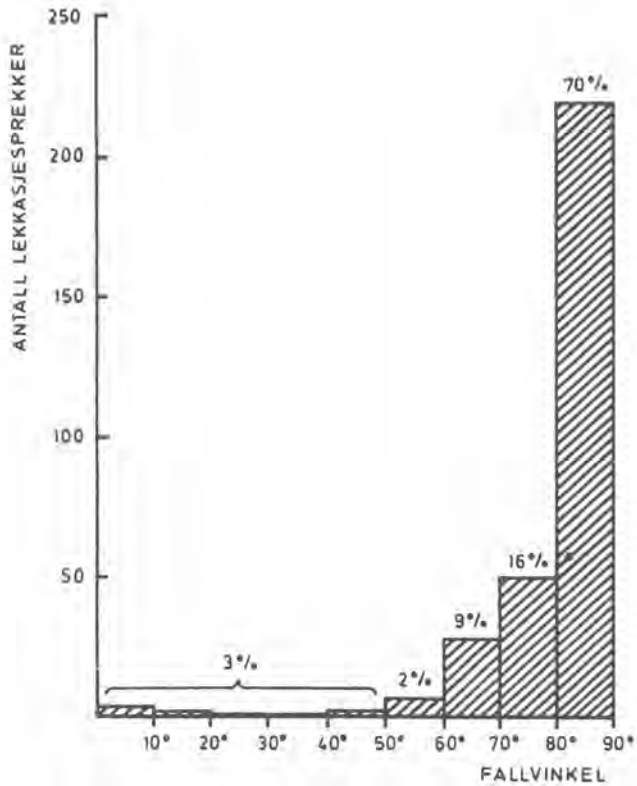


Fig. 21.2 En oversikt over sprekkefallet for de større lekkasjesoner.

Disse hovedtrekk i opptreden og karakter har ført tankene hen på tektoniske spenninger i meget sen geologisk tid som årsak. For å se nærmere på denne mulighet, ble sprekkeorienteringen for alle sprekker med større lekkasjer enn drypping og sildring nærmere analysert ved hvert anlegg og sammenholdt med de omliggende store forkastningers orientering.

Det som da faller en i øynene ved Nye Osa, Kvinen, Litjfossen, Holen og Otras overføring er at lekkasjesprekkene er nær parallelle og står $45 \pm 15^{\circ}$ til strøket på en nærliggende storforkastning. Disse områdene var også dominert av ett sett med tilnærmet parallelle store forkastninger. Fig. 21.3 a, b og c viser som et eksempel forholdene ved Holen kraftverk.

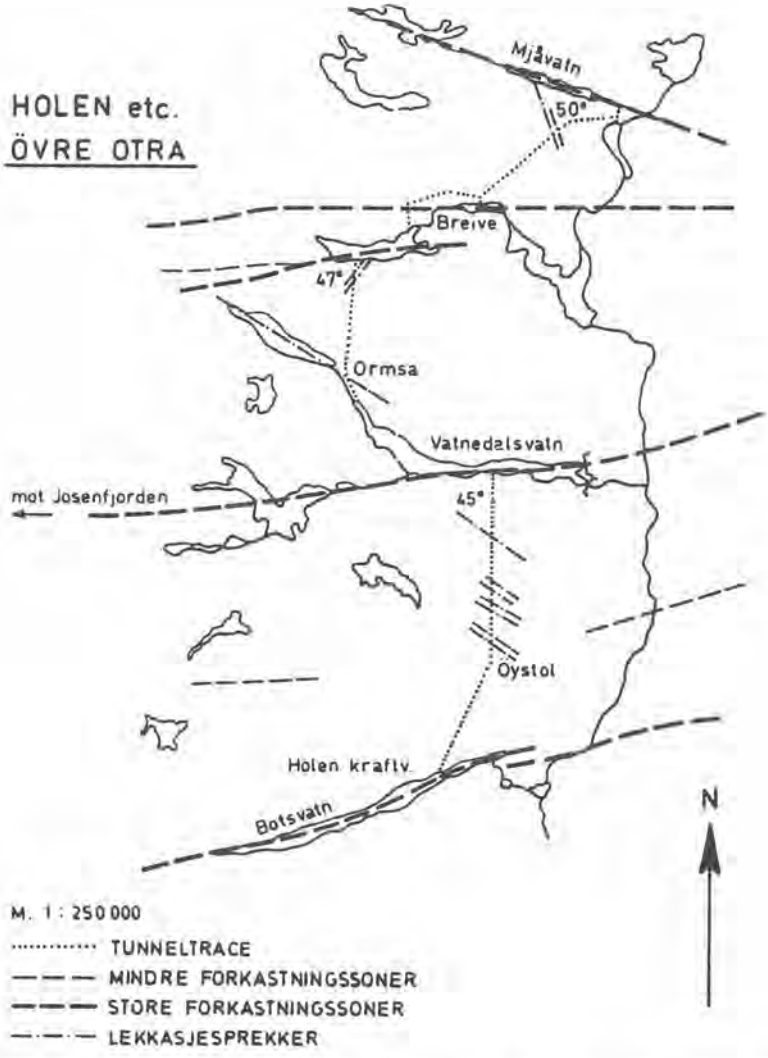


Fig. 21.3a Kartskisse over anlegg, store forkastninger og lekkasjesprekkeretninger i Øvre Setesdal.

Ser en derimot på Kjela, Grana og Ulla-Førre-anleggene, så ligger disse i områder hvor en har to nær likeverdige hovedforkastningsretninger som står i spiss vinkel til hverandre. Lekkasjesprekkene danner da også et tilsvarende bilde med to hovedgrupper som hver står i 45 $\pm 15^{\circ}$ til en av de omliggende store forkastninger. Fig. 21,4 a, b og c er fra Kjela kraft-

verk. Prosent avvik er her noe større enn for den førstnevnte gruppe av anlegg. Men dette gjelder først og fremst avvik i fallvinkel.

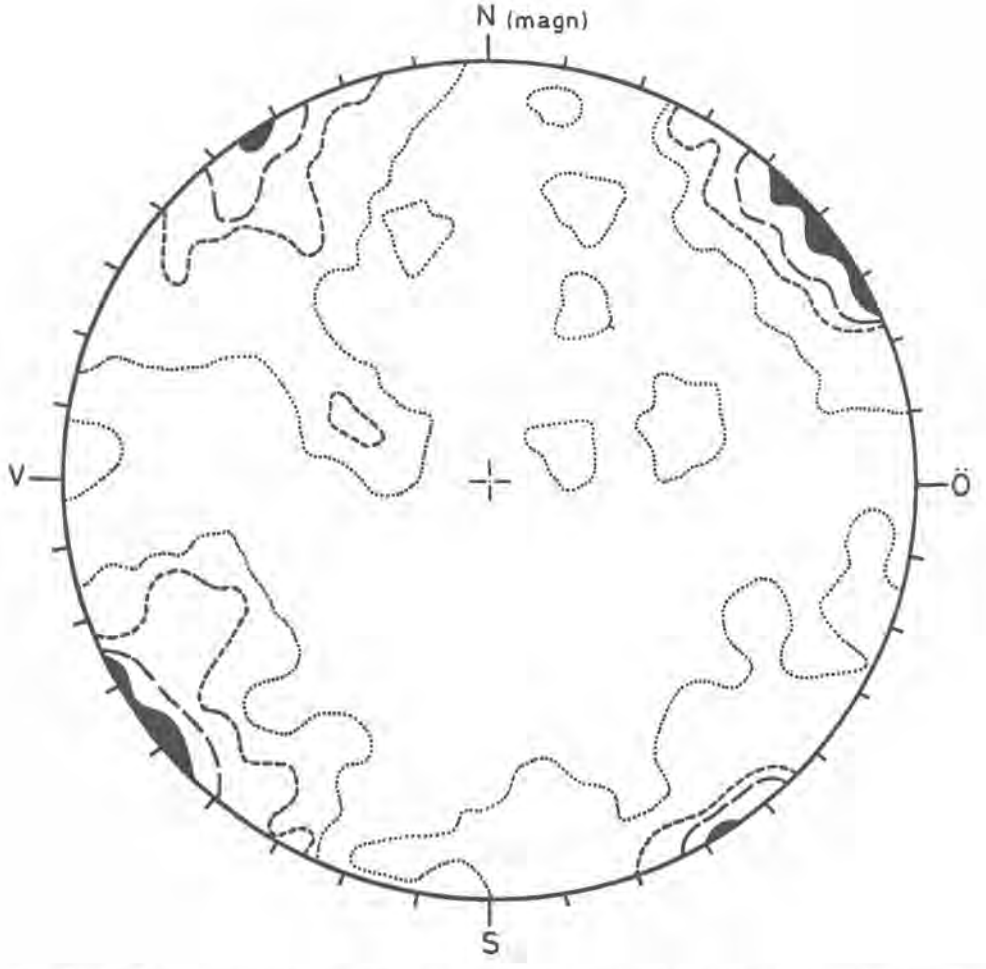


Fig. 21.3b Kontureringsdiagram for alle sprekkenormaler målt i Holen kraftverk mellom Øystøl og Vatnedal (Lambert Equal Area Projection).

Resultatene fra en samlet analyse av alle de undersøkte anlegg fremgår av fig. 21.5 og gir som resultat at ca. 80% av alle lekkasjer klart større enn drypp og silder ligger innen vinkelen $45 \pm 15^{\circ}$ til nærliggende omkransende hovedforkastning. For alle de virkelig store lekkasjer er prosenten klart høyere. Tatt i betraktning den målenøyaktighet en har ved vanlige sprekkemålinger, er dette et meget overbevisende resultat. Tar en med alle små lekkasjer er spredningen langt større. Dette indikerer at det er klare særtrekk ved de store lekkasjer.

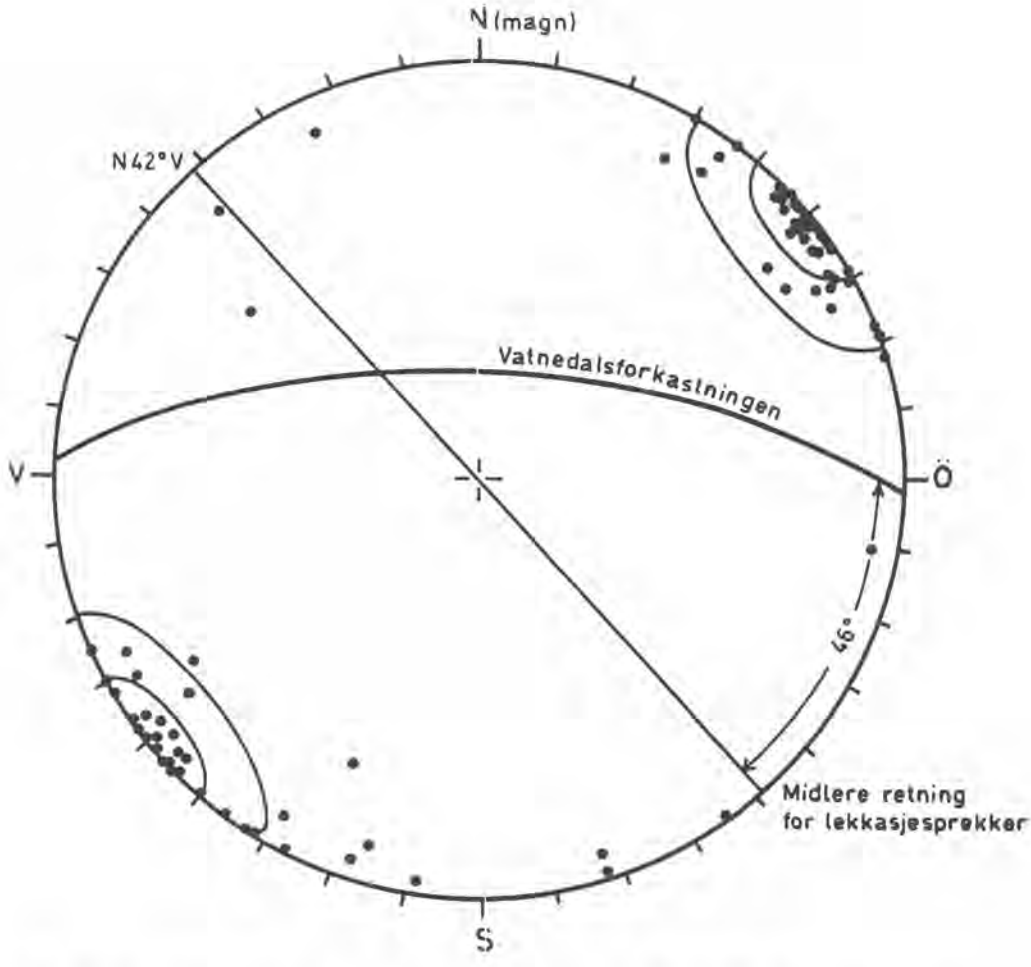


Fig. 21.3c Lekkasjesprekkenormaler med småsirkler på 10° og 20° radius rundt midlere lekkasjesprekks normalplott. Vinkel mellom strøket for Vatnedalforkastningen og midlere lekkasjesprekkeretninger er 40°. (Diagramtype og område som fig. 21.3b).

Det må kunne tydes dithen at det langs en del av våre store forkastninger p.g.a.varierende skjærfasthet står ujevnt fordelte skjærspenninger. Dette bevirker partier med høye tektoniske horisontalspenninger i midlere vinkel til forkastningssonene, og en roterende deformasjon som tildels gir meget lave horisontalspenninger vinkelrett lekkasjesprekkene. En kan si at det er enkelte gamle fjærsprekker "pinnate fissures" i jordskorpeblokkene mellom de store forkastninger som er blitt reaktivert ved de spenninger som vi i sen tid har hatt i jordskorpen. Fig. 21.6 illustrerer de tanker en ut fra dette kan gjøre seg om lekkasjesprekkenes opptreden.

Ved Holen kraftverk fulgte lekkasjene oftest hele sprekkeflaten og det virket som om sprekkene var åpnet. Ledelsen var spesielt imøtekommende og det ble derfor her satt i gang bergtrykksmålinger for å se om den nevnte antakelse om bergtrykket var rett. Målingene ble utført av Institutt for Gruvedrift, NTH.

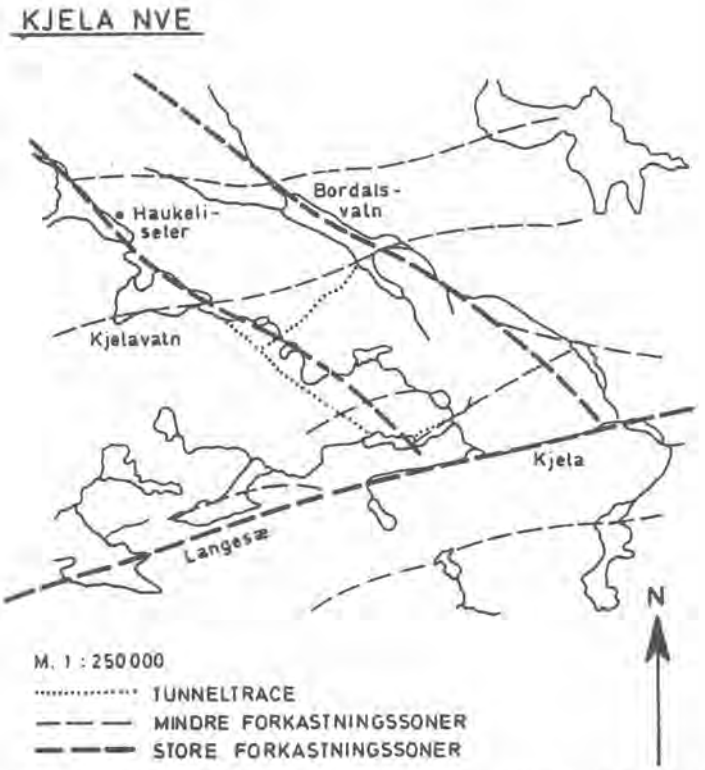


Fig. 21.4a Kartskisse over anlegg og store forkastninger ved Kjela kraftverk.

Tre målesteder ble valgt, to av dem lå ca. 1,5 km fra hverandre og nær opp til de to større lekkasjepartier mens det tredje lå i det lekkasjefattige parti midt mellom de to andre. Både bergtrykk, styrke- og krypegenskaper ble målt.

Det viste seg at nær de store lekkasjer hadde gneisen stor trykkstyrke og svært dårlige krypegenskaper, mens det på det tredje stede var en porøs hornblendegneis med forholdsvis lav styrke og relativt gode krypegenskaper. Fig. 21.7 viser resultatene av trykkstyrke og de enaksiale krypforsøk.

Videre viste bergtrykksmålingene at ved de to lekkasjesteder sto minste hovedspenning nær vinkelrett på lekkasjesprekkene og nær horisontalt, samtidig som den var av størrelse som porevannstrykket. Største hovedspenning stod også tilnærmet horisontalt og var ca. 4 ganger høyere. Resultatene er opptegnet i fig. 21.8 a og b. I den mellomliggende langt svakere bergart var det langt mindre spenningsanisotropi og hovedspenningenes orientering varierte sterkt innover i borhullet, hvilket kan tyde på at en spenningsutjevning har funnet sted. Fig. 21.8 c.

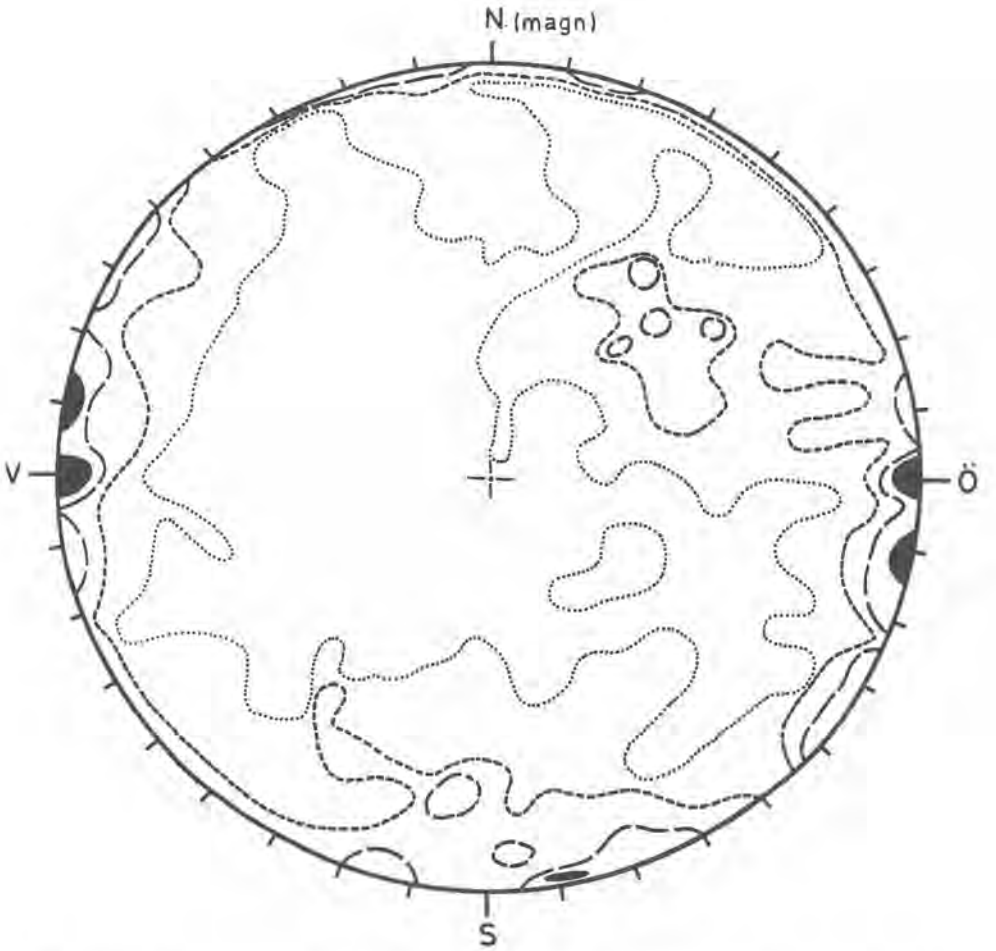


Fig. 21.4b Kontureringsdiagram for alle målte sprekkenormaler ved Kjela kraftverk. (Diagramtype som fig. 21.3b).

Selv om dette bekrefter teorien, kan det sikkert andre steder være betydelige effektive normalspenninger på lekkasjesprekkene. Vi må nemlig regne med at det kan ha vært meget lave normalspenninger på disse gamle sprekker noe tidligere i kvartærtiden. Dette kan ha ført til oppløste kanaler i kalkspatsleppene, idet sprekkene på den tid neppe har ligget så vesentlig dypere i fjellmassen, dvs. stedene har siden den gang hele tiden befunnet seg i kalkspatens oppløsningssone nær jordoverflaten. I sterke og stive bergarter kan disse gamle kanaler vanskelig ha lukket seg helt hverken ved kjemisk utfelling eller ved de moderate spenninger vi i senere tid har hatt så nær terrengoverflaten. At det på lekkasjestedene ofte ennå vil stå igjen sterkt anisotrope horisontalspenninger og relativt lave effektive normalspen-

ninger på lekkasjesprekkene, er imidlertid sannsynlig fordi lekkasjene alltid forekommer i sterke og stive bergarter.

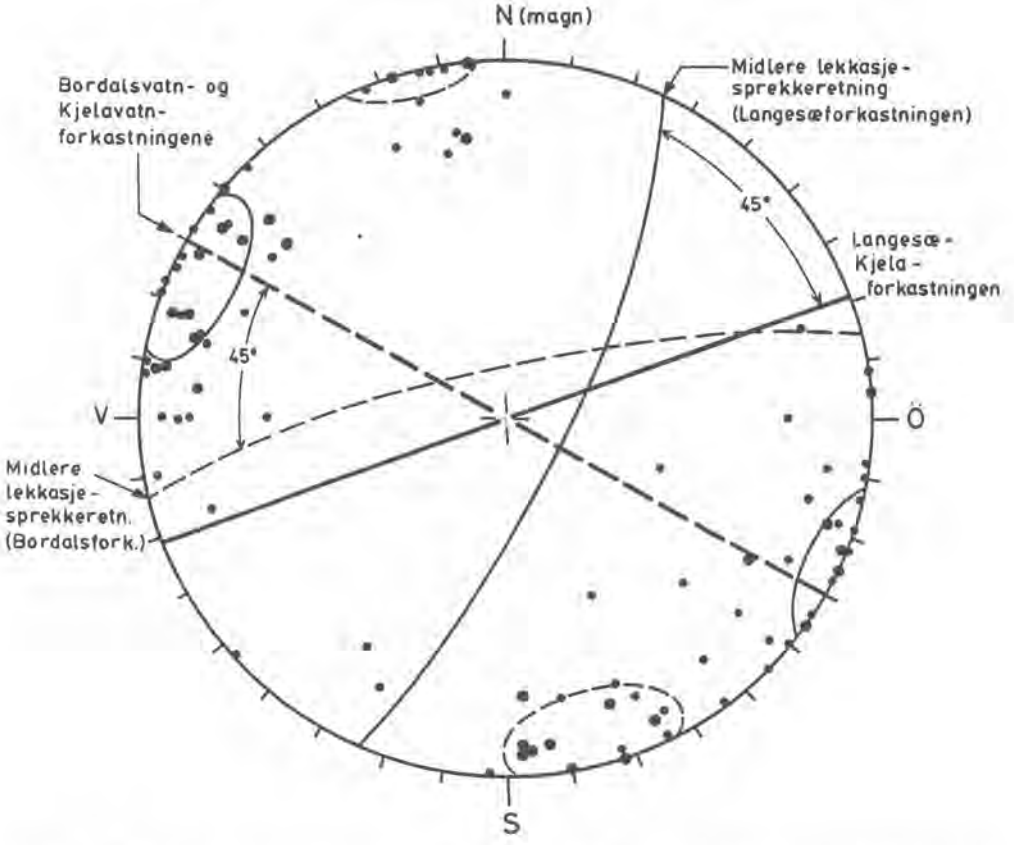


Fig. 21.4c Lekkasjesprekkenormaler med småsirkler på 15° rundt normalplott for sprekker i 45° til de to store forkastninger i området.

3. Anvendbare fellestrekk.

Av fellestrekk eller kjennetegn en har funnet, synes følgende å være av særlig betydning for å lokalisere potensielle storlekkasjer ved våre senere prosjekteringsarbeider:

1) Sprekkene må stå steilt og i midlere vinkel til en av de omliggende store forkastningssoner.

2) De må ligge i sterke, stive bergarter med dårlige krypegenskaper og i en fjellmasse med moderat til liten oppsprekning, dvs. de må ventes først og fremst å finnes i våre sterke og stive kvarts- og/eller feltspatdominerte bergarter.

3) De er utholdende slepper, sleppetog eller knusningssoner og kan i visse tilfeller registreres på flyfoto.

4) De finnes oftest i områder vinkelrett ut fra steder hvor store forkastningssoner skifter karakter eller retning. Idag synes kjerneboring og vanninnpresningsforsøk å være nødvendig for å avklare saken. Hva geofysiske målinger kan gi vet vi ikke.

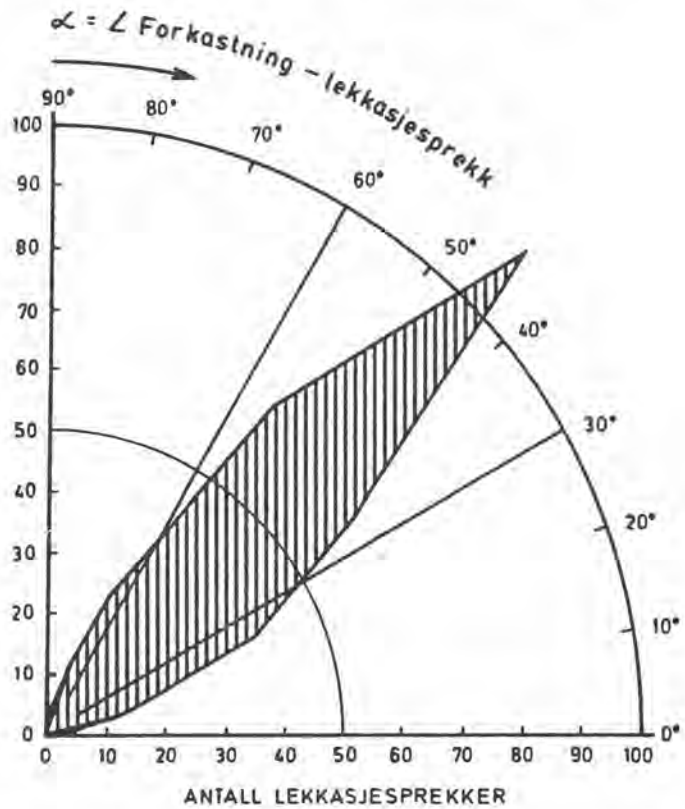


Fig. 21.5 Vinkelen mellom lekkasjesprekkene og omliggende store forkastninger.

4. Viktige praktiske erfaringer.

"Case studies" er det ikke tid til å ta med her. Men av de erfaringer en har fått i forbindelse med tunneldrift gjennom lekkasjesoner, må følgende forhold fremheves som særlig ugunstige eller uheldige:

1) At tverrslag eller tunnel går på stup.

2) At det sprenges inn i en storlekkasje før en har fått injisert eller det som verre er, sprenges så nærme lekkasjesonen at en får hydraulisk splitting i stuffen.

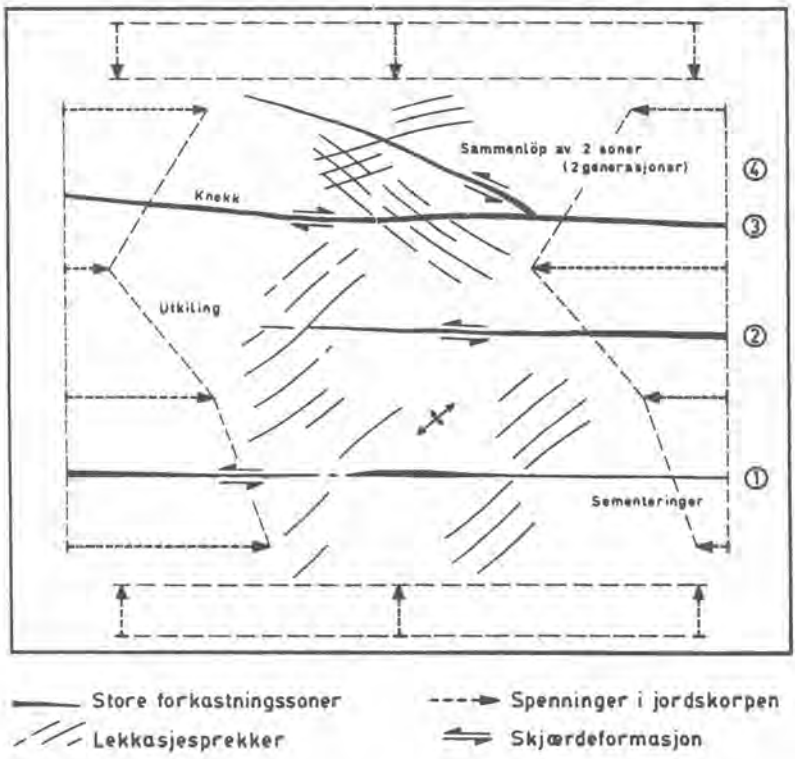


Fig. 21.6 Hvordan en i fire situasjoner tenker seg aktiveringen av gamle sprekker til lekkasjesprekker p.g.a. varierende resente tektoniske spenninger på de enkelte storblokker mellom storforkastningene.

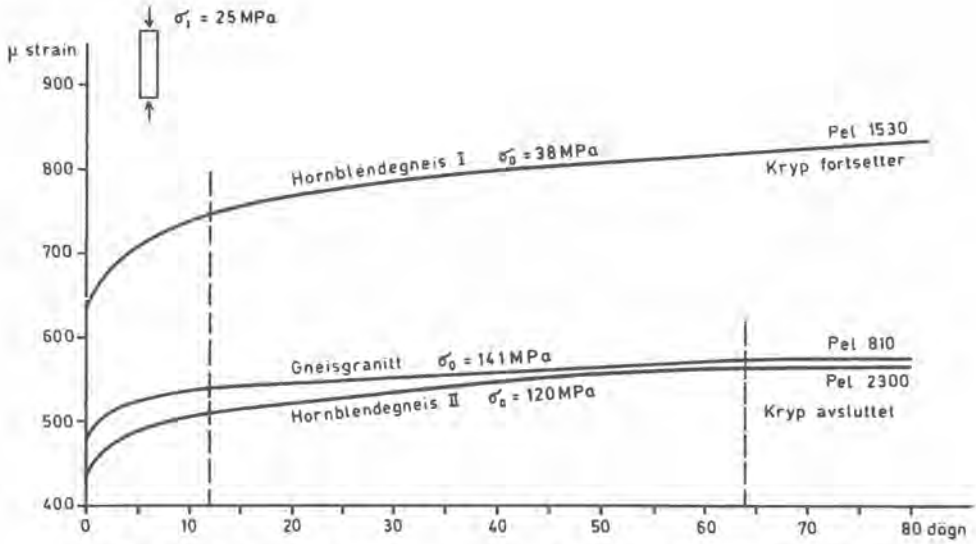


Fig. 21.7 Målt enaksialt kryp på bergarter fra tre steder for bergtrykksmålinger i Holen kraftverk.

3) At det ikke preinjiseres tilstrekkelig systematisk og langt nok ut i omliggende fjell til å unngå hydraulisk splitting av fremtidige tunnelflater.

4) At lekkasjesonen er leirførende og vanskeliggjør spredningen av injeksjonsmassen. Lekkasjevannet vil røpe et evt. leirinnhold.

5) At sonen står i spiss vinkel til tunnelaksen og bevirker lange injiseringsstrekninger.

6) At det ikke sonderbores foran stuff når det er grunn til å frykte store lekkasjer slik at en injiseringsplan kan legges i tide.

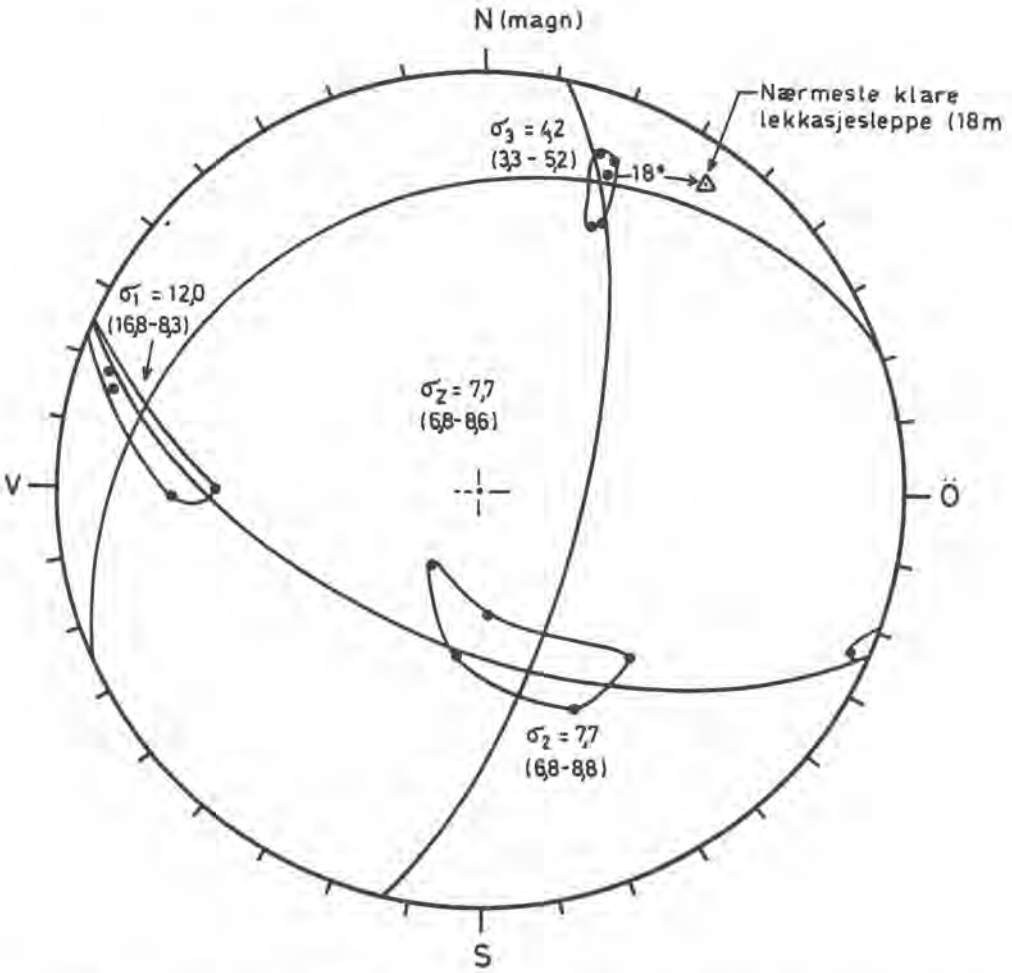


Fig. 21.8a Bergtrykksmålinger fra pel 810 i gneisgranitt tverrslag Øystøl, Holen kraftverk, I/S Øvre Otra (Lambert Equal Area Projection).

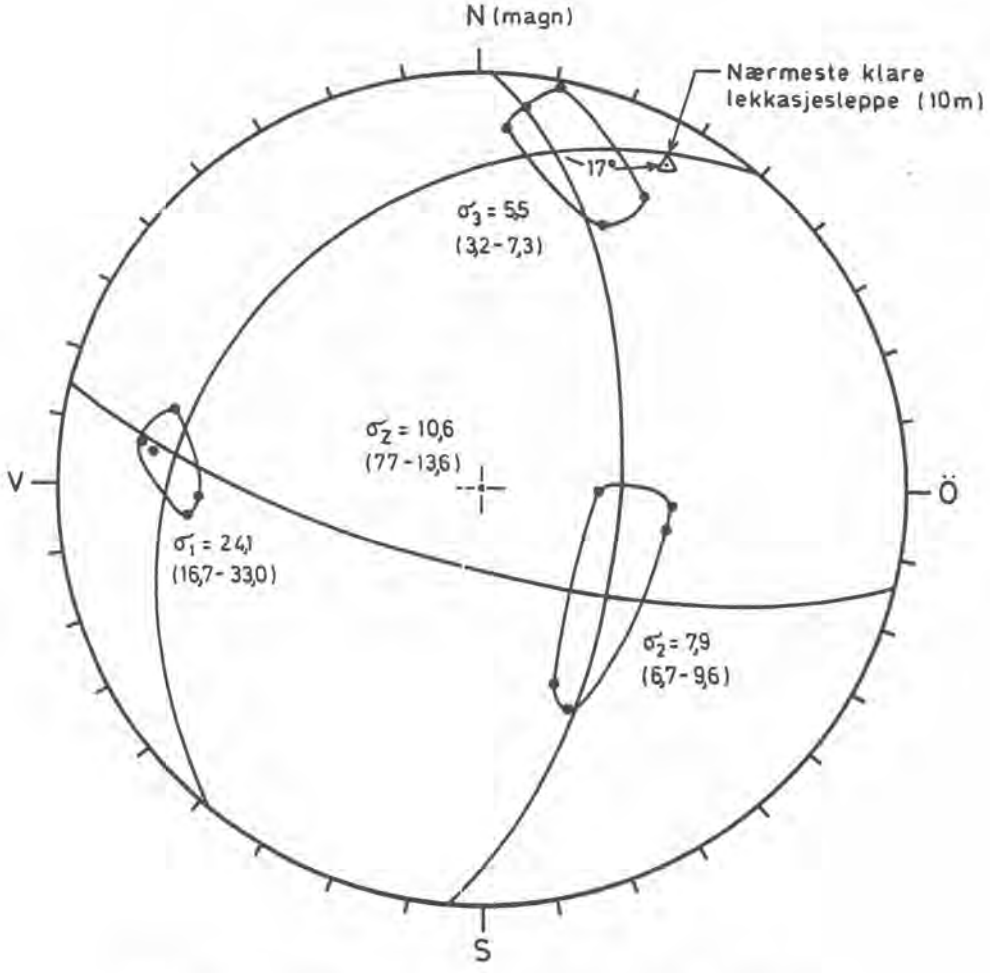


Fig. 21.8b Bergtrykksmålinger fra pel 2300 i sterk hornblendegneis. Anlegg etc. som fig. 21.8a.

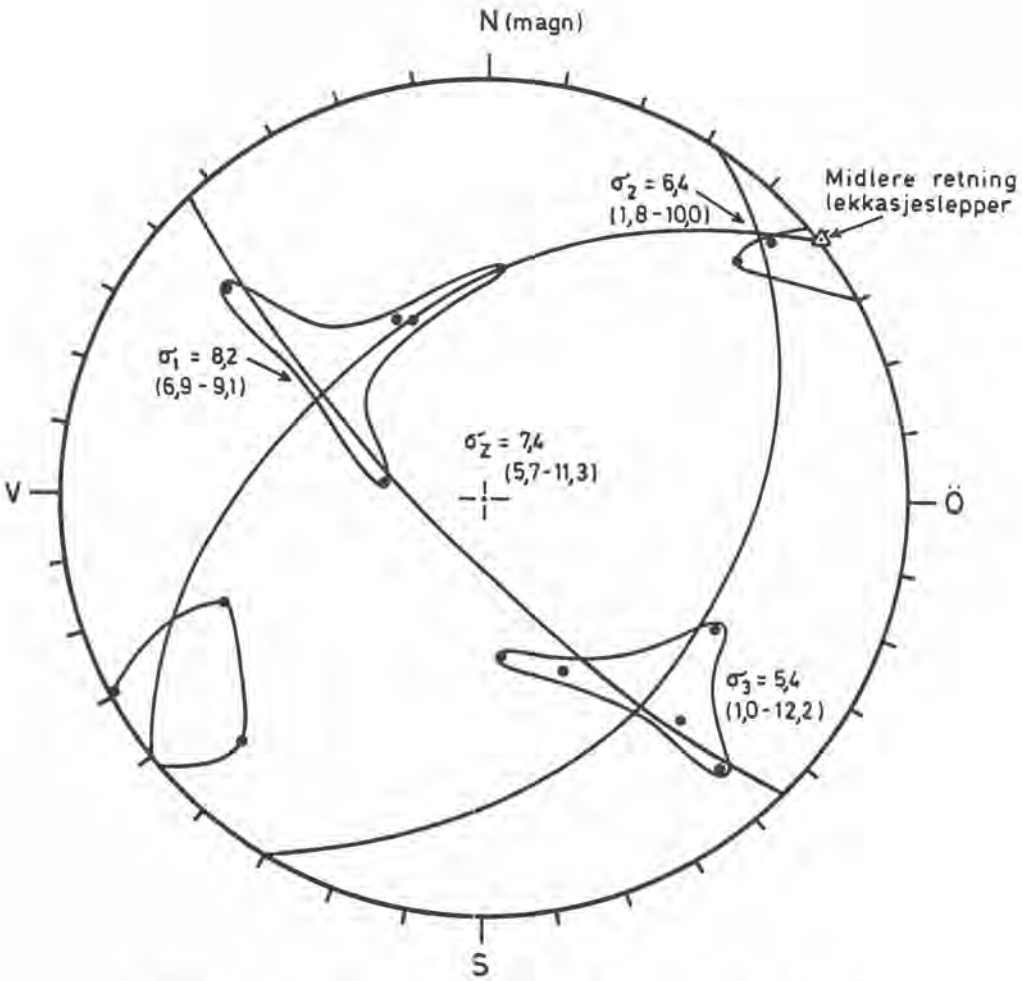


Fig. 21.8c Bergtrykksmålinger fra pel 1530 i svak hornblendegneis.
Anlegg etc. som fig 21.8a.

5. Konklusjoner.

De store lekkasjer på stort dyp i våre silikatbergarter har medført meget store utgifter under tunnelbygging. Det viser seg imidlertid at det er en viss lovmessighet i deres opptreden. Det kan derfor være muligheter for oss å gjøre noe, både for å prelokalisere dem og for å redusere de omkostninger de kan medføre. Det synes derfor vel verdt å studere disse forhold nærmere geologisk og injeksjonsteknisk.

TETNING VED INJEKSJON

Grouting for tunnels and caverns

Siv.ing. Per Magnus Johansen, Norges geotekniske institutt.

SAMMENDRAG

Artikkelen gir et sammendrag av noen av de spørsmål som er tatt opp av "Injeksjonskomitéen for tunneler og bergrom" i dennes "fase 1" – rapporter som nå er sluttført. De endelige rapporter vil omhandle funksjonskrav. injeksjonsmetoder, suspensjoner, kjemiske injeksjonsmidler, utstyr, vanninfiltrasjon og erfaringsmateriell.

SUMMARY

This article gives a summary of the reports made by "The grouting committee for tunnels and caverns". These reports will be available in 8 - 9 different volumes which will contain: Design criteria, permeability, tests, boring for grouting, methods, suspensions, chemical grouts, equipment, water infiltration and experience.

ANLEGGETS FUNKSJONSKRAV

Når det settes funksjonskrav til et anlegg i fjell med hensyn på tetthet er det tre hovedpunkter som betraktes:

1. Egenfunksjon
2. Konsekvenser for omgivelsene
   (1 + 2 = Endelig funksjonskrav)

3. Krav til tetthet i anleggsperioden.

Eksempel på egenfunksjon er krav til tetthet av gasslagre, luftputekamre, propper, konuser etc. der det er et definert krav til maksimal *utlekkasje.*

En grunnvannssenkning vil i de fleste tilfeller ha ugunstige virkninger på omgivelsene så som setninger, konsekvenser for grunnvannsmagasiner/miljømessige aspekter, forråtnelse av trekonstruksjoner o. s. v.

I disse tilfellene vil en sette en grense for maksimal tillatt *innlekkasje* til et anlegg under jord.

Det er således en totalvurdering av egenfunksjon og konsekvenser for omgivelsene som vil bestemme det endelige funksjonskrav.

På bakgrunn av denne vurderingen vil man søke en *økonomisk optimal design* som vil innbefatte:

1. Injeksjon
2. Alternativ tetting
3. Vanninfiltrasjon

I tettbygde strøk med løsmasser og stor fare for setninger av bygningskonstruksjoner er det vel en kombinasjon av disse 3 metodene som anbefales.

Det tredje funksjonskrav er krav til tetthet i anleggsperioden.

Drives tunnelen på synk, vil man måtte vurdere nødvendigheten av:

a. Injeksjonsberedskap – Eventuelt sonderboringer.

b. Pumpeberedskap.

Overser man dette tredje funksjonskrav, kan dette ha store økonomiske konsekvenser, spesielt hvis tunnelen er på kritisk tidslinje.

VANNTAPSMÅLINGER

Vanntapsmålinger i fjell utføres for å gi indikasjon på fjellets permeabilitet. Den permeabilitet som måles ved et vannpresningsforsøk, er gjennomsnittet over den målte borhullslengde.

Målingene utføres for å belyse følgende:

1. Anleggets plassering.
2. Hvor omfattende vil en eventuell injeksjon måtte bli .
   Alternativer.
3. Hvilke injeksjonsmetoder og midler bør benyttes.
4. Som kontroll av utført injeksjon.

Vanntapsmålingen blir vanligvis ikke utført i forprosjektstadiet i Norge. Vanligvis blir de ovennevnte punkter på forprosjektstadiet antatt utifra erfaringsdata, men ved enkelte anlegg med høye tetthetskriterier eller hvor injeksjonsarbeidene har store konsekvenser for framdriften, vil vanntapsmålingene bli utført i samband med kjemeopptak (eksempler: luftputekamre, gass- og oljelagre).

Den alt overveiende del av vanntapsmålinger som foretas i Norge utføres som Lugeontest.

Det vil si at en presser vann inn i et borhull ved konstant trykk, tar tiden og måler vannmengden hvorav en kan beregne Lugeon-verdien som er definert som:

Vanntap i liter pr. minutt pr. meter borhull
ved 10 kg/cm^2 *overtrykk.*

Lugeon-verdien gir en indikasjon, som før nevnt, på gjennomsnittspermeabiliteten over den målte borhullslengde. Det er viktig å være oppmerksom på at når man benytter Lugeon-verdier som tetthetskriterium, bør man også definere maksimum testlengde eller, som er mest vanlig, å definere Lugeon-verdien ved å bruke en *ekvivalent-lengde* ved utregningen.

Opprinnelig foreslo Lugeon (9133) at testlengden skulle være 1 - 2 m. I dag benyttes tildels betydelig lengre testlengder, og dette er også forsvarlig så lenge man benytter seg av ekvivalentlengder på 3 - 5 m.

Det er av denne grunn viktig å registrere sprekkeavstanden for å kunne velge test- og ekvivalentlengde etter de forhold en har og etter de krav som stilles til tetthet.

Andre tester som kan benyttes er: *Utpumping – konstant volum* og måling av *innlekkasje.*

Utpumping – konstant volum benyttes vanligvis fra overflaten i bergarter og løsmasser med relativt høy permeabilitet.

Denne typen test er lite brukt i Norge som test i forbindelse med injeksjonsarbeider.

Ved registrering av *innlekkasjen* i en tunnel kan permeabiliteten bestemmes. Jeg henviser til Gunnar Viks foredrag senere i dag.

Ved sammenligning av permeabiliteten målt ved innlekkasje og ved vannpresningsforsøk viser målinger utført av NGI i forbindelse med luftputekamre ved Sima, Oksla og Kvilldal en lavere permeabilitet ved innlekkasjemålinger. Dette gjelder både innlekkasje i borhull og i det utsprengte luftputekammeret.

Etter ca. 1 1/2 års drift ved Sima Kraftverk viser de foreløpige tall over luftlekkasjer at beregninger basert på tallene for innlekkasje ligger nærmere enn tallene basert på vannpressningsforsøk (Lugeon-test).

Innlekkasjemålingene er ellers ofte benyttet som en kontroll av utført injeksjon.

HVA BESTEMMER PERMEABILITETEN AV EN BERGMASSE?

For å kunne legge opp til et godt injeksjonsprogram bør en ha utført forundersøkelser som gir svar på flest mulig av følgende punkter:

1. Bergart
2. Oppsprekning
   a. oppsprekningsgrad
   b. sprekkeorientering
   c. gjennomsettbarhet
   d. kommunikasjon mellom sprekkesett

3. Sprekkekarakteristikk
   a. sprekkeåpning
   b. sprekkefylling
   c. ruhet

4. Spenningstilstand
   a. totalspenning/retning
   b. sprekkevannstrykk

Permeabiliteten varierer meget for den enkelte bergart. Tester i laboratoriet på *uoppsprukne* prøver av granitt viser en variasjon fra k = 10^{-7} cm/s til 10^{-12} cm/s avhengig av geologisk struktur. Den mest porøse sandstein kan ha en permeabilitetskoeffisient på 10^{-3} cm/s og den tetteste skifer 10^{-16} cm/s.

Det er åpenbart at permeabiliteten øker ved økende oppsprekkningsgrad, gjennomsettbarhet og kommunikasjon mellom sprekkesett.

Mer interessant er avhengigheten av sprekkeåpning/ruhet og spenningstilstand.

Har vi to sprekker med samme sprekkeåpning, vil permeabiliteten være lavere ved økende ruhet.

Har vi to sprekker med lik ruhet, vil permeabiliteten være lavere ved økende normalspenning.

Fjellets beskaffenhet, ut i fra vurdering av de forannevnte punkter, vil i mange tilfelle være bestemmende ved valg av *injeksjonsmetode.*

INJEKSJONSMETODER

Injeksjonsarbeidene i tunneler og bergrom utføres etter forskjellige metoder avhengig av krav til tetthet og fjellets beskaffenhet.

De to hovedmetoder er forinjeksjon og etterinjeksjon.

Forinjeksjoner utføres vanligvis som en *etappeinjeksjon.*

Ved etappeinjeksjon borer man en krans av hull på stuffen i en lengde tilsvarende for eks. 4 - 6 salvelengder med en "overlap" på for eksempel 1 - 2 salvelengder.

I enkelte tilfelle vil man utføre injeksjonen for å stabilisere fjellet - bergforsterkning. Dette er vanligvis ikke injeksjonens primære oppgave i Norge.

Erfaringer fra utlandet antyder at en får en viss bergforsterkningseffekt hvis:

1. Innspenningen er < 5 bar.
2. Plane slepper med liten friksjon.
3. Slepper fylt med grus/sand/silt uten kontakt berg/berg.

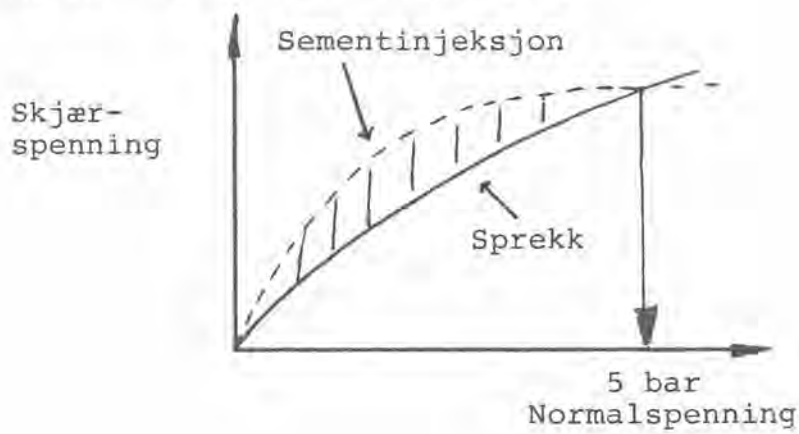


Fig. 23.1 En oppnår høyere skjærfasthet på en sprekk ved sementinjeksjon når normalspenningene er < 5 bar.

Ved *etterinjeksjon* bør man først injisere for å opprette en "buffersone" for videre injeksjon, altså ved korthullsinjeksjon med lave trykk.

Deretter borer man lengre hull og benytter høyere injeksjonstrykk.

Vanligvis vil injeksjonen være mer vellykket hvis man allerede har ført på en sprøytebetong eller kan injisere bak en utstøpning.

Ved bruk av høye trykk, "compaction grouting", kan man provosere fram en deformasjon på enkeltslepper ved at andre slepper komprimeres.

I sentraleuropeisk litteratur snakkes det om en amerikansk injeksjonsmetode i forhold til en europeisk standard som er inne på dette.

Amerikansk metode - max. trykk med en gang.

Europeisk metode - først lavt, så gradvis høyere trykk.

Forsøk i laboratoriet med modell med 3 sprekkeplan viste at den amerikanske metoden åpner alle sprekkesystemene litt med en gang mens den europeiske åpner en/to mere og lukker de andre.

Ved ytterligere å øke trykket kan en få *hydraulisk splitting*. Dette kan være en fordel ut i fra injeksjonstekniske forhold, men konsekvensene må nøye vurderes før en slik metode benyttes.

Flerhullsinjeksjon blir ofte benyttet ved større injeksjonsarbeider - og spesielt der injeksjonsarbeidene er tidsbestemmende. Her er opplegget slik at man injiserer hull med noenlunde samme "tetthet" samtidig. For å kunne utføre en flerhullsinjeksjon må kapasiteten på utstyr være stor nok.

Det er eksempler på at man har injisert 6 - 8 hull samtidig.

Komiteen skriver:

"Fjell er sjelden så homogent at to eller flere injeksjonshull vil motta injeksjonsmassen på samme måte, spesielt ved bruk av suspensjoner til "fin" tetting av mindre sprekker og riss vil dette være et problem. Normalt søker en å etablere den ideelle viskositet på injeksjonsmørtelen m. h. p. ønsket inntrengningsevne i h. h. t. disponibel injeksjonshastighet og trykk. Selv ut fra en forhåndsvurdering med vanninnpressingsforsøk kan injeksjonshullene ha forskjellig behov. Det er derfor viktig at den suksessive økningen i mørtelens viskositet foretas på en slik måte at hvert enkelt hull injiseres tilstrekkelig med den ideelle viskositet. Faren for en blokkering av enkelte hull ved en for rask økning av viskositeten og en utimelig stor masseinngang i de mest mottakelige hullene ved en for stor økning av viskositeten, vil representere ytterpunkt i problemstillingen.

Flerhullsinjeksjon med kjemiske midler vil på mange måter være enklere da viskositeten er konstant. Tyntflytende løsninger til injeksjon av hull med varierende inngang krever imidlertid styring av injeksjonsprossessen m. h. p. å oppnå en ideel fordeling av injeksjonsmassen i det injiserte fjellvolum".

Det finnes minst to metoder for injeksjon av sementsuspensjoner:

1. Tynne blandinger $\rightarrow$ tykkere blandinger
   (w/c – 3 : 1) (1 – 0,5 : 1)

2. Tykk blanding (w/c $\sim$ 0,5)

Den første metoden baserer seg på at den tynneste blandingen har en bedre inntrengningsevne enn en tykkere blanding. Man får dermed inntrengning på tynnere stikk/slepper, og ved trykkoppbygging vil overskuddsvannet presses ut, og man sitter igjen med et blandingsforhold vann/sement som gir akseptabel styrke og tetthet. Dette er bekreftet ved prøver tatt fra tunnelen Oddatjøm - Saurdal der opprinnelige vann/sement forhold var ca. 1,5 og der vann/sement forholdet var kommet ned på 0,54.

Ved denne metoden vil man gå over til tykkere blandinger når inngangen av den tynnere blandingen overgår gitte mengder, slik at ved store innganger er vann/sement forholdet lavere enn 1,0.

Den andre metoden tilsier et lavt w/c - forhold i utgangspunktet. I tillegg skal man benytte ca. 3% bentonitt slik at en får en stabil mørtel med akseptabel inntrengningsevne.

Ved tetting av "store " sprekker/slepper vil den andre metoden gi gode resultater, men egentlig innebærer den første metoden at man ved større innganger benytter en tilnærmelsvis stabil mørtel med vann/sement - forhold $< 1,0$ og med en tilsetning av et plastiserende og vannreduserende tilsetning som f.eks. Betokem In.

INJEKSJONSMIDLER

Dette fører oss over til *injeksjonsmidler.* Det er allerede nevnt at valg av injeksjonsmidler vil være avhengig av hvilke tetthetskriterier man har og eventuelt hvilke metoder man vil og kan benytte. Det ideelle injeksjonsmiddel har følgende egenskaper:

1. Lav viskositet - god inntrengningsevne.
2. God heft til fjell.
3. God tiksotropi/stabilitet. Ingen separasjon.
4. God fasthet.
5. God bestandighet ved ujevne ytre påvirkninger (kjemisk).
6. Regulerbar/rask herdetid.
7. Frostbestandig.
8. Lav permeabilitet.
9. Giftfritt.
10. Lav pris.

Ser vi så på de injeksjonsmidler som brukes i dag, er det vel ingen som tilfredstiller alle disse krav.

I Norge er forbruket av sement til injeksjonsarbeider ca. 5000 tonn pr. år. Dette er hovedsaklig Rapid-sement (Blaine 4600).

Jeg skal *ikke* gå inn på de forskjellige kjemiske midler som i dag benyttes. Jeg vil bare si noen få ord om *når* man bør benytte kjemiske midler som et supplement eller erstatning for sementinjeksjon.

På fig. 23.2 har jeg plottet innsats mot resultat.

Som en ser, vil en etter en viss innsats oppnå "store" resultater med en sementinjeksjon, men i tilfelle kriteriet er relativt strengt, så måtte man øke denne innsatsen betydelig for å oppnå et litt bedre resultat.

Det ville i dette tilfelle være mer økonomisk og en bedre teknisk løsning å benytte seg av et kjemisk injeksjonsmiddel i tillegg til sement for å oppnå den ønskede tetthet.

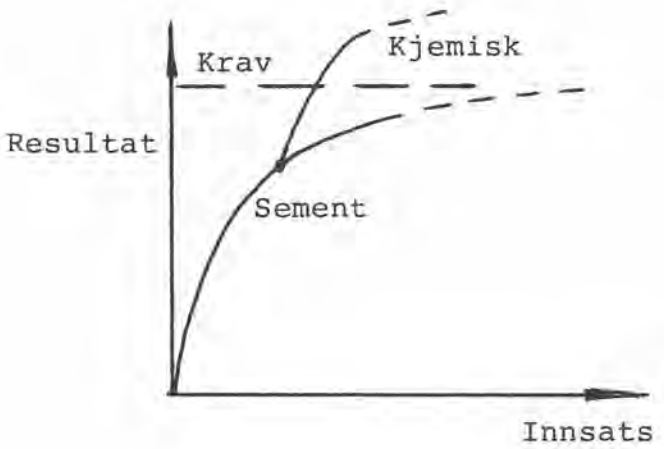


Fig. 23.2 Innsats mot resultat.

Man skal av den grunn ikke se seg blind på enhetspriser for injeksjonsmiddelet, men vurdere det totaløkonomiske forhold sammen med den tekniske løsning.

Komiteen har henvendt seg til Norcem for å få satt i gang en prøveproduksjon av en finmalt/finsiktet injeksjonssement.

Den Rapid-sement som benyttes som injeksjonssement i dag, er vel egnet, men en ytterligere forbedring vil bli møtt med glede.

Videre har komiteen "pushet på" arbeidet med å stabilisere silikastøv. Dette er et samarbeidsprosjekt mellom NOTEBY og NGI.

Silikastøv er et biprodukt fra produksjonen av silisiummetall og ferrosilisiumlegering. Støvet har en spesifikk overflate på ca. 20 m^2/g (til sammenlikning Rapid: 0,5 m^2/g) og mer enn 85% av partiklene har en størrelse som er under 1 mikron.

