REDAKSJON:
EINAR BROCH, ANDERS M. HELTZEN, ODD JOHANNESSEN

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK 1974

TAPIR

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1974
BERGMEKANIKK 1974

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1974

Foredrag fra Fjellsprengningskonferansen i Oslo, 14. november 1974

Redaktører: Bergingeniør A. M. Heltzen og dosent Odd Johannessen

BERGMEKANIKK 1974

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo, 15. november 1974

Redaktør: Sivilingeniør Einar Broch

NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
TILKNYTTET NIF

TAPIR
1975

FORORD

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk tilknyttet Norske Sivilingeniørers Forening ble stiftet i 1963, og har for tiden ca. 65 firmamedlemmer og ca. 300 personlige medlemmer. Foreningens formål er å virke for utvikling av fjellsprengningsteknikken med tilgrensende fagområder. Dette gjøres i første rekke ved hver høst å invitere alle medlemmer og interesserte til "Konferanse for fjellsprengningsteknikk" i Oslo.

Norsk Bergmekanikkgruppe ble organisert som egen fagseksjon av NFF i 1970 og har ca. 100 medlemmer. Gruppens formål er å samle alle norske bergmekanikkinteresser i felles arbeid for å lette utveksling av kunnskaper og erfaringer om bergmekaniske spørsmål og representere landet i internasjonalt samarbeide innen bergmekanikken. Også for Bergmekanikkgruppen utgjør det årlige arrangement av "Bergmekanikkdagen" en vesentlig del av dens arbeide.

I 1974 ble henholdsvis den 12. Fjellsprengningskonferanse og den 5. Bergmekanikkdag arrangert. Den overveldende oppslutning om møtene – såvel fra Norge som fra Norden forøvrig – viser at behovet for slik utveksling av erfaringer er stort.

På tilsvarende måte som etter arrangementene i 1973 har en valgt å utgi foredragene i bokform. Hensikten er å nå et større publikum enn dem som deltar på møtene.

En oppnevnt redaksjonskomité har gått gjennom manuskriptene og foretatt mindre redaksjonelle endringer samtidig som den har utarbeidet et kort resymé eller "summary" foran hver artikkel. De meninger og synspunkter som kommer til uttrykk i hver enkelt artikkel står imidlertid for den enkelte forfatters egen regning og deles nødvendigvis ikke av redaksjonskomitéen.

Boken er delt i to hoveddeler idet de 12 første artiklene er hentet fra Fjellsprengningskonferansen, mens de 11 siste er fra Bergmekanikkdagen. Av praktiske grunner er hver enkelt artikkel gitt separat paginering. Likeledes er det separat nummerering av figurer.

Redaksjonskomitéen vil gjerne få takke artikkelforfatterne for vel utarbeidete manuskript. På arrangørenes og egne vegne vil en håpe at boken vil vise seg å være et nyttig redskap til fortsatt utvikling av fjellsprengningsteknikken og bergmekanikken.

Oslo/Trondheim i februar 1975.

Einar Broch *Anders M. Heltzen* *Odd Johannessen*

Kompendier fra Fjellsprengningskonferanser og Bergmekanikkdager før 1973 er så langt opplagene varer til salgs hos Kontor for Fjellsprengningsteknikk, Postboks 341, Blindern, Oslo 3.

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Bergingeniør Øistein Smemo, formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk:
ÅPNINGSTALE .....

1. Bergingeniør Bjørn R. Petterson:
HØYENERGISPRENGSTOFFER PÅ ANFO-BASIS ..... 14 sider
2. Sivilingeniør Karl Kure:
ANFO-ØKONOMI, LADETEKNIKK OG LADEUTSTYR ..... 10 sider
3. Overingeniør Endre Nagell Bjordal:
TENDENSER I SPRENGSTOFFUTVIKLINGEN ..... 9 sider
4. Bergingeniør Arnulf Hansen:
FULLPROFILBORING AV SJAKTER, NYERE ERFARINGER ..... 12 sider
5. Överingeniør Vigg Romell:
ERFARENHETER VED HYDRAULISKA BERGBORRMASKINER ..... 9 sider
6. Ingeniør Johan Kongsgaarden:
MONTABERT HYDRAULISK DRIFTER ..... 3 sider
7. Dosent Odd Johannessen:
BORING OG LADING I TUNNELER UNDER 20 M^2 ..... 52 sider
8. Ingeniør Bjarne Marstein:
NY TYPE ENDEFORSKALING FOR TUNNELUTSTØPING ..... 4 sider
9. Sivilingeniør Arne R. Bjørke:
ANALYSER AV OVERFJELL VED TUNNELDRIFT ..... 12 sider
10. Sivilingeniør Erlend Stana:
RIGG OG DRIFT AV STORE SJAKTER ..... 10 sider
11. Panel:
    - 11.1 Sivilingeniør Aslak Ravlo ..... 10 sider
    - 11.2 Bergingeniør Per Havdal ..... 7 sider
    - 11.3 Sivilingeniør Finn Knutson ..... 9 sider
    - 11.4 Sivilingeniør Hallvard Holen ..... 3 sider
    - 11.5 Diskusjon ..... 4 sider

    DAGBRUDDSDRIFT VED ANLEGG OG VED GRUVER .....
12. Avdelingsingeniør Kjartan Holt:
BYGGEKOSTNADER FOR FJELLANLEGG OG BYGG I DAGEN ..... 9 sider

DEL II: BERGMEKANIKK

13. Sivilingeniør Einar Broch, formann Norsk Bergmekanikkgruppe:
ÅPNINGSTALE .....

14. Sivilingeniør Einar Broch:
REFLEKSJONER OM UTVIKLINGEN AV BERGMEKANIKK ETTER DELTAKELSE I EN INTERNASJONAL KONGRESS ..... 7 sider

15. Lic.techn. Bergh-Christensen:
BRUDD I UFORET TRYKKTUNNEL VED ÅSKÅRA KRAFTVERK .... 8 sider

16. Sivilingeniør Ragnar Schach:
MÅLING AV BELASTNING PÅ BETONG OG FJELL I UTFOREDE TRYKKSJAKTER ..... 11 sider

17. Sivilingeniør Johnny Lunde:
STORE BERGROM – TEKNISKE OG ØKONOMISKE ASPEKTER ..... 10 sider

18. Direktør Carl-Olof Mohrfeldt:
LAGRING AV OLJA OCH GAS I OINKLÄDDA BERGRUM ..... 18 sider

19. Bergingeniør Arve Haugen og Lic.techn. Arne Myrvang:
STORE BRYTNINGSROM VED SKOROVAS GRUBER ..... 10 sider

20. Siv.ing. Per Bollingmo:
INGENIØRGEOLOGISKE ERFARINGER FRA PROSJEKTERING OG BYGGING AV HALLER I FJELL ..... 10 sider

21. Bergingeniør Anders M. Heltzen:
TUNNELDRIFT I OSLOFELTETS ERUPTIVER – INGENIØRGEOLOGISKE OG BERGMEKANISKE ERFARINGER ..... 9 sider

22. Dr.rer.nat. Hans-Peter Geis:
RASET VED RØDSAND GRUBER, 2. FEBRUAR 1974 ..... 5 sider

23. Sivilingeniør Johan C. Sandberg:
INGENIØRGEOLOGISKE UNDERSØKELSER VED ØLJUSJØEN PUMPEKRAFTVERK ..... 9 sider

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 1974

ÅPNINGSTALE

Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
Bergingeniør Øistein Smemo, NORCEM

På vegne av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk ønskes foredragsholdere og deltagere vel møtt til årets Fjellsprengningskonferanse – den 12. i rekken. Det er en glede for arrangørene at interessen for dette arrangementet er på topp.

Hva er det som trekker så mange mennesker til hovedstaden for å høre på disse innleggene omkring fjellsprengningsproblematikken?

Kort uttrykt skulle følgende ord være dekkende for dette:

- Tradisjon
- Informasjon
- Kontakt

Årets program avviker lite fra tidligere års konferanser. Kjente emner presenteres, men forhåpentligvis i ny og forbedret drakt. Som siste post på programmet får vi imidlertid for disse konferanser en nyhet – en paneldiskusjon med forberedte innlegg. Intensjonene er med dette å skape noe mer "liv" omkring et konvensjonelt emne: Bryting og transport av store masser. Det er å håpe at aktørene ved panelet også skal engasjere forsamlingen, slik at det virkelig blir en åpen meningsutveksling.

Dette er et fellesarrangement mellom Norske Sivilingeniørers Forening og Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

Møteleder vil være bergingeniør Anders Heltzen fra Kontor for Fjellsprengningsteknikk.

Konferansen er åpnet.

HØYENERGISPRENGSTOFFER PÅ ANFO-BASIS

(High energy ecplosives based on ANFO)

Bergingeniør Bjørn R. Petterson, Kontor for Fjellsprengningsteknikk

SAMMENDRAG

Ved å tilsette aluminiumpulver til ANFO er det teoretisk mulig å høyne energi-innholdet fra ca. 880 til 1645 Kcal/kg. Forsøk har vist at økningen i energi lar seg utnytte i praktisk fjellsprengning med økonomisk fordel. Silisiumpulver kan erstatte aluminiumpulver når tilsatsmengden ikke er større enn 5%. På det nåværende tidspunkt er det strengt forbudt for selvblandere å benytte disse tilsetningene.

SUMMARY

By the addition of aluminiumpowder to ANFO it is possible to increase the energy content from approximately 880 Kcal/kg to 1645 Kcal/kg. Field tests have proved that high energy ANFO in many cases will give economical advantages. Siliconpowder can substitute aluminiumpowder in quantities up to 5%. At the moment it is strictly prohibited for any users of ANFO to add such powders themselves.

1. INNLEDNING

Bruk av ANFO ser ut til å presse seg frem p.g.a. den sterke prisøkning på konvensjonelle sprengstoffer. I enkelte tungsprengte bergarter kan det synes som bruk av ANFO gir for dårlig resultat, eller at boringen må økes så meget at det blir mer lønnsomt å benytte dyrere og kraftigere sprengstoffer. Dersom aluminiumspulver tilsettes ANFO, øker energi-innholdet betraktelig. Det er faktisk mulig å oppnå et sprengstoff som i ytelse er nesten 1,3 ganger kraftigere enn vanlig dynamitt. Men aluminium er dyrt. 10% aluminiumspulver i ANFO vil føre til en nesten fordobling av kiloprisen. Gevinsten er et sprengstoff med 10% større ladetetthet og ca. 50% mer energi.

Hvorvidt et slikt sprengstoff vil være lønnsomt i bruk, vil da avhenge av bergartens sprengbarhet og bormeterprisen. I avsnitt 2 er sammenhengen mellom sprengstoffets styrke, pris, ladetetthet og borvolumpris belyst.

Aluminium er som nevnt kostbart. Kontor for Fjellsprengningsteknikk har derfor også undersøkt mulighetene for bruk av silisium som faller noe rimeligere. Avsnitt 3 belyser litt av sprengstoff-kjemien bak ANFO/metall pulverblandingene og enkelte sikkerhets-spørsmål. Sprengtekniske undersøkelser av ANFO/metall blandinger er omtalt i avsnitt 4.

Virkningen av høyenergi ANFO kontra vanlig ANFO i fjell ble forsøkt klarlagt ved to fullskalasprengninger i Franzefoss Bruk's dagbrudd på Steinskogen. Sprengningsopplegg og resultater med økonomiske betrakninger er beskrevet i avsnitt 5.

Siste del omhandler konklusjon og noen avsluttende bemerkninger.

2. SPRENGNINGSØKONOMI

Økonomien for et fjellsprengningsprosjekt avgjøres av to hovedkostnadsgrupper:

1. Sprengstoff og tennmidler.
   Herunder kommer utgifter til sprengstoff, tennmidler, ladeutstyr og ladearbeid.
2. Boring.
   Herunder kommer utgifter til borutstyr, trykkluft og borearbeid.

Ofte indikerer man økonomien for disse to hovedgrupper ved å oppgi spesifikt sprengstoff-forbruk i kg/fm^3 og spesifikk boring i bm/m^3. Sammenligning av disse to parametre for forskjellige sprengningsprosjekter er helt meningsløs hvis ikke geologi, sprengstofftype og hulldimensjon er nær identiske for prosjektene som sammenlignes. Ikke desto mindre er det svært alminnelig at ihvertfall spesifikt sprengstoff-forbruk blir brukt ukritisk selv om sprengstofftypene som sammenlignes kan ha vidt forskjellige egenskaper og pris. For å belyse denne problematikken nærmere kan det være på sin plass å se på hva fjellsprengning egentlig er.

I den mest forenklede form kan fjell betraktes som en homogen fast masse. Ved å utsette denne massen for mekaniske påkjenninger som fører til at dens trykk- og strekkfasthet overskrides, blir resultatet knusing og oppsprekking. Til dette trenges energi. Ved å plassere sprengstoff i et borhull er det mulig å få frigjort forholdsvis store mengder energi i løpet av meget kort tid. Energien frigjøres som sjokkbølger og varme/gasstrykk. Grovt sett kan man si at jo mer energi som kan konsentreres i et gitt volum, jo mer fjell kan dette volumet være med på å bryte. Men energi koster penger, og energirike sprengstoffer faller også dyrere. På den annen side koster også det utborete volum penger, slik at det er ønskelig å utnytte det maksimalt. Sammenligning av energi-innholdet alene for ulike sprengstoffer er likevel ikke nok til å fastslå at det ene er bedre egnet enn det annet. Faktorer som utviklet gassmengde og detonasjonshastighet er også av stor betydning.

I rapport DS 1973: 7 oppgir Giert Bjarnholt en formel for utregning av et sprengstoff's vektstyrke, S.

$$S = \frac{1}{6}\left(\frac{Q \cdot 4.1855}{1000} + \frac{V_g}{850}\right) \text{ hvor}$$

Q = sprengstoffets teoretiske energi-innhold i Kcal/kg

V_g = utviklet gassvolum i 1/kg.

Vektstyrken angir ytelsesevnen for et sprengstoff i forhold til vanlig dynamitt hvor s = 1, d.v.s. at dersom vektstyrken er over 1, er sprengstoffet kraftigere enn dynamitt, og tilsvarende svakere hvis den er under 1.

For å belyse sammenhengen mellom et sprengstoff's vektstyrke, pris, ladetetthet og pris pr. liter utboret fjell, kan følgende eksempel være en illustrasjon.

Eksempel:

En blokk på 2 m^3 skal sprenges. Erfaring har vist at 0,5 kg dynamitt pr. m^3 er nødvendig for å oppnå et bra resultat. Utgifter til boring settes til kr. 1,– pr. liter. Det overveies brukt fire forskjellige sprengstoffer: Dynamitt, ANFO, ANFO + 10% Al og TNT slurry. Det forutsettes at blokken skal lades slik at sprengkraften hele tiden er ekvivalent med 0,5 kg dyn/m^3.

I tabell 1-1 er sprengtekniske parametre, samt pris for de fire sprengstoffene ført opp.

Tabell 1-1.

Sprengtek. parameter	Dynamitt	ANFO	ANFO + 10% Al	TNT-slurry
Q_T, Kcal/kg	1160	900	1300	785
V_g, l/kg	850	960	820	950
L*, ladetetthet** kg/dm^3	1-1.5	1	1.1	1.4
s, vektstyrke	1	0.84	1.07	0.73
K, kilopris	5.65	1.20	2.00	4.50

* Ladetetthet defineres som forholdet mellom vekten av sprengstoffet og volumet av laderommet.

** Ladeapparat for dynamitt anvendes lite i Norge. Ved bruk av ferdig patronert dynamitt vil en derfor få dårlig pakning av sprengstoffet, hvilket vil si lav ladetetthet.

Som det fremgår av tabellen, har sprengstoffene klart forskjellige egenskaper, og ikke minst pris.

ANFO har for eksempel samme ladetetthet som patronert dynamitt, men mindre energi. Skal sprengvirkningen bli den samme for ANFO og dynamitt trengs det mer ANFO. Økningen av ANFO-mengden fører igjen til at det trengs mer boring. I fig. 1-1 er det vist hvordan nødvendig ANFO-mengde og borvolum beregnes i forhold til dynamitt. Tilsvarende beregningsmetode er brukt på de øvrige sprengstoffer i eksemplet, og resultatene er ført opp i tabell 1-2.

Tabell 1-2.

Sprengstoff	Energi ekviva-lent E = 1/s, kg	Kostnad for spreng-stoff Ks = E · K	Nødvendig borvol. v = E/L	Kostnad boring kb = v · X	Totalkost. Sprengst. + borvol. Y = Ks + Kb
Alt. 1 Dynamitt	1.000	5.65	1.00	1.00	6.65
Alt. 2 ANFO	1.190	1.43	1.19	1.19	2.62
Alt. 3 ANFO + 10% Al	0.935	1.87	0.85	0.85	2.72
Alt. 4 TNT Slurry	1.370	6.16	0.98	0.98	7.14

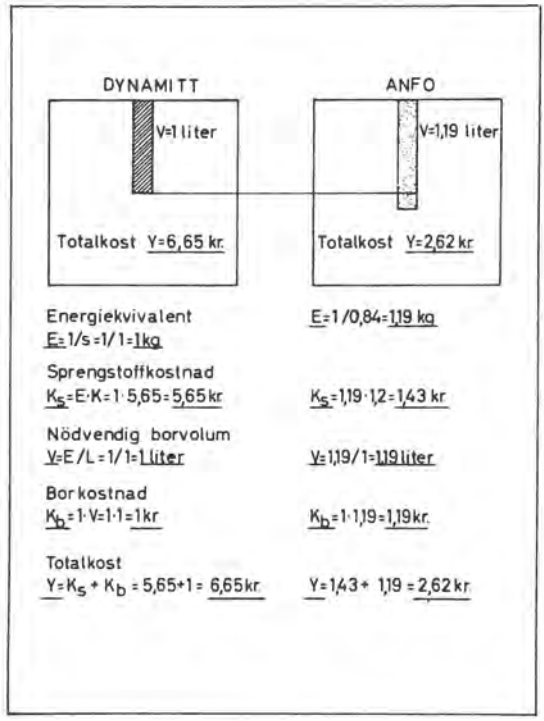


Fig. 1-1.

Som det fremgår av tabellen, vil totalkostnadene for sprengning av blokken, ved en energiekvivalent tilsvarende 0.5 kg dyn/m^3 og en borkostnad på kr. 1,— pr. liter, falle rimeligst med ANFO og dyrest med slurry. Ved en annen borkostnad vil bildet forandres. Denne forandringen kan registreres grafisk ved innsetting i følgende formel:

$$y = \frac{1}{s}K + \frac{1}{s \cdot L} \cdot X$$ hvor:

y = totalkostnad for sprengstoff og boring relativt dynamitt

s = sprengstoffets vektstyrke

K = sprengstoffets kilopris i kroner

L = ladetetthet i kg/liter

X = kostnad for boring i kr/liter.

Formelen gir et grunnlag for å vurdere lønnsomheten ved bruk av forskjellige sprengstoffer relativt dynamitt som funksjon av prisen pr. liter borhullsvolum. Ved å sette inn verdiene for de fire aktuelle sprengstoffene i ovenfor nevnte eksempel i formelen, fremkommer fire kurver. Disse er vist på fig. 1-2. Langs X-aksen er prisen pr. liter borhullsvol. ført opp. Y-aksen viser de totale kostnader for sprengstoff og boring relativt dynamitt.

Ved å ta utgangspunkt i en borkostnad på kr. 1,— pr. liter ser en at man kan avlese de samme totalkostnadene på y-aksen som står oppført i høyre kolonne i tabell 1-2. Øker

borkostnaden til kr. 5,– pr. liter har bildet forandret seg. ANFO + 10% Al faller nå rimeligst med en totalkostnad på kr. 6,10.

Vanlig ANFO kommer ut med en totalkostnad på kr. 7,30. Dynamitt og slurry kommer dårligst ut med henholdsvis kr. 10,65 og 11,05.

Studerer en helningen på kurvene, ser en at kurvene for slurry og dynamitt vil krysse hverandre. D.v.s. at ved en meget høy borkostnad vil slurry bli mer lønnsom enn dynamitt. Kurven for ren ANFO vil også krysse kurvene for dynamitt og slurry. Men det skjer ikke før borkostnaden overstiger kr. 20,– pr. liter.

Kurven for ANFO + 10% Al vil overhodet ikke krysse kurvene for dynamitt og slurry. Jo dyrere boringen blir, desto mer fordelaktig blir ANFO + 10% Al sprengstoffet. Skjæringspunktet mellom ANFO og ANFO + 10% Al kurven viser at det ved en borkostnad større enn kr. 1,35 pr. liter vil være fordelaktig å benytte ANFO + 10% Al. Også denne sammenligningsmetoden for sprengstoff har en rekke åpenbare svakheter.

Den tar ikke hensyn til ladeutgifter, sprengstoffets vannbestandighet og håndterings-sikkerhet. Heller ikke differensierer den mellom bunn- og pipeladning idet samme sprengstoff forutsettes brukt i hele borhullsvolumet. Til tross for dette viser den klart at energirike og dyrere sprengstoffer i mange tilfelle kan anvendes med økonomisk fordel. At størst mulig forbruk bør legges på ANFO sprengstoffer, skulle også være innlysende.

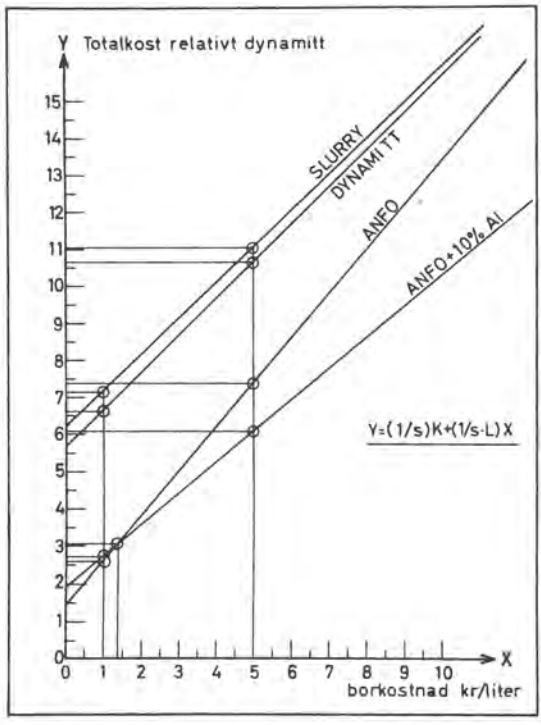


Fig. 1-2.

3. HØYENERGI ANFO

3.1. KJEMI

Som nevnt innledningsvis er det mulig å øke energi-innholdet i ANFO ved å erstatte dieseloljen med aluminium eller silisiumpulver. Her skal kun oksygenbalanserte blandinger omtales, d.v.s. blandinger som teoretisk har nok oksygen til fullstendig forbrenning av kullvannstoffer og metaller.

Ren ammoniumnitrat kan teoretisk spaltes etter følgende likning:

$$NH_4\,NO_3 \rightarrow N_2 + 2H_2O + \frac{1}{2}O_2 + 28.2\ \text{Kcal/mol}.$$

Reaksjonen er eksoterm, og utviklet energi utgjør 352 Kcal/kg.

For at denne reaksjonen skal finne sted, må ammoniumnitratet ha meget kraftig innspenning og initiering. Reaksjonen gir også et overskudd på 1/2 mol oksygen for hvert mol ammoniumnitrat.

Oksygenet kan brukes til forbrenning av olje, og metallpulver etter følgende reaksjoner:

1. $2\,C_{18}\,H_{34} + 53O_2 \rightarrow 36\,CO_2 + 34\,H_2O + 2467$ Kcal/mol
2. $4Al + 3O_2 \rightarrow 2Al_2O_3 + 199{,}5$ Kcal/mol
3. $Si + O_2 \rightarrow SiO_2 + 202$ Kcal/mol

Alle tre reaksjoner er sterkt eksoterme.

Tilsettes henholdsvis olje, aluminium eller silisium til ammoniumnitrat, fåes følgende teoretiske reaksjoner:

4. $53\,NH_4NO_3 + C_{18}H_{34} \rightarrow 53N_2 + 18CO_2 + 123\,H_2O + 888$ Kcal/kg
5. $3\,NH_4NO_3 + 2Al \rightarrow 3N_2 + 6H_2O + Al_2O_3 + 1645$ Kcal/kg.
6. $2\,NH_4NO_3 + Si \rightarrow 2N_2 + 4H_2O + SiO_2 + 1376$ Kcal/kg.

For at disse reaksjonene skal foregå mest mulig fullstendig, må komponentene være godt blandet. For olje og AN-prills av god kvalitet er dette ikke noe problem. Oljen suges opp i prillsen, og det er mulig å oppnå en meget homogen blanding. Verre er det med metallene. Disse må tilsettes som pulver. Pulverkornene må være under en viss kritisk størrelse for at reaksjon skal gå. Den kritiske størrelsen vil være forskjellig for de ulike metaller. Generelt kan en si at jo mindre kornstørrelse desto større reaktivitet. Fra reaksjonslikning 1 sees at AN-olje bare har gassformige reaksjonsprodukter. Reaksjon 5 og 6 gir også metalloksyder i reaksjonsproduktene. Metalloksydene vil foreligge som fast stoff ved normalt trykk og temperatur. Volumet de utgjør, vil følgelig være neglisjerbart i forhold til de rene gassprodukter. Dette medfører at sprengstoff inneholdende metall får et lavere utviklet gassvolum pr. kg.

Sprengstoffkomposisjoner basert på reaksjonene i 4, 5 og 6 ville få sammensetning og egenskaper som vist i tabell 1-3.

Tabell 1-3.

	Sprengstoff	Q_T Kcal/kg	Vg 1/kg	Vektstyrke s
4.	94,44% AN + 5.56% olje	890	1070	0.84
5.	81.66% AN + 18.34% Al	1645	686	1.28
6.	85.08% AN + 14.92% Si	1376	686	1.09

Komposisjon 4 er vanlig ANFO.

De to øvrige angir blandinger med maksimalt innhold av aluminium og silisiumpulver.

D.v.s. at oljeinnholdet i disse blandingene er null. Tabellen viser at aluminium er den komponent som gir størst effekt pr. kg sprengstoff. I praksis vil det alltid være ønskelig med en viss mengde olje for at sprengstoffet skal bli følsomt nok. Blandinger med så høyt metallinnhold som ovenfor vil forøvrig bli meget kostbare. Det er heller ikke sikkert at de høyest teoretisk beregnede energimengder vil kunne utnyttes i praktisk fjellsprengning.

Imidlertid er det mulig å kombinere blandingene ovenfor slik at en får frem et oksygenbalansert sprengstoff med et energi-innhold varierende mellom 890 og 1645 Kcal/kg.

3.2. SIKKERHET/SPRENG-GASSER

Sprengstoffinspeksjonens påbud angående fremstilling av ANFO er helt klare. Kun dieselolje, ren AN og farvestoff tillates brukt. Ved dagsprengninger er det tillatt å blande i tørr sagflis for å tynne ut sprengstoffet. Under tilsyn fra Kontor for Fjellsprengningsteknikk kan ut-tynning av ANFO også foretas med polystyren-kuler. Utover dette er alle andre tilsetninger forbudt. Grunnen til dette er at selv små mengder fremmedstoffer i ANFO kan forandre dets egenskaper radikalt. Ikke minst kan følsomheten øke kolossalt.

Det skal derfor presiseres at aluminium og silisium tilsats til ANFO foreløpig er strengt forbudt. I den senere tid har man forøvrig hatt 2 eksplosjonsulykker med dødelig utgang her i landet. Begge ulykkene var forårsaket av henholdsvis aluminium og silisiumstøv. Dette burde være en advarsel til alle som vil prøve seg på egenhånd med slike tilsetninger.

Sikkerheten ved bruk av aluminium og silisium pulver er helt avhengig av metallkornenes størrelse. Problemene vedrørende støveksplosjoner skal ikke behandles her. Det skal bare nevnes at metallpulver bestående av korn mindre enn 100μ i blanding med luft meget lett kan forårsake støveksplosjon. Skal derfor metall-pulver brukes i ANFO bør de ha en middelkornstørrelse godt over 100μ.

Følsomheten for ANFO med metallpulver med kornstørrelse som antydet ovenfor, antas å øke noe. Dette først og fremst fordi et redusert oljeinnhold gir en følsommere ANFO.

Spreng-gassene inneholder som nevnt metalloksyder. Aluminiumoksyd er ikke giftig, og yrkeshygienisk terskelverdi er satt til 10 mg pr. m^3 luft. Denne grense er den samme som for kvartsfritt steinstøv.

Silisiumoksyd derimot er det samme som kvarts, og toleransegrensen er her satt til 0.1–0.3 mg/m^3. Av denne grunn bør aluminium foretrekkes brukt ved underjords-sprengninger.

4. ENERGIINNHOLD– OG DETONASJONSHASTIGHETSMÅLINGER

4.1. UNDERVANNS-SPRENGNINGER

Et sprengstoffs energi-innhold kan bestemmes ved undervanns-sprengninger. Dyno Industrier har, i samarbeid med Kontor for Fjellsprengningsteknikk, utviklet en forsøks-stasjon for undervanns-sprengninger ved Engene. Når en ladning detonerer frittliggende i vann, vil endel av energien forplante seg som sjokkbølger gjennom vannet. Omtrent like meget energi vil gå med til termisk oppvarming av vannet. Den øvrige energi går med til å ekspandere eksplosjonsgassene mot det hydrostatiske trykk. På Engene har man utstyr for å måle sjokkenergien, Q_s og gassenergien Q_B. Termisk energi lar seg beregne, men det gjøres ikke på Engene. Her settes den eksperimentelle energien $Q_E = Q_s + Q_B$.

I sin rapport D S 1973: 7 har Giert Bjarnholt konstatert at aluminiumspulver i ANFO gir eksperimentelle energier nær opptil de teoretisk beregnede. Han fant også at aluminiumspulver med middelkornstørrelse opptil 0.6 mm forbrant fullstendig. Ladningsstørrelsen ved disse forsøkene var opp til 0.5 kg.

Kontor for Fjellsprengningsteknikk ønsket å få disse data bekreftet ved prøveskytinger med 5 kg/s ladninger. Videre ønsket man å sammenligne virkningen av silisium kontra aluminium.

I tabell 1-4 er betegnelse og middelkornstørrelse på de anvendte metallpulvere ført opp.

Tabell 1-4.

Metall	Betegnelse	Middelkornstørrelse
Aluminium	A 60/80	0.1 mm
Aluminium	A 60	0.13 mm
Aluminium	A 20	0.50 mm
Silisium	Lot 181	0.05 mm
Silisium	Lot 275	0.16 mm
Silisium	Lot 2750	1.0 mm

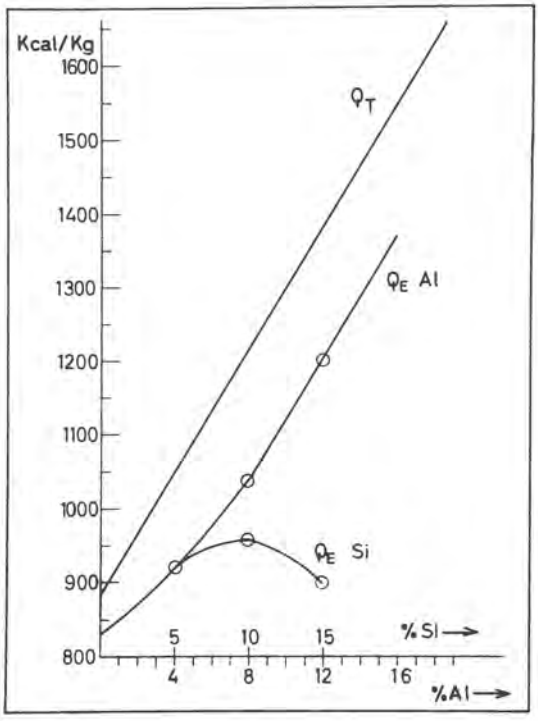


Fig. 1-3.

Alle ladninger ble standardisert på 5 kg. Sprengstoffet ble fylt i 5-liters blikkspann og initiert med 360 g's pentolitt primer. Resultatene fra forsøkene er ført opp i tabell 1-5.

Alle aluminiumskvalitetene ga en eksperimentell energi varierende mellom 83 og 89% av den teoretisk beregnede. Virkningsgraden avtok ikke nevneverdig med økende Al innhold. Normal ANFO ga til sammenligning 93% av den teoretisk beregnede energi.

For silisium derimot var forholdet annerledes. Eksperimentell energi avtok her både med økende kornstørrelse og silisiuminnhold i forhold til ANFO – Al blandingene.

Bare silisiumkvaliteten L 181 kan sies å ha gitt et tilfredsstillende resultat, men ved iblandingsprosenter over 5 gir heller ikke denne kvaliteten en tilfredsstillende virkningsgrad.

I fig. 1-3 er det satt opp en grafisk fremstilling av eksperimentellenergi mot teoretisk energi som funksjon av prosentinnhold aluminium og silisium. Kurvene er basert på gjennomsnittsverdier for ANFO – Al blandingene, og verdiene fra ANFO – Si Lot 181 blandingene.

Tabell 1-5

SPRENGSTOFF	QT Kcal/kg	Vo L/kg	QB Kcal/kg	Qs Kcal/kg	QE = QB + Qs	Q_T/Q_E
ANFO	881	967	573	256	829	0.932
ANFO + 5% Si Lot 181	1047	882	633	300	933	0.891
ANFO + 10% Si Lot 181	1213	797	673	287	960	0.791
ANFO + 10% Si Lot 275	1213	797	619	281	900	0.742
ANFO + 10% Si Lot 2750	1213	797	460	203	663	0.540
ANFO + 15% Si Lot 181	1376	700	622	269	891	0.648
ANFO + 4% Al A-60/80	1047	906	639	298	937	0.895
ANFO + 4% Al A-60	1047	906	645	274	919	0.878
ANFO + 4% Al A-20	1047	906	627	278	905	0.864
ANFO + 8% Al A-60/80	1213	845	690	319	1009	0.832
ANFO + 8% Al A-60	1213	845	723	314	1037	0.855
ANFO + 8% Al A-20	1213	845	729	305	1034	0.852
ANFO + 12% Al A-60/80	1376	785	841	355	1196	0.868

4.2. DETONASJONSHASTIGHETSMÅLINGER

For en rekke ANFO-Al- og ANFO-Si-blandinger har det vært foretatt detonasjonshastighetsmålinger i stålrør. Stålrørene har hatt diameter fra 33 mm opp til 46 mm. Minimum to paralleller er blitt skutt fra hver blanding. Alle prøvene er blitt initiert med 50 g XGD.

Resultatet viser at detonasjonshastigheten øker ved både aluminium- og silisiumpulvertilsetning. At denne hastighetsøkningen ikke skyldes redusert oljeinnhold i blandingen, er bevist. AN ble tilsatt 1,84% olje. En del av denne blandingen ble tilsatt 15% Si. I 33 mm stålrør ble begge blandingene testet. Si-blandingen ga en midlere detonasjonshastighet på 2570 m/sek., mens prøven med kun 1.84% olje ga forsager. Normal ANFO ga til sammenligning 2000 m/sek. Med 12% Al steg hastigheten til ca. 2800 m/sek. Tar en i betraktning de dårlige eksperimentelle energiverdiene som ble oppnådd med 15% Si-blandingene og den forholdsvis høye målte detonasjonshastighet, kan det indikere at innspenningen ved skyting i vann har vært for dårlig til å gi full omsetning av sprengstoffet.

I fig. 1-4 er det vist en grafisk fremstilling av detonasjonshastighet for 8% Al ANFO, 10% Si ANFO og vanlig ANFO i 46 mm stålrør. Fig. 1-5 visr detonasjonshastigheten for 12% Al-ANFO, 15% Si-ANFO og vanlig ANFO i 33 mm stålrør.

ANFO + 15% Si ga forsager i 33 mm stålrør når sprengstoffet ble ladet med ejektor ladeapparat. ANFO + 12% Al ga tilsvarende nesten ingen forandring. I grovere dimensjoner forekom ikke forsagere.

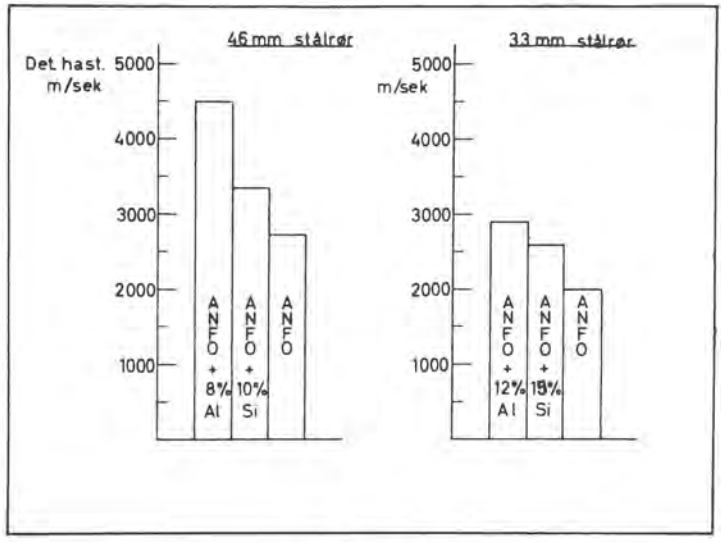


Fig. 1-4 og 1-5.

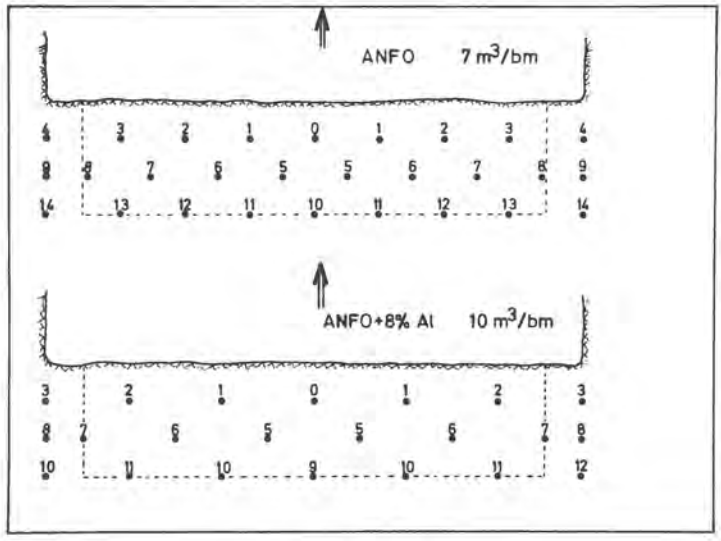


Fig. 1-6 og 1-7.

5. FORSØKSSPRENGNING I FJELL

5.1. FORSØKSOPPLEGG

Forsøkene med aluminium- og silisiumpulvertilsats i ANFO viste at det var mulig å høyne energi-innholdet pr. kg sprengstoff betraktelig. Skyting i vann og fjell er to vidt forskjellige ting. For om mulig å klarlegge virkningen av høyenergi ANFO i fjellsprengning, ble det bestemt å skyte to forsøks-salver i Franzefoss Bruk's dagbrudd på Steinskogen. En med ren ANFO og en med høyenergi ANFO. Siden aluminium så ut til å ha de beste egenskaper, ble det i denne omgang valgt å bruke ANFO + 8% Al i sprengningsforsøket. Av sikkerhetmessige grunner ble grovaluminium A-20 foretrukket.

I dagbruddet er man for tiden iferd med å sprenge en ca. 30 meter bred og 12 meter dyp grøft. Bergarten er en forholdsvis sterkt oppsprukket basalt. Hovedsprekkesystemet går så og si parallelt med utslagsretningen. Hulldimensjonen er 3", og hullavstand og forsetning er på henholdsvis 3.5 og 2 m. ANFO benyttes fra bunn og opp. Initieringen skjer med 2 elektriske tennere + 130 g's dynamittpatroner i hvert hull. Sprengstoffet lades pneumatisk. Salveplanen fremgår av fig. 1-6.

Med hullavstand og forsetning på 3.5 m og 2 m fåes 7 m^3/bm. Siden hullet fylles med ANFO, blir ladningen ca. 4.44 kg/bm. Dette gir en energimengde pr. m^3 på: $Q = (Q_T \cdot L \cdot V_b)$ Kcal/m^3

hvor
- Q_T = teoretisk eksplosjonsvarme
- L = ladetetthet
- V_b = volum i 1/bm
- V = antall m^3/bm

$\underline{Q} = 881 \cdot 1 \cdot 4.44/7 = \underline{560 \text{ Kcal/m}^3}$

Brukes vekstyrken, s, vil en få en sprengenergi relativt dynamitt på:

$\underline{E} = (S \cdot L \cdot V_b)/V = 0.83 \cdot 1 \cdot 4.44/7 = \underline{0.526 \text{ kg/m}^3}$

Ved å benytte ANFO + 8% Al ville en tilsvarende ha fått:

$\underline{Q} = (1213 \cdot 1.1 \cdot 4.44)/7 = \underline{846 \text{ Kcal/m}^3}$ eller

$\underline{E} = (1.01 \cdot 1.1 \cdot 4.44)/7 = \underline{0.705 \text{ kg/m}^3}$

For å oppnå omtrent samme energikonsentrasjon pr. m^3 ved bruk av ANFO + 8% Al kan derfor antall hull reduseres. Med 10 m^3/bm vil en få en energikonsentrasjon på:

$\underline{Q} = (1213 \cdot 1.1 \cdot 1.44)/10 = \underline{590 \text{ Kcal/kg}}$ eller

$\underline{E} = (1.01 \cdot 1.1 \cdot 4.44)/10 = \underline{0.494 \text{ kg/m}^3}$

På bakgrunn av disse betraktninger ble bormønsteret for ANFO + 8% Al satt til 5 m x 2 m.

Salveplanen er vist i fig. 1-7.

ANFO-salven ble boret og skutt først. Røysa ble inngående studert ved både oppmåling og fotografering. Antall sprett ble også notert.

Neste salve ble boret med hullavstand 5 m og forsetning 2 m. Alle hull unntatt konturhullene ble ladet med ANFO + 8% Al. Initieringsmåte var den samme som for foregående salve. Røysa ble studert som omtalt ovenfor.

5.2. RESULTATER

Resultatet fra begge salvene må sies å være meget godt. På fig. 1-8 og fig. 1-9 ser en henholdsvis røysa fra ANFO- og ANFO-Al-salven. Det skal bemerkes at ANFO-salven var fremkastet over en lengde av da. 65 m. ANFO-Al-salven bare over ca. 50 m. Fragmenteringen var meget tilfredsstillende for begge salver. Antall sprett var også temmelig likt, ca. 13 sprett pr. 1000 tonn. Røysas topp-punkt lå i begge tilfelle ca. 5 m under pallkanten. ANFO-Al-salva hadde gitt en del mer bakbryting i øverste del av pallen. Sålen var noe dårligere for ANFO-Al-salven, men det ble hevdet at den ikke var dårligere enn gjennomsnittet. Opplasteren mente at røysa var tyngre å laste. Dette fordi den jevnt over var høyere. Med et annet tenneropplegg vil en kunne få bedre fremkast.

5.3. ØKONOMI

I tabell 1-6 er sprengstoff-forbruk, boring etc. for de to salvene ført opp.

Tabell 1-6

	Salve vol fm^3	Antall Kcal/ kg	Antall hull	Antall bm	ANFO kg	ANFO + 8% Al kg	Dyn kg
ANFO	2200	560	28	378	1350	–	7
ANFO + 8% Al	2200	590	22	297	300	850	5

Regnskapet for de to salvene blir da:

ANFO-salve:

Boring:	378 bm á kr. 10,–	kr. 3780,–
ANFO:	1350 kg á kr. 1,–	» 1350,–
ANFO + 8% Al:		
Dyn:	7 kg á kr. 5,65	» 40,–
Tennere:	56 stk. á kr. 6,00	» 336,–
Totalt:		kr. 5506,–

ANFO + Al salve

Boring:	297 bm á kr. 10,–	kr. 2970,–
ANFO:	300 kg á kr. 1,–	» 300,–
ANFO + 8% Al:	850 kg á kr. 1,65	» 1402,–
Dyn:	5 kg á kr. 5,65	» 28,–
Tennere:	44 stk. á kr. 6,00	» 264,–
Totalt:		kr. 4964,–

Innspart ved bruk av ANFO + 8% Al: Kr. 542,– eller 0,25 kr/m^3.

Ved en bormeterpris på kr. 20,– ville de tilsvarende tall blitt: Kr. 1352,– eller 0,61 kr/m^3.

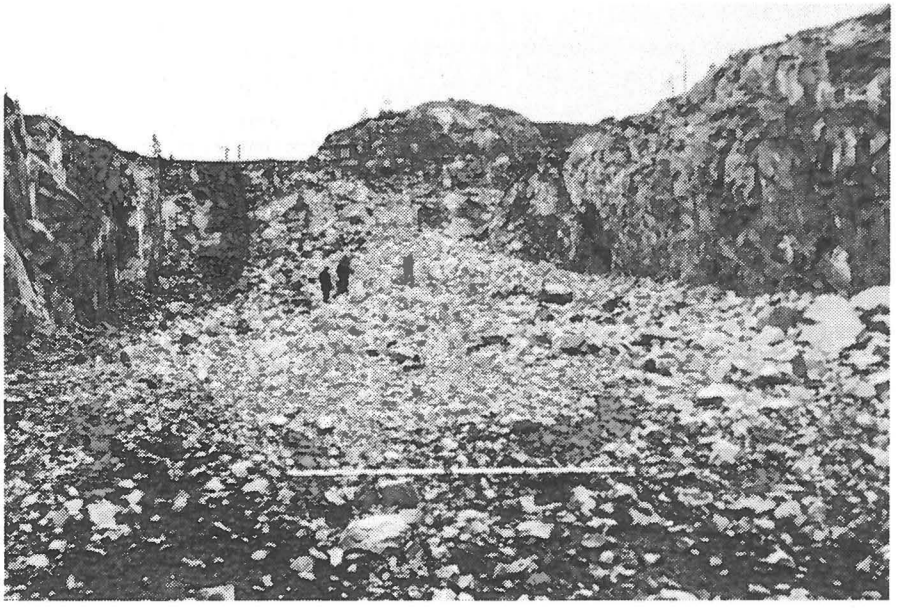


Fig. 1-8.

Fig. 1-9.

6. KONKLUSJON

Aluminiumspulver med middelkornstørrelse opptil 0,5 mm ser ut til å forbrenne tilfredsstillende i blanding med ANFO. Det later også til at en får den forventede økning i energi ettersom aluminiuminnholdet øker.

Silisium må ha betydelig mindre middelkornstørrelse for å gi en tilfredsstillende omsetning, antagelig i området 0.05–0.1 mm. Videre ser det ikke ut til at blandinger med høyere silisiuminnhold enn 5% gir fullgod omsetning. Ved sprengning i fjell vil muligens dette endres. For bruk under jord bør aluminium anvendes, slik at en unngår utvikling av kvarts-støv, SiO_2. I borhull med diametre mindre enn 40 mm og ved bruk av ladeapparat oppstår det fare for dødpressing av sprengstoff inneholdende silisium. Aluminium later ikke til å gi slike problemer. I grove borhull kan det vise seg at silisium kan være fordelaktig der hvor man ønsker sprengstoffer med lavere detonasjonshastighet.

Sikkerhetsmessig burde bruk av metaller med middelkornstørrelse i området 0.1–0.5 mm kunne forsvares, men dette må undersøkes nærmere.

Metallpulver vil muligens også kunne nyttes med økonomisk fordel i blanding med andre og billigere nitrater.

Til slutt vil jeg få rette en takk til alle som har vært behjelpelige med forsøkene. Spesielt F&U-avdelingen ved Dyno Industrier A/S og Franzefoss Bruk A/S.

LITTERATUR

BJARNHOLT, GERT:
Data från undervattens-skjutningar før 39 olika sprängämnen.

LAMBACH, GEORG:
Engene skytestasjon.
Rapport over sprengningsforsøk med TNT utført høsten 1971. (Kontor for fjellsprengningsteknikk)

WINGQVIST, GUSTAV:
Aluminium powders for explosives and pyrotechnics.

YANCIK, JOSEPH I.
Predicting Blasting strengths of explosives from underwater tests.

ANFO – ØKONOMI, LADETEKNIKK OG LADEUTSTYR

ANFO - economy, loading technique and loading equipment.

Siv.ing. Karl Kure, Kontor for Fjellsprengningsteknikk

SAMMENDRAG

De store kostnadsreduksjoner som bruk av ANFO kan føre til blir kartlagt. Tiltak for å kunne utnytte disse muligheter også i våte hull blir anvist. Ladeapparat og mobile ladeenheter blir beskrevet.

SUMMARY

Use of ANFO may result in great cost reductions. Efforts to utilize those possibilities also in wet holes are described. Equipment of various capacity for mechanical loading are shown.

1. INNLEDNING

Det prosentvise forbruk av ANFO uten tilsetning av sensitive sprengstoffer utgjør fremdeles en beskjeden del av det totale sprengstofforbruk i Norge. Hvor stor ANFO-andelen bør være, kan diskuteres, men den må i alle fall flerdobles om forbruket i Norge skal komme på linje med forbruket i U.S.A. og Canade f.eks. Interessen for ANFO er imidlertid økende på grunn av den store prisforskjellen mellom ANFO og sammenlignbare slurry – og nitroglyserinsprengstoffer og at anvendelsesområdet for ANFO er blitt større.

Spesielt skal bemerkes at overflatebehandlingen av prillskornene som hindrer sammenbaking har gjort AN-prills og ANFO lettere å håndtere under lagring, blanding og lading. Større finstoffandel i AN-prillsen har gjort ANFO bedre egnet i mindre borhullsdimensjoner samtidig som overgang til fullmekanisert boring har medført større hulldiametre.

2. KOSTNADER OG INNSPARINGER VED BRUK AV ANFO SOM HOVEDSTRENGSTOFF

I fig. 2-1 er satt opp en kostnads-sammenstilling av innkjøpspriser for norsk sprengstoff pr. 1/7 1974. Kostnader til frakt og merverdiavgift er ikke medtatt. For selvblandet ANFO er utgiftene til råstoff, blandingskostnader, blandeavgift til Staten og kostnader ved bruk og avskrivning av ladeapparat medtatt i forskjellige kurver. Også for ferdigblandet ANFO, ANOLIT, er det inntegnet en kurve som inkluderer kostnader forbundet med bruk av ladeapparat.

For vurderingen selvblandet/ferdigblandet ANFO er å merke seg at det først ved et årsforbruk av vel 10 t lønner seg å blande ANFO selv dersom full årsavgift for blandingen må betales. Blandeavgiften til Staten er for tiden 6000 kr. pr. år. Etter nyere praksis kan den årlige blandeavgiften reduseres dersom blandestedet ikke er i bruk hele året.

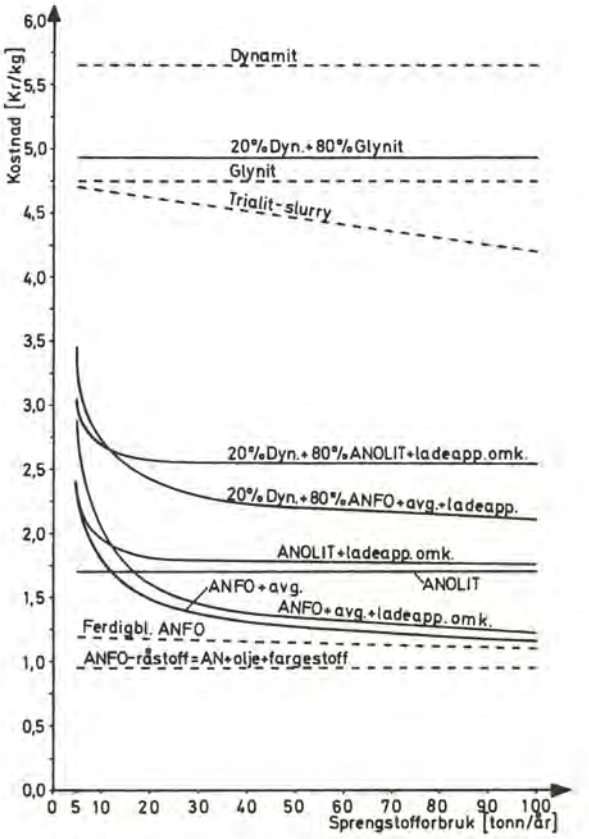


Fig. 2-1.

Etter dagens situasjon vil det såvel ved lading i vertikale hull på pall som ved lading i horisontale hull f.eks. i tunneldrift være naturlig å benytte en del nitroglyserinsprengstoff enten som vannreisistent ladning eller for å tynne ut sprengstoff f.eks. ved lading av parallelhullskutt. Det er her for enkelthetsskyld ikke tatt hensyn til at forskjellige sorter nitroglyserinsprengstoffer blir benyttet, men regnet med en sammensetning av 20% Dynamit og 80% bulkpakket ANFO-sprengstoff ved en prissammenligning med utelukkende bruk av patronert nitroglyserinsprengstoff.

Man ser at prisen på selvblandet ANFO og prisen på ferdigblandet ANFO, ANOLIT, kombinert med 20% Dynamit viser relativt liten forskjell, mens tilsvarende kombinasjon av patronert nitroglyserinholdig sprengstoff ligger et høyt hopp over.

Fig. 2-2 viser normal ladetetthet for ANFO og nitroglyserinsprengstoffer ved pallsprengning. Med en kombinasjon av 80% ANFO og 20% Dynamit fåes mer sprengstoff pr. ladet bormeter enn tilsvarende kombinasjon av Dynamit og Glynit. Denne kurven er av hensyn til oversikten ikke inntegnet, men vil ligge mellom kurven for Dynamit og kurven for ANFO. Selv med en styrkegrad på 0,84 for ANFO og 0,9 for Glynit får man mer energi pr. bormeter med den billigste kombinasjonen. Tallene over borhullsdimmensjonen på den horisontale akse angir diametre på patronert sprengstoff som normalt benyttes.

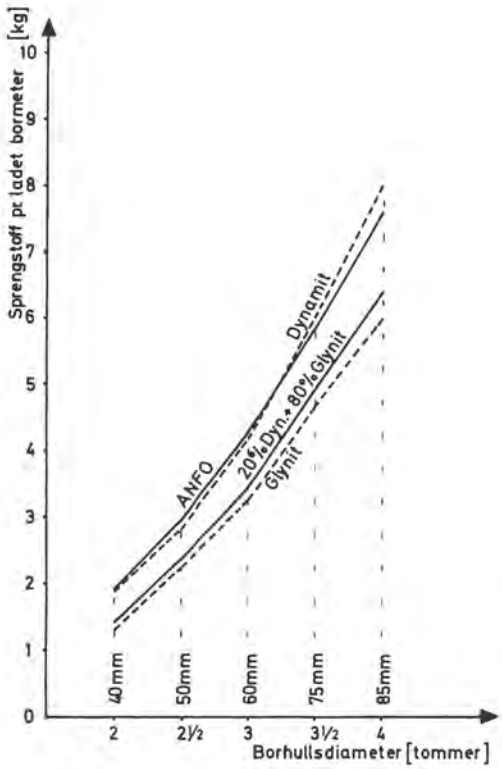


Fig. 2-2.

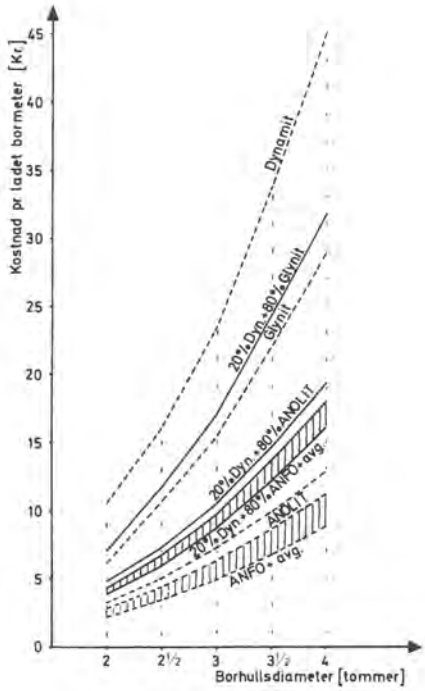


Fig. 2-3.