UTSTYR

Boring av injeksjonshull kan enten utføres som slagboring eller rotasjonsboring.

Det er alment akseptert at rotasjonsboringen gir mindre gjentetting av slepper og stikk, spesielt i bløte bergarter.

Dette er en stor fordel ved injeksjon. Rotasjonsboringen er vesentlig dyrere enn slagboringen, men ved lange hull, f.eks. lengre enn 40 - 50 m, samtidig med vanskelig fjellforhold vil rotasjonsboring for injisering være et alternativ til slagboringen.

Komiteen vil spesielt se på hvilken virkning spyling og rengjøring av hull har på injeksjonsresultatet.

Spesielt viktig er rengjøringen av hull ved slagboring i bløtere bergarter eller hvor man har sprekkefyllinger som silt og grus etc.

En utvidet spyling ved vannpresning fra et hull til et annet eller ved bruk av "høytrykkssonder" bør vurderes der forholdene tilsier dette.

Ellers på utstyrsiden går det vel i retning av større kapasiteter på blandere og pumper.

En utvikling av registreringsutstyr for flerhullinjeksjon og kanskje en utvidet bruk av engangspakkere er andre "trends" på utstyrsiden.

TETNING VED INJEKSJON

Som avslutning vil jeg komme med den påstand at injeksjonsarbeid er en kunst. Til tross for gode arbeidsbeskrivelser vil i mange tilfeller resultatet være avhengig av injeksjonspersonalets dyktighet og erfaring.

Fjellets skiftende beskaffenhet og anisotropi vil stadig kreve spesielle hensyn når det gjelder injeksjonsprosedyrer.

Nødvendig injeksjon etter at anlegget er satt i drift koster mye.

Det er en samfunnsøkonomiske interesse at injeksjonsarbeidet skal lykkes ved første forsøk.

REFERANSER:

Injeksjonskomiteen for tunneler og bergrom,
Fase 1 - rapporter, Oslo 1981.

T. W. Zeigler: Determination of rock mass permeability, U.S. Army Eng. Waterways Exp. Sta., 1976.

C. O. Morfelt: Är injektering i berg en svartkonst? Bergmekanikdagen 1977, BeFo, Stockholm.

Arbeidsgruppe for injeksjonsmetoder,
Rapport nr. 1 VEAS/OVK, Oslo, oktober 1979.

VANNLEKKASJER VED EKSTREME TRYKK

Water leakage at extreme pressure

Overingeniør Knut Garshol, Ingeniør Thor Furuholmen A/S

SAMMENDRAG

Store vanntrykk (10 - 50 bar) og mye vann i tunneldrift skaper praktiske, sikkerhetsmessige og økonomiske problemer. Metoder for å redusere ulempene beskrives. Begrunnelse for valg av både pumpesystem og avpasset bruk av forinjeksjon i kombinasjon, er detaljert gjennomgått. Praktiske og sikkerhetsmessige momenter for boring og injeksjon mot trykk tilsvarende 1 tonn på en 51 mm borkrone, beskrives med grunnlag i erfaring. Konklusjoner: Sørg for tett fjell mellom lekkasjesone og stuff, punktér ikke stuffen, skyt ikke salve mot større lekkasje uten å forinjisere.

SUMMARY

Extreme water pressure (10 - 50 bar) at high volumes are causing severe problems in tunnelling, related to practical-, safety- and economical matters. Methods to minimize such problems are described. The reasons for the choice of a combined use of probedrilling, pregrouting and a dewatering system by pumping are listed in detail. Based on practical experience, the procedures for how to operate in a safe way against pressures giving a one ton force on a 51 mm drillbit are given. Conclusions: Allways keep a volume of watertight rock between tunnel heading and the water bearing zone. Do not risk a hydraulic fracturing of the heading. Do not fire a round against a high volume leacage unless pregrouting is executed.

TEMA

Vann i fjellet under trykk (større enn 10 bar) og med stort volum, i forbindelse med driving av tunneler og bergrom.

Slike forhold vil normalt skape spesielle driftsproblemer og et sammendrag av erfaringer fra flere anlegg blir presentert i det etterfølgende.

PROBLEM

Normalt består problemet i isolerte partier av begrenset lengde med et antall forholdsvis åpne sprekker med vann under trykk. Avstanden mellom slike soner kan variere mye.

Lekkasje kan også forekomme som mange smålekkasjer over lengre strekninger, og samlet kan vannmengdene da bli store.

Praktiske prosedyrer, økonomi, sikkerhet og tidsforbruk blir sterkt påvirket, og det blir mange hensyn å veie mot hverandre når problemet oppstår.

PROBLEMFORSTERKERE

- Høyt vanntrykk, det vil si over 10 bar.
  Ulla-Førre 3 – 15 bar
  Kjela 20 – 30 bar
  Holen 20 – 50 bar.

- Store vannmengder ofte.
- Problemet kommer uventet.
- Tunneldrift på synk (evt. tverrslag på synk).
- Tidsbestemmende stuff.
- Underdimensjonert pumpekapasitet, dårlig grøft.
- Svake bergarter som fyllitter, svake glimmerskifere eller knusningssoner.
- Saltvann.

KONSEKVENSER FOR ENTREPRENØR

Normalt arbeides det etter kontrakter hvor entreprenøren er forpliktet til å ta vare på inntil 500 l/min på én stuff. Av og til er kravet økt til 1.000 - 1.500 l/min. Vanligvis er dette å forstå som samlet lekkasje over aktuell stuff-lengde. Slike vannvolum kan en regne med å ta vare på ved pumping, særlig hvis det er fordelte lekkasjer. Noe lokalt plunder kan oppstå, men ikke alvorlig.

Ved store konsentrerte vanninnbrudd på stuff (noen m^3/min) og høyt trykk, vil dette normalt medføre regningsarbeid til problemet er løst. Oftest vil en slik situasjon medføre mye tapt tid på grunn av manglende forberedelse. På kort varsel skal det skaffes injeksjonsutstyr, injeksjonsmidler og kyndig bemanning. Dette tar som regel noe tid. Det er heller ikke uvanlig at en må gjennom flere problemsoner, før det blir lagt opp prosedyrer og beredskap for å dempe problemene.

KONSEKVENSER FOR BYGGHERRE

Sett fra byggherresiden dreier det seg oftest om tid og penger. De økonomiske følger kan ved tidsbestemmende stuff bli alvorlige. Som et eksempel kan følgende overslagsberegning brukes:

Injeksjonsfirma med utstyr:	kr.	5.000	pr.	døgn
Stillstand stuff hovedentreprenør	»	25.000	»	»
Økt rentebelastning for prosjektet, totalramme 500 mill. kroner	»	170.000	»	»
Materialforbruk, pakkere o.l.	»	3.000	»	»
	kr.	203.000	pr.	døgn

Andre konsekvenser, som tapt kraftproduksjon eller evt. skader utenfor anlegget er ikke med i overslaget. En tapt uke kan altså fort koste 1 mill.kroner.

Leie av beredskapsutstyr for injeksjon vil koste ca. kr. 500.– pr.døgn. Risikoen for at tidsbestemmende stuff skal stoppe på grunn av vann, behøver ikke være særlig stor før det lønner seg å ha beredskap. Ett døgn spart, betaler 400 døgn beredskapsleie med kostnadsbakgrunn som foran.

METODER

I praksis er det to måter å takle vannproblemer på:

1. Pumping
2. Injeksjon

Vel å merke er det ikke snakk om to alternative metoder, men etter forfatterens mening supplerende metoder. Begrunnelsen for dette er:

Det er klare begrensninger for hvor mye vann som kan pumpes gjennom rør, eller som kan tas unna i grøft, hvis rimelige praktiske og økonomiske rammer fastsettes.

Det er enda mer begrenset hva som kan takles direkte ved stuff. I en synk vil allerede 1 - 2 m^3/min lage alvorlige vanskeligheter.

Vann under høyt trykk som spruter inn i tunnelen vil gjøre arbeidsforholdene meget utrivelige (vanntemperatur 6 - 7 °C.). Ingen vil gå gjennomvåt og kald i hele skift over lengere tid.

Hvis lekkasjen først har oppstått, er det meget vanskelig å tette denne ved injeksjon bak stuff, eller ved stuff hvis selve stuffen lekker som en sil.

Videre blir en slik ettertetting verre å få til med økende trykk.

Den andre siden av begrunnelsen er ikke mindre viktig:

Det lar seg gjøre å injisere rimelig tett nesten hva som helst av lekkasjer, forutsatt at lekkasjen er påtruffet i borhull foran stuff, altså ved forinjeksjon.

Dette forutsetter sondérboring, men det er en enkel og rimelig metode for kontroll av forholdene.

Forinjeksjon kan være tidkrevende, og en skal i den forbindelse merke seg at en helt tett injeksjons-skjerm blir urimelig mye dyrere enn en nesten tett. Å tette de siste 20 % av en lekkasje kan fort koste mer enn de første 80 %.

Konklusjonen på disse betraktninger blir:

- Det er meget risikabelt å trumfe seg frem og bare stole på pumpeløsningen. I værste fall kan tunnelen drukne.
- Full sikring med bare injeksjon er altfor tidkrevende og kostbart til å være normalt anvendelig, mens en rimelig bruk av sondérboring og injeksjon kan redusere risikoen for vanninnbrudd til nær null.

Bruk av sondérboring og injeksjon sammen med et pumpesystem - avbalansert mot hverandre, stedlig risiko og prosjektavhengige konsekvenser, er den eneste brukbare metode ved spesielt vanskelige prosjekter.

PRAKTISK PROSEDYRE

Pumpesystem:

Kapasitet velges etter stedlige forhold. Reservekapasiteten bør være 100 %. Ved synkdrift må det brukes trinnvis pumping med fallende kapasitet nedover.

Sondérboring:

Sikkerhetsverdien av sondérboring øker omtrent proporsjonalt med antall hull, og minimum bør være 3 - 4 hull. Sondéringslengden er ikke så viktig, og kan avpasses etter utstyr, skiftrytme osv., men minimum overlapp er to salvelengder, dvs. 8 - 9 meter.

Hvis økonomien betyr noe, er diamantboring altfor kostbart i forhold til den ekstra informasjon det gir, sammenlignet med slaghullsboring.

Injeksjon:

Påtreffes mye vann før endelig hulldyp, bores det bare 2 - 3 m videre, og flere hull bores inn i samme området. Injeksjon utføres .

Grunnliggende lekkasjer (10 - 15 m) kontrollbores og injiseres fra samme stuff.

Ved dyptliggende lekkasjer (mer enn 15 m) drives det tunnel til 2 salver gjenstår og kontrollboring, evt. injeksjon utføres.

Spesielle momenter:

Selv om sondérboring og injeksjon er gjennomført, kan det påtreffes vann ved salveboring. Ved høyt trykk og store vannvolum må det vurderes å utføre injeksjon. En bør i et slikt tilfelle være ekstra forsiktig på grunn av liten fjelldekning inn til lekkasjen. Er stuffen av tvilsom kvalitet, bør det bores et begrenset antall hull for ikke å slippe vanntrykket for langt ut i stuffen.

Skulle stuffen punktere, vil det bli uhyre vanskelig å injisere, da cementen vil spyles tilbake med lekkasjevannet. Ofte er da eneste alternativ å støpe igjen stuffen med en forankret betongplate, og deretter injisere. Dette tar fra en halv til en hel uke avhengig av forholdene. For å redusere risikoen for punktering, bør en ha mulighet for å sette pakninger dypt i borhullene.

PRAKTISKE MOMENTER

Ved Holen Kraftverk, tverrslag Øyestøl (52 m^2) har vi hatt problemer med meget høye trykk, varierende mellom 20 og 50 bar.

Slike trykk gir en del dramatiske effekter. Når en borer inn på lekkasjer, kan trykkvann, grus og slam slå igjennom boret og helt inn i bormaskinen. Ofte sprekker også vannslangene. Når boret er trukket ut, står gjerne vannstrålen fra et 51 mm hull 25 m utover i tunnelen. Når tilførselen er god nok, gir ett slikt borhull på 10 m lengde 2 - 3 m^3/min. En måling av ett hull 4.5 m langt og 45 mm diameter gav 4 - 5 m^3/min.

Skjøteboring mot 50 bar med en vanlig tunnelrigg er meget risikabelt. Teoretisk trykk på en 51 mm borkrone blir over 1000 kp. Manuell håndtering av borstrengen ved innskjøting eller uttak av stenger er da umulig.

Vi har vært ute for at borstrenger har blåst 15 m utover tunnelen, og også skutt solid bulk i 25 mm stålplate i front av borriggen.

Hvis man på forhånd vet at det blir mye slik boring og at trykket kan bli høyt, må det

brukes hydraulisk klemanordning på fremre borstyring for å sikre borstrengen. En nødløsning når slikt ikke er montert og høyt trykk påtreffes med flere stenger i hullet, består i å rygge hele borriggen til borstrengen faller ut av hullet. Tilsvarende hvis det må bores flere hull, kan disse bores på vanlig måte nesten inn, mens siste stang eller to skjøtes inn ved å rygge borriggen og kjøre frem under boring.

Erfaring har vist at det lønner seg å bore et relativt stort antall hull inn i lekkasjesonen. Trykket vil da etterhvert avlastes noe, og det blir lettere å få inn pakkere i hullene. Det gir også øket sikkerhet for tilstrekkelig tetting av alle sprekker ved injeksjonen. Etter ferdig injeksjon må massen stå i minimum 24 timer.

Pakkere kan ikke skyves inn manuelt. Vi har benyttet et adapter i midtre borstyring, og pakkeren går gjennom fremre borstyring. Problemet er gjerne å entre borhullet, da vannspruten tåkelegger alt inne på stuff. Hullmunningen må pusses grundig med borkronen.

UTSTYR

Blande- og pumpeutstyret må ha høy kapasitet, dvs. 4 - 5 m^3/time ved 20 - 30 bar som et utgangspunkt. Trykk-kapasiteten er avhengig av stedlige forhold, men bør kunne gi 40 - 50 bar **over-trykk**. Mulighet for 100 bar eller mer er derfor ønskelig. Hydrauliske pumper er normalt best egnet, da trykk og kapasitet kan reguleres uavhengig. Utstyret må kunne pumpe stive blandinger og max. kornstørrelse opp til 5 - 10 mm.

Vanlige klokoblinger, trykkluftslanger og annet standardmateriell er ubrukelig og farlig. Spesialslanger og fittings til aktuelt trykk må brukes.

Alle tilgjengelige pakkertyper som vi har prøvet, er bokstavelig talt en flaskehals i systemet. Ved innføring har gummi-ekspanderen lett for å vrenge seg og ved montering ikke få godt nok feste slik at den blåser ut av hullet. Skyvekraften må overføres på inner-røret, som ofte er 1/2" springvannsrør. Det er derfor svært lett å knekke røret ved innpressing. Det har også vist seg at inner-røret kan knekke hvis injeksjons-slangen henger i røret over lang pumpetid på grunn av utmatting.

Inner-røret virker dessuten sterkt begrensende på pumpehastugheten, og tillater ikke bruk av kornstørrelser over 3 - 4 mm. Den viktigste fordelen er at pakkeren kan settes på stort dyp og altså forhindre vanntrykk langt ute i stuffen når det er risikabelt.

Det kan være et godt alternativ å bruke rør som er gjenget i en ende og splittet på langs over en passe lengde. Ved avpassing av hull- og rørdiameter, kan røret drives inn med bormaskin omtrent som en split-set fjellbolt. Netto diameter kan da bli over 40 mm.

EKSEMPLER

Meget kort skal gis noen eksempler fra anlegg med store vannproblemer og høye trykk.

Kjela

Tverrslag Turvelid mot Bordalsvann, ved E 68 Edland - Haukeliseter, var meget problematisk på grunn av vann. Tverrslaget var her på synk. Som et løsrevet eksempel nevnes P 1800 på denne stuffen.

Det ble boret på mye vann med 23 bar statisk trykk 6 - 7 m foran stuff. En fullstendig injeksjon ble avsluttet etter 5 - 6 skift, og det ble skutt salve inn i området.

Resultatet var et vanninnbrudd på 12 - 15 m^3/min. Det ble montert 4 stk. 10" rør inn mot lekkasjen og hele tunnelen innstøpt i betong i 7 m lengde, pluss 2 m senere. Rørene ble

stengt og ettertetting med injeksjon rundt proppen ble forsøkt. Restlekkasjen var ca. 500 l/min.

Innen lekkasjen var under kontroll og ny tunnel rundt proppen var drevet, hadde det gått omtrent et halvt år.

Ulla Førre (Flottene)

Tverrslag på synk også her, og stuffen mot Førrejuvet var en del utsatt for vann. I ett tilfelle hadde vi en lignende situasjon som eksemplet fra Kjela, med ønske om å skyte salve trass i at det var mer vann i sonen enn vi kunne ta unna med pumpene.

Vi injiserte da ca. 30 tonn cement og kunne drive igjennom fjell. Trass i én uke nødvendig utsettelse med start injeksjon, var vi i drift før høyspent, trafo, pumper og rør var installert etter byggherrens pålegg.

Ulla Førre (Osane)

Tverrslag på synk og 75 m^2 tunnel på svakt fall i driveretningen. En oppsummering etter drevne 2.300 m viser:

- Injisert cement 1.100 tonn.
- Ekstra kostnad vel kr. 10 millioner.
- Inntil 175 tonn injisert fra én stuff.
- Vanntrykket på ca. 15 bar, korresponderte med fjelloverdekningen på stedet.

Holen (Tverrslag Øyestøl)

Tverrslaget var også her på fall og vanntrykket varierte fra 20 - 50 bar. I tillegg til de løpende problemer med sondérboring, injeksjon, vrengte og bøyde pakkere osv., fikk man et par tilfeller av punktering av allerede injiserte soner.

En punktering under slike vanntrykk er uhyre vanskelig å stoppe, men ikke umulig. Prosedyren går ut på å drive inn stålrør direkte på lekkasjestedet med diameter 3 - 6", i et antall tilpasset lekkasjen. I tillegg ble det normalt boret inn avlastningshull fra fast sidefjell. Stålrørene ble påsatt ventil i enden og ble forankret til fjell med bolter gjennom påsveiste festeanordninger. Innsprøyting eller støping i betong ble også anvendt. Etter forsvarlig forankring og herding av evt. betong kunne alle ventiler og kraner lukkes. Normalt medførte dette store lekkasjer på forskjellige steder rundt rørene. Injeksjon med bare cement var oftest nytteløst. Til å begynne med ble det brukt cement/sagflis med meget tykk mørtel og innpumping av finsats betong (0 - 10 mm korn) med stempel-sprøytebetongpumpe. Såsnart som mulig, det vil si når alle utganger har plugget seg, kan en gå over til normal cementinjeksjon.

Ved slike forhold har det vist seg at et høyt overtrykk ved injeksjon, tykk mørtel og tilstrekkelig herdetid er meget avgjørende for et vellykket resultat. Dessuten må en sørge for å fylle opp så godt som mulig og ikke stoppe injeksjonen for tidlig. Det er meget store krefter involvert, og herdetiden må derfor overholdes.

KONKLUSJON

Høye vanntrykk, mye vann, synkedrift og eventuelle andre kompliserende faktorer medfører at følgende system må anvendes for driften:

- Sondérboring må utføres og pumpe- og injeksjonsomfang må avbalanseres mot hverandre. BEGGE metoder må benyttes.

- Pumpereserve rundt 100 % bør etableres.

- Nødstrømsaggregat normalt nødvendig.

- Utstyr tilpasset behovet med tilstrekkelig trykk- og volumkapasitet og mulighet for pumping av kornstørrelser opp mot 10 mm, er et krav.

- Etterinjeksjon er uhyre vanskelig, tidkrevende og kan fort bli umulig.

- Forinjeksjon er i sammenligning kurant. Forutsatt overlapp 8 - 9 m og rimelig tett stuff.

- Vær på alle måter forsiktig ved høye trykk, slipp ikke vannet for langt ut i en dårlig stuff.

- Rent oppgjør etter medgått cementvekt ved stuff er ubrukelig. Selv ved stort forbruk vil cementkostnaden utgjøre under 5 % av det totale og variasjonen i forbruk pr. tidsenhet er meget stor. Å bruke en av de minste og mest variable kostnadsfaktorer som oppgjørsgrunnlag er opplagt galt.

- Avhengig av forholdene kan tilleggskostnadene for alt som har med vannpumping, sondérboring og injeksjon å gjøre, være fra 50 - 100 % av tunnel-meterprisen.

- Og til slutt:
  PUNKTER IKKE STUFFEN, SKYT ALDRI SALVE MOT EN STOR LEKKASJE FOR Å SE HVA SOM SKJER.

VANNLEKKASJER VED ULLA–FØRRE

Waterinflows at the Ulla-Førre Hydroelectric Powerscheeme.

Siv.ing. Geir Bertelsen, A/S Geoteam

SAMMENDRAG

Ulla-Førre-anleggene omfatter bl.a. 100 km tunnel og tre store kraftstasjonshaller i fjell. Tunnelene er delvis satt bort i entreprise til ing. T. Furuholmen A/S, og blir delvis drevet i NVE's egen regi.

Anleggene ligger i et område med forholdsvis komplisert tektonikk. Tunnelene blir drevet i gneiser og granitter som tilhører den sydvestnorske grunnfjellsformasjon.

I flere av tunnelene har store vanninnbrudd hemmet driften. Ved en anledning ble et tunnelsystem med et 500 m langt tverrslag og en 2000 m lang overføringstunnel fylt med vann som et resultat av et vanninnbrudd på 200 l/sek. En komplisert injeksjon ble utført av A/S Grunnboring til anleggets fulle tilfredsstillelse.

Erfaring viser at pumpeinstallasjon og røropplegg lett kan bli underdimensjonert, og at det kan få store økonomiske konsekvenser. Tetting av store vannlekkasjer ved injeksjon er en kostbar og tidkrevende operasjon.

SUMMARY

About 100 km of tunnels are under construction as a part of the Ulla-Førre Hydroelectric Powerscheeme. The tunnels are driven partly by the contractor ing. T. Furuholmen A/S, and partly by N.V.E.

The powerscheeme is located in an area of a rather complex tectonic history. The rocktypes are gneisses and granites belonging to the precambrian of southwest Norway.

Large waterinflow has occured many times during the tunnel construction. By one occasion a 550 m cross-cut tunnel and 2000 m supply-tunnel were filled with water as a result of a 200 l/sec inflow. A difficult grouting operation was carried out by A/S Grunnboring.

We have learned by experience that the need for pump capasity easely can be underestimated. This is of large economic significance. Furthermore we have learned that grouting is an expensive and timeconsuming operation.

Innledning

Ulla-Førre er et av flere kraftanlegg som i de senere årene har fått føle problemene med store, og delvis uforutsette innlekkasjer av vann i tunnelene.

For kort å sette dette i forbindelse med de teorier som professor Selmer-Olsen har gjort rede for i et tidligere innlegg, plasseres Ulla-Førre i en tektonisk og geologisk sammenheng. Det tektoniske bildet er adskillig mer komplisert enn f.eks. på naboanlegget Øvre Otra. Tre systemer av større bruddsoner i jordskorpen gjør seg gjeldende. Foruten hovedretningen N70-90^{g} Ø, som tilsvarer større dalfører og fjorder i området, vil retningen N120-140^{g}Ø og N170-190^{g}Ø tre fram på det tektoniske kartet. Sammenhengen mellom lekkasjeførende sprekker, og bevegelser i jordskorpen langs slike bruddsoner, kan derfor være vanskeligere å bestemme enn på Øvre Otra.

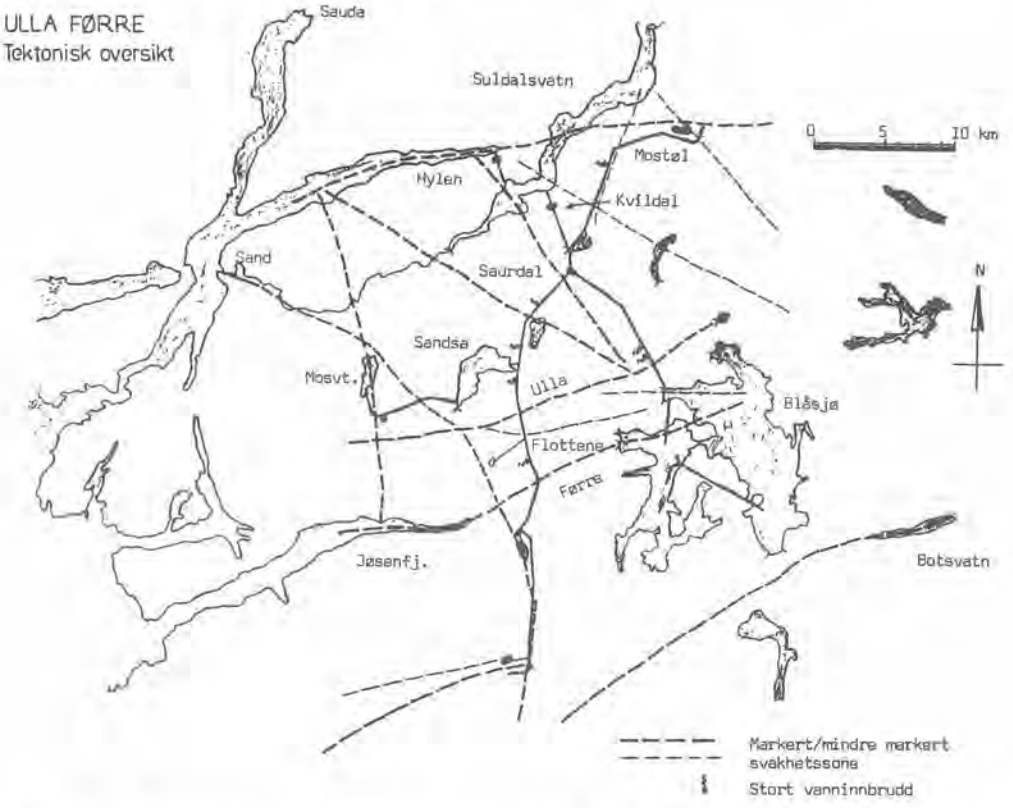


Fig. 25.1 Tre systemer av større svakhetssoner trer fram på det tektoniske oversiktskartet.

Det er grovt sett snakk om tre geologiske formasjoner i området. Det kaledonske skyvedekkets bergarter, gneis og granitt, finnes som rester på de høgeste toppene. Fylittformasjonen er en ca. 200 m mektig plan, men svakt hellende plate på kote 600-1200. Under dette ligger grunnfjellet. Alle tunneler og kraftstasjonshaller ligger i grunnfjellsformasjonen med god klaring til det subkambriske peneplan og fylittformasjonen.

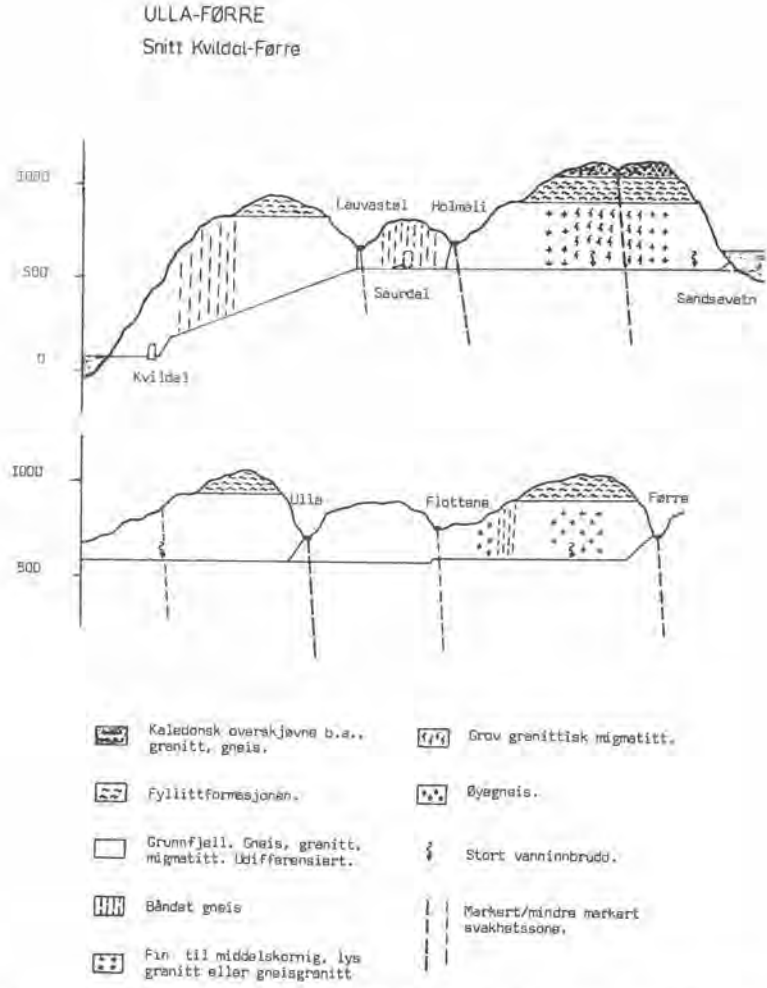


Fig. 25.2 Tunnelene går i grunnfjell med god avstand til det subkambriske peneplanet, fyllittformasjonen og skyvedekket.

Grunnfjellsformasjonen består av gneis og granitt i forskjellige varianter. Det er ikke så stor variasjon i mineralsammensetning som i struktur og mekaniske egenskaper. F.eks. er det registrert variasjoner i borsynkinndeks DRI fra 27 i en finkornig, båndet gneis, til 69 i en grovkornig gneis med tilnærmet samme mineralsammensetning.

Det er ingen klar sammenheng mellom bergarter og vannlekkasje. Inntrykket er likevel at vannlekkasjene er sterkest knyttet til sprø bergarter. De delene av anlegget som har unngått større vannproblemer er for det første området ved Mostøl. Det foreligger ingen målinger av sprøhet i bergartene her, men borsynk og borslitasje tyder på at sprøhetstallet vil ligge i den nederste del av skalaen.

De lavere deler av anlegget, Hylen og Kvilldal kraftstasjoner med tilløp, har også unngått større vannproblemer. Bergartene her domineres av finkornige gneiser med lave sprøhetstall. Prøver fra Hylen viser f.eks. en mylonittgneis med sprøhet 24 og DRI 27, og en båndgneis med sprøhet 33 og DRI 29.

Det skal nevnes at tunnelene på Ulla-Førre delvis er drevet av ing. T. Furuholmen og delvis i NVE's egen regi. Begge parter har fått føle vannproblemene i rikelig mon.

Fig. 25.3 Vanninnbruddet som førte til at 2000 m overføringstunnel og 550 m tverrslag ble fylt med vann.

Vanninnbrudd
Saurdal-Sandsa

Den mest dramatiske hendelsen i forbindelse med vannproblemene på Ulla-Førre fant sted i tunnelen Saurdal mot Sandsa. Dette er en 75 m^2 overføringstunnel, drevet fra et 550 m langt tverrslag på synk 1 : 8. Selve overføringstunnelen går på noen promilles stigning mot Sandsa. Tunnelen ble drevet i NVE's egen regi.

Bergarten i det mest lekkasjeførende området er en grov migmatitt med en middelskornig lys granitt som grunnmasse, og med uregelmessige innslag av mørk gneis og amfibolitt.

På strekningen 1000-2000 m ble flere markerte, vannførende slepper passert, men ingen av lekkasjene var av en slik størrelsesorden at injeksjon var nødvendig. Ved 2018 m fikk man et større vanninnbrudd i en markert sleppe. Lekkasjen ble anslått til 25 l/sek. Total innlekkasje i tunnelen var på dette tidspunktet 75 l/sek. Pumpekapasiteten var 100 l/sek, men den var under forsterkning.

Ved 2052 m fikk man et nytt vanninnbrudd under oppboring av salve. Da var en ny 8" pumpeledning lagt inn fra tverrslaget, slik at installasjonen ialt besto av 9 pumper (Flygt 2201) og 5 stk. 8" pumperør. Dette ble ansett tilstrekkelig til at man kunne drive videre. Salven ble skutt i to omganger, men under utlastning brøt vann, stein og grus gjennom i venstre side, ca. 2 m over sålen. Pumpekapasiteten viste seg å bli for liten. Etter to dagers forsøk på å forsterke pumpekapasiteten ved hjelp av strømaggregat og flere pumper måtte man gi opp, og tunnelen ble druknet i løpet av seks dager. Total innlekkasje var da 275 l/sek, og lekkasjen på stuff antatt ca. 200 l/sek.

Arbeidet med å tømme tunnelen igjen skal ikke beskrives i detalj her. Vanninnbruddet fant sted 10. mars 1979. Pumping for å tømme tunnelen igjen startet 23. mars, og ble avsluttet 17. april. Omfattende opprydding og forberedende arbeider var nødvendig før driften kunne gjennopptas.

Beredskapen hos NVE for å mestre injeksjon av en slik karakter som det her ble snakk om, var ikke god nok på dette tidspunktet. Det ble derfor inngått en avtale med A/S Grunnboring om å stå for tetningsarbeidene.
Gangen i dette arbeidet sammenfattes i korthet slik:

1. Sonderboring for å kartlegge vannførende sleppe.

2. Boring av avlastningshull i venstre side (Ø 115 mm).

3. Boltesikring i venstre vegg.

4. Forankret støp i lekkasjen med innstøping av stort rør (14 - 15") med slusekran.

5. Injeksjon med tykkest mulig mørtel til forbindelse med første høyereliggende avlastningshull. Deretter herding natten over.

6. Ny injeksjon i det hull man har forbindelse med.

7. Arbeidet fortsetter til det er bygd opp en solid krans av injeksjonsmasse.

Etter seks ukers forberedende arbeider og injeksjon var fjellet tett, og driving kunne gjenopptas. Dette skjedde 4. juli etter bortimot 4 mnd. stopp. Driften videre var også preget av stor vannlekkasje og delvis systematisk injeksjon. Til denne omtalte injeksjonen gikk det med 150 tonn sement og betydelige mengder finsand.

Noen bergtekniske trekk.

I den homogene, middels- til grovkornige granitten i tunnelen Flottene mot Førre er vannlekkasjen knyttet til fra mindre enn 1 mm til 2 cm mektige, klare tensjonssprekker i ellers godt berg.

I den uregelmessige blandingsbergarten (migmatitt) i tunnelen Saurdal-Sandsa forekommer vannlekkasjene i forbindelse med slepper av varierende mektighet (0,1 - 1 m), eller i forbindelse med uregelmessig oppsprukket, blokkig berg.

I tunnelen Oddatjørn mot Saurdal har de fleste store vanninnbruddene sammenheng med forvitrede pegmatittganger i båndet gneis. Et felles trekk for de fleste vannlekkasjer er at vannet følger kanaler i sleppe- eller sprekkeplanet. Dette er blitt tydeligst demonstrert i denne tunnelen. Avgrensede, åpne og sterkt vannførende kanaler har vært et typisk trekk. Det har gitt seg utsalg i at man ved flere anledninger har boret nesten hele salven gjennom en sone uten å få større vannlekkasje, for så med ett eller noen få hull å punktere en slik vannførende kanal.

Ved et par anledninger har større vannlekkasjer hatt sammenheng med markerte leirsoner. Vannet har fulgt utallige sprekker og stikk i leirsonens forvitrede og oppsprukne sideberg.

Store vannlekkasjer har ikke forekommet direkte i forbindelse med noen av de store bruddsonene som er nevnt i innledningen.

Innenfor avgrensede områder ser de store vannlekkasjene ut til å være knyttet til bestemte sprekkeretninger. Dette er i tråd med erfaringer fra andre anlegg. I tunnelen Saurdal mot Sandsa er det f.eks. retningen N 80^{g}Ø som har gitt de store lekkasjene. I tunnelen Oddatjørn mot Saurdal er det N 20-40^{g}Ø, og i tunnelen Flottene mot Førre også N 40^{g}Ø.

Flere steder er det tydelig at vannlekkasjene har sammenheng med kalkspat som sprekkefylling. Man kan finne delvis oppløst kalkspat. Andre steder finnes utfelt kalkspat i åpne slepper.

Flere ganger har en fått demonstrert at sikkerheten mot ulykker kan bli skadelidende under driving i vannsykt berg. En ulykke med boring i dynamitt hadde sammenheng med en åpen vannførende sleppe foran stuff. Etter sigende skal dynamitten ha blitt ført fra et ladet hull oppe i stuffen, gjennom en åpen sleppe, og ned til et uladet hull i liggen. Dette hullet var gjenrast og ble boret opp med riggen for lading da ulykken skjedde.

Bolting i blokkig, vannsykt berg har ved flere anledninger bydd på problemer fordi mange boltehull går fulle av vann. Vannlekkasjer begrenser bruken av sprøytebetong som sikring. En kan dessuten lett tenke seg at kvaliteten av rensken blir redusert i forbindelse med vannlekkasjer.

Eksempler på økonomiske konsekvenser.

I tillegg til 17 ukers produksjonsstopp i tunnelen Saurdal mot Sandsa, noteres 4 ukers stopp i tunnelen Osane mot Flottene og 3 ukers stopp i tunnelen Flottene mot Førre. Dette er stopp som har direkte sammenheng med større vanninnbrudd, for liten pumpekapasitet og derav følgende pumpeinstallasjon, rørlegging og injeksjon. Dette representerer et produksjonstap på i størrelsesorden 500 lm tunnel til en verdi av 3-4 millioner kroner.

Det er vanskelig å beregne den totale økonomiske betydningen, men det er klart at i den grad slike stopp virker inn på ferdigstillelsen av et anlegg, er det snakk om større beløp.

I tunnelen Saurdal mot Sandsa (75 m^2) var 3. kvartal 1979 sterkt preget av vannlekkasjer

og injeksjon. Når det gjelder direkte kostnader viser rapportene 24.400 kr/lm tunnel, derav 7575 kr/lm til sikring, hovedsakelig injeksjon. I denne perioden var gjennomsnittlig ukeinndrift 11,5 m, og 46 skift gikk med til injeksjon og prøveboring.

Tilsvarende tall fra tunnelen Oddatjørn mot Saurdal (56 m^2) et kvartal med store vannproblemer og gjentagne injeksjonsoperasjoner er noe mindre dystre. Her er kostnadene totalt 12.700 kr/lm, derav 3750 kr/lm til sikring, d.v.s. vesentlig injeksjon. Gjennomsnittlig ukeinndrift var 14 lm og 38 skift gikk med til injeksjon- og prøveboring.

Sluttkommentar.

En stor del av de omtalte problemene kan føres tilbake til at vannlekkasjene var uforutsett, eller at varslene var for lite påaktet. Det har ført til for liten pumpeinnstallasjon, og for liten beredskap og erfaring når det gjelder injeksjon.

At kunnskapen om vannforhold i berg utfra enkle observasjoner er beskjedne, illustreres av et ordspråk som er hørt lansert: "Vannets veier er uransakelige". Når det gjelder å forutsi vannlekkasjer, kom man fram til følgende erfaringsregel hos ing. T. Furuholmen på Flottene anleggssted: "Dersom det har vært tørt og godt berg tidligere i uken, får vi vanninnbrudd fredag ettermiddag".

Dersom disse reglene kan avløses av mer pålitelig informasjon utfra forholdsvis enkle undersøkelser, vil det være en stor landevinning. Det er også klart at det er mye å hente når det gjelder å mestre injeksjonsteknikken bedre under ulike forhold.

VANNINFILTRASJON I FJELL RUNDT BYGGEGROP VED NORGES BANK.

Groundwater recharging system surrounding a deep excavation in clay.

Sivilingeniør Per Heimli, NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A.S.

SAMMENDRAG

Det blir beskrevet bruk av kunstig infiltrasjon av vann gjennom borhull i fjell for å hindre grunnvannsenkninger. Konkrete eksempler er hentet fra byggingen av nytt hovedsete for Norges Bank der det graves ca. 15 meter ned i leire i et gammelt bystrøk. Arbeidsgangen ved prosjektering og etablering av infiltrasjonsanlegg blir omtalt. Oppfølging og registrering av vannmengder og poretrykksutvikling etter at systemet er satt i drift er meget viktig.

SUMMARY

The use of boreholes in bedrock as a recharging system for minimizing the lowering of pore pressures in overlying clay is described. Examples are made from the construction of a new head office building for Bank of Norway where the excavation for basements is down to 13 meters below groundwater level. The planning and practical aspects of establishing, maintainance and logging of data of a recharging system is described.

FORMÅLET MED VANNINFILTRASJON

Med vanninfiltrasjon i fjell menes en kunstig mating av vann til et grunnvannsreservoir. Dette skjer vanligvis ved å presse vann ut i fjellsprekker via borhull. Formålet er å opprettholde grunnvannstanden i et område der det er fare for en poretrykksreduksjon som kan gi skadelige setninger på bygninger som er helt eller delvis fundamentert på setningsømfintlige løsmasser.

Problemet med grunnvannsenkninger er derfor knyttet til vannlekkasjer inn i tunneler eller i utgravinger som kommer vesentlig lavere enn den naturlige grunnvannstanden.

ORIENTERING OM PROSJEKTET

I det følgende vil en del av de praktiske problemer som er knyttet til prosjektering, utførelse og oppfølging av slike infiltrasjonsanlegg konkretiseres ved henvisning til de arbeider som for tiden er igang på tomten for Norges Bank i Oslo sentrum. Beliggenheten er vist på fig. 26.1. Tomtens areal er snaut 7000 m^2 hvor det skal graves i leire ned til et nivå som ligger ca. 12 m under havnivå, dvs. at gropa blir ca. 15 m dyp, se fig. 26.2. Den naturlige grunnvannstanden i området ligger 1 - 2 m under terrengnivå, og det er åpenbart at en så dyp og omfattende utgraving kan føre til store vannlekkasjer inn i gropa.

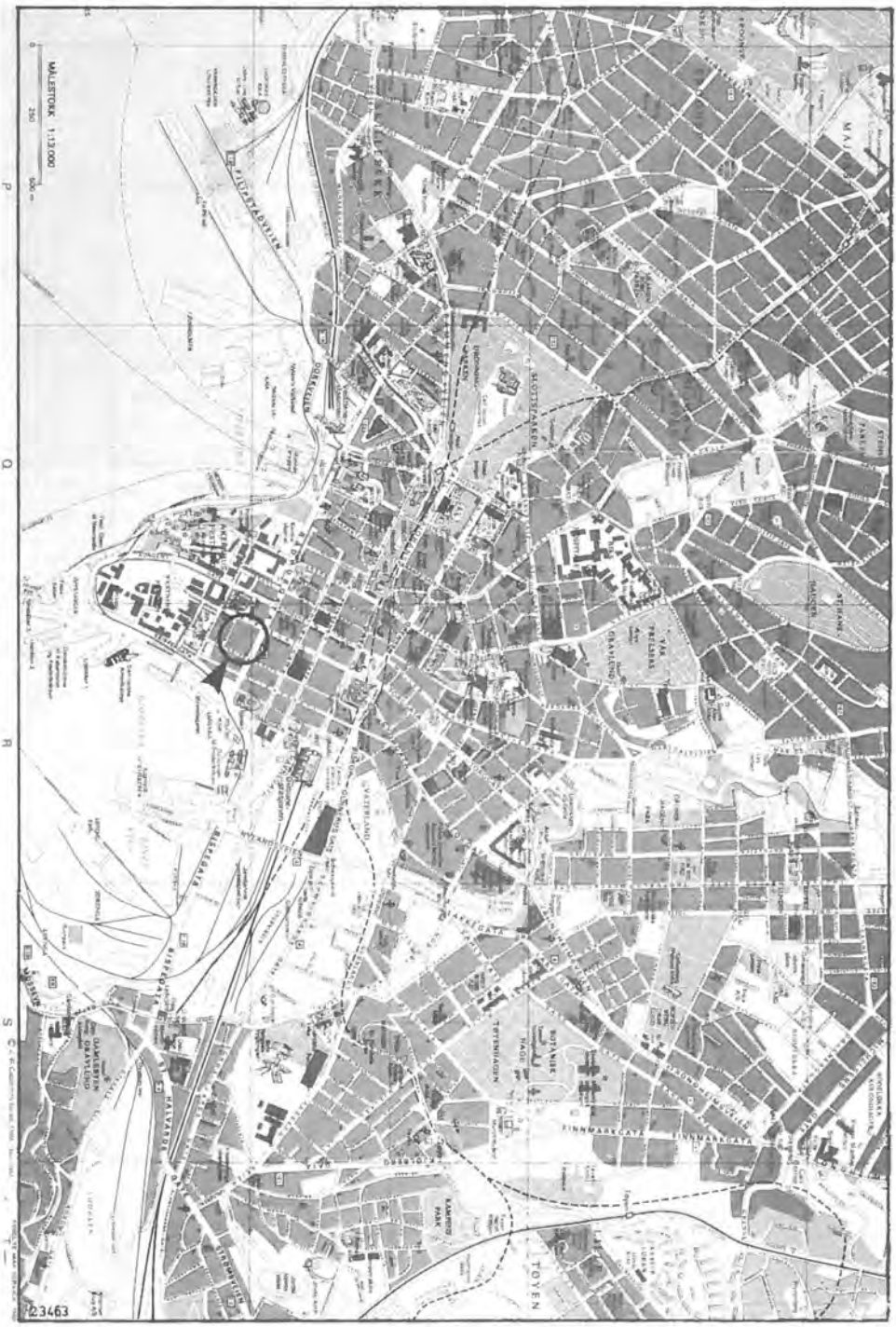


Fig. 26.1 Situasjonsplan.

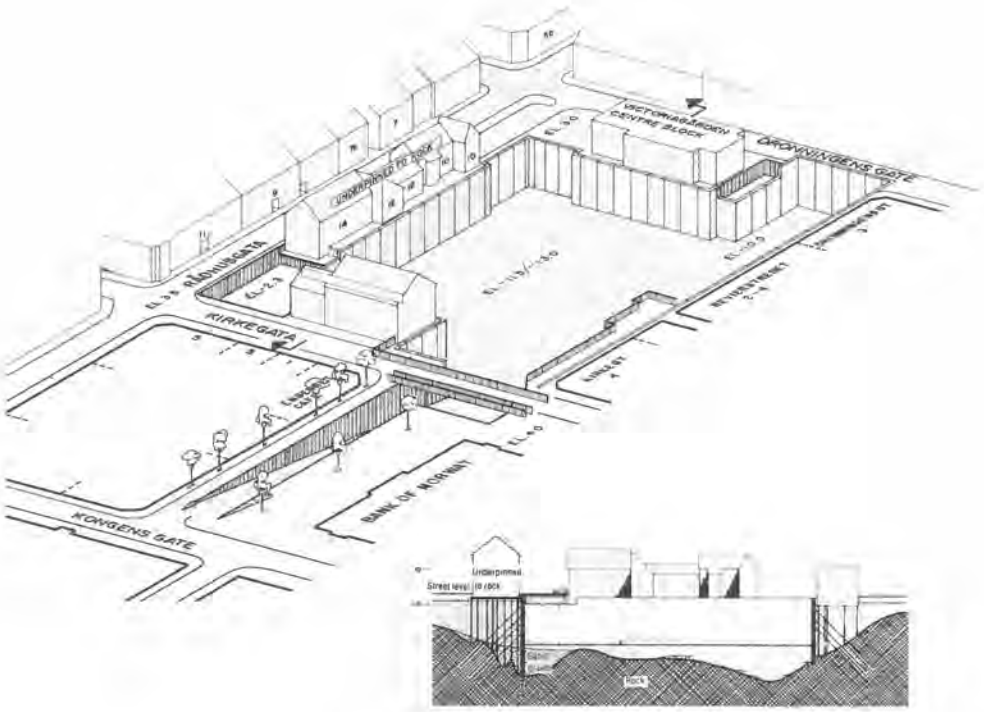


Fig. 26.2 Utgravd byggegrop.

VANNLEKKASJER I BYGGEGROPA

Lekkasjene har to hovedårsaker. Den ene er knyttet til slisseveggen hvor det bores flere hundre skråhull gjennom leira og ned i fjell for montasje av kabelstag. Det har vært til dels store vannlekkasjer gjennom disse borhullene, og det har naturlig nok vært nedlagt mye arbeid for å takle dette spesielle problemet uten at det skal omtales nærmere her.

Den andre hovedårsak til vannlekkasje inn i gropa er etableringen av en serie vertikale sanddren gjennom leira og ned til fjell. Dette er nødvendig for å holde poreovertrykket inne i gropa så lavt at det ikke er fare for bunnheving eller grunnbrudd i leira under utgravingen.

Vi står egentlig overfor et ideelt krav som det i praksis ikke er mulig å tilfredsstille: nemlig et poretrykk som er svært lavt inne i gropa samtidig som grunnvannstanden rett utenfor slisseveggen skal være uberørt.

For å minske noe på vannlekkasjene inne i gropa er det etablert en tetningsskjerm i fjell rett under slisseveggen ved hjelp av en standard injeksjon med sementmørtel. Det ble tidlig i prosjekteringen av anlegget reist spørsmål om det var mulig å injisere fjellflaten under hele tomta, men dette ble raskt sett på som helt urealistisk. Det har imidlertid hele tiden vært klart at den skjerm som nå er etablert ikke kan hindre at vann kommer inn, og det ble tidlig bestemt at det skulle etableres et system av infiltrasjonshull i området rundt gropa for å erstatte det vannet som tross alle tiltak må komme inn.

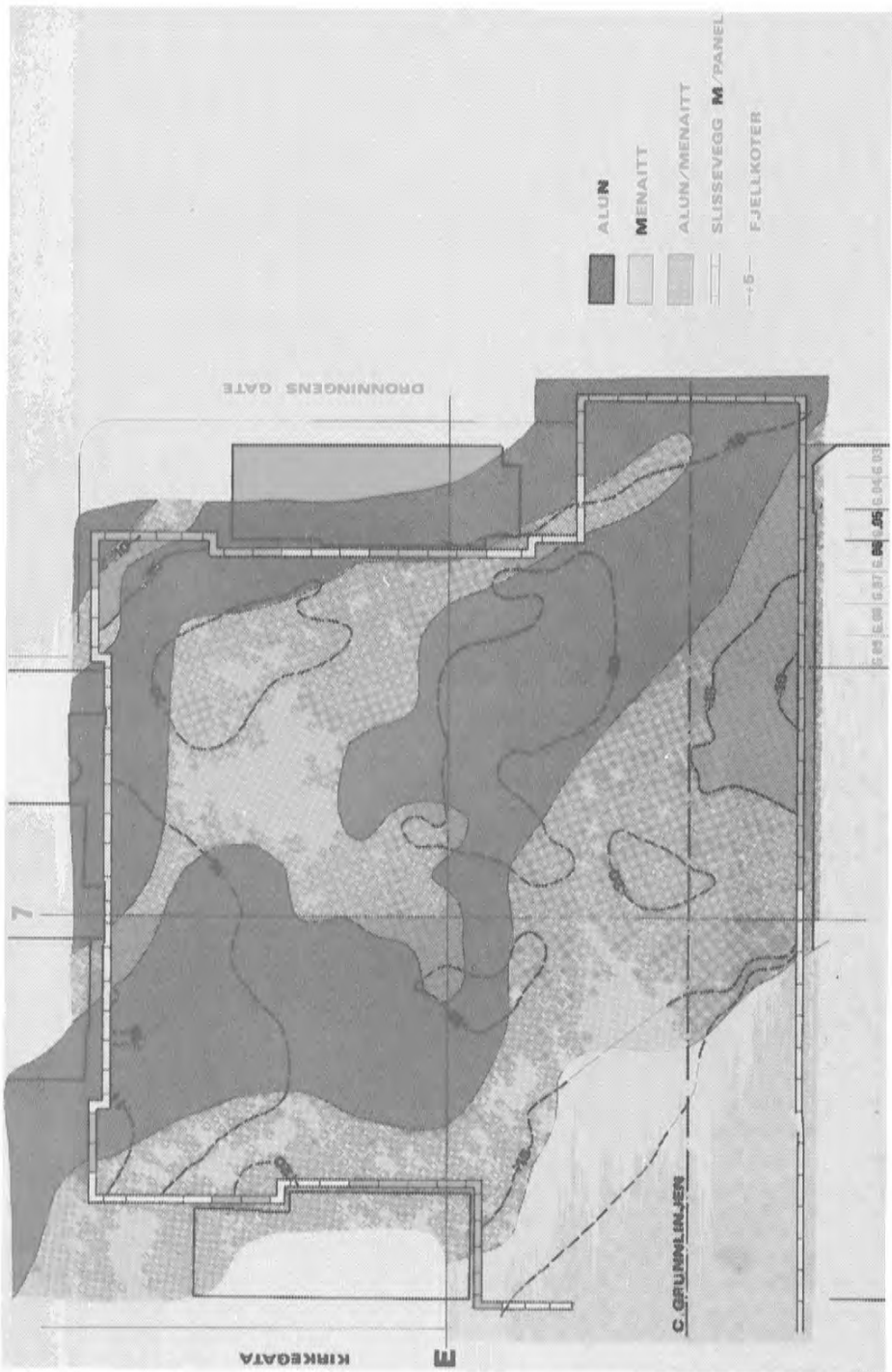


Fig. 26.3 Bergartsfordeling i tomten.

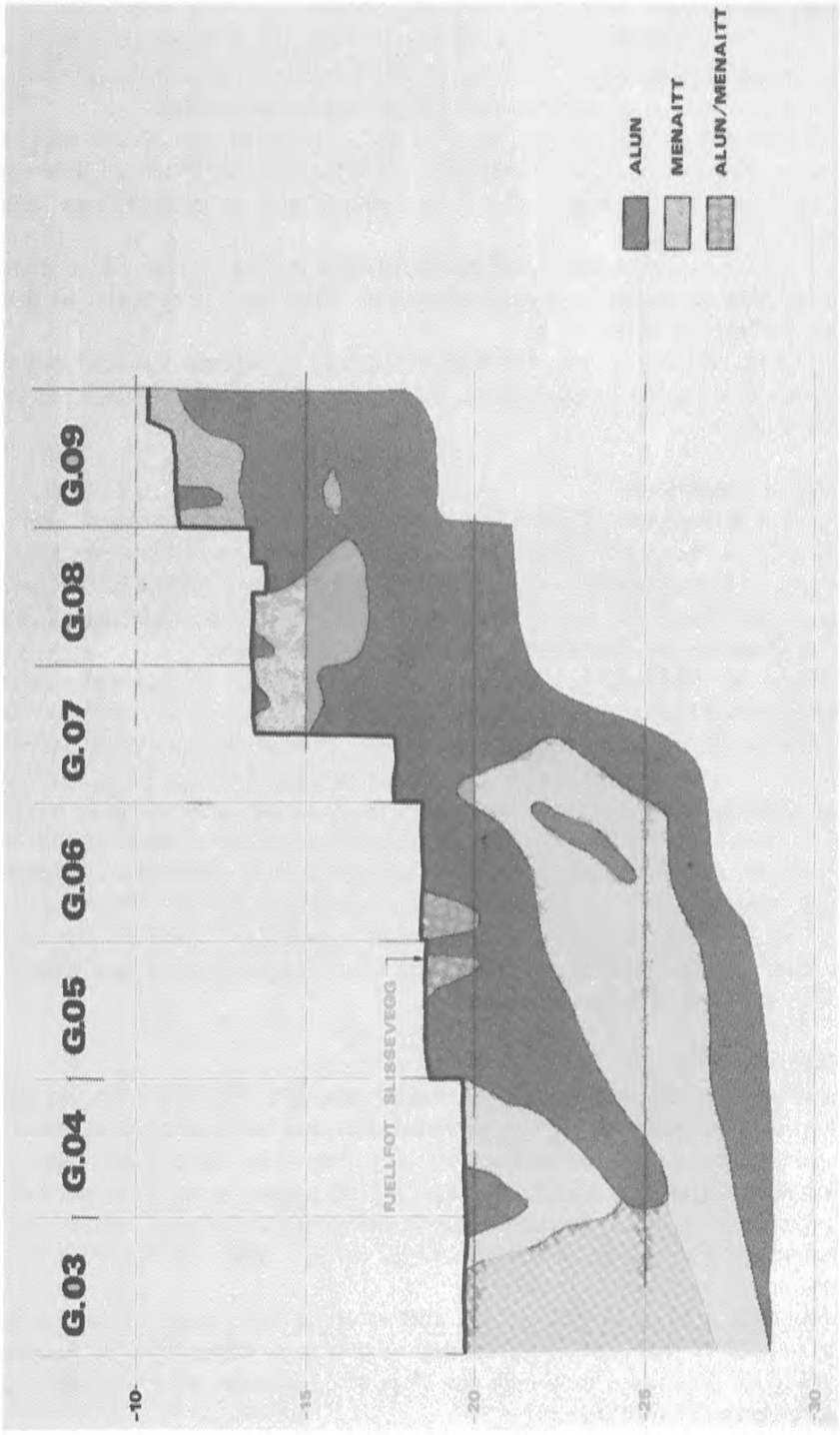


Fig. 26.4 Bergartsfordeling langs en slissevegg.

KOMPLISERT GEOLOGI

En skikkelig geologisk kartlegging av fjellgrunnen er normalt et meget godt hjelpemiddel når infiltrasjonshull skal planlegges. I Oslo har vi f.eks. erfaring for at permiske intrusivganger som syenitt- og diabasganger ofte kan fungere som geologiske drenskanaler.

I det aktuelle området har det imidlertid vist seg at fjellgrunnen er til dels meget komplisert oppbygd idet hovedbergarten alunskifer er gjennomsatt av plater og linser av menaitt (permisk instrusiv). Kartlegging kompliseres selvsagt også av at fjellet over hele området er dekket av 10 - 20 m leire.

Fig. 26.3 viser hovedtrekkene av bergartsfordelingen de øverste par meter, mens fig. 26.4 illustrerer hvor kompleks bergartsfordelingen er. Disse kartene er tegnet på grunnlag av fjellprøver fra boringer og meislinger.

De forhold som er nevnt her gjør det selvsagt vanskelig og usikkert å ekstrapolere geologien ut i nærmeste kvartalene utenfor gropa, dette gjelder både bergartsfordeling og eventuelle knusningssoner.

PLASSERING AV BORHULL

Plasseringen av infiltrasjonshullene er derfor vesentlig bestemt på grunnlag av Oslo kommunes undergrunnskartverk som viser antatt fjelloverflate, samt på opplysninger om fundamenteringsmåten for bygningene i området. Nå vil ofte markerte dyprenner i fjellgrunnen indikere soner med dårlig eller oppsprukket fjell, og vi søker således ofte å legge borhullene slik at de skjærer under dyprennene eller ligger i flanken av disse .

Dette er jo også de områdene som har de største løsmassedybder og derfor er mest utsatt for store setninger ved langvarige poretrykksreduksjoner.

I det tilfelle vi har her med uregelmessige, tildels flattliggende soner med menaitt i en tett alunskifer har vi etter hvert vurdert om kanskje vertikale hull kan bores med like bra resultat som skråhull, selv om avstanden fra hullet til nærmeste fjelloverflate da blir større. Dersom en vertikal boring treffer en permeabel menaitthorisont vil vi likevel ha store muligheter for å presse vann ut til løsmassene via kommuniserende fjellsprekker. Effekten av infiltrasjonen burde bli omtrent likeverdig med et skråhull, i heldige tilfeller bedre. Fig. 26.5 viser et tilfelle der et vertikalt hull kan gi bedre resultat enn et skråhull. Dersom ingen av hullene treffer en sone med høy permeabilitet vil selvsagt skråhullene være å foretrekke idet avstanden ut til fjelloverflaten er mindre.