Det er ikke regnet med strukning av patronert sprengstoff da ladeapparat for patronert sprengstoff sjelden eller aldri benyttes i Norge, og da det i praksis viser seg at særlig Glynitpatronen, men også Glynitpølser stuker seg lite under fall. Vann i borhullene demper også stukningen en del.

Under boringen oppstår borutstyrsavhengig overvolum som i følge svenske undersøkelser kan gi opp til 6% mer ANFO pr. bormeter enn teoretisk beregnet. Pakningsgraden for ANFO er som gjennomsnitt satt til 0,94 kg/l. Når man ser bort fra stukning av patronert sprengstoff og fra overvolum ved ANFO, skulle den relative sammenligning kunne ansees å være korrekt.

Fig. 2-3 viser prisen pr. ladet bormeter på grunnlag av ladetettheten i fig. 2-2. Vi ser at kombinasjonen Dynamit/ANFO ligger rundt regnet på halvparten av prisen for tilsvarende kombinasjon av Dynamit/Glynit.

Spredningen på kurvene for ANFO og på kurvene for 20% Dynamit + 80% ANFO har sammenheng med årsforbruket og dermed blandeavgiften. Se fig. 1-1. Den øverste kurvelinje på spredningskurvene er for et årsforbruk av 20 t/år og den nederste kurvelinje for et årsforbruk av 100 t/år.

Fig. 2-4 viser tilsvarende fig. 2-2 ladetetthet pr. bormeter, men for hulldimensjoner som normalt benyttes i tunneldrift. Overladingen med ANFO øker med diameteren på borhullene. Dette har sammenheng med at det normalt ikke benyttes tykkere patrondiameter enn 35 mm selv i borhullsdimensjoner over 45 mm.

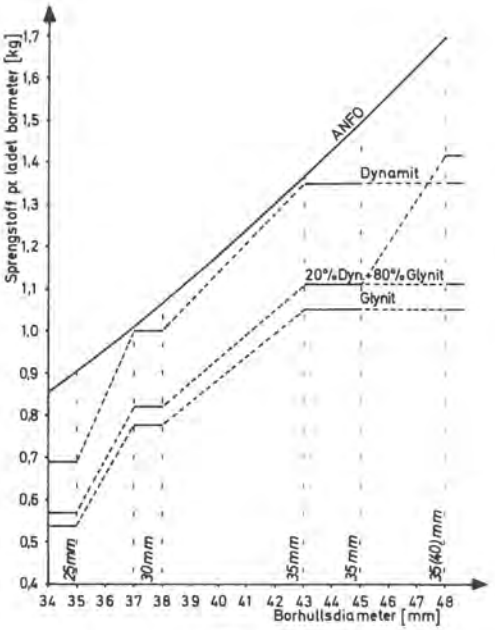


Fig. 2-4.

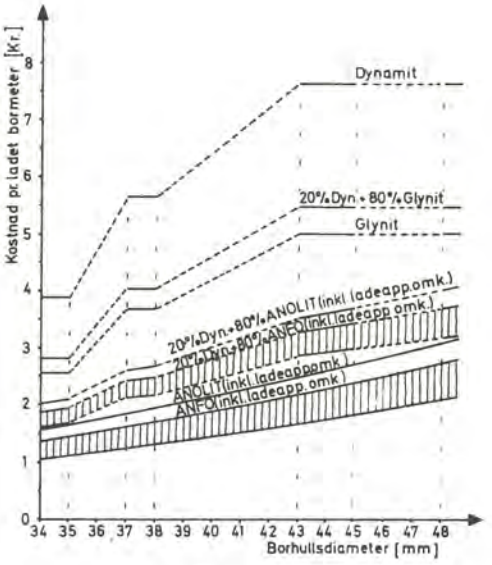


Fig. 2-5.

Fig. 2-5 viser kostnader pr. ladet bormeter for hulldimensjoner og ladetettheter som vist på fig. 2-4. På grunn av overladingen stiger kostnadene pr. ladet m med borhullsdimensjon. Overladingen bør kompenseres så langt mulig med færre hull og kortere ladesøyle dersom en maksimalt vil utnytte de økonomiske fordeler med ANFO som hovedsprengstoff.

Fig. 2-6 gir en idé om hvilke kostnadsreduksjoner som er mulig med ANFO som hovedsprengstoff.

3. LADEPROBLEMATIKK PÅ PALL

Men en bør ikke se seg blind på disse kurvene og tro at en ved rask overgang til ANFO kan oppnå slike kostnadsreduksjoner over natten.

Det er nødvendig at sprengningsfolkene lærer ANFO-sprengstoffenes begrensning å kjenne og da helst ikke ved en dundrende pilsalve, men ved opplæring og gradvis tilvenning.

Under kontrollerte forhold med ens prillskvalitet og riktig oljetilsetning kan en relativt enkelt finne ut hvilken prosentvis vanntilsetning som sågar kan virke gunstig på ladetetthet og detonasjonshastighet, og hvilke som medfører forsager.

Dersom en ukritisk heller eller lader ANFO med ladeapparat i vertikale vannfylte borhull uten noen form for beskyttelse av ANFO-sprengstoffet, kan en også ved store borhullsdimensjoner og kraftig initiering vente forsager.

Om en derimot frigjør borhullet for vann umiddelbart før lading, benytter en kraftig initieringsladning i bunnen og topptenner, kan en selv ved noe vanntilsig vente et godt sprengningsresultat med full utnyttelse av sprengeffekten. Det kreves da at ladingen utføres raskt og avfyring skjer umiddelbart etter at salven er klar.

De fleste pallsalver vil kunne lades uten at ANFO-sprengstoffet må beskyttes mot vann. Men dersom vanntilsiget er for sterkt, man en benytte plaststrømpe for å beskytte sprengstoffet mot gjennomstrømmende vann.

Imidlertid viser forsøk i vannfylte pleksiglassrør at en ved å trekke en enkel plaststrømpe utenpå ladeslangen og starte ladingen fra bunnen ikke er istand til å presse strømpen mot borhullsveggen og dermed fylle og utnytte borhullsvolumet maksimalt. Vanntrykket utenfra er større enn det mottrykket som kan bygges opp inne i strømpen. Resultatet av at slikt forsøk vises i fig. 2-7. Hullene må derfor ved benyttelse av enkel plaststrømpe renblåses for vann umiddelbart før ladingen starter.

Fig. 2-8 viser en svenskprodusert plaststrømpe som vil komme på det norske marked i løpet av 1975. Fordelen ved denne beskyttende strømpen er at returluften som må ut av borhullet føres gjennom hylsen. Gjennomgangen for returluften er så trang at et overtrykk oppstår inne i plaststrømpen. (Se i nederste høyre hjørne av bildet). Dette trykket presser plaststrømpen mot borhullsveggen og fortrenger vannet oppover etter hvert som hullet fylles og strømpen trekkes ut av hylsen. Ifølge produsenten har utstyret vært forsøkt i vannfylte hull med godt resultat, og det er ikke nødvendig å blåse hullene før lading.

4. LADEPROBLEMATIKK I UNDERJORDSDRIFT

I den hulldimensjon som normalt benyttes ved pallsprengning, kan en under noenlunde tørre forhold velge om en vil helle ANFO i hullene, eller om en vil benytte ladeapparat. Lading med ladeapparat på pall er noe mer tidkrevende, men gir en garanti for at sprengstoffstrengen blir sammenhengende, og ladetettheten og dermed borhullsutnyttelsen blir noe bedre.

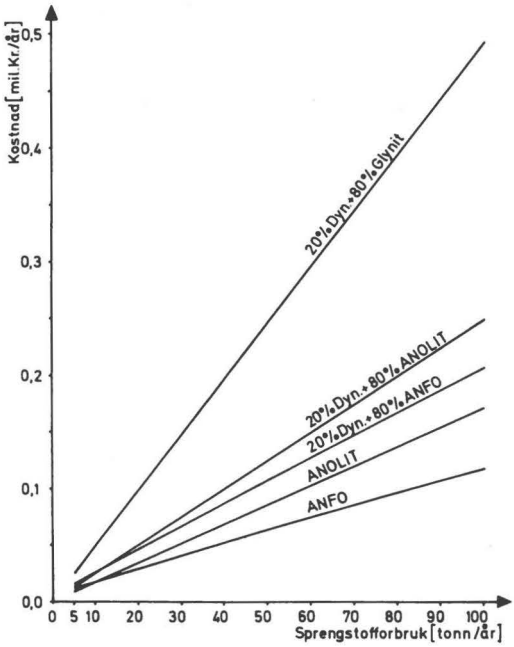


Fig. 2-6.

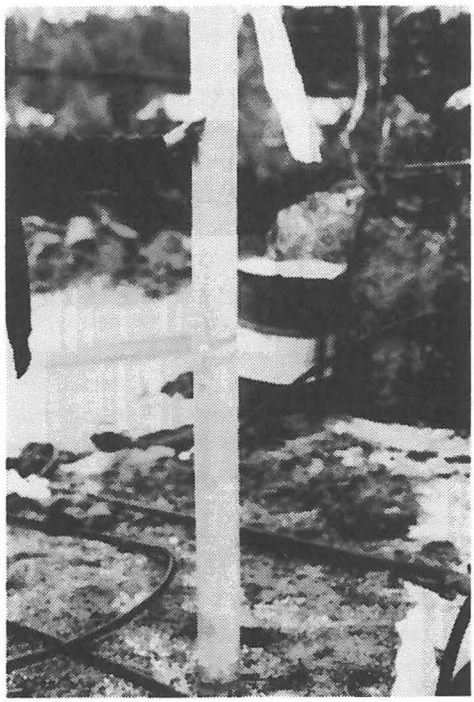


Fig. 2-7.

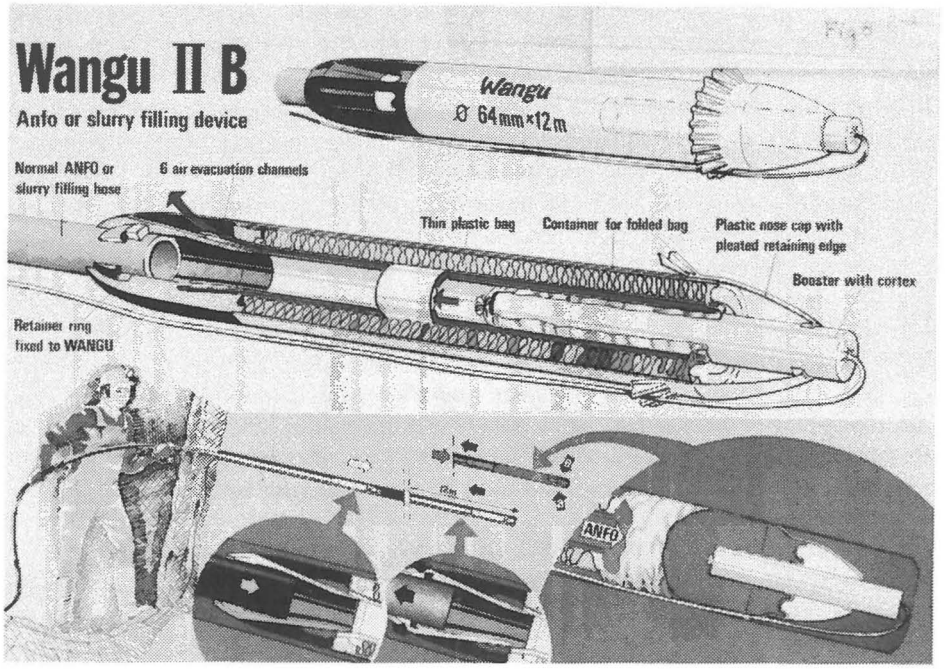


Fig. 2-8.

I underjordsdrift med horisontale hull er bruk av ladeapparat en forutsetning for at billig bulkpakket ANFO kan benyttes. Den kritiske diameter for ANFO ligger ved borhullsdiametre rundt 1".

I gruvedrift hvor en ofte avfyrer alle salver ved skiftets slutt og kan tillate å bruke et skift til utlufting av gruven, har sprenggassenes sammensetning ikke så stor betydning. Men i drift hvor en er avhengig av å starte rensk og opplasting så snart som mulig etter at salven er avfyrt, bør en ha meget tørre forhold dersom diametre under 34 mm skal nyttes for ANFO-sprengstoff.

Faren for dannelse av overdoser av nitrøse gasser som følge av ufullstendig omsetning blir under fuktige forhold større med synkende borhullsdiametre.

Med moderne borutstyr hvor borhullsdiameteren som oftest ligger over 40 mm, ligger forholdene godt tilrette for drift med ANFO-sprengstoff.

Gjenstående borvann i hull som er boret på stup, fjernes effektivt nok med returluften under lading. Men også i horisontale hull må det vurderes om vannførende slepper skjærer borhullene med fare for utvasking.

I horisontale hull er det ikke noe vanntrykk tilstede som kan hindre fyllingen av plaststrømpen. Forsøk har vist at en enkel plaststrømpe da er et godt, men lite brukt hjelpemiddel.

Dersom vannførende borhull opptrer unntaksvis, erstattes ANFO enklest i disse hullene ved vannfast nitroglyserinsprengstoff.

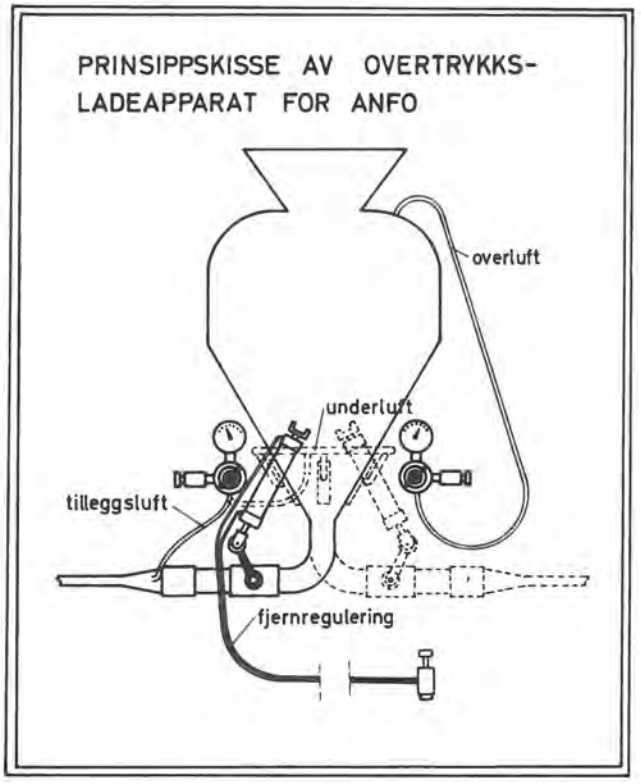


Fig. 2-9.

5. LADEAPPARATER

Bortsett fra hulldiametre under 34 mm, kan en si at det kun er overtrykksladeapparatene som i horisontale hull har tilstrekkelig ladekapasitet til å konkurrere med lading av patronert sprengstoff.

Fig. 2-9 viser en prinsippskisse av et overtrykksladeapparat. Fra beholderen som fylles med ANFO og settes under trykk, presses sprengstoff og luft gjennom ladeslangen til borhullet. Åpning og stenging av bunnventilen kan fjernreguleres fra stuff. Reguleringen er normalt pneumatisk, men det finnes også hurtigere virkende bydraulisk-pneumatisk regulering.

Pakningsgraden i borhullet vil normalt ligge rundt 0,94 kg/l. For å øke pakningsgraden og oppnå bedre nedknusning av prillsen samtidig som utblåsingen av gjenstående borvann forbedres, kan tilleggsluft tilsettes i utblåsningsmunnstykket.

For å øke ytelsen kan "underluft" tilsettes. Luften blåses tangentialt inn i den nedre kjegleformede del av beholderen og setter sprengstoffet i rotasjon. Ved rotasjonen nedsettes friksjonen mellom sprengstoffkornene og mellom sprengstoff og beholder. Tilleggsutstyret kan fjernreguleres sammen med bunnventilen fra stuff.

For tunneltverrsnitt fra 20–30 m^2 og oppover er det fordelaktig med to slangeuttak på ladeapparatet slik at lading kan skje parallelt fra sålen og fra ladekurv. Uttakene fjernreguleres hver for seg.

Hva ladeapparatenes størrelse angår, bør de ved mindre og midlere tunneltverrsnitt helst ha en slik størrelse at etterfylling ikke er nødvendig under lading. Ved større tverrsnitt og ved lading på ujevn pall er beholdervolumet ofte begrenset av hvor den fylte beholders tyngdepunkt vil ligge under transport og av hvilket kjøretøy apparatet er påmontert.

Det mest praktiske for tunneldrift er å montere ladeapparatet på borriggen slik at boring og lading kan utføres samtidig, som eksempel vises her siv.ing. Boyes opplegg på borrigg for Vegvesenets tunnelanlegg fra Overå til Linge i Møre og Romsdal, fig. 2-10. Vi ser her et svenskbygd 300 liters ladeapparat med to uttak som er montert på en firebomsrigg med ladekurv. Den antistatiske føringsslangen fra hvert uttak er fast montert langs siden av riggen, den ene til bomfestene, den andre til ladekurven. Lading fra såle og kurv er vist i fig. 2-11 og 2-12.

Fig. 2-13 viser en spesialbygd "ladetruck". Det er imidlertid en enkel sak å bygge opp en slik mobil enhet ved å bygge om kjøretøy som har nådd økonomisk brukstid.

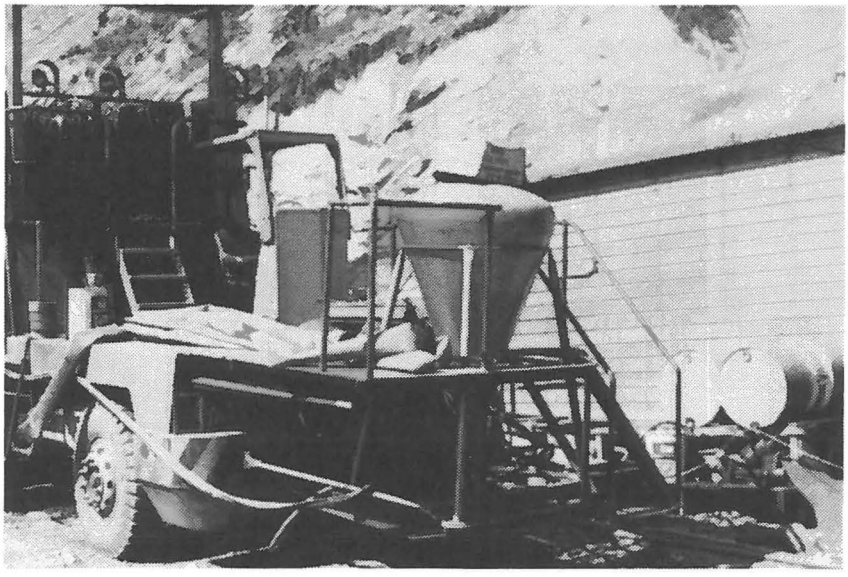


Fig. 2-10.

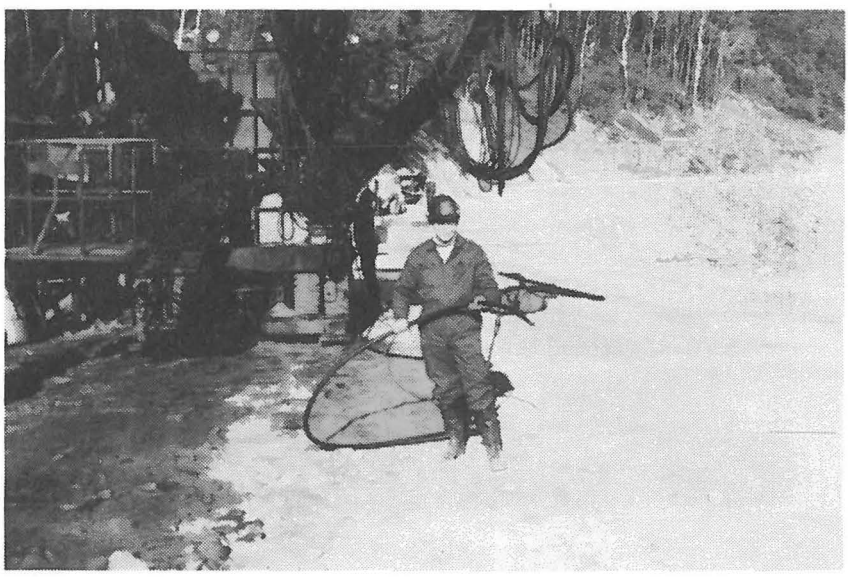


Fig. 2-11.

Fig. 2-12.

Fig. 2-13.

TENDENSER I SPRENGSTOFFUTVIKLINGEN

Trends in The Development of Explosives

Overingeniør Endre Nagell Bjordal, Dyno Industrier A/S

SAMMENDRAG

Den viktigste bestanddelen i dynamitt er det farlige og ubehagelige stoffet nitroglyserin. Men det er først og fremst dette stoffet som gir dynamitten dens eminente bruksegenskaper.
I dag arbeides det intenst med å utvikle nye sprengstoffer – uten eksplosive råvarer. Det er 1) gelatinløse slurrysprengstoffer, 2) tørr ANFO og avarter og 3) bastarder av 1) og 2). Disse har fordeler når det gjelder sikkerhet, mekanisk lading, sprenggasser, miljø og prisutvikling.

SUMMARY

The most important component in Dynamite is the dangerous and unpleasant material Nitroglycerine. But it must be recognised that it is this material which gives Dynamite its excellent combination of properties for practical use.
There is a great deal of work going on today to develope an explosive without self-explosive ingredients which can replace Dynamite. There are available gelatinous slurry explosives, ANFO and its derivantives, and combinations of these two types. These have advantages in the fields of safety, mechanical loading, after-detonation fume, handling and probable price development.

1. INNLEDNING

Det foregår meget på mange spesielle felter innen området sprengstoffer, initieringsmidler, undervannssprengstoff for oljeboring, to-komponentsprengstoffer og dertil diverse militære sprengstoffer, raketter og krutt.

Denne artikkel vil imidlertid utelukkende ta for seg utviklingen på området arbeidssprengstoffer for utsprengning av fjell.

2. DET IDEELLE SPRENGSTOFF

Det er enda ikke oppfunnet, men man ser klart ønskemålene:

- billig
- egne seg for mekanisk og fjernstyrt lading
- fleksibelt
- energirikt, vannfast, temperaturbestandig, lagerfast): effektivt
- håndteringssikkerhet: blir sprengstoff først rett ved borhullet
- uskadelige sprenggasser
- uten fysilogiske virkninger

3. HVA HAR SKJEDD OG HVA SKJER?

Vi vil gjerne at utviklingen skal gå raskt, men den må også alltid være under god kontroll. Vi må prøve å unngå å ta i bruk halvferdige løsninger, på grunn av de sikkerhetsmessige forhold.

1940-årene brakte elektriske tennere til masseforbruk, 50-årene fant opp ANFO, 60-årene ga oss slurrysprengstoffer for grove borhull.

I 70-årene har vi sett en langsom, men ubønnhørlig knipetangsmanøver overfor de gode, gamle dynamittpatronene i borhullsområdet fra 1" til 3" – fra ANFO på den ene siden og slurrysprengstoffer på den andre. Og det er sterke, vekjente krefter i sving, økonomi, sikkerhet og effektivitet.

Hovedinteressen de nærmeste årene vil samle seg rundt bruksforhold og utviklingsmulighetene for dynamitter, ANFO-produkter og slurrysprengstoffer.

4. UTGANGSPUNKTET VÅRT: DYNAMITT

Ordet dynamitt blir i denne artikkel brukt som betegnelse for alle sivile sprengstoffer som inneholder nitroglyserin (NG–).

Nitroglyserin er velkjent som et farlig, følsomt kjemikalium. Hvis dynamitten først var oppfunnet i dag, ville man sannsynligvis forbudt produksjon av sikkerhetsmessige grunner.

Men nettopp fordi vi har vært villige til å ta i bruk dette farlige stoffet nitroglyserin har vi fått et uhyre godt og fleksibelt sprengstoff i dynamitten. Den har mange sprengningstekniske fordeler for forbrukerne, mens de største ulempene, ulykker og hodepine kanskje mest ligger hos produsenten.

Tendensen innen sprengstoffindustrien går i dag derfor ikke mot et nytt all round sprengstoff som først og fremst sprenger ut fjellet bedre enn dynamitt. Tendensen går heller mot sprengstoffer hvor man unngår dynamittens ulemper.

DYNAMITT

FORDELER	ULEMPER
GOD FØLSOMHET	SENSIBELT FOR SLAG, VARME – –
HØY ENERGI	TÅLER LITE MEKANISK LADING
VANNBESTANDIG	
FØLSOMT I KULDE	HODEPINE VED PRODUKSJON OG BRUK
LAGRINGSBESTANDIG	UGUNSTIG PRISUTVIKLING
	SPRENGGASSER
	MEGET KOMPLISERT PRODUKSJON
FLEKSIBELT	RISIKO

Fig. 3-1.

ANFO

FORDELER	ULEMPER
BILLIG	VANNFØLSOMHET GIR UJEVNE
MEKANISK LADING	SPRENGNINGSRESULTATER
SPRENGGASSER UTEN HODEPINE	RØYK

SLURRY

FORDELER	ULEMPER
SOM ANFO, DERTIL:	IKKE ENKELT Å PRODUSERE
VANNFAST	
KAN UNNGÅ LAGRING	

Fig. 3-2.

Forholdene i Norge på sprengstoffområdet er spesielle og meget krevende. Vi har streng kulde, mye regn, hardt fjell og lange avstander. Alt dette gjør at vi her i landet kan dra full nytte av dynamittens sprengtekniske fordeler.

Således har den hovedtype dynamitt som brukes i Norge høyere energiinnhold enn de andre hovedtypene man finner i Amerika og Vest-Europa.

Mange forbrukere i Norge vil nok foretrekke dynamitt fremfor andre sprengstoffer i lang tid fremover. For et slikt all round sprengstoff som dynamitt er det de ekstreme bruksforholdene som bestemmer kvaliteten. Vinterforholdene i Finnmark og visse undervanns-sprengninger særlig på Mørekysten var tidligere avgjørende. Nå må man anvende en annen teknikk ved disse undervanns-sprengninger. Til gjengjeld er dynamittens sikkerhetsegenskaper bedret. Den vanlige dynamitten i Norge (Dynamit) er nå offisielt godkjent i transportklasse som sikkerhetssprengstoff. Forbrukerne har sannsynligvis ikke merket noe.

Men la det være helt klart at de nyere sprengstoffene uten nitroglyserin sikkerhetsmessig er bedre enn dynamitt. Figur 3-3 viser her for eksempel følsomhet overfor slag i et spesielt, såkalt "Fallhammer"-apparat. Høy fallhøyde angir god sikkerhet overfor slag. Friksjon og varme er andre fareårsaker. Lignende forhold gjelder også for disse.

5. OVERGANGEN SOM PÅGÅR

Fra 1955–73 rasjonaliserte og mekaniserte sprengstoffindustrien så meget at de klarte seg med en meget moderat prisstigning på dynamitt. Men etter oljekrisen kom, er inflasjonen blitt så sterk at prisen følger med oppover tilsvarende. Det ser ut til at prisutviklingen på dynamitt blir ugunstig fremover. (Figur 3-4) Det er derfor godt at andre produkter med mindre lønnskostnader og faste kostnader allerede er på beddingen.

Men sprengstoff-forbruket har allerede endret seg meget mer enn de fleste vanligvis forestiller seg. (Fig. 3-5).

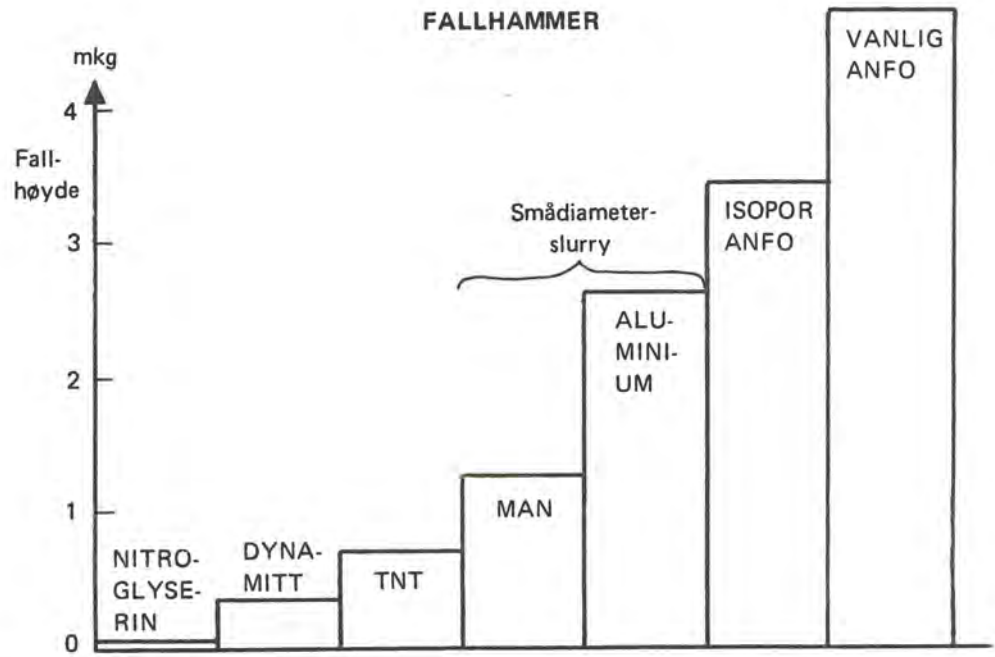

FALLHAMMER
mkg
4
Fall-
høyde
3
2
1
0
NITRO-
GLYSE-
RIN
DYNA-
MITT
TNT
MAN
ALU-
MINI-
UM
Smådiameter-
slurry
ISOPOR
ANFO
VANLIG
ANFO

Fig. 3-3.

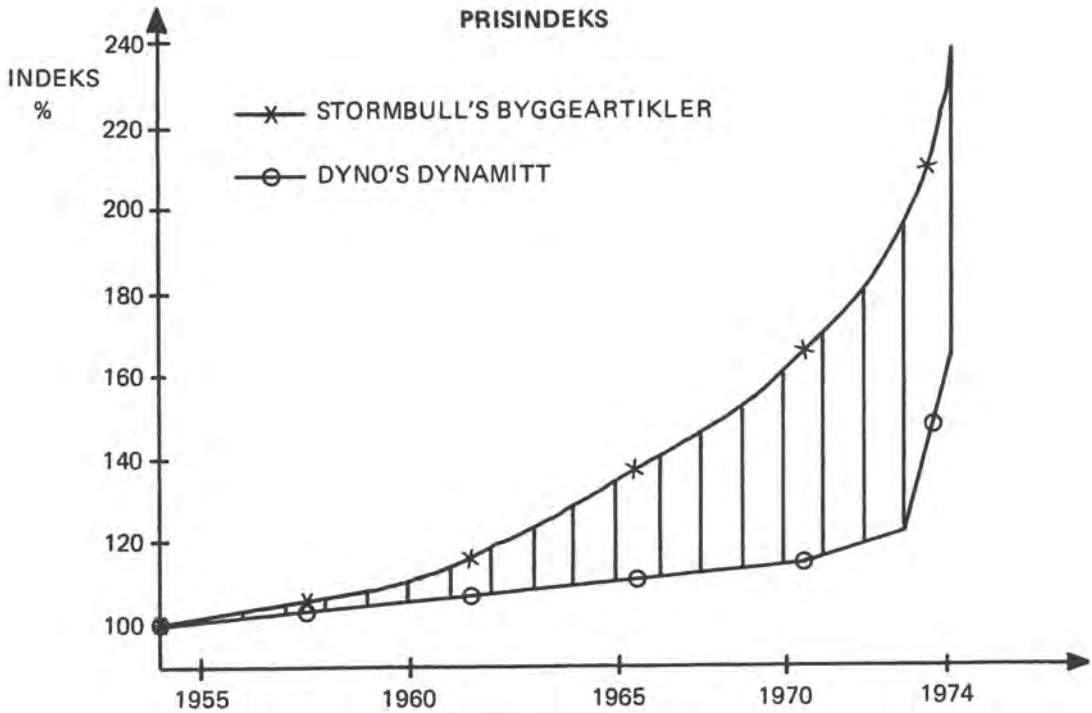

PRISINDEKS
INDEKS
%
240
220
200
180
160
140
120
100
STORMBULL'S BYGGEARTIKLER
DYNO'S DYNAMITT
1955
1960
1965
1970
1974

Fig. 3-4.

6. SLURRYSPRENGSTOFFER

Dynamitt er best karakterisert ved at den inneholder nitroglyserin. På samme måte er slurries gjerne karakterisert ved hoved-brennstoffet i slurrien. Figur 3-6 viser noen av de viktigste typene, hvorav de to øverste er mest i bruk i Norge.

Det arbeides også med slurrytyper ut fra råvarekombinasjoner gunstige for norske forhold. Dette området er imidlertid i så høy grad preget av patenter og know how at fremtiden får vise om de veiene fører frem.

I tillegg til brnnstoffene inneholder slurry en del andre komponenter, slik figur 3-7 viser. Slurry er i det hele et eldorado for en kjemiker. Den kan lages tynn som en suppe og seig som en strikk. Nesten alt er prøvet som ingredienser, fra ferrosilisium til plastavfall, popcorn og poteter.

Den eldste slurrytypen inneholder TNT (trinitrotoluen) som i seg selv er et sprengstoff. Denne er anvendt i Norge både som pumpeslurry og i patronert form i mange år.

Senere har man fått slurrytyper hvor ingen av råvarekomponentene i seg selv er et sprengstoff. Dette er et viktig fremskritt sikkerhetsmessig.

SPRENGSTOFF-FORBRUKET I NORGE

	1964	1974
% DYNAMITTER	95	59
% ANFO OG SLURRY	5	41

Fig. 3-5.

DE VIKTIGSTE BRENNSTOFFER I DAGENS SLURRIES

	OPPFINNER-FIRMA	TYPE
TNT	CIL, CANADA	TØRT SPRENG-STOFF
ALUMINIUM	IRECO, USA	TØRT PULVER
AMIN-NITRAT (MMAN)	du PONT, USA	SPRENG-STOFF
GLYKOL-NITRAT (EGMN)	CIL, CANADA	OPPLØST I VANN
FORMAMID	DOW, USA	OPPLØST I VANN

Fig. 3-6.

SLURRY-RESEPTER	
AMMONIUMNITRAT + ANDRE NITRATER	
VANN FOR Å GI KONSISTENS	
FORTYKNINGSMIDLER (GUM – –)	
LUFTPORE-DANNERE	1 Aluminium-pulver 2 Kjemikalier 3 Emulgatorer
STABILISATORER	
HERDERE	
BRENNSTOFFER	

Fig. 3-7.

Det brukes sannsynligvis mer slurry-sprengstoffer i Norge i dag enn i hele resten av Vest-Europa tilsammen. Dette skyldes at storforbrukerne i Norge var tidlig ute med å ta i bruk slurry for grovhull (5" og større). Det er også her de store mengdene går.

Ved de tre største gruvene i Norge er det opprettet egen slurry-produksjon med aluminiumpulver-slurry på lisens fra det amerikanske selskap Ireco Chemicals. Hver stasjon har en spesialkonstruert lastebil som samtidig er sprengstoffabrikk. Bilen kjører fullastet av halvfabrikata og blander disse først rett ved borhullet slik at sprengstoffet først lages der. Bilen pumper så slurrien rett ned i borhullet. Dette er derfor en sikker og rimelig produksjonsmetode, i dag fullt utviklet.

Utviklingsarbeidet i dag konsentrerer seg derfor om de små borhulls-diametre, særlig 1" til 2".

(Salget her av smådiameter-slurry er foreløpig ikke stort, selv i Amerika og i Vest-Europa neglisjerbart.)

USA's største sprengstoffprodusent, du Pont har imidlertid nylig bestemt seg for helt å slutte å lage dynamitt allerede i 1977. De kjører derfor i år hardt ut med sin slurry. Denne er basert på monometylaminnitrat (MAN.).

Alle kjente slurrytyper for smådiameterområdet 1"–2" er i dag meget avhengig av luft- eller gassblærer. Dersom disse for eksempel unnviker ved lagring, blir slurrien lett for ufølsom.

Mens man ved dynamittproduksjon arbeider hardt for å temme sprengstoffets tendens til å detonere, er derimot hovedoppgaven for slurries å fremelske deres sprengstoff-karakter. Dette gir tekniske problemer, men sikkerhetsmessig store fordeler.

Patronert slurry leveres i dag mest i plastpølser laget av polyester. Denne sprekker på langs ved påkjenning slik at slurrien fyller borhullet godt ut.

I Norge har man siden 1971 kontinuerlig arbeidet med stor styrke på smådiameterslurry-området. Det er utført mange felttester i full målestokk. Dessuten kjøpes nå og da inn mindre partier fra forskjellige amerikanske produsenter for å kontrollere at man her i landet er på høyde med utviklingen.

Som nevnt er det mange krav som skal tilfredsstilles. I Figur 3-8 er en del data sammenstilt for dynamitt, slurries og ANFO. Dette er ingen fullstendig liste, og tallmaterialet refererer seg stort sett til laboratorietester under rendyrkede, men derfor også ofte litt

spesielle betingelser. Energiutviklingen stammer således fra målinger ved en teststasjon i Oslofjorden ved skyting under vann. Denne skytestasjonen er opprettet i nært samarbeid med Kontor for Fjellsprengningsteknikk.

Man måler her trykkimpulsen vannet opptar ved hjelp av oscilloskop og gassboblens energi ved hjelp av dens pulsasjoner.

EGENSKAP		DYNA-MITT	ANFO	SLURRY			
				TNT	ALUMINIUM		MAN
					Grov hull	Små hull	
Målt energi pr. kg	%	100	80	74	98	79	88
Spesifikk vekt	kg/l	1,40	0,90	1,45	1,35	1,10	1,20
Målt energi pr. l		140	72	167	132	87	106
Detonasjonshast.	m/sek	2300	3400	4000	3200	3400	3100
Initiering		Tenner	Primer	Primer	Primer	Tenner	Tenner
Laveste bruks-temperatur	°C	÷20	÷20	÷20	÷5	÷15	÷5
Minste diameter ca.	mm	20	25	75	50	20	20
Største vanntrykk	m	50	50	50	15–20	20–25	40–50
Overførings-lengder mellom patronene i luft (30–40 mm Ø)	cm	6–10	–	–	–	10–13	5–8
Vannbestandighet		God	Dårlig	God	God	God	Aksep-tabel

Sprenggasser	Se artikkelens punkt 10
Ladeegenskaper	Se artikkelens punkt 9

Fig. 3-8.

7. ANFO-PRODUKTER

ANFO (94,5% ammoniumnitrat og 5,5% olje) er et så billig og godt sprengstoff i seg selv at det bør brukes mest mulig.

Kontor for Fjellsprengningsteknikk lanserte i fjor sin Styropor-ANFO for forsiktig sprengning. Derved hadde vi plutselig muligheten for en hel produktlinje basert på ANFO:

- svak Styropor-ANFO
- vanlig ANFO
- forsterket aluminiumpulver-ANFO

Det har vært arbeidet siden for å få ut en slik linje ferdig produsert på fabrikk.

Vi har fått frem produkter for begge ANFO-avartene, som går utmerket i vanlige blåseapparater og som ikke skiller seg under blåsingen. Det er også tatt hensyn til det vanlige kravet om at sprengstoff i bruk under dagen skal være oksygenbalansert. ANFO-avartene er imidlertid enda noe mindre vannfast enn vanlig ANFO.

Så kom imidlertid en tragisk støveksplosjonsulykke ved en av sprengstoffabrikkene i Norge.

Arbeid utført etter denne kommer også direkte inn på stoffer som inngår i ANFO-avartene.

Et meget vesentlig poeng ved de nye sprengstoffene er åt de skal være sikrere enn de gamle. Men så kommer også kravet til mer rasjonell og mekanisk behandling. Denne behandlingen må imidlertid ikke være så røff at man mister fordelen ved sprengstoffenes økte egensikkerhet.

Dette krever ny kunnskap om de nye stoffene, og også her en "il-langsomt"-opptreden. Det er f.eks. rapportert to ulykker fra USA i år med nye sprengstoffer uten nitroglyserin.

8. BASTARDER AV ANFO OG SLURRY

Mange er de som har ønsket seg en "vannfast ANFO". Et annet uttrykk har vært "tørr slurry". Det vil si sprengstoffer som har i seg både ANFO'ens og slurriens fordeler. Disse typene vil enda en stund ligge i vannskorpen i utviklingslaboratoriene. Disse må også være tilpasset fremtidens lade- og initieringsmetoder, og de må ha bedre miljøegenskaper enn dagens produkter.

9. LADE-METODER

Dynamitt kan bare leveres i patronert form. ANFO leveres mest i bulk. Slurry leveres både patronert og i bulk, og dertil har vi levert den i 25 m lange lengder på rull.

Det er i samarbeid med Vegdirektoratet nylig tatt meget detaljerte tidsstudier i en stor tunnel. Her ble lading med dynamittpatroner sammenlignet med blåsing av ANFO i samme tunnel.

Figur 3–9 viser at når all lading foregår etter at alt borearbeid er avsluttet, spares 12 minutter ved blåsing i en 50 m^2 tunnel. Det representerer bare et par prosent av syklus-tiden. Grunnen til at besparelsen ikke ble større ved blåsing er at arbeid med selve tenneren og tennpatron samt kobling tar like lang tid som lading av resten av hullet med sprengstoff.

Slik produktene er i dag er det meget vanskelig å mekanisere arbeidet med tennerne og koblingen på en betryggende måte.

Det er derfor først og fremst initieringsmidlene som begrenser mulighetene for rasjonell lading ved tunneldrift.

10. SPRENGGASSER

Sprenggasser har liten betydning i dagen, men er meget viktig i gruver og i tunneler. Målinger i en tunnel viste at ANFO-blandinger ga – sammenlignet med nitroglyserinsprengstoffer under de samme forholdene – ca. den dobbelte røyktettheten. Med hensyn til giftige gasser ga ANFO det dobbelte NO_2-innholdet, ca. det samme NO-innholdet og ca. to/tredje-deler av CO alt i forhold til nitroglyserinsprengstoffer. Disse gasser har tillatte grenseverdier alt etter Yrkeshygienisk Institutt, på henholdsvis 5,25 og 50 ppm (million-deler). Resultatene med ANFO-blandinger var noe variable, som kanskje tyder på at sprengstoffet er mer følsomt for bruksbetingelsene enn konvensjonelle sprengstoffer.

NO_2 er dimensjonsbestemmende for ventilasjonsanlegget. (red. anm.)

SYKLUSTIDER FOR BORING/LADING FOR TUNNELSALVER I MINUTTER MED DELVIS LADING NÅR BORING PÅGÅR

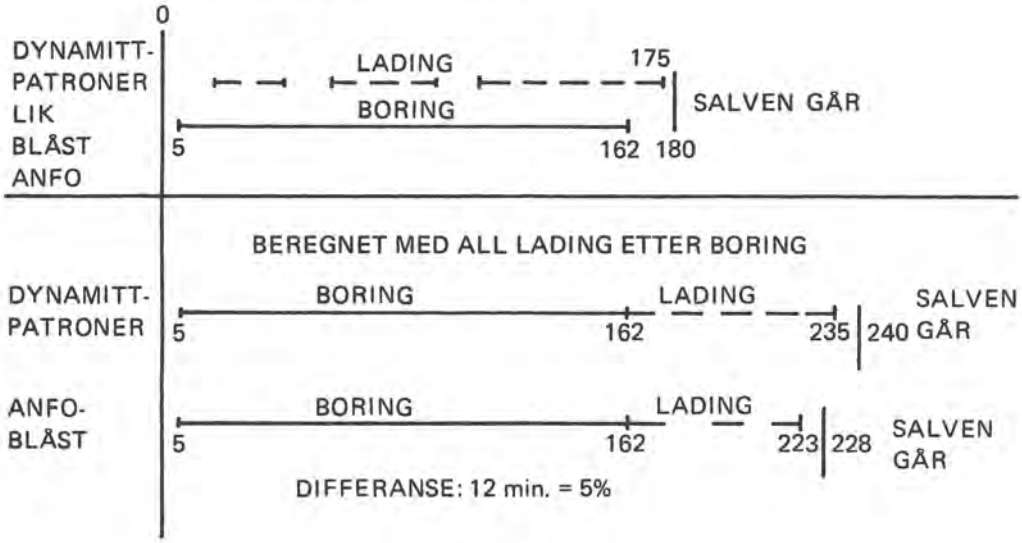


Fig. 3-9.

11. AVSLUTNING

Utviklingsarbeidet må ta sikte på en mer rasjonell teknikk for hele arbeidet – boring, lading, initiering, sprengstoffbehandling.

Vi kan ikke vente oss et nytt all round sprengstoff til erstatning for dynamitten. ANFO og slurries for grovhull angir tendensen henimot flere produkter i fremtiden – tilpasset bruksforholdene.

Dette forutsetter økt kunnskap om stoffene også hos forbrukerne. Det å innføre nye sprengstoffer blir derfor en alvorlig overgang. Vi må nå sikre oss mot halvgode løsninger i tur og orden.

Samfunnet rundt oss stiller i dag store krav til personlig sikkerhet og miljø-/hygieneforhold. Disse kravene vil øke fremover og hele vår industri må innstille seg på dette.

FULLPROFILBORING AV SJAKTER, NYERE ERFARINGER

The full face drilling of shafts, recent experience.

Bergingeniør Arnulf Hansen, A/S Sulitjelma Gruber.

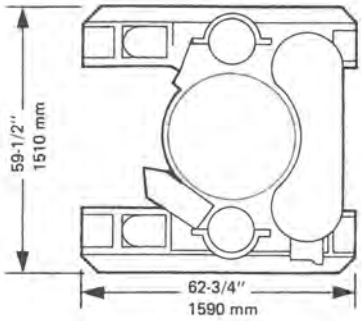
SAMMENDRAG

A/S Sulitjelma Gruber har med sin stigortmaskin, Robbins 61 R boret i alt 12 sjakter med samlet lengde ca. 2300 m. 6 av sjaktene var oppdragsboring.
Det blir gjort rede for driftserfaringene med særlig vekt på valg av kuttertype. "Disc-cutters" har gitt best resultat både med hensyn til ytelse og økonomi.
Det er boret en sjakt på 30° stigning, med nyanskaffet spesialutstyr regner en med å kunne bore i helling ned til 15°.

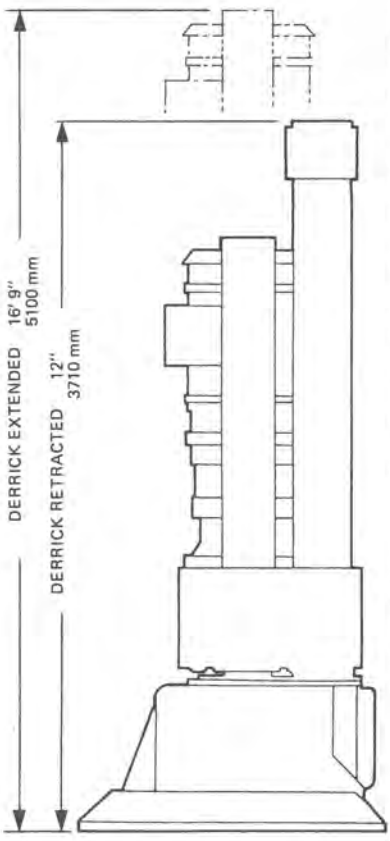
SUMMARY

With a Robbins 61 R drill the Sulitjelma Mining Company has drilled 12 shafts with a total length of 2300 m, 6 of these shafts outside the mine. Experiences from the drilling works with an emphasis on the cutter problem are outlined. Disc cutters have shown to give the best results. One shaft with an inclination of 30° is drilled. With special equipment it is assumed possible to drill shafts with inclinations down to 15°.

Sulitjelma Gruber bestemte seg tidlig i 1971 for kjøp av stigortmaskin etter å ha gjort en rekke undersøkelser og foretatt studiereiser. Resultatet ble at vi satset på en Robbinsmaskin av type 61 R, fig. 4-1. Valget var lett. Robbins hadde og har trolig fortsatt vel 2/3 av verdensmarkedet på stigortmaskiner. (Når det gjelder Robbins-andelen på tunnelmaskinmarkedet ligger også denne på ca. 2/3.) The Robbins Company er et relativt lite firma som leverer kun fullprofilmaskiner og utstyr. De lever og evtl. dør med fullprofilboring. De fleste konkurrenter har flere ben å stå på, og fullprofilboring er ofte en bigeskjeft.



BASEPLATE DIMENSIONS



DERRICK POSITION DIMENSIONS

RAISE DIAMETER	72 in. (1800 mm) Nominal
PILOT HOLE DIAMETER	11 in. (280 mm)
ELECTRIC DRIVE	Two speed, constant horsepower, induction motor 900/1800 rpm, 150 hp, 60 Hz, or 750/1500 rpm, 150 hp, 50 Hz (112 kW)
GEAR REDUCER DRIVE	Planetary drive train w/3.6:1 shift ratio
DRIVE SPEEDS	10 – 20 – 36 – 72 rpm at 60 Hz 8 – 16 – 60 rpm at 50 Hz
DRIVE TORQUE	Full load at low speed: 78,000 ft-lbs (10.800 kg/m) at 60 Hz 93,500 ft-lbs (12.950 kg/m) at 50 Hz
PILOT THRUST	210,000 lbs (96.400 kg) maximum
REAMING PULL	315,000 lbs (143.000 kg) operating 455,000 lbs (207.000 kg) maximum available
FEED RATES	Pilot hole 17.5 in. (460 mm)/minute maximum rate
TRAVERSE RATE	76.25 in. (2000 mm)/minute extend rate at 60 Hz 137 in. (3500 mm)/minute retract rate at 60 Hz
DRILL PIPE	10 in. (250 mm) diameter 60 in. (1500 mm) shoulder length
DIP ADJUSTMENT	45 to 90 degrees from horizontal
TRANSPORTER	Air powered crawler or low profile rail sled
ELECTRICAL POWER	440, 480, or 550 V ac at 60 Hz, or 380, 415, 440, or 550 V ac at 50 Hz 170 kVA at 50 Hz or 60 Hz
AIR CONSUMPTION	800 cfm (22,8 m^3/minute) compressed to 60 – 100 psig (4 – 7 kg/cm^2)
WATER CONSUMPTION	10 gpm (38 liter/minute) at 60 – 100 psig (4 – 7 kg/cm^2)

Fig. 4-1 Robbins stigortmaskin type 61 R.

I Skandinavia er det for tiden 10 stigortmaskiner, og de fordeler seg som vist i tabell 4-1.

Tabell 4-1

Eier	Årstall	Fabrikat	Type	Diam.	Merknad
SVERIGE					
Boliden AB	1970	Robbins	61 R	6'	
Boliden AB	1972	Robbins	71 R	7'	
Boliden AB	1973	Robbins	23 R	3'	
Zincgruvan	1974	Robbins	23 R	3'	
LKAB, Kiruna	1974	Robbins	82 R	8'	
Vattenfall	1974	Robbins	82 R	8'	I drift jan. -75
FINLAND					
Suomen Malmi	1972	Dresser	800	7'	
NORGE					
Mofjellet	1970	Dresser	500	4'	Såvidt vites ikke i bruk for tiden
Sulitjelma	1971	Robbins	61 R	6'	
Fosdalen	1974	Robbins	71 R	6'/8'	I drift des. -74

Prinsippet for stigortboringen er i grove trekk at man borer et pilothull (11" for vår maskin) fra et nivå til nedenforliggende nivå og rømmer oppover med samme maskin. Det finnes maskiner for boring av blindstigorter (bl.a. Robbins 52 R) og som en kuriositet kan nevnes at tunnelmaskiner har vært brukt for stigortboring.

Da vi anskaffet stigortmaskinen, var vi i stor tvil når det gjaldt valg av rømmerhode og cuttertype. Det mest vanlige for stigortboring til da var hardmetallsatte ruller. Vi ble av eksperter og leverandører anbefalt ikke å benytte "disc-cuttere". Det norske fjell var så hardt. Hardmetallsatte kuttere angriper fjellets trykkfasthet ved knusing/maling, mens "disc-cuttere" vesentlig angriper fjellets dårligste egenskaper, og det er skjærfastheten. Vi valgte "disc-cuttere" (Robbins) og har etterhvert mistet respekten for det norske fjell.

Det er om å gjøre å få kutterne til å trenge inn i fjellet så dypt som mulig for hver omdreining, uten å overskride tillatelig belastning på kutterlagrene. Det er ikke uvanlig å mate med opptil 16 tonn/cutter i hardt fjell. Robbins' filosofi er ikke mer enn én kutterring pr. opplagring, og den støtter vi fullt ut. Dersom man benytter 2 eller 3 ringer pr. kutter, har man fortsatt samme maksimale lagerbelastning mens kraften overført gjennom hver ring er henholdsvis halvparten og en tredjedel, og borsynken er dermed redusert. Ulempen med kun én ring pr. kutter er at antall kutter-opplagringer på hodet må økes.

Dersom man benytter for liten matekraft, vil kutterne bli rundslipt. Riktig matekraft medfører at ringene skjerpes ("selvkvessende effekt"). Selvkvessende effekt ser man tydeligst ved tunnelboring. Ved boring av lengre stigorter starter man med mye borstreng ute, og man oppnår ofte ikke tilstrekkelig matekraft mot hullbunnen. Dessuten er stabiliteten på

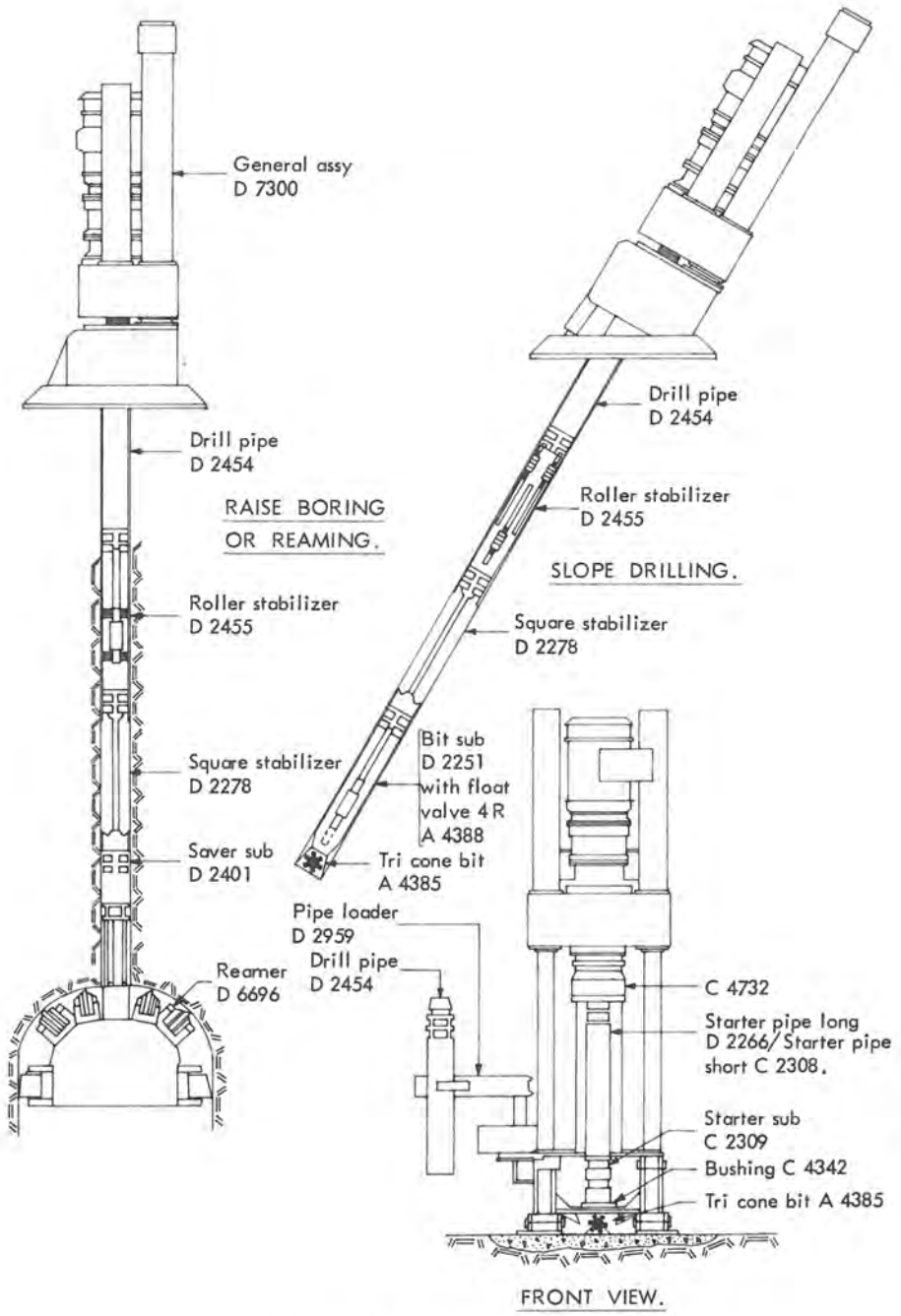
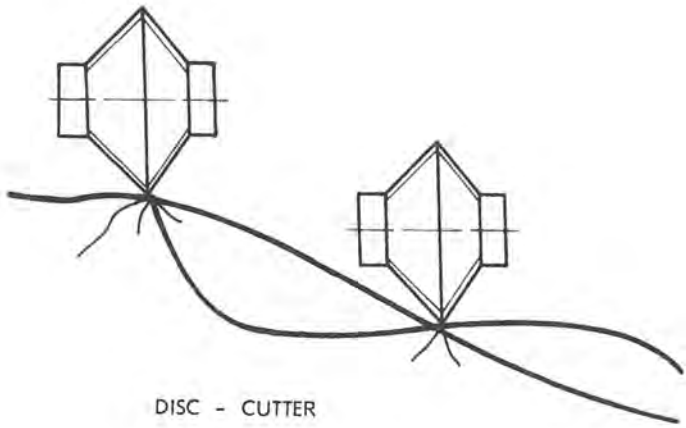
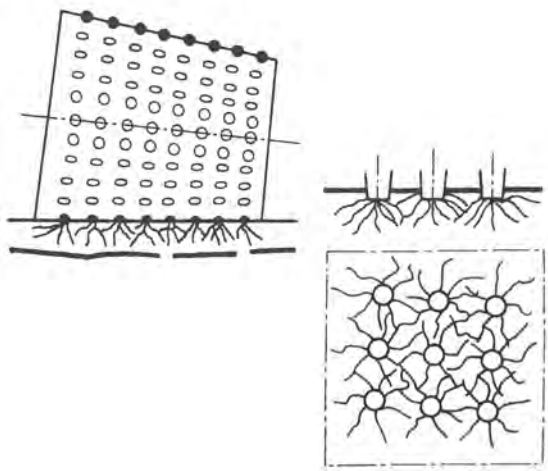


Fig. 4-2 Boring av stigorter.



DISC - CUTTER



RULLEBORKRONE

Fig. 4-3.

rømmerhodet dårligere sammenlignet med borhodet på TBM. Vaskeeffekten gjør seg gjeldende i større grad på stigortboring.

Det foregår en utvikling på "disc-cutter" fronten. Det eksperimenteres bl.a. med hardmetallbesatte "disc-cuttere". "Disc-cutterne" vi benytter, består av overflateherdede (ca. 1/2" dypt) stålringer. Kutterringer for stigortboring konstruert etter mønster av selvkvessende effekt venter vi oss mye av. Slike skal vi ta i bruk om kort tid. Lagerlevetiden øker. For 10 år siden var man glad om lagrene sto 50 timer. I dag er en lagerlevetid på 500 timer ikke uvanlig.

Når kutterne (ringene) er nedslitt, skiftes den herdede stålringen. Lagrene holder for 2–4 kutterring-skift. Kutterne er oljefylte. Den lengste stigort vi har boret uten kutter-skift, er på ca. 255 m. Bergarten var vesentlig kvartskeratofyr. Den gjennomsnittlige levetid på ringene i de bergarter vi har boret, ligger på vel 200 m. Vi starter alltid en stigort med nye ringer. Da kommer man som oftest gjennom uten skifting underveis. Ringene er billige og utgjør ca. 20% av hele kutterprisen, som igjen er billig sammenlignet med hardmetallkutterne. (ca. 1/3)

Det er riktig som det hevdes at vedlikeholdsomkostningene på stigortmaskinene er høyere ved bruk av "disc-cuttere" enn med hardmetall-kuttere. Men man må ta i betraktning at borsynken med "disc-cuttere" vanligvis er dobbelt så stor som ved hardmetall-kuttere.

Vi har til nå boret 12 stigorter (Φ 1,83 m) med tilsammen ca. 2.300 m. Lengdene har variert mellom 100 og 260 m. Halvparten av stigortene er boret i Sulitjelma. Tabell 4-2. Stigortene nr. 2 og nr. 3 danner i dag vår hovedkommunikasjon mellom Grunnstollnivået og hoveddypnivå -233, og har fått navn etter maskinen (Robbins-synk I). Transportsynken som er for både personell og materiell, ble boret i to etapper. Først ble øverste etappe boret. Her passerte stigorten selve malmhorisonten med særdeles løs kloritt. Borsynken var upåklagelig, ca. 6 m/time, men problemene kom i neste omgang da det ble nødvendig med omfattende støpearbeider. Vi har med gru tenkt på de sikrings- og støpearbeider vi ville ha fått om stigorten var blitt drevet på konvensjonelt vis. Da første etappe var fullført, ble maskinen flyttet til gjennomslagsstedet, og nederste etappe boret.

Tabell 4-2

A/S SULITJELMA GRUBER – FULLPROFILBORING AV STIGORTER. ROBBINS 61 R

Nr.	Sted	Formål	Lengde, M Opprømmet	Fall gr.	Borsynk		Bergart
					Pilot-hull	Opp-rømming	
1.	Sulitjelma	Kassestigort	216,0	52,8	3,2	1,64	Kvartsglimmerskifer/kloritt
2.	Sulitjelma	Faringsstigort	159,1	50	3,9	1,71	Kvartsglimmerskifer/kloritt
3.	Sulitjelma	Faringsstigort	211,8	50	2,6	0,98	Kvartsglimmerskifer
4.	Sulitjelma	Kassestigort	95,5	49,5	3,7	1,08	Kv.gl.skifer/Amfibolitt
5.	Sulitjelma	Ventilasjon	149,4	30	2,6	0,50	Amfibolitt (ca. 3000 kp/cm^2)
6.	Sulitjelma	Kassestigort	206,2	50,5	3,1	1,13	Kvartsgl.skifer
7.	Fosdalens Bergv.	Synktrace	236,8	90	2,9	0,96	Grønnstein
8.	Fosdalens Bergv.	Faringsstigort	121,6	70	7,0	1,53	Grønnstein/jernmalm
9.	Fosdalens Bergv.	Kassestigort	257,9	61	4,3	1,16	Grønnstein/jernmalm
10.	Fosdalens Bergv.	Kassestigort	253,9	60	3,6	1,35	Kvartskeratofyr
11.	Fosdalens	Kassestigort	246,6	57	3,0	1,07	Kvartskeratofyr
12.	A/S Hansa Bryggeri	Ventilasjon	131,4	90	6,1	1,20	Grønnstein
	Diameter alle sjakter 6'		2.300 m				

Den flateste stigort vi har boret er en 150 m lang ventilasjonsstigort med et fall på 30°. Fig. 4-5. Dette var til da den flateste fullprofilborede stigort i Europa. Pilothullsboringen gikk uten problemer, og hullavviket var ca. 0,5%. Startvinkelen på pilothullet var korrigert for avvik. Opprømmingen var problematisk. Vi måtte skifte kuttere flere ganger. Borsynken var langt lavere enn vi har vært vant til, 0,5 m/time. Den harde bergarten, amfibolitt med trykkfasthet opptil ca. 3.000 kp/cm^2, forklarer noe av kutterslitasjen og den lave borsynk. Størstedelen må tilskrives dårlig stabilitet på rømmerhodet i hullet. Vi benyttet det flate rømmerhodet med 13 "disc-cuttere" og 3 stabilisator-ruller. Ved boring av neste flate stigort

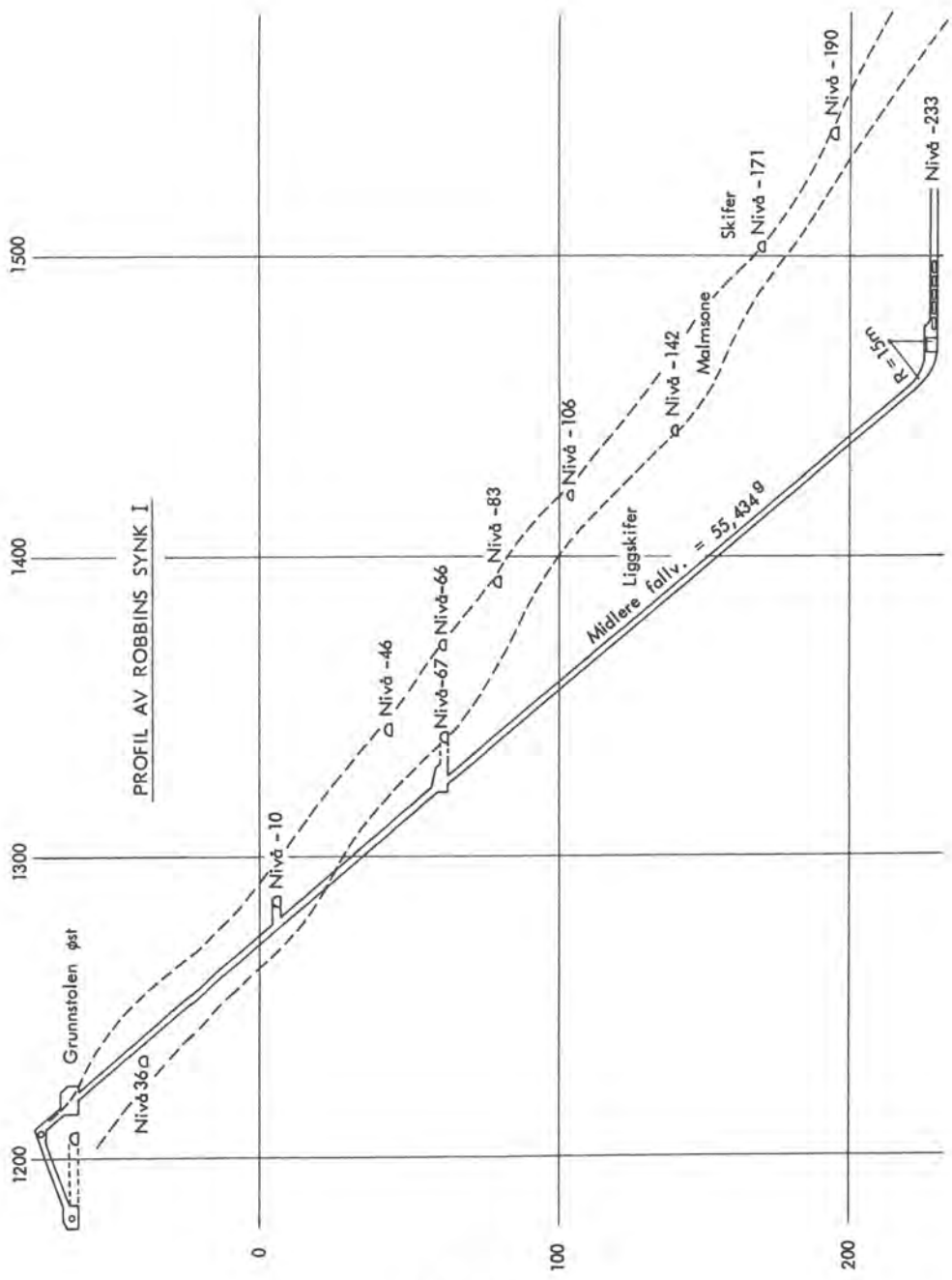

PROFIL AV ROBBINS SYNK I
1500
1400
1300
1200
0
100
200
Grunnstolen øst
Nivå 36
Nivå -10
Nivå -46
Nivå -67
Nivå -66
Nivå -83
Nivå - 106
Nivå - 142
Malmsone
Liggskifer
Skifer
Nivå - 171
Nivå - 190
Nivå -233
R = 15m
Midlere fallv. = 55, 434 g

Fig. 4-4.

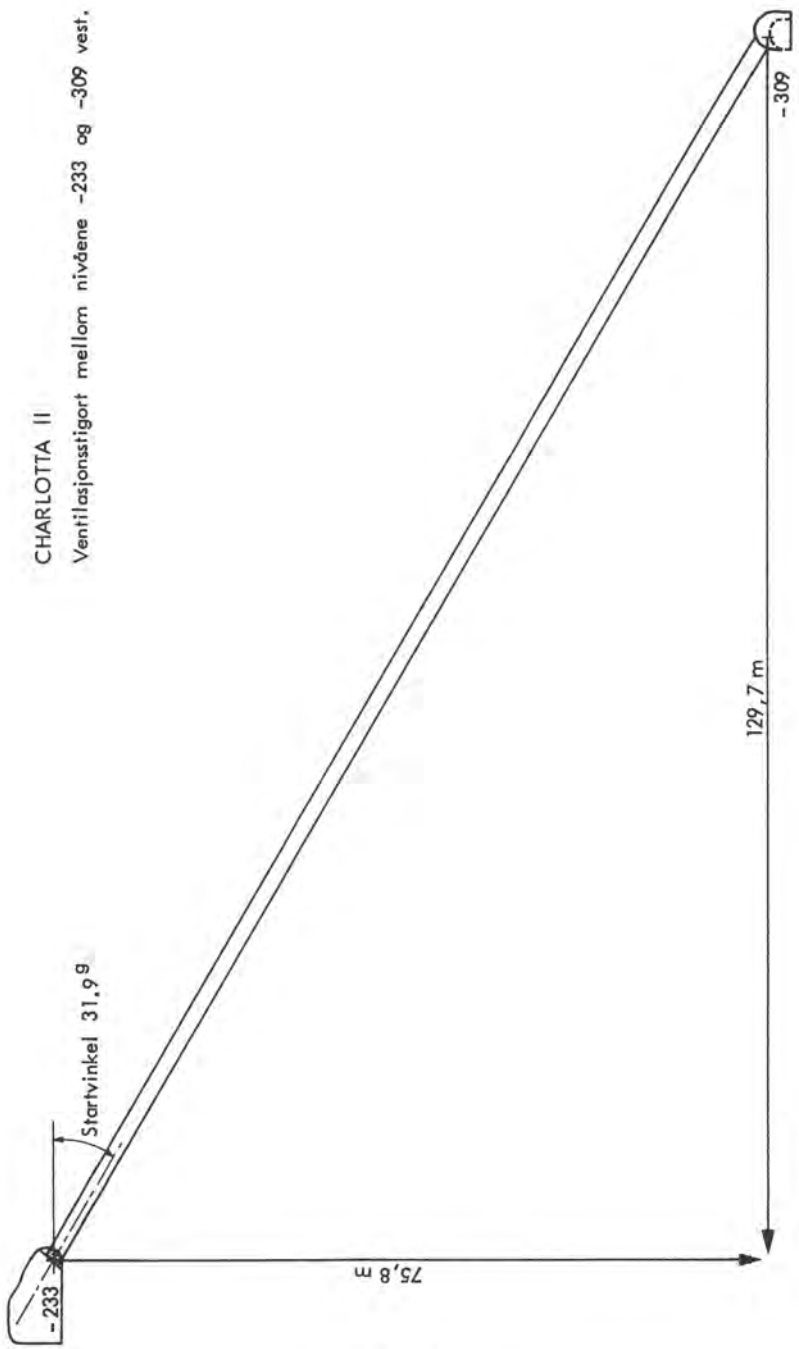

CHARLOTTA II
Ventilasjonsstigort mellom nivåene -233 og -309 vest.
Startvinkel 31,9 g
-233
-309
75,8 m
129,7 m

Fig. 4-5.

vil vi øke antall stabilisator-ruller på rømmerhodet og hex.stabilisatorer i pilothullet. Dessuten boret man omtrent parallelt med lagdelingen, og det er ugunstig.

Problemet med flate stigorter er å få den utbrutte masse bort fra kutterne og bak rømmerhodet. Dette ble løst ved hjelp av skråstilte blad/vinger montert på siden av rømmerhodet for å skru massen bakover og ved dyser for vannspyling av hullperiferien. Systemet virket tilfredsstillende. Før vi startet boringen, var vi forberedt på nedskraping av massen p.g.a. det flate fallet, og hadde blokkfeste (svivel) i rømmerhodet og spesialkonstruert skrape klare. Det viste seg imidlertid at skraping ikke ble nødvendig. Vi øket vannspylingen og fikk dermed massen ned til lastestedet. De første 50 meter av stigorten kom massen lett ned. Etterhvert lærte man teknikken. Etter å ha rømmet en rørlengde ble rømmerhodet senket samme lengde. Dette medførte at man fikk bygget opp en demning som ble fylt med vann. Brudd på demningene skyllet hullet kraftig.

Siste kutterskifte skapte store problemer. Da hodet skulle ned for skifting av kuttere, ble pilhøyden på borstrengen så stor at rømmerhodet bendet og var umulig å få ned. Mange originale forslag fremkom, og resultatet ble at vi drev en synk med fall 1:4 til hodet med knematere og last- og bærmaskin. Kutterne ble skiftet og stigorten fullført.

Vi lærte mye av prosjektet, og erfaringene vil komme godt med ved neste flate stigort som får et fall på 25°.

Med det spesialutstyr vi har, vil vi kunne bore stigorter med fall ned til ca. 15°. Horisontal boring med stigortmaskinen vår er mulig. Vannspylingen må i tilfelle økes til 800–1000 l/min.

P.g.a. omstendigheter som dere sikkert forstår, må vi være tilbakeholdne med å oppgi kostnadstall. Det vi kan si er at for stigortsboring i Sulitjelma er fullprofilboring et langt bedre alternativ både teknisk og økonomisk enn alle andre former for stigortdriving. Oppdragsboringen tyder på at fullprofilboring er konkurransedyktig også andre steder. Man hører til stadighet omkvedet: "Fullprofilboring er kostbar. Utigfter til kuttere og borkroner er høye." Dette er etter våre erfaringer ikke riktig. Kutterkostandene er meget lave, hvis man benytter kuttere som er tilpasset fjellets beskaffenhet, og man sørger for å ha en maskin med tilstrekkelig kraft til å utnytte kutterne fullt ut.

Det som er dyrt med fullprofilboring, er kapitalkostnadene. Det er derfor av helt avgjørende betydning for et akseptabelt økonomisk resultat at maskinen utnyttes. Dette er en av årsakene til at vi har gitt oss ut på oppdragsboring.

Vi avsluttet i begynnelsen av juni oppdragsboringen for Fosdalens Bergverks A/S, Malm, hvor vi har fullført 5 stigorter med tilsammen ca. 1.150 m i løpet av 9 måneder. Korteste stigort var 125 m og lengste 260 m, som også er den lengste vi har boret og forsåvidt også lengste fullprofilborede stigort i landet. Første stigort (240 m) ble boret i lodd. Her måtte man bore 2 pilothull da første hadde for stort avvik (6 m) til at man kunne benytte stigorten for synk tracé (Stigorten vil bli utstrosset til Φ 5 m). Andre pilothull traff til presisjon. På de resterende stigorter holdt man seg godt innenfor garanterte avvik for pilothullet. Alle stigortene ble opprømmet til 1,8 m diameter.

Lengre stigorter i Fosdalen har hittil vært drevet med Alimak-utstyr bortsett fra en stigort på 220 m som ble drevet på kontraktbasis med fullprofilboringsutstyr av et konkurrerende firma. Det ble benyttet rømmerhode med hardmetallkuttere som har vært det vanlige for fullprofilboring av stigorter helt til den senere tid.

Vi har hele tiden benyttet "disc-cutters" som skjæreutstyr, og vi regnes for å være pionerer på "disc-cutters" for stigortboring også internasjonalt.

Da man startet oppdragsboringen for Fosdalens Bergverk, var ekspertene sikre på at fjellet i Fosdalen var for hardt for fullprofilboring med "disc-cutters". Man boret i jernmalm, kvartskeratofyr og grønnstein med trykkfasthet opptil 3000 kp/cm^2. Resultatene i Fosdalen har vært så gode at Fosdalens Bergverk har bestemt seg for å skaffe eget utstyr for fullprofilboring av stigorter.

Stigcrt nr. 4 (ca. 255 m) ble drevet på 1 mnd. inkl. pilothullet. Ved konvensjonell drift ville et halvår vært regnet som godt resultat. Fullprofilborede stigorter over 100–125 m er fullt konkurransedyktig også prismessig med konvensjonelt drevne (f.eks. Alimak). Dessuten gir fullprofilborede stigorter mindre sikringsarbeider, økt sikkerhet og ingen skyterøyk.

I midten av september d.å. fullførte vi en 130 m vertikal ventilasjonssjakt for A/S Hansa Bryggeri, Bergen. Fullprofilboring ble valgt fremfor konvensjonell drift p.g.a. fare for rystelser med etterfølgende erstatningsutbetaling til villaeierne i området. Vi ble kontaktet av entreprenørfirmaet A/S Stoltz, Røthing & Co., Bergen, som var entreprenør for fjellarbeidet hos Hansa. Selve boreoperasjonen tok 22 skift, hvorav opprømmingen utgjorde 17 skift. Boringen foregikk på 2 skift pr. døgn p.g.a. nattero, bortsett fra pilothullsboringen som gikk helkontinuerlig. Bergarten var grønnstein med trykkfasthet ca. 2000 kp/cm^2. Man fikk store vanntilsig i pilothullet, og tre meter før gjennomslag mistet man sirkulasjonen. Pilotstrengen ble hevet ca. 60 m og etter å ha blåst hullet ble strengen senket under hurtig rørskifting og boringen fortsatte til gjennomslag. Hullavviket var i underkant av 1 m): 0,7%.

Vårt nye 6' (= 1,83 m) opprømmingshode med "disc-cuttere" (Robbins Domed Reamer Head) er en suksess. Rømmerhodets form (dome) og utførelse har gitt en rekke fordeler

Domed Reamer With Disc Cutters

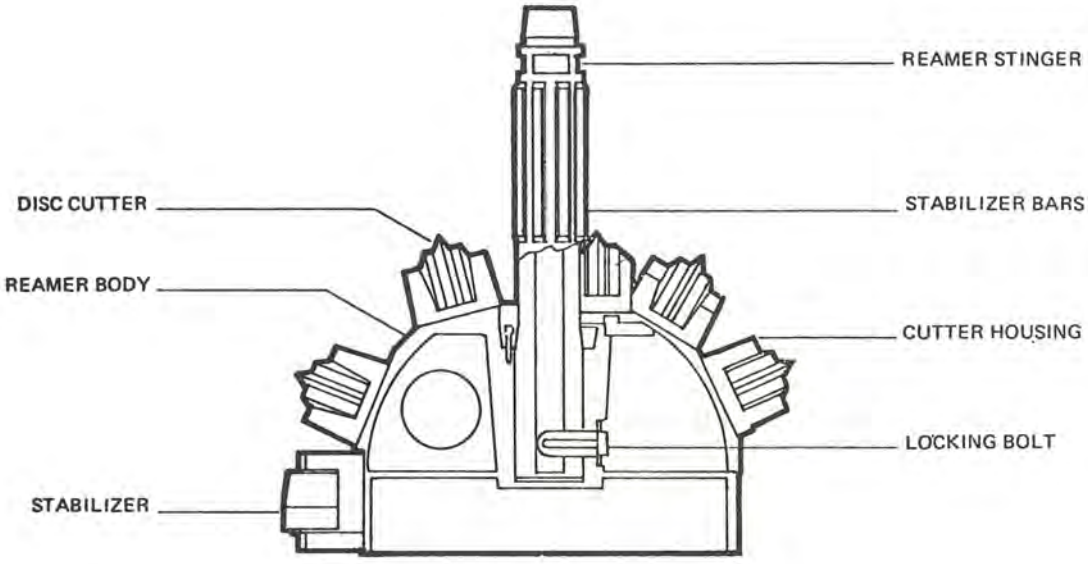
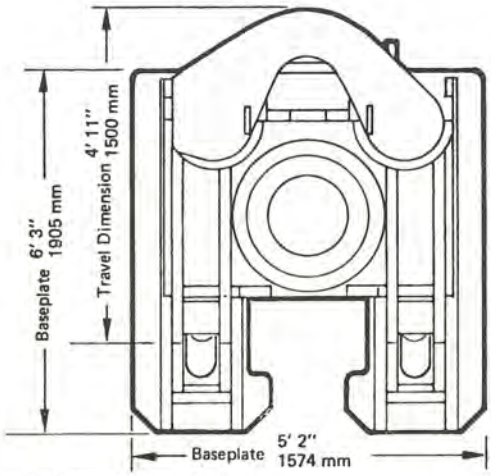
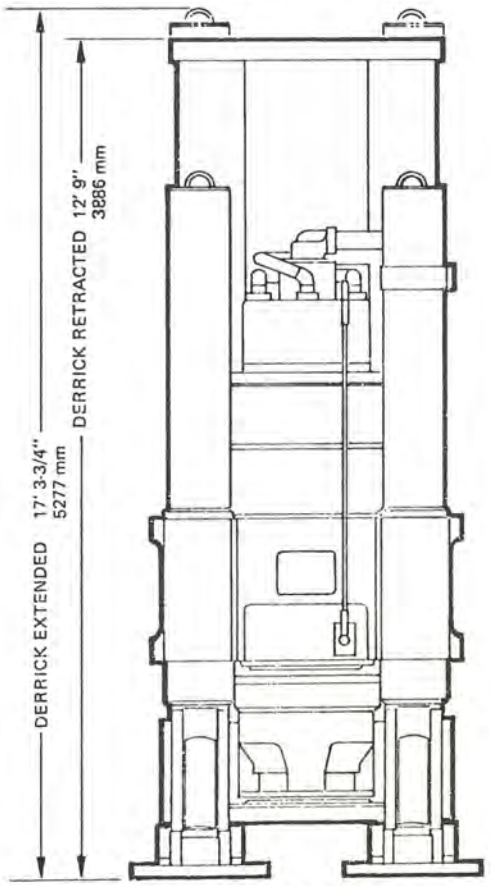


Fig. 4-6.



BASEPLATE DIMENSIONS



DERRICK POSITION DIMENSIONS

SPECIFICATIONS

RAISE DIAMETER	96 in. (2500 mm) nominal in hard rock 144 in. (3700 mm) recommended maximum
PILOT HOLE DIAMETER	12 1/4 in. (310 mm)
ELECTRICAL POWER	Main pump motors – 300 hp (224 kW)
GEAR REDUCER DRIVE	Planetary drive train with 19:1 reduction with shift
DRILLING SPEED	0 – 90 rpm (Pilot drilling with single pump.)
REAMING SPEED	0 – 9.25 rpm
DRIVE TORQUE	Full load operating – 210,000 ft-lbs (29.085 kg/m) at 5.4 rpm
	Maximum for breakout – 330,000 ft-lbs (45.706 kg/m)
PILOT THRUST	103,000 lbs (46.762 kg)
REAMING PULL	750,000 lbs (340.500 kg) operating
FEED RATES	Pilot hole 12.4 in. (320 mm)/minute maximum rate
TRAVERSE RATE	75 in. (1900 mm)/minute extend 135 in. (3400 mm)/minute retract
DRILL PIPE	11 1/4 in. (290 mm) diameter 60 in. (1500 mm) shoulder length
DIP ADJUSTMENT	90 to 45 degrees from horizontal
TRANSPORTER/ ERECTOR	Crawler mounted, front and back, transport and erection
ELECTRICAL POWER	Furnished to suit mine requirements (350 kVA total connected power)
AIR CONSUMPTION	800 cfm (22 m^3/minute) of free air compressed to 60 – 100 psig (4 – 7 kg/cm^2)
WATER CONSUMPTION	40 gpm (152 liter/minute) required for cooling hydraulic oil

Fig. 4-7.

fremfor det gamle "flat head", fig. 4-6. Det økede overflateareal gir plass for flere kuttere. Det er selv-stabiliserende, noe som minsker "vaske-effekten" som er vanlig på flate rømmerkonstruksjoner. Man oppnår videre jevnere og roligere gang på maskinen og lavere dreiemoment. Påskråmingen (ved oppstart) blir enklere. Kutter-kostnadene er blitt lavere, hvor mye er det for tidlig å si noe om, da man ikke kjenner den økede levetid på lagrene. Dessuten regner vi med øket levetid på rømmerhodet.

Vi vil forhåpentligvis i løpet av 1975 ha anskaffet oss en ny og større stigortmaskin for hullengder opptil 350—400 m og diameter 9—10'. Vi har i tankene en Robbins, mod. 84 R som er helhydraulisk. Fig. 4-7.

Til slutt skal nevnes at vi i disse dager starter fullprofilboringen av en 5 km kloakktunnel (Φ 3,15 m) fra Frantzebråten til Majorstua, her i Oslo. Oppdraget utføres i samarbeid med Dipl.ing. Kaare Backer A/S & Co. for Oslo Kom mune, og skal være fullført i november 1975.

Tunnelboremaskinen er produsert av The Robbins Company, Seattle. Diameteren kan utbygges til 3,3 m. I Europa alene er det førti TBM fra Robbins. Bl.a. kan nevnes at en Robbins TBM (Φ 4,8 m) i disse dager står klar på den franske side av den engelske kanal for driving av servicetunnelen på kanalprosjektet.

Fig. 4-8 Opprømming starter.

ERFARENHETER MED HYDRAULISKA BERGBORRMASKINER

Experiences with hydraulic rock drills.

Överingeniör Vigg Romell, Atlas Copco MCT AB, Stockholm.

SAMMANFATTNING

En hydraulisk bergborrmaskins egenskaper och funktion beskrivs kortfattat. Erfarenheterna från praktisk drift visar att nettoborrsjunkningar 50% högre än med pneumatiska maskiner och med bibehållen livslängd på borrutrustningen är helt realistiska. Lägre ljudnivå och frihet från dimma ger en väsentlig miljöförbättring. Effektbehovet reduceras till ca en tredjedel. Ett antal ort- och tunneldrivningsaggregat visas såsom exempel på levererade utrustningar.

SUMMARY

The characteristics and operation of an hydraulic rock drill is briefly discribed. Experience from practical operation has proved that increases in penetration rate of 50% are possible without sacrifice in drill steel and bit life. Lower noise level and absence of water- and oil must represent a considerable improvement in environmental conditions for the operator. The power requirement is reduced to about one third. A number of pictures show examples of drill rigs with hydraulic rock drills.

Innan jag går in på erfarenheterna tror jag det kan vara på sin plats att som hastigast beröra bakgrunden till hydraulmaskinutvecklingen och ge en kort beskrivning av utrustningen.

Utvecklingen av slående bergborrmaskiner för ort- och tunneldrivning har under de senaste decennierna i stor utsträckning koncentrerats till ökning av den utgående slageffekten.

Detta har möjliggjorts dels genom utveckling av borrmaskinerna, och dels genom utveckling av riggar, bommar och matare, kapabla att bäre borrmaskiner med hög effekt. Man börjar dock nu närma sig gränsen för vad som är praktiskt möjligt med konventionella pneumatiska borrmaksiner. Kurvan på fig. 5–1 visar denna effektutveckling och man ser där hur utvecklingen under de senaste åren stagnerat.

Det är framför allt tre faktorer som blivit begränsande för ytterlig ökning av de pneumatiska borrmaskinernas effekt, nämligen vikten, påkänningen i borrstången och luftförbrukningen. Det har även visat sig vara svårt att med de pneumatiska borrmaskinerna tillfredsställa kraven på en bättre arbetsmiljö. Den hydrauliska borrmaskinen erbjuder emellertid en möjlighet att ta ytterligare ett steg mot högre effekt, tack vare att den jämfört med den pneumatiska borrmaskinen kan göras lättare, med högre effekt vid samma påkänning i borrstången och att energitillförsel med electricitet eller dieselmotor inte

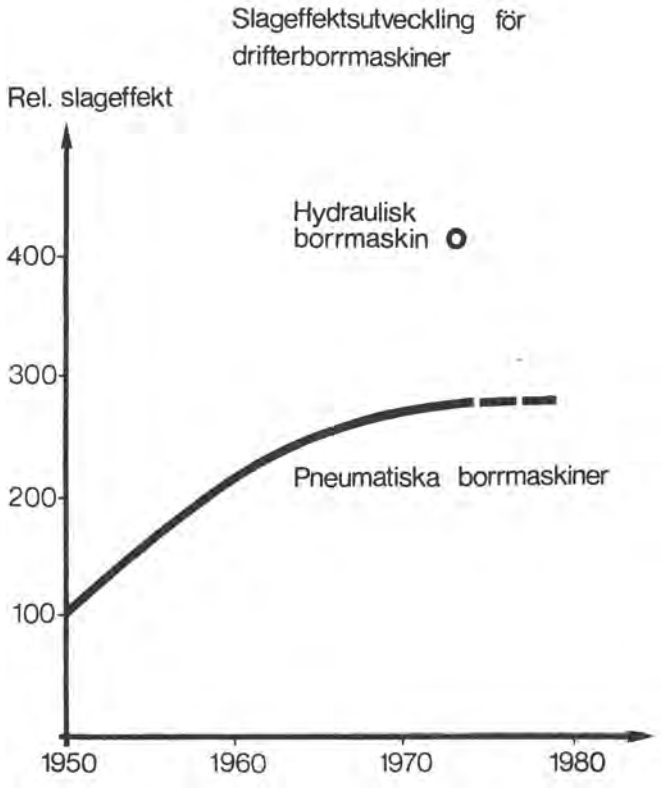


Fig. 5-1

erbjuder samma problem som med tryckluft. Som fig. 5-1 visar innebär detta at effekten kan höjas med nära 50%.

Att den hydrauliska borrmaskinen kan göras lättare än den pneumatiska beror först och främst på att man använder mycket högre tryck på oljan än på luften. Den hydrauliska borrmaskinen kan därför göras mera kompakt. Att man på den hydrauliska borrmaskinen inte behöver någon ljuddämpare för avloppsluft bidrar också till viktskillnaden. Att man kan tillåta en högre effekt för den hydrauliska borrmaskinen utan att därmed öka påkänningen i borrstången låter kanske förbryllande men är inte så konstigt. Borrmaskinens slagenergi förs ju ned till borrkronan i form av en stötvåg i borrstången. Formen på denna stötvåg kan påverkas vid konstruktionen av en borrmaskin och hydrauldriften gör det konstruktivt möjligt att få en stötvågsform som ger att större energiinnehåll utan att öka påkänningen i borrstången. Hydrauldriften gör det nocksåmöjligt att använda högre slagtal, vilket ju har samma verkan, d.v.s. en ökning av den till borrkronan överförda effekten utan ökning av påkänningen i borrstången.

När det gäller energitillförseln är det en viktig principiell skillnad mellan pneumatiska och hydrauliska borrmaskiner. Vid tryckluftdrift är det lämpligt att ha en central kompressorstation och ledningar för tryckluften ut till borrmaskinerna. Vid hydrauldrift är det däremot olämpligt och oekonomiskt med långa oljeledningar.

Hydraulpumparna, som kan drivas med antingen elektriska motorer eller dieselmotorer, placeras därför så nära borrmaskinerna som möjligt, d.v.s. på borriggen. Detta är möjligt tack vare att totalverkningsgraden för hydraulmaskinerna är c:a tre gånger så hög som för de pneumatiska borrmaskinerna och motorerna blir således i motsvarande grad mindre och lättare. Vid hydrauldrift undgår man således den begränsning av energitillförseln som en tryckluftslednings dimensioner och tryckfall ger.

En annan fördel med att placera det för drivning av hydraulborrmaskiner nödvändiga pumpaggregatet på borriggen är att man inte behöver vara låst vid ett konstant systemtryck såsom vid pneumatisk drift där flera olika utrustningar är anslutna till ett gemensamt tryckluftsnät. Genom att välja ställbara pumpar kan man konstruera hydraulsystemet så att tryck och flöde kan varieras för att därmed variere borrmaskinens slagdata.

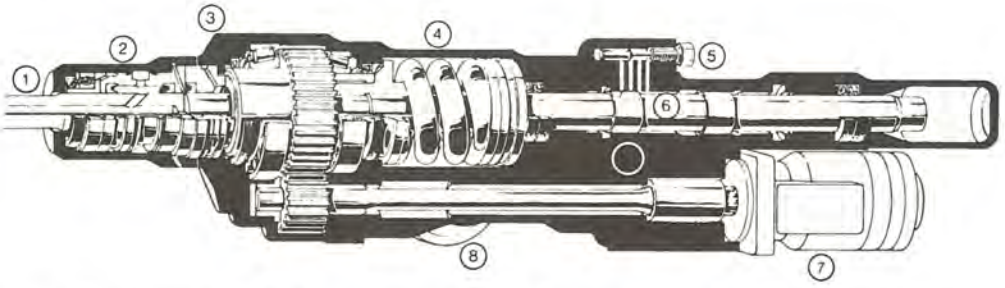
Genom variation av trycket kan man dock inte utnyttja borrmaskinens maximala effekt vid olika slagdata beroende på att vid t.ex. sänkning av trycket både slagenergi och slagtal går ned och således även slageffekten, som ju är produkten av slagtal och slagenergi. Om man emellertid förutom ändring av trycket även ändrar slaglängden för borrmaskinens slagkolv kan man få ut maximal slageffekt antingen i form av tunga slag med låg frekvens eller lättare slag med högre frekvens. Härigenom är det möjligt att anpassa borrmaskinens slagdata till olika bergarter, olika hålddiametrar och olika borrstångsutrustningar.

En stor del av det av en tryckluftdriven bergborrmaskin alstrade bullret emanerar från den utströmmande avloppsluften. En hydraulisk bergborrmaskin saknar givetvis luftavlopp och arbetar följaktligen tystare utan att några speciella ljuddämpande åtgärder behöver tillgripas. En ytterligare följd av att den hydrauliska borrmaskin saknar luftavlopp är att risken för dimbildning, som försämrar sikten, helt elimineras. Avloppsluften från en tryckluftdriven borrmaskin innehåller ju oftast såväl vattenånga som smörjolja. Vid luftens expansion sänks temperaturen så att vattenångan kondenserar och bildar dimma som skymmer sikten.

Konstruktivt har de hydrauliska borrmaskinerna flera likheter med de pneumatiska (Fig. 5-2). Där finns givetvis en slagkolv och en styrventil som styr tryckmediet för att åstadkomma slagkolvens fram- och återgående rörelse. Rotationsanordningen skiljer sig inte på annat sätt från de separatroterade pneumatiska maskinernas än att den drivs med en hydraulmotor i stället för en luftmotor.

Tillförseln av spolvatten bör på en hydraulisk borrmaskin lösas på annat sätt än med ett konventionellt spolrör rakt igenom hela borrmaskinen som på de pneumatiska borrmaskinerna för att bl.a. undvika inblandning av vatten i hydrauloljan. Om spolvattnet i stället tillförs genom ett spolhuvud i borrmaskinens främre del vinner man dessutom fördelen att högre spolvattentryck kan användas. Vid de höga borrsjunkningar, som man kan uppnå med de hydrauliska borrmaskinerna, kan detta ha stor betydelse.

Smörjingen av de rörliga delarna i en hydraulisk borrmaskin erbjuder inga svårigheter när det gäller slagverksdelen, eftersom både slagkolv och ventil hela tiden arbetar i olja och detta gäller även för rotationsmotorn. Rotationsväxeln däremot smörjs lämpligen med fett på samma sätt som vid de pneumatiska borrmaskinerna. För smörjning av adaptern kan man tänka sig olika alternativ. Det enklaste, men sannolikt också det sämsta är fettsmörjning, varvid adaptern med relativt korta intervall måste tagas ut ur borrmaskinen och smörjas in med fett. En annan möjlighet är att använda hydrauloljan och dosera en lämplig mängd till adaptern. En tredje möjlighet, litet mer kompliceras men också överlägsen de andra, är att smörja adaptern med en liten mängd oljeblandad tryckluft. Det kan kanske synas



1. Tryckluftspolning runt nackadaptern hindrar föroreningar att tränga in i maskinen.
2. Separatspolning med upp till 10 bars tryck håller borrhålet rent från kax och ger god kylning av borrkronan.
3. Låg maskinprofil ger stickningsvinklar på endast ca 2°.
4. En kraftig fjäder tar upp reflexerna från berget och minskar påkänningarna på borrmaskin, matare och hydraulbom.
5. Genom byte av reglerpropp kan slaglängd, slagenergj och slagtal varieras. Samma utgående effekt bibehålls.
6. Slagkolven och styrventilen arbetar i olja, vilket praktiskt taget eliminerar slitage.
7. Kraftig, hydraulisk rotationsmotor med omkastbar rotation och steglöst varierbart varvtal.
8. Två ackumulatorer av membrantyp utjämnar de trycktoppar som slagverket ger i systemet.

Data för COP 1038 HD

Längd	985 mm
Bredd	260 mm
Höjd	225 mm
Höjd från borrcentrum	82 mm
Vikt	135 kg
Slagtal	Reglerbart mellan 2300 och 3600 slag/min.
Rotation	Separat, steglöst variabel mellan 0 och 300 varv/min.
Oljetryck	150–250 bar
Spolvattentryck	4–10 bar
Spolvattenbehov vid 6 bar	35 l/min.
Rekommenderad borrustning	Sandvik Coromant drifterskarvstång, 1 1/2" lätt eller standard, med 43–51 mm krona

Fig. 5-2

inkonsekvent att använda tryckluft för detta ändamål på en för övrigt helt hydraulisk borrmaskin, men man vinner den stora fördelen att borrmaskinens främre del hela tiden hålls under övertryck i förhållande till den omgivande atmosfären. Härigenom kan man på ett mycket effektivt sätt hindra vatten och smuts från att tränga in i borrmaskinen. Eftersom luftbehovet är mycket litet kan man lätt utrusta borriggen med en liten kompressor för detta ändamål. Man vinner med detta system dessutom fördelen att kunna smörja maskinens främre del med god smörjolja även om slagverket skulle köras på vatten-glykol-blandning eller någon annan brandsäker hydraulvätska med dåliga smörjegenskaper.

De hydrauliska borrmaskinerna COP 1038 HD har provats i ort- och tunneldrivning sedan 1972. De uppnådda nettoborrsjunkningarna har oftast legat minst 50% över vad man uppnått med pneumatiska maskiner. Detta är fullt rimligt eftersom den utgående slageffekten är ungefär 50% högre än för de kraftigaste pneumatiska driftermaskinerna. Det har också visat sig praktiskt möjligt att trots den höga borrsjunkningen bibehålla eller t.o.m. ibland öka stång- och kronlivslängderna. En bidragande faktor har här varit möjligheten att utnyttja spolvattentryck upp till 12 bar tack vare den tidigare omnämnda separatspolningen, speciellt vid starkt diameterförslitande berg.

Problemet med maskinvikten som en begränsande faktor för fortsatt utveckling mot högre borreffekter har visat sig möjligt att lösa även i praktiken med hydraulisk drift. Den hydrauliska borrmaskinen COP 1038 HD har t.ex. 50% högre effekt än motsvarande tryckluftdrivna borrmaskin men väger trots detta 20% mindre. Den hydrauliska borrmaskinens låga effektförbrukning i förhållande till borreffekten har också verifierats av provresultaten. Denna fördel får givetvis större betydelse ju mer energipriset stiger.

När det gäller miljöfrågorna är det naturligtvis i första hand reduktionen av bullret som är intressant.

Diagrammet på fig. 5-3 visar resultatet från ljudmatningar med tre olika bergborrmaskiner, en odämpad och en ljuddämpad tryckluftdriven samt en hydrauliskt driven, varvid även bör påpekas att den hydrauliska borrmaskinens effekt är 100% högre än den odämpade och 50% högre än den ljuddämpade tryckluftmaskinens. Ljudnivån är inom det lågfrekventa området (där hörselskyddens effektivitet är sämst) 10–15 dB lägre för den hydrauliska borrmaskinen. Subjektivt upplevs detta som en radikal sänkning av ljudnivån, vilket i praktiken bl.a. haft till följd att borrningspersonal, som fått pröva på borrning med de hydrauliska borrmaskinerna, vägrat återgå till borrning med tryckluftdrivna borrmaskiner.

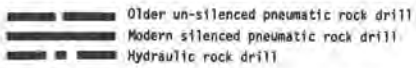
Det er dog viktig å merke seg at støyreduksjonen er beskjeden i det farlige frekvensområde 1000–3000 HZ. Red. anm.)

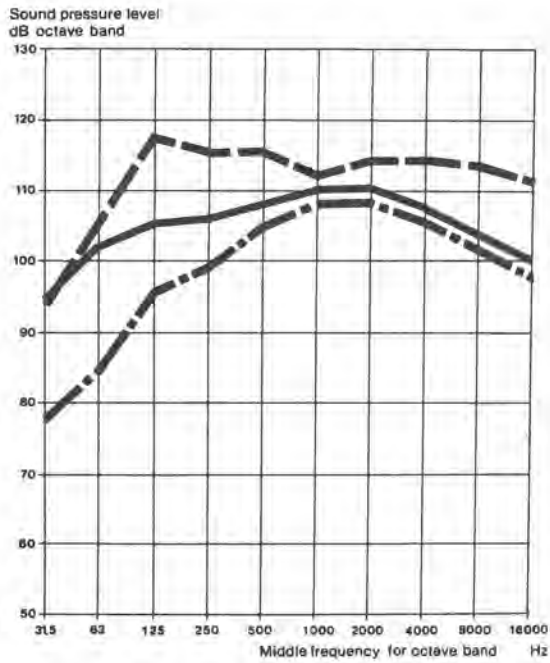
Elimineringen av den dimbildning, som ibland är mycket besvärande vid borrning med pneumatiska maskiner, innebär också en förbättring av arbetsmiljön. Operatören får tack vare frånvaron av vattendimma helt fri sikt. Detta resulterar ofta i ett bättre arbetsresultat genom att placering och inriktning av borrhålen kan göras noggrannare.

När det gäller kraftaggregat och hydraulsystem kan vi redan nu säga att erfarenheterna har bekräftat våra förväntningar beträffande fördelarna med mycket fin filtrering. Vi har nämligen tillämpat den nya filtreringsfilosofi, som något förenklat säger att man kan undgå slitage om man filtrerar bort de partiklar som förorsakar slitaget. Huvuddelen av allt slitage i hydraulsystem av den här typen orsakas av partiklar, som är större än 5 μ och vi har därför utrustat våra borraggregat med 3 μ filter.

Vi har också fått erfarenhet av fördelarna med att använda ställbara pumpar i stället för pumpar med fast deplacement. Förutom att de, såsom tidigare nämnts, ger möjlighet till

The noise level, taken from underground-measurements, of different types of Atlas Copco rock-drilling machines





NOTE The curves show the average reading from the same work site and for six different measuring points at a distance of one meter from the machine.

Fig. 5-3

variable slagdata, ger de den stora fördelen att borrmaskinen kan arbeta vid konstant tryck och således konstant utgående slageffekt oberoende av oljetemperatur och av slitage i pumpar eller borrmaskin. I ett system med fasta pumpar sjunker borrmaskinens effekt då oljan blir varm liksom då pumpar eller borrmaskiner blir slitna.

Erfarenheterna från upplärning och träning av borrningspersonal har visat att den erfoderliga upplärningstiden i allmänhet är mycket kort tack vare det enkla handhavandet av borraggregaten. De är nämligen utrustade med ett elektriskt styrsystem utformat så att hela borrningsoperationen kan skötas med en enda spak. (Fig. 5-4) Det enda borraren behöver göra efter att ha positionerat mataren är att göra påhugget genom att föra denna spak framåt varvid slagverk, borrotation, spolning och matning kopplas in. Med en tryckknapp upptill på spaken kan slagverkseffekten reduceras under påhugget.

När påhugget är klart förs spaken till främre ändläget och automatiken tar över. Detta innebär att hålet borras under konstant övervakning av en automatisk matningsreglering, som förhindrar fastborrning. Då det rätta borrdjupet nåtts stängs slagverket av och borrmaskinen återgår till det bakre ändläget på mataren där borrotation och spolning stängs av. Mataren

kan då flyttas till nästa hål och förloppet upprepas. Automatiken kan givetvis kopplas bort och alla operationer utföras manuellt med två flerfunktionsspakar om så skulle erfordras. Varje Manöverpanel är också utrustad med tre manometrar som visar oljetrycken i resp. slagverks-, rotations- och matningskretsarna.

Elektronikkretsarna, som styr de automatiska funktionerna, är samlade på två kretskort, som enkelt kan bytas ut.

Som avslutning visas några exempel på levererade riggar med hydrauliska borrmaskiner. (Fig. 5-5 til 5-8.)

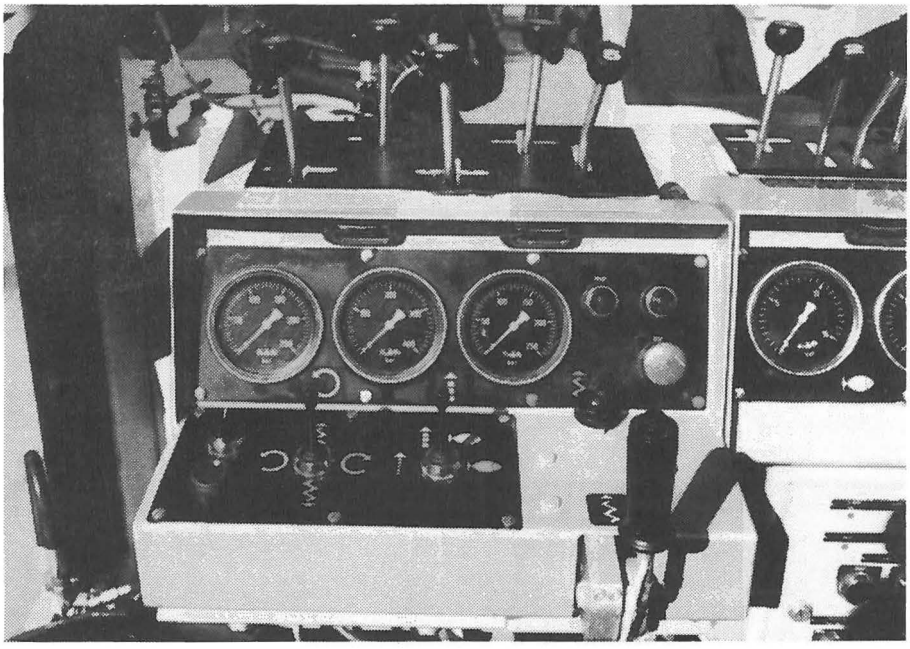


Fig. 5-4 Borrningen kan skötas med en spak (nedtill till höger).

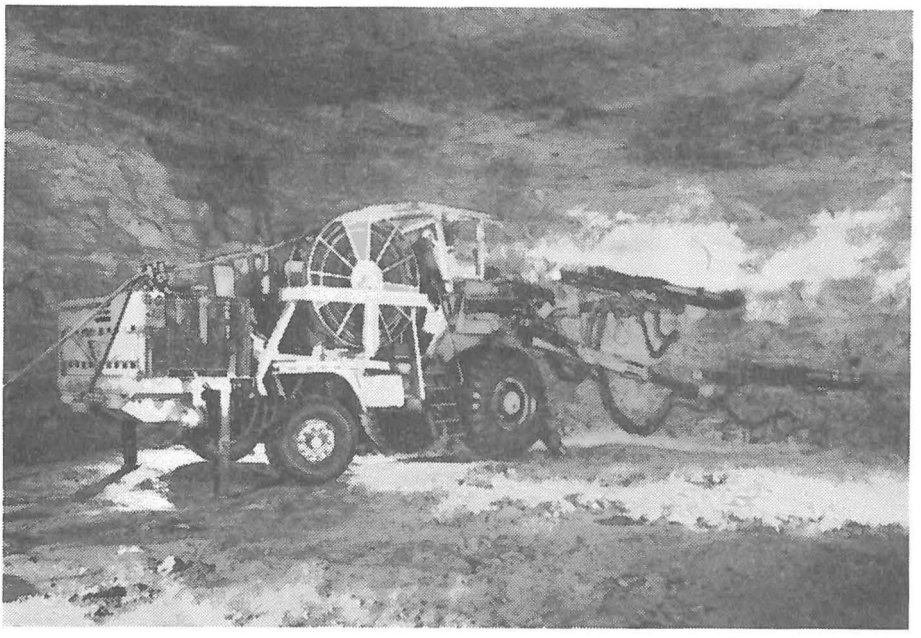


Fig. 5-5 2-bomsrigg med två hydrauliska borrmaskiner COP 1038 HD och BUT 14-bommar.

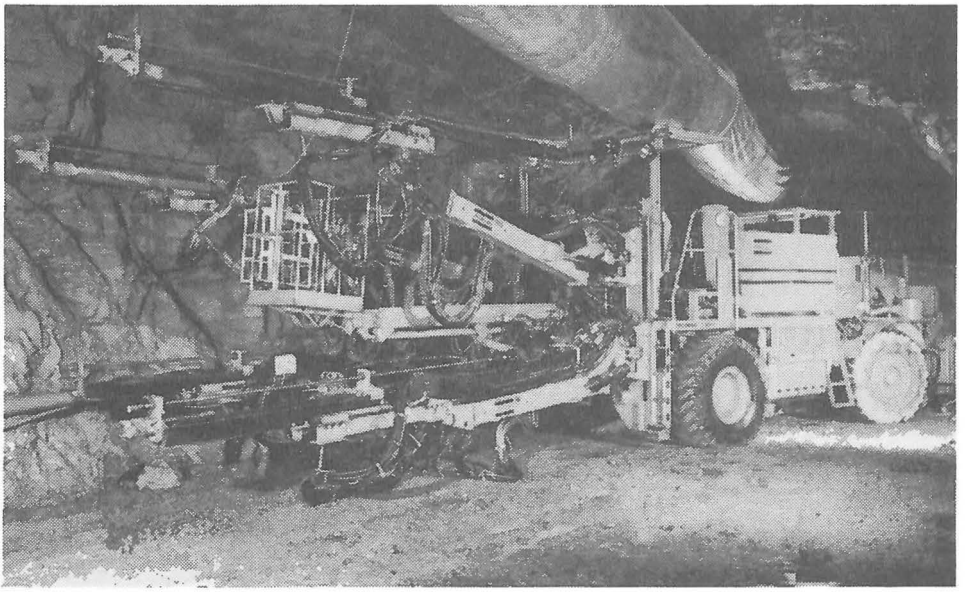


Fig. 5-6 4-bomsrigg med COP 1038 HD BUT 14-bommar, laddkorg och dieselmotordrivna hyraulaggregat.