PAKNINGSPLASSERING OG TRYKK

Den permanente pakningsplasseringen i borhullet må være slik at det ikke oppstår lekkasje direkte forbi pakningen og opp langs hullet. Dessuten bør pakningen plasseres minimum 5 meter nede i fjellet der det er kort veg fra fjelloverflaten opp til husfundamenter og kjellere. Ved relativt grunne pakningsplasseringer må det utvises særlig varsomhet med hensyn til det vanntrykket som settes på. Vi har et eksempel på at et trykk på 3.0 bar førte til oversvømmelse av en kjeller, mens 0,5 bar ser ut til å holde vannstanden noe under kjellergulvet.

Den første tiden etter at et hull settes i drift er det derfor i mange tilfeller nødvendig med stadig kontroll av nærliggende piezometre og potensielt utsatte kjellere. En justering av vanntrykket vil ofte være nødvendig for å oppnå en balanse mellom ønsket om stor vanninngang og kravet til forsiktighet.

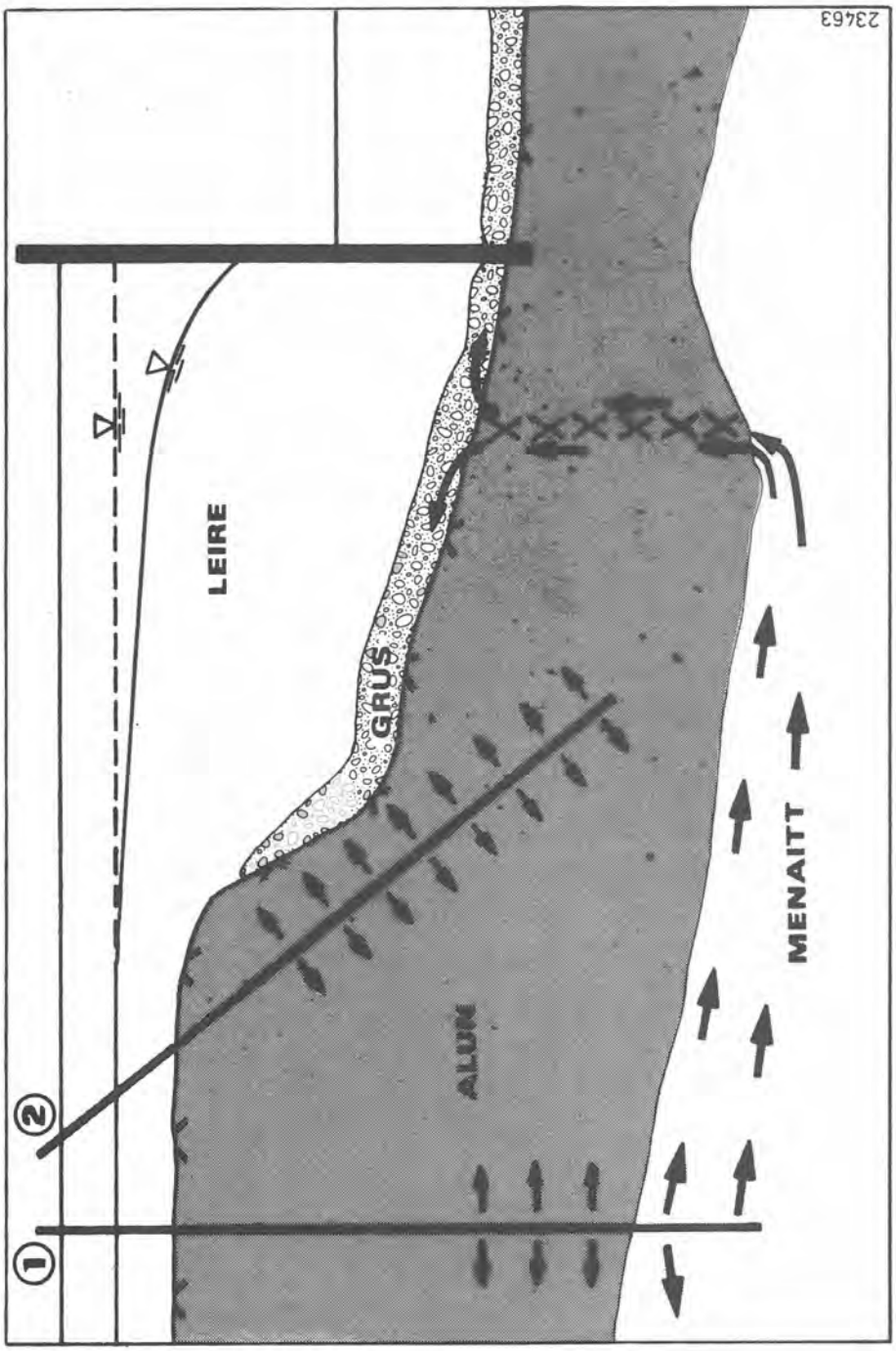


Fig. 26.5 Plassering av infiltrasjonshull.

UTFØRELSE AV INFILTRASJONSANLEGG

En forutsetning for at det kan utføres en kunstig infiltrasjon er lett adgang til tilstrekkelig vann, og vanligvis vil en direkte tilknytning til eksisterende vannverksledninger være løsningen. Men som kjent finnes også andre typer ledninger nedgravd langs gater og fortau. En svært viktig del av prosjekteringen av et infiltrasjonshull er derfor å skaffe til veie kart som viser neliggenheten av vann, kloakk, telefon og elektrisitet. Før endelig hullplassering og borretning kan bestemmes må det dessuten også foretas en påvisning av ledninger med markering på bakken. Disse forhold fører derfor svært ofte til at en antatt optimal plassering av et borhull må fravikes.

Et ferdig infiltrasjonsanlegg består av følgende hovedelementer (fig. 26.6): Nedgravet tilførsel fra vannverksledning, egen kum for plassering av nødvendige ventiler og målere, samt tilførsel og kobling til rør og pakning i borhullet.

Anlegget bør ligge slik at tilførselen fra vannledningen til reguleringskummen blir så kort som mulig. En del graving i gate og fortau må uansett påregnes påregnes og gravetillatelse må innhentes. Ledningsgrøftene er vanligvis grunne (0.3 - 0.5 m dybde) og det er en forutsetning at det strømmer vann for at ledningen ikke skal fryse igjen om vinteren.

Reguleringskummen er også grunn, og det er nødvendig at den fylles med isolasjonsmatter om vinteren. I kummen finnes foruten to stoppekraner, vannmåler, reduksjonsventil, manometer og tilbakeslagsventil (fig. 26.6).

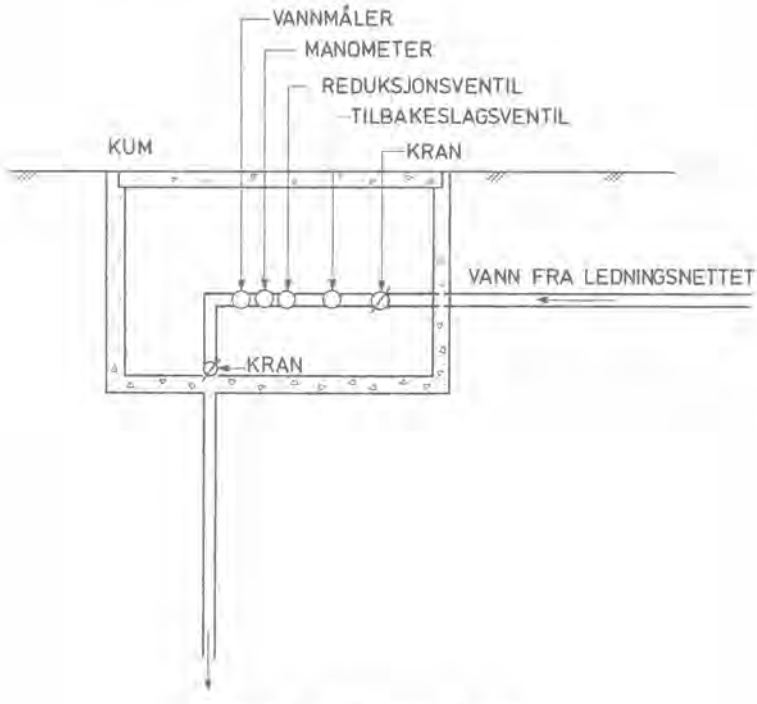


Fig. 26.6 Reguleringskum.

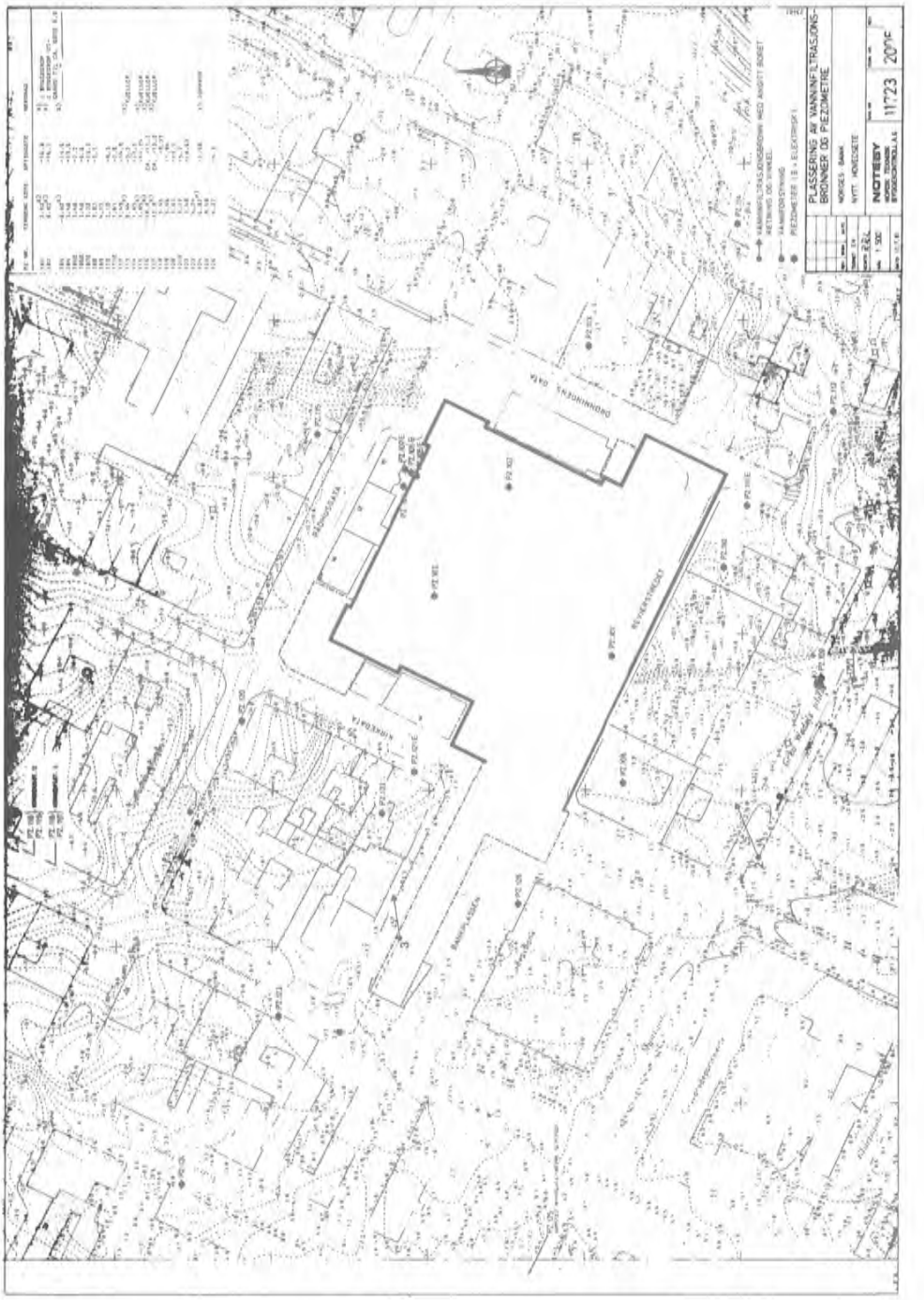


Fig. 26.7 Plassering av piezometre og infiltrasjonshull.

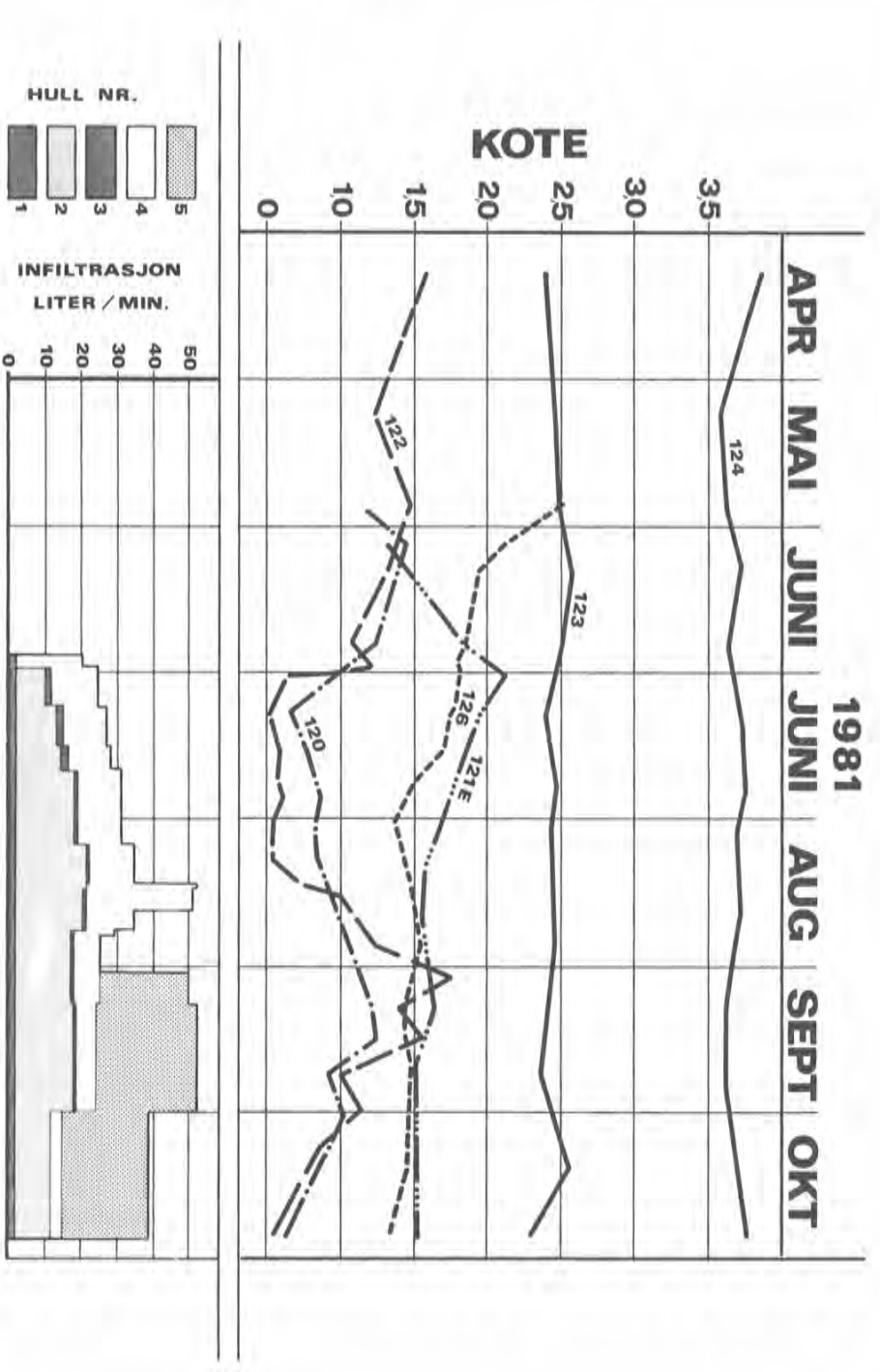


Fig. 26.8 Infiltrasjonsmengder og poretrykksutvikling.

BORING

Infiltrasjonshullet kan bores enten med kjernebormaskin eller slagbormaskin. Begge typer har vært brukt og de fleste mener at kjerneboring er å foretrekke fordi denne metoden synes å medføre mindre fare for gjentetting av eksisterende fjellsprekker. Ved Norges Bank er det imidlertid brukt vanlig slagboring med rimelig godt resultat, men det er uhyre viktig at hullet spyles og rengjøres svært omhyggelig ved denne bormetoden.

GJENTETTING AV HULL

Ved permanent drift av infiltrasjonshullene viser det seg at kapasiteten vanligvis avtar med tiden på grunn av tiltetting. Denne tettingen kan ha flere årsaker, men hovedårsaken antas å være at vannet fører med seg slam, jernhydroksyd og mikroorganismer. Over tid vil dette muligens danne en hinne på borhullsveggen. Den mest effektive måten å fjerne dette på er ved høytrykkspyling. Utstyret gir tynne, konsentrerte vannstråler som rettes på skrå oppover. Det ble oppnådd en meget god renseeffekt i de hull vi fikk spylt, men hullenes kapasiteter økte dessverre ikke merkbart, noe som muligens skyldes at også fjellsprekkene utenfor selve hullveggen er mauret igjen. I slike tilfeller ser vi ingen umiddelbar løsning på problemet, borsett fra muligheten for å føre vannet gjennom et filtersystem før det går inn i borhullet.

KAPASITETER

Ideelt sett skal den kunstige infiltrasjonen, sammen med den naturlige, ha en så stor kapasitet at grunnvannstanden holdes oppe. Det er imidlertid svært vanskelig å anslå på forhånd hvor stor kapasiteten må være, men i alle fall bør det sørges for at det står en del hull klare til innsats når behovet melder seg. Det er nemlig viktig å være tidlig ute når en merker at grunnvannet er i ferd med å synke. Dersom det så etter hvert viser seg at den totale infiltrasjonskapasiteten kan bli for liten, kan nye hull etableres. Et slikt fleksibelt opplegg fører naturlig nok til vanskeligheter med å budsjettere totalkostnadene for et system av infiltrasjonshull, men som en grov antydning kan nevnes at kostnadene for et driftsklart hull synes å ligge i størrelsesorden 30.000 - 40.000 kroner pluss merverdiavgift.

Et normalt hull (diameter 64 mm) har en dybde i fjell i området 20 - 40 meter. Ved et påsatt overtrykk på 2 - 5 bar vil et slikt hull ha en kapasitet fra 0 - 35 liter pr.minutt ved å benytte en 1" tilførselsledning og 1/2" rør nede i hullet. Det er imidlertid vår erfaring nå at disse rørdimensjonene nok er i minste laget. Med grovere rør vil nok kapasiteten på flere hull kunne økes ganske vesentlig.

REGISTRERING OG OPPFØLGING

Det er selvsagt en forutsetning for en skikkelig oppfølging og kontroll med infiltrasjonshull at det er etablert et system av piezometre i området omkring byggegropa. Det finnes nok av eksempler på at en uttrapping av grunnvannet kan ha effekt flere hundre meter utenfor selve "tappestedet". Fig. 26.7 viser ett eksempel på hvordan et system av piezometre kan se ut.

Foruten de piezometre som er vist finnes også en del utenfor kartutsnittet. Alle piezometre blir avlest hver uke. I tillegg blir også trykk og infiltrert vannmengde avlest for alle hull. Som tidligere nevnt skal den infiltrerte vannmengde sammen med den naturlige infiltrasjonen erstatte det vann som lekker inn i byggegropa. Vi har imidlertid nå mistanke om

at det for tiden er en viss underkapasitet på infiltrasjonsmengden, men som vanlig ved store byggeplasser er det svært vanskelig å anslå hvor mye grunnvann som renner inn.
Et eksempel på infiltrasjonemengder og poretrykksutvikling er vist på fig. 26.8. Det er generelt en tydelig reduksjon av poretrykket i nærheten av byggegropa, men denne effekten avtar fort, og poretrykkene er tilnærmet normale i en avstand på 50 - 100 m fra gropa. Den gjennomsnittelige reduksjon i poretrykk 10 - 20 m ut til sidene for byggegropa er ca. 1 meter.

Nå kunne det kanskje vært ventet en mer drastisk senkning av grunnvannstanden med en stor forskjell på infiltrert og utpumpet vannmengde. Forklaringen på dette er enten at tappingen av grunnvannet tross alt er beskjeden, eller at den naturlige infiltrasjonen er vesentlig større enn antatt idet vi muligens drar nytte av relativt kort avstand (ca. 200 m) til sjøen. En del vannprøver som er tatt fra borhullslekkasjer viser nemlig at saltinnholdet stedvis er relativt høyt.

KONKLUSJON

Kunstig infiltrasjon av vann har ved dette prosjektet vist seg stort sett effektivt for å hindre en stor reduksjon av poretrykket. Vi har imidlertid indikasjoner på at enkelte hull stort sett har nærvirkning, og at det derfor i liten grad kan påregnes at et enkelt hull vil påvirke grunnvannstanden i en større avstand enn 20 - 40 meter. Dette kan selvsagt variere mye fra sted til sted, men resultatene hittil viser at vi i planleggingsfasen nok har vært litt for optimistiske ved vurderingen av hullenes kapasiteter og influensområde. Kapasitet på et vellykket infiltrasjonshull i fjell synes å ligge i området 20 - 30 liter pr. minutt ved et overtrykk på 3 - 5 bar. Hvor mange slike "vellykkede hull" som vil bli nødvendig ved et prosjekt er det nesten umulig å anslå på forhånd, samtidig bør det også kalkuleres med noen mislykkede hull, men uansett er det viktig at det står klart et system som kan settes i drift når behovet melder seg. Omfanget av et infiltrasjonsopplegg er et spørsmål om penger, dvs. en økonomisk vurdering av skaderisiko på utsatte bygninger mot kostnadene for et system for å forhindre slike skader. Da det på forhånd er vanskelig å tallfeste slike saker kan det derfor være noe problematisk å vinne gehør hos byggherren for å budsjettere store summer på et usikkert, noe flytende grunnlag.

LEKKASJE FRA LUFTPUTEKAMRE

Leakage from closed surge chambers

Siv.ing. Gunnar Vik, Norges Geotekniske Institutt.

SAMMENDRAG

En metode utledet av O. Tokheim og N. Janbu (1973) er brukt til å beregne forventet luftlekkasje fra luftputekamrene ved Lang - Sima og Nye Osa Kraftverker. Sammenligning mellom beregnede og observerte verdier viser god overensstemmelse. De målte luftlekkasjene er for Lang - Sima (Eidfjord) 45 NL/min som tilsvarer en permeabilitetskoeffisient på 10^{-9} cm/s for bergmassen (prekambrisk gneis). På Nye Osa (Rena) er det målt en lekkasje på 6 000 - 17 000 NL/min avhengig av vannspeilnivået i kammeret. Dette tilsvarer en permeabilitetskoeffisient på 10^{-7} - 10^{-6} cm/s for bergmassen (oppsprukket, prekambrisk gneis). Permeabilitetsberegninger basert på registrert innlekkasje gir permeabilitetsverdier i samme størrelsesorden. Spredningen er noe større for vanntapsmålinger i borhull.

SUMMARY

A method developed by O. Tokheim and N. Janbu (1973) is used to calculate expected rates of air leakage from closed surge chambers with high air pressures at Lang - Sima and Nye Osa Powerplants. The calculated leakage rates show good agreement with observed data.

The measured leakages were $\approx$ 45 NL/min at Lang - Sima (Eidfjord, Western Norway), Corresponding to a rock mass permeabilitycoeffisient in the order of 10^{-9} cm/s (precambrian gneiss). At Nye Osa (Rena, East Norway) the leakage is measured to 6 000 - 17 000 NL/min depending on waterlevel in the surge chamber. This leakage corresponds to rockmass permeabilitycoeffisient of 10^{-7} - 10^{-6} cm/s (fractured, precambrian gneiss). Calculated values of permeability based on observed water leakage into the surge chamber are in the same range as mentioned above, while permeability values from borehole measurements show larger variations.

LUFTPUTEKAMMERET SKAL TA OPP BEVEGELSESENERGIEN TIL VANNET I TILLØPSTUNNELEN VED AVSLAG

Luftputekammeret er et bergrom dels fylt med luft, og dels med vann. Trykket bestemmes av høydeforskjellen mellom magasinnivå og vannstanden i kammeret. Luften tar opp bevegelsesenergien til vannet i tilløpstunnelen når kraftproduksjonen stoppes.

Dersom lufttrykket i kammeret er større enn vanntrykket i bergmassene over kammeret, vil det oppstå en luftlekkasje opp mot terrengnivå (grunnvannsnivå). Kammerne må derfor forsynes med automatisk kompressorutstyr som starter når luftmengden i kammeret blir for liten. For å bestemme riktig kompressorkapasitet, er det nødvendig å vite av hvilken størrelsesorden dette lufttapet kan komme til å bli.

Tabell 27.1 Oversikt over norske kraftverk med luftputekammer.

Anlegg	Volum luft, m^3 / Totalt volum, m^3	Poretrykk målt nær kammer / Maks driftstrykk, kp/cm^2	Antatt avstand til grunnvannsnivå, m	Driftsstart	Merknader
Driva	~3 000 / 6 700	7 / 24	ca. 700	1973	Tett
Jukla	4 000 / 6 200	17 / 42	ca. 300	1973	Svært små lekkasjer < 10 NL/min
Oksla	~13 000 / 17 000	40 / 45	400	1980	"Tett"
Lang Sima	~4 000 / 6 200	28 / 49	400	1980	Små lekkasjer < 100 NL/min
Nye Osa	~10 000 / 12 500	10 / 20	ca. 120	1981	Lekkasje 6000 - 17000 NL/min
Kvilldal	~88 500 / ~136 500	25 / 41	450	1981	Utsprengte som firkant med midtpillar

Tabell 27.1 gir noen data for kraftverk med luftputekammer i Norge.

Alle luftputekamrene ligger i gneiser og granitter av prekambrisk alder. Beliggenheten av kamrene er avmerket på det geologiske oversiktskartet i fig. 27.1.

Fra alle anlegg i det vest-norske grunnfjellsområdet er det rapportert at luftlekkasjen er mindre enn forventet. Dette gjør at man ikke ser på dette som noe problem, og lar være å gjøre de nøyaktige målingene og beregningene som må til for å bestemme de små lekkasjene det er snakk om. Fra Vestlandet er det således bare fra luftputekammeret på Lang - Sima at det finnes målinger uten større feilkilder.

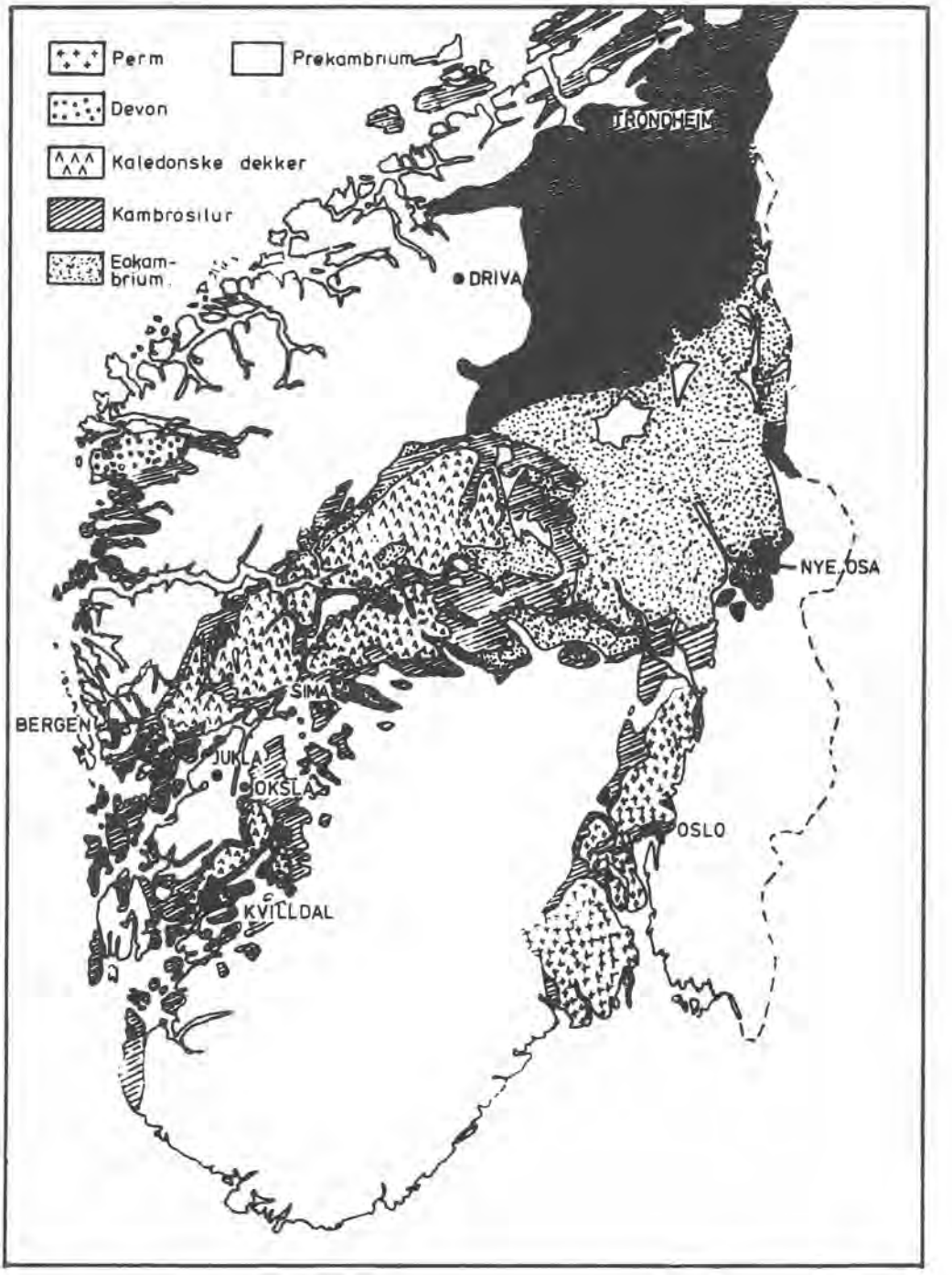


Fig. 27.1 Kraftverk med luftputekammer inntegnet på forenklet geologisk kart.

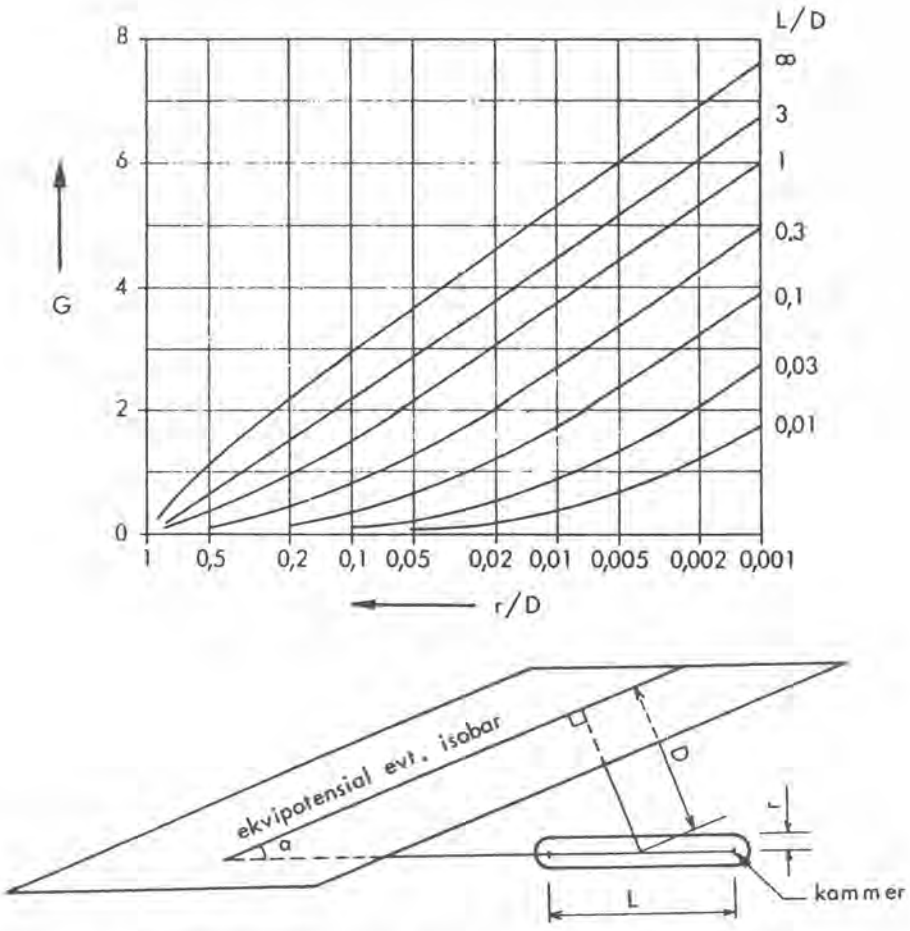


Fig. 27.2 Grafisk framstilling av G med dimensjonsløse parametre r/D og L/D. Definisjonsskisse er vist nederst. (etter Tokheim og Janbu, 1973)

Ved Nye Osa kraftverk i Rena, har man derimot lekkasjer av betydelig størrelse, og derfor foreligger det også måleresultater derifra.

I det følgende vil beregninger og målinger av lufttapet ved disse luftputekammerne bli beskrevet.

TEORETISK GRUNNLAG

Tokheim og Janbu (1973) angir følgende formel for luftlekkasje:

$$Q_{aw} = \psi \cdot Q_a = \psi \cdot \frac{\pi \cdot K \cdot L \cdot p_o}{\mu_a \cdot G} \left[\left(\frac{p_s}{p_o}\right)^2 - \left(\frac{p_e}{p_o}\right)^2 \right]$$

der Q_a = luftlekkasje i N cm^3/s, tørr bergmasse
Q_{aw} = luftlekkasje i N cm^3/s, vannmettet bergmasse
ψ = konstant < 1
K = permeabilitet (cm^2)
L = kammerlengde (cm)
μ_a = dynamisk viskositet av luft ($kp \cdot s/cm^2$)
G = geometrifaktor (ubenevnt)
p_s = absolutt gasstrykk i kammeret (kp/cm^2)
p_e = absolutt gasstrykk på den isobaren som betraktes (vanligvis terrengoverflate $p_e = p_o$) (kp/cm^2)
p_o = referansetrykk (1 atm. ≈ 1 kp/cm^2)

ψ-faktoren sier hvor mye luftstrømmen ut fra kammeret bremses av porevannet i bergmassen. Tokheim og Janbu anslår denne ut fra den utadrettede vanngradient fra den vannfylte delen av kammeret:

$$i_m = \frac{P_r}{\gamma_w \cdot D}$$

der P_r = vannets overtrykk i forhold til opprinnelig poretrykk, $P_r = H - \gamma_w \cdot D$
γ_w = vannets romvekt (kp/cm^3)
D = avstand til opprinnelig grunnvannsnivå (cm)
H = vannets absolutte trykk i cm vannsøyle

G, geometrifaktoren, er en konstant bestemt ut fra rene geometriske mål. Kammeret må for homogene forhold, dvs. 3-dimensjonal strømning, idealiseres til en overflateriktig sylinder med halvkuleformede ender. I fig. 27.2 er geometrifaktoren framstilt for forskjellige verdier av overdekning (D), lengde (L) og radius (r).

Ved strømninger i få, gjennomsettende sprekker må strømningen regnes for todimensjonal, Geometrifaktoren finnes da ut fra $L/D = \infty$. Ved slike beregninger brukes den virkelige kammerlengden.

Den parameteren som er mest avgjørende for luftlekkasjen er selvfølgelig permeabiliteten, K. Målinger av vanntap i borhull er den vanligste måten å foreta permeabilitetsmålinger på. Spesielt i tette og lite oppsprukne bergarter kan det være vanskelig å velge ut en representativ K-verdi siden bare noen testlengder gir vanntap, og det er usikkert om hullet skjærer et gjennomsnittlig antall lekkasjegivende sprekker og kanaler.

BEREGNINGER OG MÅLINGER AV LUFTLEKKASJER

1. SIMA KRAFTVERK, EIDFJORD

Eidfjordanlegget har to tilløpssystemer, Lang-Sima (inntak Langevatn) og Sy-Sima (inntak Sysenmagasinet).
Lang-Sima er bygget med luftputekammer mens Sy-Sima er utstyrt med vanlig svingesjakt.

Luftputekammeret på Lang Sima har dimensjonene b x h x l = 14 x 12,5 x 55 m og maksimalt driftstrykk på 49 kp/cm^2 (absolutt). Skråoverdekningen er drøyt 350 m.
Sannsynlig grunnvannstand korresponderer med Kjeåsvannets nivå. Dette skulle gi et poretrykk på ca. 40 bar i kammerområdet, mens måling i borhull gir maksimalt 26 bar.

Permeabiliteten av bergmassene rundt kammeret er beregnet ved hjelp av tre metoder:

- Vanntapsforsøk i borhull
- Vannlekkasje ut fra borhull
- Vannlekkasje inn i kammeret = fordampet vann fra bergoverflaten.

Luftlekkasjen er beregnet for både 3-dimensjonal (homogen strømning) og 2-dimensjonal modell (strømning på enkelte sprekker). Som driftstrykk er brukt 36 kp/cm^2 som tilsvarer driftstrykket i måleperioden.
Resultatene er vist i tabell 27.2:

Tabell 27.2 Målte og beregnede luftlekkasjer fra Lang-Sima luftputekammer.

Strømnings-betingelser	Permeabilitet, K, cm^2			Geometri-faktor, G	Kammer lengde, L cm	Luftlekkasje Q_{aw}, Nl/min
	Vanntapsforsøk gj.snitt fra 3 hull	Vannlekkasje fra borhull	Vannlekkasje inn i kammer			
3-dimensjonal	$4{,}7 \cdot 10^{-14}$	-	-	1,5	5 000	105
3-dimensjonal	-	$8{,}8 \cdot 10^{-15}$	-	1,5	5 000	20
3-dimensjonal	-	-	$2{,}9 \cdot 10^{-15}$	1,5	5 000	6,5
3-dimensjonal	Gjennomsnitt $K = 2{,}0 \cdot 10^{-14}$ cm^2			1,5	5 000	45
2-dimensjonal	$4{,}7 \cdot 10^{-14}$	-	-	4,6	5 500	38
2-dimensjonal	-	$8{,}8 \cdot 10^{-15}$	-	4,6	5 500	7,1
2-dimensjonal	-	-	$2{,}9 \cdot 10^{-15}$	4,6	5 500	2,4
2-dimensjonal	Gjennomsnitt $K = 2{,}0 \cdot 10^{-14}$			4,6	5 500	16
	Målt luftlekkasje (p_s = 36 kp/cm^2)					47,5

ψ = 0,5 for alle beregninger
Poretrykk i berget da permeabilitetsmålingene ble gjort: 15 kp/cm^2
Poretrykk i berget før kammeret ble satt i drift: 26 kp/cm^2

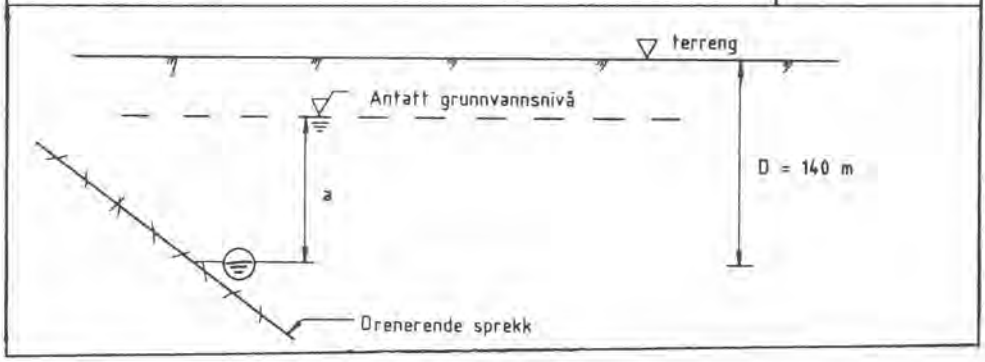
Luftlekkasjen er beregnet etter formelen: $Q = \psi \cdot \frac{\pi \cdot K \cdot L \cdot 1}{1{,}8 \cdot 10^{-10} \cdot G} \cdot (36^2 - 1)$

Resultatene viser at målt og beregnet luftlekkasje stemmer overens for 3-dimensjonal strømning og $K = 2{,}0 \cdot 10^{-14}$. Brukes de samme betingelser for maksimalt driftstrykk, p_s = 49 kp/m^2, fås:

Q_{aw} = 85 Nl/min

Tabell 27.3 Beregning av permeabilitet og luftlekkasje fra kammeret ved Nye Osa kraftverk.

Strømnings-betingelser	Avstand a	Ψ	G	Permeabilitet K i cm^2	Luftlekkasje Nl/min
3-dimensjonal	140	0,35	1,3	$4{,}8 \cdot 10^{-12}$	3 300
	100	0,65	1,5	$5{,}6 \cdot 10^{-12}$	6 100
Strømning mot drenerende sprekk, avstand 10 m	140	$i_m = 6$ 0,80	0,4	$1{,}1 \cdot 10^{-12}$	6 800
	100	$i_m = 10$ 0,95	0,4	$1{,}6 \cdot 10^{-12}$	9 500
Målt luftlekkasje					6000 - 17000



2. *NYE OSA KRAFTVERK*

Nye Osa kraftverk ligger i Rena kommune og utnytter en fallhøyde på ca. 200 m. Anlegget ligger nær Rensdalsforkastningen og skjæres av et sprekkesystem som er dannet som fjærsprekker til Rendalsforkastningen. Tilløpstunnelen skjærer gjennom et skyvedekke, og dette har gitt store problemer med vannlekkasjer med trykk på opptil 0,8 – 0,9 ganger overdekningen. Det var lenge usikkert om det lot seg gjøre å bygge anlegget med luftputekammer, men berget ble etter omfattende sonderboringer funnet godt nok.

Kammerområdet ble injisert før utsprengning, og stedvis etterinjisert for å få ned vannlekkasjen. Etter at injeksjonen ble avsluttet har vannlekkasjen variert fra 3 – 7 liter pr. minutt i takt med nedbørsforholdene.

Luftputekammeret ved Nye Osa kraftverk har en noe uregelmessig form for å unngå påviste, vannførende sprekker. Hoveddelen av kammeret er ca. 47 m lang med b x h = 15 x 11,5 m mens en sidegren har dimensjonene b x h x l = 13 x 11,5 x 21 m, dvs. totalt volum er ca. 12 500 m^3. Kammeret ligger i relativt oppsprukket, prekambrisk gneis og har en overdekning på ca. 140 m. Maksimalt driftstrykk er 20 bar. Poretrykket i kraftstasjonsområdet ble målt til 9 – 12 bar.

Grunnvannsnivået har betydning for valg av ψ, og dermed for permeabiliteten K, når denne beregnes ut fra vannlekkasje inn i kammeret. Se tabell 27.3.

Ut fra tabell 27.3 virker det sannsynlig at mye av lekkasjen går til en nærliggende sprekk som fritt dreneres til overflaten. Det er også observert luftbobler i et tjern på overflaten ca. 500 – 600 m til side for kammerets prosjeksjon på overflaten.

SAMMENLIGNING AV MÅLTE OG BEREGNEDE VERDIER VISER AT TOKHEIM OG JANBUS METODE GIR RIKTIG BILDE AV LUFTLEKKASJENS STØRRELSE.

Som det fremgår av beregningene er det særlig permeabilitetens størrelse som avgjør lekkasjemengden. Det kan være vanskelig å få et sikkert mål på permeabiliteten ut fra borhullsforsøk, da det er usikkert om hullene krysser et "riktig" antall vannførende sprekker og kanaler.

Den vanligste fremgangsmåten ved plassering av luftputekammer, er å bore diamanthull fra tørre parti i tilløpstunnelen. Kammeret legges så i det området som har best bergkvalitet og minst lekkasje. Under utsprengning av kammeret registreres vannsiget fortløpende, både som hjelp til å beregne permeabilitet og som hjelp til å plassere evt. injeksjonshull. Poretrykket bør registreres i de nærmeste diamantborhullene mens utsprengningen pågår.

Fortrinnsvis bør dimensjonerende luftlekkasje bygge på observasjoner av vanninnsig i kammeret. Vanntapsmålinger i borhull må utføres med trykk tilsvarende maksimalt driftstrykk i kammeret, og det må måles i flere retninger for å klarlegge evt. anisotrop strømningsforhold og for å kunne anslå en rimelig gjennomsnittsverdi av permeabiliteten.

ABSORPSJONEN AV LUFT I BASSENGVANNET ER MEGET LITEN

Tidligere ble lufttapet på grunn av at absorpsjon av luft i bassengvannet antatt å ligge i samme størrelsesorden som luftlekkasjen. På bakgrunn av de erfaringer som er gjort kan det slås fast at luft ikke absorberes i nevneverdig grad. Grunnen til dette er trolig at det øverste vannlaget i kammeret fort blir mettet med luft. Dette vannet er lettere enn umettet vann, og blir dermed liggende som en isolasjon mot videre absorpsjon. Muligens er også utskiftningen av vann mellom kammeret og tilløpstunnel mindre enn antatt.

Litteratur:

Tokheim O. og Janbu N. (1973):
"Noen utledninger og formler i forbindelse med strømninger i porøse medier". Intern rapport. Institutt for geoteknikk og fundamenteringslære, NTH.

"Overslag over luftlekkasjer fra lukkede fordelingsbasseng i fjell." Intern rapport. Institutt for geoteknikk og fundamenteringslære, NTH.

Eggen A., red. (1973)
"Lukket fordelingsbasseng med luftpute." Samle-rapport. Geologisk Institutt, Vassdrags- og havnelaboratoriet, Institutt for geoteknikk og fundamenteringslære, alle NTH, og Norges Geotekniske Institutt, Oslo.

BERGTRYKKSPROBLEMER VED SILDVIKANLEGGET

Spalling Rock Problems at the Sildvik Hydro Electric Power Plant

Sivilingeniør Tor Dahle, Anleggsteknikk A/S, og
Bergingeniør Anders M. Heltzen, Institutt for fjellsprengningsteknikk.

SAMMENDRAG

Sildvikanlegget øst for Narvik liger i et område hvor grunnfjellsbergarter som ligger under kambro-siluriske lag, ved foldninger og erosjon er kommet frem i dagen. Omtrådet er kjent som Rombakvinduet. Grunnfjellsbergartene består hovedsakelig av granitter.

Det har vært meget intenst sprak i flere av tunnelene og i kraftstasjonen, noe som har medført meget betydelige sikringskostnader i forhold til de prosjekterte. Spenningsmålinger i området ved kraftstasjonen, som ligger i kvarts-biotitt-skifer, viser i likhet med måling gjort i tunnel i granitt betydelig større horisontale hovedspenninger enn hva som kunne forventes ut fra avstanden til overflaten. Det er karakteristisk at nest største hovedspenning er forholdsvis høy sett i sammenheng med største hovedspenning. Største hovedspenning er orientert parallelt bergartsgrensene. Spenningene synes være tektonisk betinget. Orienteringen av tunnelen med sprakefjell og helningen av dalsiden utelukker nevneverdig innflytelse av dalsidespenninger.

Det opptrer ikke noen overensstemmelse mellom retningene til tunneler med sprakefjell i Sildvikanlegget og det nærliggende Skjomenanlegget som ligger i samme geologiske provins.

SUMMARY

The Sildvik Plant is situated in an area where Precambrian bedrock forms a window in metamorfic Cambro-Silurian sediments. The bedrock consists of coarse- and medium to finegrained granites.

Intense spalling of rock has occured in some of the tunnels and in the power station.

Two measurements of stress-ellipsoides show extremely high values for the rather horizontally orientated σ_1 and σ_2, shown in fig. 29.1., while σ_3 shows good accordance with the calculated value.

σ_1 is in both cases rather parallell to the contact zone between the granites and the metamorfic sediments. σ_1 differs only a few degrees from the strike of one of the main fracture systems.

The orientation of the tunnels where the spalling occur is from N-S to NW-SE. In the tunnels of the Skjomen Hydro-Electric Power Plant, which is situated a

few miles to the south of Sildvik and in the same types of rock, intense spalling activity created stability problems in tunnels which were orientated in NE-SW to E-W direction.
It is therefore difficult to replace experiences from one site to another.
Measurements from the surface would obvious have been a correct, but complicated method, to procure the information of the stress conditions in the rock.

1. INNLEDNING.

Sildvikanlegget ligger ved Rombakfjorden et par mils vei øst for Narvik. A/S Nordkraft er byggherre for dette anlegget, som skal gi 200 GWH. I anlegget inngår:

6208 m	ca. 10 m^2 tunnel
13830 m	ca. 17 - 20 m^2 tunnel
1175 m	ca. 26 m^2 tunnel
781 m	5 m^2 450 trykksjakt (fullprofilboret)
590 m	6 - 9 m^2 luke- og inntakssjakter

samt kraftstasjon i fjell.

Hovedmagasinet, Sildvikvann reguleres med en fyllingsdam på ca. 500.000 m^3. Arbeidene utføres av entreprenørene Høyer-Ellefsen A/S og A/S Eeg-Henriksen i fellesskap. Prosjekteringen er gjort av Kincks Vandbygningskontor i Oslo. Den geologiske forprosjekteringen ble gjort av Institutt for fjellsprengningsteknikk.

Anleggsarbeidene startet opp like over nyttår 1979. Kraftproduksjonen vil komme igang ved årsskiftet 1981/1982, og alle arbeidene vil være avsluttet i løpet av 1982.

Sikringsarbeidene i tunneler, sjakt og kraftstasjon var i kontrakten beregnet til 15 mill. kr. I dag antar vi at de vil ende på ca. 40 mill. kr. , lønn- og prisstigning ikke tatt med.

Injeksjonsarbeidene på dammen var i kontrakten beregnet til 400.000,– kr., mens de kommer på ca. 3,2 mill. kr. Vi har altså å gjøre med et anlegg der fjellforholdene har vært anderledes enn forutsatt.

2. GEOLOGI.

Hele anlegget ligger i det såkalte Rombakvinduet. Eldre grunnfjellsbergarter som ligger under de yngre Kambrosiluriske, er kommer opp i dagen ved folding og erosjon, fig. 29.1.

Hovedbergartene er grovkornig Rombakgranitt, finkornig Sildvikgranitt, delvis med gneisstruktur, en tett kvartsbiotitt-skifer og en metaporfyr, som på geologisk kart er kalt Hundalssyenitt.

Kvartsbiotitt-skiferen stryker gjennomgående i NNV-lig retning. Fallet er forholdsvis steilt og langs den østligste begrensning 75° - 80° VSV. Observerte hovedsprekkeretninger i Rombaks- og Sildvikgranitt er fremstilt som sprekkeroser i fig. 29.1. Det dreier seg her om steiltstående sprekker. I tillegg følger et markert utviklet flattfallende sprekkesystem.

Tunneltraséene er stiplet inn på fig. 29.1. Som en ser, går adkomst- og avløpstunnel fra

fjorden i Rombaksgranitt. Halvvegs inn mot stasjonen kommer en inn i steiltstående skifer, som stasjonen, trykksjakta, takrenne vest og driftstunnelen ligger i. Siste del av driftstunnelen med utslag i Sildvikvann samt omløpstunnel ved dam går i den grovkornige granitten. Overføringstunnelen fra Hunddalen går i finkornig Sildvikgranitt. Østover langs Hunddalen går takrennetunnelen i vekslende typer granitt, i skifer og metaporfyr.

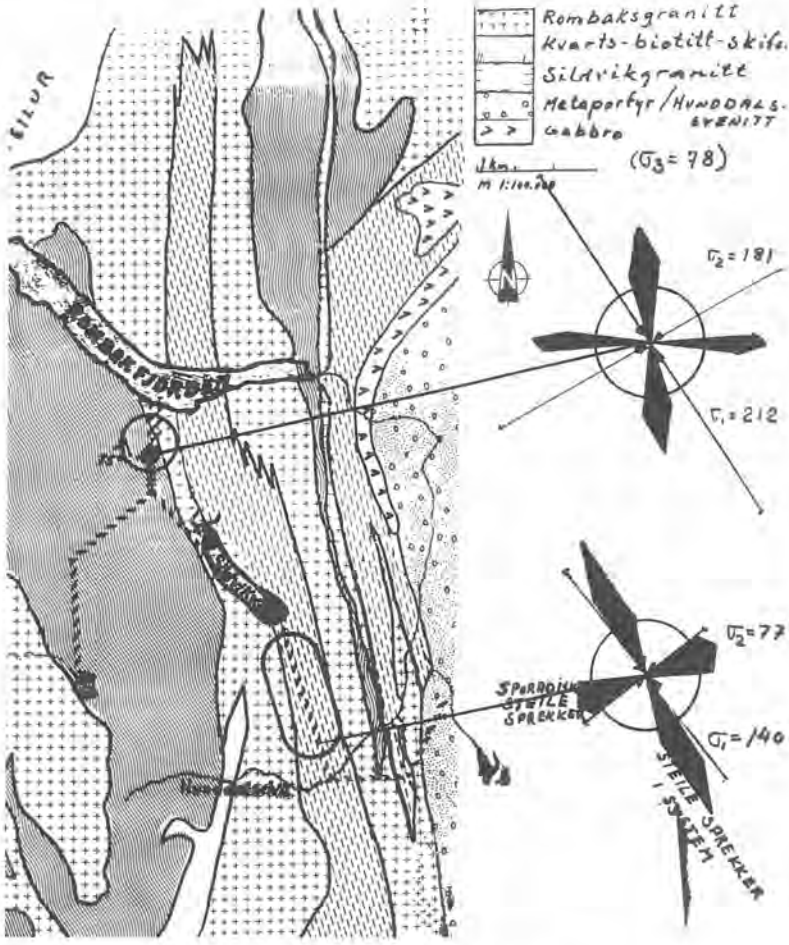


Fig. 29.1 Geologien rundt Sildvikanlegget.

Dam Sildvikvann ligger på grovkornig Rombakgranitt. På store deler av anlegget har en ikke hatt uventede driftsforhold eller problemer for sprengnings- og sikringsarbeidene.

Borbarhet og sprengbarhet har vært god. Det har ikke vært nevneverdig svelleleire, og vannproblemene har vært små med unntak av utslag under Sildvikvann i den grovkornige granitten.

3. BERGTRYKK, SIKRINGSARBEIDER.

Ekstremt høyt bergtrykk har gitt store sprakefjellsproblemer på deler av anlegget, bl. a. på vitale deler som kraftstasjon, trykksjakt og den ca. 4,2 km. lange overføringstunnelen fra Hunddalen. Dette er grunnen til at sikringsarbeidene for anlegget totalt er tredoblet i forhold til antakelsene på forhånd. Der en ikke har hatt sprakefjell, har sikringsarbeidene vært mindre enn halvparten av omfang i beskrivelsen. På sprakefjellspartiene økte sikringskostnadene til ca. det 10-dobbelte av det prosjekterte.

På fig. 29.1. er de områdene hvor en har hatt utpreget sprakefjell, ringet inn.

Antydning til sprak forekom allerede etter 200 m's drift i adkomsttunnel. Problemene økte stadig. Sikring mot blokkfall ble i første omgang gjort ved rensk og bolting på stuff. 600 m inne, like ved kontakten til skiferen, var spraket så kraftig at situasjonen ble uholdbar, og en måtte i tillegg til bolter begynne med sprøytebetong ved stuff. Rensk måtte etter hvert utføres med riggen da spettrensk ikke lenger var forsvarlig. Dette opplegget, med riggrensk, bolting og sprøyting ved stuff ble benyttet som arbeidssikring for all driving inn til foten av trykksjakten, for indre del av avløpstunnel og under driving av takskive i stasjonen og delvis under nedpallingen. På takskiven måtte en delvis sløyfe rensken og sprøyte både før og etter bolting.

Det var øyensynlig samme intensiteten av spraket både i Rombaksgranitten og i kvartsbiotitt-skiferen.

Måling av bergtrykket ble gjort i skiferen like før kraftstasjonen. Målingen ble utført av Institutt for gruvedrift og finansiert av A/S Nordkraft og Institutt for Fjellsprengningsteknikk i fellesskap. Instituttet deltok for å bidra til fremskaffelse av data om spenningsforholdet rundt store, utsprengte bergrom. Beregningen ble utført av dr. ing. Arne Myrvang. Resultatene er forenklet tegnet inn på fig. 29.1.

Hovedspenningsplanet ligger nærmest parallelt terrengoverflaten. I dette planet varierer spenningene forholdsvis lite. Som vi ser, er $\sigma_1 = 212$ og $\sigma_2 = 181$ kp/cm^2. Minste hovedspenning peker vinkelrett mot overflaten og viser seg å være lik teoretisk spenning ut fra overlagring. De horisontale spenninger er derimot 7 - 8 ganger så høye som overlagringen teoretisk skulle gi.

Driften i overføringstunnelen i Hunddalen ble vanskeliggjort av kraftig sprakefjell i kombinasjon med steiltstående sprekker med strøk temmelig parallelt med tunnelretningen.

Bergtrykksmålinger ble også gjort her. Det viste seg umulig å få brukt tredimensjonal måleselle på grunn av oppskiving av borkjernen (core discing). Det ble derfor brukt todimensjonal måleutrustning (door stopper). Overdekningen på målestedet er 125 m. En antar at vertikalspenningene, som en ikke fikk målt, er moderate.

De horisontale spenningene er som en ser av fig. 29.1. henholdsvis $\sigma_1 = 140$ og $\sigma_2 = 77$ kp/cm^2, altså opptil 30 ganger teoretisk spenning ut fra overlagring.

Som vi ser, er retningene av største hovedspenning den samme på de to målestedene 9 kuperte km. fra hverandre i forskjellige bergarter. Avviket er bare 4°.

Det er interessant å konstatere at største hovedspennings retning i begge tilfeller ikke avviker så meget fra det N-NV-lig strykende sprekkesystem, og at største hovedspennings retning har orientering parallelt bergartsgrensen Rombaksgranittkvarts-biotitt-skifer.

Målingene støtter således ikke opp under tidligere antakelser (Myrvang/Heltzen, professor Scheidegger, Wien) om at største hovedspenningsretning deler den spisse vinkelen mellom de to mest markerte hovedsprekkeretningene. Denne tesen synes å gjelde for relativt lite

omvandlete sedimentære bergarter, men altså ikke i metamorfoserte og tektonisk sterkt påkjente bergarter hvor sprekkedannelsene nødvendigvis må ha en kompleks forhistorie.

Sprakefjell kan vanskelig forklares ut fra de rent topografiske forholdene. De tunneler som har oppvist sprakefjell, går inn i , ikke langs med dalsider. Tunnelen østover i Hunddalen hvor en hadde antatt muligheter for sprakefjell, viste bare lokalt indikasjoner på sprak og av en betydelig lavere intensitet enn for selve overføringstunnelen.

Hvordan målepunkt ved kraftstasjonen og i overføringstunnelen ligger i forhold til terrengoverflaten , er vist på fig. 29.2.