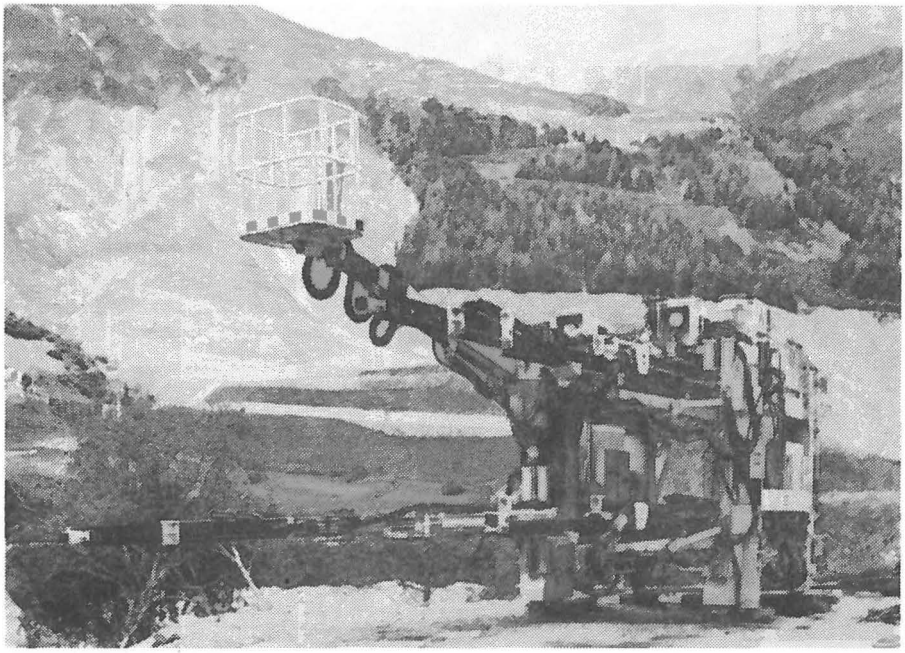


Fig. 5-7 Portalrigg med Lyra COP 1038 HD, Tunmec R 250-bommar och laddkorg.

Fig. 5-8 3-boms rälsbunden rigg med COP 1038 HD och Tunmec R 250-bommar

MONTABERT HYDRAULISK DRIFTER

Montabert Hydraulic Drifter

Ingeniør Johan Kongsgaarden, SK-maskin A/S

SAMMENDRAG

Erfaring fra Frankrike med bruk av Montaberts hydrauliske driftere har vist at netto borsynk og brutto borekapasitet øker henholdsvis 55% og 100% sammenliknet med pneumatiske driftere.
Kostnadsdata over lengere sikt synes å slå ut til fordel for hydrauliske driftere.

SUMMARY

In France, the practical use of Montabert hydraulic drifters has shown that the net penetration rate increases by 55% and drilling time per round decreases to the half compared to similar sized pneumatic drifters.
Cost data collected over some time seem to be adventageous to the hydraulic drifters.

1. GENERELT

Ets. Montabert, som ble grunnlagt i 1922, er beliggende i Frankrike, nærmere bestemt i Lyon.

Fabrikken beskjeftiger 330 personer.

Montabert er fast representert i 38 land, i alle verdensdeler, ca. 46% av produksjonen går til eksport.

Fra krigens slutt begynte fabrikken å konsentrere sin produksjon rundt tyngre materiell for gruve- og anleggsektoren, og man utviklet etter hvert hydraulisk manøvrerte borrigger med opptil 16 bommer.

Under konstruksjonsarbeidene med disse kompliserte borrigger, var det nødvendig å utvikle avanserte hydrauliske betjeningssystemer. De erfaringer man her fikk, førte til at man i begynnelsen av 60-årene begynte å interessere seg for hydraulisk opererte fjellboremaskiner. De kom på markedet sommeren 1970.

Den hydrauliske drifteren forekommer i 5 varianter med spesifikasjoner gjengitt i følgende tabell:

TEKNISKE DATA

Type		H.40	H.50	H.60	H.70	H.100
Vekt	kg	80	100	100		150
Lengde	mm	850	810	810		1.100
Høyde over borstål	mm	67	155	155		155
Energitilførsel	KW	20	22	22		22
Stempelvekt	kg	3	3,5	4.5		8.0
Energi pr. slag	kgm	15	20	30		50
Slagtall	pr. min.	3.100 3.400	2.700	2.200		1.400
Rotasjon	o/min.	240	200	140 eller 200		100

Spec. ikke frigitt

H.100 er beregnet for pallboring med kronestørrelse 64–152 mm.

De hydrauliske drifteres viktigste fordeler er øket borsynk, mindre effekt-tilførsel og bedre arbeidsforhold.

2. ØKET BORSYNK

Momentanhastigheten, d.v.s. hastigheten i slagøyeblikket, er 50% høyere enn tilsvarende for pneumatiske driftere i samme størrelse.

De vanlige driftshastigheter øker prosentvis ennå mer fordi slageffekten styres av rotasjonen og materkraften.

Slageffekten reguleres på den ene side av rotasjonen slik at energien pr. slag synker når rotasjonsmomentet øker. På den annen side reguleres slageffekten av det trykk som utøves på borskjæret i bunnen av hullet, slik at slaget reduseres når dette trykket avtar.

Påbrøsting av borehullene skjer automatisk, først med bare rotasjon, deretter økes slageffekten automatisk i forhold til skjærets trykk mot stuffen, og det motsatte skjer når boret trekkes ut igjen etter boringen.

Under selve boringen fordeles den totale effekt til drifteren automatisk mellom slag og rotasjon. Dette styres i prinsippet av variasjoner i gjennomstrømningen i rotasjonens hydrauliske krets.

Når borstålet møter en sleppe, vil den motstand skjæret møter, avta. Slagkraften vil da automatisk reduseres, og skjæret vil ikke kile seg fast.

Dessuten styrer rotasjonsmomentet materens bevegelser slik at når utkoplingsmomentet oppnås, vil materen reversere og drifteren kun rotere.

3. MINDRE EFFEKT-TILFØRSEL

De hydrauliske driftere krever en installert effekt på 25–50 HK, mens det til de pneumatiske driftere av samme klasse kreves minst 120 HK.

Dette skyldes hovedsakelig at en hydraulisk transmisjons virkningsgrad er på ca. 60%, mens tilsvarende for en pneumatisk transmisjon er 15%, begge deler under gode arbeidsforhold (den tilførte energi målt på akselen til den motor som driver pumpen eller kompressoren).

4. BEDRE ARBEIDSFORHOLD

Lett å bruke: — Operatøren innstiller bommen på de angitte hullkoordinater, åpner for spylingen, plasserer materhendelen på "forover" og starter drifteren, som nå kun har rotasjon. Alle de etterfølgende operasjoner skjer automatisk.

1) Borskjæret nærmer seg stuffen under rotasjon alene.
2) Påbrøsting av borhullet skjer som ovenfor forklart.
3) Boring med automatisk regulert optimal effekt uansett variasjoner i fjellets beskaffenhet.
4) Retur, under rotasjon alene, etter avsluttet hull.

— En mann kan således lett betjene to bommer.

— En sikkerhetsanordning som er anbrakt på vannsirkulasjonen, vil stoppe drifteren og sette materen i revers hvis vanntrykket gjennom boret synker under en på forhånd fastsatt minsteverdi. Det vil ikke forekomme at boret kiler seg fast på grunn av utilstrekkelig spyling av borhullet.

Dessuten vil drifteren automatisk stoppes og returneres hvis nivået i oljetanken synker under en viss verdi. Overskrider oljetemperaturen 55° vil oljekjøleren automatisk øke vanngjennomstrømningen i takt med stigende temperatur: Hvis allikevel oljetemperaturen overskrider 75°C, vil drifteren automatisk stoppes og returneres. Ved temperatur i overkant av 80°C vil den hydrauliske oljen spaltes, hvilket kan medføre store ødeleggelser på systemene. Når så utsalgsprisen på en drifter er ca. kr. 70.000,— må de relativt små merkostnader ved installasjon av de forskjellige sikrings-systemer betraktes som en fornuftig investering.

Siktbarhet: — Siktbarheten på arbeids-stedet er god da man unngår tåke som skyldes kondensasjon i utblåst, komprimert luft, og likeledes unngår man oljetåke.

Sikkerhet: — Redusert lydnivå. Arbeiderne holder kontakten med hverandre, hvilket gir økt sikkerhet.

4. SAMMENLIKNING AV OPPNÅDDE RESULTATER

En borrigg med 3 pneumatiske driftere og en PANTOFORE med 3 hydrauliske driftere ble brukt på stuffer med dim. 6 x 3.30 m, for boring av absolutt like salver, hulldimensjon 51 mm. De oppnådde resultater er således sammenlignbare og vist i følgende tabell:

Maskin	Netto borsynk cm/min.	Totaltid for salveboring min.
Pneumatisk drifter	90	80
Hydraulisk drifter	140	40

Den hydrauliske drifter arbeider således dobbelt så hurtig som tilsvarende pneumatiske, takket være

— en høyere momentan-hastighet og en matningshastighet som alltid ligger nær den optimale p.g.a. at den styres automatisk av fjellets beskaffenhet.

5. ØKONOMI

Borriggen med 3 pneumatiske driftere bruker ca. 350 HK. PANTOFOR'en med 3 hydrauliske driftere bruker ca. 110 HK. De bestemte antall hull for en salve bores av hydrauliske driftere, under ellers like forhold, på halvparten av tiden som kreves for pneumatiske driftere. Energiforbruket er bare en tredjedel.

I oktober 1970 ble den første PANTOFORE utstyrt med hydrauliske driftere levert til et fransk graveselskap, og satt i drift i Largentiére, en bly-gruve i Syd-Frankrike. Den viste seg fullt brukbar straks ved igangsettingen, og det er praktisk talt ikke foretatt forandringer. I begynnelsen av mai 1972 overtok dette selskapet sin tredje helhydrauliske PANTOFORE.

For øvrig er det blant annet levert 2 stk. 8 boms rigger for et større vegtunnelanlegg i Sveits. Totalt levert ca. 170 driftere.

Ved et fransk gruveanlegg har man etter ca. 371.000 bormeter med 51 mm — utført med 4 driftere (3 på bommer + en i reserve) funnet at bortsett fra slitedeler som hylser og paler, var slitasjen på de indre deler som alltid arbeider i olje, meget liten. Kostnad for deler til driften var ca. 0.15 kr/bormeter.

Til tross for den høye innkjøpspris som skyldes den ytterste grad av presisjon ved maskineringen, samt varmebehandlingene, slår økonomien, på litt lengere sikt, sterkt ut til fordel for de hydrauliske driftere.

Når man videre tar hensyn til høyere effekt og de bedrede arbeidsforhold, er det sikkert at om noen år vil det ikke settes i gang nye tunnel- eller grubearbeider uten at det helhydrauliske borutstyret sterkt kommer inn i bildet. Det stadig økende salg over store deler av verden bekrefter denne påstand.

BORING OG LADING I TUNNELER UNDER 20 M²

Drilling and loading in small tunnels.

Dosent Odd Johannessen, Institutt for anleggsdrift, NTH.

SAMMENDRAG

Nødvendig boring og sprengstofforbruk som funksjon av borhullsdiameter og salvelengde m.m. Tidsforbruk boring og lading. Brutto borekapasitet bestemt av netto borsynk, målt direkte eller ved indirekte metode. Sammenheng mellom netto borsynk og lufttrykk og mellom netto borsynk og borhullsdiameter. Lading samtidig med boring? Ukeinndrift ved varierende salvelengde og utstyrskombinasjon. Økonomisk salvelengde og borhulldiameter (utstyrskombinasjon).

SUMMARY

More than 50 tunnels are analysed with respect to necessary drilling volume, consumption of explosives and drilling and loading capacity. A method of estimating the necessary time of drilling per round based on direct or indirect (in the laboratory) measured drilling rates is proposed. Correlations betwnen drilling rate and air pressure, and between drilling rate and the diameter of the drillhole are shown. Based on these analyses the author concludes that optimum length per round may be shorter than usually assumed in Norway. Greatest production and best economical results are obtained with mechanized heavy drifters and 45 mm drill holes.

BORING OG LADING I TUNNELER UNDER 20 M²

0. GENERELT

0.1 PROSJEKTGRUPPEN

Som ledd i særkursundervisningen i anleggsteknikk ved Institutt for anleggsdrift, NTH, våren -74, ble det dannet en prosjektgruppe med oppgave å analysere boring og lading i tunneler under 20 m^2. Gruppen har bestått av studentene Ulf Erik Owrenn, Tor Gjermundsen, Jan Rohde og Nils Røren, instituttingeniør Torbjørn Herre samt dosent Odd Johannessen. Gruppens arbeid er fullført av Nils Røren.

Lab.ing. Olav T. Blindheim har assistert gruppen ved vurdering av fjellets egenskaper (prøvetaking, lab.forsøk, vurdering av resultater).

Økonomisk støtte fra Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, NVE – Statskraftverkene, Ing. Thor Furuholmen A/S, A/S Høyer-Ellefsen samt Bergverkenes Landssammenslutnings Industrigruppe har gjort arbeidet mulig.

0.2 MÅLSETTING

Prosjektet søker å kartlegge

- nødvendig boring
- nødvendig sprengstofforbruk
- ytelser, boring og lading
- kostnader

ved varierende

- fjellforfold
- tverrsnitt
- borhullsdiameter (utstyr)
- salvelengde

Hensikten er å skaffe data og utvikle metode for planlegging og valg av utstyr for boring og lading i små tunneler.

Prosjektet er også et ledd i instituttets arbeid for å ajourføre undervisningen.

0.3 GRUNNLAG

1. Driftsstudier ved igangværende tunnelanlegg vinter/vår 1974. (17 stuffer)
2. Rapporter fra NVE – Statskraftverkene, arbeidsstudier og etterkalkyler.
3. Hovedoppgaver ved Institutt for anleggsdrift, NTH.
4. Opplysninger fra entreprenører.

Samlet er statistikk fra et meget stort antall tunneler lagt til grunn for de slutninger som er gjort.

0.4 RAPPORTEN

Dette innlegg er et sammendrag av den fullstendige rapport som kan fåes ved NTH.

1.NØDVENDIG BORING

1.10 Eksisterende beregningsgrunnlag

Gjeldende kurve fra NVE (Odd Johannessen) er vist i figur 7.1. Kurven viser antall hull som funksjon av tverrsnitt. (45–47 mm). Antall hull = spesifikk boring x tverrsnitt x inndriftsprosent.

På samme kurve er plottet Jorstad's formel og kurver fra Bergsprängningsboken (Gustavsson).

Samtlige kurver forutsetter at nødvendig boring er uavhengig av salvelengden. Overgang til parallellhullskutt og lange salver har gjort at denne forutsetning ikke lenger er dekkende for dagens praksis.

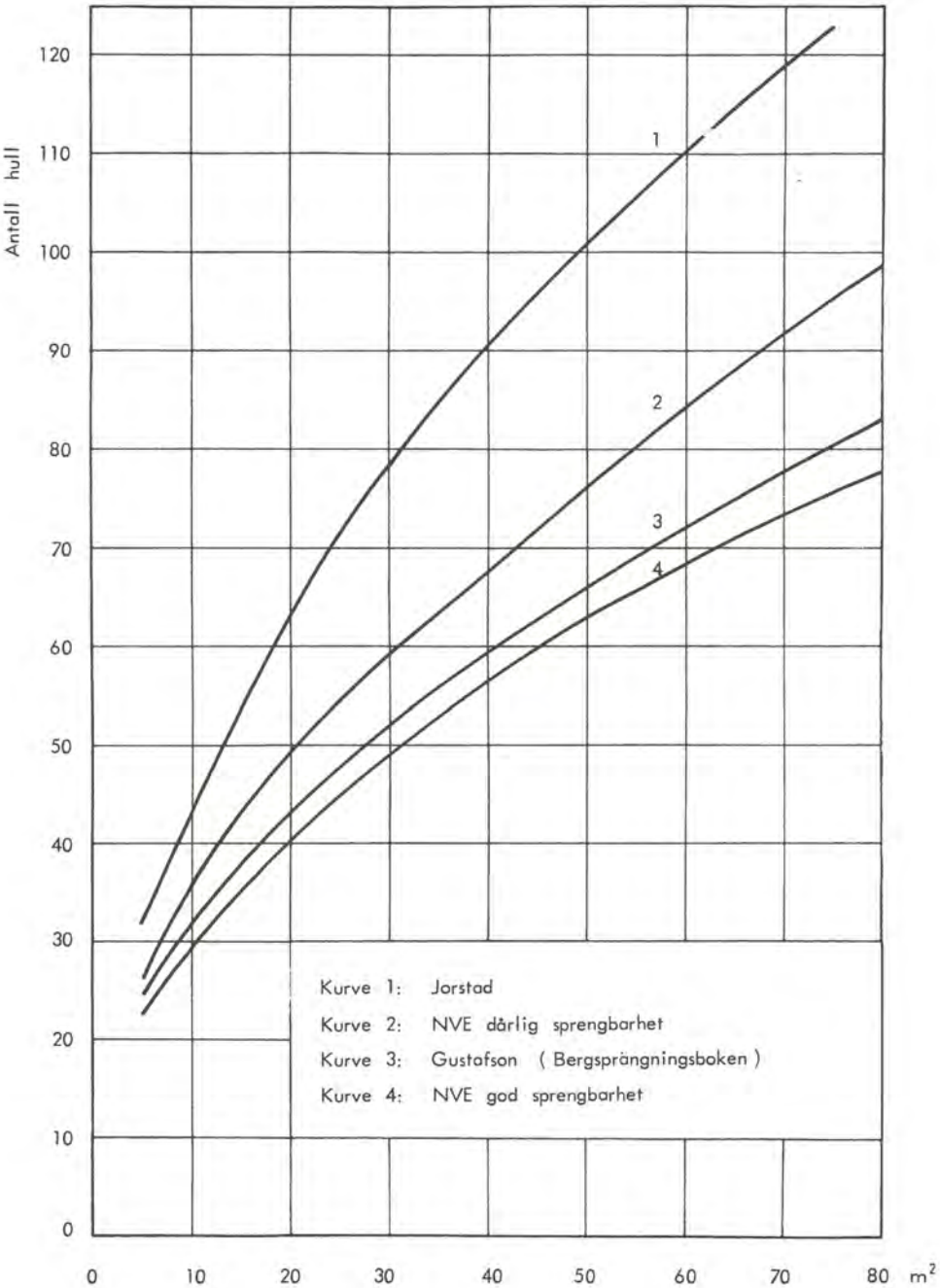
Det er derfor behov for revurdering av nødvendig boring.

Resultatene blir presentert under punkt 1.3

Det presiseres at spesifikk boring heretter blir gitt i bormeter pr. fast m^3, prosjektert tverrsnitt. Det er ikke forutsatt spesielle krav til konturen.

1.20 Grunnlag for beregning av nødvendig boring.

Kurvene for spesifikk boring er basert på registrerte data, beregninger og skjønnsmessige vurderinger. Fjellet er delt i to m.h.t. sprengbarhet.



Nødvendig boring - antall hull - 45 mm.

Fig. 7-1.

Dårlig sprengbarhet

Metamorfe bergarter med skifrig struktur, oftest med høyt glimmerinnhold og liten trykkstyrke. Eks. krystalline skifre i Rana-området.

God sprengbarhet

Grovkornige, homogene granitter, syenitter og kvartsdioritter. "Svensk granitt".

Denne inndelingen er grov og forenklet, men har vist seg nyttig i praksis. For gruppens egne vurderinger er sprengbarhetsindeksen beregnet etter laboratorietester for noen tunneler.

Det vil bli arbeidet videre for om mulig å knytte den forenklede inndeling til mer eksakte kriterier.

1.31 Borserie 11

Resultat

Fig. 7.2 gir spesifikk boring som funksjon av tverrsnitt og fjellets sprengbarhet for borserie 11.

Grunnlag

Tidligere kurve fra NVE er brukt med mindre justeringer. Det er funnet god overensstemmelse med tilgjengelige data.

Kurvene er bygd på den drivetradisjon som har vært vanlig for borserie 11. Med det forstås bruk av vinkelkutt, bortsett fra i de mindre tverrsnitt hvor en har nyttet parallellhullskutt, men korte salver.

1.32 45–47 mm og kilkutt

Resultat

Figur 7.3 gir spesifikk boring som funksjon av tverrsnitt og fjellets sprengbarhet for borhullsdiameter 45–47 mm. Kurvene forutsetter kilkutt og begrenset salvelengde.

Grunnlag

Det er ikke funnet saklig grunn til å forandre eksisterende kurver fra NVE, bortsett fra små justeringer.

1.33 45 mm og parallellhullskutt

Resultat

Figur 7.4 gir spesifikk boring som funksjon av tverrsnitt og fjellets sprengbarhet for borhullsdiameter 45 mm, parallellhullskutt og basis salvelengde (10').

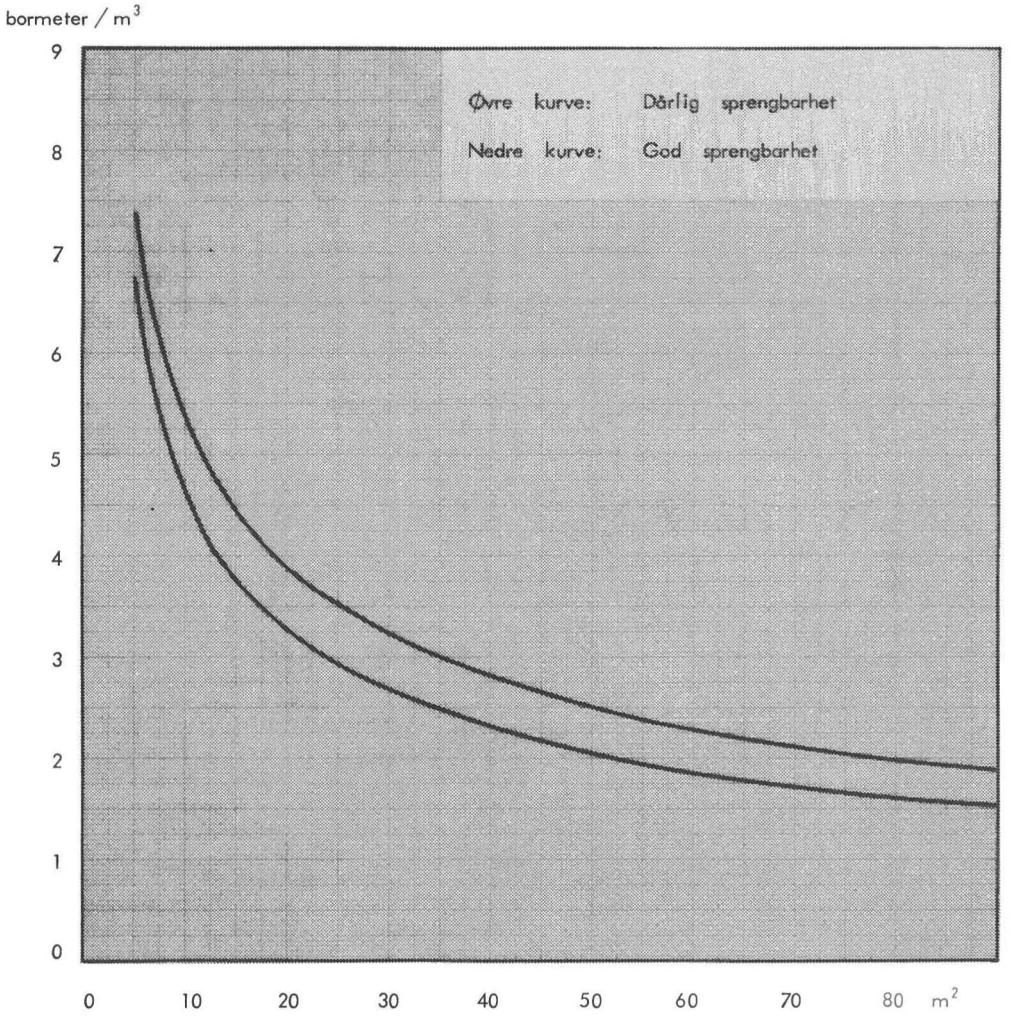
Ved salvelengder forskjellig fra basis korrigeres spesifikk boring. Korreksjonsfaktoren er gitt i figur 7.5.

Grovhull er ikke inkludert.

Grunnlag

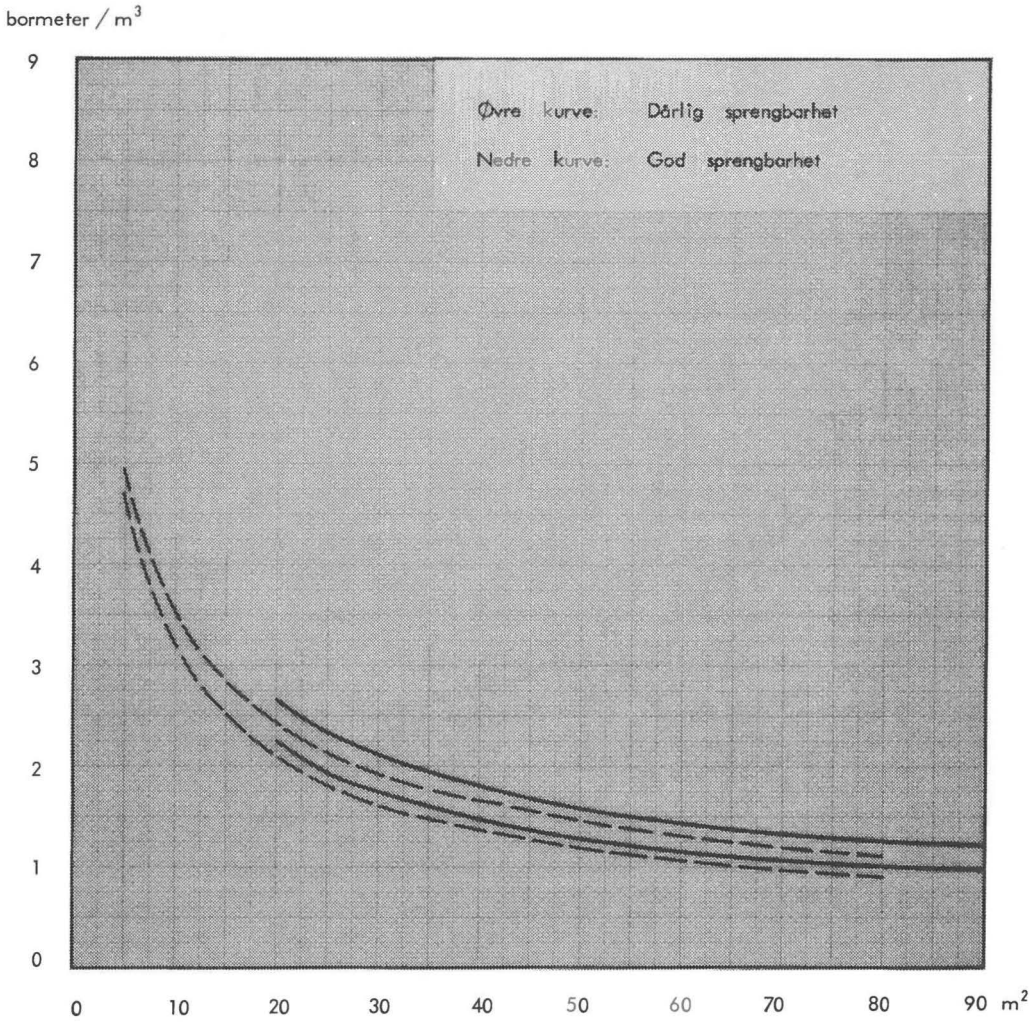
Kurvene er utviklet på grunnlag av alle tilgjengelige data fra egne studier og driftsrapporter fra NVE og andre.

I tillegg til de vanlige parametre (tverrsnitt, borhullsdiameter, fjellets egenskaper), viser undersøkelsene at boret salvelengde er av vesentlig betydning for spesifikk boring.



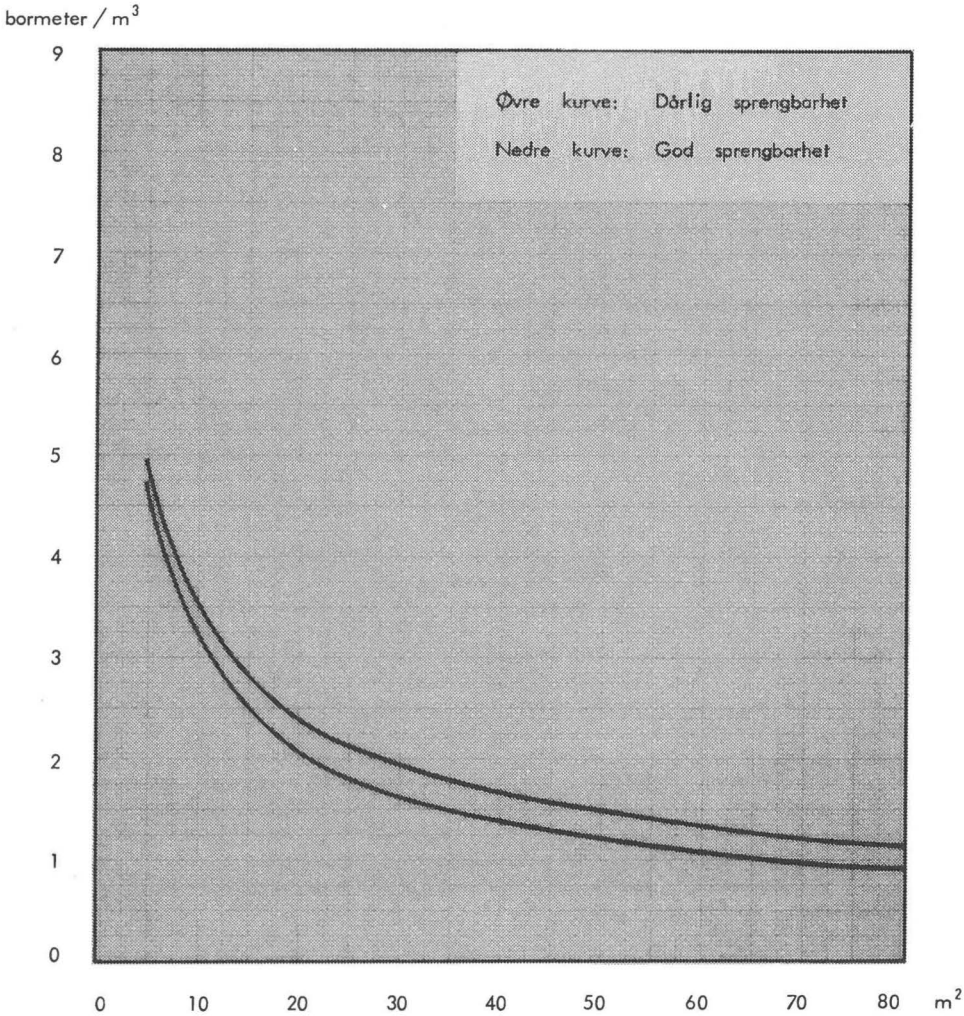
Nødvendig boring - bm / m³ - boreserie 11.

Fig. 7-2.



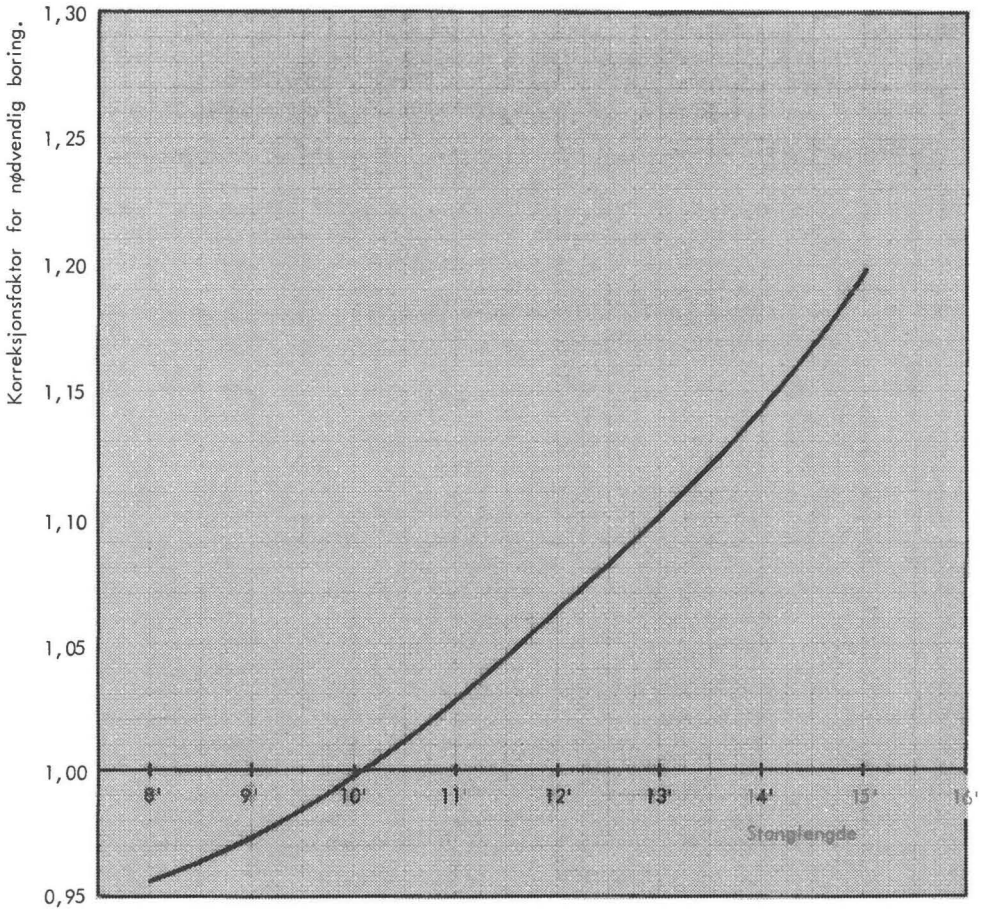
Nødvendig boring - bm / m^3 - 45 - 47 mm. Kilkutt og kort salve.
Borserie 11 inntegnet (stiplet).

Fig. 7-3.



Nødvendig boring - bm / m^3 - 45 mm og parallellhullskutt. Eksklusiv grovhull. Basis salvelengde. Korreksjonsfaktor for varierende salvelengde, se figur 7-5.

Fig. 7-4.



Nødvendig boring - Korreksjonsfaktor for varierende salvelengde - 45 mm.

Fig. 7-5.

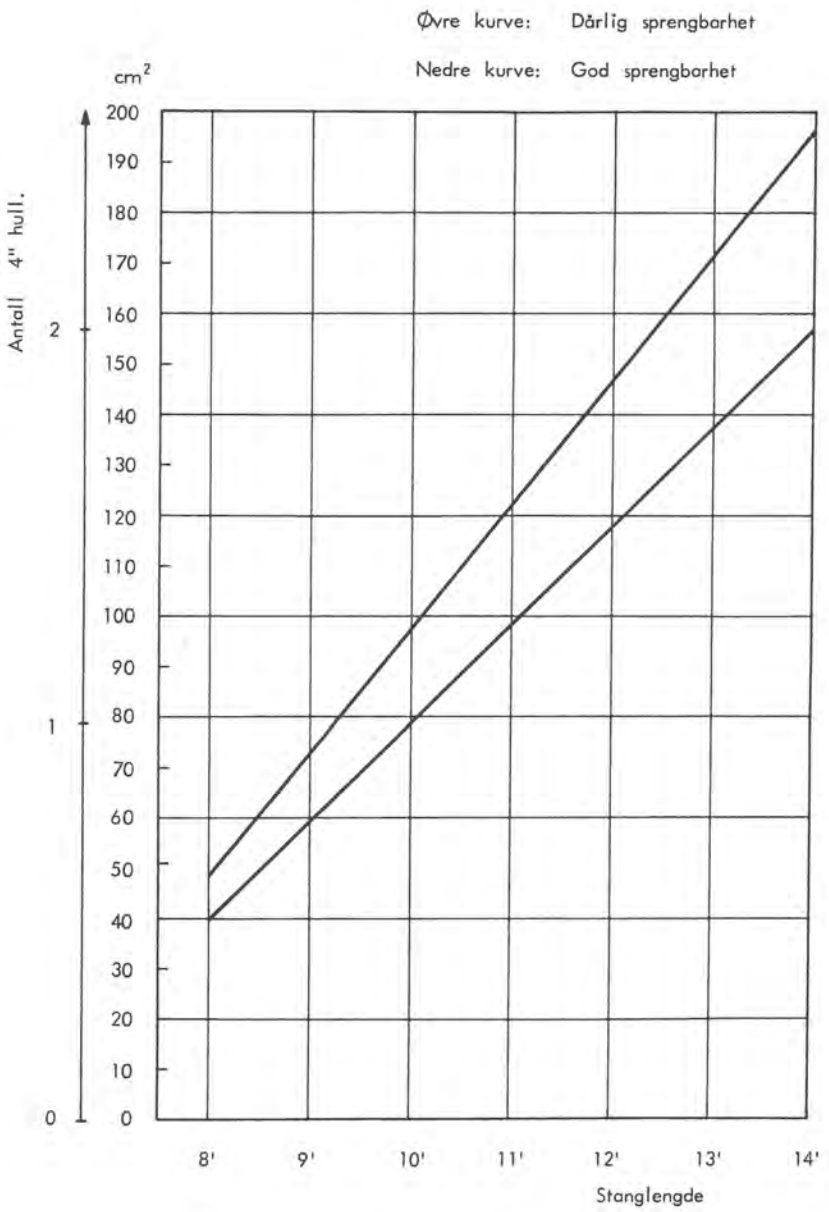
En har laget en hypotese i form av en bormeterkurve for basis salvelengde, og en korreksjonsfaktor for salvelengder forskjellig fra basis.

Beregnet bormetertall ifølge hypotesen er sammenholdt med de registrerte data. Hypotesen er suksessivt justert til best mulig korrelasjon med de registrerte data. Det er tilstrebet å få forholdet mellom beregnet og registrert bormetertall noe i underkant av 1.0 (0,97), som skulle være dekkende for den bedre del av dagens praksis.

Grovhullsareal – 45 mm i de øvrige hull i salven

Figur 7.6 viser antatt grovhullsareal i cm^2 som funksjon av stanglengde og fjellets sprengbarhet.

For god sprengbarhet er det som eksempel forutsatt ett 4'' hull ved stanglengde 10' og to 4'' hull ved stanglengde 14'. For dårlig sprengbarhet er grovhullsarealet økt med 25%.



Parallellhullskutt - antatt grovhullsareal (4" hull) - Borhullsdiameter 45 mm i de øvrige hull i salven.

Fig. 7-6.

Disse utjevnede kurvene er lagt til grunn for prognoser og kostnadsanalyser. I praksis vil det ikke være mulig å tilpasse grovhullsarealet helt til kurvene.

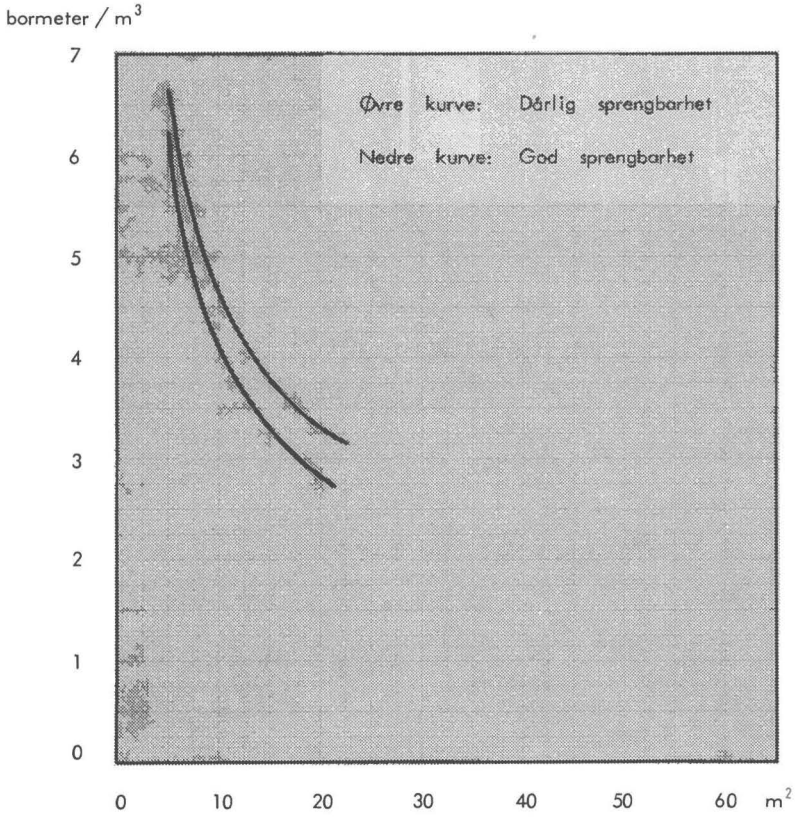
1.34 34 mm og parallellhullskutt

Resultat

Figur 7.7 gir spesifikk boring som funksjon av tverrsnitt og fjellets sprengbarhet for borhullsdiameter 34 mm, parallellhullskutt og basis salvelengde (8').

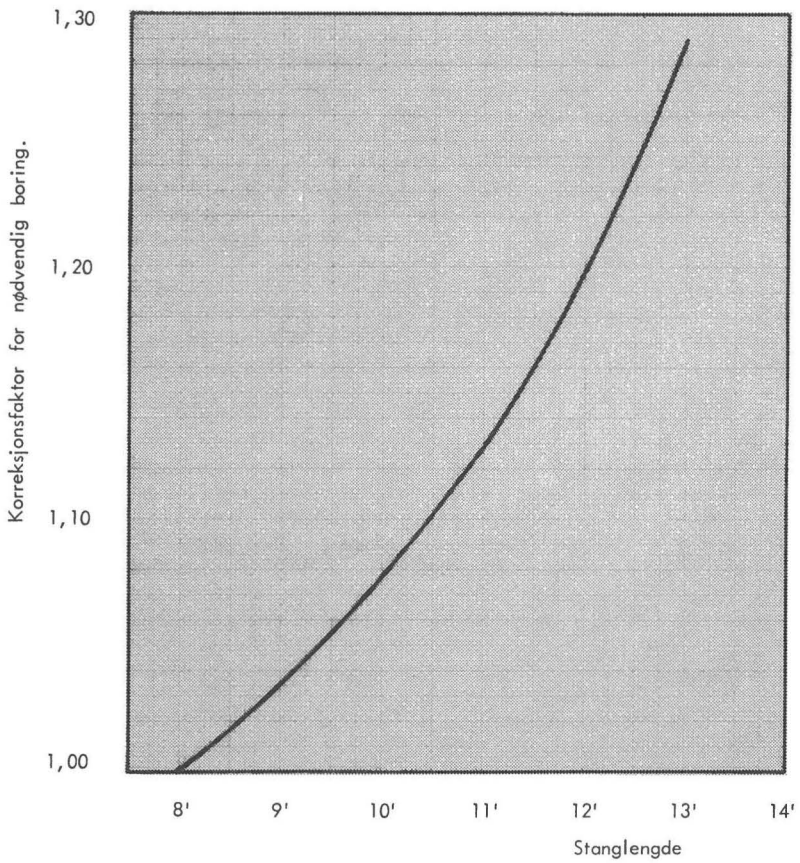
Ved salvelengde forskjellig fra basis korrigeres spesifikk boring. Korreksjonsfaktoren er gitt i figur 7.8.

Grovhull er ikke inkludert.



Nødvendig boring - bm / m³ - 34 mm og parallellhullskutt. Eksklusive grovhull. Basis salvelengde (8'). Korreksjonsfaktor for avvikende salvelengde, se figur 7-8.

Fig. 7-7.



Nødvendig boring - korreksjonsfaktor for varierende salvelengde - 34 mm

Fig. 7-8.

Grunnlag

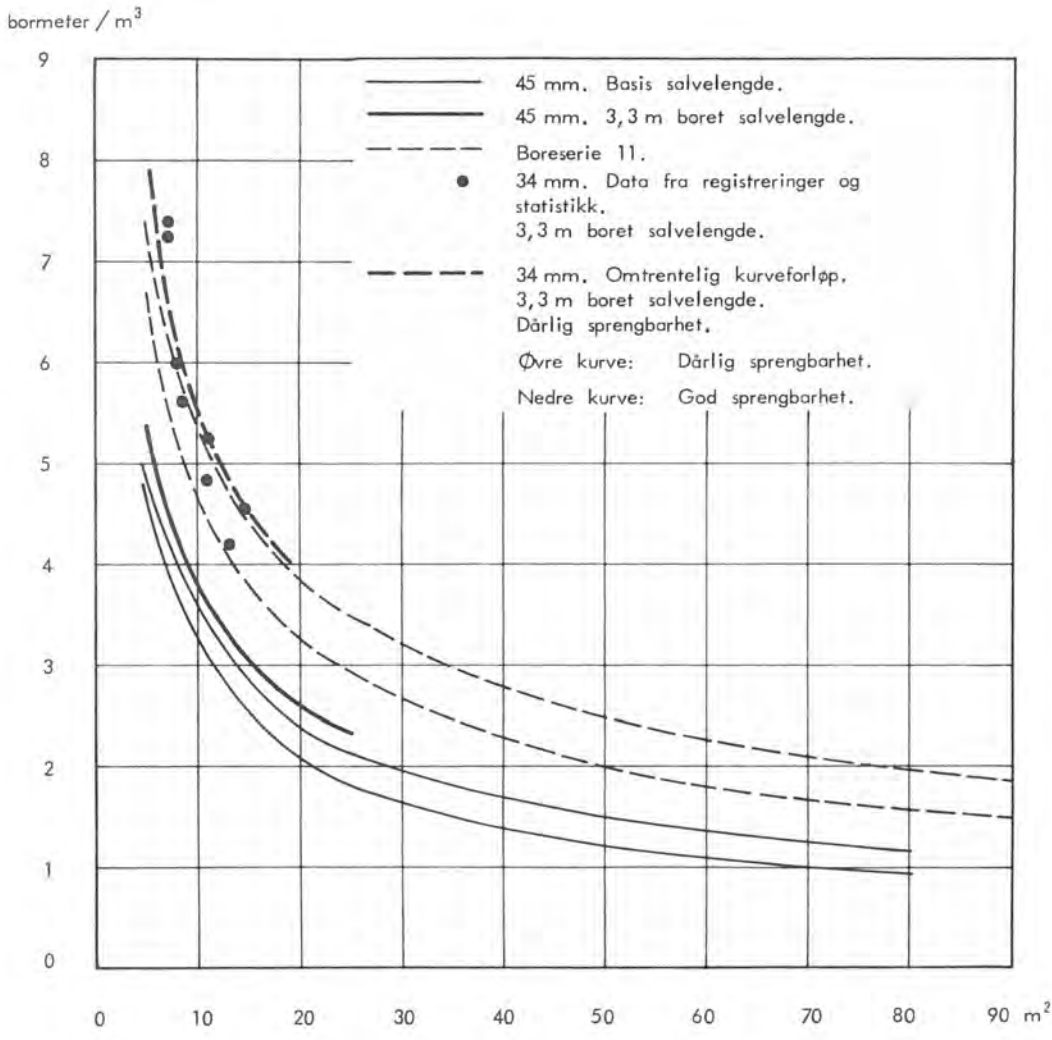
Egne registreringer for 34 mm gjelder 12' stang. Resultatene er plottet inn på figur 7.9 og kurveforløp er antydet (dårlig sprengbarhet).

Boremetertallet for 34 mm ligger høyt. Det må tilskrives større borhullsavvik enn for 45 mm hull. Dette skyldes utstyrskombinasjonen: Kraftige maskiner, mjuke stenger (1"), meiselskjær samt lange salver og parallellhullskutt.

Det er foretatt undersøkelser utover egne registreringer som bekrefter problemene med denne utstyrskombinasjon, parallellhullskutt og lange salver. Det må tas med i vurderingen at 34 mm er mer sårbar for borhullsavvik enn 45 mm (mindre konsentrert ladning tåler mindre avvik i forsetning).

Spesifikk boring for basis salvelengde, som er satt til 8' samt korreksjonsfaktor er utviklet etter en samlet vurdering av alle tilgjengelige opplysninger.

Det må understrekes at grunnlagsmaterialet er for lite, men hovedtendensen synes entydig – utstyret er brukt utenfor sitt optimale arbeidsområde.



Nødvendig boring - bm / m^3 - borserie 11, 34 mm og 45 mm.

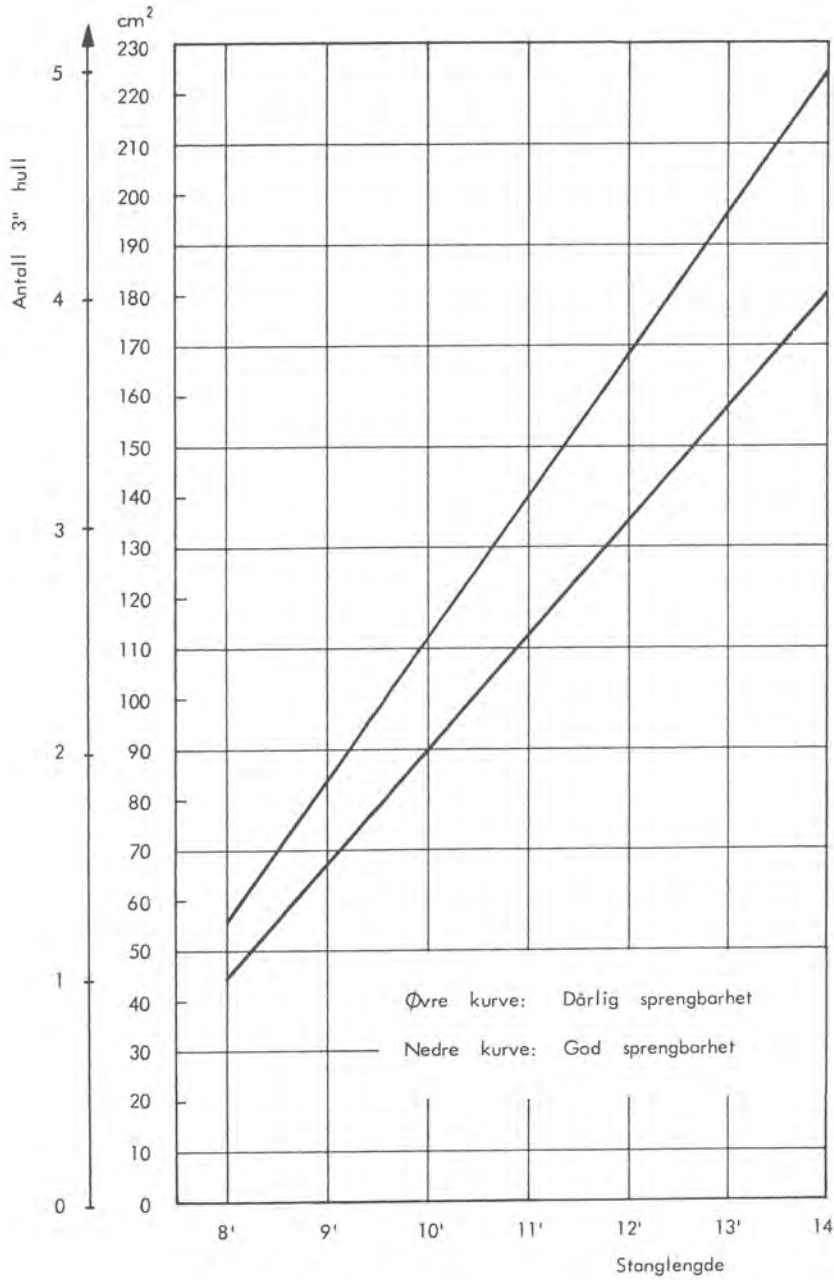
Fig. 7-9.

Grovhullsareal – 34 mm i de øvrige hull i salven

Figur 7.10 viser antatt grovhullsareal i cm^2 som funksjon av stanglengde og fjellets sprengbarhet.

For god sprengbarhet er det som eksempel forutsatt to 3'' hull ved stanglengde 10' og fire 3'' hull ved stanglengde 14'. For dårlig sprengbarhet er grovhullsarealet økt med 25%.

Disse utjevnete kurvene er lagt til grunn for prognoser og kostnadsanalyser. I praksis vil det ikke være mulig å tilpasse grovhullsarealet helt til kurvene.



Parallellhullskutt - antatt grovhullsareal (3" hull).
Borhullsdiameter 34 mm i de øvrige hull i salven.

Fig. 7-10.

1.35 Utboret volum

Figur 7.11 gir en oversikt over nødvendig boring i $1/m^3$ for borserie 11, 45 mm og 34 mm. For 45 mm er vist utboret volum med og uten grovhull.

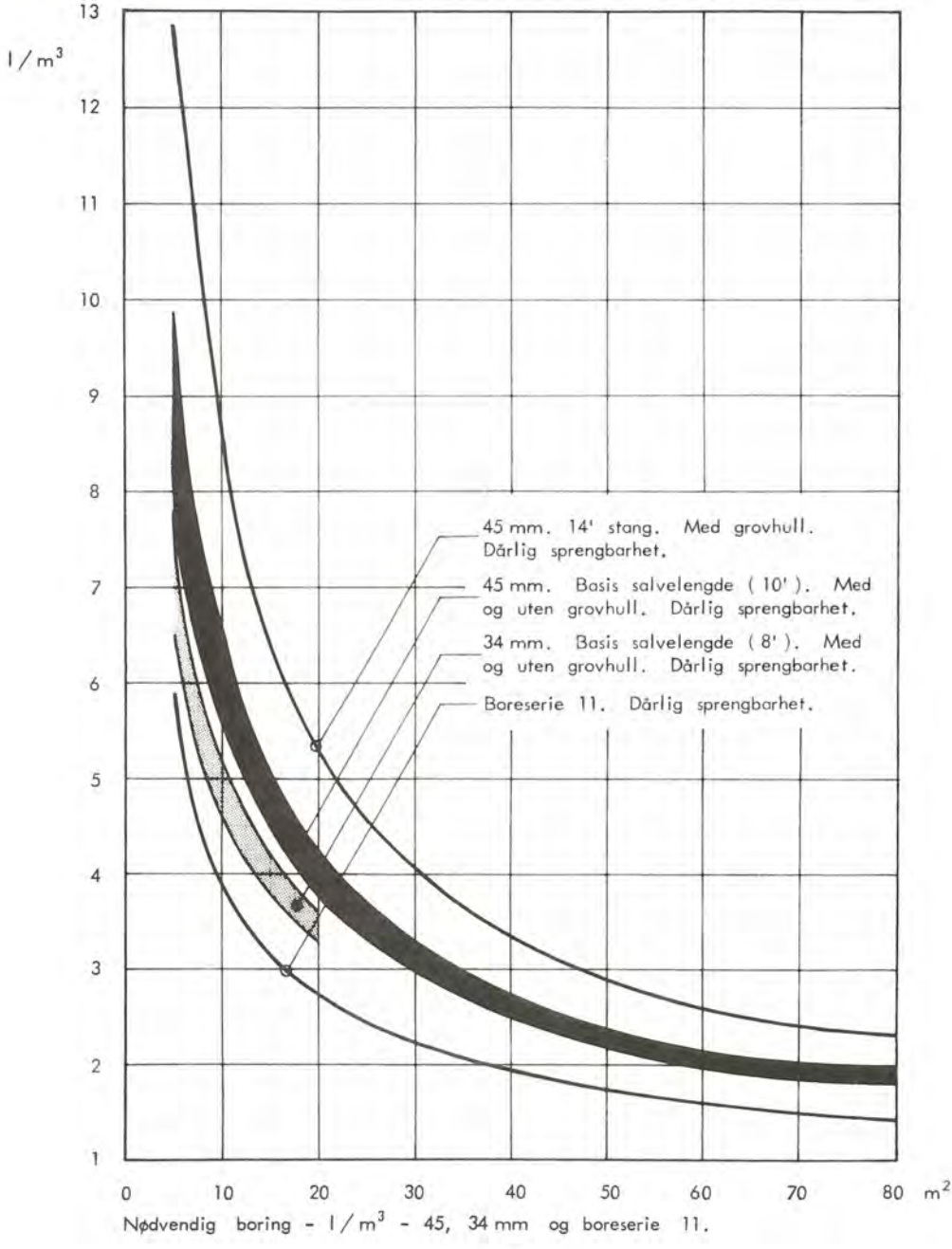
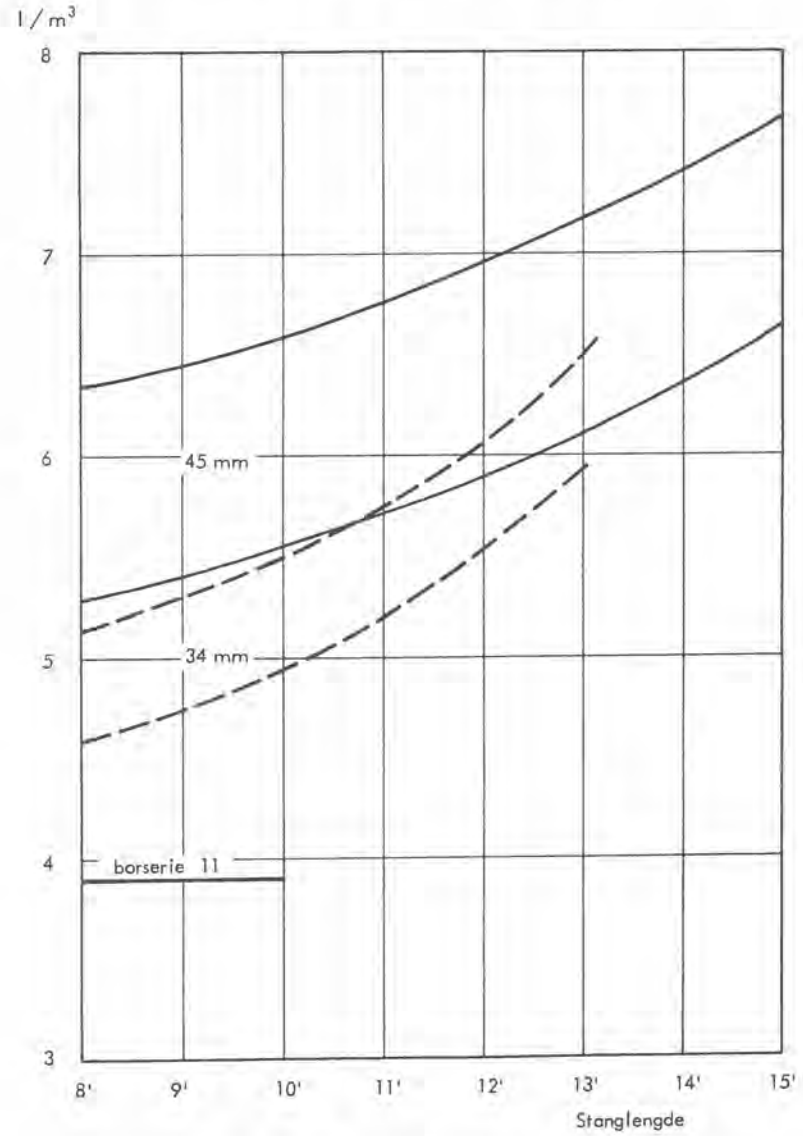


Fig. 7-11.

Figur 7.12 viser utboret volum for ett tverrsnitt (10 m^2) som funskjon av stanglengde. For 34 og 45 mm og parallellhullskutt er vist med og uten grovhull.



Nødvendig boring - l / m^3 - for borserie 11, 34 mm og 45 mm. Med og uten grovhull. Tverrsnitt 10 m^2.

Fig. 7-12.

2. SPRENGSTOFF OG TENNMIDLER

2.1 GRUNNLAG FOR BEREGNING AV NØDVENDIG SPRENGSTOFFORBRUK

Data om sprengstoffmengder er tatt fra egne registreringer, NVE-rapporter og oppgaver fra entreprenører.

Grunnlaget for kurvene er det forhold at sprengstoffmengden er tilnærmet konstant i kg/bm.

Framgangsmåten ved konstruksjon av kurvene er ellers som beskrevet i kapitlet om nødvendig boring (punkt 1.3).

Kurvene forutsetter normal fordeling (1/3 dynamitt) mellom dynamitt, Glynit og Koronit, og er ikke korrigert for sprengverdi.

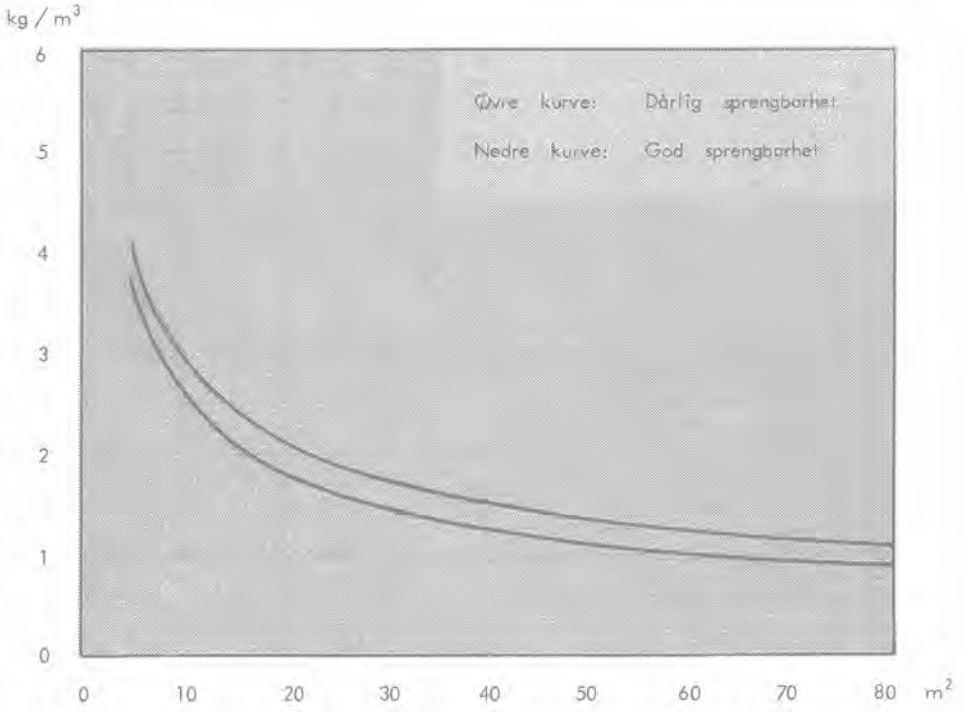
Sprengstoffmengde i kg/m^3 = bm/m^3 • kg/bm.

2.2 NØDVENDIG SPRENGSTOFF

2.21 Borserie 11

Resultat

Figur 7.13 viser nødvendig sprengstofforbruk for borserie 11 som funksjon av tverrsnitt og fjellets sprengbarhet.



Nødvendig sprengstoff - kg/m^3 - borserie 11. Kilkutt og kort salve.

Fig. 7-13.

Grunnlag

NVE's kurver er beholdt med mindre justeringer. Det er funnet god overensstemmelse med tilgjengelige data.

Sprengstoff i kg/bm er ca 0,55.

Viser forøvrig til punkt 1.31.

2.22 45 mm og parallellhullskutt

Resultat

Figur 7.14 viser nødvendig sprengstofforbruk for 45 mm og parallellhullskutt for basis salvelengde som funksjon av tverrsnitt og fjellets sprengbarhet.

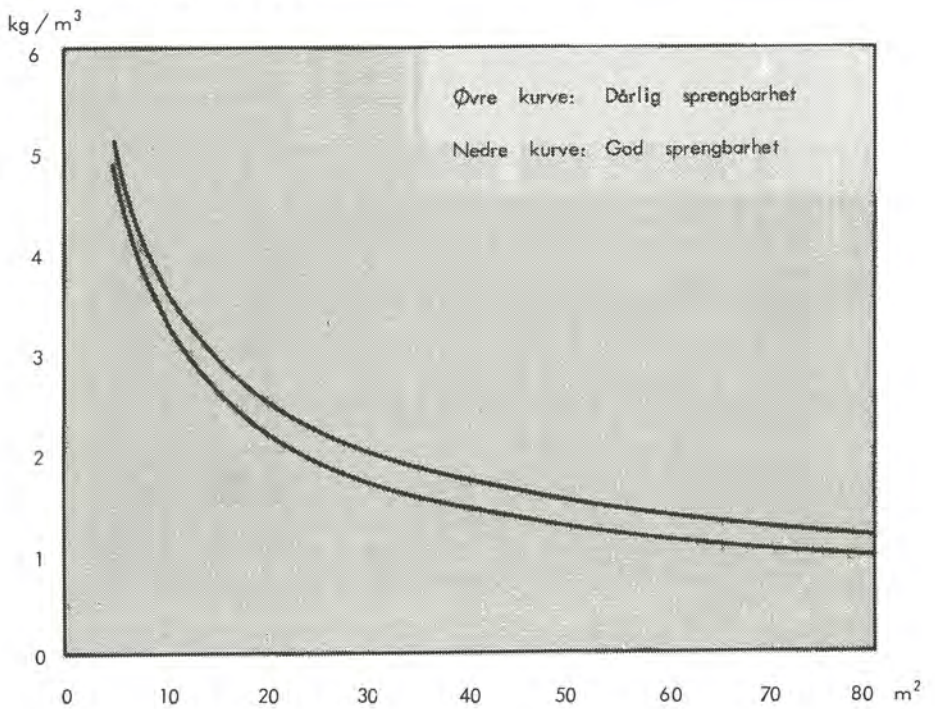
For varierende salvelengder korrigeres sprengstofforbruket med korreksjonsfaktoren i figur 7.5.

Grunnlag

Grunnlaget for kurvene i figur 7.14 er kurvene for nødvendig boring i kapitel 1.33.

Ved egne studier og rapporter fra NVE og andre er det funnet en ladningskonsentrasjon på 1,03 kg/bm.

Viser forøvrig til punkt 1.33.



Nødvendig sprengstoff - kg / m^3 - 45 mm. Parallellhullskutt. Basis salvelengde. Korreksjonsfaktor for varierende salvelengder, se figur 7-5.

Fig. 7-14.

2.23 45 mm og kilkutt

For 45 mm og kilkutt benyttes basiskurven for 45 mm og parallellhullskutt i figur 7.14. Sprengstoff i kg/bm er ca 0,95.

2.24 34 mm og parallellhullskutt

Resultat

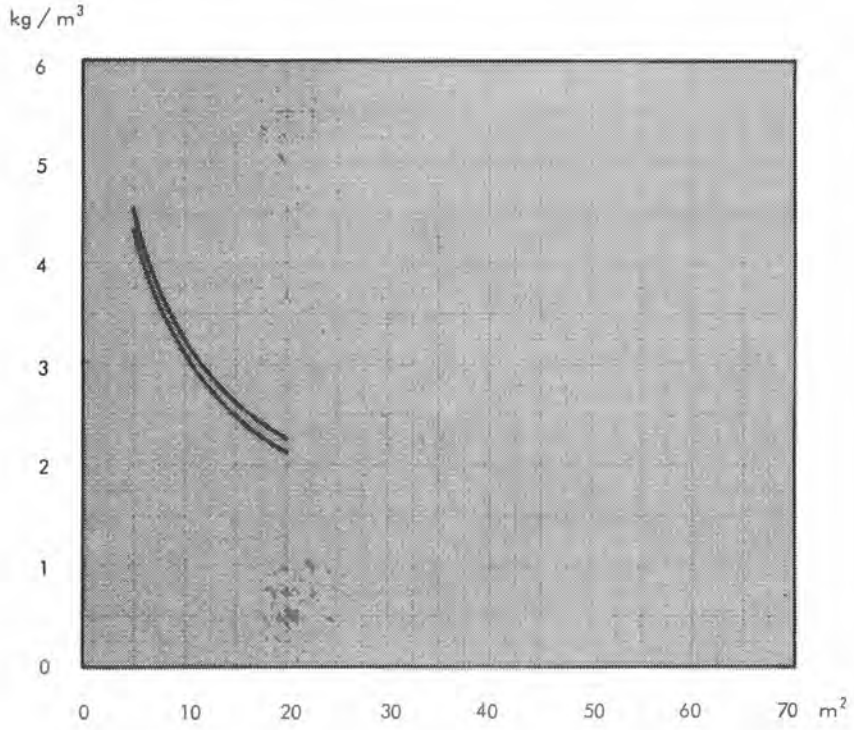
Figur 7.15 viser nødvendig sprengstofforbruk for 34 mm og parallellhullskutt for basis salvelengde som funksjon av tverrsnitt og fjellets sprengbarhet.

For varierende salvelengder korrigeres nødvendig sprengstofforbruk med korreksjonsfaktoren i figur 7.8.

Grunnlag

Grunnlaget for figur 7.15 er kurvene for nødvendig boring i kapitel 1.34. Sprengstoffmengde i kg/bm er ca 0,65.

Viser forøvrig til punkt 1.34.



Nødvendig sprengstoff - kg / m³ - 34 mm. Parallellhullskutt. Basis salvelengde. Korreksjonsfaktor for varierende salvelengde, se figur 7.8.

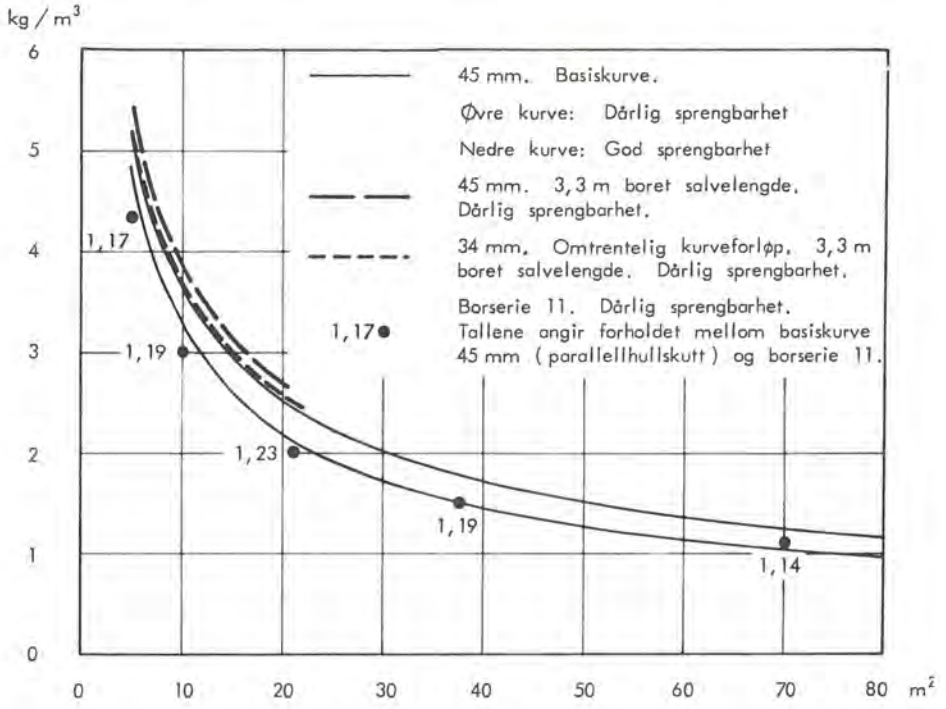
Fig. 7-15.

2.25 Sammenligning – borserie 11, 45 mm og 34 mm

Figur 7.16 viser en sammenligning av sprengstofforbruk for borserie 11 (dårlig sprengbarhet) 45 mm (basis salvelengde og 12' stang) og 34 mm (12' stang, dårlig sprengbarhet).

Det er ikke oppnådd vesentlig reduksjon i sprengstofforbruket ved overgang fra 45 til 34 mm. Årsaken er det høye bormetertall for 34 mm (se punkt 1.34).

Tallene ved punktene for borserie 11 angir forholdet i sprengstofforbruk mellom basiskurve 45 mm og borserie 11. De viser at den mye brukte regelen om 20% økning i sprengstofforbruket ved overgang fra borserie 11 til 45 mm stemte forholdsvis godt så lenge kilkutt ble brukt. (Sprengstoffkurven for kilkutt faller sammen med basiskurven for parallellhullskutt).



Nødvendig sprengstoff - kg / m³ - sammenligning 45 og 34 mm.
Punkter for borserie 11 plottet inn.

Fig. 7-16.

3. BORING, YTELSE

3.1 BAKGRUNN. DEFINISJONER

3.10 Bakgrunn

For å beregne nødvendig boretid pr. salve ifølge den prognosemodell som blir vist under punkt 5, er det foruten nødvendig boring (kfr. punkt 1) nødvendig å kjenne

- Riggetid
- Brutto borekapasitet

3.11 Riggetid

I begrepet riggetid inngår tidforbruk til innkjøring borrigg, tilrigging og nedrigging for boring og lading, kobling av salve samt skyting.

I dette begrepet er altså samlet operasjonstider som er "uproduktive", og som gjentar seg fra salve til salve. De er faste også i den forstand at de er tilnærmet uavhengige av aktuelle variasjoner i salvelengde, bemanning, fjellforhold og borutstyr.

Studier ved 17 forskjellige stuffer ga som resultat en riggetid på 19,8 ± 3,2 min (avrundes til 20 min).

Riggetid på 20 min er betydelig lavere enn det som har vært vanlig brukt til nå. Dette skyldes forbedret organisasjon og mer effektivt utstyr.

3.12 Brutto borekapasitet

I begrepet brutto borekapasitet inngår foruten netto boretid, tid for innretting, påskråming, uttrekk, flytting fra hull til hull, krone – evt. stangskifte og heft ved ulik fordeling av arbeidet mellom de enkelte maskiner.

Brutto borekapasitet kan registreres ved hjelp av arbeidsstudier i det enkelte tilfelle, eller den kan anslåes ut fra tidligere registreringer.

Studiene er tidkrevende og anslag på grunnlag av tidligere registreringer kan være for upresise.

Vi har derfor utviklet en metode for beregning av brutto borekapasitet ut fra måling av netto borsynk (definert som momentan borsynk i cm/min). Måling av netto borsynk er meget enkel og rask å utføre.

Tidene som inngår i brutto borekapasitet kan deles i fire.

- Netto boretid. Dette er tidforbruket for ren boring. Den er avhengig av salvelengde, fjellets borbarhet, maskintype, borhullsdiameter og av lufttrykket.
- Faste tider. Her inngår tidforbruk for innretting, påskråming, uttrekk, flytting fra hull til hull. Disse tidene er uavhengige av fjellets egenskaper, salvelengde og utstyr.
- Tidforbruk for krone – evt. stangbytte. Disse er avhengige av fjellets borbarhet (slitasjeforhold).
- Ekstra tidforbruk på grunn av skjevboring – ulik fordeling av arbeidet mellom maskinene.

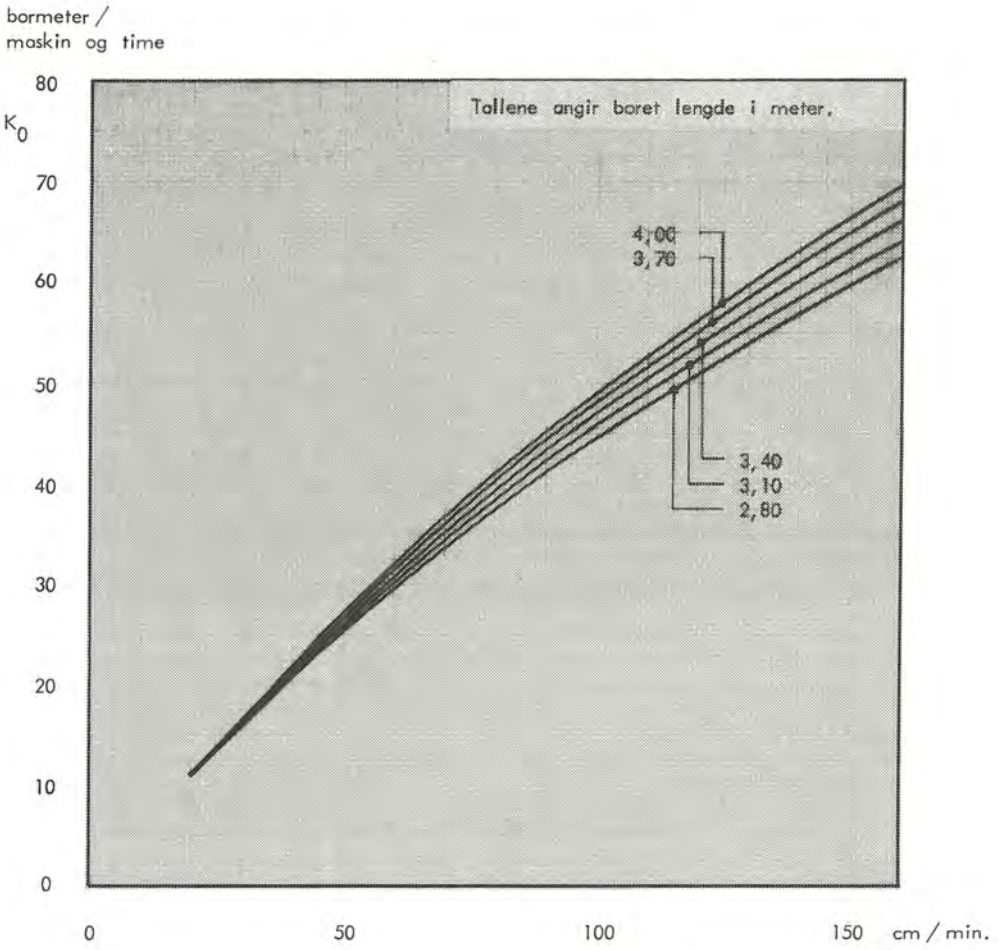
3.2 BRUTTO BOREKAPASITET

3.21 Brutto borekapasitet – grunnkurve

Resultat

Figur 7.17 gir borytelsen i bormeter pr. maskin og time, K_o. Denne er gitt som funksjon av netto borsynk og boret salvelengde.

De endelige verdier for brutto borekapasitet fås ved å redusere verdiene i figur 7.17 med korreksjonsfaktor for henholdsvis krone- og stangbytte k_1 og korreksjonsfaktor for samtidighet k_2. Fig. 7.18 og fig. 7.19.

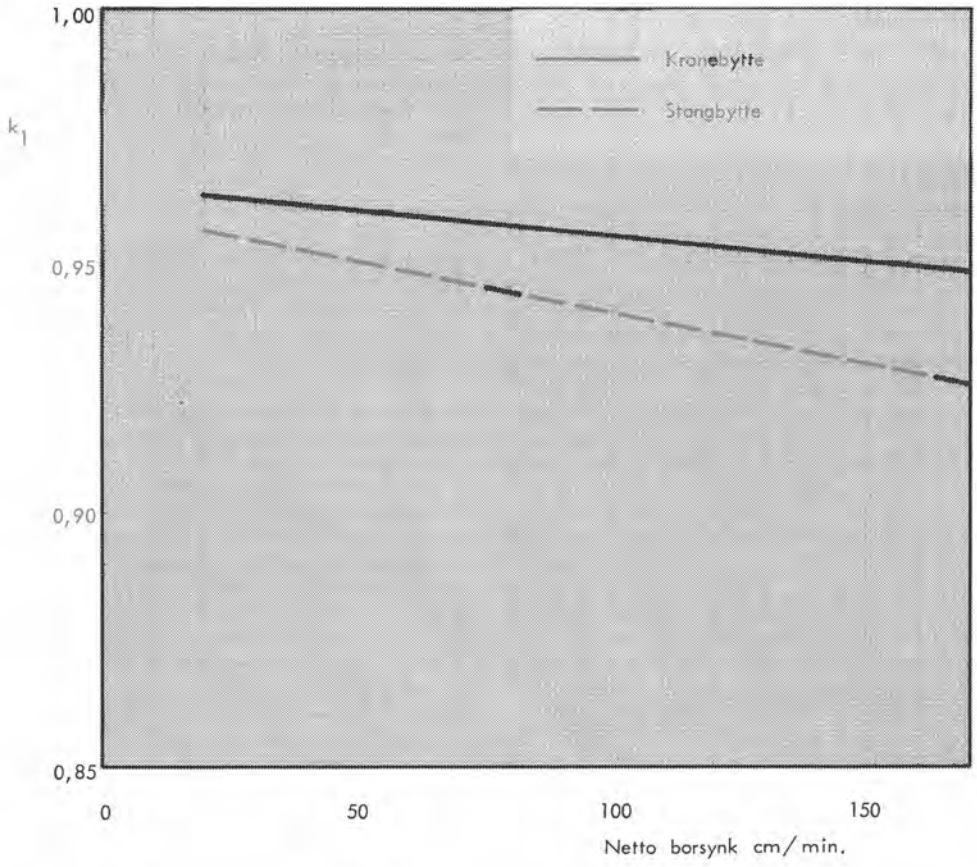


Brutto borekapasitet - bm / mask. og time som funksjon av netto borsynk.
Korreksjonsfaktor for stang - og kronebytte, k_1, se figur 7-18.
Korreksjonsfaktor for samtidighet, k_2, se figur 7-19.

Fig. 7-17.

Grunnlag

Grunnlaget for kurvene i figur 7.17 er registreringer av de faste tidene. Undersøkelser ved 17 forskjellige stuffer ga faste tider på 0,93 min pr. hull (± 0,17 min).



Brutto borekapasitet - korreksjonsfaktor for krone- og stangbytte.

Fig. 7-18.

Eksempel på beregning av brutto borekapasitet

Gitt: Borsynk
Stanglengde og -type
Tverrsnitt
Antall maskiner

Kurve 7.17 gir K_o
Kurve 7.18 gir k_1
Kurve 7.19 gir k_2

Brutto borekapasitet = $K_0 \cdot k_1 \cdot k_2$ bormeter/maskin og time.

3.22 Korreksjonsfaktor for krone- og stangbytte – k_1

Resultat

Fig 7.18 viser korreksjonsfaktor for krone – evt. stangbytte, k_1, som funksjon av netto borsynk.

Grunnlag

Registreringer viser et tidforbruk for krone- og stangbytte på 1,0 respektive 1,3 min.

En har antatt at godt borbart fjell er lite slitende på borutstyret, og omvendt at dårlig borbart fjell sliter mye på borutstyret.

Ut fra dette har en antatt at ved en borsynk på 50 cm/min bores 3 hull á 4 meter pr. krone, evt. pr. helstang og ved en borsynk på 100 cm/min bores 5 tilsvarende hull.

3.23 Korreksjonsfaktor for samtidighet – k_2

Resultat

Figur 7.19 viser korreksjonsfaktoren for samtidighet, k_2, som funksjon av tverrsnitt og antall maskiner.

Med samtidighet menes forholdet mellom tidforbruk til boring dersom alle maskiner borer like lenge, og det registrerte tidforbruk. Samtidighetsfaktoren er et uttrykk for graden av skjev fordeling av borearbeidet mellom maskinene.

3.24 Indirekte metode for bestemmelse av netto borsynk

Beregning av brutto borekapasitet (punkt 3.2) forutsetter at en kjenner netto borsynk for det aktuelle utstyr i vedkommende bergart.
Netto borsynk bestemmes ved

– Direkte metode

  Den sikreste metode er å foreta prøveboring med det utstyr som skal anvendes på det aktuelle sted. Metoden har sine klare begrensninger.

– Indirekte metode

  En representativ steinprøve testes i laboratorium for bestemmelse av borsynkindeks. For å dra nytte av denne metoden må en kjenne sammenhengen mellom borsynkindeksen og netto borsynk for det aktuelle borutstyr.

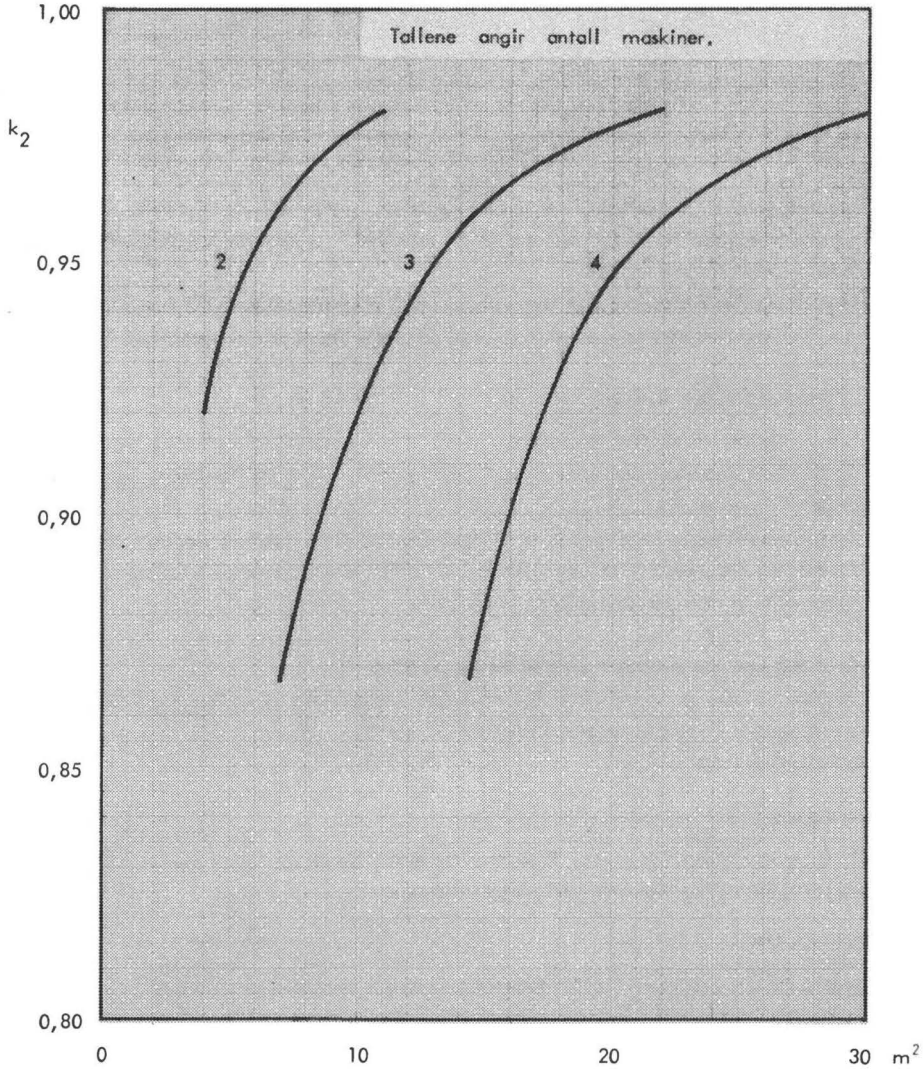
– Metode basert på erfaring

  Netto borsynk antas etter vurdering basert på erfaringer. Metoden er mye brukt. Den krever imidlertid at en har tilgang til et stort erfaringsmateriale fra tidligere arbeider.

Indirekte metode

Borsynkindeksen DRI er en parameter for netto borsynk. Den beregnes på grunnlag av sprøhetstallet s_{20} (mål for et materiales motstandsevne mot nedknusing ved slag) og Sivers J verdi (mål for en bergarts motstandsevne mot riping med hardmetall).

Det er tatt steinprøver fra de 17 stuffene. Disse er laboratorietestet for bestemmelse av borsynkindeksen DRI, og resultatet er sammenholdt med netto borsynk målt ved direkte metode.



Brutto borekapasitet - korreksjonsfaktor for samtidighet.

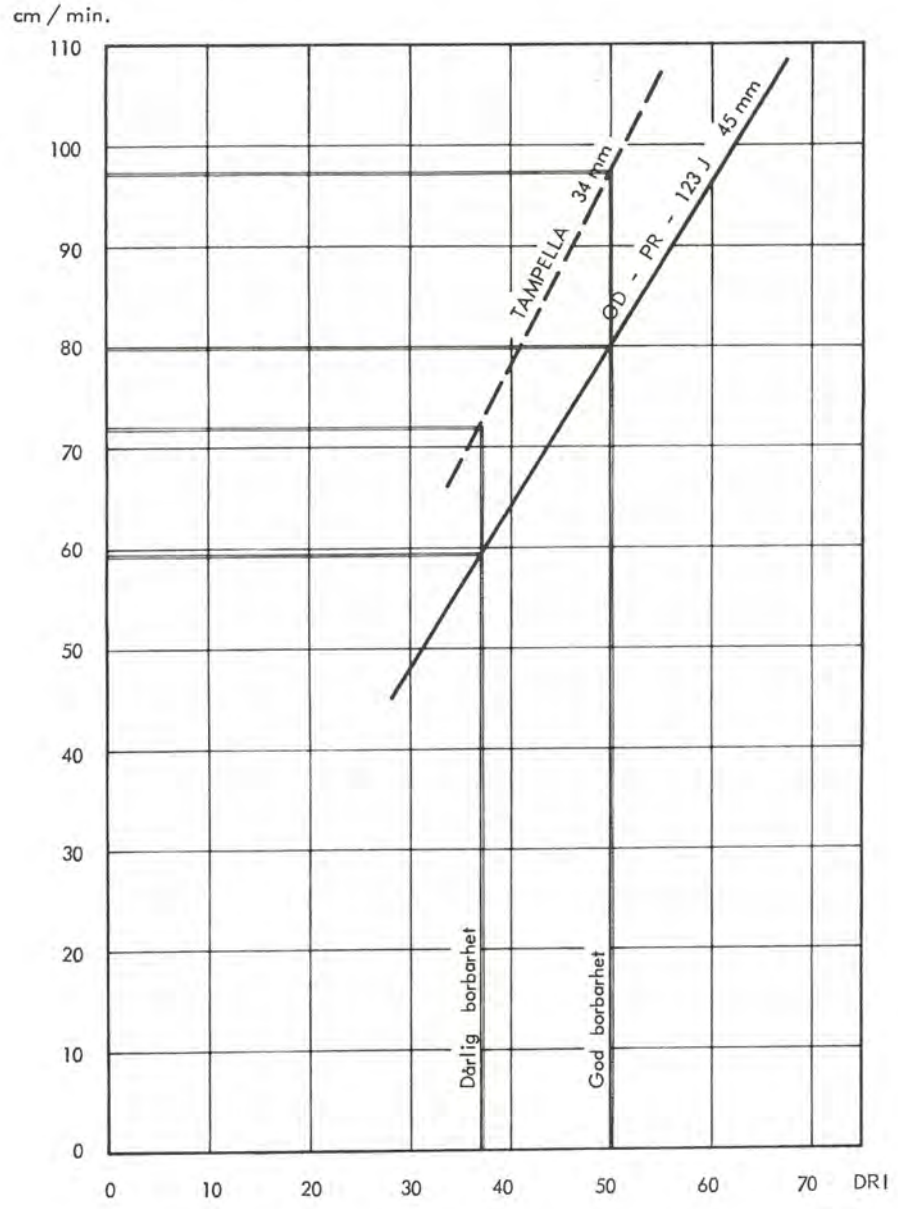
Fig. 7-19.

3.25 Sammenheng mellom borsynkindeks DRI og netto borsynk for forskjellig utstyr.

Resultat

Figur 7.20 gir netto borsynk som funksjon av borsynkindeks DRI og utstyr (bormaskin, borhullsdiameter, mater). Lufttrykk 6 kg/cm^2.

To maskintyper er studert, nemlig Gardner Denver PR-123J (borhullsdiameter 45 mm) og Tampella ES 300 Corona (borhullsdiameter 34 mm).



Netto borsynk - cm / min. for to utstyrskombinasjoner ved varierende borbarhetsindeks. Lufttrykk 6 kg / cm^2.

Fig. 7-20.

Grunnlag

Grunnlaget er laboratorietestede steinprøver samt registreringer fra 17 stuffer. Registreringene er normalisert til lufttrykk på 6 kg/cm^2.

Resultater fra tunneldrift i Aurland, hvor det ble boret med begge maskiner i samme fjell viser god overensstemmelse med kurvene.

Gruppen har antatt god borbarhet å tilsvare en borsynkindeks på 50 og dårlig borbarhet tilsvarende en borsynkindeks på 37.

Lignende studier som er utført for PR-123J og ES 300 bør gjøres for alle aktuelle maskintyper.

3.3 SAMMENHENG MELLOM NETTO BORSYNK OG LUFTTRYKK

Resultat

Figur 7.21 viser netto borsynk som funksjon av lufttrykk. Netto borsynk gis i % av borsynk ved 6 kg/cm^2 lufttrykk.

Kurven kan uttrykkes ved

$$bs_p = 21\ p - 26$$

hvor

- bs_p = borsynk ved lufttrykk p som % av borsynk ved lufftrykk 6 kg/cm^2
- p = lufttrykk i kg/cm^2

Grunnlag

Registreringer av lufttrykk og borsynk fra 17 igangværende tunnelanlegg samt tidligere registreringer fra NVE og andre danner grunnlaget for kurven.

Kommentar

Gruppens registreringer fra de 17 tunnelanlegg viser helt entydig at det de fleste steder bores med altfor lavt lufttrykk. Registreringen varierte mellom 4 og 6,5 kg/cm^2. Det lave trykket har store konsekvenser for borsynken.

3.4 SAMMENHENG MELLOM NETTO BORSYNK OG BORHULLSDIAMETER

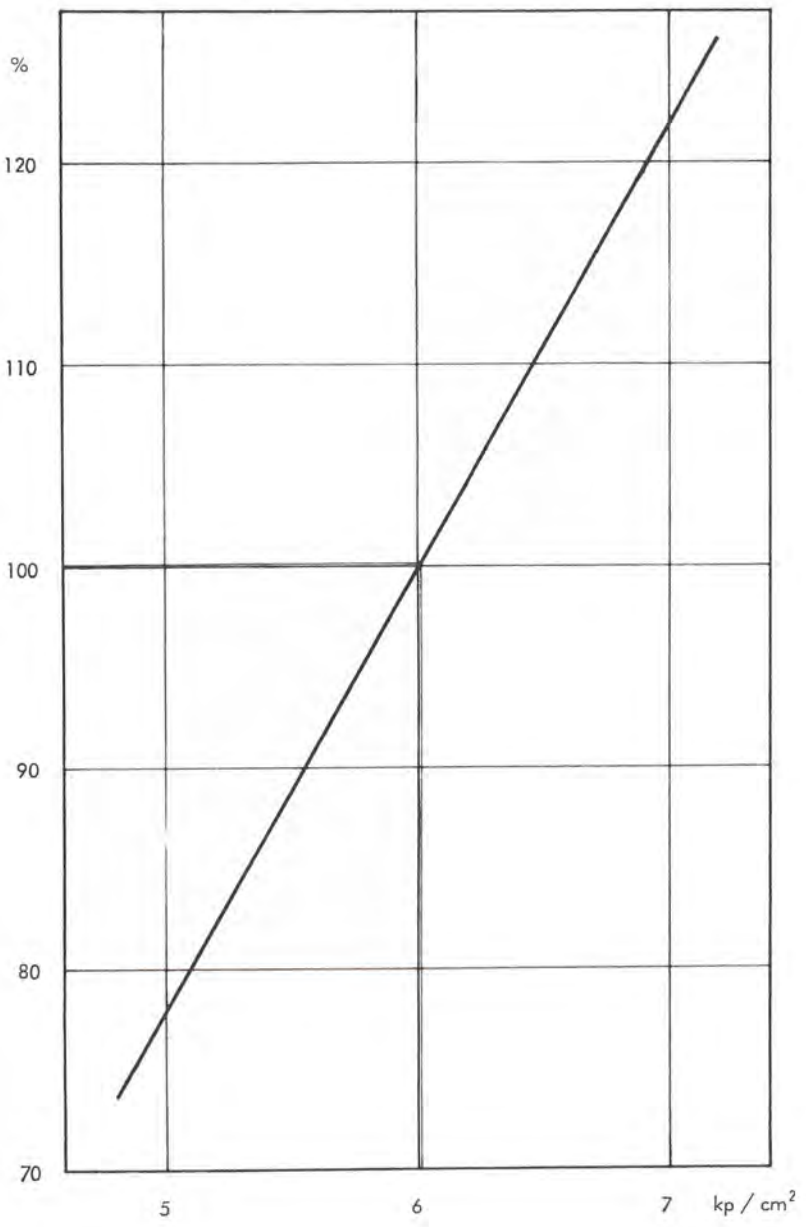
Grunnlaget for bestemmelse av sammenhengen mellom netto borsynk og borhullsdiameter er gruppens egne registreringer fra 13 igangværende tunnelanlegg samt enkelte data fra andre kilder.

Ved å sammenligne borsynk målt på grovhull og borsynk målt på de øvrige hull har en kommet fram til følgende tilnærmelse:

$$bs_{d_1} = k \cdot \frac{f_2}{f_1}\, bs_{d_2} = k \frac{d_2^{\,2}}{d_1^{\,2}} \cdot bs_{d_2}$$

hvor

- b_{sd} = borsynk ved diameter d (lufttrykk 6 kg/cm^2)
- f = hulltverrsnitt
- d = kronediameter
- k = korreksjonsfaktor



Netto borsynk i % av borsynk ved arbeidstrykk 6 kg / cm².

Fig. 7-21.

Fränkel's tilsvarende formel ser slik ut:

$$bs_{33} = 0{,}0003\ bs_{d_1} \frac{(d_1+30)2{,}3}{P_1 - 2{,}5}$$

hvor

- bs_d = borsynk ved diameter d
- bs_{33} = borsynk for diameter 33 mm (lufttrykk 6,5 ato)
- p_1 = trykk for bs_d (6,0 ato)

Gruppens registreringer ga følgende korreksjonsfaktorer:

For Gardner Denver PR-123J	
Omregning fra 45–100 mm	k = 1,43
Omregning fra 45–76 mm	k = 1,39
For Tamella ES 300 Corona	
Omregning fra 34–76 mm	k = 2,37

Gardner Denver PR-123J følger Fränkel's formel bra.

For Tampella ES 300 Corona er imidlertid avviket betydelig. En antar at dette skyldes problemer med kaksavgang ved små hulldiametre p.g.a. anvendt stagdiameter (1''), meiselskjær og maskin.

Fränkel's formel forutsetter at den blir brukt innen en maskin's optimale arbiedsområde.

4. LADING

4.10 Ladetid

Grunnlaget for beregning av ladetid er sprengstoffkurvene under punkt 3.2, samt registrering av ladekapasitet.

Gruppens registreringer ga en ladekapasitet for 45 mm hulldiameter (patrondimensjon 35 x 400) på 110 kg pr. mann og time. Ladekapasitet for borseirie 11 (patrondimensjon 25 x 400) og 34 mm (patrondimensjon 30 x 400) er funnet ved å ta forholdet mellom patronvektene, slik at

$$\text{Ladekap.}_{\text{borserie 11}} = \frac{110 \cdot 240}{540} = 56 \text{ kg/mann og time}$$

$$\text{Ladekap.}_{\text{34 mm}} = \frac{110 \cdot 425}{540} = 81{,}5 \text{ kg/mann og time}$$

Kurvene for ladetid gjelder for bestemte salvelengder.

For borserie 11 for 2,4 m og for 45 og 34 mm for basis salvelengde

4.11 Korreksjonsfaktor for ladetid ved varierende salvelangde

Korreksjonsfaktoren tar hensyn til økningen i spesifikt sprengstofforbruk ved økende salvelengde samt til den direkte økning i sprengstoffmengden som følge av økt salvelengde.

4.12 Lading samtidig med boring?

Med lovlig lading forstås lading som foregår i samsvar med gjeldende regler. Det innebærer at det skal være 2 meter mellom hull som bores og hull som lades, og at det ikke skal lades under hull som bores

En mener det kan lades forsvarlig dersom det er et hull (en hullrast) mellom hull som bores og hull som lades. Dette gjelder bare ved parallelle hull i strossen. Det må ikke lades under hull som bores.

Beregninger gruppen har utført viser at forsvarlig lading samtidig med boring i tunneler under 20 m^2, ikke er tidsbesparende. Registrerte tidsbesparelser i ladetid er oppnådd ved ulovlig og uforsvarlig lading, og/eller ved bevisst skjevboring som har gitt økt boretid.

Vår konklusjon er at samtidig lading og boring i tunneler under 20 m^2 bør forbys.

Denne konklusjon må ses i lys av dagens praksis. Studier av igangværende arbeider har vist at det i stor utstrekning foregår *ulovlig og uforsvarlig* lading under boring.

4.14 Ladetid for 45 mm og parallellhullskutt

Resultat

Figur 7-22 gir ladetid pr. salve for 45 og parallellhullskutt for basis salvelengde (10') som funksjon av tverrsnitt, fjellets sprengbarhet og antall mann.

Patrondimensjon 35 x 400 mm.

Korreksjonsfaktor for varierende salvelengde i figur 7-23.

Grunnlag.

Ladekapasitet 110 kg pr. mann og time.

4.15 Ladetid for 45–47 mm og kilkutt

For 45–47 mm og kilkutt anvendes kurven i figur 7-22 for 45 mm og parallellhullskutt uten korreksjon for salvelengde.

5. UKEINNDRIFT – PROGNOSER

5.1 GENERELT

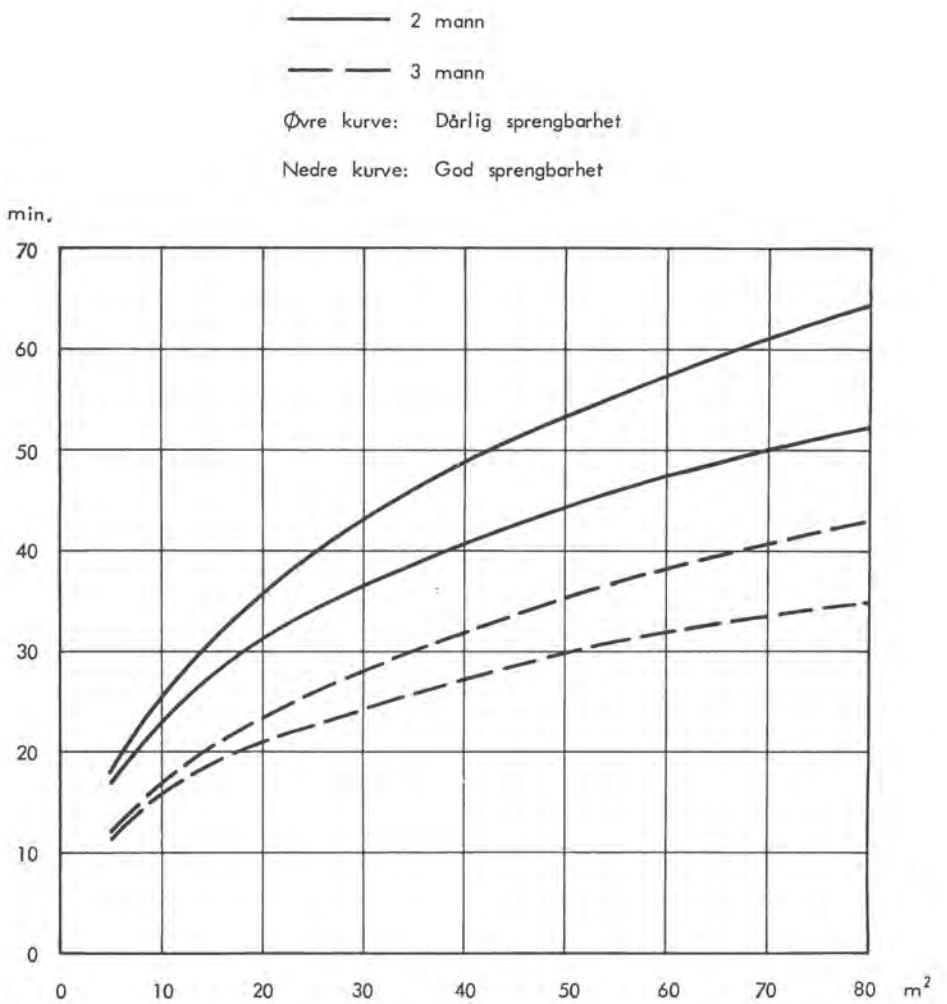
Normalinndrift er beregnet for varierende

- utstyrskombinasjoner
- borhullsdiameter
- salvelengde

for forskjellig

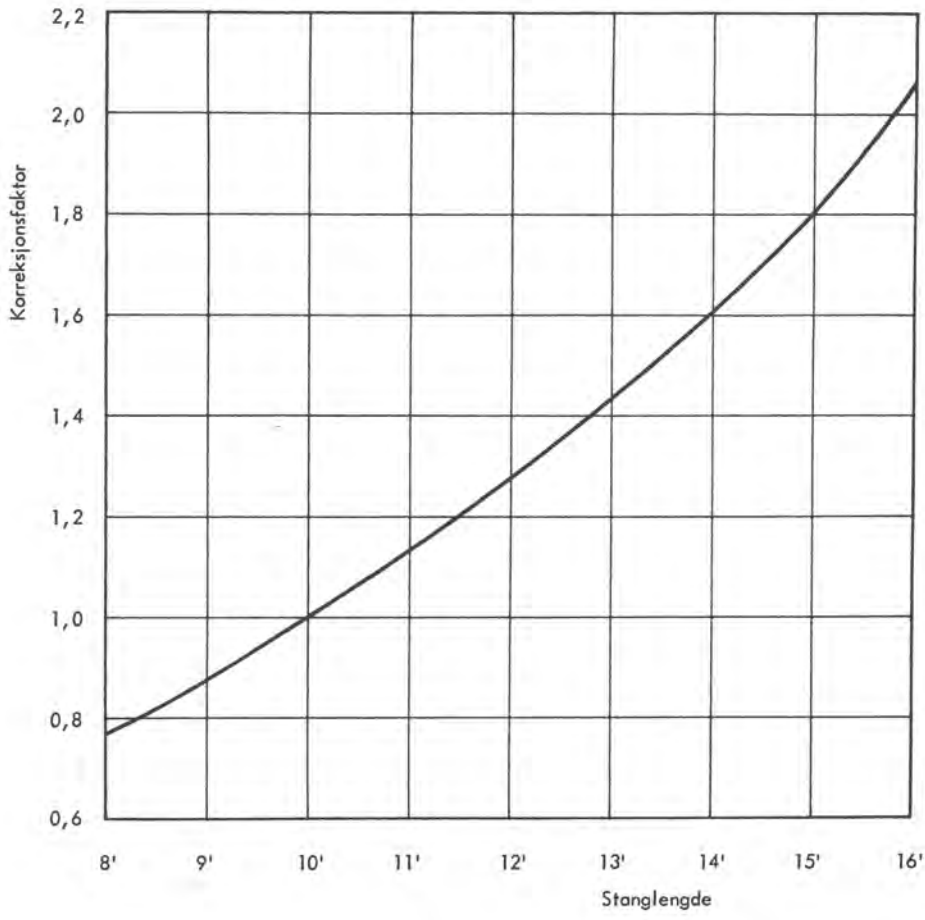
- sprengbarhet
- tverrsnitt

Statskraftverkenes prognosemodell (Fjellsprengningsteknikk, Teknologisk Forlag 1974) er anvendt. Den er videreutviklet i denne rapport – et arbeid som vil bli fortsatt særlig når det gjelder å bestemme netto borsynk ved hjelp av enkle indirekte bergartsundersøielser (se avsnitt 3).



Ladetid pr. salve - min. - 45 mm og parallellhullskutt. Basis salvelengde.
For varierende salvelengder, se korreksjonsfaktor figur 7-23.

Fig. 7-22.



Ladetid pr. salve - korreksjonsfaktor for varierende salvelengde - 45 mm, parallellhullskutt.

Fig. 7-23.

5.2 EKSEMPEL PÅ PROGNOSE

Figur 7-24 viser en prognose for et tunneltverrsnitt på 10 m^2. Det er forutsatt brukt borerigg med stk. Gardner Denver PR 123 J (borhullsdiamter 45 mm) og Atlas Copco LM 250 kastlastmaskin. Det er regnet prognose for stanglengder fra 10' til 14' for god og dårlig sprengbarhet.

Merknader.

- Nødvendig boring
  Ifølge avsnitt 1.33.
- Salvelengde
  Uttrykt ved anvendt stanglengde. Boret salvelengde er stanglengde minus 30 cm.

PROGNOSE – EKSEMPEL

Salvelengde i fot	10'		11'		12'		13'		14'	
Sprengbarhet	God	Dårlig	God	Dårlig	God	Dårlig	God	Dårlig	God	Dårlig
Nødv. boring bm/m³	3.25	3.50	3.34	3.60	3.46	3.72	3.58	3.85	3.71	4.00
Brutto borekap. bm/mask.h	25.8	32.6	26.4	33.4	26.9	34.3	27.3	34.8	28.0	35.8
Inndrift pr. salve 95%	2.57	2.57	2.85	2.85	3.14	3.14	3.42	3.42	3.71	3.71
Masse pr. salve m³	25.7	25.7	28.5	28.5	31.4	31.4	34.2	34.2	37.1	37.1
Nødv. sprengstoff kg/m³	3.35	3.65	3.44	3.75	3.56	3.88	3.69	4.02	3.83	4.17
Sprengstoff pr. salve kg	86.1	93.8	98.0	106.9	111.8	121.8	126.2	137.5	142.1	154.7
Bormeter pr. salve	83.5	90.0	95.2	102.6	108.6	116.8	122.4	131.7	137.6	148.4
Ekvivalent bormeter	92.8	101.6	108.1	118.8	125.7	138.1	144.1	158.9	164.5	182.0
I. BORING etc.										
a Riggetid	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
b Proporsjonale tider										
– boring	72	62	82	71	93	81	106	91	118	102
– lading	23	26	27	29	30	33	34	38	39	42
c Tilfeldige tapstider	18	17	20	19	22	21	25	23	27	25
II. VENTILASJONSPAUSE	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
III. LASTING										
a Riggetid	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
b Proporsjonale tider										
– lasting	62	62	68	68	75	75	82	82	89	89
c Tilfeldige tapstider	15	15	16	16	17	17	18	18	19	19
IV. RENSK										
Salvesyklus i min.	260	252	283	273	307	297	335	322	362	347
Ukeinndrift 16 skift	71.0	73.5	72.5	75.0	73.5	76.0	73.5	76.5	74.0	77.0
REDUKSJONSFAKTOR	0.90	0.90	0.89	0.89	0.88	0.88	0.87	0.87	0.86	0.86
MIDLERE INNDRIFT	64.0	66.0	64.5	66.5	64.5	67.0	64.0	66.5	63.5	66.0

BORHULLSDIAMETER : 45 mm

UTSTYR :

- BORING : BORERIGG MED 3 STK: GARDNER DENVER PR 123 J
- LASTING : ATLAS COPCO LM 250

LADING : 2 MANN

Fig. 7-24.

- Brutto borekapasitet
  I følge avsnitt 3.2 Det er gjort den forenklede antagelse at godt sprengbart fjell er dårlig borbart og omvendt.
- Inndrift
  Regnes av boret salvelengde.
- Masse pr. salve
  Regnes for prosjektert tverrsnitt, fast masse.
- Nødvendig sprengstoff
  Ifølge avsnitt 2.22.
- Bormeter pr. salve
  Eksklusiv grovhull. Se nødvendig boring, avsnitt 1.33.
- Ekvivalent bormeter
  Inkluderer grovhull. Grovhull er omregnet til ekvivalent bormeter 45 mm, ut fra anvendt boretid med det aktuelle utstyr.
- I. Boring, lading, skyting
  - A. Riggetider
    Ifølge ansnitt 3.11.
  - B. Proporsjonale tider
    - Boring

$$\frac{\text{Ekvivalent boremetertall} \cdot 60}{\text{Brutto borekapasitet} \cdot \text{Antall maskiner}}$$

    - Lading
      Ifølge avsnitt 4.
  - C. Tilfeldige tapstider
    Antatt 8 min. pr. time. Inkluderer driftstekniske tapstider som opptrer tilfeldig (for eksempel maskinstopp), samt personlig tid og heft ved skiftbytte.
- II. Ventilasjonspause
  Ventilasjonsanlegget må dimensjoneres i samsvar med den forutsatte ventilasjonspause.
- III. Lasting
  Når det gjelder lasting har en i prognosene basert seg på kapasitetsdata fra tidligere registreringer.
  - A. Riggetid
    Inkluderer inn- og utkjøring lastemaskin, samling av røys, opprensk til slutt samt forlengelse av skinnegang under boring.
  - B. Proposjonale tider
    - Lasting

$$\frac{\text{Masse pr. salve} \cdot 60}{\text{Brutto lastekapasitet}}$$

Brutto lastekapasitet er satt til
Atlas Copco LM 56 : 16,5 fm^3/h
Atlas Copco LM 250 : 25 fm^3/h
"Ny laster" : 43 fm^3/h

- IV. Rensk
  En har i denne sammenheng antatt at rensk i sin helhet kan foregå fra røys uten bruk av bestemmende tid. Denne antagelsen kan være tvilsom for tverrsnitt opp mot 15 – 20 m^2, men dette er ikke av avgjørende betydning i denne sammenheng. (se under reduksjonsfaktor)
- Ukeinndrift 16 skift
  Dette er normalinndrift for igangkjørt drift, eksklusiv nisjer, sløyfer o.s.v.
- Reduksjonsfaktor
  For å nå fram til midlere inndrift over tunnelens samlede lengde hvor nisjer, sløyfer samt oppstarting inngår, reduseres normalinndriften med en reduksjonsfaktor som angitt.
  Når reduksjonsfaktoren avtar med økende salvelengde, skyldes det at ekstra rensk og sikring blir større ved lengre salver p.g.a. økt sprengstofforbruk, unøyaktigere boring, samt faren for redusert brytning.