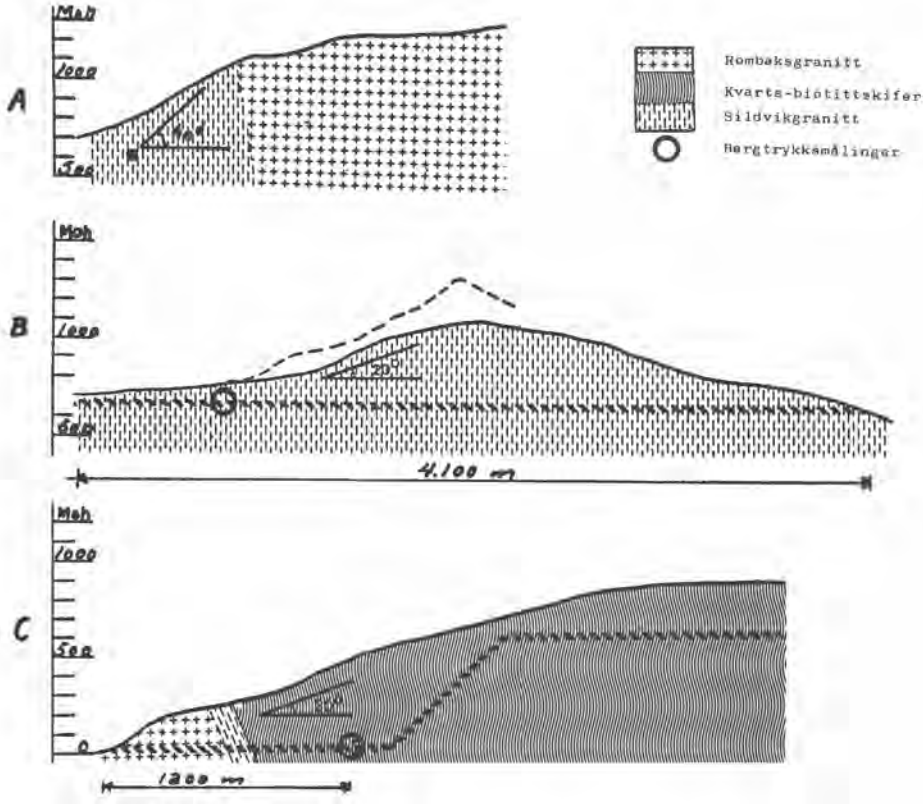


Fig. 29.2 A-Tunnel langs steil dalside øst for Hunddalen. Uvesentlig sprak. B-Lengdeprofil tunnel Hunddalen - Sildvikvann. Steileste terengprofil stiplet inn. C-lengdeprofil adkomsttunnel - kraftstasjon - trykksjakt - driftstunnel.

Vi ser at terrenget stiger med en helning på ca. 20° for "sprakefjellstunnelene", men takrennetunnelen ligger under en fjellside med helning på ca. 40°.

Kraftstasjonen som er 26 m høy, 14 m bred og 27 m lang, var opprinnelig prosjektert som vist på fig. 29.3.

En baserte seg på krandragene på fjellvederlag og alternativ med vederlag også for støpt

hvelv, dessuten nisje for kjølevannsbasseng i heng. Dr. ing. Myrvangs beregninger tilsa at en ville kunne få opp til 900 kp/cm^2 trykk i hvelv og såle, og dermed kraftig sprak på grunn av hovedspenningsplanets skrå stilling, kraftigst på "luftsiden" i hvelv og på "vannsiden" i såle. Dette viste seg å holde stikk. Dessuten viste spenningsberegningene at langveggene ville få strekkspenninger.

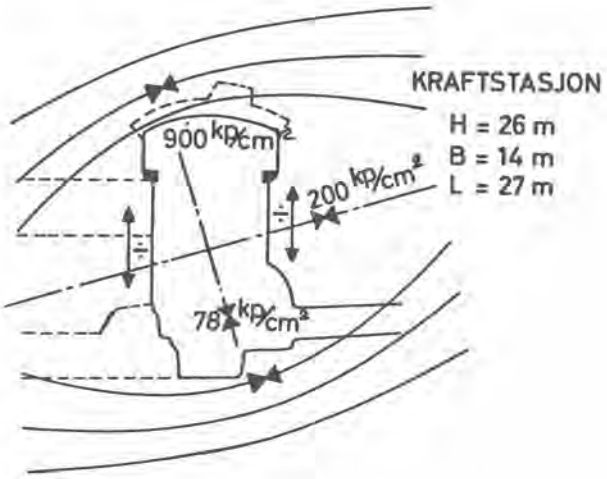


Fig. 29.3 Prosjektert kraftstasjon med krandragere på utsprengte underlag. Beregnete spenninger er inntegnet.

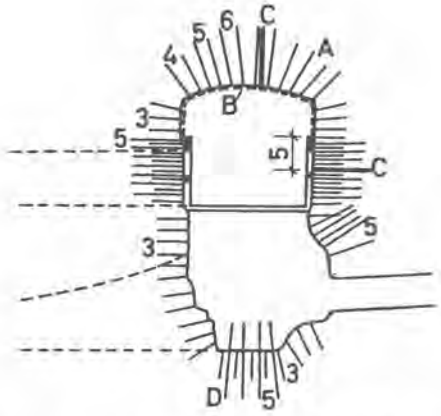


Fig. 29.4 Kraftstasjon. A-gyste kamstålbolter, B-10-15 cm armert sprøytebetong C-extensometer. D-bolting av fundament for ringledning. Tallene angir boltelengder i m.

En måtte av den grunn også regne med betydelige deformasjoner. Veggene ville bevege seg innover i kraftstasjonen. Av denne grunn ble det valgt å sprenge veggene dypere inn og legge dragerne på konsoller, 3 for hver drager. I tillegg til å være bærere for krandragere var disse konsollene også en del av den permanente veggsikringen. Konsollene ble forlenget ned til maskinsalgulvet. De ble sikret med 5 m lange innstøpte fjellbolter (Kam 25), fig. 29.4. Mellom konsollene sikret en veggene med 3 m lange innstøpte bolter (Kam 25) og stigebånd og sprøytebetong. Boltemønster 1,3 m x 1,3 m.
Som vi ser av fig. 29.4., ble hengen sikret med varierende boltelengder og armert sprøytebetong. Sprøytebetongtykkelsen var gjennomgående 10 - 15 cm.
Sålen ble sikret med 3 m lange innstøpte bolter. Under ringledningen satte vi 5 m lange bolter som gikk opp i betongen.

Ekstensometermålinger har vist at den ene langveggen hittil har beveget seg innover 7,1 mm.
I tunnelen var en plaget med at boltene ble uvirksomme på grunn av at fjellet spraket løst rundt underlagsplatene.

Dette ble betydelig bedre etter at entreprenøren begynte å legge en tykk gummiplate mellom underlagsplaten og fjellet, fig. 29.5.

Fig. 29.5 Underlagsskive med gummiplate

Steile slepper og en tendens til at veggene ville komme inn i tunnelen ved sprakefjell, gjorde at det stedvis ble sikret med bolter og bånd helt ned til veggene, fig. 29.6. Effektiv sikring fikk en ikke før det var ført på et par lag sprøytebetong (ca. 6 cm).

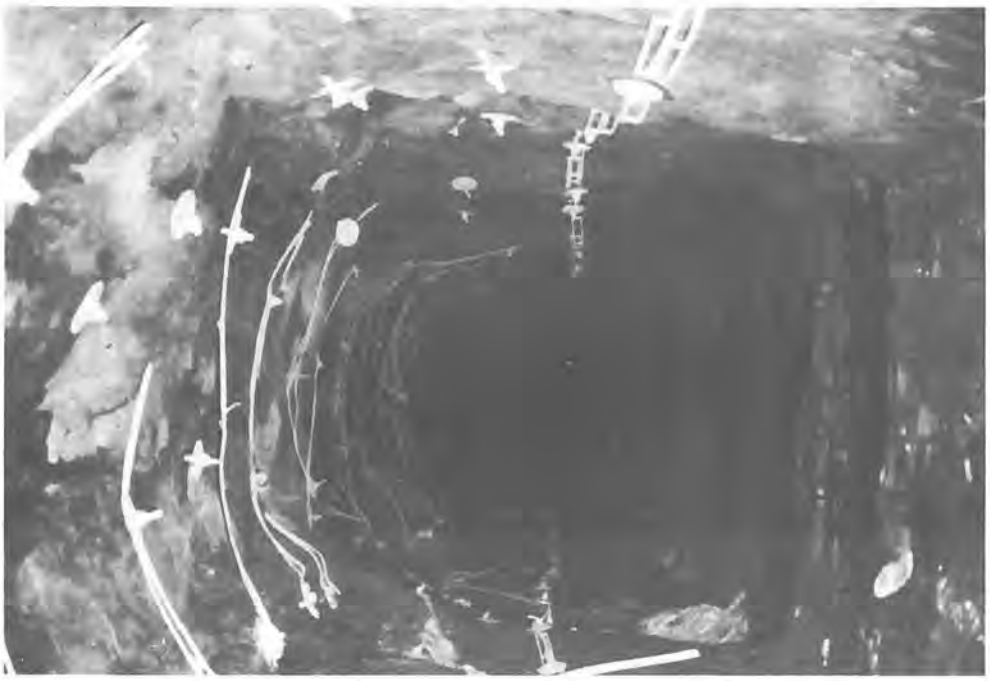


Fig. 29.6 Sikring av hvelv og vegger med bolter og stigebånd.

Sprøytebetongen har holdt jevnt godt stand mot sprakefjellet. Hvor det har vært dårlig heft, og sprøytebetonglaget var tynt, forekom det avskalling. Dårligst effekt av sprøytebetongen har en nederst på veggflatene. Påsprøytingen avsluttes her, og dermed får jo det nederste partiet nærmest en tynn film av betong.
De henimot horisontaltliggende hovedspenningsretninger ga som ventet størst sprakeaktivitet midt i hvelvet, og profilet ble gjerne spissbuet.

I Skjomenanleggets tunneler forekom det til tider sterkt sprakende fjell. Opplysninger som vi har innhentet fra dette anlegget, sier at sprakefjell forekom i tunneler som var orientert mellom NØ - SV og ca. Ø - V, mens ca. N - S orienterte tunneler ikke oppviste sprakefjell. Ved Sildvikanlegget har forholdene vist seg å være de motsatte.

4. KONKLUSJON

Våre undersøkelser har vist at det opptrer høye regionale, tektonisk betingede spenninger i bergarter av prekambrisk alder, og i tilstøtende, metamorfe kambro-siluriske skifre.

Spenningsbildet er karakterisert av store horisontalspenninger. Spenningene er store såvel i største som i nest største hovedspennings retning.

Spenningene synes å være av samme størrelsesorden både i granitter og i kvarts-biotitt-skiferen. Største hovedspennings retning faller sammen med bergartsgrensene, og er også ganske parallell med et av de mest markerte sprekkesystemene i området.
Det synes videre vanskelig å kunne dra sikre slutninger ut fra fjellforholdene i samme geologiske provins.
Bergtrykksmålinger i borhull fra overflaten ville i vårt tilfelle kunnet gi verdifulle opplysninger for forprosjekteringsarbeidet.

Litteratur:

Dahle, Tor: Rapporter til A/S Nordkraft av 1.7.1979 og 9.4.1980.

Heltzen, Anders M: Prosjekterfaringer fra Institutt for fjellsprengningsteknikk, Fjellsprengningskonferansen Oslo 1980.

Heltzen, Anders M. og Myrvang, Arne: Høye spenninger i fjell- Erfaringer fra norske anlegg, Bergmekanikkdagen, Stockholm 1981.

INGENIØRGEOLOGI VED HOLMESTRANDTUNNELEN

Engineering geology at the Holmestrand road-tunnel

Cand. real. Eystein Grimstad. Veglaboratoriet.

SAMMENDRAG

I denne artikkelen beskrives forundersøkelser, drift og oppfølging av tunnel for E-18 gjennom Holmestrand.

Tunnelen går gjennom spesielle geologiske formasjoner. Varierende og mye dårlig fjell har krevet variert drift med stadig alternering mellom flere sikringsmetoder. Beliggenheten i en by har lagt en rekke restriksjoner på driften.

Det er gjort en sammenstilling av undersøkelser før og etter tunneldriving. En annen sammenstilling er gjort mellom geologi, inndrift og sikringsomfang.

SUMMARY

This article describes pre-investigations and construction experiences from the road tunnel under construction in Holmestrand, some 70 km south-west of Oslo.

The tunnel is 1775 m long and has a blasted cross-section of 66 m^2.

Geological conditions are often bad and vary considerably along the tunnel. The tunnel construction has several restrictions, owing to the urban environments.

The geological conditions are compared to the weekly rate of penetration and types of tunnel lining and reinforcement.

FORUNDERSØKELSER

Vegtunnel gjennom Holmestrand har vært et aktuelt prosjekt i ca. 50 år.

Etter å ha vært tatt opp igjen og lagt på is i flere perioder, ble undersøkelser startet opp igjen i 1979 med omfattende fjellkontrollboringer.

Resultatet fra disse boringene pekte mot en løsning med såkalt lang tunnel, i stedet for 3 korte tunneler på samme parsell.

Flere fjellkontrollboringer og detaljert geologisk overflate kartlegging ble utført høsten 1979/vinteren 1980.

De store svakhetssonene var kjent fra tidligere kartlegging. Det ble i denne omgang lagt vekt på å kartlegge tufflag, agglomerat- og lavakonglomerat-lag i basalten.

Henrik Heyer fra Holmestrand hadde kartlagt Holmestrandplatået i målestokk 1 : 5000.

Heyers kart viste med lavakonglomeratet som lederhorisont at svakhetssonene var lokale forkastninger.

Den videre kartleggingen foregikk på kart med målestokk 1 : 1000.

Under fjellkontrollboringen i kvartskonglomeratet i tunnelens sørende ble det gravet fram en rød siltstein med svelleleire. Denne bergarten var ikke blottlagt noe sted i området på forhånd.

Siltsteinene var av meget dårlig kvalitet, slik at en måtte vente utstøping der hvor tunnelen skulle gå gjennom bergarten. Derfor ble kjerneboringer igangsatt for å finne tykkelsen på siltstein laget. Et annet hull ble boret for å kontrollere at konstruert beliggenhet til siltstein-laget var riktig inne i fjell-massivet.

Den største forkastningssona ble også undersøkt med kjerneboring. Tilsammen utgjorde de tre kjerneborhullene 208 bormeter. A/S Grunnboring utførte boringene.

Vanntapsmålinger ble utført i alle kjerneborhullene over 5 til 7 m lange seksjoner. I alle tre hullene ble det målt vanntap godt over 10 lugeon i flere seksjoner.

På grunn av de store målte vanntapsverdienr ble poretrykksmålinger utført i leirgrunn over tunnelen før driften startet. Disse målingene viste at poretrykket var meget lavt selv på store dyp. En kunne dermed forvente at lekkasjer i tunnelen ville få liten innflytelse på poretrykket, og dermed gi minimale setningsskader.

Disse forundersøkelsene ble lagt til grunn for drift og sikringsprognoser for Holmestrandstunnelen.

GEOLOGISKE FORHOLD

Holmestrandtunnelen går gjennom sedimentære og vulkanske bergarter fra permtiden.

Underst i lagpakken i det aktuelle området ligger det Ringerike-sandstein fra over-silur.

Over sandsteinen er det sedimentære bergartslag av permisk alder. Disse sedimentære bergartene er kjent fra Asker og Bærum ved Oslo, og kalles Askergruppen.

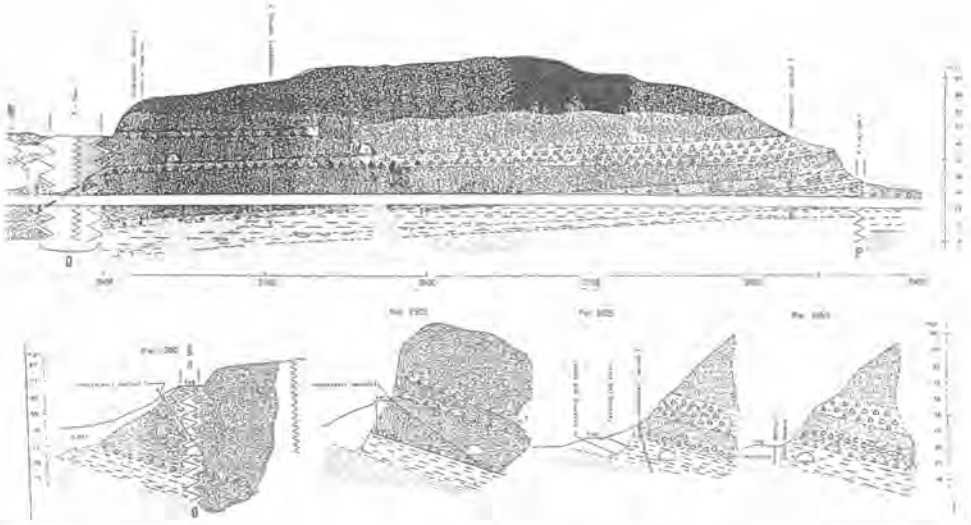


Fig. 30.1 Geologisk lengdeprofil med tilhørende tverrprofiler. Kjerneborhullene er projisert inn

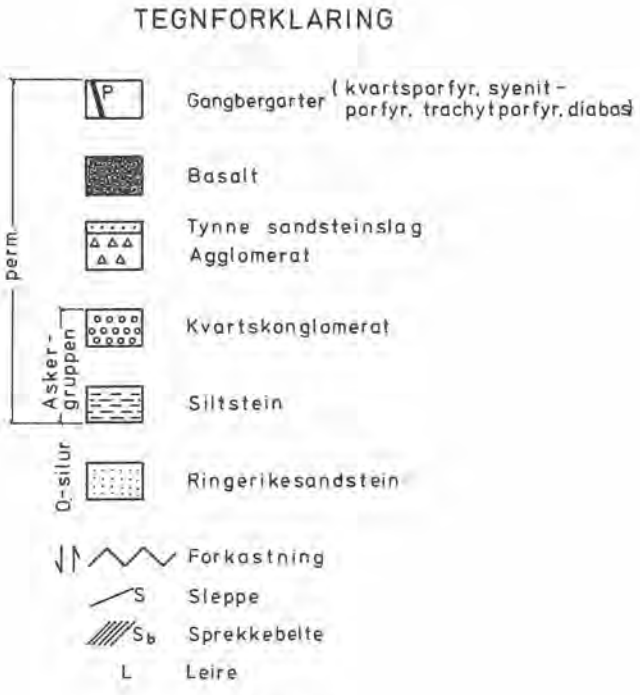


Fig. 30.2

Underst i Askergruppen ligger vekslende lag av grågrønn og rød siltstein. Kornstørrelsen, og dermed fastheten, varierer i disse lagene.

Tynne lag av nærmest ukonsolidert leirstein veksler med sandsteinsbenker og tykkere lag av siltstein, som også kan være bløt.

Denne lagpakken varierer i tykkelse og bergartsfordeling. De nevnte lagene kiler ut i hverandre og veksler stadig. I tunnelens sørende viser kjerneboringen at lagene er ca. 16 m tykke, (se fig. 30.1 og fig. 30.2).

Over siltsteinen ligger et 4 til 10 m tykt lag av kvartskonglomerat med sandsteinsbenker.

I tunnelens sørende ligger et tynt kalksteinslag under konglomeratet som her inneholder fragmenter av kalkstein.

Kvartskonglomeratet var friskt, og godt egnet for tunneldriving der hvor det ble gjennomskåret av tunnelen.

Det opptrer flere basaltlag adskilt av tynne lag (<1 m) og silt- og sandstein. Også lag av agglomerat (fragmenter av basalt leiret inn i en grunnmasse av silt- og sandstein) og lavakonglomerat i opptil 10 m tykkelse er avsatt mellom basaltstrømmene. Denne formasjonen med basaltstrømmer og mellomliggende sedimentlag kalles for B_1 -formasjonen.

Sedimentlagene er noen steder løst sammenkittet. Ellers er B_1-formasjonens bergarter bra egnet for tunneldrift.

Alle de permiske avsetningene står med strøk omkring N 170 ^{g} Ø, og fall ca. 20 ^{g} mot V. Det vil si at strøket nesten følger tunnelen. Området er senere blitt gjennomsatt av flere forkastninger og indrudert av gangbergarter. Den mest framtredende er en ca. 20 m bred kvartsporfyr. Ellers opptrer ganger med tykkelse fra 20 cm opp til 3 m. Disse gangene består av syenittporfyr, trackytporfyr og diabas.

Alle disse gangbergartene følger den nord-sør gående hovedsprekkretning, som skjærer tunnelen under spiss vinkel.

BRUDDSTRUKTURER OG STABILITET

De nevnte forkastningene går i N-S- retning. Lavakonglomeratet og agglomeratlagene har gjort det mulig å forutsi omtrentlig spranghøyde på forkastningene.

Den største forkastningen som skjæres av tunnelen har en spranghøyde på ca. 50 m. Denne forkastningen besto av en 3 m bred leirsone som grenset til en 2,5 m bred porfyrgang. På grunn av forkastningens spisse vinkel til tunnelaksen førte den til ca. 45 m utstøpning på stuff med mye ras på skjoldet.

Sprekketettheten i N-S-retningen går i blandt opp til 10 - 15 sprekker/m. Kombinert med lagdeling og andre sprekkeretninger blir fjellet da meget ustabilt.

I tunnelens nordligste del av det hyppige opptreden av søylebasalt. Det opptrer ofte et ca. 1 mm tykt belegg av kalkblandet rustjord på sprekken her. Når søyleoppsprekkingen, som er steil, opptrer samtidig med markerte sleppedannede lagflater, oppstår et karakteristisk kasseprofil med skråtak etter lagflaten.

Langsgående sprekker kombinert med lagflaten gir samme kasseprofil. Slike forhold gir ofte så store overmasser at utstøpning på stuff har vært nødvendig selv om sprekketettheten er liten og forvitring og sprekkebelegg opptrer i beskjedent omfang, (se pel 1225 - 1180 i fig. 30.3 og 30.4).

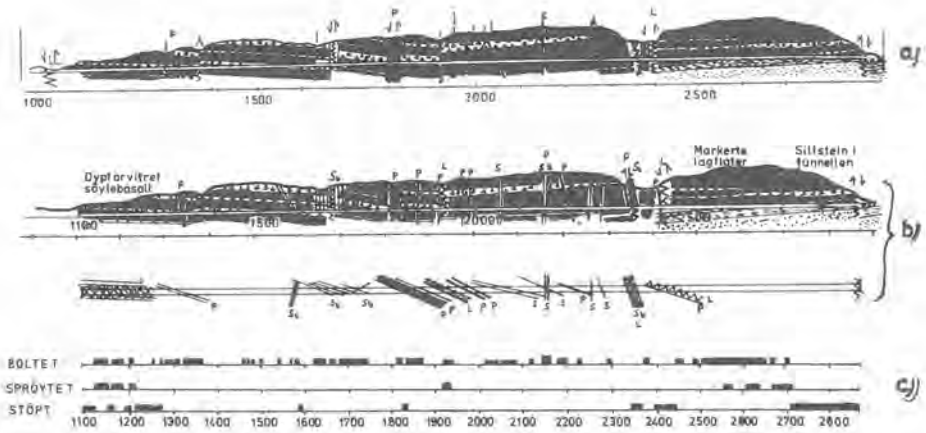


Fig. 30.3 Lengdeprofil med: a) Geologisk prognose. b) Resultat av tunnelkartlegging. c) Utførte sikringsarbeider pr. 1/11 – 81.

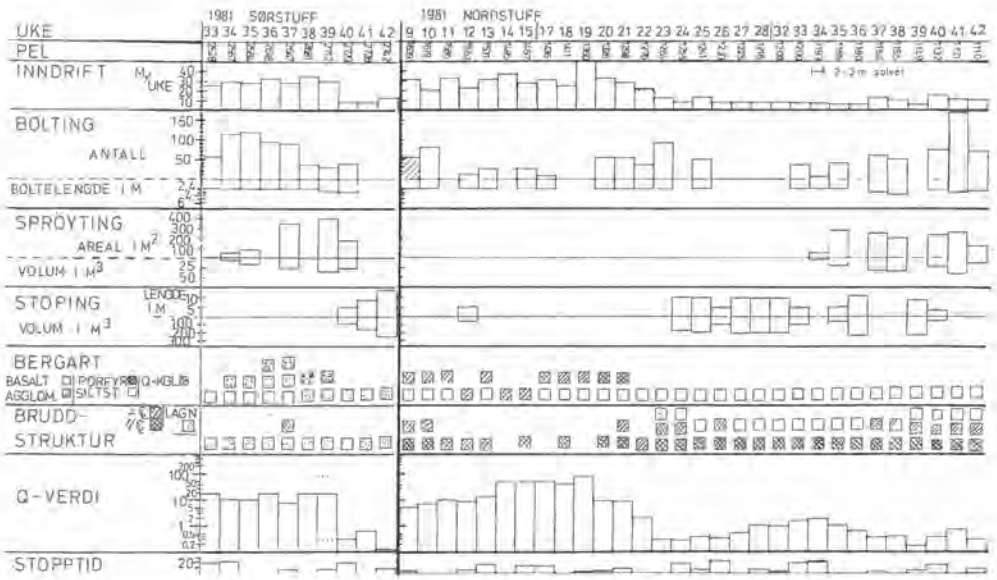


Fig. 30.4 Inndrift og sikringsarbeid sammenstilt med geologiske data på stuff under drift. Stopptid omfatter venting p.g.a. reparasjon på maskiner, strømbrudd etc.

Porfyrgangene som skjærer tunnelen under spiss vinkel har gitt behov for mye bolting. Vannlekkasjene er sjelden store, men til gjengjeld hyppige. Lekkasjene har en tendens til å komme opp i sålen fordi fjellet er så åpent at det tømmer seg få salver bak stuff. Sterk nedbør fører til markert økning i lekkasjene etter kort tid.

I siltsteinen i tunnelens sørlige del er det lite sprekker (utenom påhuggsområde, som ligger ved en forkastning). Men lagdelingen kombinert med en bløt konsistens i selve bergarten har ført til støping på stuff etter at siltsteinen kom opp i hengen. Siltsteinen er så bløt at det har vært nødvendig å legge fiberduk på sålen og kjøre på forsterkningslag av basalt for å få kjørbar såle under drift.

For det meste har de geologiske og dermed de driftsmessige prognoser slått til, (se fig. 30.3). Kun i tunnelens nordlige ende har dypforvitringen sammen med søylebasalt gitt mer sikring enn ventet.

DRIFTSOPPLEGG

Holmestrandtunnelens beliggenhet i forhold til fjellsiden gjorde det mulig å gå inn med et tverrslag omtrent midt på tunnelen. Det blir da drevet 750 m mot nord og 1025 m mot sør.

Det blir drevet med en 3-boms Atlas promec 735 med Cop 1038 maskiner, som betjener begge stuffer. Denne vekseldriften gir bedre økonomisk utnyttelse av alle kapitalinvesteringer.

Driving av tverrslaget startet i slutten av oktober 1980 med små salver og mye dekningsarbeid.

I hovedtunnelen blir det drevet med vanlige 4 m salvelengder, bortsett fra de siste 105 m mot N, som ble drevet med 3 m og senere 2 m salvelengde på grunn av den lave fjelloverdekningen og nærliggende bebyggelse.

Det er brukt tre hovedformer for arbeidsikring:

1. Bolting, dels med bånd og nett.

2. Sprøytebetong. For det meste stålfiberarmert sprøytebetong kombinert med bolter.

3. Skjoldstøping.

Arbeidet utføres av vegvesenet i egen regi med mannskaper fra Hordaland og dels fra Vestfold.

Utlasting er satt bort til entreprenørfirma Tunnel og Anleggstransport A/S.

Fiberbetongpåsprøytingen er utført av A/S Høyer Ellefsen.

DATA OM TUNNELEN

Lengde: 1775 m + tverrslag 73 m.
Sprengningsprofil: 66 m^2.
Bredde: 11 m.

Produsert pr. 1 november 1981:

Utsprengt: 1674 m tunnel + 73 m tverrslag.
Bolter: 3250 stk., dels med bånd og nett.
Fiberarmert-sprøytebetong: 86 lm i hele profilet
68 lm i hengen
Volum : 279 m^3.

Støpt på stuff: 226 lm
Volum 4700 m^3.

Vannlekkasjer vil bli sikret med frostisolerte platehvelv.

TUNNELSPRENGNING I BY/RYSTELSER

Som før nevnt, måtte vi dele salvene ned til 1/6 av normalt salve-volum på grunn av sprutfare da vi startet driften i tverrslaget. Første salven gikk ca. 15 m fra nærmeste hus som ligger rett ut for påhugget. Salvene ble godt dekket, slik at steinsprut ble hindret.

Under hele driftsperioden har det vært opptil 4 rystelsesmålere i drift. Vi har målt rystelser både over tunneltraséen og nede i byen til siden for tunnelen.

Over tunnelen ligger de fleste husene på fjell, med vertikal avstand fra 80 og ned til 14m fra tunnelen.

105 m før gjennomslag mot nord ved avstand på 40 m mellom sprengningssted og målepunkt ble de registrerte rystelsene så høye (45 mm/s) at salvelengden ble redusert fra 4 til 3 m, samtidig som antall grovhull i kutten ble øket fra 2 til 6. Senere ved 14 m avstand fra målepunkt til sprengningspunkt ble salvene redusert til 2 m lengde kombinert med sterkt reduserte ladninger på alle tennernummer. Selv dette gav svinghastighet på 120 mm/s og amplitude på 290m.

Det ble hovedsakelig målt med vertikale geofoner. Før hvert målepunkt ble svingehastighet og noen ganger amplitude plottet i kurve mot pelenummer på stuffen. Disse kurvene viste konsentrert stigning rett over sprengningspunktet, fig. 30.5.

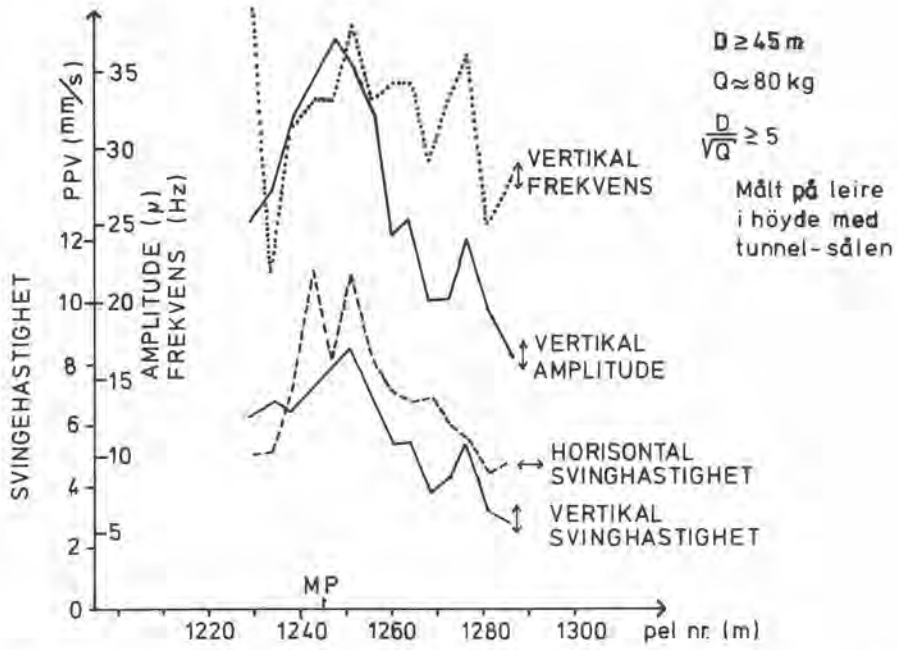


Fig. 30.5 Målte rystelser plottet mot pelenr. På stuffen til ulike tider. MP er målepunktets plassering.

Ved bruk av horisontale geofoner viste det seg at disse ga større utslag enn de vertikale når linjen mellom sprengningspunktet og målepunkt hadde liten helning eller var horisontal.

For målinger på leirgrunn langs tunnelens side viste det seg også ved kontroll at den horisontale geofon ga størst utslag.

Frekvensen var i fjell 30 til 90 Hz, mens den på leirgrunn var 25-40 Hz.

OPPFØLGING

Under driften er det foretatt fortløpende geologiske registreringer. Disse har til en viss grad vært med å bestemme arbeidssikringen.

Videre er det målt sprekketetthet, sprekkeretning og notert data om sprekkebelegg, sprekkeruhet vannlekkasjer m. m.

Disse dataene er satt inn i Q-systemet beskrevet av Barton, Lien og Lunde fra NGI.

Generelt synes utregnet Q-verdi å stemme godt overens med de aktuelle sikringstiltak. Men opptreden av langsgående steile sprekker kombinert med lagflate-skifrighet i hengen gir behov for mer omfattende sikring enn den Q-verdien gir uttrykk for. Dette fremgår av fig. 30.4.

Litteratur:

1. **Z. T. Bieniawski (1979)**
"Tunnel design by rock mass classifications".
U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station.

2. **Veglaboratoriet (1980)**
"E18 i tunnel gjennom Holmestrand".
Z 198 A nr. 6.

INGENIØRGEOLOGISKE ERFARINGER FRA KLOAKKTUNNELEN LYSAKER – SLEMMESTAD

Geological engineering experience from the sewage tunnel Lysaker - Slemmestad

Geolog Fredrik Løset, Norges Geotekniske institutt

SAMMENDRAG

Mesteparten av denne tunnelstrekningen på ca. 25 km er fullprofilboret. Tunnelen skal bringe kloakken fra Oslo, Bærum og Asker ut til sentralrenseanlegget (SRV) ved Slemmestad. Tunnelen går i kambrosiluriske sedimentbergarter gjennomsatt av en rekke permiske eruptivganger.

Tunnelen må tettes for å unngå grunnvannssenkning. En del stabilitetsproblemer har oppstått, særlig i forbindelse med eruptivganger og forkastninger. På ca. 7% av tunnelstrekningen er det nødvendig med stabilitetssikring.

SUMMARY

The major part of the 25-km long tunnel is constructed by tunnel-boring machines. The tunnel system will transport the sawage water from the municipalities of Oslo, Bærum and Asker to the central water pollution control plant (SRV) at Slemmestad. The tunnel passes through cambrosilurian sedimentary rocks with a large number of permian sills and dikes. Since lowering of the ground water table in the quaternary clays may result in settlements detrimental to neighbouring buildings, the tunnel had to be sealed by grouting. A pregrouting method has been used. Some stability problems have occurred in the tunnel, especially in the dikes and the fault zones. Support has been necessary over about 7 % of the tunnel length.

GENERELT

Dette prosjektet går ut på å samle mesteparten av kloakken fra Oslo, Bærum og Asker i en tunnel som går ut til Bjerkås ved Slemmestad hvor sentralrenseanlegget (SRV) er plassert. Fra renseanlegget skal det rensede vannet slippes ut i fjorden via en ca. 900 m lang undersjøisk tunnel.

For den delen av anlegget som ligger utenfor Oslo er Vestfjorden Avløpsselskap (VEAS) byggherre. Dette utgjør ca. 25 km med Tunnel og selve renseanlegget som ligger i utsprengte berghaller. Med unntak av et par tverrslag og den undersjøiske utslippstunnelen er tunnelene

fullprofilboret med diameter ca. 3,5 m. I tillegg til dette omfatter prosjektet et tunnelsystem i Oslo som imidlertid ikke blir behandlet her.

BERGARTER

Tunnelen går i kambrosiluriske sedimentbergarter. Dette er vesentlig leirskifer, kalk- og sandstein. I kaledonsk tid, for ca. 400 mill. år siden, ble disse bergartene foldet om en akse med retning ØNØ - VSV slik at lagdeling og skifrighet oftest har denne strøkretningen og varierende fall mot NNV eller SSØ. I permisk tid, for ca. 250 mill. år siden, var det stor vulkansk aktivitet i Oslo-området. Det skjedde da en oppsprekking og dannelse av store forkastninger. Vulkansk smeltemasse trengte inn på noen av sprekkene i sedimentbergartene og ble til såkalte eruptivganger. Ved bevegelser langs forkastningene ble berggrunnen oppknust langs flere meter brede soner og bergartene ble her delvis omvandlet til leirmineraler.

Den kambrosiluriske lagrekken har vært omfattet med stor interesse av geologer i mer enn hundre år, særlig på grunn av den rike fossilfaunaen. Det er etablert en detaljert laginndeling som bygger på fossilinnholdet. Det er en grovinndeling av lagrekkene på 10 etasjer. Kloakktunnelen krysser gjennom etasjene 1 – 8.

Etasje	Tykkelse	Tunnellengde	Bergart
8	ca. 90 m	195 m	Skifer.
7	ca. 120 m	1535 m	Massiv kalkstein.
6	200 - 250 m	7480 m	Skifer med sandsteinlag.
5	ca. 50 m	3040 m	Kalk – sandstein.
4	ca. 350 m	9870 m + SRV	Vekslende skifer og knollekalk
3	ca. 30 m	375 m	Skifer med kalkbenker.
1-2	ca. 90 m	575 m	Mørk skifer, dels alunskifer.
Eruptiv	–	1650 m	Diabas, Mænaitt, Syenitt.

Hver enkelt av disse etasjene er inndelt i underetasjer som blir betegnet a, b, c osv. En del av underetasjene er igjen inndelt i tynnere lag som blir betegnet med greske bokstaver α, β, γ osv.

Selv om denne laginndelingen bygger på fossilfaunaen har de enkelte lagene ofte et rent mekanisk særpreg som kan ha betydning for stabilitet og tunneldrift. Det ble derfor laget detaljerte geologiske kart i målestokk 1 : 5000 langs tunneltraséen. Det var Cand. real J. Fredrik Bockelie, Paleontologisk Museum (nå Norsk Hydro) som utførte dette arbeidet. Fig. 31.1 viser en sterk forenklet utgave av disse kartene.

Litt om de enkelte etasjene:

ETASJE 1 – 2

Dette omfatter lagene nærmest over grunnfjellet, og det er mørk skifer, dels alunskifer. Den forekommer ved Slemmestad og en betydelig del av den undersjøiske utslippstunnelen

går i denne bergarten. Alunskiferen har et dårlig ord på seg særlig fordi den ved tilgang på luft og vann har svellende egenskaper og virker aggresivt på betong. Det forekommer lag med forskjellig aggresivitet. Dette er ikke nærmere undersøkt ved dette anlegget, men ved støpearbeid i etasjene 1 – 2 er det brukt sulfatresistent sement. I tunnelen har ikke alunskiferen medført spesielle problemer. Den virker riktignok flisete og oppsprukket, men på grunn av småfolding er det få gjennomsettende sprekkeplan, og den henger derfor forbausende godt sammen. Større vannlekkasjer har heller ikke forekommet.

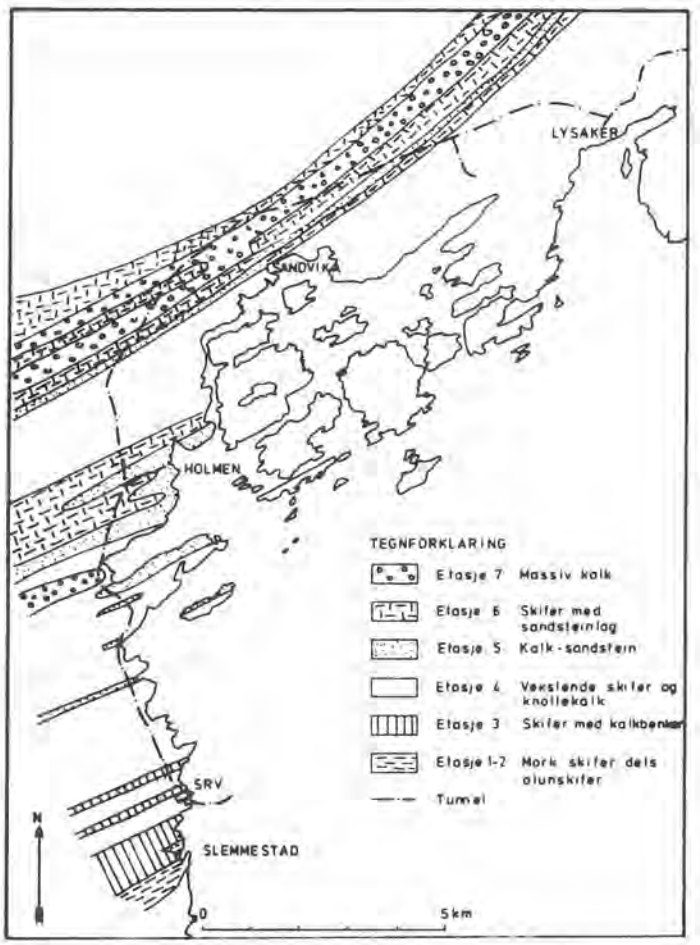


Fig. 31.1 Geologisk kart (Etter J. F. Bockelie).

ETASJE 3

Dette er for det meste skifer med enkelte massive kalkbenker. I skiferen opptrer det mange tynne, grågrønne lag med siltstein. Denne etasjen forekommer ved Slemmestad både

nord og sør for renseanlegget. Det er til dels noe vannlekkasjer i denne etasjen, særlig langs grensen mellom skifer og kalkbenker.

ETASJE 4

Denne etasjen utgjør den lengste strekningen langs tunnelen.Renseanlegget ligger også stort sett i etasje 4. Det er en tykk lagpakke med vekslende skifer og knollekalk. Knollekalk er en typisk bergart i Oslofeltet. Den består av kalkknoller på noen cm's størrelse i en grunnmasse av skifer. Knollekalken er generalt av god kvalitet mens skiferlagene kan være noe mer variable.

I denne etasjen forekommer det en mengde såkalte bentonittlag. Dette er lag på noen cm's tykkelse dannet av vulkansk aske. Den er godt sammenkittet slik at lagene virker relativt faste. Der slike lag forekommer i større mengder kan det imidlertid forårsake visse stabilitetsproblemer slik at sikring er nødvendig.

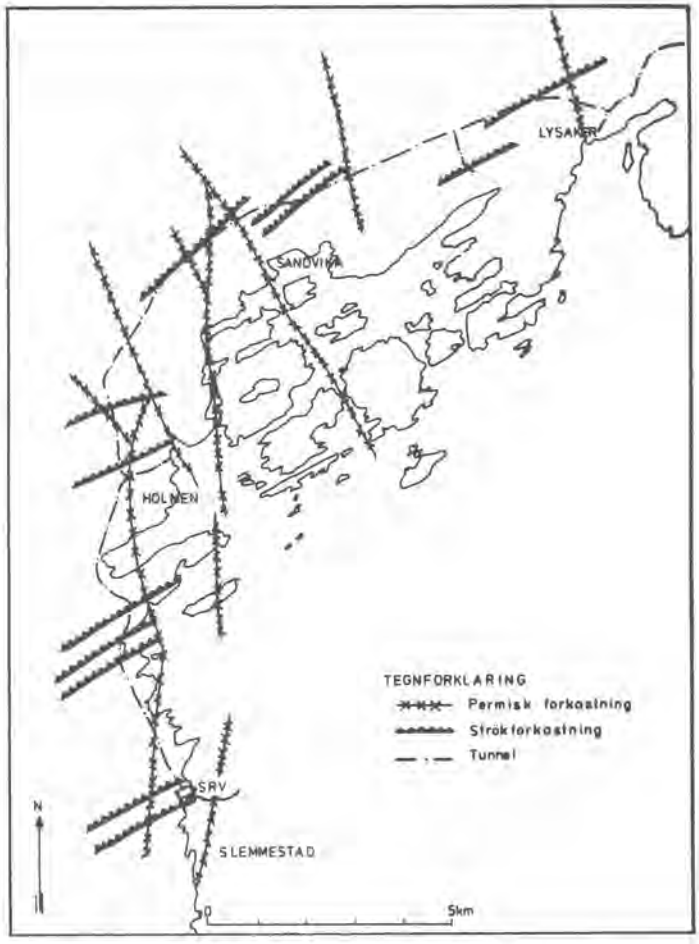


Fig. 31.2 Tektonisk kart.

ETASJE 5

Dette er mest kalkstein, ofte av knollkalktypen. 5 b er de såkalte kalksteinslagene som kan inneholde meget kvartsrik sandstein. Stabilitetsmessig er denne bergarten av god kvalitet, men på grunn av høy fasthet og til dels høyt kvartsinnhold kan den medføre lav borsynk og høy borslitasje.

ETASJE 6

Bergarten er for det meste skifer, men typisk er en rekke tynne benker med sandstein. Skiferen kan ha en noe løs karakter og i forbindelse med sandsteinsbenkene kan det ofte oppstå vannlekkasjer.

ETASJE 7

Dette er vesentlig en massiv kalkstein av god kvalitet.

ETASJE 8

Tunnelen berører denne etasjen bare så vidt. Det er en skifer av vanlig kvalitet.

På grunn av foldingen blir de enkelte lagene gjentatt flere ganger. Vinkelen mellom tunnelretningen og lagenes strøkretning er avgjørende for hvor langt tunnelen går i de enkelte lagene.

TEKTONIKK

De største stabilitetsproblemene i tunnelen har oppstått i forbindelse med forkastningssoner. En ting som forsterker dette er at det langs disse sonene ofte er dyprenner med løsmasser slik at bergoverdekningen for tunnelen blir liten (dels bare 2 – 3 m).Fig. 31.2 viser de mest markerte forkastningssonene. Det er generelt to sett av disse. Et N – S gående sett har forbindelse med graben-dannelsen i Oslofeltet i permisk tid. Det andre settet er såkalte strøkforkastninger og følger strøkretningen i sedimentbergartene ØNØ – VSV.

I tunnelen opptrer de to forkastningstypene med omtrent samme karakter. De består i en oppknust, dels leiromvandlet sone som kan ha en bredde på et par meter.

Leirmaterialet er vanligvis mest kloritt og hydroglimmer, mens svelleleire forekommer i mindre mengder. En del av forkastningssonene mangler leirmineraler og har i stedet en kalkspatfylling.

Av sprekker ellers er det oftest to sett, parallelt med de større sonene N – S og ØNØ – VSV. Sprekkene kan ha et belegg med leire eller en kalkspatfylling.

De store N – S gående forkastningene er markerte i terrenget, og det er derfor lett å forutsi hvor de vil krysse tunnelen. Strøkforkastningene er det verre å forutsi. Ettersom de har samme retning som strøkdalene, kan det være vanskelig å si om det dreier seg om en knusningssone eller det er en dal på grunn av en svak bergartstype. Bunnen i dalene er oftest dekket av løsmasser, men seismiske målinger vil ofte påvise eventuelle knusningssoner.

ERUPTIVGANGER

Eruptivgangene er dannet ved at vulkansk smeltemasse har trengt inn langs sprekker og størknet til en bergart. I tunnelen er det observert 350 eruptivganger, se fig. 31.3. De fleste har en beskjeden tykkelse på 0,5 – 1 m mens enkelte kan være flere ti-metre tykke. Tilsammen utgjør eruptivgbergartene ca. 7 % av tunnelstrekningen målt parallelt tunnelaksen.

Mengden av ganger øker innover mot Oslo. Mens gangene på strekningen SRV – Holmen utgjør 1,8 % av tunnellengden, er tilsvarende tall for strekningen Skytterdalen – Lysaker 10,7 %.

Fig. 31.3 Kart med angivelse av eruptivganger som krysser tunnelen.

Ut fra mineralsammensetningen kan gangene deles inn i mange typer. Til et praktisk formål kan en inndeling i tre være nok.

Mænaitt	(Lyse ganger). Består vesentlig av sur (Na-rik) plagioklasfeltspat.
Diabas	(Mørke ganger). Består av ca. 50 % amfibol eller pyroksen og ca. 50 % basisk (Ca-rik) plagioklasfeltspat.
Syenitt	(Røde ganger). Består vesentlig av alkalifeltspar.

De fleste gangene kan regnes til mænaitt- eller diabastypen, men de tykkeste gangene er av syenitt-typen.

Gangene følger de samme to retningene som sprekkene. De fleste diabasene går N – S mens mænaittene oftest har retning ØNØ – VSV.

Eruptivgangene er ofte mer oppsprukket enn sidebergartene. Langs grensen kan det ofte være oppknuste soner med leirdannelse. Da bergartssmelten størknet, trakk den seg sammen, og det kan derfor være åpne sprekker langs ganggrensene. Der er derfor en klar sammenheng mellom vannlekkasjer og eruptivgangene.

Mænaittgangene er stort sett massive og lite oppsprukket, og de har derfor medført få problemer. Diabasgangene er av mer varierende kvalitet. De kan dels være sterkt oppsprukket og omvandlet. Særlig uheldig er en kombinasjon av forkastning og diabas. Diabasen kan her være nesten helt omvandlet til leire, hvorav en stor del svelleleire. En type diabas (hornblendediabas) har derimot en meget seig karakter, og er derfor meget tung å bore.

Syenittgangene virker ofte sterkt oppsprukket og dårlige i dagoverflaten. I tunnelen viser det seg imidlertid at sprekkene ofte er kittet sammen (oftest med kalkspat) slik at de ikke medfører større problemer.

VANNLEKKASJER

Store deler av tunnelen går i bebygde strøk der bygningene er fundamentert på løsmasser. For å hindre senkning av grunnvannet, og dermed eventuelle setningskader på bygningene, må tunnelen være tett. Dert er derfor utført et stort tetningsarbeid i form av injeksjon med sement og kjemiske midler.
En stor del av dette er basert på forinjeksjon.

Det synes for en stor del å være eruptivgangene og mindre slepper som forårsaker de største vannlekkasjene. I de større forkastningssonene er det oftest leire, og de er derfor forholdsvis tette.

Fig. 31.4 viser et geologisk kart over renseanlegget. Vannlekkasjene er her registrert og kan for en stor del forklares ut fra de geologiske forhold (de fire vestligste hallene var ikke utsprengt da registreringen ble foretatt). De største lekkasjene opptrer lengst nord i anlegget. Det er her en skålformet nedbøyning av bergartslagene (synklinal). Vannsiget skjer trolig særlig langs lagflatene, og i en slik synklinal blir det derfor et relativt stort nedslagsfelt. Vannet kommer særlig ut langs synklinalaksen hvor det i tillegg til lagflatesprekkene også er vertikale sprekker. En N – S gående eruptivgang krysser anlegget, og langs denne er det også markerte lekkasjer. De aller største lekkasjene forekommer i skjæringer mellom denne eruptivgangen og synklinalaksen.

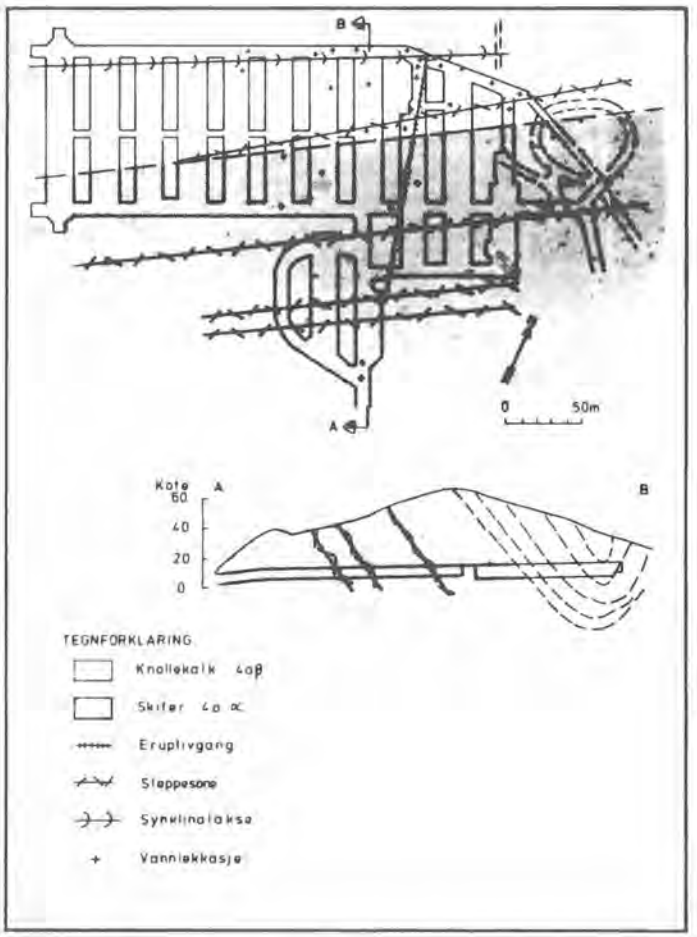


Fig. 31.4 Skisse og profil over renseanlegget.

Ved renseanlegget er det i tillegg til injeksjon konstruert en såkalt vanngardin for å hindre vannsig fra et nærliggende fabrikkområde som er fundamentert på leire. Vanngardinen består i en vifte med borhull som blir foret med vann med et lite overtrykk i forhold til grunnvannstrykket i området.

STABILITETSFORHOLD

Det er særlig tre forhold som har hatt betydning for stabilitetsforholdene i dette anlegget:

a. De enkelte bergartslagenes beskaffenhet.
b. Forkastningssoner
c. Eruptivganger

På den fullprofilborete strekningen som er ca. 22 850 m må det på ca. 1 650 m (dvs. ca. 7 %) utføres en eller annen form for stabilitetssikring.
Denne sikringen fordeler seg slik:

Utstøpning (eller likeverdig)	ca. 100 m
Bolteforankret, armert sprøytebetong	ca. 500 m
Bolting + sprøytebetong	ca. 200 m
Sprøytebetong	ca. 450 m
Bolting	ca. 400 m

Det er dels brukt fiberarmert sprøytebetong.

Følgende tabell viser hvordan sikringen fordeler seg på de enkelte etasjene i den fullprofilborete tunnelen:

Etasje	Fullprofilboret tunnelstrekning	Sikre tunnel-strekning	% av tunnelstrekning som er sikret
8	196 m	3 m	1,5
7	1408 m	35 m	2,5
6	6763 m	525 m	7,8
5	2942 m	90 m	3,0
4	9702 m	515 m	5,3
3	76 m	–	–
1-2	146 m	–	–
Eruptiv	1615	485	30,0
Totalt	22855	1653	7,2

Tabellen gir ikke videre noe korrekt bilde av forholdene. Mye av sikringen er i forbindelse med større forkastningssoner, og det kan være noe tilfeldig i hvilken etasje disse sonene krysser tunnelen. Det er likevel som ventet en klar tendens til mer sikring i de typiske skiferrike etasjene 4 og 6, mens kalketasjene 5 og 7 har mindre sikring.

Ca. 30 % av strekningen med eruptivganger er iskret.
Dette gir heller ikke uten videre noe riktig bilde. Det er ofte grensesonen i eruptivene som er dårligst, og mye av sikringen kan derfor komme i sidebergartene. Det antas imidlertid i slike tilfeller at det er eruptiven som er årsak til stabilitetsproblemene, og hele bredden på sikringen er derfor regnet til eruptiven. Ser vi på antallet ganger så er det totalt 350. Ved ca. 90 av disse gangene, dvs. nær 25 %, er det påkrevet med sikring.

De største stabilitetsproblemene oppstod like øst for Lysakerelva. Tunnelen krysser her en markert forkastningssone i en diabasgang. Diabasen var nesten totalt omvandlet til leire med ca. 30 % svellende mineraler. Svelletrykket var imidlertid ikke mer enn 10 t/m^2. Da man hadde boret et stykke inn i denne sonen, som var ca. 10 m bred, begynte det å rase ned på bormaskinen. Ved hjelp av sprøytebetong og stålplater kom man seg videre i små

etapper. Denne arbeidssikringen ble utført i plan med tunnelkonturen. Den permanente sikringskonstruksjon kommer så i tillegg. Eksempel på slik permanent sikring er vist på fig. 31.5. Heldigvis gikk denne sonen på tvers av tunnelen. Andre soner som i og for seg ikke er så brede, men som skjærer tunnelen med en spiss vinkel, krever sikring på strekningen som kan utgjøre flere titalls meter.

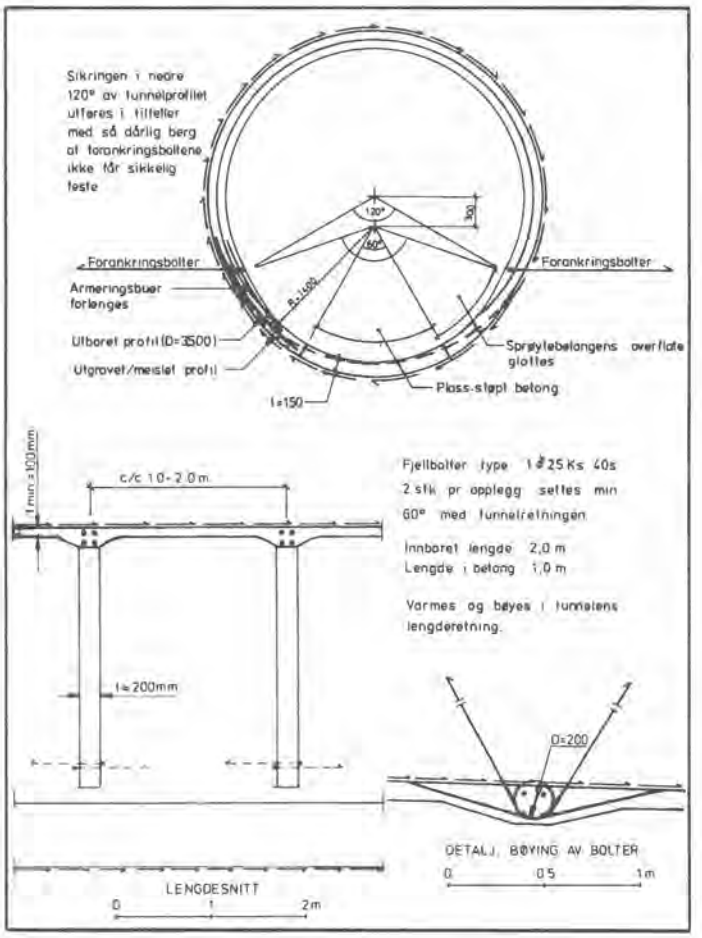


Fig. 31.5 Eksempel på sikringskonstruksjon. Hvelvbuer av sprøytebetong.

Selve renseanlegget ligger plassert i 11 parallelle berghaller med spennvidde 16 m og 12 m's pillarer mellom. Bergarten er dels skifer (4 a α) dels knollekalk (4 a β), se fig 31.4. I alt er det her utsprengt ca. 350 00 m^3. Som sikring i hallene er det benyttet bolting (c/c 1,5 m, l = 3,5 m) og 5 cm sprøytebetong i knollekalken. I skiferen er det brukt samme boltingen, men 12 – 15 cm armert sprøytebetong. I enkelte spesielt dårlige soner i skiferen er det brukt enda tykkere sprøytebetong og bolteavstand 1,0 – 1,25 m.

Den 925 m lange undersjøiske utslippstunnelen går i etasjene 1,2,3 og 4. Den krysser et par markerte forkastningssoner og eruptivganger av dårlig kvalitet. På ca. 3/4 av tunnelstrekningen er det utført sikringsarbeid. Dette fordeler seg slik:

Utstøpning ca. 50 m
Bolteforankret, armert sprøytebetong ca. 65 m
Bolting + sprøytebetong ca. 55 m
Sprøytebetong ca. 420 m
Bolting ca. 200 m.

En stor del av sprøytebetongen er utført som arbeidssikring.

TUNNELKARTLEGGING

Tunnelene ved dette anlegget må ha høy sikkerhetsgrad da det er regnet med en levetid på 50 – 100 år. Sikringsomfanget er derfor noe større enn det som ellers ville ha vært nødvendig.