5.3 SAMMENHENG MELLOM UKEINNDRIFT OG SALVELENGDE

5.31 45 mm og parallellhullskutt

Figur 7-25 viser normalinndrift i meter pr. uke som funksjon av stanglende. Figuren viser kurver for forskjellige utstyrskombinasjoner og tverrsnitt for god og dårlig sprengbarhet.

Figur 7-26 viser midlere inndrift for tilsvarende.

Kommentar

Figur 7-25 viser at normal ukeinndrift øker med salvelengden inntil ca. 13' stanglengde for deretter å avta. Det er forutsatt flytende drift.

Økningen i inndrift fra 10' til 13' stanglengde er meget beskjeden for de vanlige utstyrskombinasjoner. Ved å bruke en raskere lastemaskin, vil økningen bli noe større.

Midlere ukeinndrift figur 7-26, når sitt maksimum ved kortere salvelengde enn tilfellet er for normal ukeinndrift. Midlere ukeinndrift har maksimum ved en stanglengde på ca. 11'. Se avsnitt 5.2 – reduksjonsfaktor.

Viser forøvrig til avsnitt 5.4 om økonomisk salvelengde.

5.32 34 mm og parallellhullskutt

Figur 7-27 viser normalinndrift i meter pr. uke som funksjon av stanglengde. Figuren viser kurver for forskjellige utstyrskombinasjoner og tverrsnitt, god og dårlig sprengbarhet.

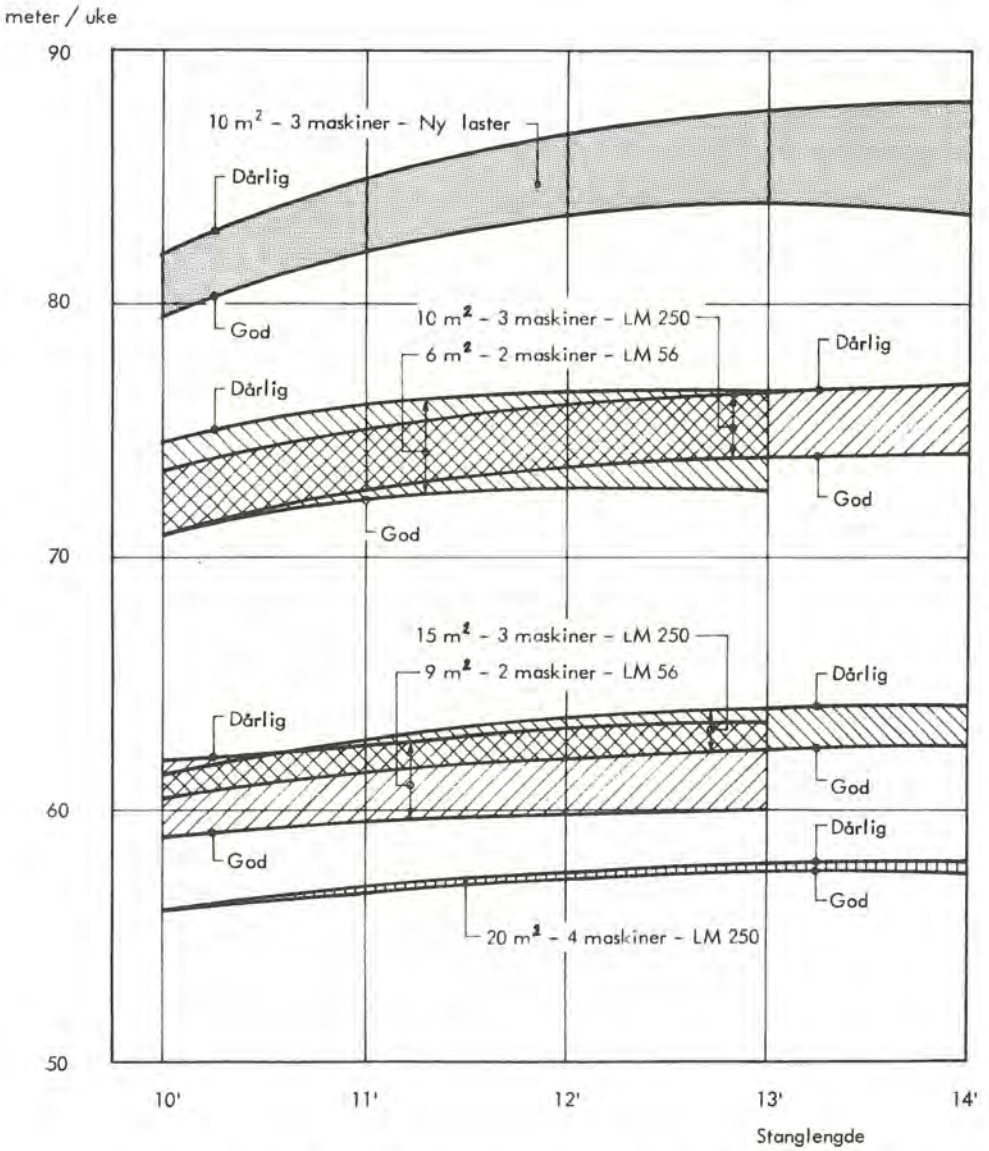
Figur 7-28 viser midlere inndrift for tilsvarende.

Kommentar

Nomalinndriften, figur 7-27, når sitt maksimum ved kortere salver enn tilfellet er for 45 mm. Det presiseres at dette skyldes den anvendte utstyrskombinasjon (meiselskjær, 1" stenger, kraftige maskiner). Maksimum nås ved ca. 11'.

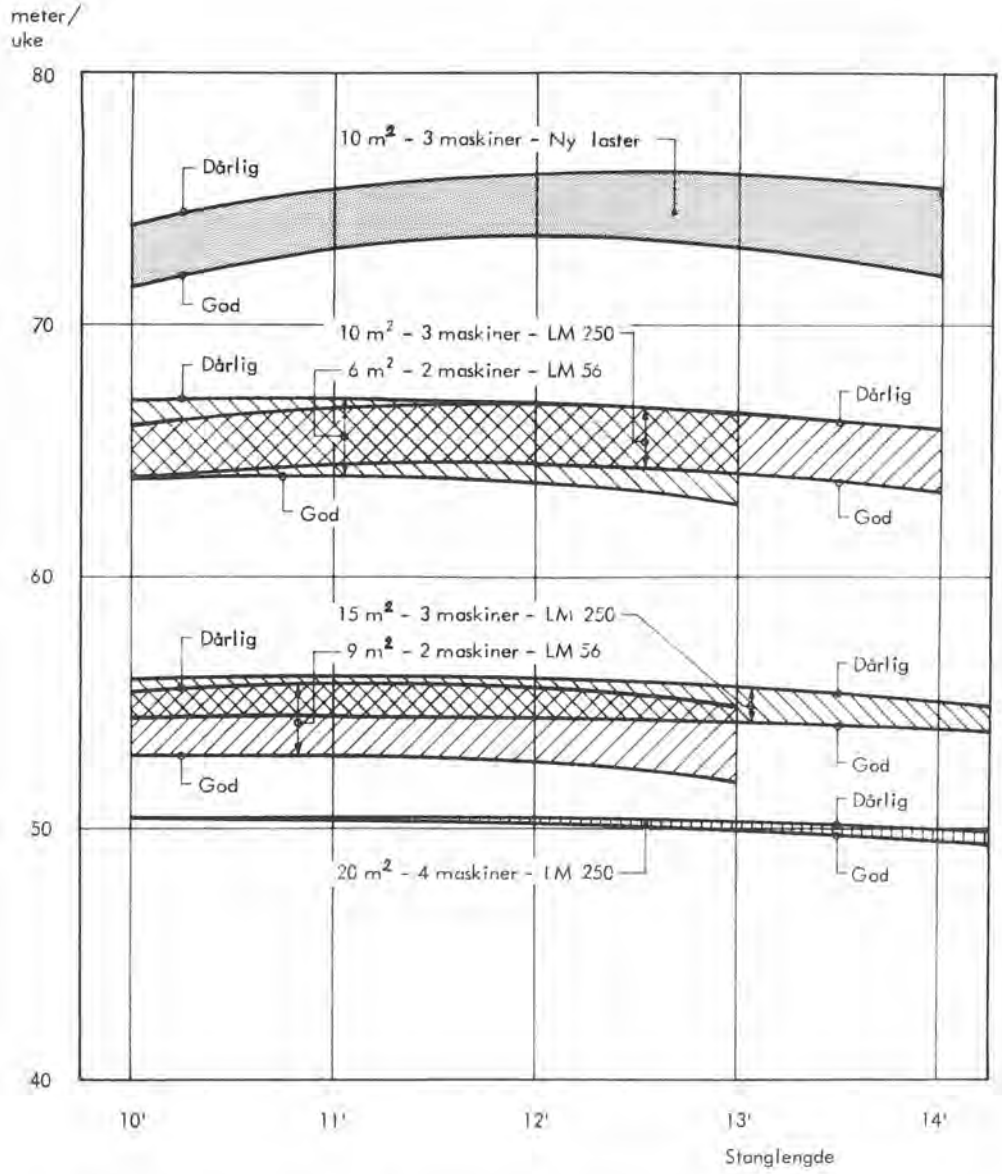
Midlere inndrift når sitt maksimum ved ca. 10' stanglengde.

Viser forøvrig til avsnitt 5.4 om økonomisk salvelengde.



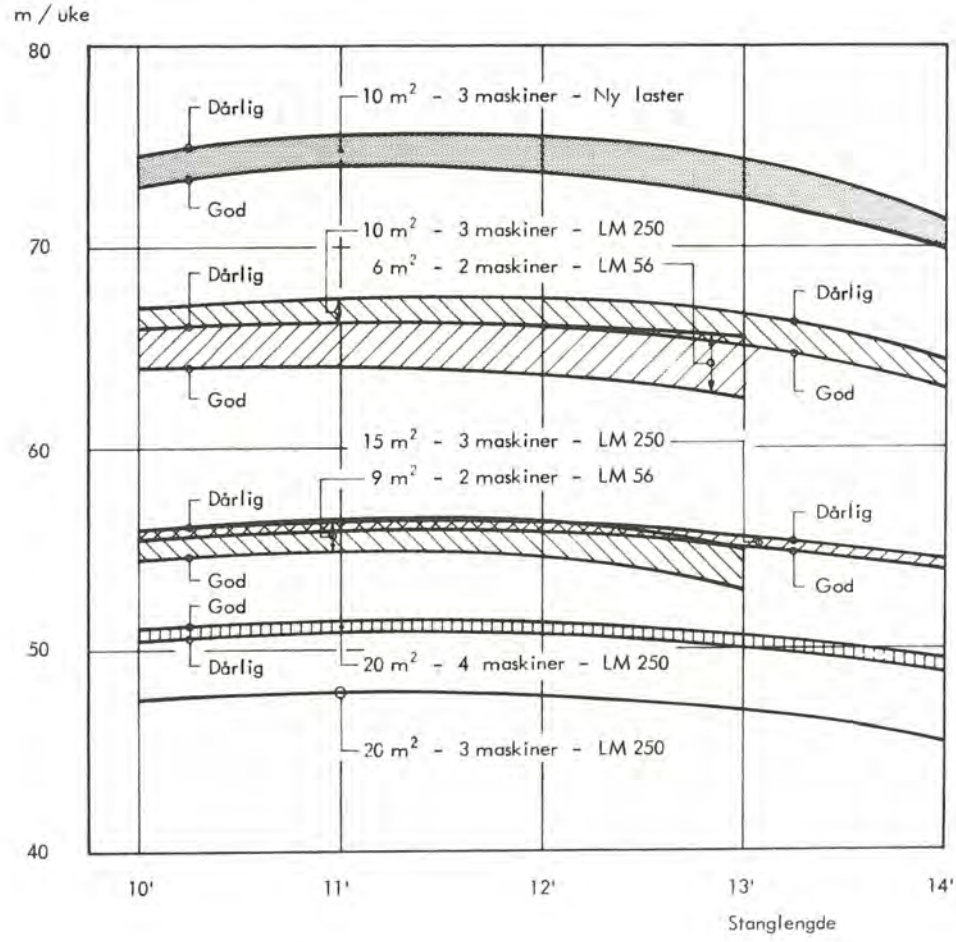
Normalinndrift - m / uke - som funksjon av stanglengde for borhullsdiameter 45 mm og parallellhullskutt. Forskjellige utstyrskombinasjoner og tverrsnitt. God og dårlig sprengbarhet.

Fig. 7-25.



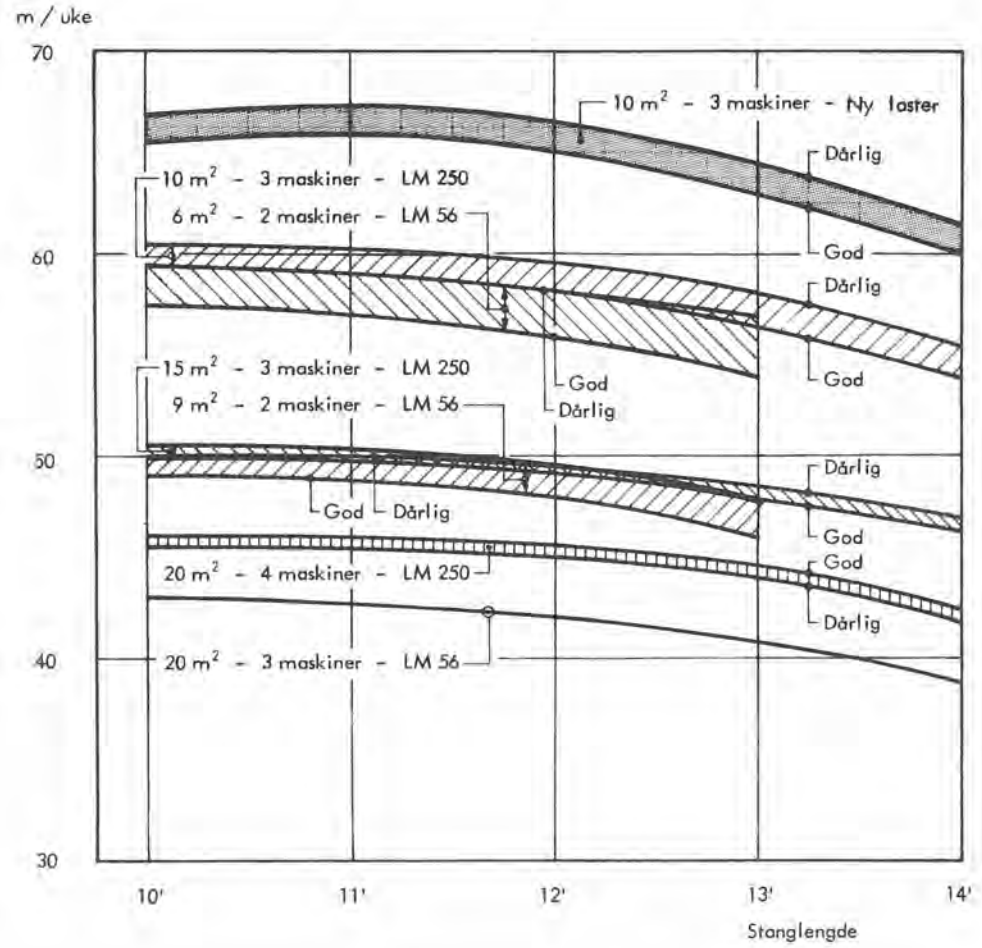
Midlere inndrift - m / uke - som funksjon av stanglengde for 45 mm og parallhullskutt. Forskjellige utstyrskombinasjoner og tverrsnitt. God og dårlig sprengbarhet.

Fig. 7-26.



Normalinndrift - m / uke - som funksjon av stanglengde for 34 mm og parallell - hullskutt. Forskjellige utstyrskombinasjoner. God og dårlig sprengbarhet.

Fig. 7-27.



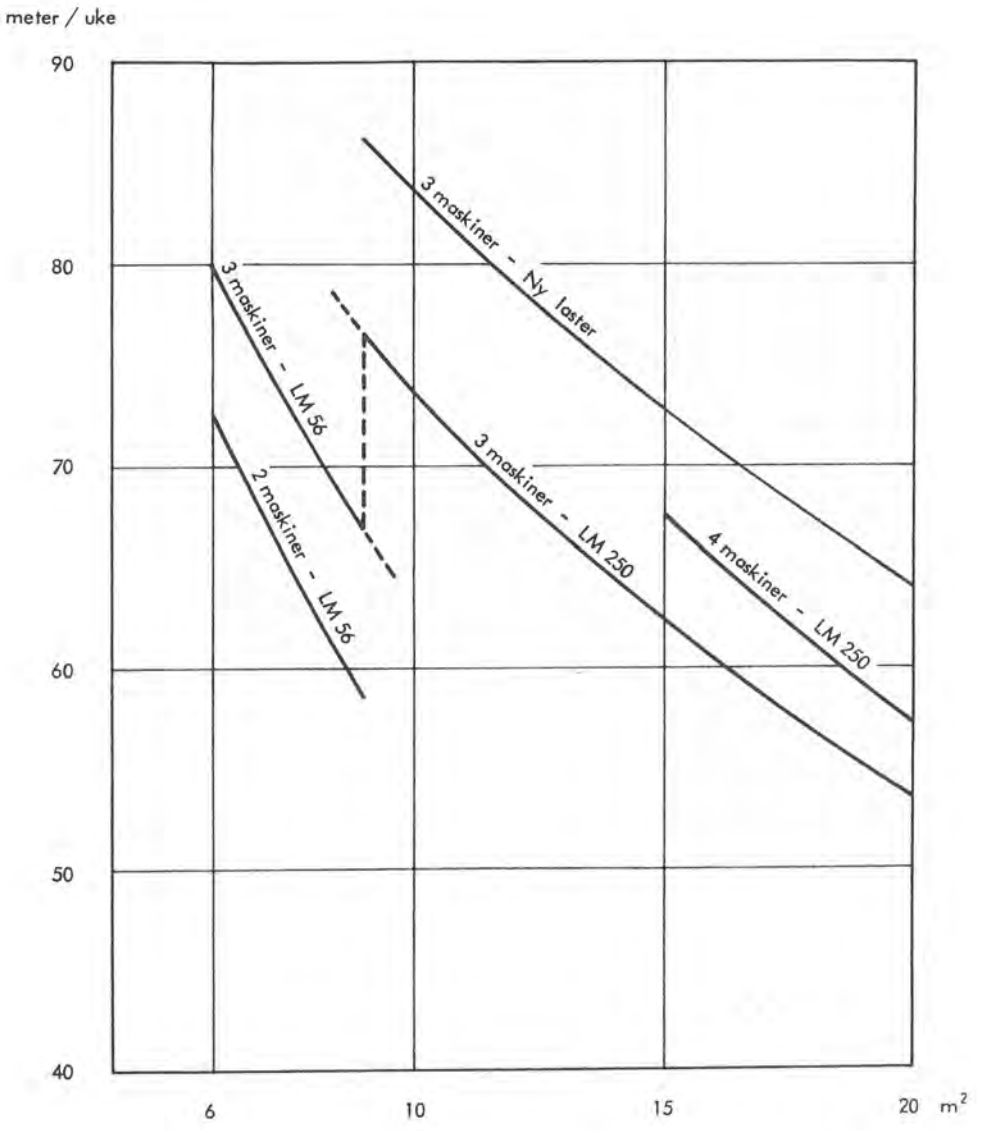
Midlere inndrift - m / uke - som funksjon av stanglengde for 34 mm og parallell - hullskutt. Forskjellige utstyrskombinasjoner. God og dårlig sprengbarhet.

Fig. 7-28.

5.4 SAMMENHENG MELLOM UKEINNDRIFT OG UTSTYRSKOMBINASJON

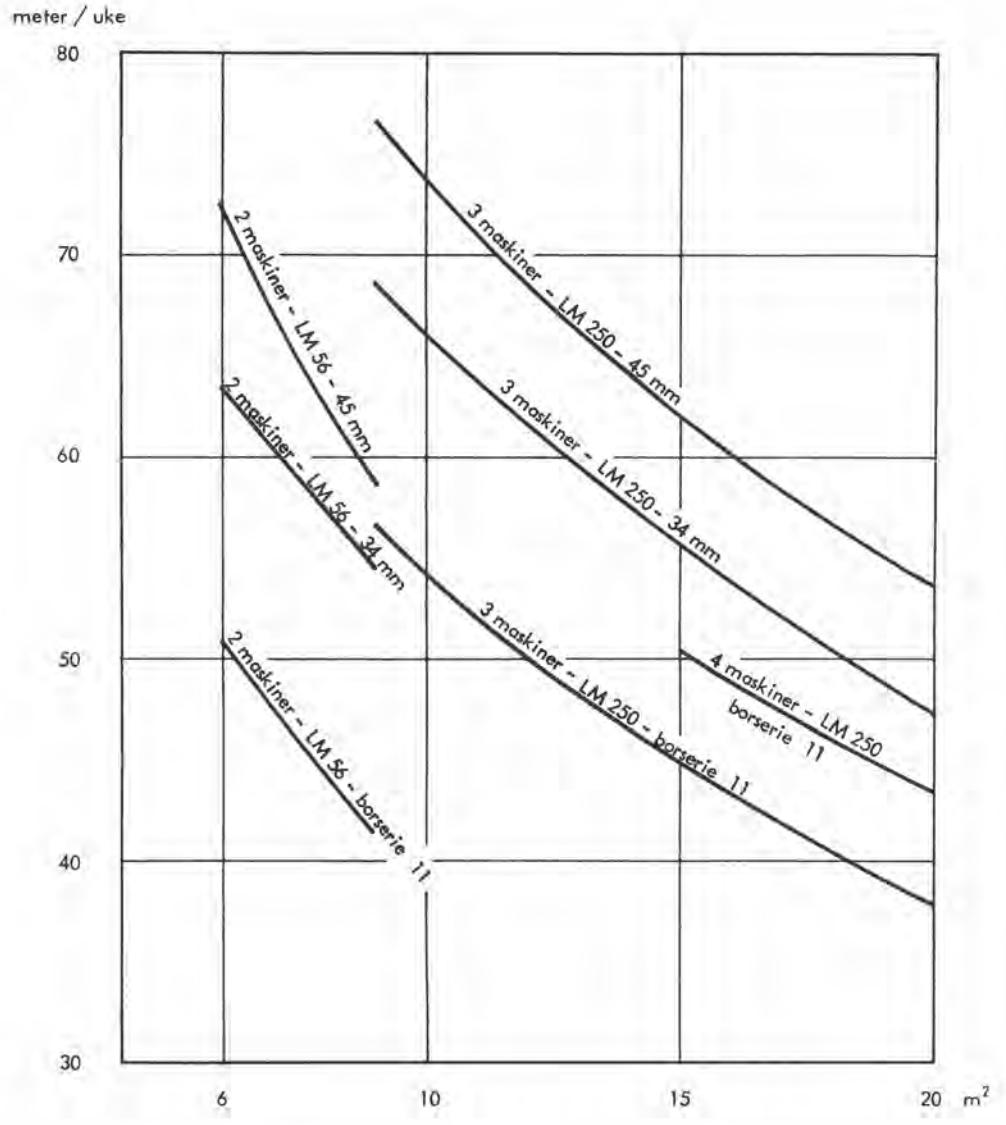
Figur 7-29 viser normalinndrift i meter pr. uke for forskjellige utstyrskombinasjoner, god sprengbarhet, 45 mm og parallellhullskutt.

Figur 7-30 viser normalinndrift for borserie 11, 34 og 45 mm for noen valgte utstyrskombinasjoner.



Normalinndrift - m / uke - som funksjon av utstyrskombinasjon for 45 mm og parallellhullskutt. God sprengbarhet.

Fig. 7-29.



Normalinndrift - m / uke - ved forskjellige utstyrkombinasjoner (borhullsdiameter).
God sprengbarhet.

Fig. 7-30.

Kommentar

Lastemaskiner av typen Atlas Copco LM 250 begynner å bli for sene i tverrsnitt opp mot 20 m^2. Det er her behov for raskere maskiner.

En tenkt lastemaskin med brutto lastekapasitet på 43 m^3/h vil gi en betydelig inndriftsøkning.

Når det gjelder inndriftens avhengighet av bormaskin og borhullsdiameter, viser figur 7-30 at de største inndrifter normalt oppnås ved bruk av 4 1/2" driftere og 45 mm borhullsdiameter, mens de laveste inndrifter oppnås ved bruk av håndholdte maskiner og borserie 11.

Viser forøvrig til avsnitt 6 om alternativskostnader.

6. KOSTNADER – ALTERNATIVSKALKYLER

6.1 GENERELT

Alternativskalkyler er gjennomført for varierende

- utstyrskombinasjoner
- borhullsdiameter
- salvelengde

for forskjellige

- sprengbarhet
- tverrsnitt

En har bare analysert de kostnader som varierer med boremetode (borhullsdiameter) og salvelengde.

De kostnadstall i kr pr. meter tunnel som oppgis i figurene i dette avsnitt er derfor ikke totale kostnader. Kurvene er bygd opp av delkostnader som influeres av variasjoner i de ovenfor nevnte faktorer.

Forutsatt flytende drift.

Prisnivå våren 1974.

6.2 EKSEMPEL PÅ KALKYLE

Figur 7-31 viser en kalkyle for et tverrsnitt på 10 m^2. Det er forutsatt brukt rigg med 3 stk. Gardner Denver PR-123 J (borhullsdiameter 45 mm) og Atlas Copco LM 250 kastlastmaskin. Det er regnet kostnader for stanglengder fra 10' til 14' for god og dårlig sprengbarhet.

Merknader

– 1. Avskrivninger på rigg

En har med følgende priser i 1000 kr. på borerigger. 13 % investeringsavgift er inkludert i prisene.

Antall	2	3	4
Gardner Denver, skinnegående	370	494	618
Tampella, skinnegående	266	348	641

Innkjøpsverdien er avskrevet over den økonomiske brukstid målt i bormeter, som er satt til:

Antall	2		3		4	
Borbarhet	God	Dårlig	God	Dårlig	God	Dårlig
Gardner Denver	320000	272000	480000	408000	640000	544000
Tampella	259000	220000	388000	330000	517000	440000

ALTERNATIVE KOSTNADER - EKSEMPLER

Salvelengde i fot	10'		11'		12'		13'		14'	
Sprengbarhet	God	Dårlig	God	Dårlig	God	Dårlig	God	Dårlig	God	Dårlig
Nødv. boring bm/m^3	3.25	3.34	3.34	3.60	3.46	3.72	3.58	3.85	3.71	4.00
Brutto borekap bm/mask.h.	25.8	32.6	26.4	33.4	26.9	34.3	27.3	34.8	28.0	35.8
Inndrift pr. salve 95%	2.57	2.57	2.85	2.85	3.14	3.14	3.42	3.42	3.71	3.71
Masse pr. salve m^3	25.7	25.7	28.5	28.5	31.4	31.4	34.2	34.2	37.1	37.1
Nødv. sprengstoff kg/m^3	3.35	3.65	3.44	3.75	3.56	3.88	3.69	4.02	3.83	4.17
Sprengstoff pr. salve kg	86.1	93.8	98.0	106.9	111.8	121.8	126.2	137.5	142.1	154.7
Bormeter pr. salve	83.5	90.0	95.2	102.6	108.6	116.8	122.4	131.7	137.6	148.4
Ekvivalente bormeter	92.8	101.6	108.1	118.8	125.7	138.1	144.1	158.9	164.5	182.0
1. Avskrivninger kr/m kr/m tunnel	39	33	40	37	42	38	43	40	45	41
2. Renter kr/m tunnel	8	8	8	8	8	7	8	8	8	8
3. Borutstyr —"—	50	40	53	42	57	45	61	49	66	52
4. Deler og rep.materialer kr/m tunnel	28	26	29	27	30	28	31	29	33	31
5. Smøremiddel og andre materialer kr/m tunnel	36	32	37	32	38	33	39	35	41	36
6. Trykkluft —"—	42	37	43	39	45	40	47	41	48	43
7. Grovhull —"—	15	13	18	16	22	20	26	23	29	26
8. Sprengstoff —"—	147	161	151	165	157	171	162	177	169	183
9. Tennere —"—	33	35	31	32	29	30	29	32	27	30
10. Lønn —"—	563	544	558	539	557	539	563	541	565	544
11. Tidsavhengige kostn. "	107	103	106	102	106	102	107	102	107	103
SUM kr/m tunnel	1068	1032	1074	1039	1091	1053	1116	1077	1138	1097

BORHULLSDIAMETER : 45 mm

UTSTYR :

- BORING : BORERIGG MED 3 STK. GARDNER DENVER PR 123 J
- LASTNING : ATLAS COPCO LM 250

LADING : 2 MANN

Fig. 7-31.

– 2. Renter
En har regnet 10 % av uavskrevet kapital (i middel 1/3 av avskrivningsgrunnlaget).

– 3. Borutstyr
– Priser og levetider 45 mm

Utstyr	Priser pr. stk. kr.	Levetider i bormeter	
		God borbarhet	Dårlig borbarhet
Stenger 10'	418	1200	1050
Stenger 11'	446	1150	1006
Stenger 12'	474	1100	962
Stenger 13'	502	1050	918
Stenger 14'	530	1000	874
Nakker	275	3500	2625
Hylser	93	2000	1750
Kroner	165	300	200

– Priser og levetider 34 mm

Utstyr	Pris pr. stk. kr.	Levetider i bormeter	
		God borbarhet	Dårlig borbarhet
Stenger 8'	229	190	155
Stenger 9'	240	185	151
Stenger 10'	252	180	147
Stenger 11'	262	175	143
Stenger 12'	274	170	138
Stenger 13'	285	165	134
Stenger 14'	297	160	130

– Priser og levetider borserie 11

Utstyr	Pris pr. stk. kr.	Levetider i bormeter	
		God borbarhet	Dårlig borbarhet
Stenger 2,40 m	154	200	160

Til prisene på borutstyr kommer 10% i lager – frakt-tillegg.

– 4. Deler og rep.materialer til borrigg med maskiner
– 45 mm

Stanglengde	10'	11'	12'	13'	14'
Gor borbarhet kr/bormeter	0,73	0,74	0,75	0,76	0,77
Dårlig borbarhet kr/bormeter	0,85	0,86	0,87	0,88	0,89

– 34 mm

Stanglengde	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'
God borbarhet kr/bormeter	0,64	0,65	0,66	0,67	0,68	0,69	0,70
Dårlig borbarhet kr/bormeter	0,75	0,76	0,77	0,78	0,79	0,80	0,81

– borserie 11

Stanglengde	2,40 m
God borbarhet kr/bormeter	0,54
Dårlig borbarhet kr/ bormeter	0,59

– 5. Smøremiddel og andre materieler

Borhullsdiameter	45 mm · 34 mm · 30 mm – bors. 11		
God borbarhet kr/bormeter	0,90	1,00	1,35
Dårlig borbarhet kr/bormeter	1,00	1,20	2,15

– 6. Trykkluft

Borhullsdiameter	45 mm · 34 mm · 30 mm – bors. 11		
God borbarhet kr/bormeter	1,07	1,11	1,12
Dårlig borbarhet kr/bormeter	1,30	1,35	1,35

– 7. Grovhull
Kostnaden for grovhull er ekskl. lønn og trykkluft

Borhullsdiameter	45 mm	34 mm
Stanglengde	10'	10'
God borbarhet kr/m grovhull	10.00	7,00
Dårlig borbarhet kr/m grovhull	14,00	9,50

Se avsnittene 1.33 og 1.34 om grovhull.

– 8. Sprengstoff
Regner normal fordeling mellom dynamitt (1/3) og pulversprengstoff (2/3).

Pris Dynamit:	5,00 kr/kg
Pris Koronit og Glynit:	4,10 kr/kg

Midlere sprengstoffpris: 1/3·5+2/3·4,10 = 4,39 kr/kg.
Prisene er inklusive rabatt, levert på stuff.

Midlere sprengstoffpris: 1/3 · 5+2/3 · 4,10 = 4,39 kr/kg.
Prisene er inklusive rabatt, levert på stuff.

Viser forøvrig til avsnitt 2.2 om nødvendig sprengstoff.

– 9. Tennere
En benytter Hu-tennere
En antar at 9 hull i kutten initieres med millisekundtennere og salven ellers med 1/2-sekundtennere.

Skyteledning	4 meter	5 meter
1/2-sekund kr/stk	2,40	2,55
milli-sekund kr/stk	2,60	2,90

I tillegg kommer 10% i lager og frakt.

– 10.Lønn
Totale lønnskostnader er fordelt på midlere inndrift. Timelønn forutsatt 50 kr/h inkl. sos. utg.

Bemanning 45 og 34 mm:	18 mann. (fordelt på 3 skift)
Bemanning borserie 11:	3 maskiner – 20 mann 4 maskiner – 23 mann 5 maskiner – 26 mann

– 11.Tidsavhengige kostnader på arbeidsstedet.

Drift av veg, telefon og kraft	150.000 kr/år
Oppsynsmannslønn (2)	150.000 kr/år

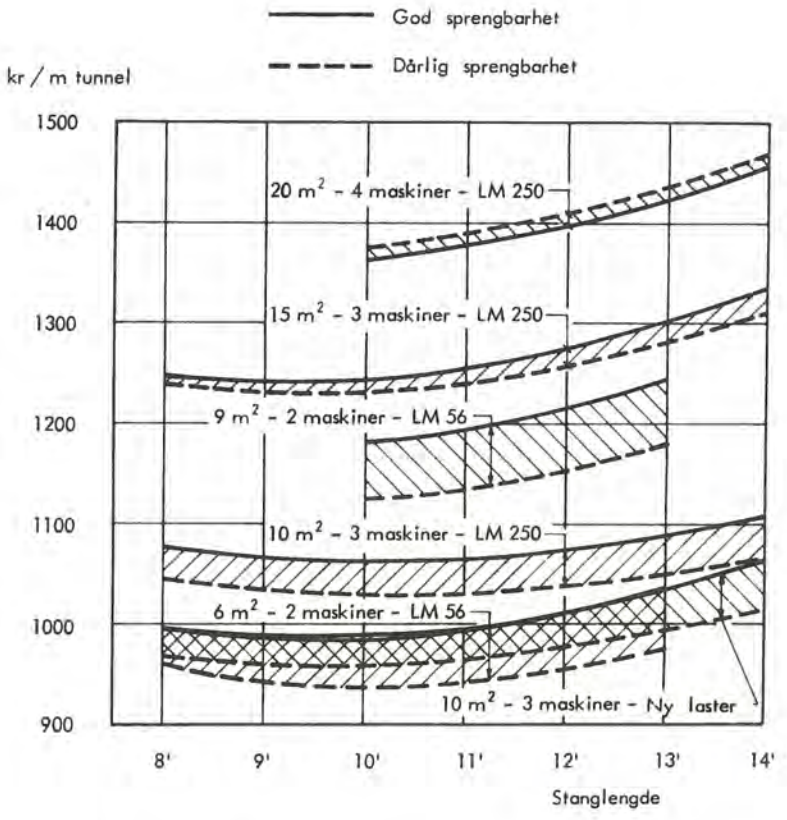
Regner 44 effektive uker pr. år.

6.3 SAMMENHENG MELLOM KOSTNADER OG SALVELENGDE

6.31 45 mm og parallellhullskutt

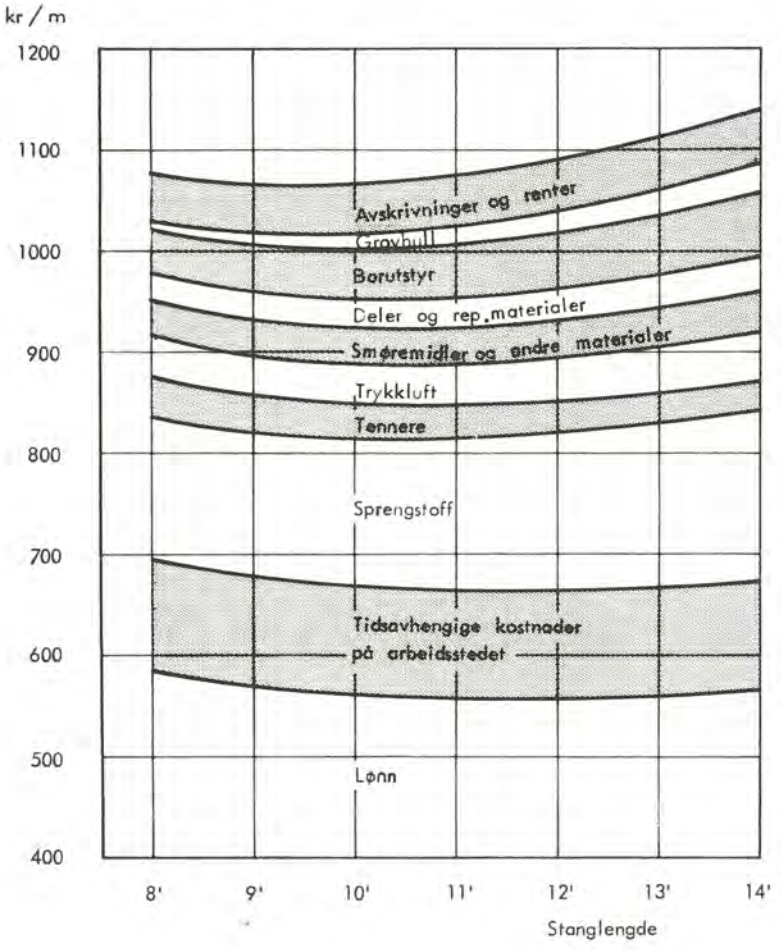
Figur 7.32 viser kostnader i kr pr. m tunnel for noen utstyrskombinasjoner som funksjon av stanglengden for god og dårlig sprengbarhet.

Figur 7.33 viser hvordan delkostnadene for en utstyrskombinasjon variere med salvelengden.



Økonomisk salvelengde for 45 mm borhullsdiameter - kostnad - kr / m tunnel - som funksjon av stanglengden for noen utstyrs - kombinasjoner og tverrsnitt. God og dårlig sprengbarhet.

Fig. 7-32.



Delkostnadene - kr / m tunnel - som funksjon av stanglengde for en utstyrskombinasjon: Borrigg med 3 stk. Gardner Denver PR 123 J borhullsdiameter 45 mm, kastlaster LM 250. Tverrsnitt 10 m^2, god sprengbarhet.

Fig. 7-33.

Kommentar

Kostnadene er beregnet på grunnlag av prognosematerialet i avsnitt 5 og priser gjengitt i avsnitt 6.2.

Økonomisk salvelengde (7.32.1) er ca. 10'.

Delkostnader som øker med økende salvelengde:

- 1. Avskrivninger
- 3. Borutstyr
- 4. Deler og rep.materialer
- 5. Smøremiddel og andre materialer
- 6. Trykkluft
- 7. Grovhull
- 8. Sprengstoff

Delkostnader som avtar med økende salvelengde:

- 9. Tennere

Delkostnader som synker med økende salvelengde opp til salvelengde for maksimal ukeinndrift for deretter å øke:

- 10. Lønn
- 11. Tidsavhengige kostnader på arbeidsstedet.

"Ny laster" er forutsatt å ha de samme kostnader eks. lønn som LM 250. Det er altså gevinstmuligheten ved økt kapasitet som er kartlagt.

6.32 34 mm og parallellhullskutt

Figur 7-34 viser kostnader i kr. pr. m. tunnel for noen utstyrskombinasjoner som funksjon av stanglengden for god og dårlig sprengbarhet.

Figur 7-35 viser hvordan delkostnadene for en utstyrskombinasjon varierer med salvelengden.

Kommentar

Økonomisk salvelengde for 34 mm og parallellhullskutt er ca 8'.

Viser forøvrig til kommentarer i avsnitt 6.31.

6.4 SAMMENHENG MELLOM KOSTNADER OG UTSTYRSKOMBINASJON

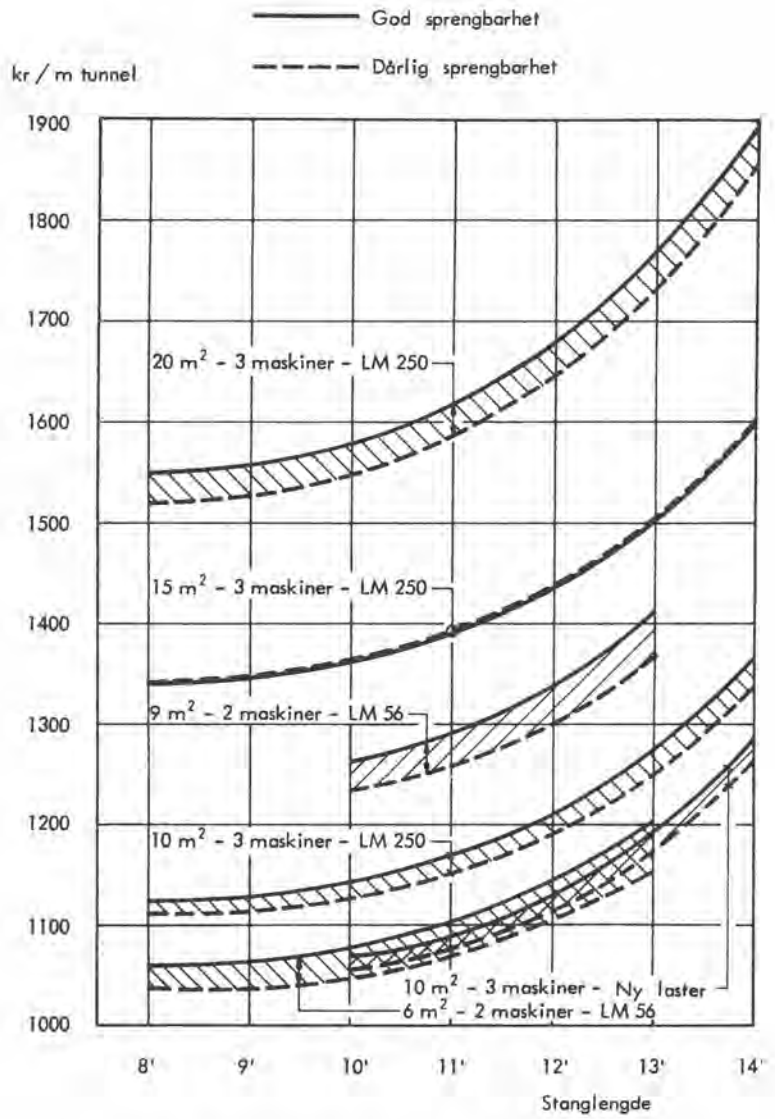
Figur 7-36 viser alternative kostnader i kr. pr. m tunnel for noen utstyrskombinasjoner (borhullsdiameter).

Kommentar

Kalkylene omfatter bare de delkostnader som influeres av variasjon i salvelengde og borhullsdiameter.

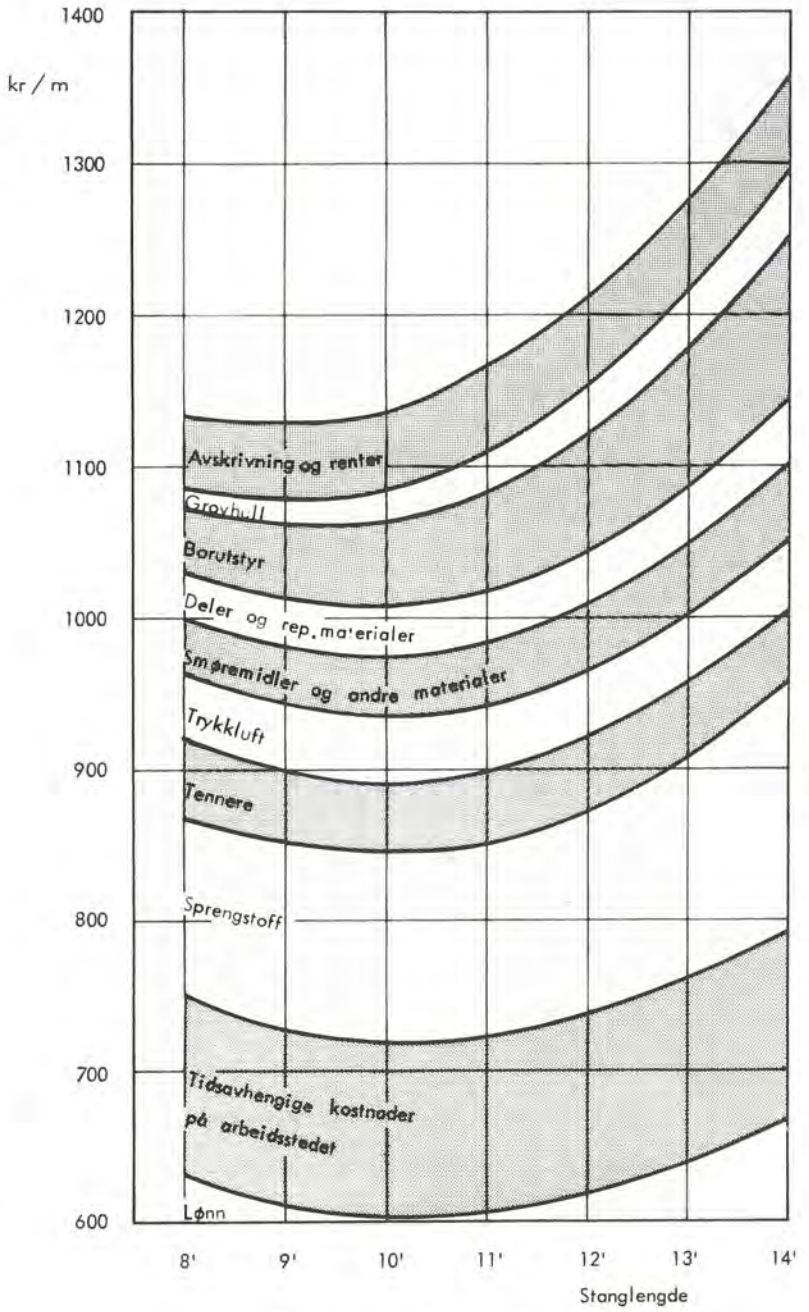
Bruk av 45 mm borhullsdiameter gir de laveste kostnadene. Borserie 11 og håndholdte maskiner representerer det dyreste alternativ, først og fremst på grunn av de høye lønnskostnadene.

Figur 7-36 viser også at en ikke har klart å spare penger ved å gå fra 45 mm borhullsdiameter til 34 mm.



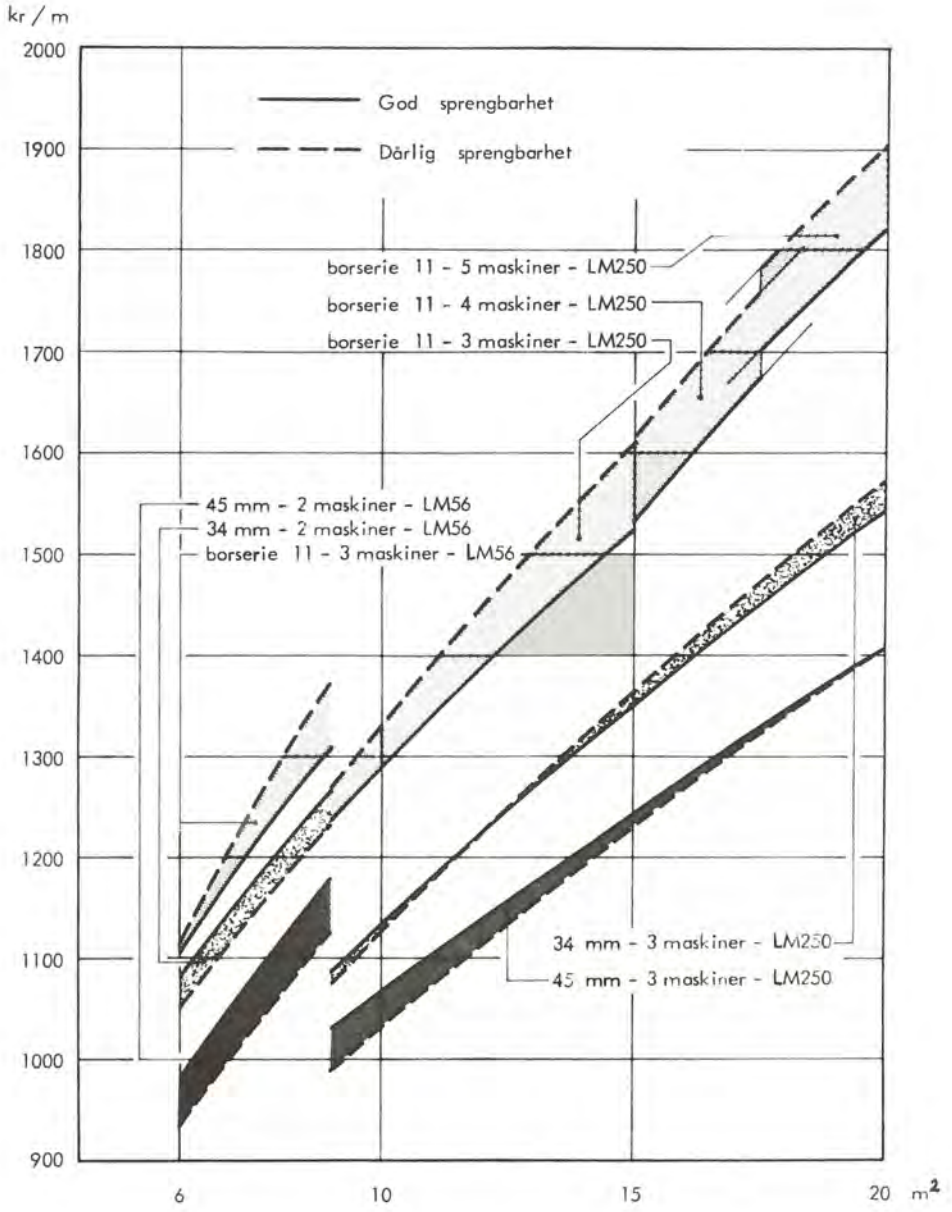
Økonomisk salvelengde for 34 mm borhullsdiameter - kostnad - kr / m tunnel - som funksjon av stanglengden for noen utstyrs - kombinasjoner og tverrsnitt. God og dårlig sprengbarhet.

Fig. 7-34.



Delkostnadene - kr / m tunnel - som funksjon av stanglengden for en utstyrskombinasjon : Borrigg med 3 stk. Tampella ES 300 Corona, borhullsdiameter 34 mm, kastlaster LM 250. Tverrsnitt 10 m^2, god sprengbarhet.

Fig. 7-35.



Alternative kostnader - kr / m tunnel - for forskjellige utstyrskombinasjoner (borhullsdiameter). Bare de kostnader som influeres av variasjoner i salvelengden, borhullsdiameter m.m. er inkludert.

Fig. 7-36.

NY TYPE ENDEFORSKALING FOR TUNNELUTSTØPING

A new type of end shuttering for the concrete lining in tunnels.

Ingeniør Bjarne Marstein, Norges Statsbaner.

SAMMENDRAG

Bruk av store plastrør som endeforskaling har vist seg å være velegnet både teknisk og økonomisk ved tunnelutstøpninger. Man oppnår fortannet fuge med ca. 50% økning av kontaktflaten. Muligheten for tetting av fugen er bedre enn for en glatt forskaling. Fugen kan overføre skjærkrefter.

SUMMARY

The use of large polyethylene tubes as end shuttering when casting tunnel linings has shown suitable both technically and economically. A toothed joint with approximately 50% increase in contact area is attained resulting in a better sealing. The joints also transmit shear forces.

Den som driver med utstøpning av fjelltunneler, kjenner til hvor problematisk det er å bygge en endeforskaling for kontaktstøpte hvelv.

I Abelhaugen, hvor N.S.B. bygger ny underjordisk jernbanestasjon, anvendes 110 mm fleksible polyetylenrør med lav egenvekt til endeforskaling. Av figur 8-1 fremgår systemet, det er patentsøkt.

Det forutsettes benyttet glatte, slitesterke og fleksible rør. De forurenses ikke av betongen, idet betongen ikke fester seg til rørene.

Rørene som anvendes, har liten vekt – ca. 2 kg pr. lm. Bøyestyrken tilsvarer 2"s plank. Dette gjør det mulig å øke avstanden mellom støttene.

Rørene lar seg lett forme etter buede plater, og fleksibiliteten gjør at glipp mellom dem tetter seg når betongtrykket kommer på. Generelt legges rørene oppå hverandre mot stendere og festes med jerntråd, fig. 8-2. Rørene skjøtes med trepropper og legges kontinuerlig.

Fugebånd plasseres mellom to rør. Tilpassing mot fjellet utføres av rør eller trematerialer, fig. 8-3. Når betongstøpingen er ferdig og betongen avbundet, klippes jerntråden over og stenderne senkes. Rørforskalingen forblir da på sin plass inntil støpestillaset er forflyttet til neste seksjon.

Rørene danner i denne tid en god beskyttelse mot sprengstein fra stuff. Vanligvis sprenges to salver på stuff foran hver ny støp.

Flyttingen av endeforskalingen skjer ved forskyvning av rørene i det plan de er etablert, og tidkrevende transport og rensk unngås.

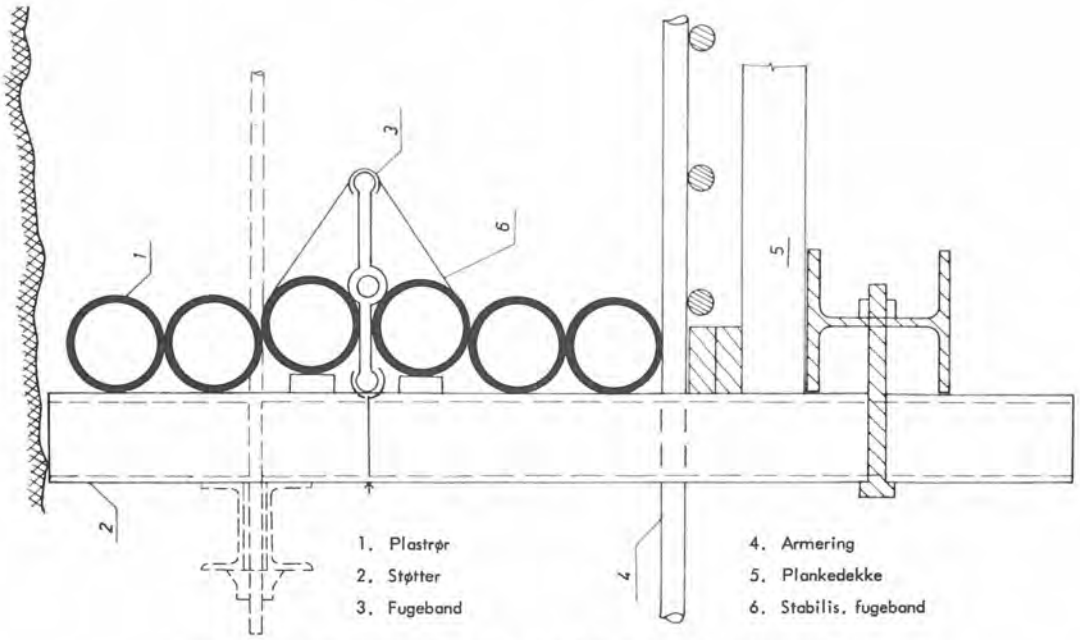


Fig. 8-1 Snitt gjennom endeførskaling med polyentylenrør.