Da det både er fullprofilborete tunneler og vanlig sprengte, er det mulig å sammenligne kartlegging og stabilitetsvurdering i de to tunneltypene. Man får umiddelbart et bedre inntrykk av bergkvaliteten i de fullprofilborete tunnelene, og det kan derfor være en viss fare for å overse dårlige partier. Tynne leirslepper kan således være vanskelig å oppdage. Blokkfall har forekommet i områder hvor bergkvaliteten tilsynelatende har vært god. Ved nøyere undersøkelser har det vært vist seg at det på disse stedene har forekommet kiler avgrenset av sprekker med leirbelegg. Dette er derfor en ting man må være spesielt oppmerksom på i fullprofilborete tunneler. Betydelige leirsoner kan således være lett å overse, særlig når de er tørre.

Blir bergkvaliteten så dårlig at det også oppstår nedfall i en fullprofilboret tunnel, vil det dårlige partiet være lett å oppdage. Nedfallet i en boret tunnel vil imidlertid som regel være av lite omfang, og man må derfor være spesielt oppmerksom på sideberget til de dårlige sonene slik at sikringen blir bred nok. Det har vist seg ved dette anlegget at bergkvaliteten skal bli meget dårlig i de borete tunnelen før det oppstår utrasninger.

VEAS TUNNELANLEGG – ANLEGGSMESSIGE FORHOLD

VEAS tunnel system – construction considerations

Byggeleder Arne Storjordet, Vestfjordens Avløpsselskap – VEAS

SAMMENDRAG

Det ca. 25 km lange tunnelsystemet fra Lysaker til Slemmestad er fullprofil-boret med diameter fra 3.35 – 3.50 m. Det er utført et omfattende tetthets-sikringsarbeid basert på forinjeksjon. Stabilitetssikringen er i det alt vesentligste utført med silikat-tilsatt, fiberarmert sprøytebetong og prefabrikerte armerings-buer.

Langs tunnelsystemet er det bygget en rekke påslipps-stasjoner med borede "grovhull" som skal lede avløpsvannet til tunnelsystemet.

SUMMARY

The about 25 km long tunnel system from Lysaker to Slemmestad is construc-ted by tunnel boring machines with diameter 3.35 – 3.50 metres. Based on pregrouting, a comprehensive work to make it tight, has been executed.

The stability support is mainly made with injection concrete with mix of silika and fiber concrete and prefabricated reenforced vaults.

Along the tunnel system is built numerious inlet installations for raw sewage. Vertical or slanted holes are drilled down to the tunnel.

1. INNLEDNING

Kommunene Oslo, Bærum og Asker har inngått et forpliktende samarbeid om bygging og drift av et sentralrenseanlegg med tilløpstunneler, påslipps-stasjoner og pumpestasjoner. Hovedtransporttunnelen får en samlet lengde på 42 km, foruten en rekke tverrslag.

I alt skal ca. 50 stk. påslipps-stasjoner fra sentrale hovedkloakker lede avløpsvannet inn på hovedtunnelen.

Byggherre for transporttunnelen i Oslo med Frognerparken påslipps-stasjon er Oslo kommune ved vann- og kloakkvesenet.

Vestfjordens Avløpsselskap står som byggherre for selve sentralrenseanlegget (S.R.V.) ved Slemmestad og tunnelsystemet fra Lysaker til Slemmestad.

Fig. 32.1 viser en oversikt over hele prosjektet med påslipps-stasjoner.

Tunnelsystemet fra Lysaker til sentralrenseanlegget har et fall på 0.75 o/oo. Det meste av tunnelen ligger under havets nivå. Tunnelen er beregnet å ha selvrensende effekt, og

krav til bornøyaktighet er satt til ± 50 mm. Ved store nedbørsmengder skal tunnelen fungere som utjevningsmagasin fra kote ÷ 15 til overløp ved Lysaker kote + 4.5 med en sentralt styrt luke ved Engervannet ved Sandvika.

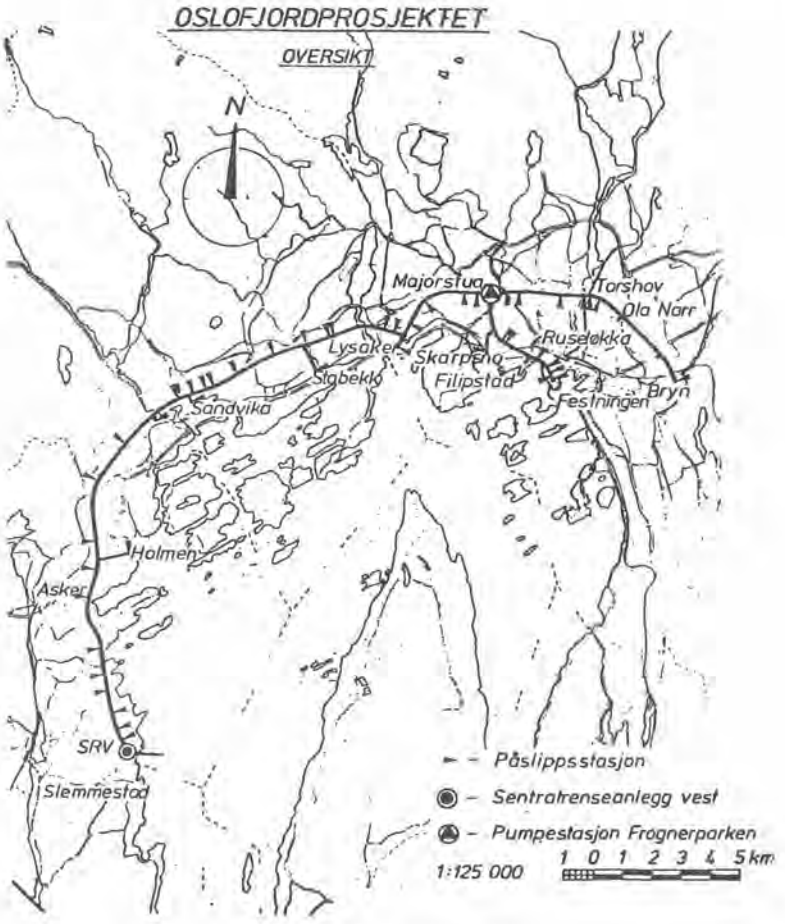


Fig. 32.1 Oversiktkart.

Tunnelsystemet fra S.R.V. – til Lysaker ble delt i to hovedentrepriser:

1. Slemmestad (S.R.V.) – Sandvika
2. Sandvika – Lysaker

Fig. 32.2 viser et skjematisk lengdeprofil over tunnelsystemet.

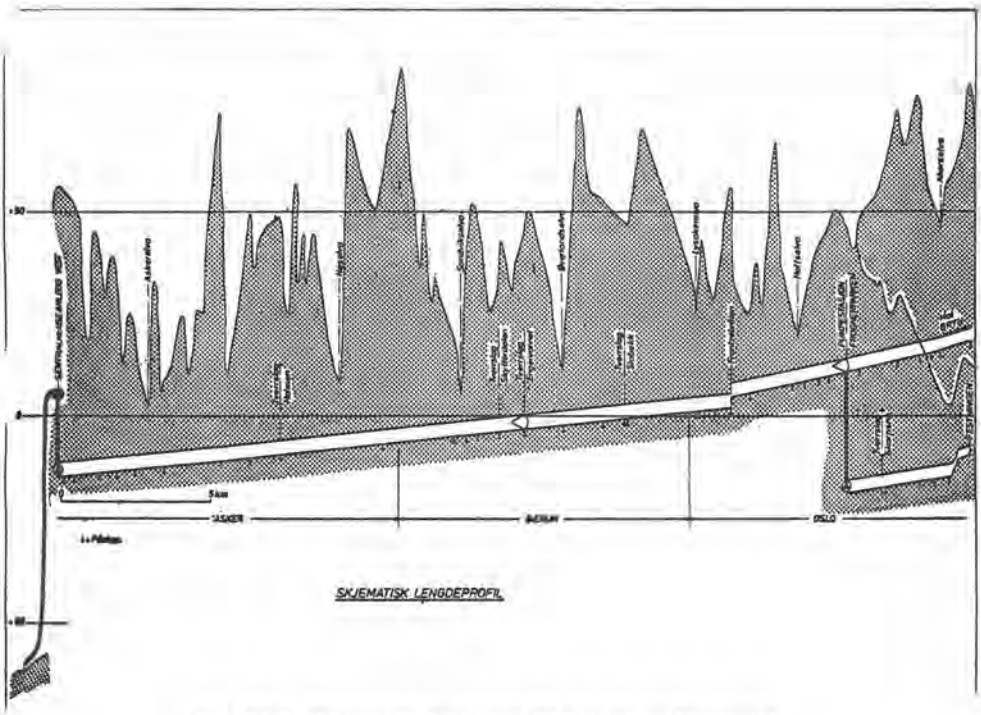


Fig. 32.2 Skjematisk lengdeprofil over tunnelsystemet.

ENTREPRISE 1:

S.R.V. – HOLMEN	7.200 m	Fullprofilboret
HOLMEN – SANDVIKA	7.100 »	»
Tverrslag HOLMEN	720 »	Utsprengt
» SANDVIKA VEST	250 »	»

ENTREPRISE 2:

SANDVIKA – LYSAKER	7.600 m	Fullprofilboret
Tverrslag STABEKK	1.200 »	»
» SKYTTERDALEN	200 »	Utsprengt
» ENGERVANN	70 »	»

Utførende entreprenører for hovedentreprisene er:

Entreprise 1. A/F Furuholmen – Prader
» 2. A/F Høyer-Ellefsen – Murer

Rådgivere:
Byggteknisk hovedkonsulent: Siv. ing. E. Strømme A/S. Geoteknikk og ingeniørgeologi: Norges Geotekniske Institutt.

2. INJEKSJON

Opplegget for sonderboring og forinjeksjon har vært presentert ved flere innlegg på tidligere fjellsprengningskonferanser, senest i 1980 hvor siv. ing. G. Asting på vegne av "Arbeidsgruppe for injeksjonsmetoder" behandlet temaet inngående.
Jeg finner det av den grunn ikke nødvendig å gå nærmere inn på selve opplegget og utstyret, men vil behandle en del erfaringer og kontrollfunksjoner fra injeksjonsarbeidene.

Sonderboring fra stuff i tunneler som drives med fullprofilboring kan by på problemer ved at man ikke har fri stuff.
Atlas Midfaser og Bouygues T.B.M., som henholdsvis er benyttet ved tverrslag Stabekk og ved entreprisene i Oslo, har den fordel at T.B.M. 'en kan rygges og stuffen frigjøres for sonderboring ved stuff.

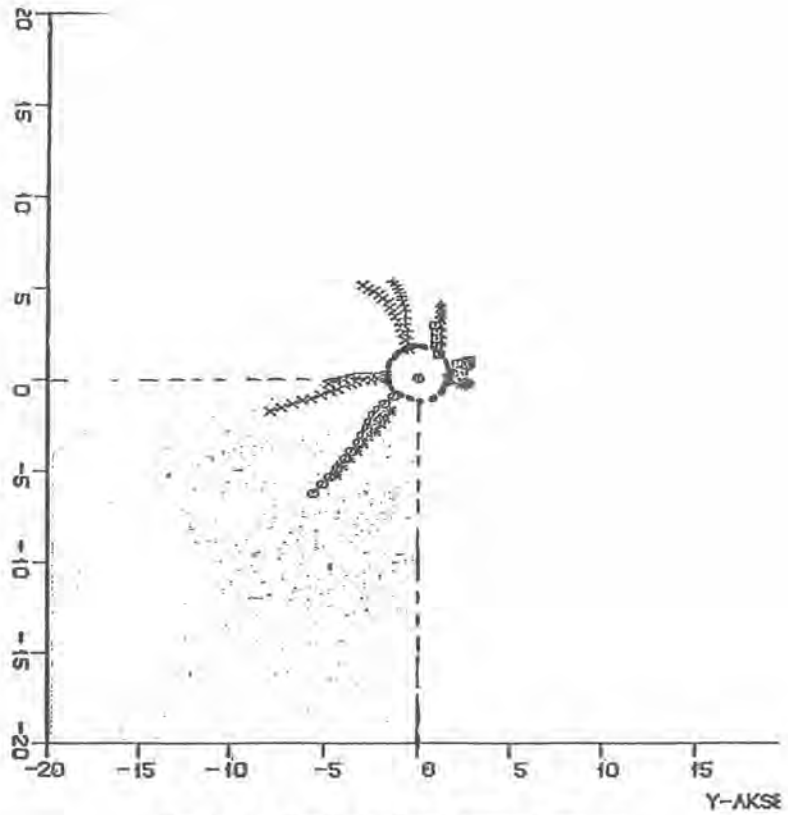


Fig. 32.3 „Treffbilde" ved boravviksmåling.

På strekningene Sandvika-Lysaker og Holmen-Sandvika, hvor det er benyttet Wirth og Robbins T.B.M.'er, ble ansettet for sonderboring plasert i styringer fra 3.00 m til 6.00 m bak

stuff. Vanlige etappelengder for hver injeksjonsomgang har ligget på fra 15.0 m til 20.0 m, med 4.0 m overlapping.

Man var tidlig oppmerksom på faren for boravvik, og Institutt for gruvedrift, N.T.H. ble engasjert for avviksmålinger.

Målingene ble utført med Eastman Multiple Shot Survey Instrument, type DT, som bestemte hullets **retning** i hvert målepunkt ved hjelp av et kompass og **fall** ved hjelp av et klinometer. Utgangsretningen ble bestemt ved hjelp av to punkter på innføringsstengene i forhold til tunnelveggen. Resultatene av disse målinger viste at retningene varierte en god del fra det teoretiske.

Fig. 32.3 viser et "treffbilde" med til dels store avvik. Man valgte å redusere sonderhulllengdene noe, spesielt på etapper med store vanntap.

På en del vanskelige etapper, med både stabilitetsproblemer og store vanntap ble det oppnådd gode resultater med "oppdeling" av injeksjonsetappene. Fra stuff ble det boret fra 8 – 10 stk. hull i lengder á 20.0 m, som ble injisert. Deretter ble korte hull på ca. 5.0 m boret og injisert. Med T.B.M.'en ble det boret ca. 1.5 – 2.0 m lengder, og ny omgang med injeksjonshull på ca. 5.0 m ble injisert. Dette system ble fulgt inntil hele 20 m etappen var drevet. Det er en tidkrevende og dyr drivemåte, men en sikker løsning.

Med injeksjonsarbeider i den størrelsesorden man har ved disse tunnelanleggene stilles store krav til kontrollfunksjonene.

Kontrollfunksjonene kan inndeles som følger:

1. VED STUFF

a) **Kontroll av injeksjonshull**
Borlengder, avvik og spyling.

b) **Vanntapsmåling**
Vanntrykk ved stuff, grunnvannstrykk og
kontroll av vannmåler.

c) **Utstyr**
Kontroll av pakninger og pakningsplasseringer,
injeksjonsstaver og innerør.
Kontroll av blander, omrører og siler.

d) **Injeksjonsmidler**
Suspensjonene kontrolleres og godkjennes før bruk.
Blandingsforholdet og tilsetningsmidler kontrolleres.

e) **Injeksjonsarbeidet**
Injeksjonstrykket og inngang i hvert hull kontrolleres.
Slutt-trykket kontrolleres.
Kontrollhull bores og vanntapsmåles.

II. Generelt.

a) Kontroll av lekkasjevann ved måledammer etc.

b) Prøvetaking av blandinger og laboratorieprøver.

c) Oppfølging av poretrykksmålere i dagen.

Til kontrollfunksjonene kreves erfarne mannskaper og til dels stor bemanning. I dette tunnelprosjektet er det benyttet en "injeksjonskontrollør" pr. stuff på hvert skift.

Forinjeksjon av tunneler drevet med fullprofilboring er nytt, og skal man bedømme de resultater som er oppnådd, kan man si at tilfredsstillende tetthet er oppnådd. Imidlertid er det utført et stort arbeid med etterinjeksjon på en del strekninger. Selv med små innlekkende vannmengder har man på et par partier av tunnelene vanskeligheter med å holde poretrykket oppe.

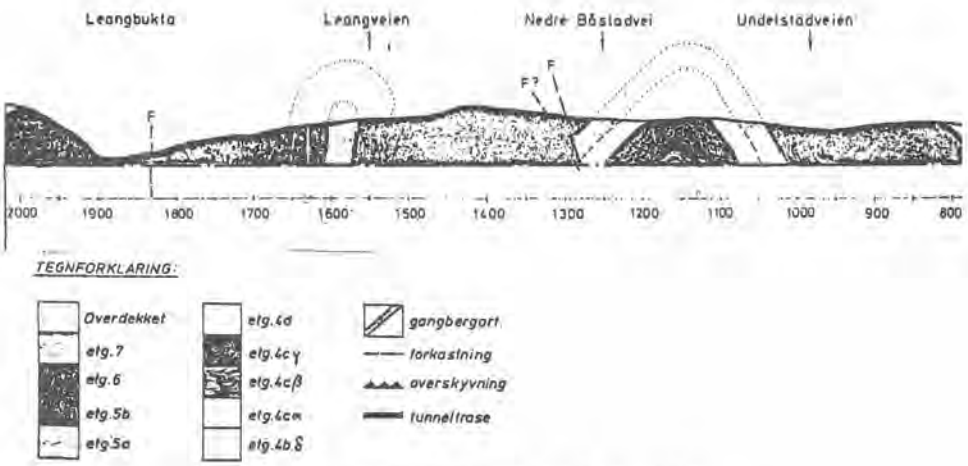


Fig. 32.4 Geologisk profil, M = 1 : 5000.

KONKLUSJON

Med de erfaringer man har med injeksjonsarbeidene i dette tunnelprosjektet, kan følgende helt generelle konklusjoner trekkes:

A. Høyt injeksjonstrykk kreves, slutt-trykk minimum 20 kg/m^2.

B. Tilnærmet stabil mørtel i slutt-trykk-fasen må tilstrebes (f.eks. er benyttet RESCON CEMSIL).

C. Injeksjonsetapper bør inndeles med dobbelt skjerm.

3. STABILITETSSIKRING

De bergarttyper som disse tunnelen går i, vesentlig kalk- og leirskifer, er velegnet til fullprofilboring.

Ved valg av fullprofilboring som drivemåte må man være klar over de vanskeligheter som kan oppstå med stabilitetsproblemer ved stuff.

Siv. ing. Knut Garshol/Ing. Thor Furuholmen A/S, behandlet noen av disse problemene i sitt innlegg på fjellsprengningskonferansen i 1980 under tittelen "Fullprofilboring i ustabilt fjell".

En detaljert og omfattende geologisk kartlegging er nødvendig.

I dette prosjektet har man hatt stor nytte av det registreringsarbeidet som cand. real Fredrik Bockelie har utført. Hans registreringer er overført til tunnelprofiler av Norges Geotekniske Institutt. Fig. 32.4 viser et slikt profil i målestokk 1 : 5000.

På grunnlag av en omfattende geologisk beskrivelse med henvisning til pel nr. langs tunnelprofilet, kunne driftsopplegget for spesielt vanskelige etapper planlegges.

Med dette materialet og det faktum at hver "stuff" ble sonderboret for vanntapsmåling og injeksjon har man unngått de helt store vanskeligheter.

Beredskapen på stuff er viktig, og at man til enhver tid har "stuffen" under observasjon og stopper i tide hvis nedfall eller tegn til ustabilitet oppstår.

I dette prosjektet har man benyttet "Liner plate" (stålbuer) som midlertid arbeidssikring på stuff. Selv under trange og vanskelige arbeidsforhold var dette praktisk gjennomførbart. "Vent og se" metoden er **ikke** akseptabel ved driving av tunneler med fullprofilboring.

Et ras på maskin- og maskinområdet (maskin med bakrigg og spesialutstyr for sonderboring og injeksjon har en lengde på ca. 100 m) får store konsekvenser i tid og penger. Blir det behov for midlertidig sikring umiddelbart **bak** maskin og maskinområdet, anbefales ikke stålbuer, men f.eks. bolter, stigebånd og betongsprøyting, sikringsmidler det kan bygges videre på ved den permanente sikring.

Problemene med stålbuene for den videre sikring er at disse må demonteres eller støpes inn.

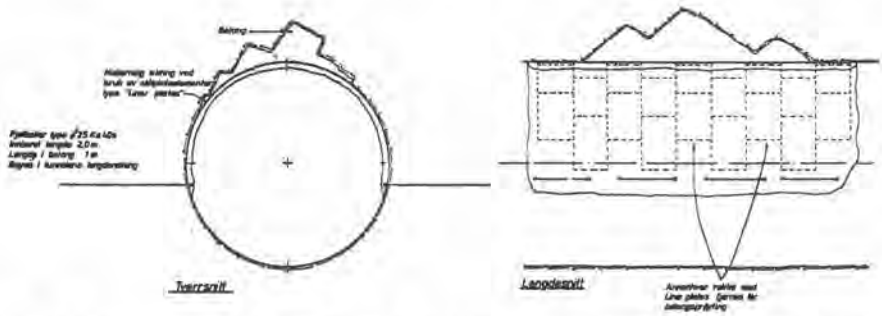


Fig. 32.5 Permanent sikring etter midlertidig sikring med „liner-plates" (stålbuer).

Fig. 32.5 viser et eksempel hvor stålbuene av sikkerhetsmessige grunner ikke kunne demonteres, og hvordan man løste det permanente sikringsarbeidet. Annenhver rekke med stålbuer ble fjernet etter isetting av ϕ 25 mm K540-bolter som forankring. Hele partiet ble innsprøytet med fra 5 – 10 cm fiberarmert sprøytebetong. I "hulrommet" over platene ble det innpumpet betong.

Utførelse av permanent sikring

Foruten vanlige innstøpte bolter, sprøytebetong og bolteforankret, armert sprøytebetong, begynte man tidlig, sammen med de utførende entreprenører, forsøk med prøvetaking av fiberarmert sprøytebetong med silikat-tilsetning.

I 1978/79 ble et parti av tverrslaget ved Skytterdalen, Sandvika prøvesprøytet med 75 kg 14.5 mm EE-FIBRE pr. m^3.

Deltakere i forsøket var:

A/S Høyer-Ellefsen
NOTEBY, Norsk Teknisk Byggekontroll A/S
Institutt for Fjellsprengningsteknikk
Rescon
Elkem – Spigerverket A/S

Prøveprogrammet og prøvetakingsprogrammet var omfattende og ga tildels gode resultater.

Sammen med hovedkonsulenten for tunnelanleggene, siv. ing. E. Strømme A/S, og Norges Geotekniske Institutt, begynte VEAS å vurdere bruk av prefabrikerte armeringsbuer med fiberarmert sprøytebetong på partier av den sirkulære tunnelen som tradisjonelt skulle sikres med utstøping.

Beregningsforutsetningene var belastningsantagelser gjort på grunnlag av belastningsnormer for Stockholms tunnelbaner, fig. 32.6.

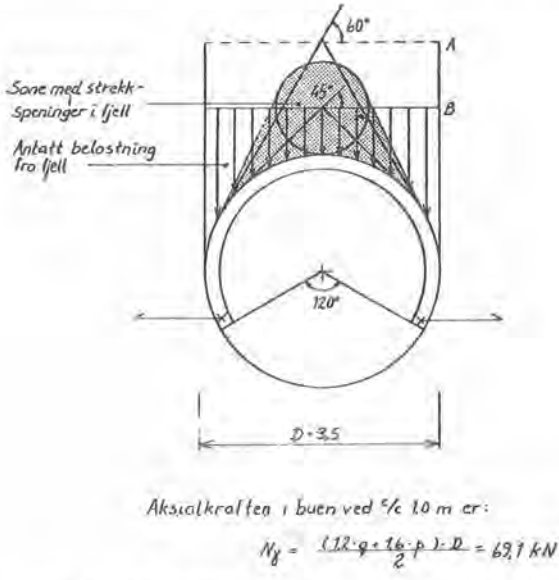


Fig. 32.6 Belastningsantakelser for betongbuer.

Dersom fjelloverflaten i sin helhet ligger over linje A–A, antas belastningen på hvelvet å tilsvare vekten av fjell melom linjen B–B og hvelvet. Dette tilsvarer en jevn fordelt last, $P = 25 \cdot 0.9 \cdot 1.0 = 22.5$ KN/m.

Egenlasten for betongbuene og kapper, $q = 2.9$ KN/m.

Eventuelle belastninger fra vanntrykk mot hvelvet er ikke medregnet.

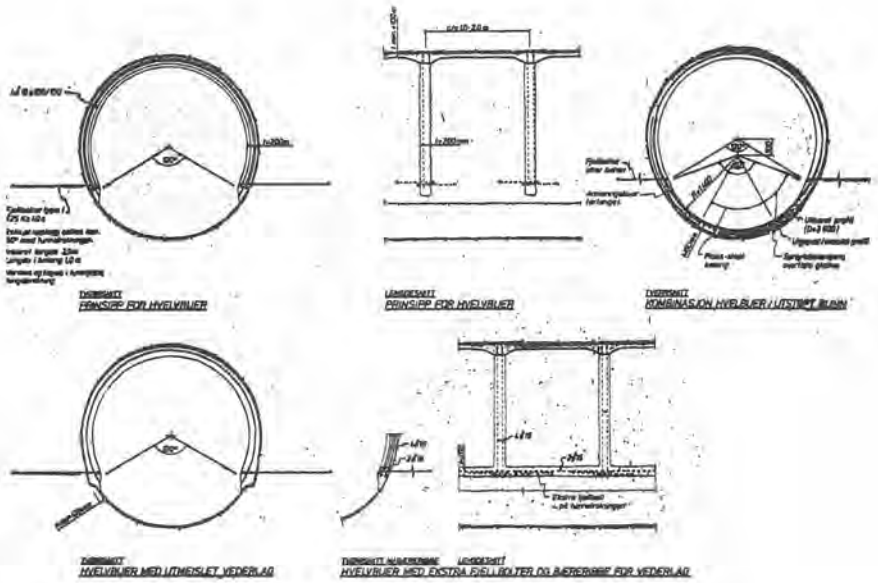


Fig. 32.7 Eksempler på etablering av hvelv-buer.

Fig. 32.7 viser 3 forskjellige prinsippløsninger som er benyttet for etablering av hvelvbuer. Både inntransport, montering, etablering og fibersprøytingen av hvelvbuene har gått hurtig og greit. Norsk Teknisk Byggekontroll A/S har etter et avtalt prøvetakingsprogram foretatt omfattende prøveserier.

Prøvetakingsprogram for kvalitetskontroll av sprøytebetongen med og uten fiber:

A Prøvetaking av fersk betong,
fasthetsprøver 7 og 28 døgn.

B Bøyestrekkfasthet.

C Fasthetsprøve, 7 og 28 døgn.

D Heftfasthet in situ og trykkfasthet i lab.

På strekningene S.R.V. – Holmen og Holmen – Sandvika er benyttet RESCON produkt CONFIX med og uten stålfiber. På strekningen Sandvika – Lysaker er betongen levert fra betongfabrikk.

CONFIX er levert som tørrmørtel og blandet på stedet med en PUTZOMIX, type A – "Skrumixer".

Av de prøveresultater som foreligger til nå taes her med prøver tatt av den ferske betongen. Fasthet angitt i MPa – og middelet av 2 stk. prøver:

PRODUKT	Silikatils.	Romvekt	7 døgn	28 døgn
CONFIX u/stålfiber	8%	2.28	55.2	73.7
CONFIX m/stålfiber	8%	2.33	54.7	75.2
Ferdigblandet tilkjørt fra betongfabrikk,				
m/stålfiber	8%	2.32	33.9	51.9
u/stålfiber	8%	2.22	32.2	44.9

Prøvestykkenes dimensjoner 10 cm^3, omregnede fastheter i.h.t. NS 427A, Del 2, Blad 5.5.

4. JUSTERING AV BYGGETIDEN

Stabilitets-sikring og tetthets-sikring på stuff og sikringsarbeid bak stuff som regnes som fremdriftshemmende er grunnlag for justering av byggetiden.

I dette tunnelprosjektet ble valgt følgende regel for økning eller reduksjon av byggetiden ved fremdriftshemmende sikringsarbeid:

$$T = \frac{B - A}{P}$$

T = Forlengelse eller forkortelse av byggetiden målt i antall skift.

A = Det i kontrakten angitte omfang av fremdriftshemmende sikringsarbeider omregnet i kroner med anbudets enhetspriser.

B = Det virkelige utførte omfang av fremdriftshemmende sikringsarbeider omregnet i kroner med anbudets enhetspriser.

P = Antatt midlere produksjon av fremdriftshemmende sikringsarbeider målt i kroner pr. skift på anbudets prisnivå.
P skulle oppgis av entreprenøren.

De fleste entreprenører som regnet på anbudene, oppga "P" mer som en antakelse enn reell midlere produksjon i kr. pr. skift.
En for lav "P" ville få stor innflytelse på reduksjonen av byggetiden hvis de fremdriftshemmende sikringsarbeider ble mindre enn avgitt i mengdefortegnelsen.
Derimot ville en lav "P" gi større økning av byggetiden hvis de fremdriftshemmende sikringsarbeidene ble større enn avgitt i mengdefortegnelsen.
I anbudene varierte oppgitt "P" fra kr. 8.000.– til kr. 22.000.–.

Det er utarbeidet "aktivitetsskjemaer" for 2 ukers perioder som viser mengder utført sikringsarbeider, og meter inndrift.

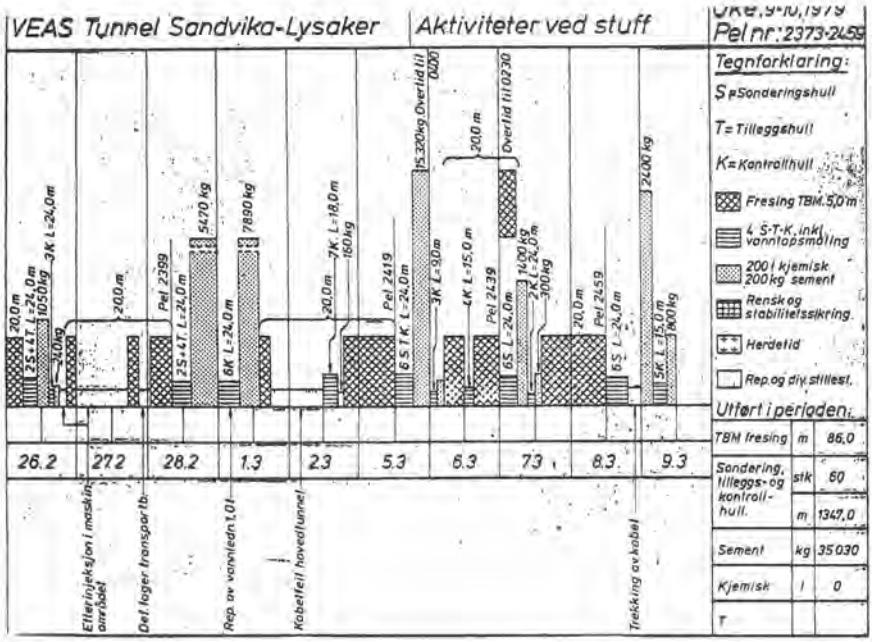


Fig. 32.8 Aktivitetsskjema.

Fig. 32.8 viser et eksempel på "aktivitetsskjema" med ordinært sikringsomfang og inndrift på en bestemt strekning på tunnelen Sandvika – Lysaker.

Fig. 32.9 viser denne 2 ukers perioden plottet inn på kurven for stuffproduksjon av fremdriftshemmende sikringsarbeid i kr. pr. 1 m. tunnel, og periodens inndrift i meter.

Som man vil se, er det på en lengde av 86 m produsert i overkant av kr. 2.000.– av fremdriftshemmende sikringsarbeid pr. m tunnel i gjennomsnitt.

Produksjonen i dette tilfelle ligger litt i overkant av hva entreprenøren måtte produsere for å unngå reduksjon av "T". "P" i denne entreprisen er 22.000.–.

I prosjektet er det blitt større omfang av fremdriftshemmende sikringsarbeider enn avgitt i mengdefortegnelsen, og forlenget byggetid på samtlige entrepriser.

5. MASSEANVENDELSE

Med i alt ca. 25 km fullprofilborede tunneler ville man få et stort behov for massedepoter og/eller leveranser av massen.

Ved hvert riggområde ble det etablert depotplasser med plass til ca. 25. – 30.000 m^3. Med i alt ca. 400.000 m^3 bormasse som disse tunnelene ville gi, begynte man tidlig å lete etter marked for anvendelse av massen.

De 3 samarbeidene kommunene og en rekke entreprenører ble kontaktet og "tilbud" ble utarbeidet.

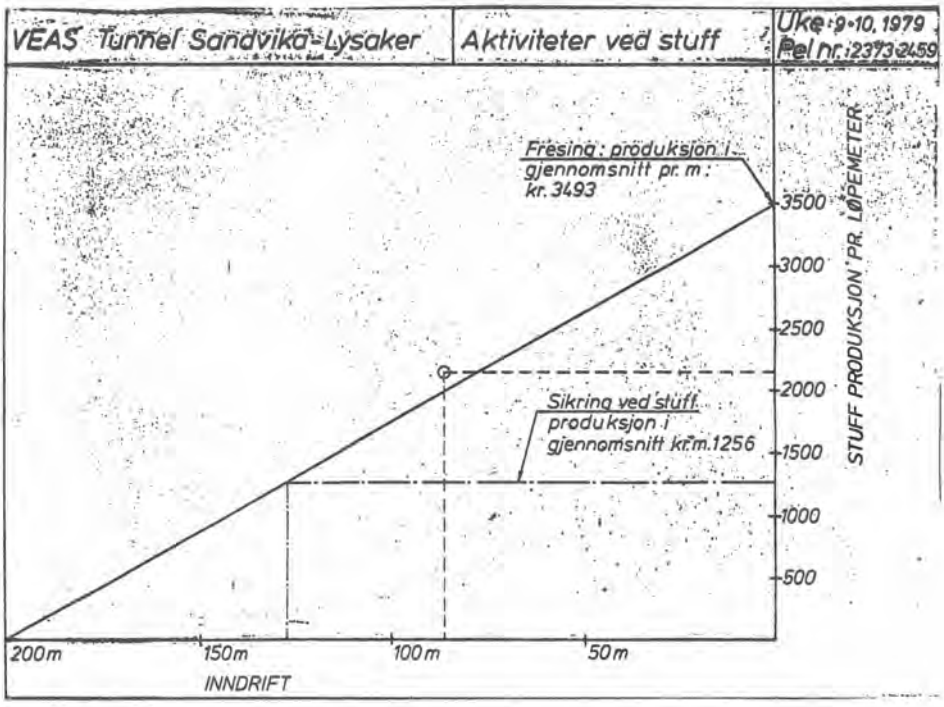


Fig. 32.9 2 ukers perioden på fig. 32.8 plottett inn på kurve for stoffproduksjon av fremdriftshemmende sikringsarbeid.

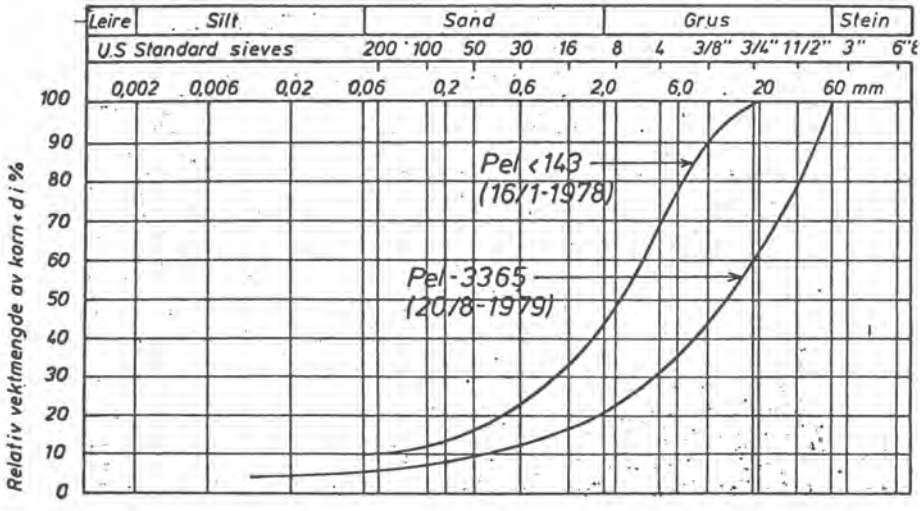


Fig. 32.10 Kornfordelingskurve for bormasse.

Massen viste seg snart å bli anvendelig til endel formål i distriktet. Massen er blitt anvendt til gangveier, parkeringsplasser, turveier, havnelager og grøftefundamentering.
Omkostningene ved lagring, transport og opplessing er blitt dekket ved dette salg.

Fig. 32.10 viser en kornfordelingskurve for bormassen. I dette eksempelet er tegnet inn to kurver som viser kornfordelingen ved bruk av "doble" og "enkle" kuttere på T.B.M.'n.

Kurven merket Pel 143 (16/1 – 1978) er kornfordelingen av massen ved anvendelse av "doble" kuttere.
Den andre kurven er stort sett representativ for bormassen i tunnelprosjektet, da man tidlig gikk vekk fra bruken av "doble" kuttere.

5. PÅSLIPPS – STASJONER

Langs tunneltraseen er det bygget en rekke påslipps-stasjoner i forbindelse med sentrale spillvannsledninger. Fra påslipps-stasjonene er det boret "grovhull" ned til hovedtunnelen.

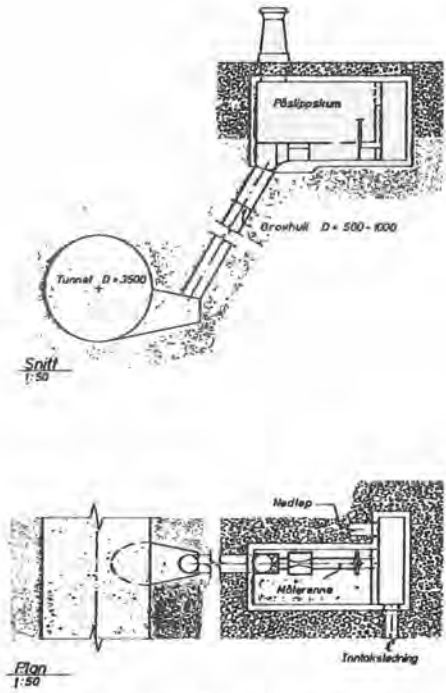


Fig. 32.11 Prinsippskisser- plan og snitt av påslipp-stasjon.

Fig. 32.11 viser en prinsippskisse i plan og snitt.

Påslipps-stasjonenes funksjon er å lede spillvannet (avløpsvannet) inn på transport-tunnelen.
I stasjonen er det bygget en målrenne for måling av vannmengder som føres inn på tunnelen, og som skal være grunnlag for avregning.
En luke kan åpnes og stenges etter behov. Ved stengning av luken går spillvannet i et "nødløp" som i de fleste tilfeller er det eksisterende ledningsanleggets avløp.

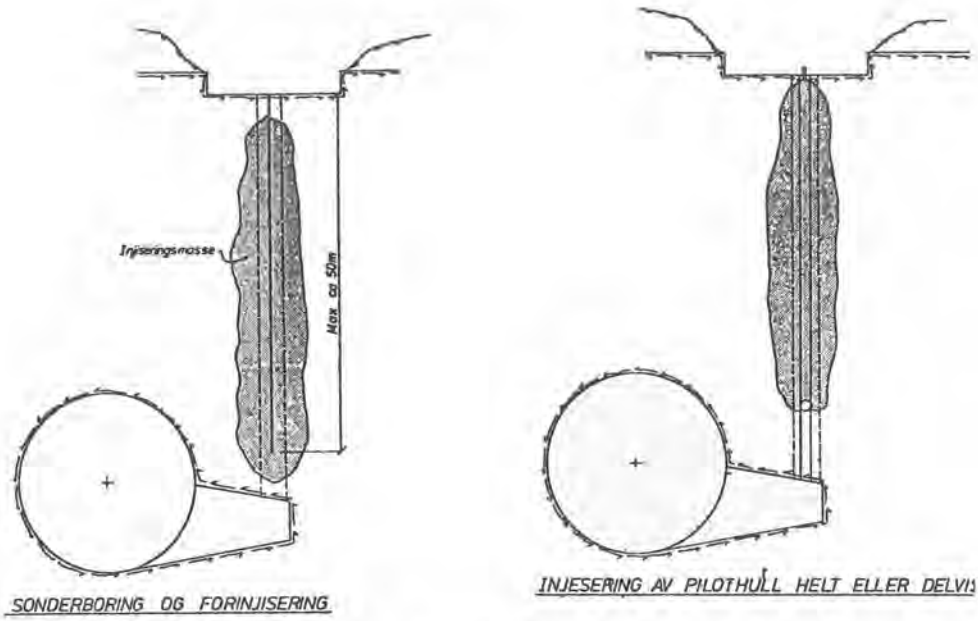


Fig. 32.12 Eksempler på tetthets-sikring av grovhull.

Grovhullene var opprinnelig planlagt som vertikale hull. På grunn av hydrauliske forhold, dvs. for å redusere "medrivning" av luftmengder, ble det valgt å bore skrå-hull der det var mulig.

Grovhullene varierer i diameter fra 500 – 800 mm, og er ført ned til en utsprengt nisje i tunnelen.

De fleste grovhull er utført med pilothull fra dagen og med "opprømming" med borkrone fra tunnelen. I alt er det utført 20 stk. grovhull med varierte diametere og lengder. I alt er det boret ca. 1.100 m.

Driftsstans og problemer med borkaks og spylvann i hovedtunnelen under utførelse av grovhullsboring har medført krav om tilleggstid og kompensasjon i kroner.
Under opprømmingen forbrukes ca. 1 m^3 vann pr. min. Borkakset fra grovhullet må i vesentlig grad leses manuelt i tunneler med så små tverrsnitt som her.

Tetthets-sikring og stabilitets-sikring av grovhull

I områder hvor poretrykksreduskjoner kan oppstå p.g.a. lekkasjer i fjellet etter grovhull-boringen må disse tetthets-sikres.

Dette kan løses ved følgende metoder, se fig. 32.12:

A) Sonderboring m/injeksjon fra dagen
B) Sonderboring m/injeksjon fra tunnelen
C) Injeksjon av pilothullet
D) Full utforing med t.eks. P.E.H. – rør med injeksjon mellom fjell og rør.

Pkt. D) er også aktuelt ved stabilistets-sikring av grovhull. (Benyttet i dette prosjektet ved Sandvika vest i ca. 110 m lengde).

Den øvre del av grovhullene er foret ut med innstøpt stålrør som fig. 32.13 viser.

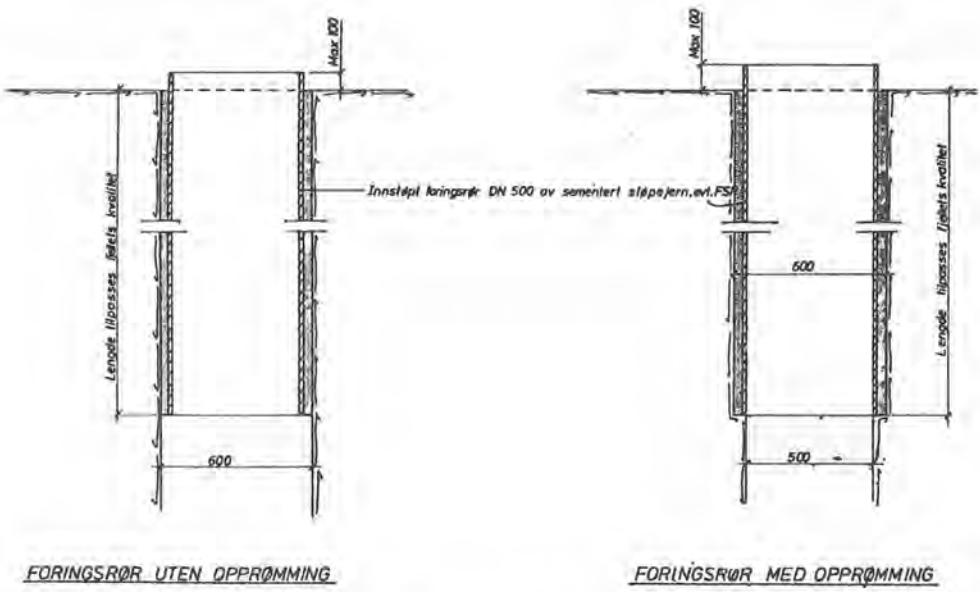


Fig. 32.13 Sikring av grovhull, øvre del.

Det ene eksemplet viser utforing av grovhull der opprømmingen er foretatt fra tunnelen, og det andre viser en utforing hvor det er foretatt opprømming fra dagen.

Boring av skråhull er utført av Entreprenørservice A/S.

Boring av 3 stk. "Loddhull" er utført av Engbakk Brønnboring.

6. Valg av grovhullsboring som alternativ ved TVERRSLAG SANDVIKA VEST.

Påslipp Sandvika vest for opprinnelig tenkt utført som et 220 m langt sprengt tverrslag inn på hovedtunnelen.

Alternativ utførelse som var tatt med i anbudet var sprengt tunnel fra hovedtunnelen ca. halvveis ut, og boret grovhull under Slependveien inn til denne.

På grunn av liten fjelloverdekning antok man at man ville få store sikringskostnader i forbindelse med kryssing med tunnel under Slependveien. Det var derfor ønskelig å utføre i hvert fall denne strekningen med grovhullsboring.

På grunn av besparelsen som lå i å eventuelt grovhullsbore hele strekningen, ble et slikt alternativ vurdert. En slik løsning innebar at man måtte sprenge ned en ca. 10 m dyp sjakt omtrent midtveis og bore grovhullet i to etapper. Da det var gunstig av hensyn til det eksisterende ledningsanlegget å kunne slippe på vann også her, var det naturlig å plassere målekummen her. Sjaktens størrelse, 5 x 9 m, ble således bestemt ut fra dette kriteriet.

Fallforholdene på stedet var slik at man tålte meget små vertikale avvik dersom grovhullsboringen skulle bli vellykket. Dersom grovhullsboringen mislyktes, ville man bli tvunget til å gå over til alternativet med sprengt tunnel.

På bakgrunn av de erfaringer man hadde med grovhullsboring, og de besparelser man ville oppnå ved en vellykket utført grovhullsboring, valgte man å forsøke å grovhullsbore hele strekningen. Fig. 32.14.

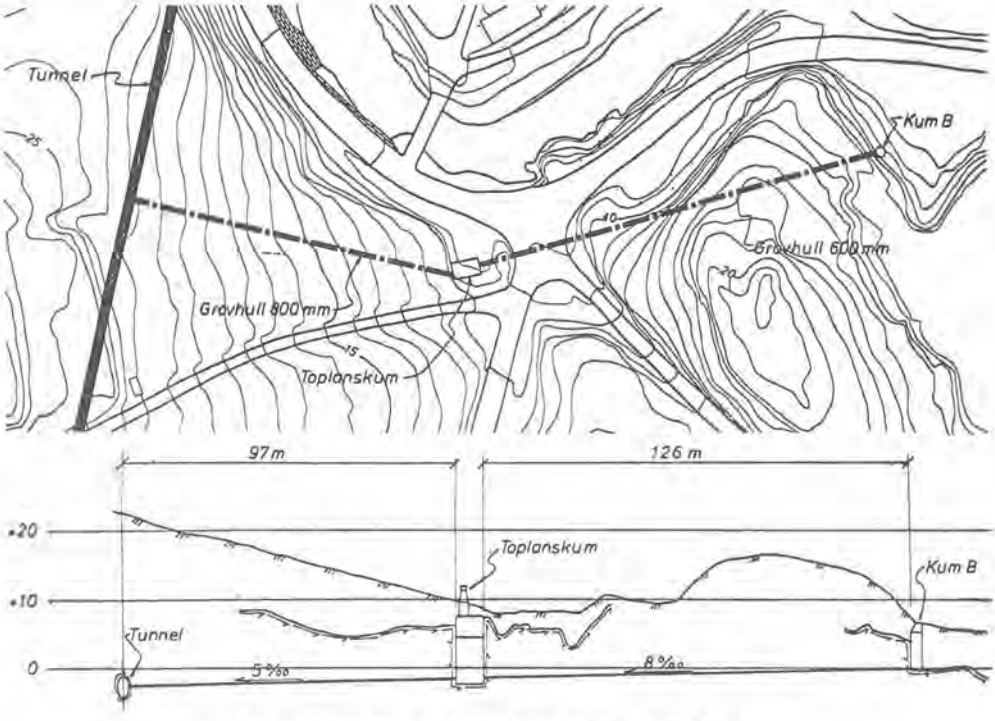


Fig. 32.14 Plan og lengde-profil, Sandvika Vest.

Det første borede hullet fra forskjæringen frem til den sprengte sjakten ved Slependveien, har en lengde på ca. 126 m. Prosjektert fall på grovhullet er 2 o/oo. Dette er minimumsfall ut i fra krav til kapasitet og selvrensing.

Hullet er rømt opp til diameter 600 mm og utforet med PEH-rør Ø 530 PN4, og det er injisert omkring røret. Målt gjennomsnittlig fall på første strekning er ca. 8 o/oo. Det ble utført nivellement inne i PEH-røret i den øvre enden før det ble injisert omkring.

Nivellementet viser motfall på ledningen i ca. 16 m, og man måtte ca. 35 m inn i røret før man kom ned på samme nivå som ved enden av røret.

Boret er i dette tilfelle satt an horisontalt for å få til så lite fall som mulig.

Grovhull nr. to fra den sprengte sjakten ved Slependen og inn på hovedtunnelen har en lengde på ca. 95 m.

Prosjektert fall på strekningen er 5 o/oo. Hullet er rømt opp til diameter 800 mm, og er ikke utforet annet enn i 3 - 4 m lengde i den ene enden for å sikre fjellet.

Målt gjennomsnittlig fall på strekningen er ca. 20 o/oo.

DRENASJE OG SETNINGSPROBLEMER I FORBINDELSE MED FJELL–TUNNELER I OSLO–OMRÅDET

Drainage and settlement problems in connection with rock tunnelling in the Oslo region

Sivilingeniør Kjell Karlsrud, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Allerede ved bygging av den første fjelltunnelen for undergrunnsbanen i Oslo i 1912-14, fikk man erfare at lekkasjer førte til betydelige poretrykksendringer og konsolideringssetninger i ovenfor og omkringliggende leirfylte dyprenner i fjellet. Ved nyere anlegg er det derfor lagt stor vekt på å tette tunnelene dels ved injeksjon og dels ved utforing med betong. Tettingstiltakene har i mange tilfeller likevel ikke gitt et akseptabelt resultat. Kunstig infiltrasjon (injeksjon) av vann har derfor i flere tilfeller vært anvendt i forsøk på å opprettholde grunnvannsbalansen og redusere de skadelige virkninger av lekkasje i tunnelene. Artikkelen gir en nærmere beskrivelse av de forskjellige tiltakene samt målte lekkasjeverdier og virkning på poretrykk og setninger i omgivelsene.

SUMMARY

Already during construction of the very first subway tunnel through rock in Oslo from 1912 to 1914, one experienced that leakage of groundwater into the tunnel caused large pore pressure reductions and consolidation settlements in nearby clay-filled depressions in bedrock. In recent tunneling projects one has therefore made a considerable effort towards preventing groundwater leakage, either by means of grouting or by lining the tunnels with concrete. In spite of such measures, unacceptable leakage has occured. Artifical infiltration of water has therefore been attempted to restore the groundwater balance and reduce the detrimental effects of the leakage. The paper describes the different measures in some detail, as well as measured leakage and its influence on pore pressures and settlements in surroundings.

INNLEDNING

At lekkasjer i forbindelse med fjelltunneler i Oslo kan føre til setninger og skade på omkringliggende bebyggelse er etter hvert velkjent, jfr. bl. a. Holmsen (1953) og Knutson (1975). Setninger og skader kan hovedsakelig forårsakes av følgende:

A) Lekkasjer i tunnelene fører til poretrykksendring i bunnen av omkringliggende leirfylte dyprenner. Dette vil etter hvert gi seg utslag i poretrykksreduksjon og setninger (e.g. konsolidering) oppover i leirlaget, fig. 33.1. "Likevektsporetrykket" er betinget av vanntilførselen ovenifra og permeabilitetsforholdene gjennom løsmassene, men vil ofte være som antydet i fig. 33.1, uten særlig påvirkning av øvre grunnvannstand.

B) Hvis løsmassene over fjell er av begrenset mektighet, permeabiliteten er relativt høy eller vanntilførselen liten, vil lekkasje i et nærliggende tunnelanlegg også kunne føre til at øvre grunnvannstand synker. For eldre bebyggelse fundamentert på tømmerflåte kan slik grunnvannsenkning føre til forråtnelse av tømmeret og derved setninger og skader. I deler av Oslo hvor man har alunskifer har man også fryktet at hvis grunnvannstanden synker under fjelloverflaten kan alunskiferen forvitre og begynne å svelle.

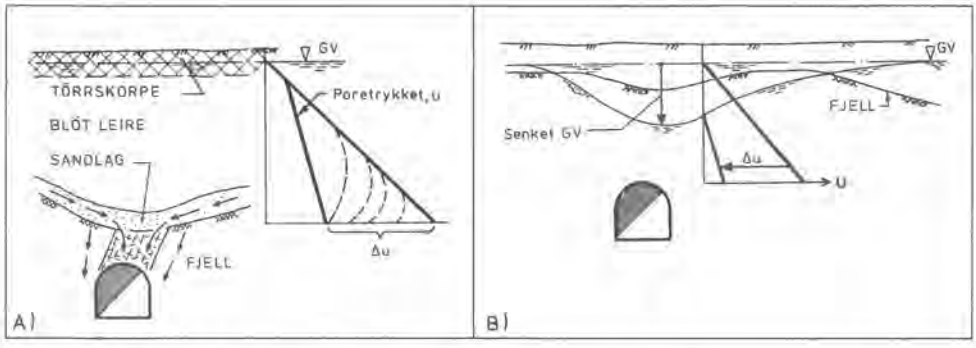


Fig. 33.1 Virkning av tunnelanlegg på poretrykk og grunnvannstand

Disse problemstillinger er også velkjent fra Sverige, spesielt i Stockholms- og Gøteborgsområdet og har vært behandlet i en lang rekke artikler og forskningsrapporter, se for eksempel Andreasson (1976).

Det vil i det etterfølgende bli gitt et sammendrag av de erfaringer man etter hvert har gjort i forbindelse med forskjellige fjelltunneler som har vært bygget eller er under bygging i Oslo-området:

Anlegg	Lengde (km)	Byggeår
Holmenkollbanens tunnel	1.4	1912-14 og 26-27
OTB, Sentrum stasjonsanleggene	0,9	1968-75
NSB, "Sentrum" (Jernbanetorget - Stortinget)	0,5	1973-76
NSB, "Vest" (Abelhaugen - O.K. Plass)	2,0	1973-80
Kloakktunneler, OVK, Oslo	8.0 (13)	1975-(82)
Kloakktunneler, VEAS, Asker og Bærum	22,0	1977-81

På grunnlag av disse erfaringer er det forsøkt antydet hvilke krav som må stilles til tetthet hvis man skal unngå problemer for omgivelsene som følge av lekkasje, og hva som kreves av tettingsarbeider m.m. for at dette kravet skal kunne oppfylles.

GEOLOGI

De geologiske forholdene langs disse tunnelanleggene kan kort oppsummeres som følger. Fjellet består av sedimentære bergarter, for det meste leirstein, leirskifer, knollekalk og kalkstein. I østre del av Oslo sentrum er det alunskifer. Bergartene har et ganske regulert forldningsmønster med strøk i NØ-SV-retning. En del knusningssoner og forkastninger skjærer gjennom fjellmassivet. Likeledes en serie eruptivganger, for det meste med strøk i nordlig retning. Is og vann har erodert ut renner i fjellet som generelt har etterlatt de mindre eroderbare kalk- og leirsteiner og mektigere diabasganger som rygger, mens skifrene og knusningssonene ofte finnes i forsenkningene.

Rennene er senere fylt med marine leiravsetninger, som kan være kvikke på grunn av saltutvaskning. I overgangen til fjell finnes ofte et mer grovkornig, trolig glasifluvialt, materiale som kan variere fra nesten ren sand og grus til sandig silt og leire, og ha mektighet fra 0 til vel 4-5 m.

HOLMENKOLLBANENS TUNNEL

Holmenkollbanens tunnel fra Nationaltheatret til Majorstua er et klassisk eksempel på lekkasje og setningsproblemer som følge av tunnelarbeider. Utsprengning av den første del av tunnelen startet fra sjakter i Slottsparken og ved Oscarsgt. i 1912, fig. 33.2. Store vannlekkasjer oppstod først da man påtraff en "vannåre" under Slottsparkens dyprenne som alene gav 70 l/min. (Voigt, 1914). Flere tilsvarende "vannårer" ble også påtruffet andre steder, fig. 33.2, men det var også mer jevnt fordelte lekkasjer (vannsig, drypping) i tunnelen. Midlere lekkasje pr. 100 m tunnel avtok likevel med tiden fra ca. 80 l/min. høsten 1912 da 200 m var drevet til ca. 20 l/min. da den første 870 m lange strekningen var ferdig i april 1914. At midlere lekkasje avtok med tiden har trolig sammenheng med at poretrykkene og grunnvannstanden i omgivelsene sank (og derved gradientene), snarere enn at fjellet eller tunnelen ble tettere p.g.a. de partier som ble utstøpt. I perioden 1917-20 ble lekkasjene målt ganske kontinuerlig og varierte da med nedbørsforhold etc. mellom ca. 13 og 50 l/min. pr. 100 m.

Lekkasjene og de setninger og skader dette førte til er beskrevet i detalj i en rekke dokumenter som ble utarbeidet i forbindelse med erstatningssaken som ble reist mot A/S Holmenkollbanen, og som pågikk fra ca. 1914 til 1931. Holmsen (1953) har også sammenfattet setningene og skadene. Kort resymert ble det bare i løpet av 3-årsperioden fra 1913-1916 målt setninger på bebyggelsen i dyprennene på opptil 35 cm nærmest tunnelen, men det var også betydelige setninger innenfor en 4-500 m bred sone til begge sider for tunnelen.

Under rettsaken var det store stridigheter mellom ekspertene om lekkasjene i tunnelen kunne føre til vannutpressing og setninger i de omkringliggende leiravsetninger. Det "fellende bevis" i saken ble faktisk dokumentasjonen av de første ødometerforsøk på leire som er beskrevet i geoteknisk litteratur og som ble utført av John Olsson ved Statens Järnväger i Sverige i 1919 (Statens Järnväger, 1922). Målinger utført i 1974 i Slottsparkens dyprenne rett over Holmenkollbanen har for øvrig vist at det fortsatt er et stort poreundertrykk på ca. 16 m i overgangen til fjell.

Arbeidene med den resterende del av tunnelen opp til Majorstua ble først gjenopptatt i 1926. Også på denne strekningen oppstod det store setninger og skader i omkringliggende dyprenner.

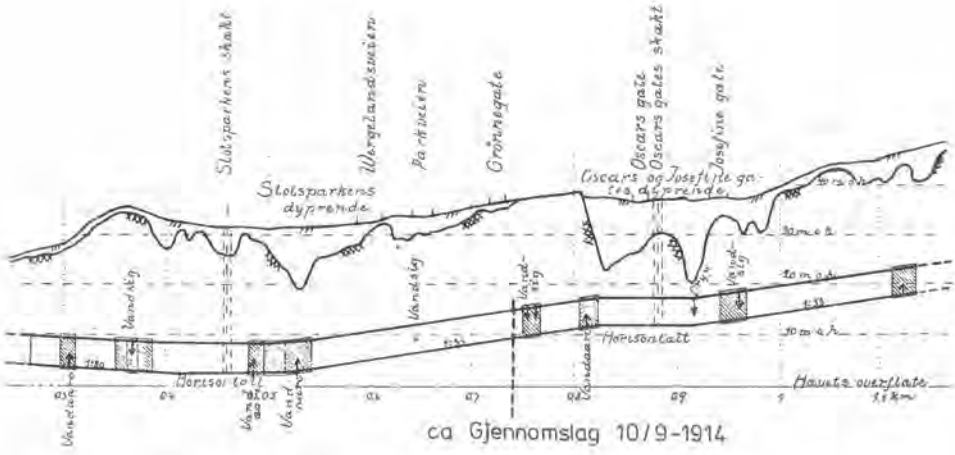


Fig. 33.2 Profil Holmenkollbanens tunnel (etter Voigt 1914)

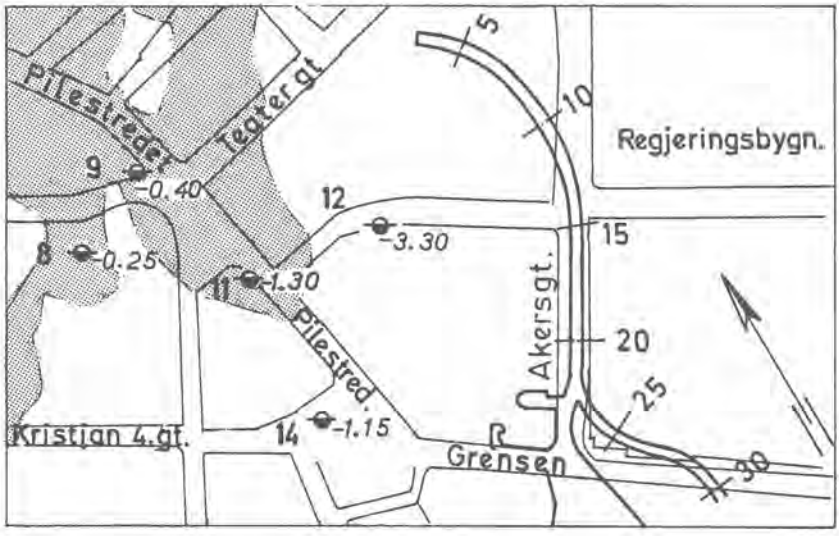


Fig. 33.3 Transporttunnelen til Sentrum stasjon med poretrykksavvik (m) målt mars 1970.

SENTRUM STASJONSANLEGGENE

Dette anlegget ligger i sin helhet i alunskifer, og startet med utsprengning av en transporttunnel fra Teatergaten i 1968, fig. 33.3. Det ble utført en del sporadisk forinjeksjon under

fremdriften, basert på vanntapsmålinger i sonderhull boret foran stuff. I gjennomsnitt ble det likevel injisert bare ca. 25 kg sement pr. lm tunnel. Etter utsprengning var det en del lekkasjer i tunnelen, spesielt i tilknytning til diabasganger omtrent midtveis og ved inngangen til stasjonsanlegget.

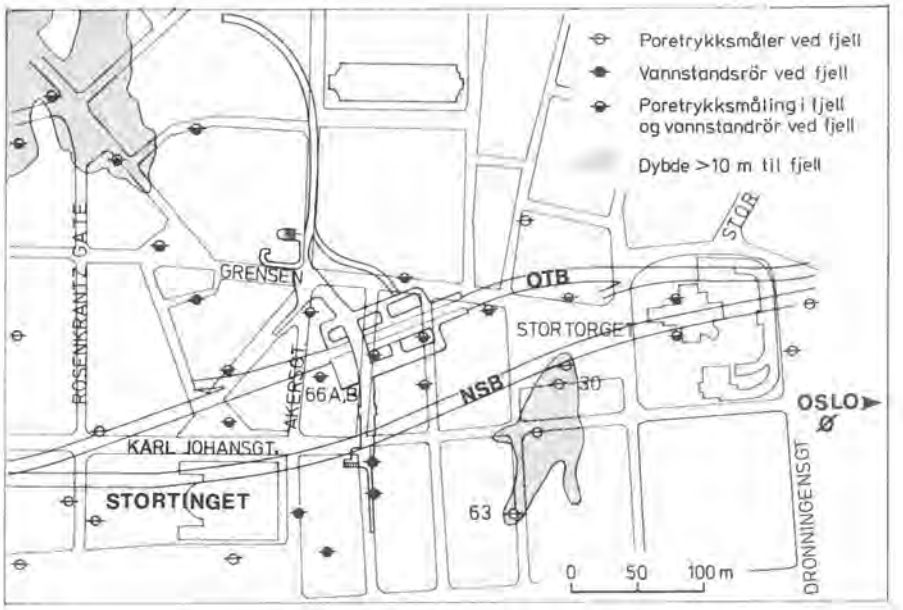


Fig. 33.4 Tunnelanleggene i Oslo sentrum.

Lekkasjene som oppstod midtveis medførte en markert poretrykksreduksjon på ca. 3 m i kanten av den vestenforliggende dyprenne, ca. 100 m unna. Poretrykksreduksjonen avtok ganske raskt videre utover i dyprennen og var ubetydelig 200 m unna tunnelen, fig. 33.4. En del etterinjeksjon av fjellet og senere utstøping av tunnelen, som fulgte etter utsprengningen, endret ikke på poretrykket. At utstøpningen ikke hjalp skyldtes at vann rant nærmest fritt gjennom så godt som alle støpefuger samt en del svinnriss. Det ble da foretatt kontaktinjeksjon med sement i hulrommet mellom betong og fjell i henget langs deler av tunnelen. Midlere forbruk tilsvarte 500 kg pr. lm tunnel. Dette endret ikke vesentlig på lekkasjene i støpefugene. Først etter omfattende oppboring inn bak hver enkelt fuge og injeksjon med Lignin, viste lekkasjene avtagende tendens og poretrykkene i ovenfor nevnte dyprenne steg da tilbake til opprinnelig nivå. Til dette medgikk det ca. 50 liter pr. lm injisert tunnel. Det var likevel fortsatt noe lekkasje gjennom fugene.

I løpet av de ca. 2 årene poretrykksreduksjonen varte oppstod det bare noen få mm setning i dyprennen vest for transporttunnelen.

Selve Sentrum stasjonsanlegget, fig. 33.4, med kjøretunnelene fra butten 100 m vest for Jernbanetorget og frem til Grand-hjørnet, ble påbegynt i 1972. Bortsett fra dyprennen ved sydenden av Stortorvet, var det ikke så mye faren for setninger som satte krav til tetthet i

dette området, men faren for at en senkning av grunnvannstanden under fjelloverflaten kunne føre til forvitring og påfølgende svelling av alunskiferen. Slike svellingsskader var tidligere inntruffet flere steder i området, bl.a. i kjelleren på Horngården på Egertorvet.

Opplegget for tetting av Sentrum stasjon var basert på å lage en tetningsmembran mellom en råstøp og en indre konstruksjonsstøp. Det ble ikke foretatt noen systematisk forinjeksjon av fjellet, men noe forinjeksjon, vesentlig med Lignin, ble utført på bakgrunn av sonderboringer. Med en del etterinjeksjon ble det totalt benyttet 56.000 l Lignin, hvilket tilsvarer ca. 70 l pr. lm tunnel.

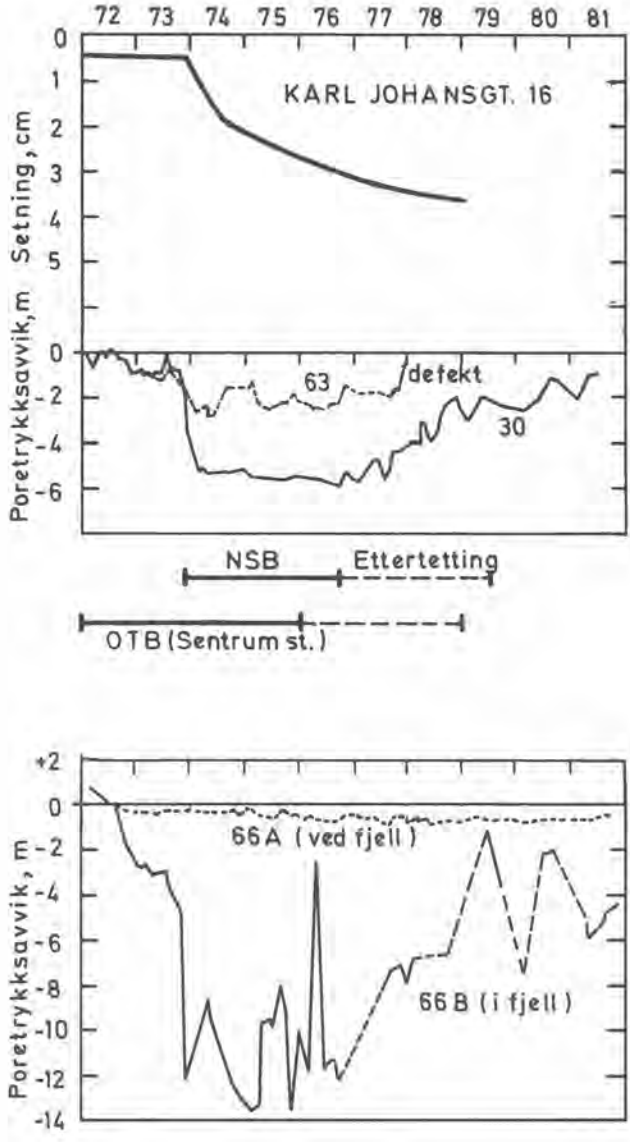


Fig. 33.5 Eksempler på poretrykksutviklingen i Oslo sentrum.

En rekke poretrykksmålere var montert både dypt nede i fjellet og ved fjelloverflaten nær inntil anlegget. Poretrykksmålerne nede i fjellet viste betydelig reduksjon under utsprengning av anlegget, fig. 33.5, fra ca. 6 til 12 m. Øvre grunnvannstand var mindre påvirket, stort sett fra 0.5 - 2.0 m, men innebar at grunnvannstanden sank under fjelloverflaten der fjellet lå høyest, se fig. 33.6. Etterhvert som Sentrum stasjon ble ferdig utstøpt, har poretrykkene steget omtrent halvveis opp mot normalt igjen og har senere ligget på dette nivå. At poretrykkene ikke har kommet tilbake til det normale skyldes at det er en god del lekkasjer i anlegget til tross for membranen. Dette er vel kjent for mange gjennom omtalen i pressen og vil ikke bli berørt nærmere her. Det kan likevel nevnes at den samlede lekkasjen i anlegget fra vestenden av stasjonen og ned til Jernbanetorget er målt til ca. 35 l/min. Det tilsvarer omtrent 5 l/min. pr. 100 m tunnelanlegg (inklusive gangtunneler etc.). Det er foreløpig ikke påvist svellingsskader i området.

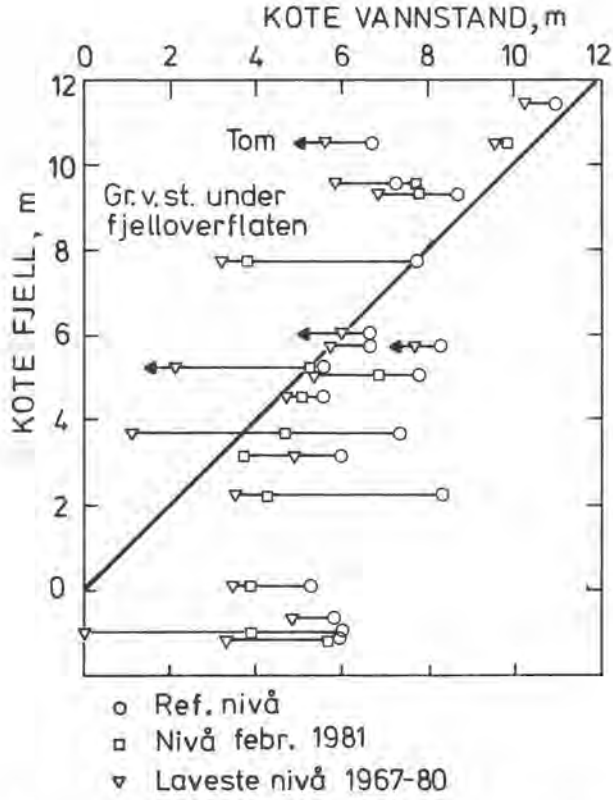
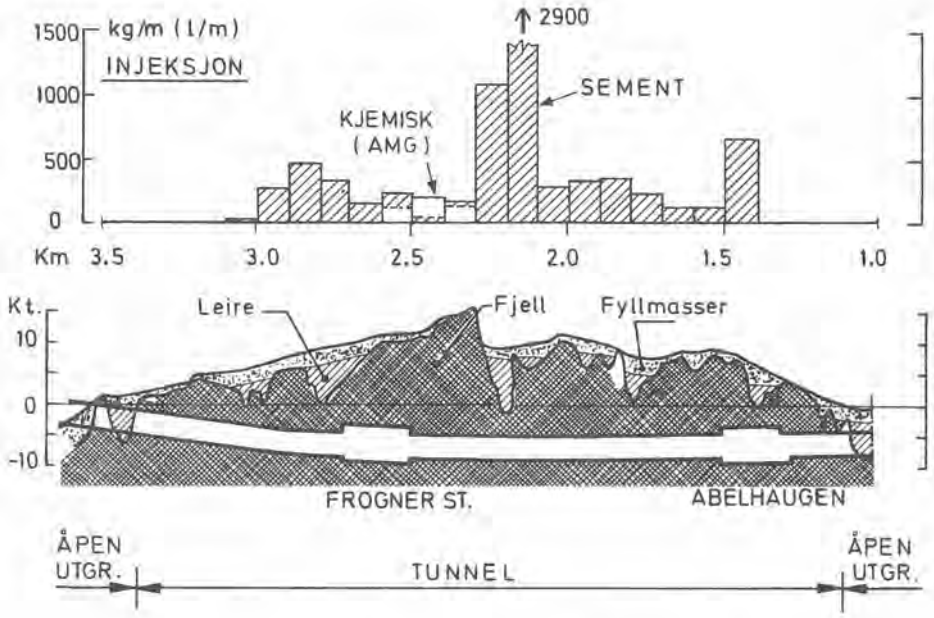


Fig. 33.6 Grunnvannstanden ved fjell rundt Sentrum stasjon.

NSB "SENTRUM"

Denne tunneltraséen går nesten parallelt med tunnelbanen, fig. 33.4. Anleggstart var høsten 1974. Det ble først drevet pilotstoller østover og vestover fra Egertorget. Deretter

ble tunnelen strosset ut og utstøpt. Det ble utført noe forinjeksjon, vesentlig med Lignin, basert på sonderboringer foran stuff både for stollen og strossen. Injeksjonsforbruket var lite, og tilsvarer 70 liter pr. lm tunnel (mye av dette er spill).



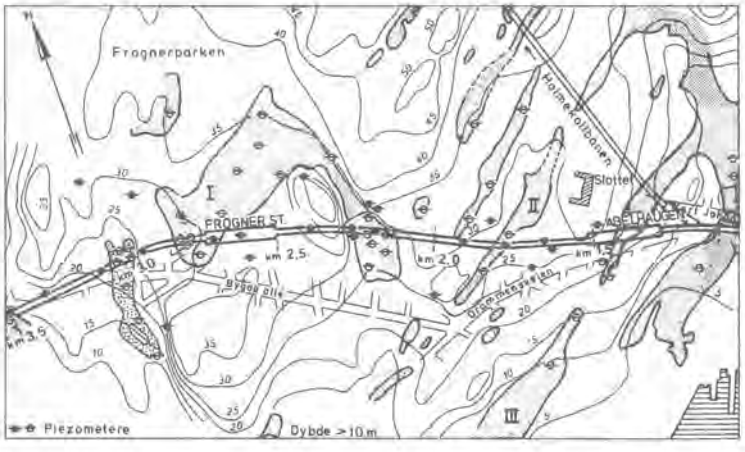


Fig. 33.7 NSB - tunnelens vestre del (Abelhaugen - Olav Kyrres plass)

Tunnelen påvirket mest markert poretrykkene i dyprennen ved sydenden av Stortorget, hvor poretrykket ved fjell sank 6 m allerede ved åpningen av transportsjakt ute på torvet, fig. 33.5, og holdt seg på dette nivå helt til tunnelen var ferdig utstøpt. I løpet av de tre årene med reduserte poretrykk i denne dyprennen ble det målt setninger opp til ca. 3 cm. NSB-tunnelen har også medvirket noe til grunnvannstandsreduksjonene som fremgår av fig. 33.6.

Etter utstøping var det lekkasjer gjennom mange av støpefugene. Lekkasjemåling utført tidlig i 1977, før nevneverdig kontaktinjeksjon, tilsvarer ca. 6-9 l/min. pr. 100 m tunnel.

Kontaktinjeksjon ble utført i to omganger med sement først. Totalt forbruk tilsvarer ca. 1500 kg pr. lm tunnel. Mye av dette gikk til oppfylling av hulrom i hengen. Under siste omgang ble det benyttet meget høye injeksjonstrykk (ca. 20-40 kg/cm^2). Kontaktinjeksjon med sement reduserte lekkasjene gjennom støpefugene vesentlig. Noe injeksjon ble til slutt også forsøkt med kjemiske midler, men man fikk da liten inngang. Lekkasjene er nå under 1 l/min. pr. 100 m tunnel.

NSB "VEST"

Generelt

Arbeidet med denne delen av NSB-tunnelen startet i 1973 og ble avsluttet i 1980. Det ble drevet fra begge ender med gjennomslag på ca. km 2.1, fig. 33.7. Karlsrud og Sander (1978) har allerede beskrevet en del av de erfaringer som ble gjort frem til 1978, men vil her bli supplert med observasjoner gjort under den siste fase av anlegget.

Tunnelen var planlagt utført med betong i sin helhet, men for å hindre lekkasje under anleggsarbeidet var det i anbudet også forutsatt forinjeksjon basert på sonderhull og vanntapsmålinger foran stuff. Dette opplegget viste seg etter hvert ikke å gi tilfredstillende resultat. Fra ca. km 2.9 fra vest og km 1.8 fra øst gikk man derfor over til systematisk å bore opp en full skjerm med hullavstand 1 - 1.5 m ved ansett, fig. 33.8. Skjermene var til å begynne med 15 m lange og ble boret opp for hver 9 m inndrift. Senere gikk man stort sett over til 12 m lange skjermer for hver 6 m inndrift, m.a.o. dobbelt overlapp på skjermene.

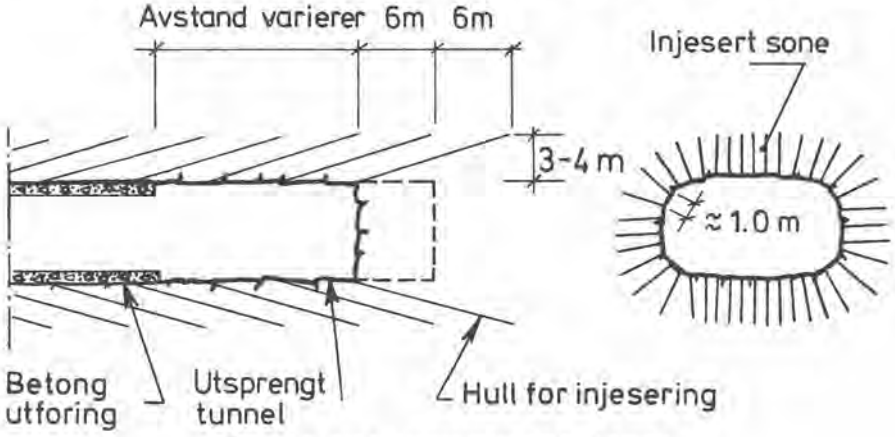


Fig. 33.8 Injeksjonsopplegg NSB - "Vest".

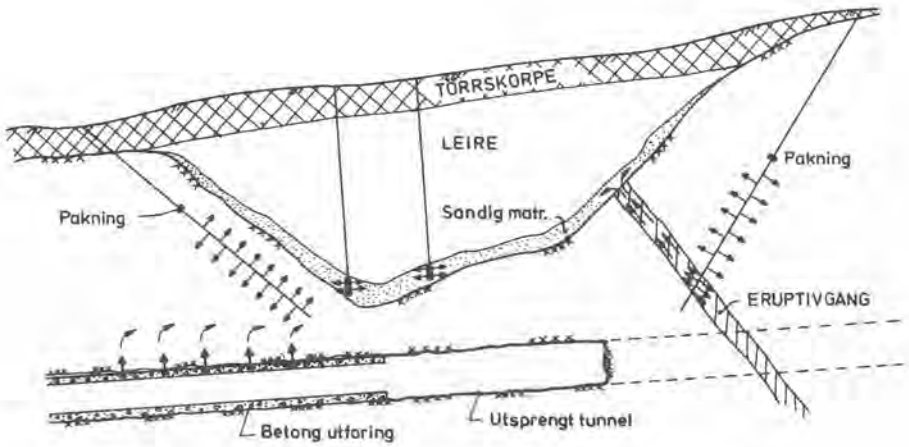


Fig. 33.9 Metoder for kunstig infiltrasjon av vann, NSB - "Vest".

Til tross for dette systematiske injeksjonsopplegget fikk man fortsatt betydelige lekkasjer i tunnelen både i form av store konsentrerte lekkasjer og mer jevnt fordelte lekkasjer i form av drypping og fukt. De større lekkasjene var ofte knyttet til eruptivgangene som krysser tunnelen omtrent tvers på tunnelaksen, men også til knusningssoner/forkastninger i fjellet. Kanskje de aller mest konsentrerte lekkasjer ble observert på delvis utvaskede kalkspatfylte slepper. Mange forsøk ble gjort på å etterinjisere de mest konsentrerte lekkasjer, men uten særlig hell. Det kan f.eks. nevnes at man i hengen ved inngangen til Frogner stasjon ved km 2.72, boret ca. 100 hull innenfor et par kvadratmeter før man klarte å "treffe" en større lekkasje. Selv om man klarte å stoppe den store konsentrerte lekkasjen, var det tydelig at dette førte til at lekkasjene økte i fjellet omkring.

På en ca. 100 m lang strekning av nordre tunnel inn til Frogner stasjon ble det utført systematisk etterinjeksjon av fjellet med Lignin. Rent visuelt kunne man se at dette reduserte lekkasjene noe, men resultatet var likevel langt fra tilfredstillende.

Lekkasjemålinger gjort i tunnelen på strekningene km 2.5 - 3.0 og 1.5 - 2.0 har gitt midlere verdier for lekkasje fordelt på de til enhver tid utsprengte og ikke ferdig utstøpte deler på ca. 40-60 l/min. pr. 100 m tunnel. Injeksjonsforbruket lå her på fra ca. 100 til 500 kg/m, fig. 33.7.

På strekningen km 2.6 - 2.3 ble det vesentlig benyttet et kjemisk injeksjonsmiddel, AM9, som skulle ha vesentlig bedre inntrengningsevne enn sement. Selv om inngangen av injeksjonsmiddel var relativt beskjedent, fig. 33.7, og kunne tyde på at fjellet på denne strekningen i seg selv var relativt tett, var det visuelt tydelig at lekkasjene på denne strekningen var mindre enn ellers. Bruken av både AM9 og Lignin ble på denne tid stoppet av helsemessige grunner og ble derfor ikke benyttet mer på dette anlegget.

Ved kryssingen av dyprennen ved km 2.2 var det forventet meget dårlige forhold. Man hadde her mektige diabasganger i vestenden av dyprennen, og en bred forkastningssone og liten fjelloverdekning i østenden. Fra ca. km 2.3 forsøkte derfor entreprenøren (Ingeniørbygg A/S) å benytte meget høye injeksjonstrykk, opp til 30-40 kg/cm^2, under injiseringen.

Dette både for å stabilisere fjellet og for å oppnå bedre tetningsresultat.

Inngangen av injeksjonsmiddel ble her meget stort, nesten det tidobbelte av hva det ellers var gått med, fig. 33.7. Det viste seg også at en del av disse injeksjonsmassene fant seg veg opp til terreng og fylte noen avløpsledninger i området. Det er likevel ingen tvil om at på strekningen km 2.3 - 2.1, hvor det ble benyttet høye injeksjonstrykk, fikk man også betraktelig mindre lekkasjer i tunnelen. Selv om direkte målinger ikke ble gjort, kan lekkasjen anslås til størrelsesorden 10-20 l/min. pr. 100 m, eller under halvparten av hva man ellers oppnådde.

Utstøping av tunnelen lå hele tiden langt etter sprengningen, generelt fra 1/2 til 1 år i tid, men nesten 2 år for de to stasjonene. Tilsvarende tidligere erfaringer var også utstøpingen meget utett, og omfattende kontaktinjeksjon og ettertetting måtte til for å få tunnelen tett. Generelt ble det først foretatt mer eller mindre en oppfylling av alle hulrom mellom betong og fjell og deretter injeksjon med høyt trykk (30-40 kg/cm^2). Den ferdige tunnelen er nå gjennomgående meget tett. I gjennomsnitt har det medgått 3800 kg pr. lm tunnel. Midlere lekkasje i hele tunnelen er nå ca. 0.7 l/min. pr. 100 m tunnel, men varierer mer lokalt mellom ca. 0.4 og 3.0 l/min. pr. 100 m. (En del lekkasjevann føres også ut av tunnelen som fuktig luft og er ikke med i lekkasjetallene).

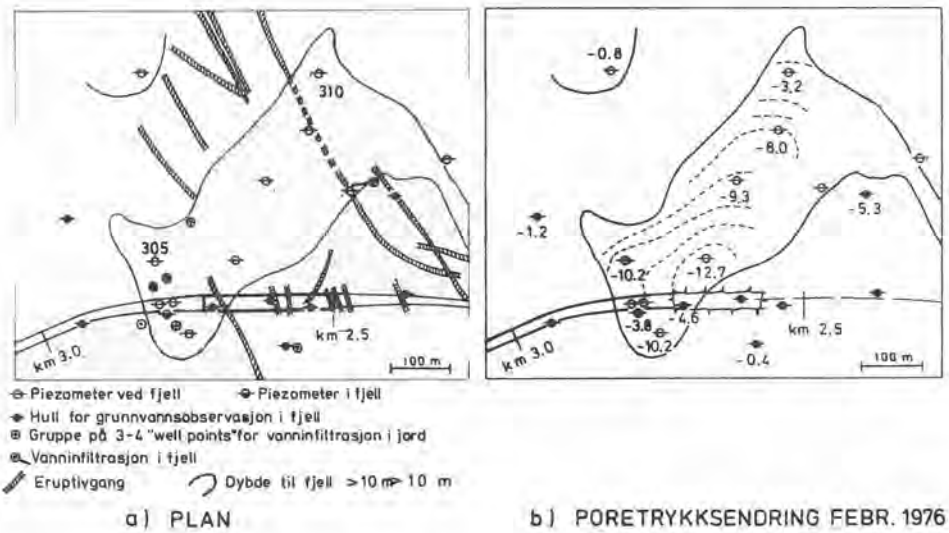


Fig. 33.10 Oversikt dyprenne I (Frogner), – "Vest"

For å forsøke å hindre eller begrense skadelige virkninger av lekkasjen inn i tunnelen, som pågikk over lang tid, ble det etter hvert satt inn omfattende tiltak med kunstig infiltrasjon av vann både fra tunnelen og fra terreng, se prinsippskissen, fig. 33.9. Virkningen av lekkasjene og infiltrasjonen på poretrykk og setninger i noen av dyprennene er oppsummert i det etterfølgende.

Dyprenne 1

Dette er den største leirfylte dyprenne langs traséen, og dekker et areal på ca. 300 x 600 m,

fig. 33.10. Dybden til fjell er maksimalt opp mot 20 m. Fig. 33.11 viser poretrykk- og setningsutviklingen på to steder i dyprennen sammen med lekkasjesituasjonen og infiltrasjon av vann.

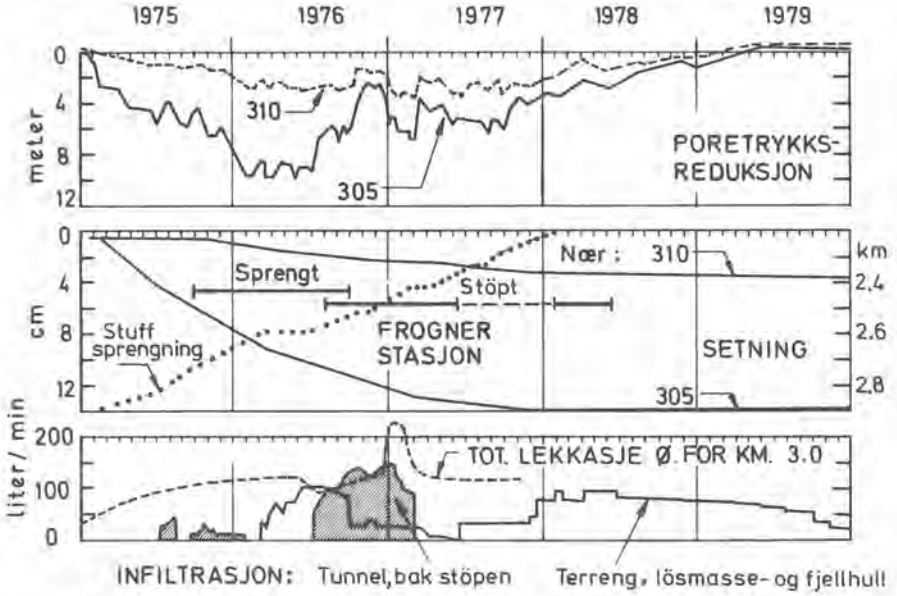


Fig. 33.11 Sammenstilling av observasjoner dyprenne I (Frogner)

Poretrykket startet å synke allerede da tunnelstuffen var ved km 2.90, ca. 100 m vest for dyprennen. Da det viste seg at injeksjonen ikke var vellykket og total lekkasje øst for km 3.0 etterhvert kom opp i vel 100 l/min., satte man igang forsøk med kunstig infiltrasjon. Det ble først i juli 1975 boret en del hull ut i fjellet fra tunnelen. Man fikk her inn ca. 40 l/min. og det så ut til at dette temporært førte til økede poretrykk. Da poretrykkene påny begynte å synke ble anlegget frakoblet. Et nytt tilsvarende forsøk ble gjort i september 1975 og dette anlegget sto på til februar 1976. Det gav lite vann, bare 10-20 l/min. og var ikke nok til å hindre videre poretrykksreduksjon etter hvert som tunnelen kom inn under dyprennen.

Da entreprenør/byggherre syntes infiltrasjon fra tunnelen var til liten hjelp og til hinder for anleggsarbeidet, gikk man over til å forsøke å infiltrere vann fra terreng gjennom brønnspisser satt ned ved fjelloverflaten, fig. 33.9. Det skal bemerkes at dette hadde vært forsøkt flere ganger tidligere i Oslo-området (så tidlig som i 1956) med blandet resultat. Blant annet hadde det oppstått flere tilfeller av utvasking langs borstengene.Man satset derfor på å plassere mange (ialt 15) brønnspisser og å infiltrere med lavt overtrykk (5-7 m) for å unngå utvasking opp langs borstengene. Selv om hvert infiltrasjonshull gav lite vann (maks. 7-8 l/min.) kom man opp i en total kapasitet på ca. 80 l/min. Som det fremgår av fig. 33.11 gav ikke dette noen økning av poretrykkene, men videre poretrykksreduksjon opphørte. Poretrykksforholdene i dyprennen på dette tidspunkt, da de var på sitt laveste, er vist i fig. 33.10. Poretrykkene var da redusert helt opp til enden av dyprennen, 400 m fra tunnelen. Merk

for øvrig at poretrykkene i fjellet og utenfor dyprennen var vesentlig mindre påvirket.

Etter at denne infiltrasjonen hadde pågått i ca. 1/2 år, ble det konstatert utvasking og erosjon rundt flere av brønnspissene. I første omgang ble disse hullene avstengt og trykkene sterkt redusert på de øvrige. I april 1977 ble så de resterende hullene avstengt. Det synes klart at en betydelig del av de 80 l/min. som totalt ble infiltrert fant seg vei opp langs rørene. Den effektive infiltrasjon i bunn av dyprennen var derfor vesentlig lavere enn lekkasjen inn i tunnelen, hvilket trolig forklarer at poretrykkene ikke viste stigning da dette anlegget ble igangsatt.

I juli 1976 var tunnelen ferdig utstøpt frem til Frogner stasjon ved km 2.72, og stuffen sto ved km 2.58. En del manometre ble montert for å måle vanntrykksoppbyggingen bak støpen. Trykkene viste seg å være meget lave, faktisk lavere enn hva poretrykkene i bunnen av dyprennen skulle tilsi, fig. 33.12. Dette hadde selvfølgelig sammenheng med lekkasjene gjennom støpen og at vannet temmelig fritt kunne renne ut gjennom enden av støpen ved Frogner stasjon.

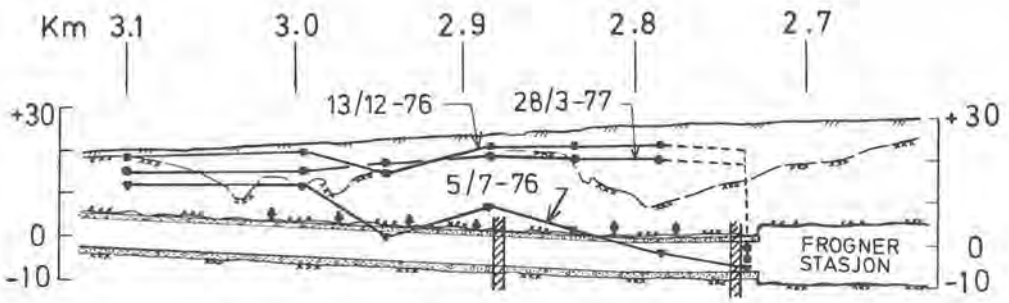


Fig. 33.12 Vanntrykk mot betongutforingen km 2.75 – 3.10.

To tetningsskjermer ble injisert for å hindre den langsgående vanntransport, fig. 33.12. Deretter ble det boret en rekke hull gjennom betongen for å infiltrere vann i hulrommene mellom betong og fjell. Et infiltrasjonstrykk på 3-4 kg/cm^2 ble påsatt. I de påfølgende måneder ble det også foretatt forsøk på å injisere lekkasjene i støpefuger og svinnriss direkte med et kjemisk middel (Polytyxon). Disse tiltak førte umiddelbart til at poretrykkene bak støpen og i dyprennen begynte å stige, fig. 33.11 og fig. 33.12. I månedskiftet november/desember 1976 hadde de steget halvveis opp mot normalt nivå. Det ble da infiltrert 120-140 l/min. bak støpen. Selv om det fortsatt var en del lekkasjer i fugene, ca. 50 l/min. fra km 3.0 til 2.72, var det en netto tilgang på vann fra denne tunnelstrekningen på 70-90 l/min., som nesten kompenserte for lekkasjene i den utsprengte del av tunnelen videre, og som anslagsvis utgjorde 80-100 l/min.

I julehelgen i slutten av 1976 oppstod det plutselig på nytt store lekkasjer gjennom støpefugene som var injisert med Polytyxon. Dette hadde trolig sammenheng med temperaturendringer og krympning av betongkonstruksjonen, og førte umiddelbart til et nytt poretrykksfall. Det var da man første gang prøvet med systematisk kontaktinjeksjon med sement med

høyt trykk. Dette reduserte etter hvert lekkasjene på strekningen km 2.72 - 3.02 til bare 5 l/min. (Tilsvarende ca. 1 l/min. pr. 100 m fordelt på de to enkeltsporede tunnelene på denne strekningen). Dette førte på den annen side til at man mistet muligheten for en videre infiltrasjon av vann bak støpen på denne strekningen og som kunne kompensere for lekkasjene i den utsprengte tunnelen videre.

Det ble derfor pånytt forsøkt infiltrert vann fra terreng, men nå tok man sikte på å infiltrere vann i permeable soner i fjellet, og spesielt i diabasgangene som skar tunnelen og gikk inn under dyprennene (fig. 33.9). Ialt 5 slike infiltrasjonshull ble boret rundt dyprennen, fig. 33.10. Det ble boret lange og dype hull, opptil 60 m, for å treffe de vannførende diabasgangene litt innunder dyprennen. For å få til dette ble hullene boret med kjerneborutstyr. Med 4 av hullene traff man meget vannførende soner slik at man etter hvert kom opp i en total infiltrasjonskapasitet på 120 l/min. ved trykk på ca. 1.5 kg/cm^2. Til tross for betydelige lekkasjer i tunnelen i tiden videre frem til Frogner stasjon var ferdig utstøpt i midten av 1978, førte denne infiltrasjonen raskt til stigende poretrykk. Etter hvert som tunnelen ble ettertettet kunne så infiltrasjonen reduseres uten at dette fikk virkning for poretrykkene.

De store poretrykksreduksjoner som oppstod i denne dyprennen førte selvfølgelig også til ganske betydelige setninger og skader. Midt i dyprennen, der dybden til fjell og poretrykksreduksjonen var størst, kom setningene opp i vel 20 cm. Som det fremgår av fig. 33.11 opphørte setningene raskt da poretrykkene steg. Det har likevel oppstått lite skader i den midtre del av dyprennen. Skadene har i første rekke vært konsentrert omkring bebyggelsen plassert langs kanten av dyprennen der differentialsetningene er størst. De målte setninger er forøvrig funnet å stemme godt overens med hva som kan beregnes ut ifra konsolideringsteorien. Ved den østre forgrening av dyprenne 1, fig. 33.7, hvor det, som nevnt ovenfor, ble injisert store mengder sement, ble det også etablert tre infiltrasjonshull i fjell. Mens krysningen av denne dyprennen pågikk ble det infiltrert ca. 40 l/min. Dette samt den relativt gode tetningene som ble oppnådd, bidro til at man her ikke fikk mer enn maksimalt 2 - 3 m poretrykksreduksjon nærmest tunnelen i bunnen av dyprennen, og setningen har ikke vært større enn ca. 1 cm.

Dyprenne II

Allerede i slutten av 1975, da tunnelstuffen var ca. 300 m øst for dyprennen,viste poretrykkene en synkende tendens, fig. 33.13 og 33.14. Det ble da igangsatt infiltrasjon fra et eldre kjerneborhull, "A" i Fig. 33.13, som gikk på skrå ned langs venstre kant av dyprennen. Infiltrasjon av ca. 30 - 40 l/min. i dette hullet førte umiddelbart til økning av poretrykket til omkring normalt nivå. For å holde poretrykkene oppe ettersom tunnelen nærmet seg, ble nye infiltrasjonshull "B" og "C", fig. 33.13, etablert. Den synkende tendensen fra april 1977 viste at selv dette (totalt ca. 100 l/min.) ikke var nok. Da så tunnelen kom inn i en meget vannførende sone i vestre side av dyprennen, virket dette nærmest som om proppen ble trukket ut av badekaret og poretrykkene sank radikalt, fig. 33.13. Det var helt tydelig at infiltrasjonsvannet fra hullene A og B da gikk direkte inn i tunnelen. Disse hullene ble derfor avstengt. Fem supplerende infiltrasjonshull var samtidig under utførelse i litt større avstand fra tunnelen både i dyprenne II og rennen rett vest for denne. Disse hullene tok sikte på å avskjære vannførende diabasganger som krysset under dyprennene.

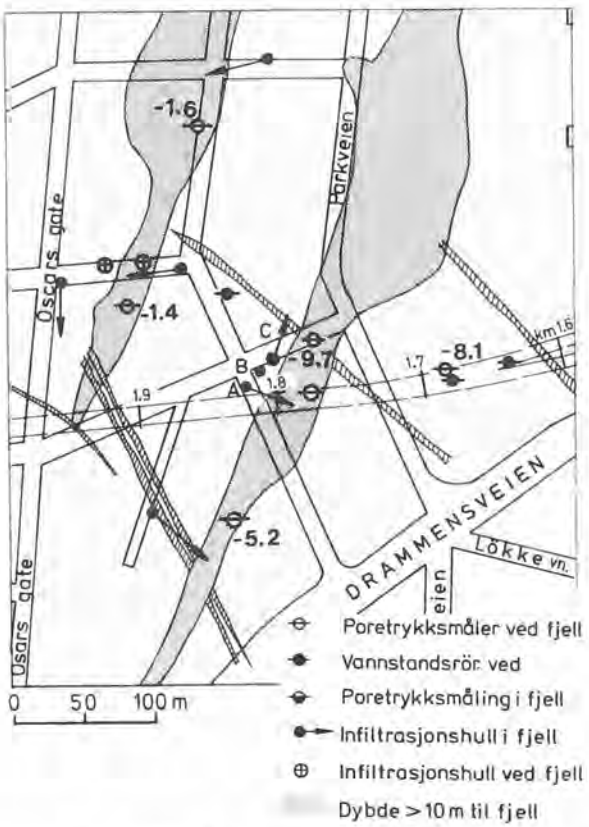


Fig. 33.13 Dyprenne II (Parkveien), NSB – "Vest", med poretrykksavvik målt mai 1978.

Samtlige hull var i så henseende vellykket og gav totalt ca. 150 l/min. ved 1 – 1.5 kg/cm^2 trykk. Etter at disse nye hullene ble satt i drift fikk man en viss bedring av situasjonen, men det var ikke før tunnelen ble utstøpt på denne strekningen at poretrykkene kom tilbake til normalt nivå. Etter endelig kontaktinjeksjon og tetting av støpen er infiltrasjonen trappet ned.

Totale setninger i dyprenne II utgjør maksimalt 4 cm i det dypeste partiet (ca. 20 m til fjell) nærmest tunnelen.

Også ved krysningen av dyprennen ved km 1.93 observerte man et brått poretrykksfall da tunnelen kom inn i en meget vannførende sone, fig. 33.13 og 33.14. Her lyktes man bedre med ettertettingen og fikk ganske raskt poretrykket opp igjen. Det er ellers interessant å se hvor nært poretrykket i denne dyprennen har fulgt utviklingen i dyprenne II helt fra 1975 (sammenlikn måler 115 og 315 i fig. 33.14). Dette har trolig sammenheng med at de samme diabasgangene krysser under disse to dyprennene, fig. 33.13, og gir god kommunikasjon (vanntransport) mellom dem. Det har ellers vært mindre setninger i denne dyprennen, maksimalt ca. 2 cm.

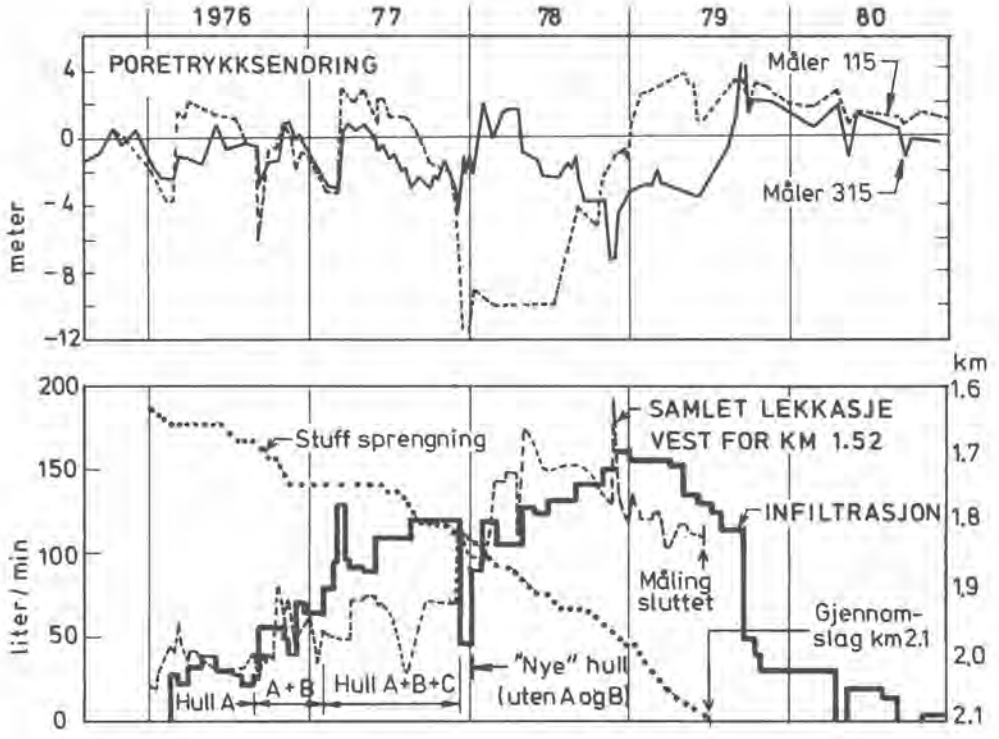


Fig. 33.14 Sammenstilling av observasjoner, dyprenne II (Parkveien)

Dyprenne III

Denne dyprennen ligger mer enn 200 m syd for tunnelen ved km 1.6, fig. 33.15.

I begynnelsen av 1975 viste nivellementer på bygninger lengst nord i dyprennen begynnende setninger, tilsvarende ca. 2 cm/år. Til å begynne med var man usikker på om dette hadde sammenheng med NSB-tunnelen, fordi poretrykksmålinger i dyprennen ved km 1.45 rett over Abelhaugen stasjon bare viste 2 m poretrykksreduksjon, og ubetydelige setninger ble målt her. Da et nytt piezometer nr. 352 ble satt ned i dyprenne III i begynnelsen av 1977, fig. 33.15, ble det likevel klart at det her var et poreundertrykk på ca. 4 m.

Det ble da besluttet å bore et infiltrasjonshull fra vestenden av dyprennen og innunder "roten" (det dypeste parti) av denne.

Under boringen virket fjellet lenge tett, men da man hadde boret ca. 50 m, og akkurat kommet inn under "roten", traff man en meget vannførende knusningssone. Da infiltrasjonen av ca. 40 l/min. ble igangsatt her, steg poretrykkene umiddelbart til over normalt nivå og setningene opphørte fullstendig. Etter hvert som tunnelen ble utstøpt og ettertettet ble infiltrasjonen trappet ned og er nå helt avstengt, og poretrykkene er helt som normalt.

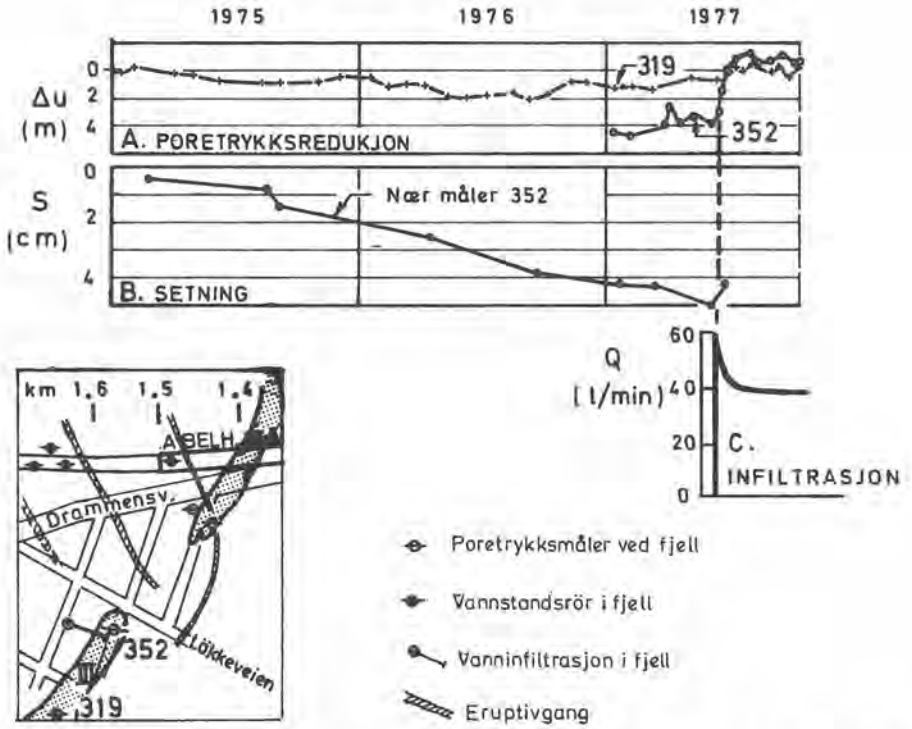


Fig. 33.15 Sammenstilling av observasjoner, dyprenne III (Huitfeldsgt.), NSB – "Vest".

OVK, KLOAKKTUNNELER, OSLO

Dette anlegget vil bli ganske kort kommentert. Opplysningene er basert på Asting et.al (1979) og Fredriksen (1981) og vil helt sikkert bli mer fyldestgjørende dokumentert på et senere tidspunkt.

Arbeidet startet med Lysaker – Majorstua tunnelen i 1975, fig. 33.16. Dette var første gang fullprofilmaskiner ble benyttet i Oslo. Med denne første maskinen var det vanskelig å komme til med injeksjon foran stuff og dette ble også gjort i meget liten grad. Nesten all tetting var derfor basert på etterinjeksjon bak stuff. Til dette ble det vesentlig benyttet kjemiske midler (AM9).

Det oppstod relativt betydelige lekkasjer i tunnelen. På de første 1400 m var det en midlere lekkasje på ca. 16 l/min. pr. 100 m tunnel. Da hele tunnelen var ferdig utboret i mars 1976 var midlere lekkasje 13 l/min. I mars 1977, et år senere, var denne sunket til ca. 6 l/min. pr. 100 m. Dette hadde trolig sammenheng med ettertetting såvel som at lekkasjen sank som følge av poretrykksendringene i omgivelsene.

I bunnen av en dyprenne ved Gråbrødreveien sank poretrykket ca. 16 m og har forblitt på dette nivå. Dette har ført til meget store setninger, opptil ca. 40 cm til nå.I dyprennen ved Vestre Gravlund sank poretrykkene opptil 7.5 m ved fjell, men steg 3.5 m igjen etter omfattende etterinjeksjon.

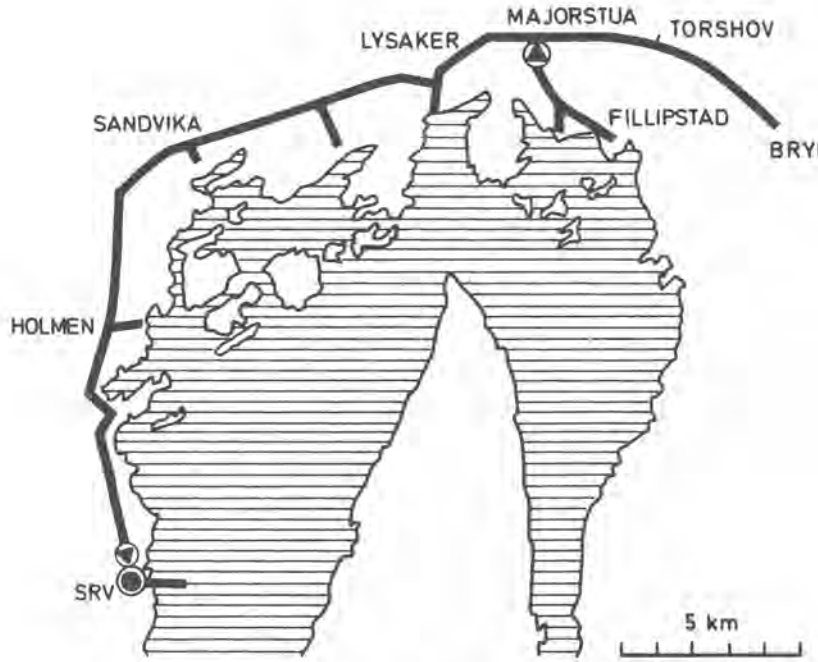


Fig. 33.16 Oversikt kloakktunneler Oslo, Bærum og Asker (OVK- og VEAS - anleggene)

På strekningen Majorstua – Torshov, hvorav ca. 3 km nå er ferdig, ble det lagt opp til systematisk forinjeksjon med sement og kjemiske midler (Asting et.al, 1979). Det er også utført etterinjeksjon i flere etapper. Injeksjonsforbruket fremgår av tabell 1. Tettingen var ikke tilfredstillende på det første partiet under Majorstuområdets dyprenne. Lekkasjen utgjorde her vel 15 l/min. pr. 100 m, og det utføres vanninfiltrasjon for å opprettholde poretrykkene.

Ifølge Fredriksen (1981) har man etter hvert fått mer tak på injeksjonsarbeidene og bedret tetthet er oppnådd, ned mot 2 l/min. pr. 100 m på størstedelen av de siste 1.5 km. Man har bl. a. krysset under Uelandsgates dyprenne uten at det har oppstått vesentlige poretrykksendringer eller setninger.

De første 1.9 km av Majorstua – Ruseløkka tunnelen har forårsaket noe poretrykksendringer i dyprennene i nærheten, opptil ca. 3 m. Den krysser for øvrig under NSB-tunnelen ved km 3.0 og går omtrent parallelt med denne østover, fig. 33.7. Noe vanninfiltrasjon er gjennopptatt i både vestre og østre forgrening av dyprenne 1 (Frognerdyprennen) for å holde poretrykkene oppe her. Lekkasjene i tunnelen er gjennomsnittlig målt til mellom 9 og 5 l/min. pr. 100 m, jfr. tabell 1.

Fra Ruseløkka mot Rådhusplassen drives tunnelen ved konvensjonell sprengning. Det har vært et relativt stort injeksjonsforbruk, tabell 1., men denne strekningen ser også ut til å ha blitt meget tett, lekkasjene er ca. 0.6 l/min. pr. 100 m. Den har heller ikke påvirket poretrykkene i nærliggende dyprenner.

VEAS, KLOAKKTUNNELER

Arbeidet med den 22 km lange strekningen av kloakktunnelen gjennom Asker og Bærum, fig. 33.16, startet i 1977 og var ferdig i år. Nå passerer kanskje ikke denne tunnelen relativt sett så mange dyprenner som f.eks. tunnelene i Oslo sentrum. Likevel må anlegget generelt karakteriseres som ganske vellykket med hensyn til lekkasjeforhold og påvirkning på omgivelsene. Løset (1981) har for øvrig beskrevet de geologiske forholdene langs traséen.

Helt fra starten av dette anlegget ble det lagt stor vekt på et systematisk forinjeksjonsopplegg både med sement og kjemiske midler, kfr. Asting et.al (1979) og Storjordet (1981). Man satset også her tidlig på å benytte høye trykk under injeksjonen (opptil 40 kg/cm^2 slagtrykk på pumpene og ca. 20 kg/cm^2 målt på slangene).

Det midlere injeksjonsforbruket, tabell 1, for VEAS-tunnelene er kanskje ikke helt representativt fordi det er beregnet over så lange strekninger. Dette gjelder forsåvidt også OVK-tunnelene. På enkelte skjermer er det f.eks. medgått over 1000 kg/m sement på VEAS-tunnelene. Det er også lange strekninger hvor det ikke er injisert i det hele tatt, enten fordi fjellet har vært tilsynelatende tett eller fordi området har vært betraktet som lite sensitivt med hensyn til konsekvensen av mindre lekkasjer.

Målte lekkasjer langs en 4 km lang strekning av Sandvika – Lysaker tunnelen varierte mellom 2 og 11 l/min. pr. 100 m tunnel (Asting et. al, 1979).

På bare 3 av ca. 50 steder hvor det er målt poretrykk er det påvist poretrykksreduksjon av noen betydning, maksimalt ca. 2-3 m. (Det har riktignok temporært vært utført infiltrasjon av vann noen steder for å holde poretrykkene oppe, bl.a. ved påhugget i Sandvika og ved selve Sentralrenseanlegget i Vest). Det er videre foretatt registrering av ca. to hundre brønner langs tunneltraséen. Bare ved noen få av disse har det vært indikasjoner på at tunnelanlegget har ført til redusert vannstand eller dårligere vanntilførsel.

Tabell 1. Sammenstilling kloakktunneler

ANLEGG	Lengde (m)	FORINJEKSJON Sement (kg/m)	FORINJEKSJON Kjemisk (l/m)	LEKKASJE pr. 100 m (l/min.)
OVK, Lysaker - Majorstua, km 0-1.4	1400	Kun etterinj.		16
, km 0-4.3	4300	-"-		13 6
OVK, Majorstua - Torshov, km 9-1.5	1500	70	110	5(15-2)
, km 1.5-3.0	1500	360	320	3(15-2)
OVK, Majorstua - Ruseløkka, km 0-1.9	1900	140	220	6(9-4)
OVK, Ruseløkka - Festningen	900	755	45	0.6
VEAS, Sandvika - Lysaker, km 0-4.1	4100	150	7	5(11-2)
, km 4.1-7.6	3500	260	45	
VEAS, Holmen - Sandvika, km 0-7.0	7000	50	6	
VEAS, Holmen - SRV, km 0-7.2	7200	130	7	

SAMMENDRAG/KONKLUSJONER

Det er nedenfor forsøkt punktvis å sammenfatte de erfaringer som er gjort i tilknytning til de tunnelanlegg som er behandlet ovenfor. Dette må likevel ikke betraktes som noen endelige konklusjoner, da en del av erfaringsdataene, spesielt fra OVK og VEAS-tunnelene er ganske overfladisk behandlet.

Kravet til tetthet er meget stort

Sammenlikning mellom målte lekkasjer, q, og virkning på poretrykkene viser grovt sett følgende:

$q \leqslant$ 1-5 l/min. pr. 100 m gir "ubetydelige problemer"

$q \geqslant$ 10-20 l/min. pr. 100 m gir "store problemer"

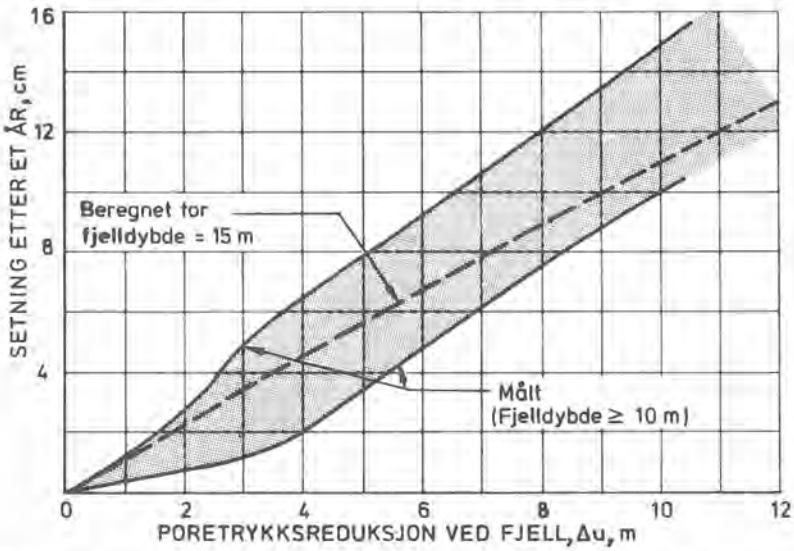


Fig. 33.17 Registrerte setninger i løpet av 1 år som funksjon av poretrykksreduksjonen ved fjell. (Dybde fjell > 10 m)

Med "ubetydelige problemer" menes her at poretrykket i bunnen av leirfylte dyprenner nær tunnelen ikke synker med enn ca. 1 m. Dette vil normalt føre til meget beskjedne setninger, jfr. f. eks. fig. 33.17. Med "store problemer" menes at poretrykksreduksjonen i bunnen av leirfylte dyprenner innenfor flere hundre meters avstand fra tunnelen kan synke fra 3-4 m og mer, og kan i løpet av bare et år gi setninger fra 1-6 cm og oppover, fig. 33.17. Samtidig vil man kunne påvirke øvre grunnvannstand i områder med liten løsmasseoverdekning, dårlig vanntilførsel etc. som nevnt under pkt. B i innledningen.