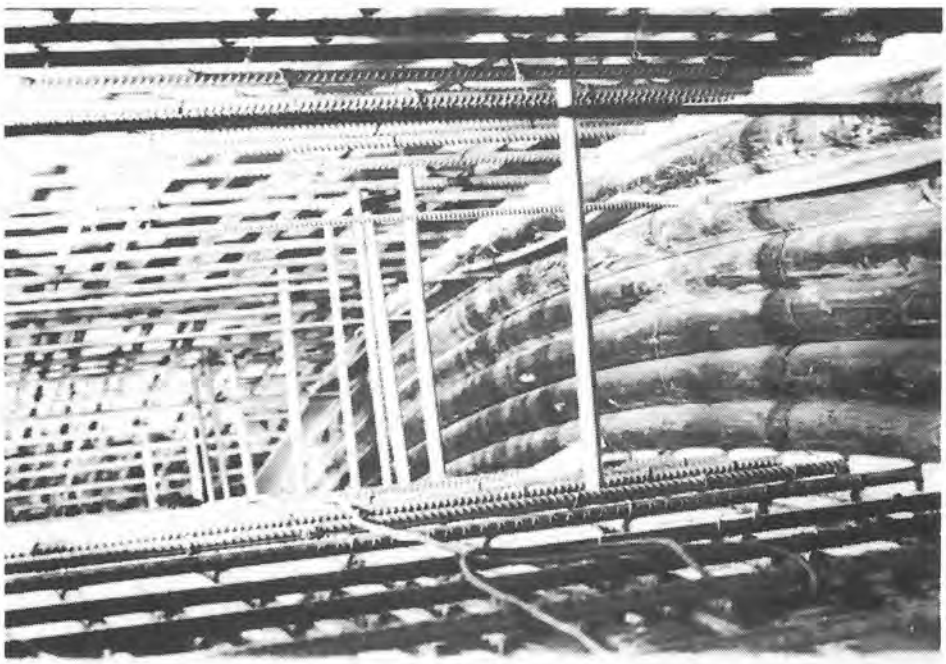


Fig. 8-2 Endeforskaling sett innenfra formen.

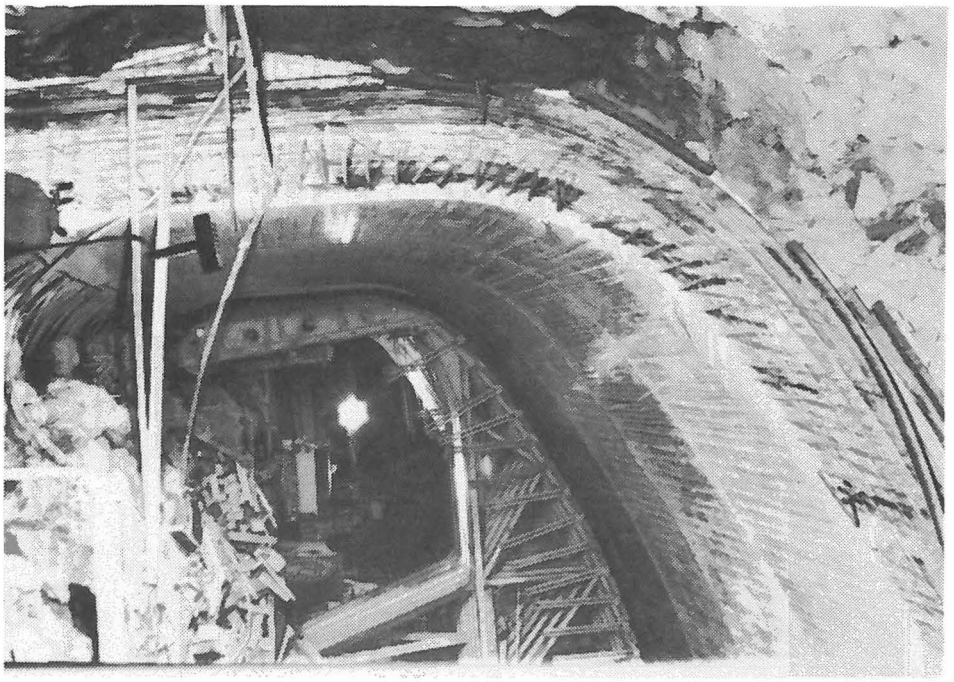


Fig. 8-3 Tilpassing til fjellet skjer med rør eller plank.

Utgiftene til endeforskaling i kontaktstøpte hvelv teller godt med i regnskapet. Eksempelvis er størrelsesordenen for en 1 m høy treforskaling i hvelv følgende:

Forskaling pr. lm ca.	kr. 150,–
Fugebånd 9 1/2 m pr. lm ca.	» 70,–
Sandblåsing pr. lm ca.	» 50,–
Tilsammen	kr. 270,–

Når man bruker fleksible polytylenrør, spares ca. 35% av forskalingsutgiftene, viser erfaringen. Sandblåsing av fugen spares helt på grunn av bølgefortanningen. Det ser også ut til at fugebånd kan sløyfes helt eller delvis.

Det er en fordel at endeforskalingen er lettvint å bygge, og at den er billig i utførelse. Det viktigste må være at støpefugen er tett. Å løse denne oppgaven har stor prioritet.

Under avbindingen presses de plastiske hanbølgene mot de allerede avbundne hunbølgene, og konstruksjonen kan dermed oppta skjærkrefter langs fugen i hvelvet samtidig som det oppnås en tetting. Den nystøpte hvelvseksjon krympes faktisk inn i den motsvarende, og fugen tettes. Bølgefortanningen har økt kontaktflaten med ca. 50% i forhold til et rett snitt gjennom fugen.

Ved innstøpt trykkcelle fikk man en betydelig trykkøkning da neste hvelvseksjon ble støpt. Dette tyder på at skjærkreftene ble tatt opp i fugen. Tunnelprofilet har en spennvidde på 20 m. Det er til i dag støpt ialt 19 hvelvseksjoner, og fugelengden er ialt ca. 700 m, og

fugene er tette, noe som kan gi en god indikasjon for at fugene også vil være tette ved høyere vanntrykk.

Kontor for Fjellsprengningsteknikk har påtatt seg å gjennomføre en del målinger og undersøkelser vedrørende den bølgeformede støpefugen i Abelhaugen.

ANALYSER AV OVERFJELL VED TUNNELDRIFT

Analysis of overbreak in rock tunnelling.

Sivilingeniør Arne R. Bjørke, Kontor for Fjellsprengningsteknikk.

SAMMENDRAG

Det er utført målinger og beregninger av konturhullenes innflytelse på det totale overfjell ved 3 tunneler. Ved hjelp av fotografering av og utmålinger på oppborete stuffer, har man fordelt overfjellsmassene i vegger og tak (funnet ved fotografisk tverrprofilering) på ansettsnøyaktighet, stikningsvinkler (retningsavvik) og bakbryting. Årsaker til bakbryting er påvist.
En sammenligning med forslaget til standard fra Norges Byggstandardiseringsråd er foretatt med hensyn til ansettsnøyaktighet, stikningsvinkler og overfjell i tunneler.

SUMMARY

In three tunnels the influence of the contour holes upon the overbreak is registered. By taking photos and measurements of drilled rounds, the overbreak is distributed upon collaring error, contour hole angle and backbreak caused by the nature of the rock, contour charges, alignment, spacing and burden of contour holes.
A comparison is done between values of collaring error, contour hole angles and overbreak found in these tunnels and the values set forth in the proposal for a new Norwegian standard.

1. INNLEDNING

Problemene som knytter seg til overfjell, har vært en hodepine for mange. I anbudsdokumenter står der gjerne at det intet betales for overfjell eller at det betales for overfjell ut over en viss avstand fra den teoretiske kontur. I tunneler (f.eks. trykksjakter) hvor det senere skal støpes ut, kan man virkelig få økonomiske bekymringer.

Ofte er fjellet slik at overfjell ikke kan unngås, og i slike tilfeller har det oftest vært lettest å oppnå gehør for krav om tillegg for overfjellet.

For oversiktens skyld er de viktigste faktorer som innvirker på overfjell i tunneldrift, forsøkt listet opp:

1. Bergart
2. Lagdeling og sprekkesystemer
3. Oppsprekningsgrad
4. Strøk og fall i forhold til driveretning
5. Hullavstand og forsetning ut mot konturlinje
6. Ladningskonsentrasjoner ut mot konturlinje
7. Konturhullenes ansettsnøyaktighet

8. Konturhullenes stikning (retningsavvik) og parallellitet
9. Borhullsdiameter
10. Tennerekkefølge og tennertype

Oftest blir de enkelte faktorer bare flyktig vurdert ved eventuelle undersøkelser. For å få dannet et grunnlag for en mer nøyaktig vurdering har Kontor for Fjellsprengningsteknikk tatt for seg, dels som oppdrag, å registrere forholdene i en rekke tunneler.

Tidligere har bergingeniør C. O. Amundsen og overingeniør J. Fossheim i en artikkel i Bygg nr. 7 1970 offentliggjort er nomogram hvor man på grunnlag av stikningsvinkler kan lese seg fram til det overfjell som tilsvarer disse vinklene.

Her skal det omtales analyser av de viktigste årsaker til overfjell ved 3 seksjoner av Glitrevanntunnelen.

2. SEKSJON 1

Et spesielt spisst profil på 7,3 m^2 med avkortet tak ble krevet av byggherren for at en god stabilitet skulle oppnås. Tunnelen er drevet i rombeporfyr med skinnegående grovhullsutstyr. Borriggen var av type Atlas-Copco med Tunmec rotabommer og BBC 120F driftere.

Analysen ble først basert på manuelle målinger av konturhull og borpiper fra en mal, se fig. 9-1. Dette var en litt tungvint metode, så man gikk over til fotografering av ferdig oppboret stuff med hvite isoporpropper som hullanvisere, se fig. 9-2.

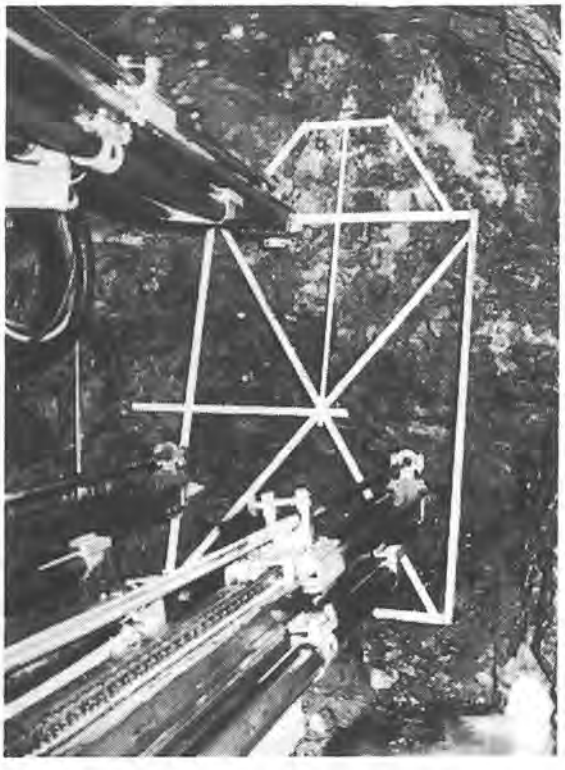


Fig. 9-1.

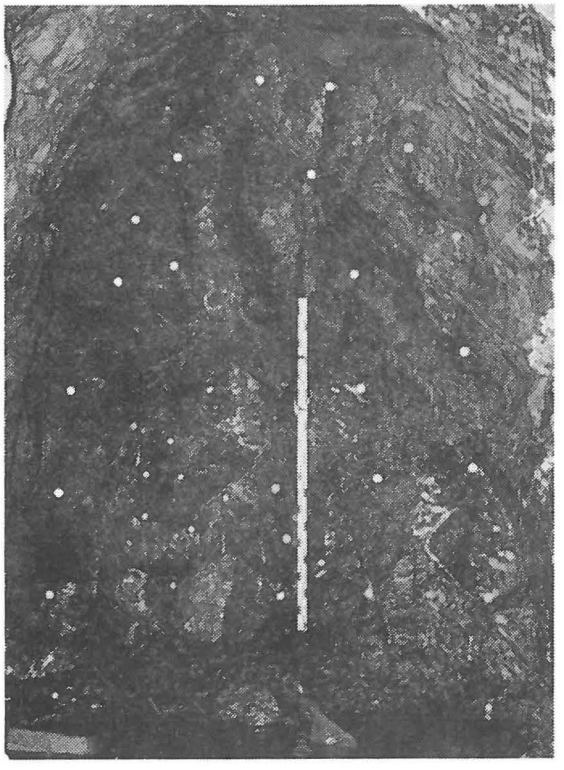


Fig. 9-2.

Opptegning av salvene i forhold til teoretisk profil og borpiper fra forangående salve kunne da gjøres, se fig. 9-3.

I tabell 9-4 er middelverdier av de aktuelle målinger og utregning av konturhullenes stikningsvinkler og overfjell vist. Det forutsettes ved utregning av stikningsvinkler at målinger til bunn av borpiper i de forangående salver er representative, fordi alle salver ikke følger etter hverandre.

Fotoprofilering hver 10. meter over en tunnelstrekning på 120 m ga et overfjell på 23,3% (1,7 m^3/lm tunnel), se fig. 9-5. P.g.a. skinnegang og løsmasser omkring denne, anslått til 15 cm dybde til teoretisk såle, får man et overfjell i vegger og tak på ca. 28,8% (2,1 m^3/lm tunnel). Det var umulig å gi et reelt bilde av rensket såle.

I grafisk fremstilling er vist innflytelsen av ansettsnøyaktigheten på overfjellsprosenten, se fig. 9-6. Middelverdier for overfjell grunnet ansett, stikningsvinkler og bakbryting er stiplet inn. Bakbrytingen er å forstå som forskjellen mellom totalt overfjell og summen av de massene som skyldes ansett og stikningsvinkler.

Overfjellet med årsak i konturhullenes stikningsvinkler utgjør over halvparten av det totale, men andelene som skyldes ansett og bakbryting, er omtrent like. Dvs. unøyaktig boring må svare for størstedelen av overfjellsmassene.

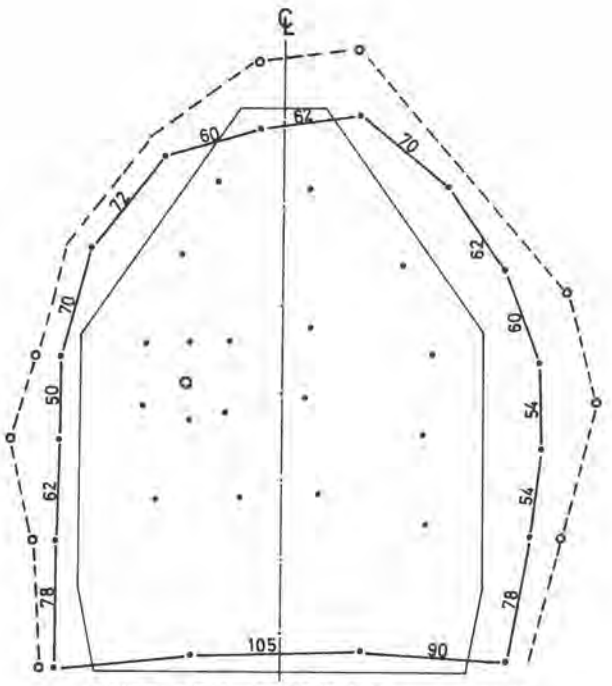


Fig. 9-3.

Teor. tverrsnitt = 7,3 m², omkrets (såle til såle) = 8,10 m, hullantall = 34 stk. 45 mm Ø + 1 stk. 4" Ø, salvelengde = 3,60 m, inndrift = ca. 3,20 m. Alle verdier er gjennomsnittlige for hver salve.

Ansett innenfor teor. konturlinje – negative verdier.

Salve nr.	Konturhull-avstand cm	Ansetts-feil cm	Avstand fra hullbunn cm	Kontur-hullenes stikning cm	Stiknings-vinkler %	Totalt overfjell %	Årsak til overfjell %		
							Ansetts-feil	Stikn. vinkler	Bakbryting
1	67	6.9	34.8	9.8	3.1		7.7	5.5	
2	63	3.1	16.7				3.4		
3	54	-11.6	Ikke målt				-12.8		
4	64	20.5	39.9	24.8	7.8		22.7	13.7	
5	59	17.9	45.3				19,8		
Middel-verdier:	61.4	7.1	34.4	27.3	8.5	28.8	7.8	15.0	6.0

Fig. 9-4. Data fra seksjon 1.

Fig. 9-5.

Det ble anvendt 17 mm gurit rørladninger i taket, med bunnladning 1 dyn. 35x400 mm og fordemming ca. 1/2 dyn. 35x400 mm. I vegghullene ble det brukt 1 dyn. 35x400 mm i bunn med pipeladning ca. 7 glynit 35x400 mm. Spesifikt sprengstoff-forbruk var ca. 4,0 kg/tfm^3 ved salvelengder 3,60 m.

De høye ladningskonsentrasjoner i veggene, bunnladninger og fordemming med dynamit i taket må nok svare for mye av bakbrytingen, store hullavstander for en del, og fjellets egenskaper spiller selvsagt også inn.

3. SEKSJON 2

Denne tunnelen går gjennom Drammensgranitt og kambro-siluriske sedimenter. Det er brukt samme type skinnegående utstyr som ved seksjon 1, dog var riggen utstyrt med Gardner Denver PR 123 driftere.

For bestemmelse av overfjell for den undersøkte strekning ble hver salve profilert i forkant og bakkant.

Profilene ble tegnet inn på hver salve, se fig. 9-7, der man i tillegg til påskråm har plottet inn bunn av konturhull. Stikningsvinklene kunne da utregnes, og er sammen med ansettsfeil, overfjellsprosenter osv. satt opp i tabell i fig. 9-8.

Profilering av salvene, en strekning på ca. 23 m ga et gjennomsnittlig overfjell i vegger og tak på 29,2% (2,13 m^3/lm tunnel). Det var da lite løsmasser på sålen.

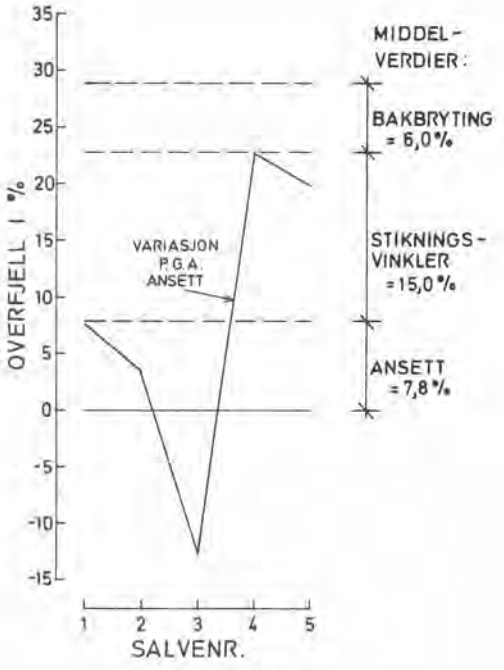

35
30
25
20
15
10
5
0
-5
-10
-15
OVERFJELL I %
VARIASJON P.G.A. ANSETT
1
2
3
4
5
SALVENR.
MIDDEL-VERDIER:
BAKBRYTING = 6,0 %
STIKNINGS-VINKLER = 15,0 %
ANSETT = 7,8 %

Fig. 9-6.

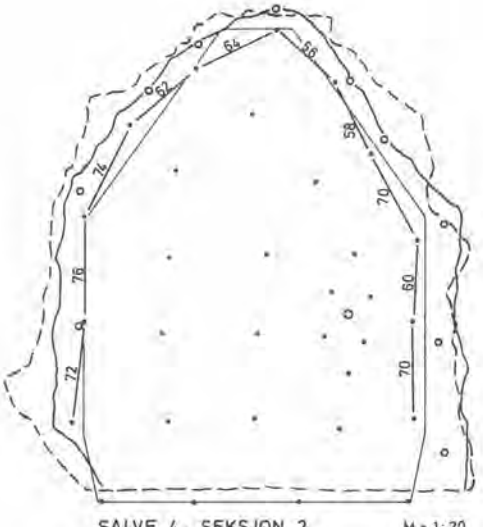

54
58
62
74
58
70
76
60
72
70
SALVE 4, SEKSJON 2
M = 1:20
+ Hullansett med konturhullavstander i cm
o Bunn av konturhull
Profil i forkant av salve = 9,7 m²
—"— bakkant —"— = 9,0 "
Teor. tverrsnitt = 7,3 m²
Hulldia. = 45mm og 4" (uladet kutthull)
Boret dybde = 3,60m

Fig. 9-7.

Teor. tverrsnitt = 7.3 m^2, omkrets (såle til såle) = 8.10 m, hullantall = 32 stk. 45 mmØ + 1 stk. 4"Ø, salvelengde = 3.60 m, inndrift = ca. 3.20 m. Hullavstander, ansettsfeil etc. er middelverdier for hver salve.

Ansett innenfor teor. konturlinje – negative verdier.

Salve nr:	Konturhull-avstand cm	Ansetts-feil cm	Avstand fra hulltunn cm	Kontur-hullenes stikning cm	Stikn.-vinkler %	Overfjell i %			Årsak til overfjell %		
						Forkant	Bakkant	Middel	Ansetts-feil	Stikn. vinkl.	Bak-bryting
1	61	14.0				30.2	46.5	38.4	16.5		
2	60	10.8				27.4	46.5	37.0	11.9		
3	58	2.1				28.8	37.0	32.9	2.3		
4	66	÷ 0.5	11.4	11.9	3.7	32.9	23.3	28.1	÷ 0.5	6.6	22.0
5	58	÷ 2.4				19.2	19.2	19.2	÷ 2.6		
6	66	÷ 5.1	18.7	23.8	7.4	23.3	16.4	19.9	÷ 5.6	13.0	12.5
7	58	÷ 1.8	–	–	–	–	–	–	÷ 2.1		
Middel:	90.7	2.9	13.1	10.2	3.2	27.0	31.5	29.2	3.2	5.6	20.4

Fig. 9-8.

I grafisk framstilling i fig. 9-9 får man variasjonen i overfjell som skyldes ansettsnøyaktigheten, samt middelverdier i overfjellsprosent med årsak i ansett, stikningsvinkler og bakbryting.

I denne seksjonen viser undersøkelsene at bakbryting må svare for største delen av overfjellet, mens borenøyaktigheten med hensyn til påskråming og stikningsvinkler er større enn i den første seksjonen, hvor stikningsvinkler var dominerende.

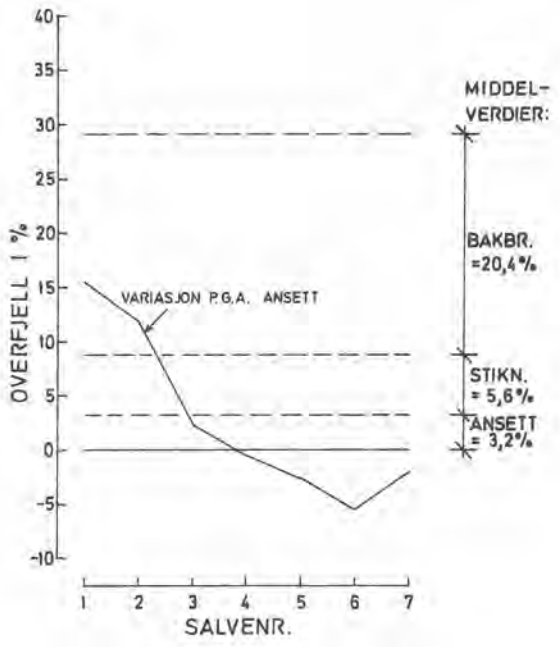


Fig. 9-9.

Årsaken til den store bakbrytingen må foruten fjellets egenskaper skyldes de kraftige 35 mm dynamit og glynit ladninger i vegghullene, samt bunnladninger og fordemming med 35 mm dynamit i taket, der det ellers ble brukt 17 mm rørladninger.

Spesifikt sprengstoff-forbruk var ca. 3,7 kg/tfm^3. Høye gjennomsnittlige konturhull-avstander i forhold til teoretisk salveplan, ujevnhet i hullavstander samt ujevn parallellitet må også svare for endel overfjell.

Da bergartskillene var nokså markerte, ble en sammenligning mellom overfjell i Drammensgranitt og i kambro-silur foretatt. Denne kom ut til fordel for kambro-silur med ca. 4% mindre overfjell.

4. SEKSJON 3

Profilet er her mer spissbuet og 6,1 m^2. Tunnelen er drevet i Drammensgranitt med skinnegående grovhullsutrustning, hvor borriggen var av merket Tampella med 3 bommer uten rotamekanisme.

Resultatet av oppmålinger og beregninger er vist i tabell i fig. 9-10, og grafisk fremstilt i fig. 9-11.

Teor. tverrsnitt = 6,1 m^2, omkrets (såle til såle) = 7 m, hullantall = 30 stk. 45 mmØ + 3 stk. 63 mmØ, salvelengde = 3,60 m, inndrift = ca. 3,30 m. Det er middelverdier for hver salve som er anført.

Salve nr.	Konturhull-avstand cm	Ansetts-feil cm	Avstand fra hullbunn cm	Kontur hullenes stikn. cm	Stikn.-vinkler %	Overfjell i %			Årsak til overfjell		
						Forkant	Bakkant	Middel	Ansetts-feil	Stikn. vinkl.	Bak-bryting
1	60	7.8	18.0	10.1	3.1	28	37	32.8	9.0	6.2	17.6
2	58	1.5	12.4	10.9	3.3	34	37	36.1	1.6	6.4	28.1
3	57	+0.8	26.0	26.8	8.1	33	41	36.9	1.0	15.2	22.7
4	57	2.3	22.5	20.2	6.1	26	39	32.8	2.6	11.8	18.4
5	61	9.1	32.5	23.4	7.1	28	56	41.8	10.5	14.4	16.9
6	58	9.3	26.8	17.5	5.3	31	46	38.5	10.7	10.8	17.0
7	62	6.8	28.0	21.2	6.4	41	39	40.2	7.9	13.0	19.3
8	60	7.3	29.5	22.2	6.7	34	50	42.6	8.4	13.6	20.6
9	59	2.3	24.8	22.5	6.8	36	59	47.5	2.6	13.1	31.8
10	58	5.5	20.2	14.7	4.5	46	48	46.7	6.4	8.9	31.4
11	59	7.2	23.4	16.2	4.9	43	52	47.5	8.2	9.8	29.5
12	55	2.5	18.5	16.0	4.8	39	46	42.6	2.8	9.3	30.5
Middel:	60	5.1	23.2	18.1	5.5	35	46	40.5	5.7	10.8	24.0

Fig. 9-10.

Middelverdien for det totale overfjell for den undersøkte strekningen over ca. 39 m lå på 40,5% (2,47 m^3/lm tunnel) – et noe større overfjell enn ved de to førnevnte seksjoner.

Årsakene til overfjell fordeler seg i middel med ca. 3/5 på bakbryting, mens stikningsvinkler må svare for ca. 1/4 og ansett utenfor konturlinje med ca. 1/9.

Dette viser at nøyaktigheten ved ansett av kontull var bra, mens hullene ble boret med for store stikningsvinkler. Borriggens faste bommer har medvirket til dette.

Da det var bra fjell i området, kommer bakbrytingen for det meste av de kraftige ladninger i vegg- og takhull, hvor det ble brukt dynamit og glynit – 30 mm i veggene og 25 mm i taket. Rørladninger ble ikke benyttet. Spesifikt sprengstoff-forbruk var ca. 3,7 kg/tfm^3.

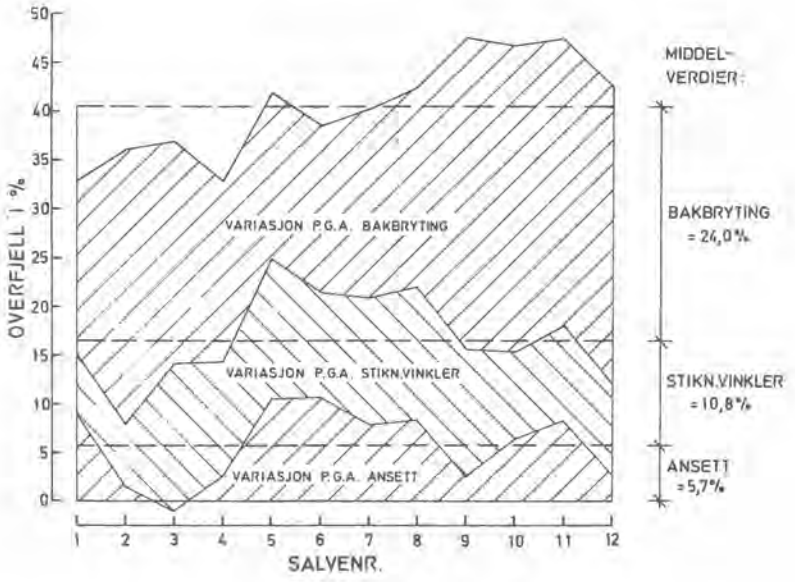


Fig. 9-11.

5. SAMMENLIGNING MED FORSLAG TIL STANDARD

Det kan her være interessant og sammenligne toleransegrensene i det nye standardforslag fra Norges Byggstandardiseringsråd (NBR), med registrerte data.

Forslaget har under krav til utførelse satt opp 3 utførelsesklasser, der klasse 1 skal gjelde for dagsprengninger med spesielle krav til konturen. Klasse 2 skal benyttes der det legges vekt på nøyaktig kontur uten at det kreves spesialutstyr – ved tunnelarbeider – ansettsnøyaktighet 10 cm og retningsavvik (stikningsvinkler) for vegghull 8% og takhull 6%. Klasse 3 benyttes ved sprengningsarbeider hvor det ikks stilles spesielle krav til nøyaktig kontur. I denne klassen utregnes overfjell som utført fast volum i følgende avstand fra prosjektert profil:

Tunneltverrsnitt (m^2)	Under 20	20–40	40–60	Over 60
Avstand (m)	0,25	0,3	0,35	0,4

Tallene refererer seg til et gjennomsnitt over 10 m lengde og tunnelens omkrets målt i hvert profil.

En 10 cm ansettsgrense som forlangt i klasse 2 er ikke uakseptabel ut fra de verdiene man har fått ved analysen i de 3 tunnelseksjonene. Men det skal påpekes at det opptrer meget store variasjoner i de enkelte salver.

For stikningsvinkler viser gjennomsnitten seg også å ligge under maksimumskravene for klasse 2. For seksjon 1 fant man ca. 7% som gjennomsnitt for vegger og tak. Enkelte salver viser verdier som er over de tillatelige.

For seksjon 2 lå gjennomsnitten helt nede på 3,2% med 7,4% som største registrerte middelverdi for den enkelte salve.

For seksjon 3 kom man ut med verdi 5,5% med variasjon fra 3,1%–8,1%.

Man kan ta for seg forslaget til standard og regne ut overfjellsprosentene i utførelsesklasse 2, ved stikningsvinkler (retningsavvik) 8% og ansett 10 cm utenfor prosjektert profil. For å målsette overfjell må man spesifisere salvelengdene. Dette er gjort for 3 og 4 m lange salver og satt opp grafisk, se kurver I og II i fig. 9–12.

Formlene benyttet er utarbeidet av siv.ing. R. Schach, Kontor for Fjellsprengningsteknikk.

I klasse 3 øker tillatte overmasser trinnvis ved 20, 40 og 60 m^2. Se kurve III. Dette skyldes at man vil bore lengre salver i større tverrsnitt og får dermed større hakk ved hullbunn i salvene. I tillegg er innsiktingen vanskeligere for store profiler.

I fig. 9-12 er overfjellsprosentene fra de 3 behandlede tunnelseksjoner plottet inn, sammen med resultater fra 20 andre tunnelanlegg. Det er overfjell i vegger og tak som er registrert, unntatt ved 4 anlegg, der overfjell i hele profilet er kommet med. 3 av disse er trykksjakter.

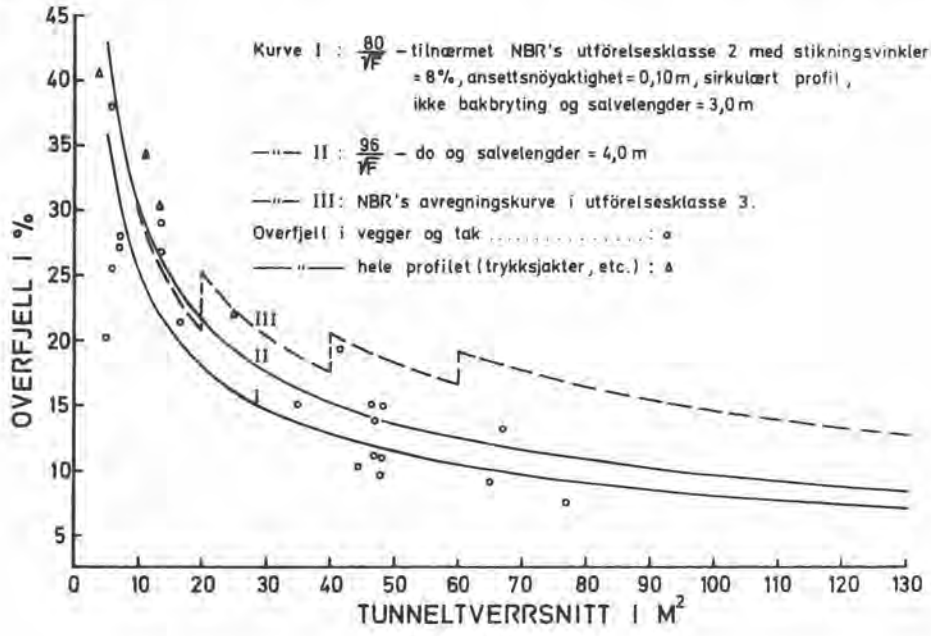


Fig. 9-12.

Det ser ut for at de fleste anlegg grupperer seg omkring de viste kurver. I kurvene har man imidlertid regnet med overfjell i hele tverrsnittet og sirkulære profiler.

For sammenligning må det for et aktuelt tverrsnitt stipuleres overmasser i sålen og dette må trekkes fra kurvene for standard. P.g.a. variasjoner i tunnelbredder er det vanskelig å sette opp noen formel for overfjell i sålen. Det må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

6. KOMMENTARER

I tillegg til profilering av de undersøkte, relativt korte tunnelstrekninger i seksjoner 1, 2 og 3, ble profilering av lengre strekninger utført for å få et mer representativt bilde av overfjellet i tunnelene. For sammendrag av disse resultater, er følgende tabell satt opp:

Seksjon nr.	Teor. tverrsn. m^2	Profilert lengde m	Avstand mellom profiler	Overfjell %	
				Profilert	Inkludert 15 cm løsmasser
			m		
1	7,3	270	10	21.2	27.0
2	7,3	510	10	22,2	28.0
3	6,1	600	10	31.1	38.0

Det profilerte overfjell er altså netto overfjell i vegger og tak over skinnegang og løsmasser. Det er her mindre overfjell selv når 15 cm løsmasser er tatt med, sammenlignet med de undersøkte, kortere strekninger. Den største grunnen til dette er sannsynligvis en viss opphoping rundt skinnegangen av stein og grus som har falt av skyttelvognene under transport. De undersøkte strekninger var mer renskrapet i sålen da profilering av disse ble foretatt.

Det er prosentsatser inkludert 15 cm løsmasser som er plottet inn på fig. 9-12.

Nøyaktighetsgrad for de ovennevnte salvetegninger og profiler er anslått til ca. ± 5 cm.

All profilering i vegtunnelene er foretatt emd nivellert såle, slik at eventuelle innsiktingsfeil i høyden under driften er inkludert. Prosentsatsen her henspeiler seg også til overfjell i vegger og tak, men over en kjent høyde, teoretisk såle eller teoretisk vegbane.

7. KONKLUSJON

Unntatt i seksjon 1, hvor over halvparten av overfjellet er forårsaket av konturhullenes stikningsvinkler, er tendensen i seksjonene 2 og 3 den at bakbryting (p.g.a. fjellets beskaffenhet, kraftige ladninger, ujevne hullavstander og parallellitet i konturen) står for største delen av overfjell med henholdsvis ca. 7/10 og 3/5. I disse seksjonene utgjør ikke overfjell p.g.a. stikningsvinkler og ansettsnøyaktighet så mye. I seksjon 2 skyldes dette delvis påskråm av konturhull innenfor teoretisk konturlinje.

Konturhullenes ansettsfeil og stikningsvinkler målt i de 3 tunnelseksjoner varierer mye innen hver salve og fra salve til salve. De gjennomsnittlige verdier ligger imidlertid stort sett innenfor de grenser som er satt opp i forslag til standard fra NBR.

Med hensyn til overfjell har man kanskje ennå for få data. Det er en del spredning på de man har, men tendensen er klar – med tillegg for overfjell i sålen vil de stort sett ligge mellom kurve II og III, dels over kurve III på fig. 9-12.

REFERANSER

AMUNDSEN, C. O. OG FOSSHEIM, J.
Unøyaktig konturboring gir overfjell Bygg nr. 7, 1970, s. 43.

BJØRKE, A. R. OG KURE, K.
KFF intern rapport nr. 488-1-4, 30/5 1973.

BJØRKE, A. R. OG LUND, A.
KFF interne rapporter nr. 488-1-5, 28/8 1973 og nr. 488-1-6, 6/9 1973.

NORGES BYGGSTANDARDISERINGSRÅD
Forslag til standardbeskrivelsen: NBR F 13B/72 PK/BWJ, 1974-02-11.

SCHACH, R.
KFF interne meddelelser.

RIGG OG DRIFT AV STORE SJAKTER

The rigging and working in large shafts

Sivilingeniør Erlend Stana, Ingeniør Thor Furuholmen A/S

SAMMENDRAG

Erfaringer fra drift av en skråsjakt for Oslo Lysverker ved Aurlandsanlegget. Lengde 160 m, tverrsnitt 70 m^2 stigning 1:1 og bredde 7,5 m. Øvre sjakttverrsnitt (29 m^2) drevet emd Alimak stigortheis (S.T.H.-5EE) – bunnseksjonen (41 m^2) strosset ut med skinnegående rigg for stenderboring.

SUMMARY

The lecture deals with the experience of working an inclined shaft at the Aurland hydro-electric power project for the Oslo Lysverker (Oslo Electricity Board). Length 160 m, cross-sectional area 70 m^2, incline 1:1 and width 7,5 m. The upper section (29 m^2) was driven by the use of the Alimak raise climber (S.T.H. – 5 EE) The lower section (41 m^2) was back ripped using a railmounted drilling unit for vertical drilling.

1. GENERELT

I forbindelse med Oslo Lysverkers utbygging i Aurland ble en litt spesiell sjaktjobb ferdig høsten 73. Sjakta ligger ved Aurland II kraftstasjon øverst i Stonndalen. Se fig. 10-1.

Da vannsystemet skal tas i bruk før kraftstasjonen er bygd, tjener sjakta som omløpssystem. Det store sjakt-tverrsnitt har sammenheng med svingningsstabilitet – da omløpssjakta senere blir en del av avløpssystemet fra fremtidig Aurland II kraftstasjon. Sjakta har, slik det fremgår av fig. 10-2 en total lengde på ca. 160 m, et tverrsnitt vinkelrett sjaktaksen lik 70 m^2, og en overgangs-sone på på ca. 35 m øverst i sjakta. Helningen er 1:1 og bredden lik 7,5 m.

Sjakta ligger i en gneis av Jotun-dekke typen som har en naturlig lagdeling og spalting som er nær horisontal. Tendens til spalting var mest utviklet ved bunn av sjakt og avtok oppover.

I tillegg var der 3 hovedstikksystemer. Stikksystemene lå imidlertid gunstig i forhold til sjakt-retning. Dette var ting geologene forutsa og som det måtte taes hensyn til ved valg av driftsopplegg. I tillegg fikk vi inn ganger med serpentinasbest (t ~ 10 cm) på de nederste 60 m.

2. VALG AV DRIFTSMETODE

Før den endelige driftsmetode ble valgt, var det mange alternativer i søkelyset. Krav vedrørende boring, sprengning og permanent sikring av vegger og tak i sjakta gjorde at metoder som gikk ut på strossing med hull vinkelrett sjaktaksen ble forkastet. All boring måtte utføres parallelt sjaktaksen med hullavstand og ladning tilfredsstillende oppskriften for

Fig. 10-1. Oversikt Aurlandsanleggene.

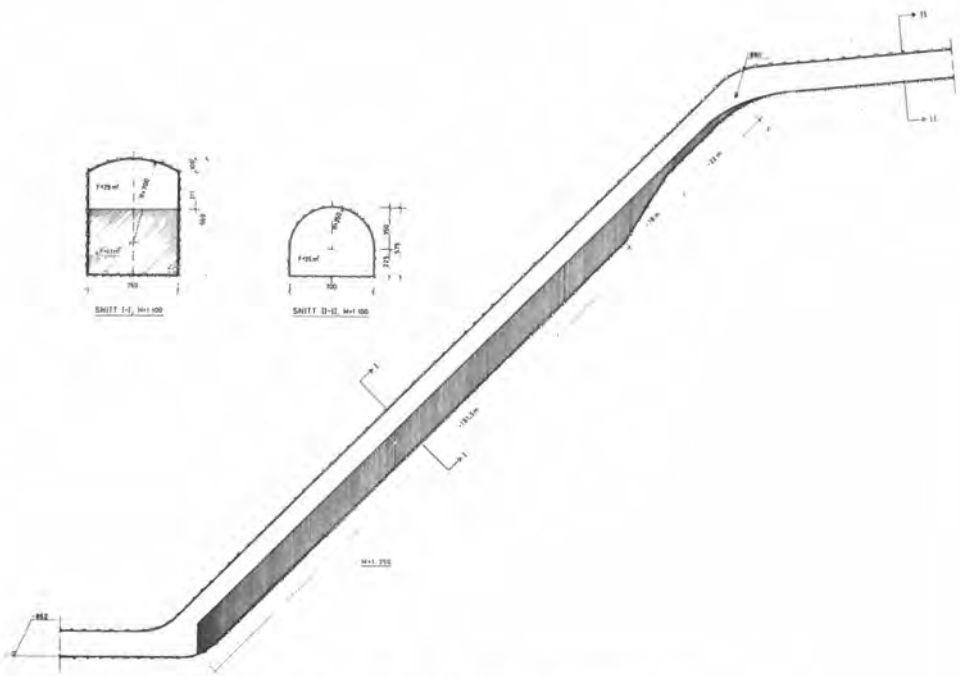


Fig. 10-2. Oversikt omløpssjakt.

forsiktig sprengning. Dette gjaldt vegger og tak, for bunnens vedkommende sto en noe friere.

Alternative driftsmetoder som ble vurdert var blant andre:

Alternativ 1:

Alimak-drift for hele sjakta.

Med det Alimak utstyr vi pr. i dag har i firmaet (STH-5-EE) betydde dette 6 ganger kjøring. Åpningshullet plassert nederst til høyre, de øvrige trinnene er kun stross. Ved denne metode vil en ha full kontroll over overflaten. Rensk, sikring, bolting o.l. utføres fra Alimak-heisen. Se fig. 10-3.

Alternativ 2:

Driving av sjakttopp – deretter utstrossing av bunn ved stenderboring.

a. Driving av sjakttopp.
   1. En gangs skjøring med Alimak, deretter utstrossing til full profil med skinnegående rigg, som vist på fig. 10-4.
   2. Alternativt med 2 ganger kjøring med Alimak.

b. Deretter utstrossing av bunn ved stenderboring med skinnegående rigg. Se fig. 10-5.

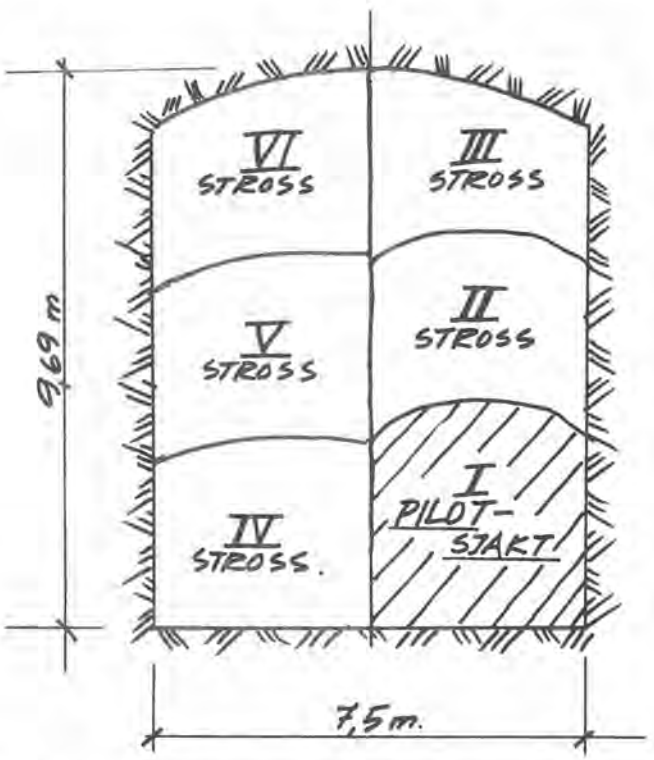


Fig. 10-3. Alternativ driftsmetode med Alimak stigortheis type STH–5EE.

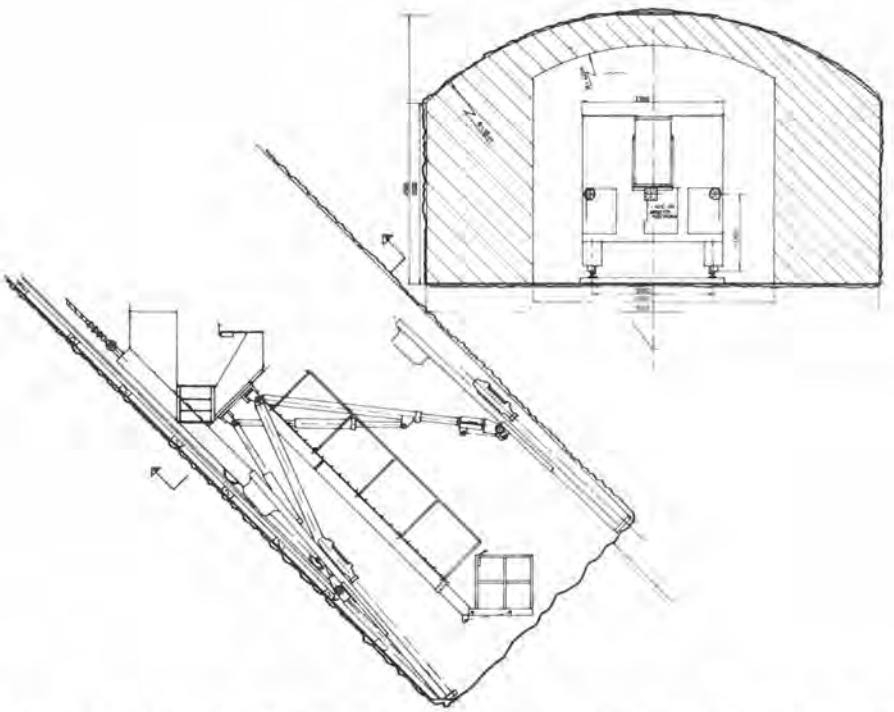


Fig. 10-4. Alternativ driftsmetode for stross av sjakttopp med skinnegående rigg.

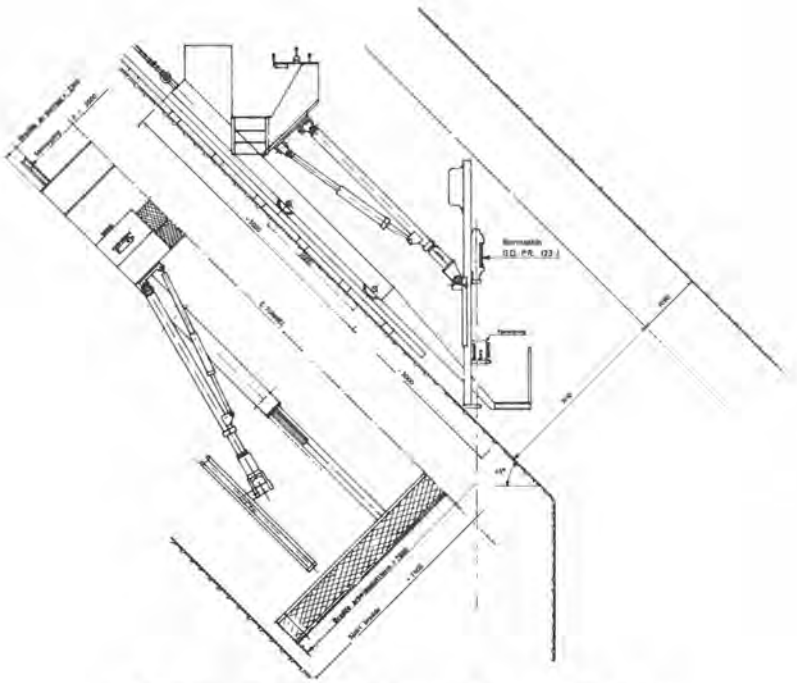


Fig. 10-5. Skinnegående borerigg for stenderboring.

Et omkostningsoverslag viste at *Alt. 2* ble billigere enn *Alt. 1*.

For Alt. 2 ble utførelsen a.1 forkastet (se fig. 10-4), med grunnlag i bl.annet følgende:

- vanskelig å ha full kontroll over fjellrensk, fjellbolting og annen form for sikringsarbeider.
- skinnegangsarbeidene er tidkrevende, og med et oppdelt arbeidsopplegg (skyvelenk/fastlenk).
- for dyrt med faststøping av skinnegangen i hele sjaktlengden før strossearbeidet påbegynnes.

3. RIGG OG DRIFTSOPPLEGG

Det valgte driftsopplegg gikk ut på følgende:

Fase A. Toppen av sjakta (~29 m^2) drevet med Alimak stigortheis (Type STH-5EE) – to gangers kjøring.

Fase B. Utstrossing av sjaktbunn (~41 m^2) med skinnegående borerigg for stenderboring (se fig. 10-5).

Ved denne metode har en under fase A full kontroll over fjellet, og rensk samt driftssikring og permanentsikring av toppseksjonen kan utføres sikkert fra Alimak-heisen.

Da bunnen som nevnt skulle strosses ut ved hjelp av stenderboring, måtte toppen utformes slik at den ga plass til 10ft. stenger samt bormaskin ute ved vederlag. For at dette skulle bli mulig, måtte toppen drives ut slik det fremgår av figur 10-2, snitt 1-1.

Alimakdriften skal vi her hoppe lett over. Dette er behandlet på tidligere konferanser og regnes i dag som konvensjonell metode.

Etter at toppen var ferdig drevet, rigget vi til for strossingen. Elektrisk spill med 7 tonns trekk-kraft ble montert ved topp av sjakt og skinnegang ble lagt ovenfra – skinnegangsbredde lik 2 m.

Ved sjaktfot var fjellet så dårlig at permanent sikring måtte utføres med armert sprøytebetong. Ved hjelp av skinnegående arbeidsstillas ble denne jobben utført uten særlige problemer før boring for stross ble påbegynt.

4. BORING

Til selve strosse-jobben bygde vi en skinnegående borrigg, slik det fremgår av figur 10-5.

Riggen var utført med 2 bommer påmontert Garden-Denver maskiner av type PR-123-J, og med borstang-lengde 10ft. Til alle hull i salven ble det anvendt 2 1/2" borkrone.

Selve boroperasjonen ble utført slik at vi boret opp hele sjakta i full lengde før vi startet sprengningen, og boringen startet ovenfra.

Det ble brukt vannspyling under boringen.

Ved skiftbytte og matpauser gikk folkene opp og ned sjakta til fots.

Transport av borstenger, borkroner, nakker etc. samt reserve bormaskiner ble tatt opp nedenfra ved hjelp av en liten lett tralle som ble trukket opp av en luftvinsj som var montert på borbukkens gangbane.

Bemanningen under boroperasjonen var 1 spillkjører oppe samt 2 mann på borriggen. Den ene av disse to var reparatør.

Fig. 10-6 viser boreriggen i aksjon.

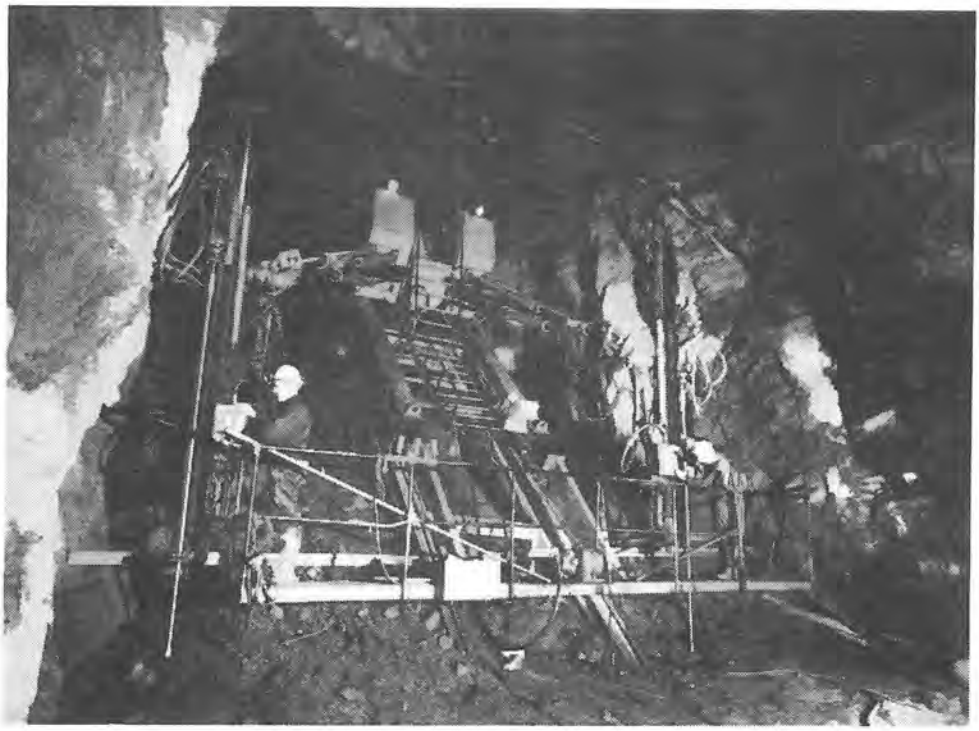


Fig. 10-6. Boreriggen i aksjon ved fot av sjakt.

Det ble boret tilsammen ca. 4.700 b.m. på bunnstrossen (5.500 f. m^3), dvs. 0,82 bm/fm^3. Se borplan fig. 10-7.

Borplanen viser hullplassering samt tenner-nummer. Ved jobber som denne må en kjøre sikkert, det er lett å forstå hva det betyr om salven står igjen i bunnen eller at stuffen er rusket og krever mye ekstra rensk. Av denne grunn ble borplanen lagt opp slik at en kunne fritt velge om en ville ha 5 eller 10 meters lange salver.

Det viste seg snart at etter å ha skutt et par 5 meters salver, gikk vi over til 10 meters salver og fortsatte med dette opp hele sjakta. Salvene gikk fint ut og det var liten eller ingen rensk på vegger og på stuff før neste salve kunne skytes.