Tallene ovenfor kan trolig nyanseres noe sett i forhold til tunnelens dybde, dyprennens beliggenhet, naturlig vanntilførsel og de detaljerte hydrologiske forhold. Disse forhold er også avgjørende for influenssonens utbredelse, men vil ikke utdypes her.

Det kan likevel nevnes at hvis man skal begrense lekkasjer til bare 1 l/min. pr. 100 m, må man oppnå en midlere permeabilitet på fjellmassivet nærmest tunnelkroppen av størrelsesorden $10^{-6} - 10^{-7}$ cm/sek. I praksis vil det si at det knapt nok kan være synlige lekkasjer i form av drypp i tunnelen. Det skal ikke legges skjul på at det har vært vanskelig å få forståelse for at kravet kan være så strengt.

Den største andel av lekkasjene i fjellet er av ganske lokal karakter

Mye av vannføringen i de sedimentære bergarter man her har hatt med å gjøre er konsentrert om forkastninger, knusningssoner, diabasganger og kontaktsonene til disse, samt til utvaskede kalkspatfylte slepper. Spesielt i sistnevnte tilfelle kan man i enkelte tilfeller snakke om rene "vannårer". Enkeltstående lekkasjer har trolig kommet opp mot 100 l/min. Fjellet ellers er likevel generelt ikke tett nok til å tilfredsstille et krav til lekkasje av størrelsesorden 1-5 l/min. pr. 100 m.

Skal injeksjon alene kunne gi tilfredsstillende tetthet, krever det et meget omfattende og systematisk forinjeksjonsopplegg, men selv dette er ingen garanti.

I tabell 2 er det grovt sammenstillet injeksjonsinnsatsen og målte lekkasjer før eventuell utstøpning. Til tross for et meget systematisk opplegg for forinjeksjon, oppnådde man likevel langt fra tilfredsstillende resultater i NSB-tunnelen. Årsakene til dette kan være flere, men noen forhold som kan være av betydning og bør sees nærmere på ved fremtidige utførelser er:

a) Hullavstanden kan ha vært spesifisert for stor. (Generelt ca. 1 - 1.5 m ved ansett, d.v.s. ca. 1.5 - 2.5 m i enden av en 12 m lang skjerm).

b) Utsprengning av fjellet fører til oppsprekking og ødelegging av injeksjonsskjermen i større avstand fra tunnelveggen enn det som til nå har vært antatt. (Spredningen på skjermen har vært spesifisert til 15° - 20°, d.v.s. 3 - 4 m i enden av en 12 m lang skjerm).

c) Borhullene har ikke vært nøyaktig nok ansatt og boret, d.v.s. hullavstanden kan lokalt ha blitt for stor og avstanden fra tunnelveggen for liten.

d) Borhullene som skal injiseres er blitt for dårlig rengjort. (Høytrykkspyling kan vise seg nødvendig).

e) Sementinjeksjon alene gir ikke tilfredsstillende tetthet, men må suppleres med injeksjon av kjemiske midler med høy inntrengningsevne.

f) Det ble generelt benyttet for lave injeksjonstrykk.

Til pkt. f kan bemerkes at bruk av høye injeksjonstrykk (opptil 40 kg/cm^2) på siste del av NSB-tunnelen ser ut til å ha gitt vesentlig bedre tetningsresultat. Høyt injeksjonstrykk har også vært benyttet ved det meste av VEAS-tunnelene og etter hvert også ved OVK-tunnelene.

Dette, samt mer utstrakt bruk av kjemiske injeksjonsmidler som supplement til sement, kan kanskje forklare at tetningsresultatene i kloakktunnelene generelt er blitt bedre enn i NSB-tunnelens vestre del. Ved sammenlikning av lekkasjeverdier i tabell 2 må man likevel ta hensyn til at kloakktunnelenes omkrets er bare ca. 1/4 av NSB-tunnelens. Svenske erfaringer antyder at lekkasjene i en injisert tunnel er omtrent proporsjonalt med omkretsen (Bergmann, 1977). På denne bakgrunn kan man si at de dårligste partier av kloakktunnelene tilsvarer NSB-tunnelen, mens de beste partier, d.v.s. lekkasje ned mot 2 l/min.pr. 100 m er vesentlig bedre.

Det er likevel langt fra sikkert at man selv med et forbedret injeksjonsopplegg kunne ha oppnådd så god tetting av NSB-tunnelen at andre tiltak (utstøping, infiltrasjon av vann) ikke ville vært nødvendig for å holde poretrykkene oppe på et akseptabelt nivå.

Tabell 2. Lekkasje i utsprengte tunneler.

ANLEGG	Dybde (m)	Omkrets (cm)	FORINJEKSJON Sement (kg/m)	FORINJEKSJON Kjemisk (l/m)	LEKKASJE pr. 100 m (l/min.)
Holmenkollbanen	25	30	-	-	80→20
NSB, Vest	25-35	40-50	100-3000	(0-200)	60→20
OVK, VEAS	20-50	10	50- 800	6-320	15→ 2
Svenske erfaringer Göteborg, Stockholm			Ja		10- 1

Etterinjeksjon av fjellet har generelt gitt dårlige resultater

Det er dermed ikke sagt at det i visse tilfeller ikke kan gi en viss tetningseffekt. At dette alene skal kunne gi tilfredsstillende tetting kan likevel utelukkes. Kanskje særlig fordi det er så begrenset hvor store injeksjonstrykk som kan påføres, og massen så lett finner direkte utganger inn i tunnelen.

Utforing med betong har gitt fullstendig tetting når det er utført systematisk kontaktinjeksjon med høyt trykk for å stoppe lekkasjer gjennom støpefuger og svinnriss

Det fremgår av tabell 3 at lekkasjene er kommet ned i under 1 l/min. pr. 100 m for NSB-tunnelen, men dette har krevet en meget omfattende innsats i form av kontaktinjeksjon. Uten kontaktinjeksjon ser det ut til at utstøpingen nesten ikke har noen verdi som tetting. Direkte tetting av støpefuger som lekker har til nå ikke gitt særlig gode resultater. Kontaktinjeksjon med høyt trykk gir "hel ved" mellom betong og fjell, hvilket trolig hindrer at fugene åpner seg som følge av temperaturendringer etc. i betongkonstruksjonen.

Det blir likevel et tankekors at utforing med betong og kontaktinjeksjon er tidkrevende og kostbart og kan være til hinder for (sprengningsfrem) driften på stuff. For NSB-tunnelens vedkommende har utforingen alene ligget 1/2 – 1 år etter utsprengningen i tid. Selv om denne tiden burde kunne kortes ned på, vil en viss grad av tetting ved forinjeksjon allikevel være nødvendig hvis man skal unngå skader i anleggstiden.

Tabell 3. Lekkasje utstøpte tunneler

ANLEGG	TETTINGSARBEIDER		LEKKASJE (l/min.) pr. 100 lm	
	Kontaktinj. kg/m	Fugetetting	før tetting	etter tetting
OTB, Sentrum st.	Ingen	Omfattende		5
NSB, "Sentrum"	1500	-	6-9	1
NSB, "Vest"	3800	Noe	Opptil 35*	0.7(.4-3.0)

* Under fullt vanntrykk på ca. 250 kN/m^2

Kunstig infiltrasjon av vann har bidratt til å begrense de skadelige konsekvenser av lekkasjer, men må ses på som supplement til tettingsarbeider

Det har vist seg at infiltrasjon gjennom hull boret relativt dypt for å avskjære vannførende soner i fjell som går innunder de leirfylte dyprennene er mest effektivt. Infiltrasjon direkte i de noe mer grovkornige løsmassene i overgangen mellom leire og fjell har man generelt dårlige erfaringer med. Dette både fordi det har vært vanskelig å få inn særlig store vannmengder og fordi man har lett for utvasking langs borstengene, selv ved beskjedne trykk.

Infiltrasjon av vann har også vist seg å være til liten hjelp der man har store lekkasjer i tunnelen hvor vann nærmest fritt kan strømme inn. Infiltrasjon av vann på permanent basis krever trolig omfattende vedlikehold for å hindre igjentetting av borhullene (se f. eks. Andersson og Berntson, 1979).

SLUTTBEMERKNING

Den innsats i tid og penger som må gjøres for å oppnå tilfredsstillende tetting av tunnelanlegg gjennom tettbygde strøk i Oslo-området er vesentlig større enn hva som legges i uttak av fjellet alene. Det er derfor ingen tvil om at det er sterkt ønskelig å videreutvikle og forbedre såvel injeksjonsteknikken som andre prosedyrer for tettingsarbeider.

Til slutt skal det understrekes at en rekke personer innenfor og utenfor NGI har bidratt til de data som er fremstillet i denne artikkelen.

REFERANSER

Andersson, A - C og Berntson, J. (1979) "Kontrollerad grundvattenbalans genom djupinfiltrasjon".
Chalmers Tekniska Høgskola, Geohydrologiska Forskningsgruppen, Meddelande nr. 5.

Andreasson, L. (1977) "Åtgärden før bevarande av grundvattenbalansen i tätorter".
Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk, 1976.
Foredrag 21. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund.

Asting, G., Fredriksen, U., Storjordet, A. (1979) "Arbeidsgruppe for injeksjonsmetoder".
Rapport nr. 1. Utgitt av Oslo vann- og kloakkvesen - Vestfjorden Avløpsselskap (1979).

Bergmann, M. (1977) "Grundvatteninläckning i tunnelar och bergrum.
En dokumentasjon av förhallandena vid 73 tunnelavsnitt och bergrum i Sverige". Byggforskningen. Rapport R51, 1977.

Holmsen, G. (1953) "Regional settlements caused by a subway tunnel in Oslo". Int. Conf. on SMFD 3, Zürich 1953, Proceedings Vol. 1, s. 381 - 383.

Karlsrud, K. (1978) "Subsidence problems caused by rock-tunnelling in Oslo". NGI publikasjon nr. 123, 1978.

Knutson, Å., Eggestad, Å. (1975) "Utbredelse av grunnvannsenkninger og resulterende setninger ved tunneldrift i tettbygde områder".
Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk 1975.
Norsk Jord- og Fjellteknisk forbund, Tapir 1976.

Løset, F. (1981) "Ingeniørgeologiske erfaringer fra kloakktunnelen Oslo - Slemmestad".
Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk 1981.
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund. Tapir 1982 (dette volum)

Statens Järnvägar (Swedish State Railways) (1922).
"Geotekniska kommission, 1914 - 1922. Slutbetänkande angivet till Kungl. Järnvägsstyrelsen den 31 maj, 1922".
(The Geotechnical Commission, 1914 - 1922. Final report").
Stat. Järnv. Geot. Medd., No. 1, Stockholm

Storjordet, A. (1981) "VEAS-anlegget, anleggstekniske forhold".
Fjallsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk, 1981.
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund. Tapir 1982 (dette volum)

Vogt, I.H.L. (1914 - 16) "Om husbeskadigelserne langs undergrundsbanen".
Kra. 2 b.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1981

BYGGEDOKK I ÅNDALSNES – HYDRAULISK STABILITET. EROSJONSSKADER OG UTBEDRING.

Dry Dock at Åndalsnes – Hydraulic stability. Erosion and repairs.

Siviling. Jan Atle Roti – NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

SAMMENDRAG

En tørrdokk for bygging av betongplattformer ble anlagt på Åndalsnes i 1973/74. Dokken er skåret inn i en mektig, lett overkonsolidert leiravsetning. Leiren ligger over permeable sand, grus og steinmaterialer av varierende og kompleks sammensetning og lagdeling.

Hydrauliske stabilitetsproblemer knyttet til lekkasjer gjennom leirbunnen fra de underliggende permeable masser oppsto ved tre anledninger under anlegg og drift av dokken i 1974 og –75.

Lekkasjene medførte erosjon over et område i overgangen mellom leire og sand. Erosjonsskadene medførte svekkelser i form av hulromdannelser og tap av vertikalspenninger i grunnen. Disse skadene var uakseptable for fundamenteringsforholdene for plassformen som skulle bygges i dokken. Spenningstilstanden ble kartlagt ved trykksonderinger.

Tilfredsstillende spenningstilstand ble reetablert ved hjelp av en komprimeringsinjeksjon.

SUMMARY

A dry dock for construction of large offshore concrete structures has been established at Åndalsnes, Norway. The dock was constructed in a deep clay deposit overlying permeable materials.

Hydraulic instability and erosion of deeper strata occurred due to puncture and leaks in the clay. The resulting weakening of the ground expressed as loss of vertical stress was unacceptable for the foundation of the concrete structure in the dry dock.

The stress conditions in the ground were determined by cone penetrometer tests. The stress level was reestablished successfully by using a compaction grouting method.

1. Innledning

En tørrdokk for bygging av betongplattformer ble anlagt på Åndalsnes i 1973/74. Dokken er anlagt på Øran Vest beliggende på nordsiden av Raumas utløp i Romsdalsfjorden. To

plattformer for Friggfeltet er bygget i dokken. Den første i tiden april til oktober 1974, og den andre i tiden mars til desember 1975.
Dokken og plattformene er bygget av arbeidsfellesskapet Norwegian Contractors, bestående av Ing. F. Selmer A/S, A/S Høyer-Ellefsen, Ing. Thor Furuholmen A/S i samarbeid med A/S Jernbetong Trondhjem. Rådgivende Ingeniører for dokken var NOTEBY, Norsk Teknisk Byggkontroll A/S.

Dokken er vist på oversiktsfoto på fig. 34.1. Dokkbunnen ligger 10 m lavere enn middelvannstanden i Romsdalsfjorden, og er anlagt i en 25 – 50 m tykk leiravsetning med underliggende permeable lag av sand og grus.

Fig. 34.1 Dokken i første byggefase, sommeren – 74.
(foto Fjellanger – Widerøe)

Under anlegg og drift av dokken oppsto det hydrauliske stabilitetsproblemer knyttet til lekkasje i dokkbunnen fra de underliggende sand/grusforekomster. Dette innlegget beskriver dokken og de hydrauliske stabilitetsproblemene som oppstod ved forskjellige anledninger. Videre beskriver det vurderinger omkring konsekvensen av erosjonsskader og de sikringstiltak som ble truffet. Til slutt beskrives reparasjonsarbeidene etter det siste grunnbruddet for å få dokken funksjonsdyktig som byggegrunn for plattformer igjen.

2. Grunnforhold

Dokkområdet lå stort sett i tidevannssonen før området ble fylt opp i forbindelse med mudring for adkomstkanal og tørrdokk.

Geologien i området er preget av israndavsetninger fra to forskjellige brearmer som antagelig har kommet med retning fra henholdsvis Isfjorden og Romsdalen. Den komplekse oppbyggingen av løsmassene tyder på at isfronten kan ha ligget i området i lengere tidsperioder. Materialtyper og avsetningsformer viser forskjellige glacifluviale, glaciale og fluviale avsetninger som kan være avsatt fra forskjellige brearmer i forskjellige perioder og under forskjellige hydrauliske betingelser. Bak en oppdemning av israndavsetninger som senere er erodert vekk har det dannet seg en mektig tidlig postglacial leiravsetning. Leiren er noe overkonsolidert og har vært overlagret av materialer som igjen er erodert ned av elven Rauma. Refraksjonsseismiske undersøkelser tyder på at fjeller ligger i mer 70 m dybde i dokkområdet.

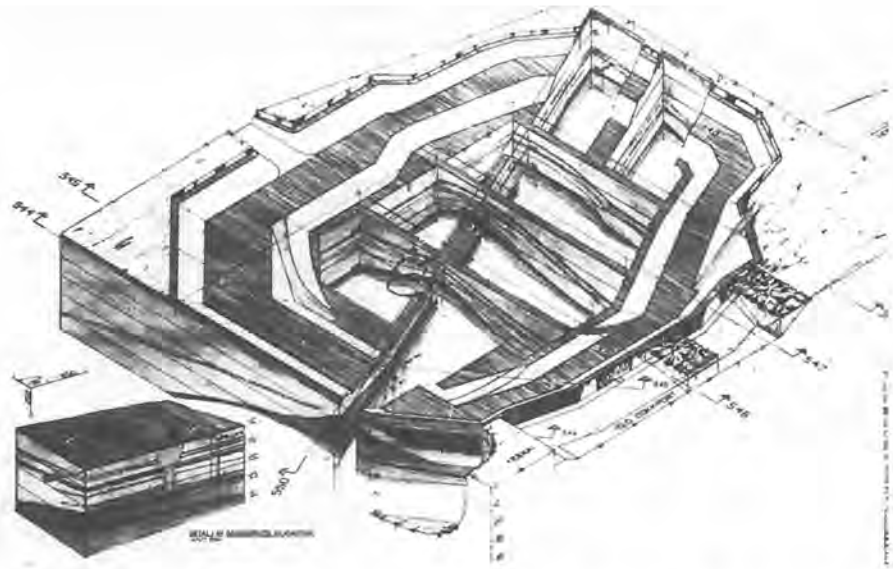


Fig. 34.2 Grunnforholdene under dokken i perspektivisk fremstilling. Detaljen til venstre viser krateret som ble funnet i januar – 75.

Leiravsetningenes tykkelse fra opprinnelig terrengnivå på ca. kote 0 varierer fra mer enn 50 m i dokkens nordøstre og sydvestre hjørner til 25 – 30 m i en diagonal sydøst/nordvest under dokken. Like utenfor dokkens nordvestre hjørne kiler leirelaget ut til mindre enn 10 m tykkelse. Leiren inneholder stedvis enkelte tynne lag og sjikt av finsand og silt med tykkelese fra mm til et par cm.

Under leiren ligger det sand- og grusavsetninger som danner en karakteristisk rygg med retning fra sydøst til nordvest og som kommer opp i dagen og danner en høyde nordvest for dokken.

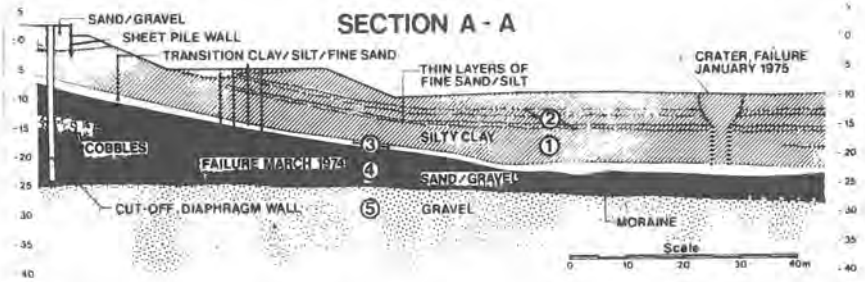


Fig. 34.3 Grunnforholdene i profil i det nordvestre hjørnet av dokken. På banketten til venstre er vist rørbrønner for trykkavlastning i sand/gruslaget, nedsatt før mudring og lensing. Tall i ringer angir lagdeling som refererer seg til materialtyper vist på fig. 34.5.

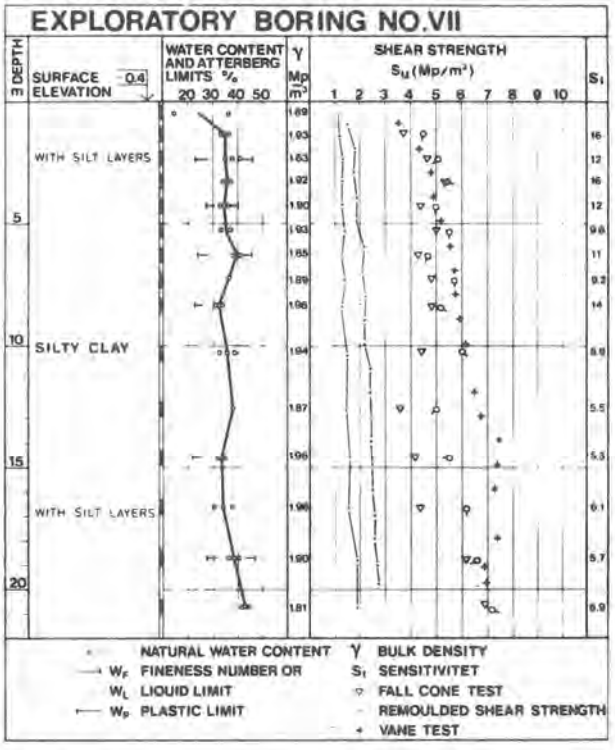


Fig. 34.4 Typiske geotekniske data for leiravsetningen i borprofil.

Ryggen består i toppen av et 2 – 5 m tykt lag med sand. Tykkelsen av sandlaget avtar til begge sider av ryggen. Overgangen mellom leiren og sanden består av vekslende lag med ensgradert silt og finsand. Under sandavsetningen i toppen av ryggen finnes det stedvis en finkornet, tett glacial avsetning, morene, med tykkelse i størrelsesorden 1 m. Under dette morenelaget finnes en mektig avsetning av grov grus og stein.

Fig. 34.2 viser en gjennomskåret aksiometrisk fremstilling av grunnforholdene under dokken. Fig. 34.3 viser lagdelingen i snitt gjennom dokken. Leirens geotekniske data fremgår av fig. 34.4 og i fig 34.5 er gjengitt kornfordelingskurver for de forskjellige permeable lagene under leiren.

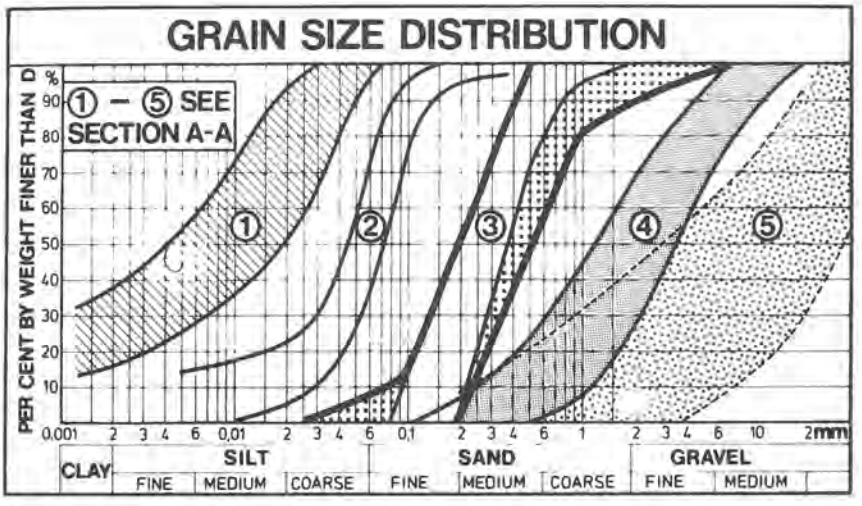


Fig. 34.5 Kornfordelingskurver (grensekurver) for materialer i lag som angitt på fig. 34.3.

3. Prosjektets geotekniske utforming og utvikling i hovedtrekk.

Dokkprosjektet var en meget interessant og utfordrende oppgave for både de prosjekterende og utførende ingeniører. Utfordringen lå ikke minst i den meget korte tiden som var til rådighet, og tidsfaktoren hadde betydelig innvirkning både på dokkens utforming og på den senere utviklingen.

Den første kontakt og diskusjon om de geotekniske mulighetene for anlegg av en dokk i området fant sted i siste halvdel av september 1973. Grunnlaget for geotekniske vurderinger var noen spredte, enkle grunne grunnundersøkelser utført i 1960, som viste at det var en noe overkonsolidert leire i området. Omfattende grunnundersøkelser ble igangsatt i felten i slutten av samme måned. Arealet for utmudret dokk ville komme til å utgjøre ca. 60 dekar, i tillegg til nødvendig adkomstkanal.

Allerede 3 uker etter igangsettelse av grunnundersøkelsene i felten, måtte det foreligge en dokumentasjon om dokkstedets geotekniske brukbarhet til støtte for anbud på en betongplattform. De prinsippielle prosjekteringskriterier og omtrentlig beliggenhet ble fastlagt. Anbudet på plattformen ble akseptert, og allerede i begynnelsen av november 1973 ble det inngått kontrakt om leveranse av plattformen. Fremdriftsplanen for kontrakten tilsa at arbeidet med byggingen av dokken måtte påbegynnes samme måned.

Grunnundersøkelsene som skulle gi hele prosjekteringsgrunnlaget pågikk for fullt. Området lå imidlertid i tidevannssonen og var delvis tørrlagt ved fjære og delvis oversvømmet ved flo. Dette umuliggjorde bruk av tyngre effektive borerigger, og undersøkelsene var derfor tidkrevende. Dokkens endelige plassering, hovedmål og utforming måtte fastlegges lenge før grunnundersøkelsene kunne gi alle data som var nødvendige for detaljprosjektering. Grunnundersøkelsene ga imidlertid i tide tilstrekkelig grunnlag for valg av konstruksjoneprinsipp og plassering. Dette konstruksjonsprinsippet er vist i skisse på fig. 34. 6, og går ut på følgende:

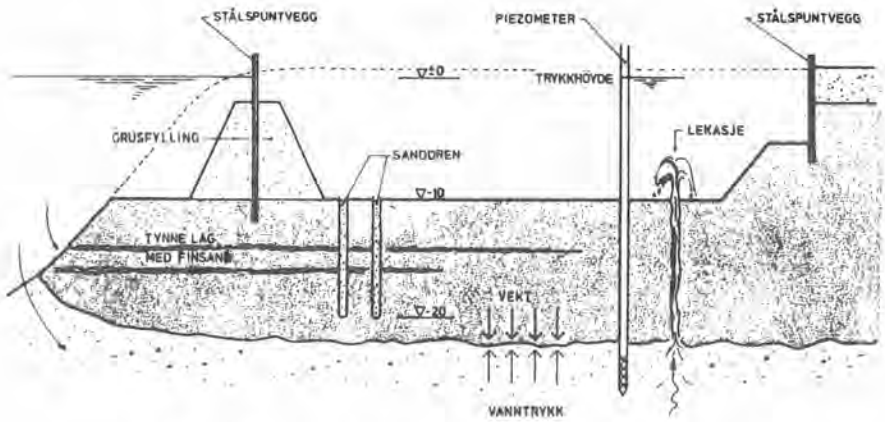


Fig. 34.6 Konstruksjonsprinsipper for dokken, skjematisk.

Tykkelsen av leiren under bunnen måtte være tilstrekkelig til at vekten kunne motstå vanntrykket i underliggende sand- og grusmasser som eventuelt sto i direkte forbindelse med sjøen. Med minimum 11 m tykk leirbunn under dokkbunnen ville denne ikke kunne løftes. Gjennomgående hull eller sprekker ned til underliggende permeable masser ville imidlertid gi lekkasjer, og slike hull måtte derfor unngås.

Det var konstatert tynne lag av finsand og silt i leiren. Hvis disse skulle bli stående under overtrykk kunne det skje en langsom løfting av den overliggende leirmassen i den takt vann kunne strømme inn gjennom lagene. Vanntrykket i disse tynne lagene skulle derfor avlastes ved hjelp av vertikale sanddren, dvs. vertikalt installert sandsøyler som ville slippe dette vannet lett opp gjennom dokkbunnen. Sanddrenene skulle avsluttes høyere enn overkant av de underliggende grovere masser for å unngå store vannmengder derfra.

På tidspunktet for endelig valg av konstruksjonsprinsipper og plassering av dokken indikerte geologiske vurderinger og de til da utførte boringer at tykkelsen av leirlaget var tilstrekkelig til å møte de forutsatte kravene. Et unntak var området i dokkens nordvestre hjørne hvor man kjente til at tykkelsen ned til sand/gruslaget var for liten til å motstå trykket. Det ble derfor installert 4 rørbrønner ned i sanden i dette hjørnet for å få en lokal trykksenkning i grusen under denne delen av dokken. Denne tidlige indikasjonen på leirlagets tykkelser og egenskaper er forøvrig senere bekreftet.

Under lensing og drift av dokken oppsto det ved tre anledninger problemer i form av lokale lekkasjer. Lekkasjene medførte forskjellige utvidelser av sikringstiltakene. I forbindelse med byggingen av plattform nr. 2 i dokken ble det installert tilstrekkelige dype pumpebrønner rundt og i dokken til at vanntrykket i de dypereliggende lag kunne holdes lavere enn stigehøyde svarende til dokkbunnen. Med pumpeanlegget i drift kan lekkasjer gjennom dokkbunnen ikke lenger oppstå.

4. Lekkasjer

Dokken ble lenset første gang i mars 74. Under lensingen ble det oppdaget at 1 av de 4 rørbrønnene som var installert for trykkavlastning i dokkens nordvestre hjørne var berørt av mudderapparatet. Røret var blitt nedsatt med blindrør, men hadde antagelig fulgt med blindrøret opp igjen slik at skjærehodet på mudderapparatet fikk tak i røret og forskjøv dette. Derved oppsto det en kanal gjennom leiren langs utsiden av røret ned til sand/gruslaget. Denne vertikale lekkasjen medførte en betydelig utvaskning av finsand/silt-lag som lå mellom leiren og de mer permeable underliggende sand/grusmasser. Utvaskingen førte til setninger og sprekkedannelser i leiren, som igjen ga flere lekkasjeveier og utvasking av finkornet materiale. De 4 brønnene er vist på fig. 34.3 (v/"Failure March 1974").

Det ble da nødvendig med ytterligere trykksenkning i sand/grusavsetningene for å stoppe lekkasjene. Dette ble oppnådd ved å sjakte ned en større brønn i dokkbunnen i dette hjørnet. Forberedelsene i dokkbunnen for bygging av selve plattformen var igang, og det var viktig å unngå metoder som ville forsinke plattformbyggingen. Den dype avlastningsbrønnen ble sjaktet og filtermaterialer ble innfylt mot et betydelig overtrykk i vannet i forhold til dokkbunnen. Man oppnådde en stasjonær trykk- og strømningstilstand slik at byggearbeidene med selve plattformen kunne gå uhindret. Vannet som ble pumpet ut av brønnen utgjorde ca. 6 m^3 pr. minutt. Det inneholdt imidlertid noe finstoff ("blakket vann") hvilket viste at det pågikk en viss erosjon.Fortsatte setninger ved dokkens nordvestre hjørne indikerte at erosjonen fant sted i denne retningen.

I august samme år, ca. 1 måned før bunnseksjonen til den første plattformen var ferdig og klar for utfløting av dokken, oppsto det plutselig gjennombrudd av vann fram fra underkant av plattformens bunnplate. Vannstrømmen avtok sterkt igjen etter et par dager, og de installerte poretrykksmålere som hadde gitt visse reaksjoner samtidig med at lekkasjen oppstod, innstilte seg på det tidligere stasjonære trykket igjen. Det ble konkludert med at dersom vannstrømmen hadde hatt sammenheng med en vertikal lekkasje, hadde en selvtetting funnet sted. Utførte undersøkelser ved siden av plattformen avdekket ikke svekkelser i grunnen. Byggingen av plattformen pågikk for fullt under et stramt tidsprogram, og lekkasjer, poretrykk og setninger på plattformen ble kontinuerlig overvåket for å fange opp eventuelle endringer i tilstanden.

Ingen videre negativ utvikling fant sted, og arbeidene med bunnseksjonen ble fullført.

Dokken ble fylt med vann, støttefyllingen mot fjorden fjernet og bunnseksjonen tauet ut i oktober 74.

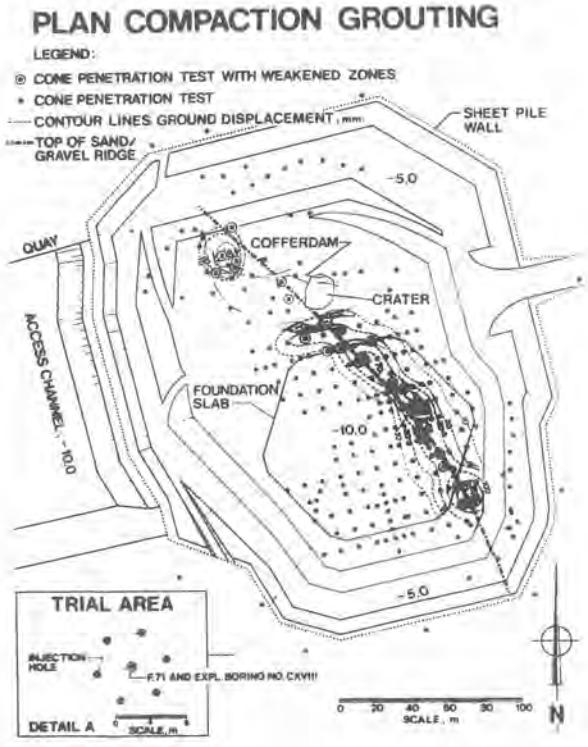


Fig. 34.7 Plan over dokken for byggefase 2 i 1975. Planen viser beliggenhet av krateret forårsaket av lekkasjen i januar – 75, fangdam, trykksonderinger for kartlegging av erosjonsskader, detaljplan av feltforsøk for komprimeringsinjeksjonen. Planen viser videre skyggelagt det reparerte området med konturlinjer for terrenghevning oppnådd under komprimeringsinjeksjonen.

Forberedelsene for bygging av plattform nr. 2 ble omgående igangsatt. I det nordvestre hjørnet ble det støpt en betongslissevegg ned til et tett morenelag som var påtruffet under sand/grusforekomstene i dette hjørnet. Veggen skulle avskjære lekkasjeveien og de tilhørende erosjonskanalene mot nordvest. Terrengsetningene i denne retningen tilsa at de finkornede materialene som ble vasket ut med pumpevannet kom fra denne retningen. Forøvrig var det ikke registrert setninger eller svekkelser av grunnen.

Tømming av vann fra dokken ble startet igjen for neste plattform medio desember 74. Vannstanden ble senket til kote –5 før jul, og fortsatte til endelig nivå i begynnelsen av januar 75.

Ved tørrlegging av bunnen på kote –10 ble det oppdaget et krater i dokkbunnen. Beliggenheten av krateret er vist på fig. 34.7 (og fig. 34.2 og 34.3). Det hadde et tverrmål på overflaten på anslagsvis 12 – 17 m og en dybde på 6 – 8 m. Størrelsen av krateret og den betydelige masseførende vannstrømmen ut av det, krevet en omgående innsats for å unngå videre skader. Det ble bygget en fangdam rundt krateret for å heve vannspeilet innenfor og derved redusere strømningsgradienten. Det ble videre omgående igangsatt omfattende grunnundersøkelser for å finne ut omfanget av den erosjon som tydeligvis hadde funnet sted under dokkbunnen. Samtidig ble det igangsatt boring og installasjon av dype filterbrønner med senkpumper for å redusere vanntrykket under dokkbunnen til en hydrostatisk stigehøyde lavere enn dokkbunnen.

Det permanente brønnsystemet som derved ble installert består av totalt 35 dype filterbrønner rundt og i dokken. Brønnene er ført ned i de underliggende sand/grusforekomstene, med underkant filter ned til kote mellom –25 og –49. Pumpeanlegget har en kapasitet på ca. 30 m^3 pr. minutt.

Dokken ble samtidig utvidet og fundamenteringsområdet for plattform nr. 2 ble noe forskjøvet i forhold til den første plattformen, for å unngå det sterkt skadede kraterområdet, se fig. 34.7. Dokkbunnen kunne delvis tas i bruk for bygging av bunnseksjonen på plattform nr. 2 allerede i mars 75, og hele fundamenteringsområdet kunne erklæres tilfredsstillende etter omfattende reparasjonesarbeider den 1. juni 1975. Forsinkelsene i startfasen for plattformen var ikke større enn at entreprenøren klarte å hente den inn igjen og levere plattformen til avtalt tid.

5. Undersøkelser av erosjonsskader under dokken.

De ugunstige hydrauliske strømningstilstander som hadde utviklet seg under bunnen av dokken nødvendiggjorde omfattende tiltak for å klarlegge tilstanden og reetablere en stabil og sikker byggedokk for plattformkonstruksjoner. Det var nødvendig å bestemme utstrekningen og størrelsen av den interne erosjon som hadde funnet sted under dokkbunnen, og det var videre nødvendig å vurdere og eliminere avgjørende negative virkninger fra mulige hulrom eller svekkede soner som erosjonen hadde skapt.

De videre undersøkelser besto i opptak av uforstyrrede prøver av grunnen, trykksonderinger og et fullskala feltforsøk for å teste den aktuelle reparasjonsmetode. Beliggenheten av det store antall trykksonderinger er vist på fig. 34.7. Trykksonderinger, som måler motstanden på en kon spiss under jevn nedpressing, gjenspeiler spenningstilstanden i grunnen. Sonderingsmetoden skulle derfor kunne benyttes til å avdekke eventuelle svekkede soner med et redusert spenningsnivå i forhold til en ikke forstyrret grunn. Resultatene fra trykksonderingene avdekket at de deler av grunnen som viste svekkelser i form av slike spenningsreduksjoner befant seg langs et smalt belte over sand/grusryggen under leiren. Dette partiet er vist i plan på fig. 34.7. Bare noen få trykksonderinger viste 0 nedtrengningsmotstand over en begrenset tykkelse. Disse partier stemte overens med resultater fra prøvetakinger som viste enkelte begrensede hulrom mellom leiren og sandforekomsten. Resultatet av en slik trykksondering, nr. F. 71 er vist på fig. 34.8, og viser et åpent hulrom på ca. 1 m tykkelse over sand/gruslaget. Fig. 34.8 viser også de geotekniske data fra en prøveserie tatt like ved trykksonderingen.

Det svekkede partiet av leiren hadde en bredde på maksimalt 15 m, og størrelsen av de

registrerte svekkelsene varierte fra ganske små spenningsreduksjoner til enkelte åpne hulrom på maksimum 1 m tykkelse. Dybden ned til svekkede sonene var fra 10 – 20 m fra dokkbunnen.

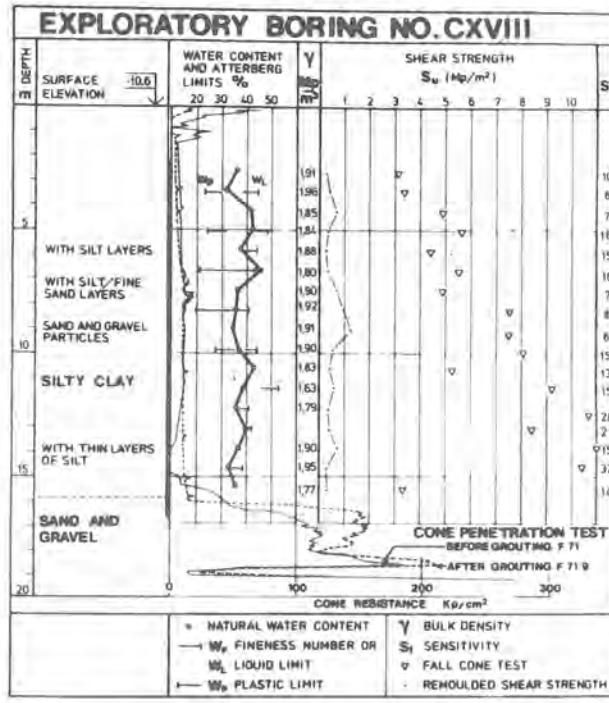


Fig. 34.8 Borprofil fra et skadet område, med innlagt trykksondering F.71 før reparasjonsforsøket og trykksondering F.71.9 utført etter feltforsøket. Trykksonderingsresultatene viser tydelig spenningstap og hulrom (F.71) og reetablert normalt spenningsforløp (F.17.9) etter komprimeringsinjeksjonen.

Virkningene av svekkelsen i grunnen for fundamenteringen av plattformen måtte analyseres nøye. Spesielt var setningene av stor betydning idet toleransene for differensialsetningene på konstruksjonen var meget små. Selv ved en uforstyrret byggegrunn var det forventet setninger i størrelse med de maksimalt tillate differenssetninger. Analysen startet ved en sammenligning av trykksonderingsdiagrammene fra svekkede og uforstyrrede soner av leiren. Diagrammene viste at tap av vertikalspenning i leiren begynte fra 1 m til ca. 10 m over det eroderte laget, og tilsvarende ble det registrert spenningstap i sanden ned til ca. 5 m under den eroderte sonen. Det faktum at trykksonderingene stort sett viste en motstand litt større enn 0 over store deler av den svekkede sonen, indikerte at utvaskede hulrom måtte

ha lukket seg igjen. Denne observasjonen muliggjorde en viss beregning av tykkelsen på de hulrom som måtte ha lukket seg. Professor dr. Nilmar Janbu (1975) gjennomførte en beregning av dette forholdet. Idet han tok hensyn til den nedadrettede svellingen av leiren i hulrommet, oppadrettet svelling av sanden som følge av spenningstap, og nedbøyning av leiren over hulrommene, beregnet Janbu tykkelsen av et lukket hulrom til ca. 30 cm. Den nedadrettede svellingen av leiren utgjorde ca. 80 % av dette tallet. I denne sammenhengen ble det antatt at det var gått ca. 3 måneder mellom tidspunktet for erosjonen og tidspunktet for registreringen.

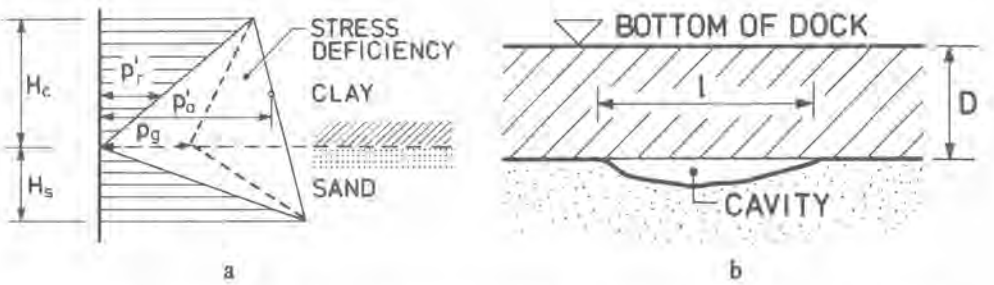


Fig. 34.9 a,b. Viser modell for beregning av virkning av erosjon og spenningstap. (etter Janbu)

Fig. 34.9a og 9b viser i prinsippet regnemodellen for spenningstap som Janbu benyttet seg av. På fig. 34.10 er vist forholdet mellom høyden på lukkede hulrom i erodert sone og tykkelsen på deler av leirlaget som har vært utsatt for spenningstap.

Ovennevnte beregninger viste at tilleggssetningene på konstruksjonen som følge av spenningstapet i grunnen under dokkbunnen ville utgjøre 10 – 15 cm på de partier der det laveste spenningsnivået var registrert. Denne tilleggssetningen var ikke tolererbar for konstruksjonen, og det var derfor nødvendig å reetablere en effektivspenning i de svekkede sonene i grunnen. Videre beregninger utført av Janbu viste at dersom spenningsnivået i grunnen ble gjennopprettet til opprinnelig effektiv vertikal spenningstilstand ville tilleggssetningene på konstruksjonen utgjøre størrelsesorden 3 – 4 cm. Hvis imidlertid de effektive spenningene ble øket til en maksimumsverdi svarende til en oppløftning av grunnen, ville tilleggssetningene på konstruksjonen bli tilnærmet 0.

Undersøkelsene og analysene ble konkludert med at virkningene av den inntrådde erosjonen under leiren var uakseptable for tilfredstillende fundamentering av plattformkonstruksjonen. Det var således nødvendig å reetablere minimum full opprinnelig spenningstilstand i grunnen, og om mulig øke vertikalspenningen i forhold til dens opprinnelig verdi.

6. Reparasjonsarbeidene

Metoden som skulle benyttes for reparasjonsarbeidene måtte kunne reetablere spenningsnivået i leiren over og i sanden under den eroderte sonen uten å gi andre svekkelser i grunnen.

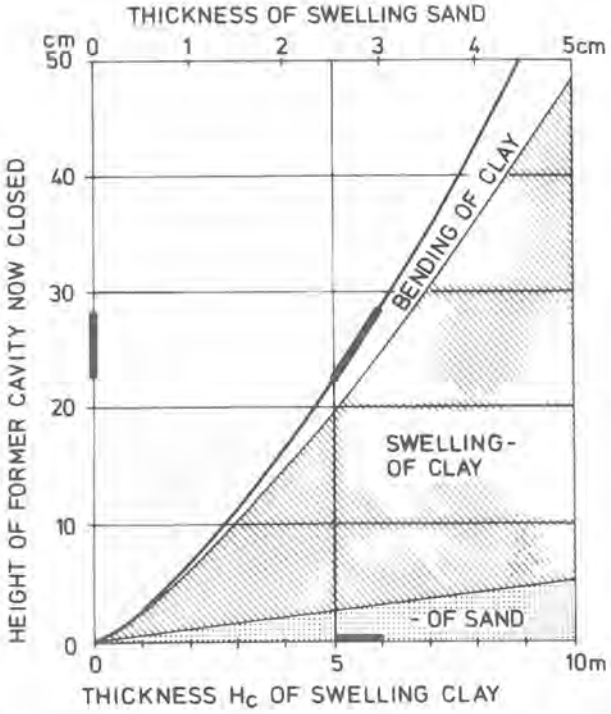


Fig. 34.10 Relasjon mellom høyden av lukkede kaviteter etter nedbøyning av leire og svelling av leire og sand, i relasjon til tykkelsen av partier med tydelig registrert spenningstap. (etter Janbu)

Den metoden som ble funnet egnet var komprimeringsinjeksjon ("compaction grouting" prinsippielt beskrevet av Brown og Warner (1973 og 1974)). Hovedprinsippet ved komprimeringsinjeksjons-metoden går ut på å injisere et materiale på en slik måte at det gir et radielt trykk over på omkringliggende masser, se fig. 34.11. Det er viktig at materialet fortrenger og erstatter omrørte og oppbløtte omkringliggende materialer. Det skal således trenge inn i hulrom eller partier som står under lavt trykk. Materialet må være såvidt seigt at det ikke fortsetter å flyte videre etter at injeksjonstrykket fra pumpen tas vekk. I motsetning til vanlig penetrasjonsinjeksjon, hvor man ønsker et injeksjonsmateriale som trenger lengst mulig inn i porene i det omkringliggende materialet og blander seg med dette, er det for en komprimeringsinjeksjon meget viktig at injeksjonsmaterialet **ikke** trenger inn i basismaterialenes porer. Ved komprimeringsinjeksjon benyttes en semi-plastisk masse (spesielt sammensatt betong) som under hele injeksjonsprosessen inntil avbinding har funnet sted er en homogen masse som danner en klar grenseflate mot omkringliggende jord.

Ved en systematisk komprimeringsinjeksjon i alle soner der en erosjon har gitt reduksjoner i grunnens vertikalspenninger, ville det effektive spenningsnivå heves og stoppe setningsutvikling forårsaket av spenningssvekkelsen.

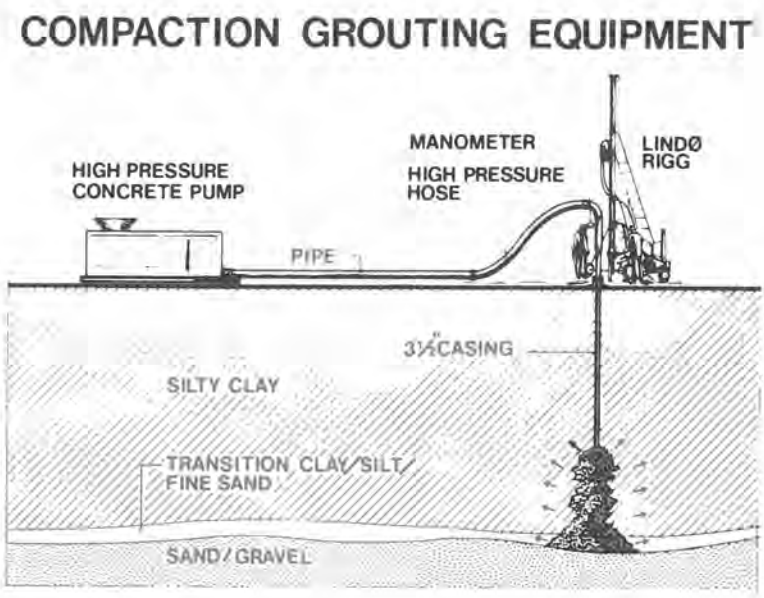


Fig. 34.11 Komprimeringsinjeksjon – utførelsesprinsipp.

Feltforsøk.

Forut for igangsettelse av reparasjonsarbeidene i stor stil ble det utført et fullskala feltforsøk for å undersøke metodens effektivitet, materialenes og utstyrets sammensetning, og å etablere arbeidsmetodikk og kontrollprosedyrer. Prøveområdet ble valgt innenfor et område hvor kaviteter og spenningssvekkende soner var forholdsvis veldefinerte.

Senter av prøveområdet ble valgt ved trykksondering F.71, som er omtalt tidligere og er vist på fig. 34.8. Injeksjonshullene ble plassert i et trekantmønster med innbyrdes avstand på ca. 4 m. De 4 første hullene ble plassert i en halvdel av en sekstant med F.71 som sentrum. Plan over prøveområdet er vist i detaljutsnitt på fig. 34.7.

Injeksjonen ble utført fra bunnen (overkant sand/gruslaget) og oppover i intervaller på 0.4 m. Injeksjonen på et intervall ble stoppet når terrengoverflaten hadde hevet seg 0.5 – 1.0 mm. Etter at de 4 første hullene var avsluttet, ble en ny trykksondering F.71.9 utført tett opptil nr. F.71. Som vist på fig. 34.8 hadde injeksjonen resultert i en reetablering av spenningsnivået i grunnen. Etter denne vellykkede injeksjonen ble de 2 siste hullene i sekskantens hjørner injisert. Disse 6 hullene ble definert som primærhull, og et 7. hull i sentrum, ved F.71, ble definert som et sekundærhull.

Neste skritt i feltforsøket var å etterprøve om det positive resultatet fra sondering nr. F.71.9 ville gjenspeiles i redusert betongvolum i sekundærhullet i sentrum. Innpresset betong-
volum i de første 6 hullene var gjennomsnittlig 1.73 m^3 pr. meter mens volumet i senterhullet bare ble 0.32 m^3 pr. meter. Disse meget positive resultatene fra feltforsøket ble bestemmende for hullavstand og arbeidsprogrammet for det totale reparasjonsarbeidet.

Reparasjonsarbeidets gjennomføring.

Basert på resultatene fra feltforsøket, ble arbeidenes utførelse og akseptkriterier knyttet til registreringer av

- Injeksjonstrykk
- Heving av terrengoverflaten under og etter injeksjon
- Innpresset betongvolum.

Begrensningen av området for systematisk reparasjon ble basert på trykksonderingsresultatene (fig. 34.7).

Injeksjonstrykket under innpressingen av betongen indikerer komprimeringsgraden av de omkringliggende massene. På et gitt punkt i arbeidet vil grunnen motsette seg ytterligere komprimering, og trykket vil da bygge seg opp og terrengoverflaten vil heve seg.

Den totale terrengheving ble målt en gang pr. dag på bolter i et rutenett på c/c ca. 4 m. Dette målesystemet ble lagt over hele arealet som var influert av injeksjonen. På fig. 34.7 er vist konturlinjene for den totale terrengheving. Gjennom injeksjonsarbeidene ble hevingen ved hvert enkelt injeksjonspunkt kontrollert kontinuerlig, og hvert injeksjonsintervall ble avsluttet ved en entydig begynnende hevning av grunnen, dvs. 0.5 – 1.0 mm. Samlet hevning over midten av det skadede området utgjorde størrelsesorden 70 mm (på et lokalt parti fikk man hele 200 mm, hvilket skyldes at nivellerinstrumentet sto på grunn som også hevet seg).

Innpresset betongvolum ble registrert for hvert eneste hull. Beregningene av tilleggsetning på konstruksjonen, basert på registreringene fra trykksonderingene og tilhørende vurdering av spenningsreduksjon etter erosjonsskadene, muliggjorde en beregning av forventet innpresset betongvolum. Janbu (1975) anslo at betongvolumet ville utgjøre 350 til 500 m^3. Etter reduksjon av volum for terrenghevninger og andre kjente tap, ble det virkelige injiserte betongvolumet i fundamenteringsområdet målt til 360 m^3.

Reparasjonsarbeidene ved komprimeringsinjeksjonen var vellykket. Hele det aktuelle byggeområdet var fullt istandsatt i slutten av mai 75. Setningsobservasjoner på plattformens fundamentplate viste ingen forskjell i setninger mellom området som var berørt av erosjonsskadene og områder som var uberørt.

7. Hydrogeologiske årsaksforhold

Årsaksforholdene omkring lekkasjene, erosjonene og virkningene av disse er sammensatte og kompliserte. Det er mange faktorer som har influert på utviklingen, og en inngående gjennomgang er ikke mulig innenfor rammen av dette innlegget.

To naturgitte aspekter som har hatt avgjørende innflytelse skal imidlertid nevnes.

Grunnens art og sammensetning.

Lagdelingen av massene under leiren er kompliserte og spesielle. På fig. 34.5 er vist kornsammensetning for materialene i de forskjellige lagene. Lagene finnes igjen på profiler på fig. 34.3. Det øverste av lagene under leiren, lag nr. 3, består i hovedsak av finsand. Kornfordelingen for dette materialet er delt i 2, hvorav det skyggelagte ensgraderte beltet bare er funnet i et smalt belte langs toppen av sand/grusryggen. Materialet er en ensgradert finsand som i hydraulisk sammenheng er svært ustabil. Det er da også dette materialet som er erodert vekk. På siden av den eroderte sonen og i underkant inneholder lag 3 noe mer sand og synes å ha vært hydraulisk stabilt.

Et annet karakteristisk trekk ved grunnens lagdeling er et opptil 1 m tykt, tett finkornet

morenelag som delvis er registrert mellom lag 4 og lag 5. Dette laget er først og fremst registrert i den nordvestre og midtre del av dokken, mens det enkelte steder syd i dokkområdet ikke er påtruffet. Dette laget skiller mellom de nedre mektige, svært permeable massene, og de øvre sand/grusmasser med laver permeabilitet og tykkelse. Vertikal vannstrøm kan ha funnet sted mellom disse to avsetningene i syd, der morenelaget mangler, og denne strømmen frem mot pumpene i nordvest har således erodert den hydraulisk ustabile finsanden langs toppen av ryggen. Denne teorien kan forklare den konsentrerte svekkelsen i dette området.

Hydrologiske forhold.

De omfattende hydrologiske undersøkelsene som ble gjennomført i forbindelse med etablering av pumpesystemet rundt og i dokken i mars 75 indikerer at det finnes 2 vannreservoarer i grunnen under leiren. Reservoarene har en begrenset kommunikasjon. Det øvre reservoaret har entydig kommunikasjon med fjorden, og karakteriseres som et reservoar med fritt vannspeil. Det underliggende reservoar er mer lukket ("artesisk" i hydrologisk terminologi) idet det reagerer mye raskere med trykkforandringer ved endringer i vannmengder enn det øvre fri reservoaret.

De hydrologiske observasjoner faller godt sammen med observasjonene om grunnforholdene, og underbygger teorien om årsaken til at den eroderende strømmen kom fra sydøst.

Sluttbemerkning

Det interessante og meget krevende dokkprosjektet i Åndalsnes ble gjennomført med en samlet sterk innsats fra alle involverte parter. Det gjelder såvel entreprenøren Norwegian Contractor's stab, underentreprenørene, spesialrådgiverene Prof. dr. Nilmar Janbu og civiling. Mortensen ved Dansk Geoteknisk Institutt, som begge ble trukket inn av den Rådgivende ingeniør i geoteknikk, NOTEBY, i de mest hektiske faser våren 1975.

Det kan konstateres at begge plattformene kunne leveres etter forutsetningene uten forsinkelser av betydning ved leveringstidspunktet.

Referanser:

1. **Browm, D.R. and Warner, J. (1973)**
"Compaction Grouting", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, August 1973, pp. 589 – 601.

2. **Warner, J. and Brown, D.R. (1974):**
"Planning and Performing Compaction Grouting",
Journal of the Geotechnical Engineering Division, June 1974, pp. 653 – 666.

3. **Janbu, N. (1975):**
"Calculation report regarding magnitude of internal erosion and its consequences for the foudation area in Norcon Dry Dock in Åndalsnes". Internal Report.

4. **Roti, J.A. , Arvesen, H., Holm, O.S. (1979):**
Dry Dock in Clay. Slope Stability. Internal Erosion.
VII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton.

5. **Dansk Geoteknisk Institutt: 1975 og 1976.**
Tørdok for Norwegian Contractors. Grundvandssænkningsanlæg.
Hydrologiske Forhold. Div. interne rapporter.

DRENERING OG MARKFORSTERKNING VED INSTALLERTE VERTIKALDREN

Consolidation and soil improvement by vertical drains

Sjefsingeniør Ove Eide, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Vertikaldrenering benyttes til å fremskynde konsoliderings-setninger og til å oppnå økt skjærfasthet i anleggstiden. Artikkelen behandler de forskjellige drenstyper og deres installasjonsmåte, samt teoretiske beregninger og parktiske erfaringer.

SUMMARY

The purpose of vertical drains is to accelerate consolidation settlements and thus reduce long term displacements, and further to gain shear strength during construction. The paper describes different types of drains and their installation methods. Formula for theoretical calculations and experiences from different projects are given.

FORMÅL OG ANVENDELSE

Setningsforløpet ved belastning av et tykt homogent leirlag vil strekke seg over årtier. For å fremskynde setningene kan vi installere vertikale dren. Drensveien forkortes ved at dreneringen skjer horisontalt inn til drenene og vertikalt opp gjennom disse, fig. 35.1.

Når leiren konsolideres øker effektivspenningene og skjærfastheten, og vertikaldreneringen kan ha to formål, å redusere langtidssetningene og å øke skjærfastheten.

Reduserte langtidssetninger

Vertikaldrenering brukes mest i forbindelse med fyllinger for veier, jernbaner og flyplasser. Ved broramper f.eks. er det viktig å få jevn overgang fra en bro på peler til en fylling som synker. Det kan her være aktuelt å fremskynde setningene for å redusere fremtidig vedlikehold.

Hvis fyllingen kan legges opp med overhøyde som fjernes igjen, vil vi kunne oppnå en tilnærmet setningsfri fylling, som illustrert i fig. 35.2.

Fasthetsøkning i anleggstiden.

I enkelte tilfelle vil den vesentligste hensikt med drenene være å øke leirens skjærfasthet i anleggstiden. Fyllingsarbeide må da vanligvis utføres i etapper.

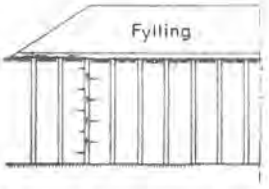


Fig. 35.1 Prinsippskisse av vertikaldrenering.

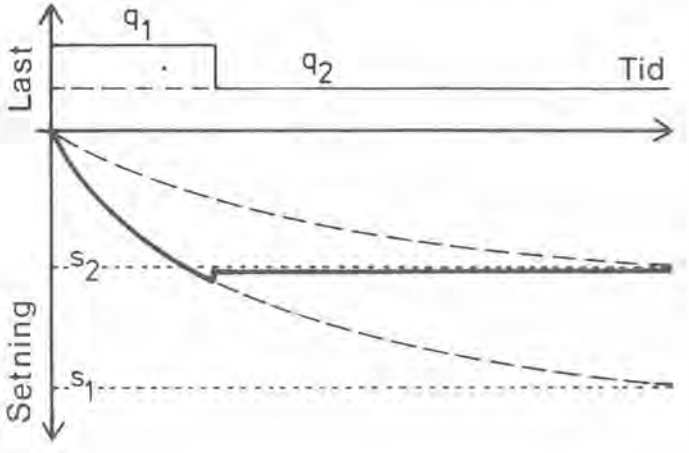


Fig. 35.2 Illustrasjon av forbelastningsprinsippet.

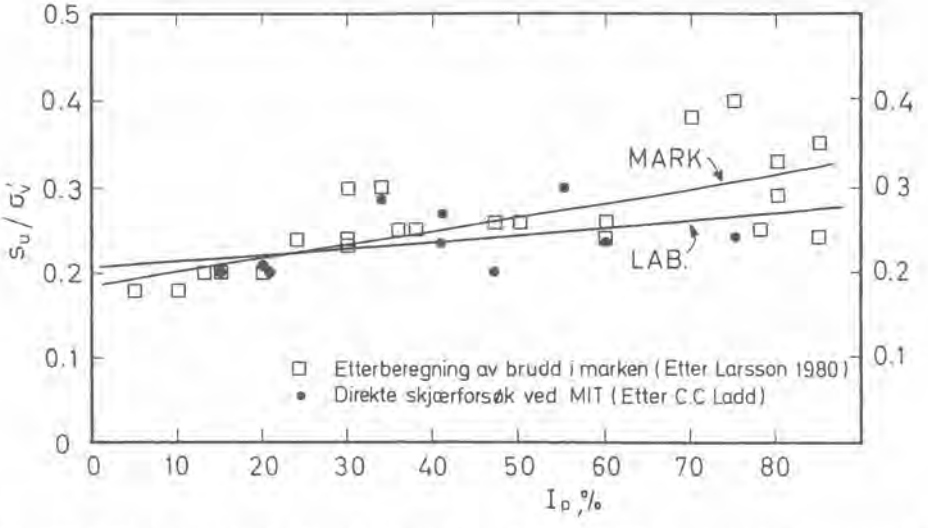


Fig. 35.3 Udrenert skjærfasthet dividert på vertikal konsolideringspenning for normalkonsoliderte leirer, som funksjon av plasisitetsindeks.

Ved å dra nytte av den skjærfasthetsøkning som skjer p.g.a. konsolideringen vil en kunne redusere kontrafyllingene. Økningen i udrenert skjærfasthet som følge av økte effektive vertikalspenninger kan bestemmes ut fra fig. 35.3.

Vertikaldrenering i forbindelse med pelearbeider

Ved peleramming oppstår det store poretrykk med midlertidig fasthetsnedsettelse i leiren og derav følgende stabilitetsproblemer. Nedsetting av vertikaldren vil påskynde rekonsolideringen, og i enkelte tilfeller har drenene blitt festet til pelene.

DRENSTYPER, LITT HISTORIKK

Vertikaldren ble første gang foreslått brukt i USA i 1925, og metoden ble patentert i 1926. De første dren ble installert i California i 1934. Det var sanddren med diameter 30 cm og innbyrdes avstand 3 m.

Papir-plastdren

Ved Statens Geotekniska Institut i Stockholm med Walter Kjellmann som leder, startet forskningen med utvikling av nye drenstyper allerede i 1937. De første dren ble laget av trefibermateriale og dette førte videre til pappdrenene med tverrsnitt 3 x 100 mm, fig. 35.4.

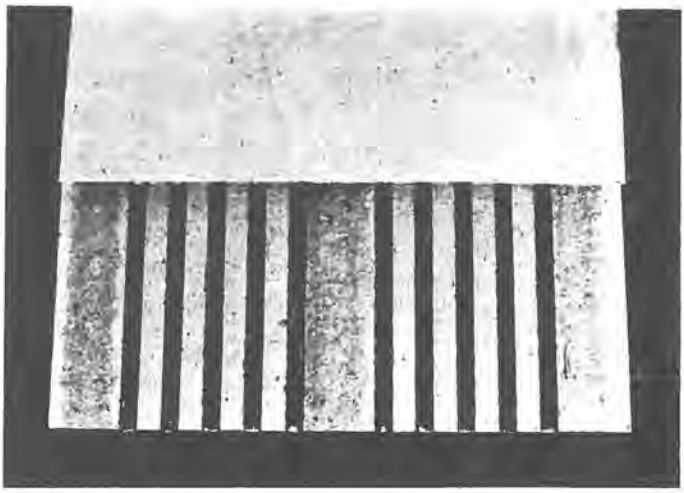


Fig. 35.4 Kjellmanns pappdren (1948).

Det ble også utviklet en maskin til nedsetting av drenene, den såkalte drenstikker, som kunne arbeide helautomatisk med forflytting og nedsetting, som en robot.

I Sverige har utviklingen av nye drenstyper fortsatt, og vi har fått de kjente Geodren og senere Alidren, fig. 35.5, begge med Oleg Wager som oppfinner. Tilsvarende drentyper er også utviklet,f. eks. i Holland og Japan, og det er idag et stort antall prefabrikerte dren på markedet. Vanlig dimensjon er 100 x 4 mm. Fig. 35.6 viser en maskin for nedsetting av denne type dren.

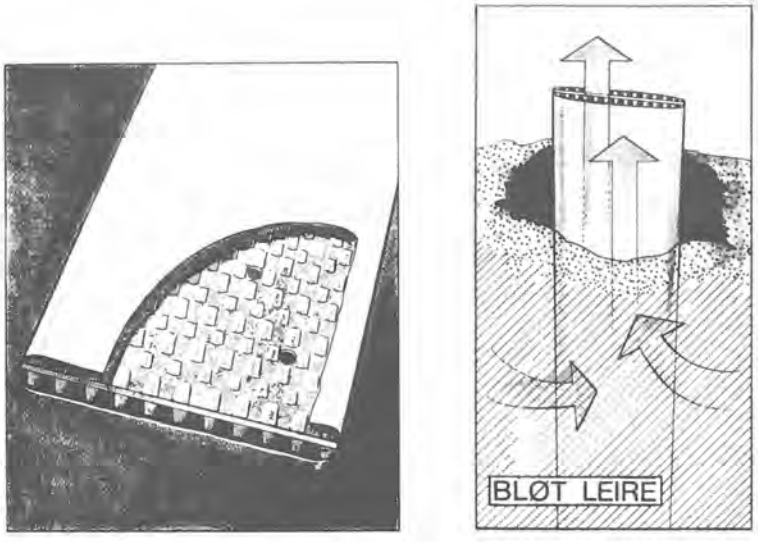


Fig. 35.5 Alidren med plastkjerne og omgivende filter.

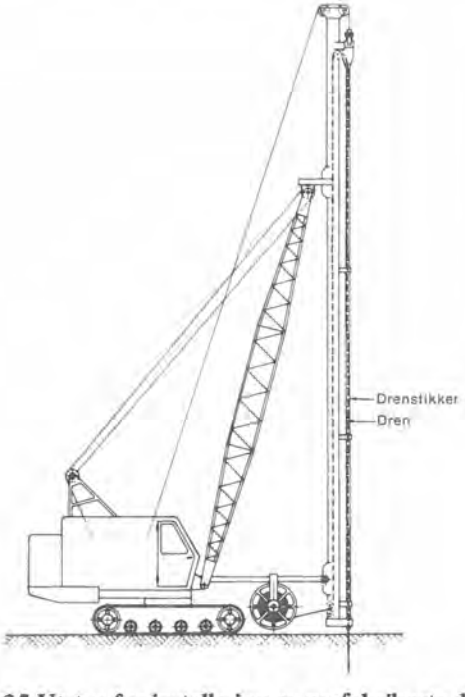


Fig. 35.Utstyr for installasjon av prefabrikerte dren.

Sanddren med massefortrengning

For denne type dren rammes et lukket rør ned i bakken, idet røret er forsynt med løs spiss for enden, eller en plate som henger i en kjetting og blir med opp igjen. Når røret er presset eller rammet ned til full dybde fylles en sand-vannblanding i røret fra en beholder, samtidig med at røret trekkes opp, fig. 35.7.

Fig. 35.7 Utstyr for installasjon av sanddren med massefortrengning.

Blandingen og hele operasjonen må avpasses slik at ikke sanden setter seg fast i røret under opptrekkingen. Det skal bli liggende en liten haug med sand over hullet etter opptrekking.

Sanddren uten massefortrengning

I 1950-årene ble det i Holland utviklet en metode for installasjon av sanddren uten massefortrengning. Utstyret består av en spylekrans som føres ned under rotasjon, fig. 35.8. Leirklumper skaves løs og spyles opp, slik at det etableres et vannfyllt hull. Spylingen fortsetter til det er rent vann i hullet, som deretter fylles med sand.

Fig. 35.8 Utstyr for spyling av hull for sanddren, etter hollandsk mønster (etter H. Hartmark).

TEORETISKE BEREGNINGER

For praktisk bruk er det tilstrekkelig å bruke en formel som opprinnelig er foreslått av Kjellmann i 1948.

$$t = \frac{D^2}{8 \cdot c_h} \cdot [\ln(D/d) - 3/4] \cdot \ln \frac{1}{1 - \bar{U}}$$

hvor

t = konsolideringstid
d = dren diameter
D = diameter for influenssone
c_h = konsolideringskoeffisient i horisontalretning
$\bar{U}$ = gjennomsnittlig grad av konsolidering.

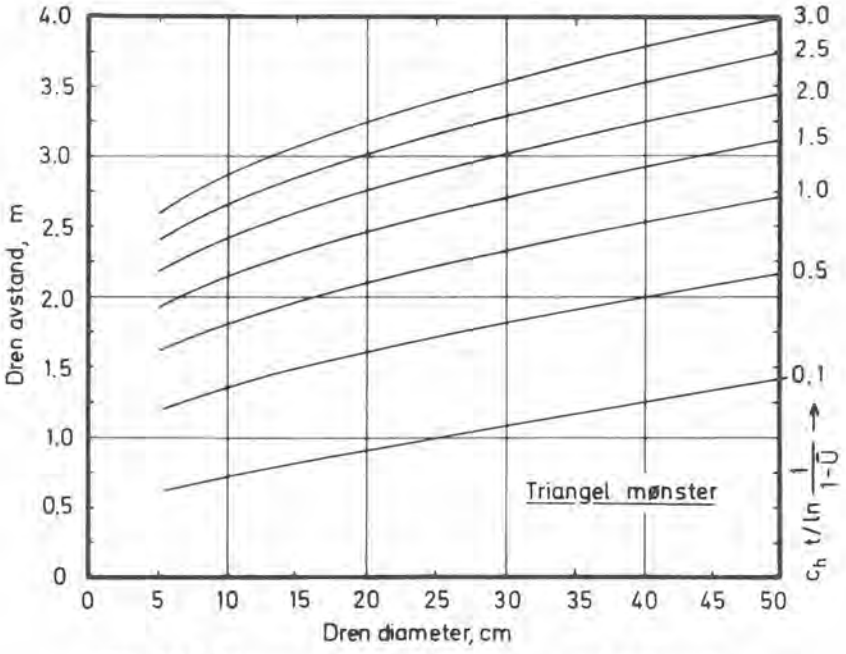


Fig. 35.9 Diagram for dimensjonering av vertikaldrenering.

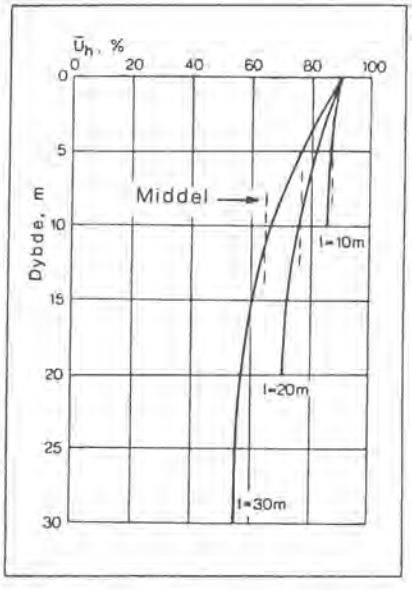


Fig. 35.10 Illustrasjon av graden av konsolidering ved varierende drensdybde, drenering bare oppover.

For å lette utregningen kan vi bruke et diagram som vist i fig. 35.9. Når vi kjenner leirens konsolideringskoeffisient, c_h, tiden som står til rådighet, og graden av konsolidering som ønskes oppnådd i denne tid, kan vi av diagrammet se hvilke kombinasjoner av effektiv drendiameter og drenavstand som skal til.

Den største usikkerheten ligger i bestemmelsen av c_h i marken. For homogene marine leire vil det ikke være så stor forskjell på c_v og c_h, men i leiravsetninger som inneholder silt eller sandlag kan c_h være et par 10 - potenser høyere enn c_v.

Et forhold som vi må være oppmerksom på er at c_v og c_h avtar med økende grad av konsolidering slik at konsolideringsforløpet går langsommere enn ifølge den teoretiske formel med konstant c_h. Det finnes regneprogrammer hvor dette forhold kan bygges inn.

En annen ting som vi også må ta hensyn til er strømningsmotstanden i selve drenet. Dette er spesielt viktig ved dype dren og når dreneringen kun skjer oppover. Konsolideringsgraden på et visst tidspunkt er da mindre i den dypere del enn i den grunne, fig. 35.10.

Et tredje forhold som er særdeles viktig er omrøringsgraden og tykkelsen av den omrørte sone som grenser inn mot drenet. Omrørt leire kan ha en permeabilitet som er betydelig lavere enn i uforstyrret tilstand.

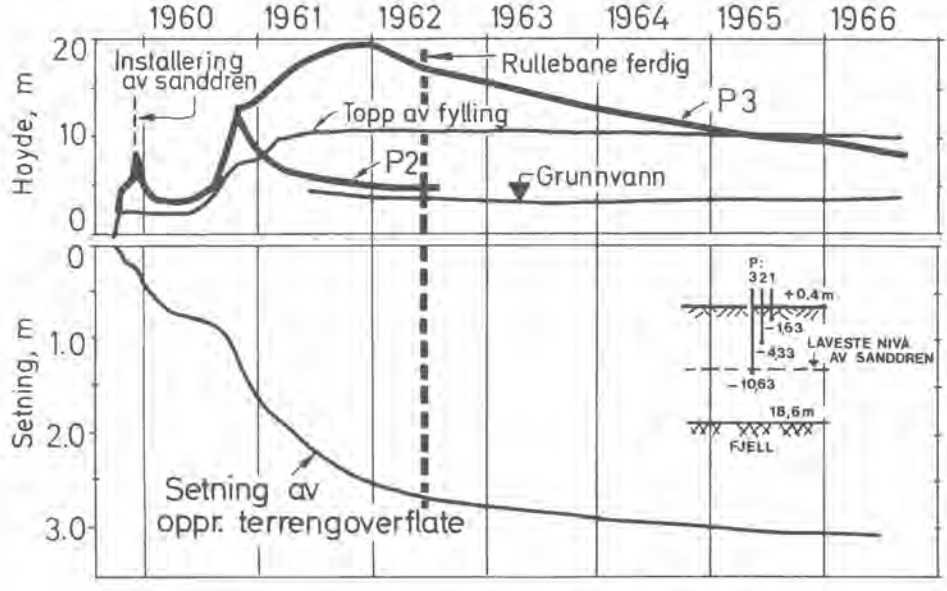


Fig. 35.11 Målte setninger og porevannstrykk, Fornebu flyplass, Ø–V rullebanen.

EKSEMPLER PÅ VERTIKALDRENERING UTFØRT HER I LANDET.

Norges Statsbaner brukte vertikaldren første gang i 1954 i forbindelse med utbedring etter et skred ved Vakås i Asker. Det ble her brukt sanddren uten massefortrengning, idet det ble spylt hull med 20 cm diameter etter hollandske mønster. Denne type dren (se fig. 35.8) har blitt benyttet av NSB ved flere anlegg, således på Nordlandsbanen ved Klungset på strekningen Mo – Bodø. Ved Lodalen ble det brukt vertikaldren i bunn av drensgrøfter for å stabilisere en skråning.

Den største dreneringsjobben utført av NSB var for jernbanefyllingen over Lierstranda, hvor det ble installert 2 000 stk. sanddren til 11 m dybde over en strekning på 750 m.

På Onsøy stasjon ble det utført vertikaldrenering under et pukklager. I forbindelse med et skred ble det foretatt oppgraving til 4 m dybde for å kontrollere om sanddrenene var intakt. Det var en meget skarp grense mellom uforstyrret leire og sanden i drenene.

NSB rapporterer at de har positive erfaringer med denne type dren.

Statens vegvesen utførte endel vertikaldreneringsjobber i 60 - årene, og et mindre arbeide med Geodren ved Sandesundbroen ved Sarpsborg for ca. 5 år siden. Det siste arbeide var vellykket.

Fra tidligere arbeider skal spesielt nevnes vertikaldreneringen ved Seutbroen ved Fredrikstad, hvor det ble brukt sanddren uten massefortrengning, d.v.s. med spyling. Formålet var her å oppnå en fasthetsøkning i leiren for å kunne redusere brolengden.

Kontroll med vingeboringer viste omtrent ingen fasthetsøkning og var således en skuffelse. Det skal imidlertid gjøres oppmerksom på at vingeboret bestemmer skjærfastheten vesentlig på vertikale flater, og det er ikke uvanlig at en for relativt smale fyllinger på tykke leirlag får liten fasthetsøkning på vertikale flater.

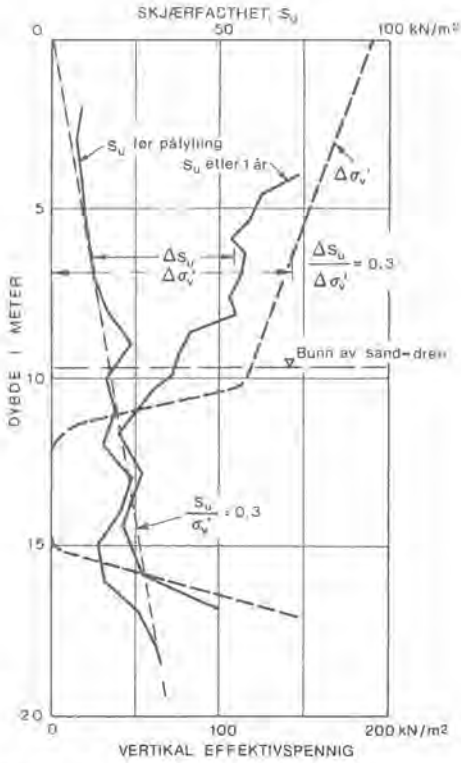


Fig. 35.12 Vingeborskjærfasthet før og ett år etter oppfylling, samholdt med økning i vertikaleffektivspenning, Fornebu flyplass.

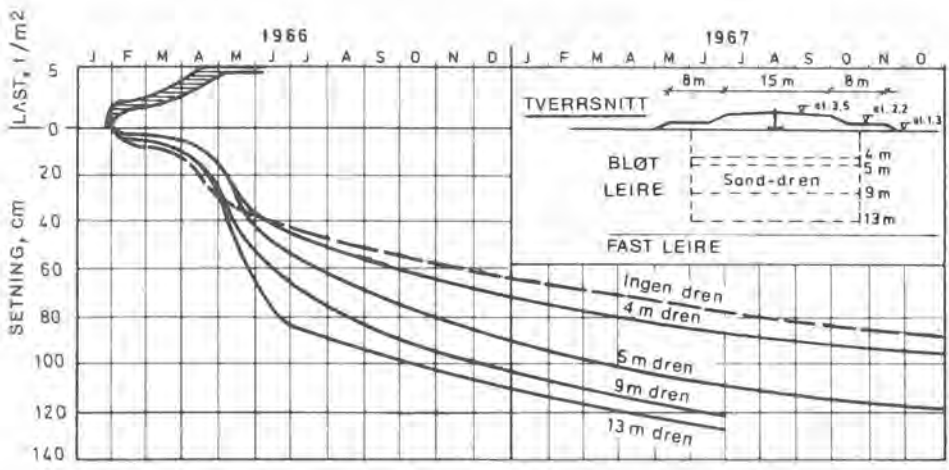


Fig. 35.13 Observerte setninger for prøvefylling på bløt Bangok - leire.

Sanddren med massefortrengning har blitt brukt av Østfold og Vestfold Vegkontor. Et arbeide ved Høvik, hvor denne type dren ble brukt, viste seg å gi en god del langtidssetninger. Fyllingshøyden var relativt lav, og det ble ikke benyttet forbelastning.

Svenske pappdren ble brukt tidlig i 50 - årene for jernverkskaien i Mo i Rana, hvor Kjellmann var geoteknisk konsulent.

Den største vertikaldreneringsjobben som er utført her i landet var for Ø–V–banen på Fornebu i begynnelsen av 60 - årene. Det ble her brukt sanddren med massefortrengning (se fig. 35.7), utvendig diameter 16 cm og innbyrdes avstand 1.5 m i triangelmønster. Drensdybden var 12.4 m under arbeidsplatået, og 14 000 dren ble installert på et areal 500 x 60 m. Fyllingshøyden var 8 - 10 m med sideskråninger 1 : 10. Det ble foretatt hydraulisk innspyling av sand mudret i Drammensfjorden og Larviksfjorden.

Det ble utført en omfattende instrumentering med måling av setninger og poretrykk i hele anleggstiden og en tid etter at rulle-banen var åpnet for trafikk, fig. 35.11. Videre ble det foretatt kontroll av økningen i skjærfasthet som følge av konsolidering, fig. 35.12.

Setningen i anleggstiden før banen ble åpnet for trafikk var maksimalt ca. 2.7 m, mens den uten dren beregningsmessig ville ha vært 0.8 m. Det var antatt at rullebanen over en 10 - års periode ville sette seg ytterligere 0.6 m hvilket vil kreve et par opprettinger av banen.

Fig. 35.12 viser vingeborskjærfasthet før oppfylling og et år etter, samt økningen i effektive vertikalspenninger basert på poretrykkmålinger. Opprinnelig vingeborskjærfasthet svarer til $s_u/p_o' = 0.3$ og økningen i vingestyrke i forhold til økningen i effektivspenninger viser samme forhold.

Foruten Fornebu - jobben med sanddren har NGI benyttet Geodren på et par mindre jobber. I forbindelse med en betongkulvert på Lierstranda viste drenene seg meget effektive til å stabilisere gyngende grunn.

På Rafnes ble Geodren brukt i kvikkleire. Det var her store problemer med å få drenene til å bli igjen i bakken, idet de ble trukket opp med drenstikkeren.

UTENLANDSKE ERFARINGER

I Sverige er vertikaldrenering benyttet i langt større omfang enn her i landet. Vegvesenet i Sverige har til en meget stor grad benyttet sanddren, men det er også utført en stor rekke arbeider med Geodren og Alidren.

At vertikaldren har stor interesse fremgår av det store antall artikler som publiseres om dette emnet.

I Geotechnique March 1981 var det således 4 spesialartikler om vertikaldrenering, og i proceedings til X ICSMFE 1981 i Stockholm er det 10 artikler om vertikaldrenering.

Av prosjekter som jeg personlig har vært engasjert i kan nevnes følgende:

Thailand

Ved prosjekteringen av hovedveien sydover fra Bangkok i 1966 stod Kampsax overfor det problem å skulle bygge en vei over 60 km med meget bløt, høyplastisk leire, og med ca. 30 broer og seilbare kulverter. Hovedproblemet var setningsdifferanser mellom bro og fylling. For å undersøke om setningene kunne fremskyndes ved vertikaldrenering ble det laget en prøvefylling med resultat som vist i fig. 35.13.

Prøvefyllingen hadde lengde 300 m, og det ble anvendt sanddren med massefortrengning, diameter 20 cm og avstand 2.0 m i triangelmønster, og drensdybden ble variert fra 4 til 13 m.

Som det fremgår av fig. 35.13 var setningshastigheten ett år etter at fylling var lagt opp omtrent den samme for drenert og ikke-drenert område, og av størrelse ca. 30 cm pr. år. Forsøket falt således negativt ut.

Tilsvarende erfaring gjorde Norconsult ved en prøvefylling for Manila North Expressway, fig. 35.14.

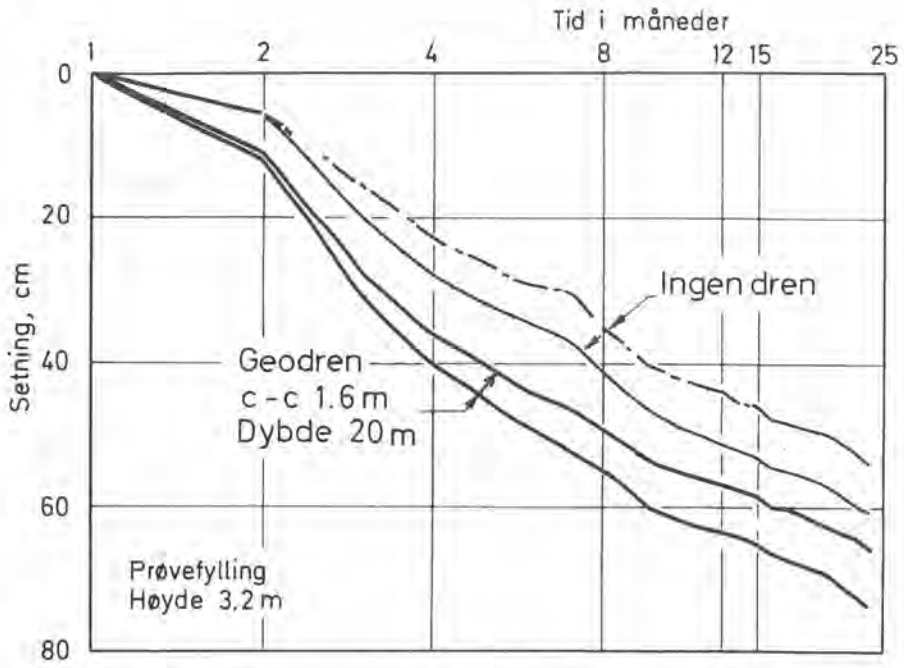


Fig. 35.14 Prøvefylling for Manila North Expressway.

Singapore

Ved den nye flyplassen i Singapore som ble åpnet for trafikk ifjor, har vertikaldrenering blitt anvendt i stort omfang. For rullebanen som ligger på innvunnet grunn ute i sjøen, har vertikaldreneringen virket tilfredsstillende. Vertikaldrenering kombinert med forbelastning, 8 - 10 m fylling, ble også benyttet for et større hangarbygg, men effekten var her vanskelig å kontrollere, idet instrumentering bare var utført i det drenerte området.

Canada

For et større prosjekt i Canada med dambygging på bløt, marin leire tar en sikte på å fordoble leirens skjærfasthet ved konsolidering i anleggstiden. Dette krever da vertikaldrenering og bygging over et par sesonger.

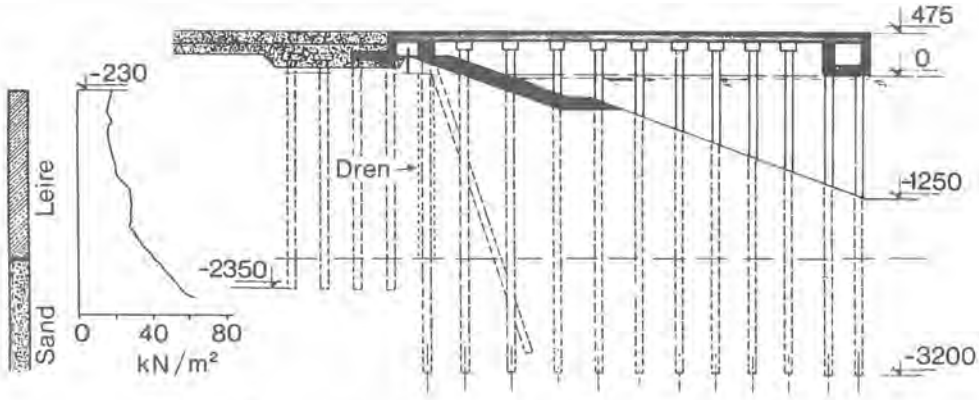


Fig. 35.15 Skråningsstabilisering med dren, Bandar Shahpour havn.

Iran

Som et eksempel på vertikaldrenering i forbindelse med pelearbeider, kan nevnes et prosjekt i Bandar Shahpour ved den Persiske Gulf. Det ble her rammet betongrørpeler med utvendig diameter 60 cm for et kaiprosjekt som vist i fig. 35.15. Det oppstod store poreovertrykk i forbindelse med pelerammingen, og problemet var at pelene ble forskjøvet utover på grunn av manglende stabilitet av skråningen. For å bedre på dette ble det festet dren utvendig på pelene for de indre pelerekker ned til den dybde hvor det var bløt leire. Det var på forhånd boret hull i pelene ved enden av drenene, og pelene ble tømt for masse og vannet pumpet ut med jevne mellomrom. Dette viste seg å ha en bra stabiliserende virkning.

KONKLUSJON

Vertikaldrenering kan være et nyttig hjelpemiddel i geoteknikken. Det kan brukes både til å redusere langtidssetninger og til å oppnå økt stabilitet i anleggstiden. Hvorvidt vertikaldrenering er den riktige løsning vil avhenge av flere forhold. Som regel vil det være en av flere mulige alternativer som bør undersøkes.

Hvis det ikke foreligger tilstrekkelige erfaringer både med hensyn til grunnforhold og drenstyper, vil det for store prosjekter være aktuelt med en prøvefylling.

Sanddren installert med spyling og uten massefortrengning kan ha betydelige fordeler fremfor dren installert med massefortrengning og omrøring av leiren rundt drenene. Dette gjelder spesielt i lagdelte jordarter hvor permeabiliteten er vesentlig større i horisontalretningen enn i vertikalretningen.

En forutsetning for at vertikaldrenering skal gi et godt resultat er at tilleggslasten i vesentlig grad overstiger forbelastningen, $p_o' + \Delta_p >> p_c'$.

Organiske jordarter og høyplastisk leire med store sekundærsetninger vil som regel være mindre godt egnet for vertikaldrenering enn de magre leirtyper.

LITTERATURLISTE

Akagi, T. (1977)
Effect of displacement type sand drains on strength and compressibility of soft clays. Toyo University, Saitama, Japan. Department of Civil Engineering. 403s.

Barron, R.A. (1947)
Consolidation of fine-grained soils by drain wells.
American Society of Civil Engineers. Proceedings, b. 73, no. 6, s. 811 - 835.
Også publ. med diskusjon i: ASCE. Transactions, b. 113, 1948, s. 718 - 754.

Casagrande, L. og S. Poulos (1969)
On the effectiveness of sand drains.
Canadian Geotechnical Journal, b. 6, nr. 3, s. 287 - 326.

Choa, V., A. Vijiratnam, G.P. Karunaratne, S.D. Ramaswamy og S.L. Lee (1979)
Consolidation of Cangi marine clay of Singapore using flexible drains.
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7. Brighton, England 1979. Proceedings, b. 3. s. 29 - 36.

Eide, O. (1963)
Effects of vertical sand drains at Fornebu airfield, Oslo, Discussion.
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
Wiesbaden 1963. Proceedings, b. 2, s. 95 - 97.

Hansbo, S. (1960)
Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains; a study made in connection with full-scale investigations at Skå-Edeby. Thesis.
Statens geotekniska institut, Stockholm. Proceedings, 18. 160 s.

Hansbo, S. (1979)
Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains.
Ground Engineering, b. 12, nr. 5, s. 16 - 18, 21 - 25.

Hansbo, S. (1981)
Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10.
Stockholm 1981. Proceedings, b. 3, s. 677 - 682.

Hansbo, S. , M. Jamiolkowski og L. Kok (1981)
Consolidation by vertical drains.
Geotechnique, b. 31, nr. 1, s. 45 - 66.

Hartmark, H. (1959)
Arbeidsmetode for dypdrenering.
NSB Tekniske meddelser, b. 7, nr. 1, s. 22 - 24.

Hartmark, H. (1965)
Dypdrenering av løs leire.
NSB Tekniske meddelser, b. 13, nr. 1, s. 28 - 32.

Holtz, R.D. og B. Broms (1972)
Long-term loading tests at Skå-Edeby, Sweden.
American Society of Civil Engineers. Speciality Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures.
Purdue Univ., Lafayette, Ind. 1972. Proceedings, b. 1, pt. 1, s. 435 - 464.

Kjellman, W. (1948)
Accelerating consolidation of fine-grained soils by means of card-board wicks.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2.
Rotterdam 1948. Proceedings, b. s. 302 - 305.

Kjellman, W. (1948)
Snabbsättning i lermark genom djupdränering och temporär överbelastning.
Teknisk tidskrift, nr. 13.

Ladd, C.C., J.J. Rixner og D.G. Gifford (1972)
Performance of embankments with sand drains on sensitive clay.
American Society of Civil Engineers. Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Purdue Univ., Lafayette, Ind. 1972.
Proceedings, b. 1, pt. 1, s. 211 - 242.

Norges geotekniske institutt (1964)
Høy fylling på tyve meter leire på Fornebu flyplass.
NGI. Publikasjon, 60, s. 7 - 12.

Rolfsen, E. N. og N. e. Simons (1971)
Measurements of soil conditions, deformations and porewater pressures under a runway embankment overlying soft clay, with vertical sand drains, at Fornebu Airport, Oslo. Norges geotekniske institutt, Technical report, 10. 110 s.

Simons, N. E. (1961)
Sanddren ved den nye rullebane for Fornebu flyplass.
Norges geotekniske institutt. Publikasjon, 40, s. 25 - 27.

Skaven-Haug, S. (1956)
Sanddren og fasthetsøkning i leire.
NSB Tekniske meddelser, b. 4, nr. 2, s. 25 - 28.

TETNINGSSLISS VED STRANDFOSSEN KRAFTVERK

Cut-off wall at Strandfossen Power Station

Overingeniør Egil Nordahl Rolfsen og Sivilingeniør Jon Heimstad, A/S Geoteam

SAMMENDRAG

Ved Strandfossen er det en meget permeabel avsetting på 8 – 10 meter tykkelse over fjell.

Som en del av damkonstruksjonen ble det her utført tettingsarbeider ved hjelp av en slissegrøft som ble tilbakefylt med tettingsmorene. Arbeidene ble utført med vanlig anleggsmaskineri.

SUMMARY

At Strandfossen a deposit of extremely high permeability and with a thickness of 8 – 10 metres covers the valley floor.

The 500 m long and 2 – 3 m high dam across the river was designed as a concrete structure cast directly on the river bed and combined with a cut off slurry trench back-filled with moraine.

Innledning

Strandfossen kraftverk er et elvekraftverk bygget i meget permeable masser.

Gjennomføringen av kraftverkprosjektet medførte at man måtte bygge en terskeldam med en lengde på 500 meter tvers over Glomma for å få vannmengdene inn i tilløpskanalen.

Denne tilløpskanalen er 1,5 km lang og har et tverrsnitt på 300 m^2.

Kraftstasjonen har en fallhøyde på 12 meter og en kapasitet på 25 MW.

Damanlegget er dimensjonert for å kunne ta en flom på 3500 m^3/sek.

Dammen ble konstruert for å unngå lekkasjer og understrømming og sikre stabilitet mot hydraulisk brudd.

Geologi

For å få en oversikt over løsmassenes egenskaper kan vi ta utgangspunkt i dannelsesmåten og de kvartærgeologiske forhold på stedet.

Det åpne landskap er formet ved at isen først høvlet det ned. Da isen smeltet etterlot den en meget fast morene over fjell.

Fig. 36.1 Oversiktsbilde

Isen trakk seg tilbake oppover dalen, og i forbindelse med den enorme avsmeltning som fant sted i boreal tid oppstod store breelver som avsatte stein, sand og grus i dalbunnen og som har dannet den øvre del av det langstrakte delta som strekker seg nedover mot Braskereidfoss – Kongsvinger trakten.

Forundersøkelser

Løsmassemektigheten ble undersøkt med seismiske målinger for å finne det gunstigste damsted.

Videre ble det utført prøvegravinger og boringer.

Grunnen bestod av stein med grus i mellomrommene mellom steinene. Grusens korngradering fremgår av fig. 36.2. Denne avsetningen er meget permeabel og avsetningen må anses som fritt drenerende. Permeabilitetskoeffisient kan anslås til 50 cm/sek eller mer. Det er sannsynlig at den vertikale permeabilitet er mindre enn den horisontale.

Med disse masser var det nødvendig å etablere et tetningsmembran foran dammen for å unngå understrømming og kanaldannelse.

Fortrinnsvis burde membrantetningen føres ned til fjell eller tett morene.

Fig. 36.2 Masser fra prøvegravingen

Tetningsvegg

Flere tetningsmetoder ble vurdert. Et alternativ var masseutskiftning og spuntning, et annet var injisering. Over en strekning på 500 meter i løsmasser av denne sammensetning ble injisering ansett som uoversiktlig så vel teknisk som økonomisk.
Det høye innhold av blokk forhindret spuntning. Dessuten er det tvilsomt om en spuntvegg ville ha en tilstrekkelig tetningseffekt.

Det ble derfor fremsatt forslag om å etablere en slissegrøft med vanlig anleggsmaskineri og å etablere en tetningsvegg med morenemateriale som fantes på stedet.

Morenen ble påvist i dalsidene over MG hvor den ikke var dekket av grusavsetningen. Grusen danner et filter mot morenen slik at denne holdes på plass.

Morenen har en permeabilitet på 10^{-5} cm/sek. Iblandet bentonitt er permeabiliteten vesentlig lavere.

Slissegrøften ble gravet ned til en dybde på 8 – 10 meter med en kraftig gravemaskin med forlenget stikke.

Prinsippet med slissegrøft som tetningsskjerm i løsmasser er velkjent, men lite anvendt her i landet. Det går ut på at man graver en sliss til ønsket dybde som stabiliseres med bentonitt slurry som støttevæske.

Prinsippet for stabilitet av slissegrøftens sider går ut på at man holder et overtrykk på

15 til 20 kPa i grøften i forhold til vanntrykket utenfor grøften slik figuren viser. Man oppnår dette ved at væskenivået i grøften ligger 1,5 – 2 meter over grunnvannstanden i avsetningen. Man må derfor til enhver tid under arbeidets gang kontrollere grunnvannstandens beliggenhet.

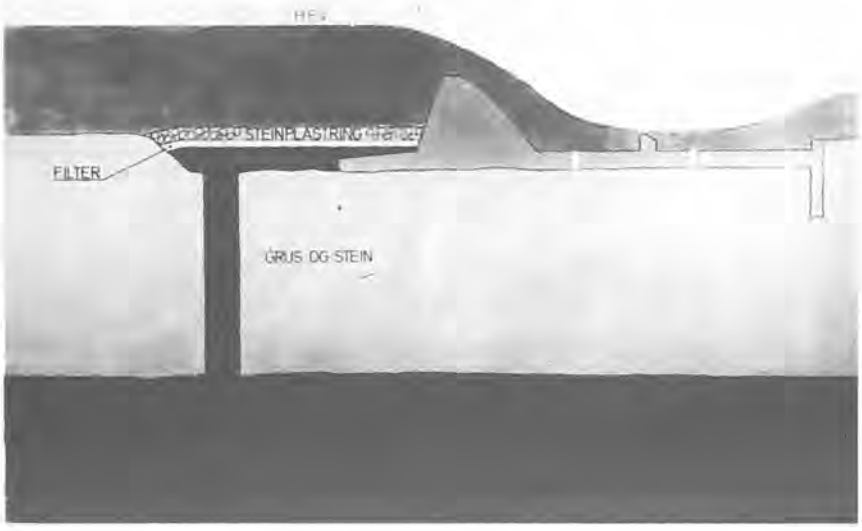


Fig. 36.3 Prinsipptegning av tetning med slissegrøft

En støttevæske av betonitt er tixotrop og har en slik konsistens og partikkelstørrelse at den ikke strømmer inn i avsetningene omkring. I tillegg vil suspensjonen under grave- og fyllingsprosessen bli tilført siltpartikler som vil gi den økte romvekt og forbedre kornsammensetningen. Romvekten bør holdes omkring 1,1 t/m^3.

Stabiliteten mot innrasning beregnes etter vanlige stabilitetsprinsipper. Morgenstern har utredet en enkel beregningsmetode som vi benyttet for kontroll av den totale stabilitet.

Ved at sand- og grusfasen er stabilisert og holdes på plass ved overtrykket i støttevæsken, vil også større stein og blokk holdes på plass og ikke gli ut.

Grøften lot seg grave med loddrette sider og uten fare for at stein eller blokk raste ned og dannet et drenerende steinlag i bunnen av grøften.

Det aktuelle arbeidet ble utført innenfor fangdammen, og her lå grunnvannstanden i terreng – eller i avplanert elvebunn bak fangdammen. Det ble her fylt opp en arbeidsplattform av morene på 1,5 meter, og herfra ble grøften gravet.

Grøftebredden varierte mellom 2,5 og 3,0 meter. Bentonittinnholdet i støttevæsken var 4 - 6 vektprosent, og den praktiske romvekt under graving var 1,1 – 1,4 t/m^3. Forbruket av støttevæsken var 200 – 300 l/m^3 oppgravet masse.

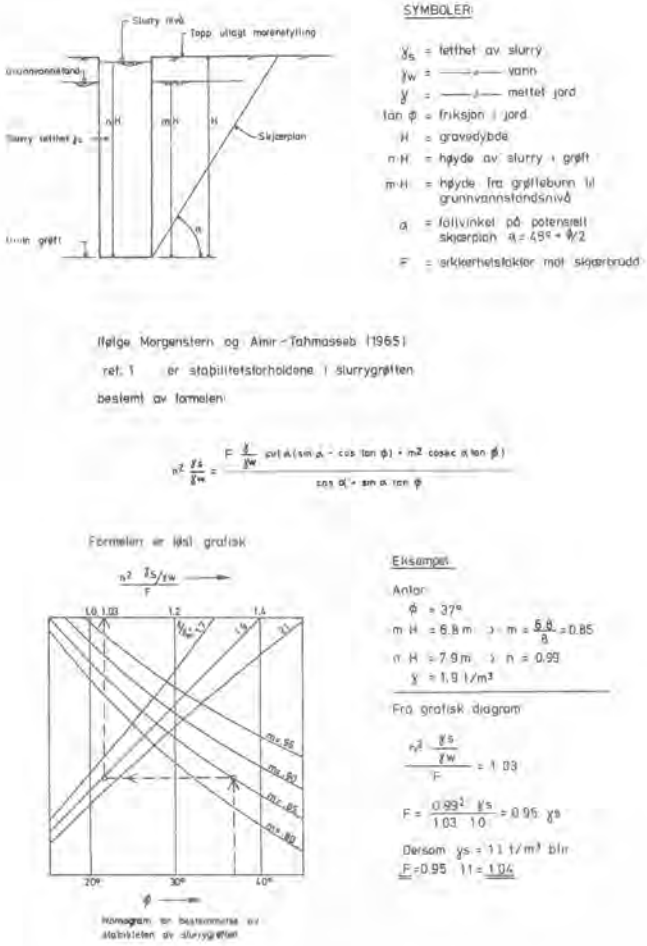


Fig. 36.4 Stabilitet av slissegrøft.

Grøften ble tilbakefylt med morene etter hvert som gravefronten skred frem. Avstanden mellom gravestuff og fyllingsfront var ca. 20 meter.

Morene ble lagt ut på fyllingsfronten med overhøyde og skjøvet ned i grøften med en dozer og skled derved ned ved en dyperegående glidning i massene slik at separasjon av finstoff ble unngått.

Grøften ble bygget i 2 sesonger, og fremdriften var 80 meter i uken ved full drift.

Kontrollarbeider

Utførelsen ble fulgt opp og dokumentert.

Som en etterkontroll ble det plassert plater i grøften for kontroll av setningene. Disse

var unnagjort i løpet av noen uker og ble målt til å være $<$ 2 cm over 8 – 10 m grøftedybde.

Videre ble det foretatt enkle sonderboringer på forskjellige tidspunkt som viste at fastheten i tilbakefylte masser tiltok raskt.

Fig. 36.5 Graving av slissegrøft med bentonitt slurry.

Tetningsteppe

For etablering av oppstrøms tetning mellom overløpsdammen og slissegrøften ble det lagt ut et tetningsteppe av morene. Dette ble dekket av et filter og en erosjonshud.

Overløpsdammen ble støpt direkte på de permeable grusmassene. Nedstrømsplate ble perforert for evakuering av eventuelt overtrykk.

Byggherren var Hamar, Vang og Furnes Kraftselskap. Bygningsteknisk konsulert var Norsk Vandbygningskontor A/S, og entreprenør var Ingeniør F. Selmer A/S.

Fig. 36.6 Graving av slissegrøft uten bentonitt slurry.

Referanser

1. **Morgenstern, N, R and AMIR – TAHMASSEB, 1. (1965)**
   The stability of a slurry trench in cohesionless soils.
   Geotechnique, 15, No 4, 387 pp

2. **Duguid, D.R. Forbes, D.J. Gordon, J.L. Simmons, O.K. (1971)**
   The slurry Trench Cut-off for the Duncan Dam
   Canadian Geotechnical Journal, 8, 94 (1971)

3. **Gadsby, J. W. Bares, F.A. (1968)**
   Canadian Geotechnical Journal
   Vol. 5 No. 3, 127

VANN I JORD – ANVENDELSE AV LØSMASSEKART

Water in soils – Use of Soil Maps

Sivilingeniør Geir Goffeng, NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

SAMMENDRAG

Artikkelen presenterer en løsmassekarttype med kornfordeling og løsmassemektighet som hovedparametre.

Løsmassene er inndelt i tre hovedgrupper – impermeable, kapillære og permeable, hvor permeabilitet er bestemt fra løsmassens kornfordeling.

Løsmassekartene gir bare et direkte bilde av potensielle vannhusholdningssituasjoner. Beliggenhet av grunnvannspeil, strømningsmønstre og situasjonsbestemte eller variable vannparametre kan ikke tas direkte fra kartene. Ved å systematisere kartinformasjoner om løsmasser, topografi m. m. kan de vannspesifikke størrelser estimeres.

SUMMARY

A system developed for classifying and mapping superficial deposits/soils for general multipurpose uses, is introduced.Grain size distribution, thickness of soil layers and other informations are correlated to parametres of water in soils, such as permeability. It is possible to use the present soil maps in description of potential variation of soil-water conditions.

Innledning

Kunnskaper om grunnforhold er en forutsetning for å utnytte arealressurser på en riktig måte. Vann i jord står her sentralt. Det er nøye sammenheng mellom fordeling av og egenskaper ved løsmasser og potentielle forekomster og opptreden av vann i jord. Her vil en se nærmere på denne sammenheng ut fra en løsmassekarttype hvor kornfordeling og løsmassemektighet er hovedparametre. Kartet gir også informasjon om organisk materiale, men i denne oppgaven begrenser en seg til mineraljordmateriale.

Den aktuelle løsmassekarttypen er utviklet ved Jordregisterrinstituttet. Arbeidet er videreført ved Fylkeskartkontoret i Vestfold og NOTEBY A/S.

En oversikt over viktige hydrologiske soner i jord er gitt i fig. 37.1.

Vann tilføres jord gjennom infiltrasjon. Klima og markslagsforhold bestemmer hvilke vannmengder som når ned til jordoverflaten. Tilgjengelig vann for infiltrasjon varierer meget med tiden.

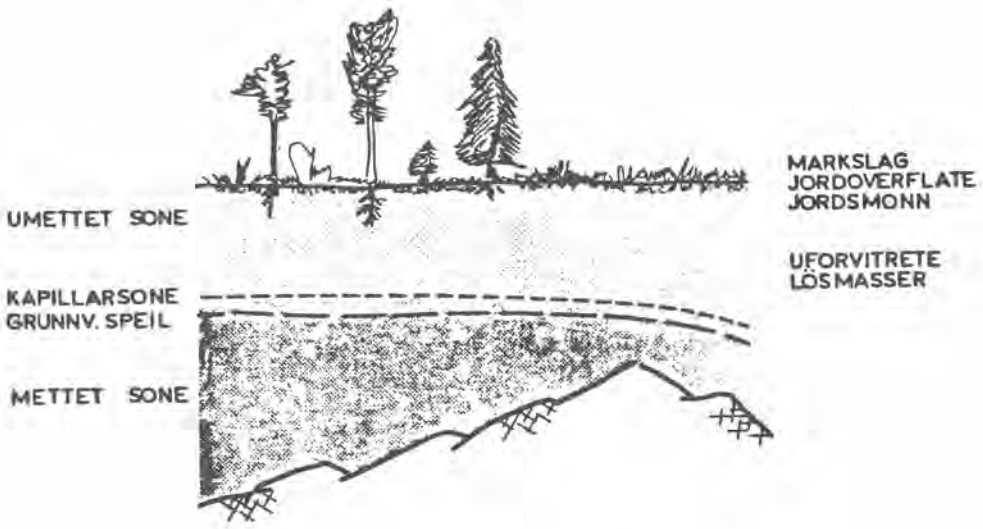


Fig. 37.1 Hydrologiske soner i et jordprofil

Den vannmengden som maksimalt kan sige ned i jorda i løpet av en begrenset tid, benevnes med infiltrasjonskapasitet. Både faste og variable forhold er bestemmende for denne størrelsen.

I den øverste naturlige jordsonen, jordsmonnet eller rotsonen, er det gjerne stor biologisk aktivitet. Planterøtter kan suge opp betydelige vannmengder. Vannkvaliteten kan endres gjennom utvasking, omsetting og binding.

Under jordsmonnet følger uforvitret undergrunnsjord. Eksempelvis er dette et langt mere passivt rensemedium enn jordsmonnet. Fortynning er en dominerende prosess for forurenset vann.

Et jordprofil kan inndeles i en umettet og en mettet jordsone. Grensen utgjøres av grunnvannspeilet. Umiddelbart over grunnvannspeilet har en en sone som er kapillært mettet.

Innhold og binding av vann i den umettete sonen og strømningsmønster i de forskjellige hydrologiske jordsonene kan varierer meget med tiden. Variasjonene ligger imidlertid innenfor bestemte grenseverdier som er spesifikke for selve jordartstypen. Vannbindingskarakteristikker i form av pF-kurver gir en omfattende beskrivelse av muligheter for transport og magasinering av vann i jord. Permeabilitet og porøsitet er delparametre i denne sammenheng.

Et grunnvannsmagasin kan være åpent eller lukket. Artesisk grunnvann kan forekomme. Ved punktering av slike lag i lukkede magasiner vil grunnvannet vise et trykknivå over jordoverflaten.

Under bestemte lagrekkefølger kan hengende grunnvann forekomme. Et tett bunnlag vil da begrense grunnvannsmagasinet mot åpne umettete underliggende løsmasselag.

Parametre på løsmassekart

Vann i jord eller løsmasser kan beskrives enten direkte med størrelser for vannets egenskaper eller indirekte etter forhold ved det mediet, løsmassene, som vannet opptrer i. En observasjonsserie over vannforhold i jord i et antall målepunkter etter den første metoden gir bare episodesituasjoner. Slike målinger må gjentaes en rekke ganger før en kan danne seg et mer fullstendig og generelt bilde av variasjonsmønsteret. Den andre metoden vil kunne gi kriterier for grenseverdier for vannets opptreden i jord. Her er det i prinsippet snakk om engangsmålinger av faste størrelser. De aktuelle variasjoner kan imidlertid ligge godt innenfor disse grenseverdier. Begge målemetodene er nødvendig for å danne seg et mest mulig fullstendig bilde av vannhusholdningen i jord. Tolking av jordvannsforhold etter løsmasseparametre er imidlertid interessant fordi metoden er relativt rask, og den kan gi et tredimensjonalt bilde av vannets opptreden i jord. Det er viktig at løsmassene i denne sammenheng beskrives etter stabile og objektivt målbare parametre, slik at kartmaterialet får en varig verdi. Metoden har imidlertid en del begrensninger, og målingene vil være beheftet med forskjellige feil.

Løsmassene klassifiseres etter kornfordeling, mektighet på enkeltlag og total løsmassemektighet. Kornfordeling angis med aritmetrisk middelkornstørrelse og sortering. Sortering bestemmes som logaritmen til forholdet mellom kornstørrelse ved 60 % og 10 % passasjen i en kornfordeling. Definisjon av grensekurven mellom klassene baserer seg på normalfordelte kornfordelingskurver. (Goffeng 1981)

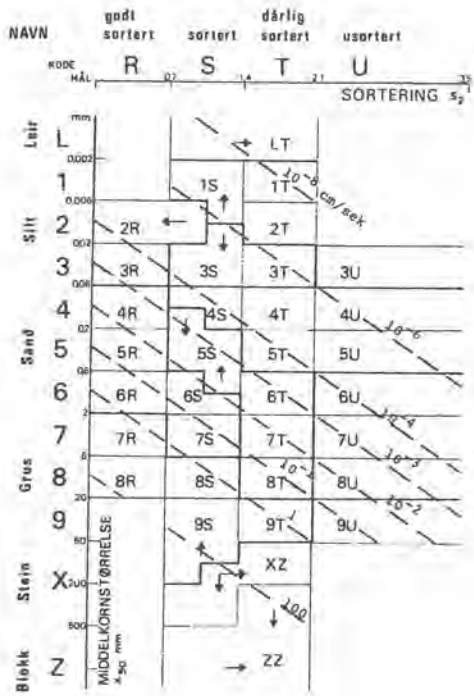


Fig. 37.2 Kornfordelingsklasser og permeabilitet (cm/sek) etter Hazens empiriske formel

Permeabilitet

Kornstørrelse ved 10 % – passasjen (x_{10}) på en kornfordelingskurve er inngang i Hazens empiriske formel for permeabilitet : $k = c \cdot x^2{}_{10}$. Denne kornstørrelsen er også entydig definert for en hvilken som helst kornfordeling i det aktuelle klassifikasjonssystem for løsmasser. Sorteringsparameteren, $s = \log (x_{60}/x_{10})$, er valgt blandt annet med tanke på denne sammenheng.

Et hvilket som helst punkt i diagrammet for kornfordelingsklasser etc. er en entydig normalfordelt kornfordelingskurve. Kornstørrelse ved bestemte prosentpassasjer på en kornfordeling avleses fra rette linjer av forskjellige retninger og med utgangspunkt i den ønskete kornstørrelse på middelkornstørrelsesaksen i diagrammet, fig. 37.2. I diagrammet har en lagt inn kornstørrelser for 10 % passasjene ved middelkornstørrelser lik potenser av 10.

Disse linjene representerer også isopleter for gitte permeabiliteter under de gitte forutsetningene. På denne måten er de aktuelle kornfordelingsklasser samtidig definert med hensyn på permeabilitet.

Fremstillingen er imidlertid en forenkling av virkeligheten. Forutsetningen om normale eller normaltliknede fordelte kornfordelinger stemmer ganske bra i en rekke tilfeller. Finstoffrike, spesielt med hensyn på leirinnhold, og svært grovkornete løsmassetyper, viser derimot ofte skjeve og bimodale kornfordelinger. (Corner 1978). I slike tilfeller kan x_{10} være et dårligere kriterium på permeabilitet.

Jordarter med samme kornfordeling kan opptre med forskjellig struktur og pakning. Dette influerer tildels sterkt på vannhusholdningsforholdene. De største variasjoner av særlig betydning for permeabilitet kan opptre i dårlig til usortert finstoffrike løsmassetyper. Variasjonsbreddene for permeabilitet varierer derfor innenfor diagrammet.

Kornformen er en annen karakteriastikk av løsmasser som heller ikke er med i det forenklede klassifikasjonssystemet. Selv om kornformen varierer beskjedent innenfor en del kornfraksjoner (korrelasjon med kornstørrelse), er dette også en størrelse som kan være av vesentlig betydning for jordas evne til å transportere og magasinere vann.

I tillegg kommer feilkilder i forbindelse med selve registreringene. Her nevner en bare kort at presisjonen er dårligere ved bestemmelse av usorterte løsmassetyper enn ved sorterte løsmassetyper. Dette forsterker feilmulighetene for løsmasseklasser med store variasjonsmuligheter for permeabilitet.

Magasinvolumer

I prinsippet gir løsmassekartene et tredimensjonalt bilde av løsmassefordelingene. De enkelte registrerbare løsmasselag skal angis med type og mektighet. Summen av mektigheter for enkeltlag skal gi total løsmassemektighet over fjell. Det sier seg selv at problemene med, og feilene ved å klassifisere løsmasselagene nøyaktig, øker med dybde fra overflaten. Dette er det tatt hensyn til i instruksene for stratigrafiangivelse, slik at de øverste lag angis med størst detaljeringsgrad. Forskjeller i relative størrelser av feil av registreringene på ulike dyp blir derfor ikke så store.

pF-kurver gir en meget omfattende beskrivelse av vannforhold i jord. Slike karakteristikker er nøye korrelert med kornfordeling. (Andersson 1972). Den forenklede løsmassebeskrivelsen på kartene innebærer imidlertid store variasjoner i bindingskarakteristikker innenfor den enkelte kornfordelingsklasse.

Løsmassekartene gir bare et direkte bilde av potensielle vannhusholdningsituasjoner.

Mektighet av umettet sone eller dybde til grunnvannsspeil, strømningsmønster i grunnvannet og andre mer eller mindre situasjonsbestemte eller variable vannparametre kan en ikke objektivt måle fra aktuelle kartverk. Terrengbeliggenhet og mektighet av løsmassene, geomorfologi m.m. gir imidlertid indikasjoner på variasjonsmønstre av flere av disse forhold. For fullt å utnytte det aktuelle kartverket med hensyn til slike forhold forutsettes det omfattende hydrogeologiske bakgrunnskunnskaper. Det er imidlertid mulig å systematisere kartinformasjoner om løsmasser, topografi m.m. slik at de vannspesifikke størrelser kan estimeres. Slike beregninger vil være basert på et meget omfattende modellverk.

Arealoversikt over jordvannsituasjon

Det aktuelle løsmassekartverk er bygd opp i tre inntrykksnivåer:

1. Førsteinntrykk – oversikt
2. Detaljoversikter
3. Detaljstudier

Løsmassene er inndelt i tre hovedgrupper:

- Tette (impermeable) løsmasser. De er angitt med blånyanser.
- Vannaktive (kapillære) løsmasser. De er angitt med fiolette nyanser.
- Åpne (permeable) løsmasser. De er angitt med gule nyanser.

Disse hovedinntrykkene slår en i øynene ved et raskt blikk på et løsmassekart.

Videre antyder beslektede farger nærstående løsmasseegenskaper såvel som nærstående vannhusholdningskarakteristikker. De enkelte farger gir en mellomgruppering med totalt 10 klasser. Dessuten er fargeløst uttrykk for manglende løsmassedekning eller fjell i og nær dagen. Dette er områder som normalt er meget tørkesvake. I så henseende er de ofte sammenliknbare med arealer med permeable løsmasser.

De enkelte kartfigurer er enhetlige områder etter den mest detaljerte inndeling av løsmassetyper, lagfølger og mektigheter. I alt opereres det med 34 løsmassetyper (mineraljord). Bare et begrenset antall av disse klassene vil normalt forekomme innenfor et og samme kartblad.

Referanser

Andersson, S. och P. Wiklert.
Markfysikalska undersökningar i odlad jord. XXIII. Om de vattenhållande egenskaperna hos svenska jordarter. Grundförbättring Nr. 2 – 3. 1972.

Corner, G.D.
Grain-size distribution of sediments in Storfjord area, Troms, North Norway. Univ. of Tromsø. (Manus) 1978.

Goffeng, G.
Løsmassekart. Parametre og klassifisering. Jordregisterinstituttet/NOTEBY A/S. 1981.