5. LADING OG SKYTING

Fremgangsmåten under lading og skyting var følgende: Borbukken ble tatt av skinnene og erstattet av en langtralle (lengde ca. 6 m). En kjørte så ned sjakta med denne tralla og demonterte skinnegangen over salven. Skinnegangen ble brent løs fra sålen og trukket opp på tralla ved hjelp av en luftvinsj montert i forkant.

Når sålen var rensket for skinnegang, startet karene ladeoperasjonen. Det ble tildels anvendt stige til å gå i, men som oftest gikk karene rett på sålen med sikkerhetsbelte festet til trallen.

En startet som nevnt, med to 5 meters salver i bunn, resten av salvene ble skutt med en lengde på 10 meter.

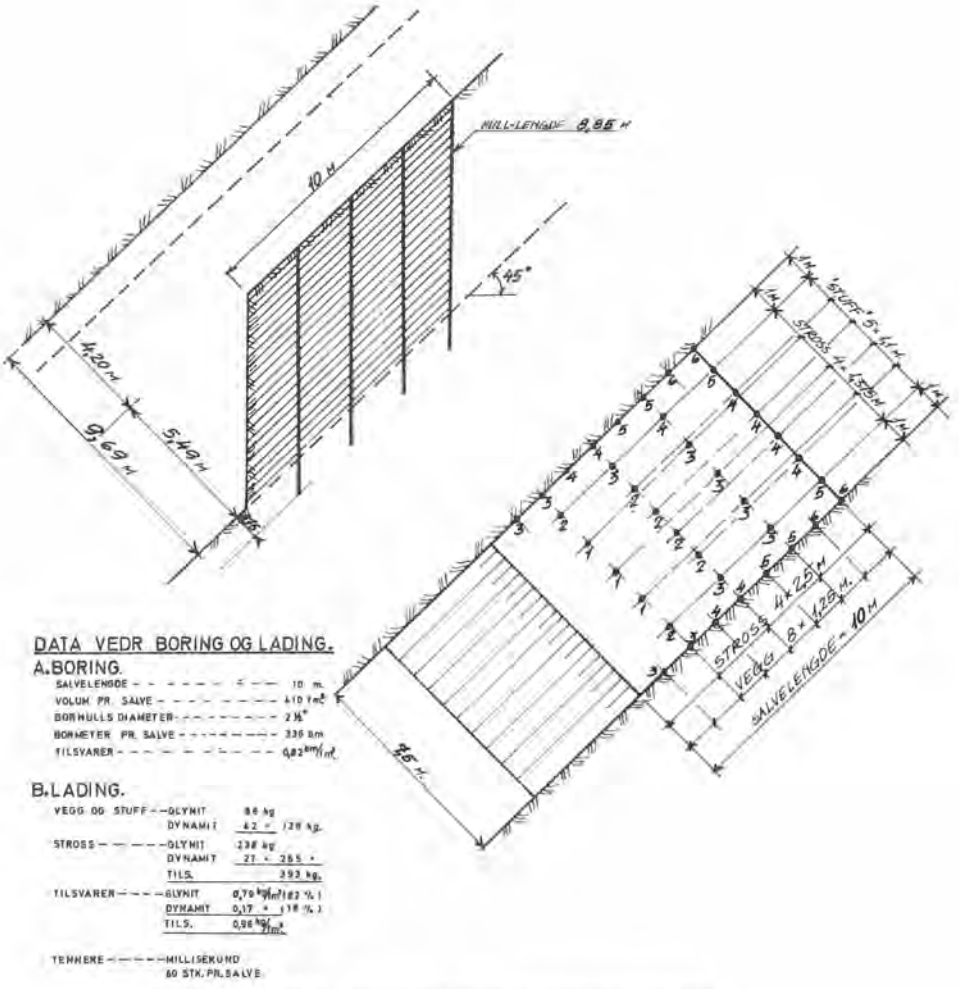


Fig. 10-7. Boreplan med tennernummerering.

Bemanningen under lading og skyting var 2 mann nede i sjakta og spillkjører og reparatør oppe. Som ekstrajobb utførte spillkjører og reparatøren all lading av slangene som ble brukt i vegg og stuff.

Det ble skutt en 10 meters salve pr. døgn, og med den nevnte bemanning ble dette unnagjort på ett skift.

Hullene ble ladet slik det fremgår av fig. 10-8.

Vegg- og stuffhull fikk en dynamit-gubbe (50x600) i bunn, den øvrige ladning var fylt i plastslanger på forhånd med 2 knallgubber-(dynamit 22x200) plassert slik det fremgår. Resten av slangen var fylt opp med glynittpatroner (25x200).

Strossehullene fikk en dynamitgubbe i bunnen (50x600), resten av hullet ble fylt opp med glynit-patroner (50x600) og med en tenner pr. hull plassert i bunnladningen.

Med dette opplegget får vi en ladningsmengde på 0,96 kg pr. fast m^3. (Av den angitte ladningsmengde er ca. 82% glynit og 18% dynamit). Kfr. fig. 10–7.

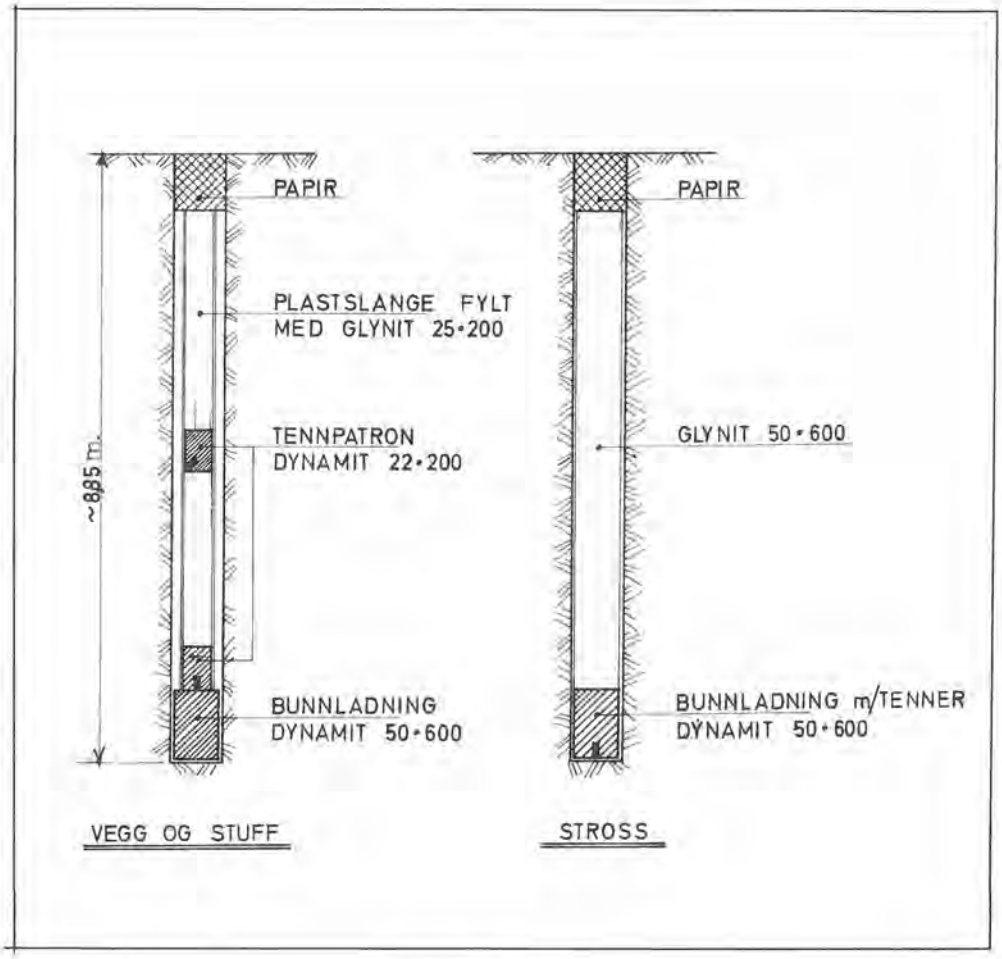


Fig. 10-8. Ladningsplan.

Alle tennere var millisekund-tennere, og det gikk med 60 stk. pr. salve.

Vi vil også anmerke at når det gjelder ladningen av stuffhullene, så hendte det at karene doblet den angitte bunnladning, dvs. 2 gubber i stedet for 1 – som angitt på fig. 10-8. En sikkerhet for at det ikke ble stående noe igjen i bunnen som kunne demme opp for neste salve.

Med hensyn til lading i plastslanger må en være spesielt oppmerksom på faren med statisk elektrisitet.

Det er teoretisk mulig å lage spenninger i plast, store nok til å "sette av" en tenner. F.eks. ladeapparat med patronmating gjennom plastslanger, dvs. med forholdsvis stor hastighet på patronene.

Opplegget som er beskrevet her er jo noe annet. Men det må brukes ladestokk av tre eller antistatisk plast, og dersom ikke antistatisk plastslange brukes, må denne jordes.

6. UTLASTING

For å sikre de folkene som sto for utlasting av massen i bunn av sjakt, hadde vi regnet med at det til stadighet skulle ligge så mye masse igjen ved bunn at mestedelen av åpningen var fylt med stein. I tillegg til dette hadde vi regnet med å henge ned en kjettingmatte fra taket. Det viste seg imidlertid at vegger og stuff ble så fint skutt at etterrensk før neste salve var unødvendig. Problemet ble å bremse litt på karene som lastet ut i bunn, slik at det til enhver tid ble liggende igjen nok masse.

7. RENSK OG SIKRING

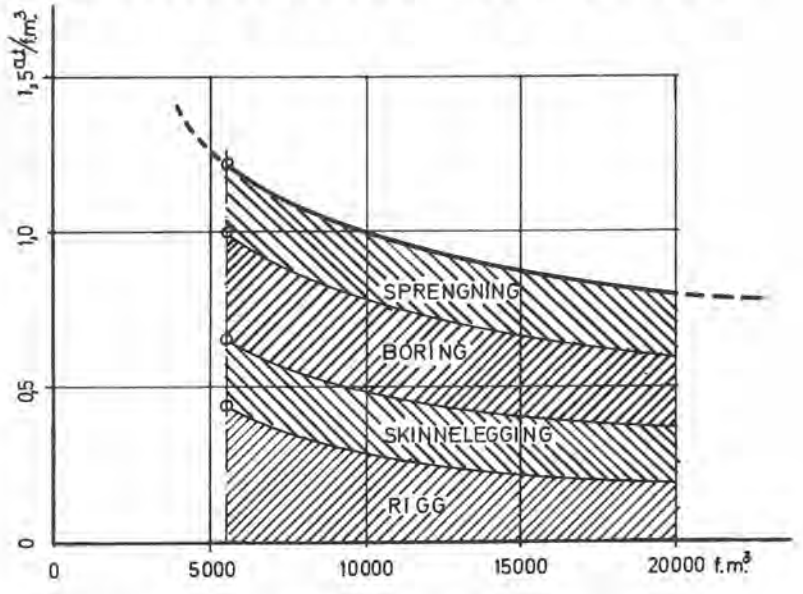
Etterat bunnstrossen var skutt ferdig helt opp, monterte vi et stillas som gikk på meier, og med dette rensket vi oss ned sjakta – spyling ble også foretatt i samme operasjon. Selv om sjaktbunnen var ujevn, gikk stillaset på meier forbausende lett nedover. Karene hadde jekker med for å kunne justere retning og stilling på stillaset.

Som nevnt tidligere, måtte den nedre del av sjakta sikres med armert sprøytebetong. Det viste seg at den sprøytebetongen vi hadde lagt på i taket, hadde tålt påkjenningen fra strossen veldig godt. Det var ingen skader å observere.

For å utføre resten av sikringsarbeidene på veggene med armert sprøytebetong, ble det lagt skinnegang på nedre del av sjakta, og armering og sprøyting ble utført fra et skinnegående stillas.

8. LØNNSKOSTNADER

Lønnskostnadene (arbeidstimer pr. fast kubikk a.t/f.m^3) har en fordeling slik det fremgår av fig. nr. 10–9. Punktene til venstre på kurven angir den aktuelle sjakt.



LÖNNSKOSTNADS-KURVE (a.t/f.m³) VED
ÖKNING AV STROSSEMASSER BASERT PÅ
DATA FRA OMLÖPSSJAKT (70 M²) I AURLAND

Fig. 10-9. Kurve vedrørende fordeling av arbeidstimer pr. fast kubikk.

Oversikt timeforbruk bunnstross (5.500 fastkubikk)

1. Riggarbeider:
   El. spill med fundamenter (montering, demontering), skinnegang ved bunn av topp av sjakt, ventilasjon, luft, vann og lys samt diverse transporter i forbindelse med rigg, o.l.
   Tilsvarende *0,45* arbeidstime pr. fast kubikk 37%
2. Skinnelegging i sjakt:
   1.100 arbeidstimer, tilsvarende *0,2* arbeidstimer pr. fastkubikk 16%
3. Boring av bunnstross:
   4.712 bormeter, 0,85 bormeter pr. fastkubikk, 0,36 arbeidstimer pr. bormeter.
   Tilsvarende *0,35* arbeidstime pr. fastkubikk 29%
4. Sprengning bunnstross:
   Tilsammen 1.210 arbeidstimer, tilsvarende *0,22* arbeidstimer pr. fastkubikk 18%

Tilsammen 1,22 arb.tim. pr. f.m^3 ..... 100%

Kurve-forløpet mot høyre angir utviklingen en ville fått ved økning av strossemassene.

Grunnlaget for denne antagelse er basert på den produksjonen en hadde i beste uke.

En ser da at samlet timeforbruk vil gå ned mot ca. *0,8 a.t./f.m*^{3} med økning av strossemassene mot ca. 20.000 f.m^3.

Til sammenligning vil jeg nevne at timeforbruket for driving av toppseksjonen med stigortheis lå på *1,7* a.t/f.m^3 for piloten, og på *1,2* a.t/f.m^3 for strossen.

Skulle hele sjakta tas ut med denne type stigort-heis (STH-5EE), ville jeg anta at gjennomsnittlig timeforbruk ville ligge på ca. *1,3* .t/f.m^3.

NB!

Det er å bemerke at de oppgitte kapasitetstall er ekskl. sluttrensk, spyling og sikringsarbeider. Opplasting og utkjøring av sjaktmassen er heller ikke medtatt.

9. SLUTTBEMERKNINGER

Slik det fremgår av denne rapport, vil timeforbruket pr. fastkubikk avta med økende strossevolum.

Utformingen av sjakttverrsnitt, stigning, overgangskurver m.m., må da selvsagt tilpasses utstyret. Ved slike arbeider kommer omfanget av sikringsarbeider sterkt inn i vurderingen ved metodevalg, og en må ikke glemme den fordel en har av skinnegang og spill i denne forbindelse.

DAGBRUDDSDRIFT VED ANLEGG OG VED GRUVER – 1. SVARTEVANNSDAMMEN

Rock production in open pits and quarries – 1. Dam project Svartevann.

Sivilingeniør Aslak Ravlo, Arbeidsfellesskapet A/F F. Selmer/Høyer-Ellefsen.

SAMMENDRAG

I artikkelen gis en beskrivelse av anleggsvirksomheten ved damanlegg Svartevann, Norges største fyllingsdam.
Det refereres maskininnsats og kapasiteter på forskjellige områder, spesielt med tanke på steinproduksjon og massetransport.

SUMMARY

This article describes tre building of Dam Svartevann, the biggest rockfill dam in Norway so far.
The various types of equipment are discussed with special interest on the relations to rock production and transportation.

1. BELIGGENHET

Svartevannsdammen ligger øverst i Sirdal, ca. 100 km nordøst for Stavanger. Anlegget ligger dels i Rogaland dels i Vest-Agder, med et damfeste i Forsand og et damfeste i Sirdal kommune. Endelig skal tilføyes at reguleringsbassenget også strekker seg inn i Aust-Agder fylke.

2. KRAFTSELSKAPET

Sira-Kvina kraftselskap gjennomfører for tiden fjerde utbyggingsetappe i den store Sira-Kvina-reguleringen. Selskapet som allerede nå (1974) årlig produserer vel 5 milliarder kWh i et medianår, er blant landets største kraftprodusenter.

Anleggsarbeidene ble påbegynt i 1964 og kan med andre ord feire 10 års jubileum i år.

Utbyggingen har budt på en serie utfordringer for norsk næringsliv. Den kan også gjenspeile den rivende utvikling som har foregått innen bygge- og anleggsvirksomheten i perioden.

Kraftselskapet har i samarbeid med et antall norske entreprenører gjennomført eller er i ferd med å fullføre en masseforflytning på ca. 15 millioner m^3. Det vesentligste av dette er fjell.

3. REGULERINGSANLEGG SVARTEVANN, Fig 11.1-1

Anleggsvirksomheten på Svartevann har tre siktepunkter:

– For det første vil damanlegget med en tillatt reguleringshøyde på 119 m og et vanninnhold på 1,4 milliarder m^3 – det tilsvarer tilsiget over 3 middelår – tjene som en tørr-års reserve.

Fig. 11.1-1.

- For det andre skal fallet mellom Svartevann og Valevann utnyttes. Det gir 200 mill. kWh netto
- For det tredje skal reguleringsanlegget gjennom Duge pumpekraktverk kunne foredle sommerkraft til vinterkraft.

Kostnadsrammen for Svartevannsprosjektet er 500 millioner kroner. Av dette går ca. 40% på selve damanlegget

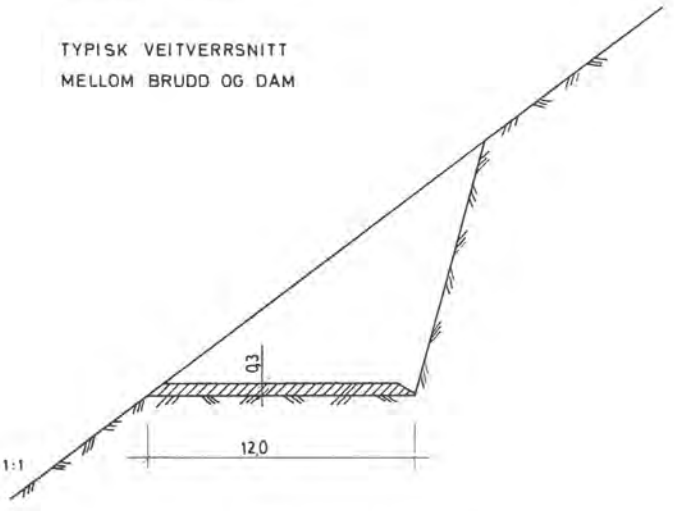
Arbeidet i damområdet ble påbegynt i juni 1973. I oktober 1975 skal bunnlukene settes. Kraftselskapet regner med at vannspeilet i Svartevann vil stige med 75 m innen siste fyllingssesong påbegynnes sommeren 1976.

4. ORIENTERING OM DAMARBEIDET

Svartevann som fyllingsdam utmerker seg på flere måter:

- Den ligger i et område med vanskelige transporttekniske forhold. Dette fører til store veiarbeider, spesielt er adkomst mellom brudd og dam vanskelig, fig 11. 1-2.
- Området er nedbørsrikt. En kraftutbygger finner følgelig prosjektet interessant. En entreprenør finner det sjansebetont.
- Dammen er, sett med norske øyne, stor og høy. Med ca. 4,8 mill. m^3 er den hittil den største i vårt land.
- I europeisk målestokk vil den kunne rangere blant de største. Kfr. tabell 11.1-1.
- Tverrsnittet er geometrisk enkelt. Det er stramme skråninger og ressursvennlig kjernesone, fig. 11.1-3
  Norges Geotekniske Institutt kan basere sin konstruksjon på egne erfaringer fra ca. 60 utførte fyllingsdammer. Hittil er det ikke registrert katastrofale feiltrinn. På Svartevann gjennomføres et stort instrumenterings- og måleprogram. Dette vil gi et betydelig tilskudd av data, som vil komme til nytte for de kommende års arbeidsoppgaver i denne sektor.

SVARTEVANN



BÆRELAG BYGGES AV KULT < 150
MED TOPPLAG AV PUKK 30 - 70

B = 3 x TRUCKBREDDE
DETTE TILLATER IKKE UHINDRET TRAFIKK.

Fig. 11.1-2.

Tabell 11.1–1 SVARTEVANNSDAMMEN I INTERNASJONAL MÅLESTOKK

STED	LAND	HØYDE M.	VOLUM MILL. M^3
SVARTEVANN Prosjekt	Norge	128	4.8
ODDATJØNN Prosjekt	Norge	128	4.8
STOREVATN	Norge	90	8.5
TRÄNGSLET	Sverige	120	7.2
GEPATSCH	Østerrike	153	7.1
GØSCHENALP	Sveits	155	9.4
MATTMARK	Sveits	115	10.0
KEBAN	Tyrkia	207	14.0
MICA	Canada	244	32.0
BENNETT	Canada	183	43.7
NUREK	Sovjet	300	52.0
CHARVOK	Sovjet	174	12.0
TARBELA	Pakistan	150	120.0

Et utvalg fyllingsdammer (Kilde: N.G.I.)

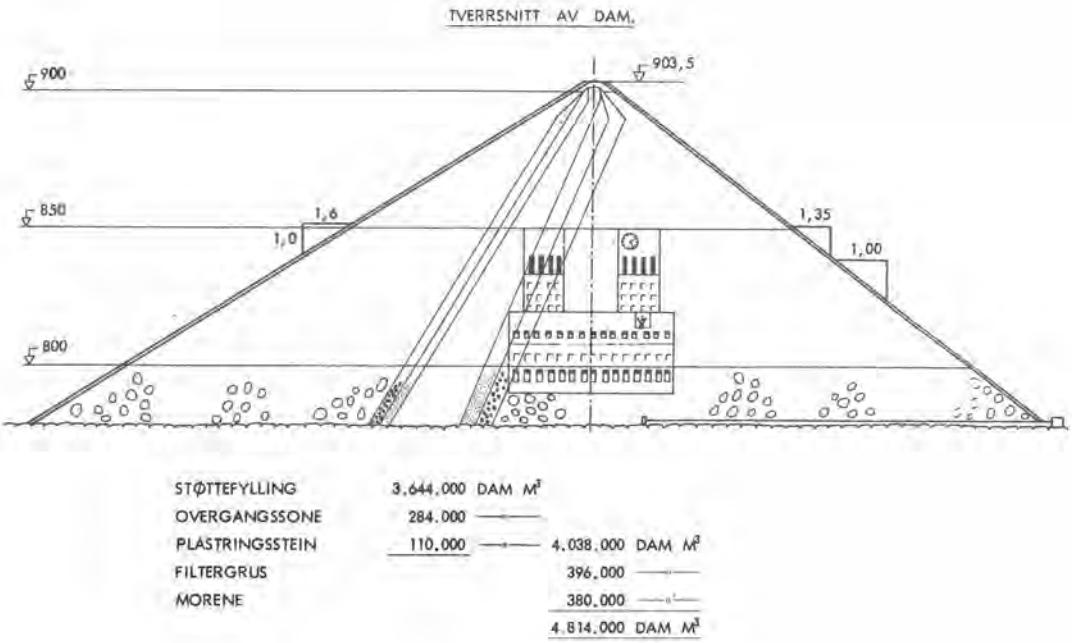


Fig. 11.1-3.

5. MASSETRANSPORTER

Bygging av fyllingsdammer er i stor grad en komplisert transportoppgave.

De totale masser (4,8 mill. m^3) fordeler seg med 8% morene, 8% filter og 84% stein.

Transportlengdene endrer bildet når det gjelder andel transportmengde. Her dominerer morene.

Tabell 11.1-2

Massetype	Kvantum	%	km transport	m^3 x km i %
Filtergrus	390'	8	1,5	6
Morene	390'	8	14,0	53
Sprengt stein	4.020'	84	1,0	41
SUM	4.800'	100		100

Fig. 11.1-4 gir en oversikt over anleggsområdet med de vesentligste transportlengder.

Transport av morene kommer inn til anlegget fra syd og går via morenesiktet til dammen.

6. STEINBRUDDET

Det er gjennomført palldrift. Høydeforskjell mellom topp og bunn i steinbruddet er 130 m og lik damhøyden. Pallhøyden varierer fra 13 m til 15 m.

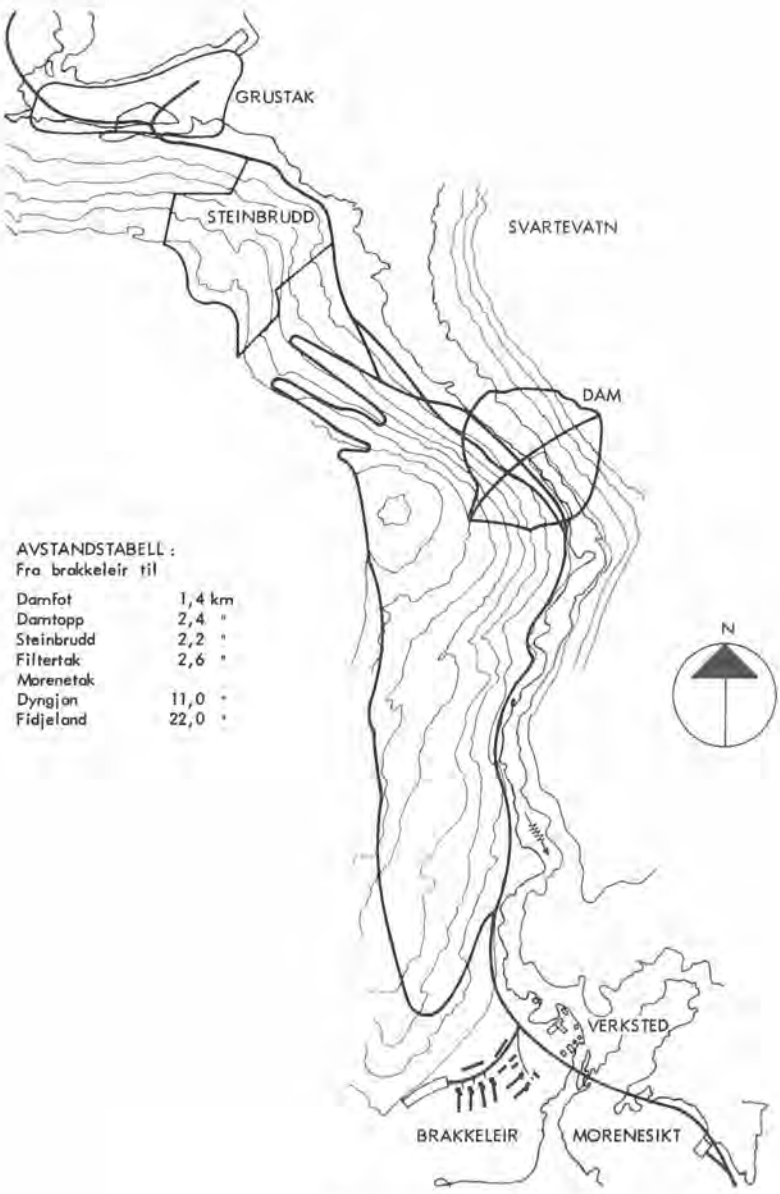


Fig. 11.1-4.

Et av problemene knyttet til krav om stor kapasitet er behovet for stor angrepsflate. Det er ønskelig å kunne laste på 3 til 4 stuffer. Samtidig skal det helst ligge ferdigsprengt salve og foregå stuffrensk. Bruddet på Svartevann har 9 paller. Av disse er det samtidig drift på 4.

Helningen på fjelloverflaten i bruddet varierer mellom 1:4 og 1:1 med skrenter brattere enn 1:1. Det er nødvendig å vinsje borvognen på de fleste partier.

For åpning av bruddet bores med 3,5" kroner. På pallene benyttes delvis 5" kroner.

Bormønster fremgår av Fig. 11.1-5.

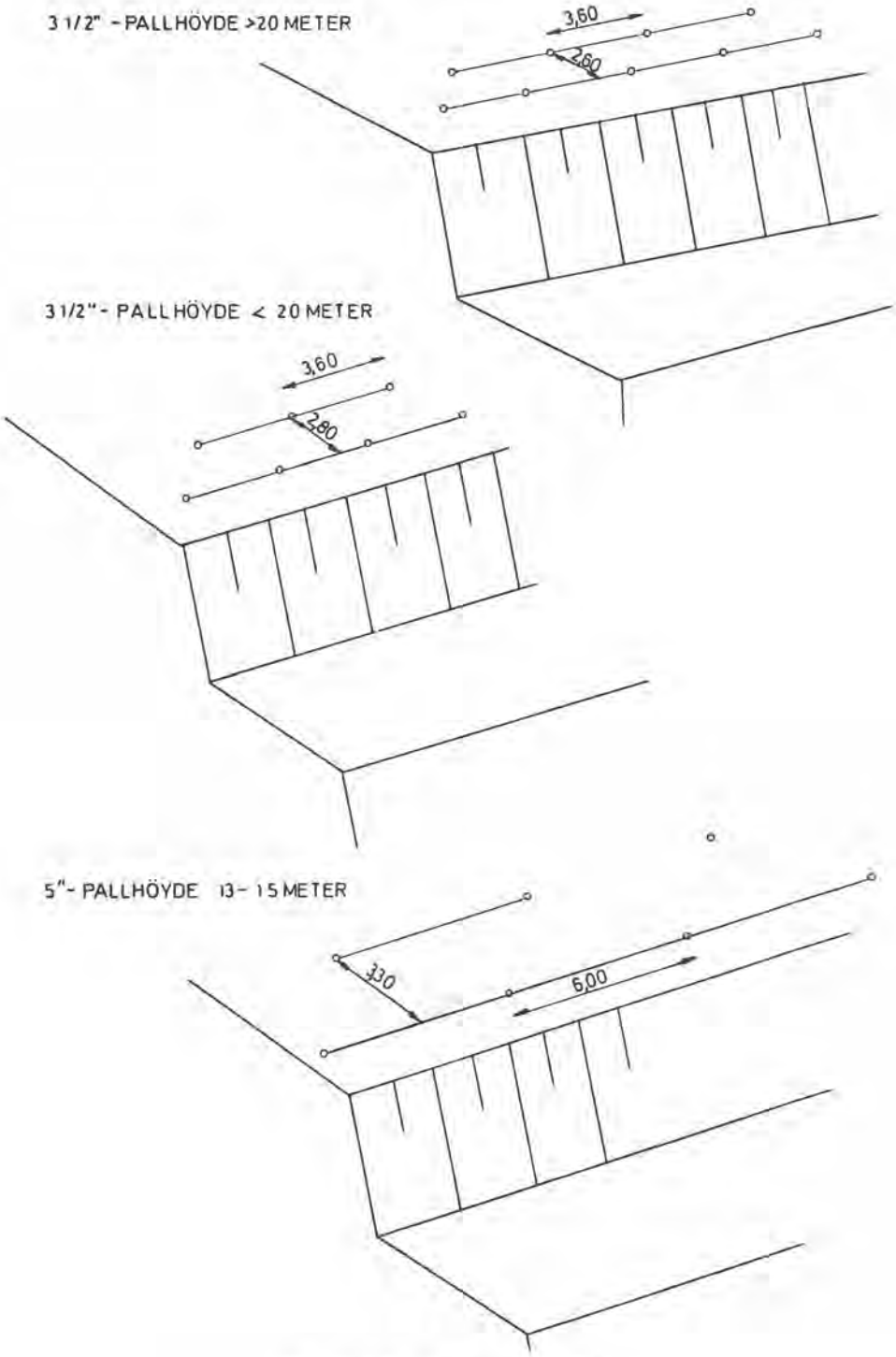


Fig. 11.1-5 Bormönster brudd.

Maskininnsatsen på borsiden er 1 stk. Joy Mustang med VCR280 maskin og 9 stk. Tamrock Zoomtrak m.L.750 maskin.

Videre er det i en periode boret med senkbormaskin Cop 6.

Nedenstående oppstilling gjengir resultatet av en undersøkelse over kapasitet for de forskjellige maskiner:

Utboret volum pr. min. i liter:

VCR 280	med 5" skjærkrone	4,7
Cop 6	med 6" skjærkrone	3,9
L 750	med 3 1/2" stift	2,3
L 750	med 3" stift	2,2

Resultatet er registrert på 14 meters hull og 6,4 kp pr. cm^2 lufttrykk, henholdsvis 10,0 Cop 6.

Oppnådd borkapasitet med de forskjellige maskiner avhengig av hulldybden fremgår av Fig 11.1-6.

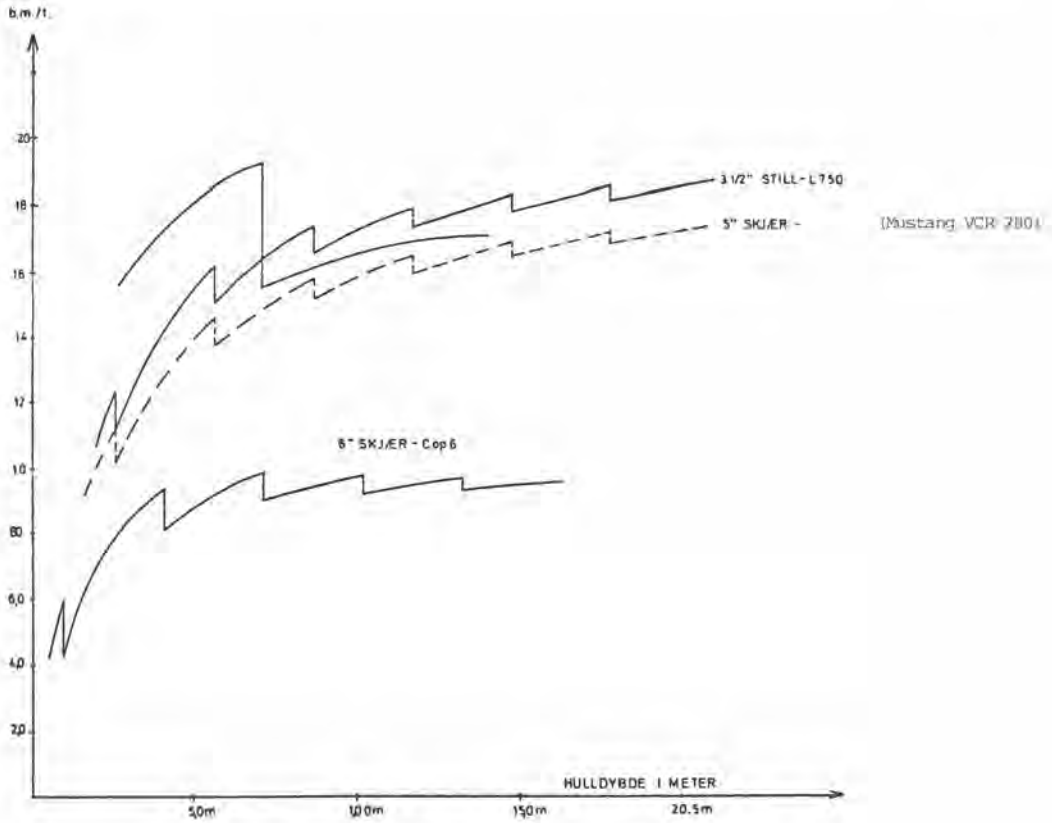


Fig. 11.1-6 Borkapasitet avhengig av hulldyp.

Det som skiller sprengningsarbeidene på Svartevann fra de fleste sprengningsarbeider innen anleggssektoren, er omfang og intensitet. I løpet av få uker i juni øker kapasiteten fra ingenting til ca. 100.000 m^3 pr. uke.

I løpet av samme korte periode skjer opplæring av nye medarbeidere og etablering av forsyningstjeneste av enhver art. Systemene må følgelig være enkle, robuste, driftssikre og fleksible.

Det er vesentlig å operere med færrest mulig varianter og få leverandører som til gjengjeld må stille med et sikkert opplegg.

Borstålsiden er en vesentlig komponent i systemet. Leveransene er konsentrert til produkter fra Sandvik.

Levetid på borstål har sammenheng med mange forhold:

- fjellart – slepper
- bormaskiner og ikke minst menneskelig innsats på anleggsstedet.

Det vesentlige forbruket ligger på 3 1/2" kroner. Fra og med høsten 73 brukes kun stiftkrone. Fordelene med stiftkroner er:

- lengre levetid
- større slipeintervall
- enklere slipeutstyr
- færre kroner i omløp

Færre kroner i omløp er særdeles betydningsfullt.

Levetider	3"	3 1/2"	5"
Krone	335	320/550	240
Stang	1400	1200	730
Hylse	560	650	1000
Adapter	1600	1200	430

Disse tall er registrert i en bestemt periode og er kun av orienterende art.

7. SPRENGSTOFF OG LADING

Også på sprengstoffsiden har anlegget benyttet én leverandør.

I en innledende fase ble det overveiet å rigge en stasjon for AL-slurry. Dette ble endret til en håndteringssentral for TNT-slurry og ANFO ved siden av depoter for NG-stoffer.

Sprengstoff blir tilført på en-tonns pall og håndtert med gaffeltruck. Systemet er fleksibelt, enkelt og driftssikkert. I innledningsfasen var det visse vanskeligheter, spesielt med slurrypumpingen. Dette er et tilbakelagt stadium.

På anlegget disponeres en truck for ANFO-pumping og to trucker for slurry. Den ene av disse truckene er bygget som trekkvogn med to tankhengere. Kapasiteten på truckene er fra 5 til 10 tonn. Pumpekapasiteten er ca. 100 liter pr. min.

Patronert sprengstoff brukes der fjellet er særlig oppstukket, eller for utilgjengelige partier. For å understreke at det er vanskelig topografi, kan nevnes at det i enkelte tilfeller er brukt helikoptertransport i bruddet.

Salvestørrelsen har variert fra 10 til 70 tusen m^3.

8. MASKINVALG OG ERFARINGER

Maskiner og utstyr på Svartevann har – basert på innkjøpspriser – en totalverdi på ca. 60 mill. kroner.

Siktemålet for anlegget er i videste forstand best økonomi på langt sikt. Ved maskinvalg er det mange kriterier som har betydning. Her kan nevnes:

- Langtidskapasitet / driftskostnad
- Fleksibilitet
- Vedlikeholdsmuligheter / levetid
- Pris
- Leverandør

På Svartevannsanlegget oppnås maskimalt 5000 timer pr. enhet. Maskinene må følgelig kunne brukes på andre anlegg. Det norske marked er så lite at utstyret må brukes på mange typer oppdrag, slik at det kan forbrukes over en fireårs-periode.

Maskinparken er meget kompleks og kan ikke omtales i helhet, her nevnes kun to grupper som vil stå sentralt ved alle fjellarbeider:

8.1 Borutstyr:

Det ble valgt Tamrock borvogner og kompressorer. Utstyret tilfredsstillet de krav som ble stillet. Passende størrelse og pris. Extensionbom er fordelaktig i vanskelig terreng. Zoomtrak har en robust bormaskin som opprettholder god borsynk også ved dypere hull. Av vansker kan nevnes at det har vært en serie utskiftinger på rotasjonshuset. Kompressorsiden er vanligvis problemfrie. Så også på Svartevann.

På flat pall brukes det dessuten en Joy Mustang med VCR 280 bormaskin. Den krever 34 m^3 luft og kan håndtere 2" stål i inntil 24 fots lengder. Kapasiteten ligger 80 til 100% over Zoomtrak. Dette er en meget driftssikker maskin.

Endelig kan nevnes at det i dag er utenkelig å unnvære støvsuger på boraggregatene.

På dette feltet har en tillatt seg å eksperimentere ved å sette inn både Ilmeg, Devaclon og Atlas.

8.2 Masseforflyttingsutstyr.

Denne maskingruppen dominerer det økonomiske bildet fullstendig.

Trucker alene representerer ca. 35% av verdien.

Gravemaskinarbeidet gjøres av 12 enheter som med ett unntak er Brøyt. Det øvrige utstyret er Caterpillar.

Ved valg av laste- og transportutstyret ble følgende forhold lagt til grunn:

1. Truckstørrelse skal ligge i området 50 til 100 tonn.
2. Lasteutstyret tilpasset truckene skal være enten forgraver med 4–7 m^3 skuff eller hjullaster i området 60 til 90 tonn.
3. Det skal legges avgjørende vekt på utbygget serviceapparat.
4. Med tanke på realisasjon skal det vær et merke med større maskedsandel.
5. Utstyret skal være transportabelt og konkurransedyktig på ordinære oppdrag, slik at det kan forbrukes for det er foreldet.
   Det forventes at maskiner er foreldet etter ca. 4 år.

I denne forbindelse nevnes at utstyret på Svartevann er introdusert på markedet i de siste et til fem år.

8.3 Erfaringer gjort på Svartevann:

- Truckene har meget gode kjøreegenskaper. Men det er enkelte bekymringsfulle problemer. Noen av motorene har hatt alvorlige skader.
- Lastemaskinene har det slitsomt i norsk gneisrøys med 3 skiftsdrift.

Totalt sett er tilgjengeligheten lavere enn forventet.

For ikke å gjøre bildet for svart, kan tilføyes at totaløkonomien for utstyret hittil er akseptabel.

Vedlikeholds- og serviceopplegg på anlegget er godt utbygd og holder, med norsk anleggsvirksomhet som målestokk, en meget høy standard.

Det er naturlig å reflektere over om hva som burde ha vært gjort anderledes:

For Svartevann isolert sett kunne truck- og lastestørrelsen gjerne ha vært større, spesielt for transport til støttefylling og på morenetransport. På de øvrige soner er imidlertid 50 tonneren allerede i største laget.

Dessuten vil transport til andre oppdrag som etterhvert har fått et betydelig omfang, avgjøre diskusjonen til fordel for det utstyr som er valgt.

På bor- og sprengningssiden forventes en intens utvikling. Vanlige borvogner vil være passé i løpet av få år.

Det må legges større vekt på arbeidshygiene for boreren.

9. AVSLUTNING

I en periode av samfunnsutviklingen der ekspansjon på oljesektoren står i fokus for alles interesse, i en periode der det er utpreget mangel på arbeidskraft og der ulysten til å dra hjemmefra er stigende, er det av avgjørende betydning for en sektor som fjellsprengning og masseflytting, at den kan drives som helårsbeskjeftigelse.

Mennesker og maskiner er så verdifulle at det ikke kan tillates en dvaletilstad fra november til mai.

DAGVERKSDRIFT VED ANLEGG OG VED GRUVER – 2. DAGBRUDDSDRIFT VED RANA GRUBER.

Rock production in open pits and quarries – 2. Open pit mining at Rana.

Bergingeniør Per Havdal, A/S Norsk Jernverk, Rana Gruber.

SAMMENDRAG

Rana Gruber bryter jernmalm fra 3 dagbrudd. Åpning av et 4. brudd er påbegynt. Årsprodukson 2,4 mill. tonn malm og ca 8 mill. tonn gråberg (1974). Driftsopplegg og maskinelt utstyr blir beskreget. Sammenheng mellom størrelsen på utstyret og enhetskostnader blir vist.

SUMMARY

At Rana Gruver iron ore is currently mined in three open pits. A 4th pit in the process of being opened. Annual production is 2,4 mill. tons of ore and approximately 8 mill. tons of rock (1974). The paper describes mining methods and equipment. The decrease in unit costs with increasing dimensions of the equipment is shown.

0. GENERELT

Rana Gruber er en avdeling av A/S Norsk Jernverk, og har som hovedoppgave å forsyne Jernverket med jernmalm.

Grubene ligger i Dunderlandsdalen, ca. 25 km nordøst for Mo i Rana.

Kjente reserver av dagbruddsmalm er i størrelsesorden 200 M.tonn. Malm brytes for tiden i 3 dagbrudd, mens tilredningsarbeidene nettopp har startet i et 4. brudd, fig. 11.2-1. I 1974 brytes ca. 2,4 M.t. malm, pluss ca. 8 M.t. berg, sum ca. 10,4 M.t.

1. DRIFTSBETINGELSER

Karakteristisk for dagbruddsdriften er følgende forhold:

1. Fattige forekomster med 30–35% Fe, hovedsaklig hematitt, med vekslende magnetittandel.
2. De enkelte forekomster, og dermed dagbrudd, er små, bortsett fra Ørtfjell dagbrudd, som etter norske forhold blir stort.
3. Spredt drift, som følge av behov for å blande forskjellige malmkvaliteter.
4. Lang transport til knuser, foreløpig opptil 6, senere 9 km.
5. Malmtransporten foregår hovedsaklig nedover bakke.
6. Lettboret, men dårlig sprengbart fjell.

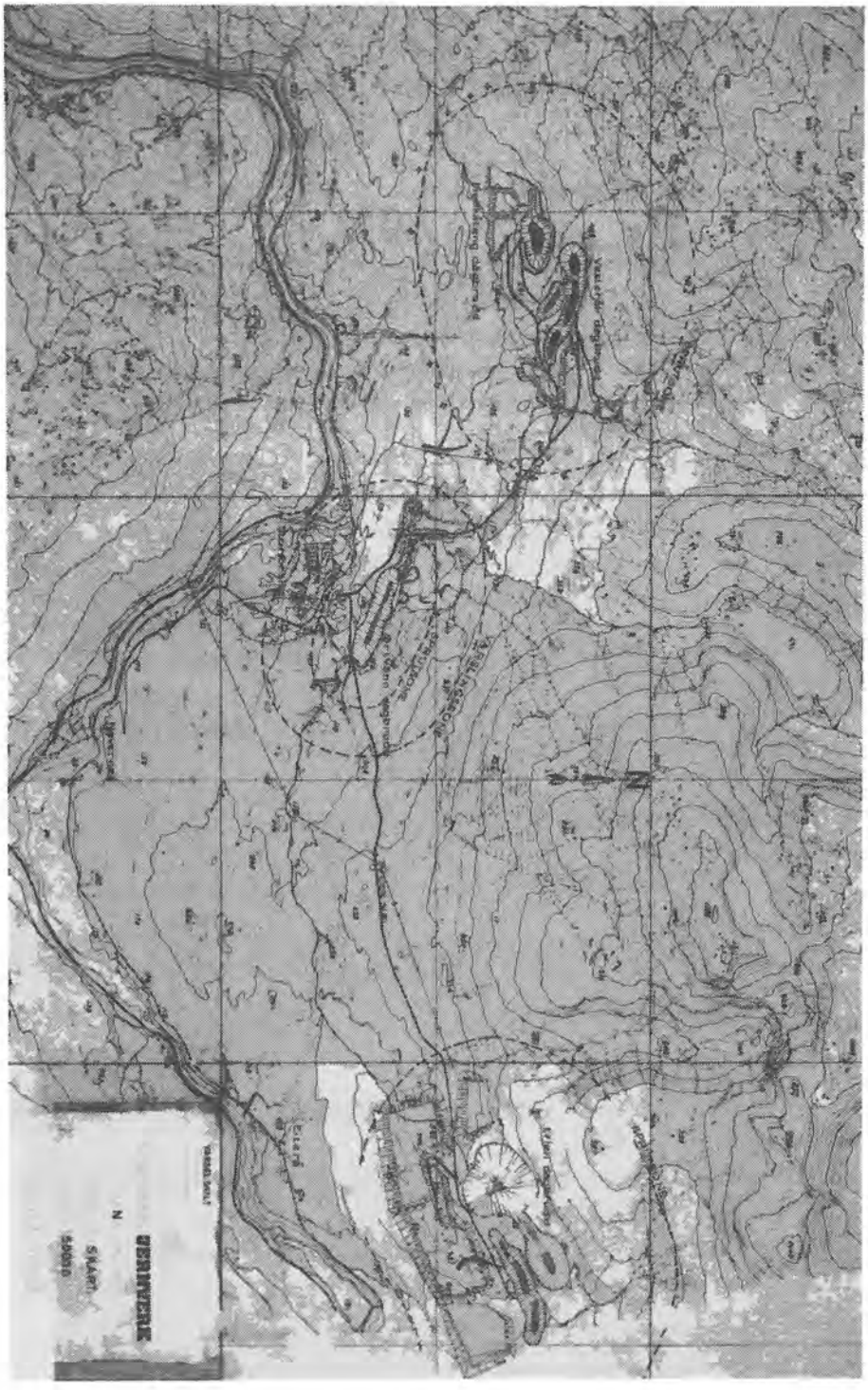


Fig. 11.2-1

7. Sideberget er av dårlig kvalitet, etter norske forhold.
   Det har gitt en del stabilitetsproblemer med dagbruddsveggene.
8. Store nedbørsmengder, som bl.a. gir opptil 3 m snødyp om vinteren.

Disse forhold må det tas hensyn til ved valg av driftsopplegg og utstyr.

Den opprinnelige løsning, da en bare hadde 1 dagbrudd, var basert på relativt smått utstyr. En undersøkelse basert på egne erfaringer, datamaskinsimuleringer, og data fra andre, tillempet våre forhold, har gitt følgende sammenheng mellom maskinstørrelser og driftskostnader (1973-kroner).

Boringskostnader pr. tonn som funksjon av hulldiameter, fig. 11.2-2.

Lastekostnader pr. tonn som funksjon av skeistørrelse, fig. 11.2-3.

Transportkostnader pr. tonnkm. som funksjon av truckstørrelse, fig. 11.2-4.

Bortsett fra enkelte vesentlige unntak som f.eks. overgang fra mekanisk til diesel-elektrisk truck, går også kapitalkostnadene i forhold til maskinkapasitet i favør av større enheter.

Ut fra dette har en søkt å utforme fremtidige dagbrudd og driftsplaner slik at de er tilpasset stort produksjonsutstyr. Dette har virket inn på parametre som veibredde, pallhøyde, pallbredde, veggvinkel etc. Dette gir igjen visse merkostnader, men totalt sett er den økonomiske effekt av stort utstyr gunstig, bl.a. kan berg/malm-forholdet økes vesentlig i forhold til tidligere beregninger.

Stort utstyr kan delvis brukes i eksisterende brudd, men hvor avbyggingen er langt kommet, blir omleggingen for kostbar. Dette er en av årsakene til at man i flere år framover må kjøre med en blanding av større og mindre maskiner.

2. DAGBRUDDSUTSTYR

2 stk. rotasjonsbormaskiner B-E 40 R for 8" loddhull. Disse er ganske terrenggående og har en effekt på ca. 700–800 t oppboret masse pr. driftstime.

1 stk. B-E 45 R for 10" hull. Maskinen kan bore gradhull som gir bedre fragmentering av frontraden i salvene. Effekten 1000–1200 t. oppboret masse pr. driftstime.

1 stk. A-C Cop. 6 senkboremaskin for 6" hull. Brukes hovedsaklig til forsiktig sprengning mot endelig vegg.

4 stk. P & H 1400, 4,5 cuyds el.drevne lastemaskiner. Disse er 8–12 år gamle. For å kunne laste 85 t. trucker, måtte bommen reises fra 45° til 51°. Dette har gått ut over lasteegenskapene. Gj.snitt effekt 1974 ca. 380 t/driftstime.

1 stk. P & H 2100 BL, 15 cuyds el.dreven lastemaskin. Velegnet for 100–200 t trucker. Gj.sn.effekt 1974 ca. 1200 t/driftstime. Under gunstige forhold er oppnådd effekter på 1800–1900 t/driftstime.

1 stk. Dart 600 B frontlaster med 10 cuyds skei. Maskinen er den eneste frontlaster på markedet som kan laste 170 t. trucker. Maskinen er nylig satt i drift, og en har ikke representative effekt-tall.

5stk. Cat. 769 35 t. trucker. Disse går ikke lenger i regulær produksjon.

9 stk. Lectra Haul M-85, dieselelektriske trucker. Lasteevne 85 short tons. Et vesentlig moment for valg av dieselelektriske trucker var elektrisk nedbremsing ved lasskjøring nedover bakke. Effekt under våre transportforhold ca. 500 tonnkm/driftstime.

3 stk. Lektra Haul Mark 36 dieselelektriske trucker. Lasteevne 170 short tons. Truckene går vesentlig på gråbergkjøring fra 15 cuyds lastemaskinen. Under tilsvarende transportforhold som for M 85 synes effekten å ligge på ca. 900 tonnkm/time.

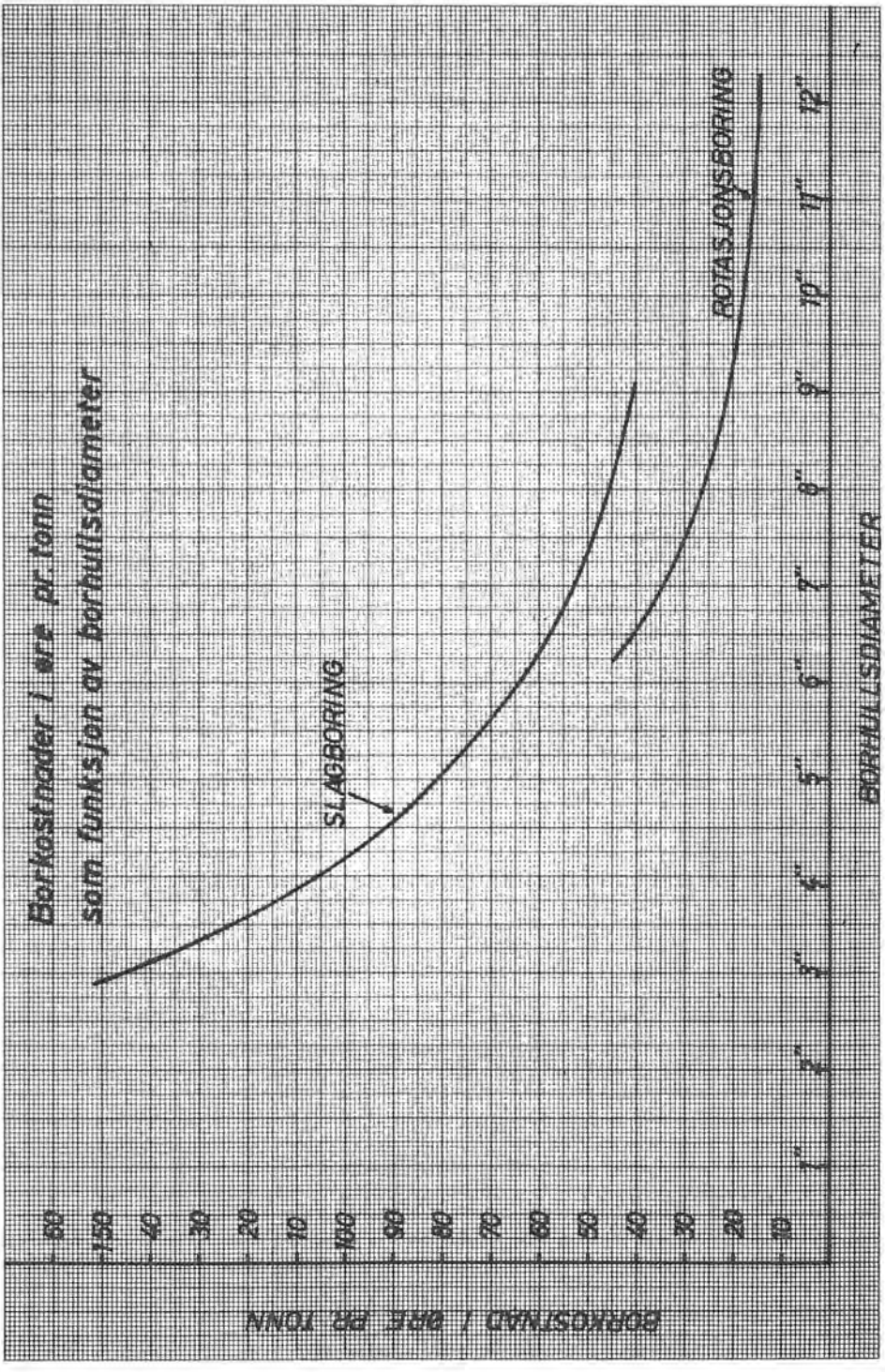

Borkostnader i øre pr. tonn
som funksjon av borhullsdiameter
SLAGBORING
ROTASJONSBORING
BORKOSTNAD I ØRE PR TONN
BORHULLSDIAMETER
60
50
40
30
20
10
90
80
70
60
50
40
30
20
10
1"
2"
3"
4"
5"
6"
7"
8"
9"
10"
11"
12"

Fig. 11.2-2.

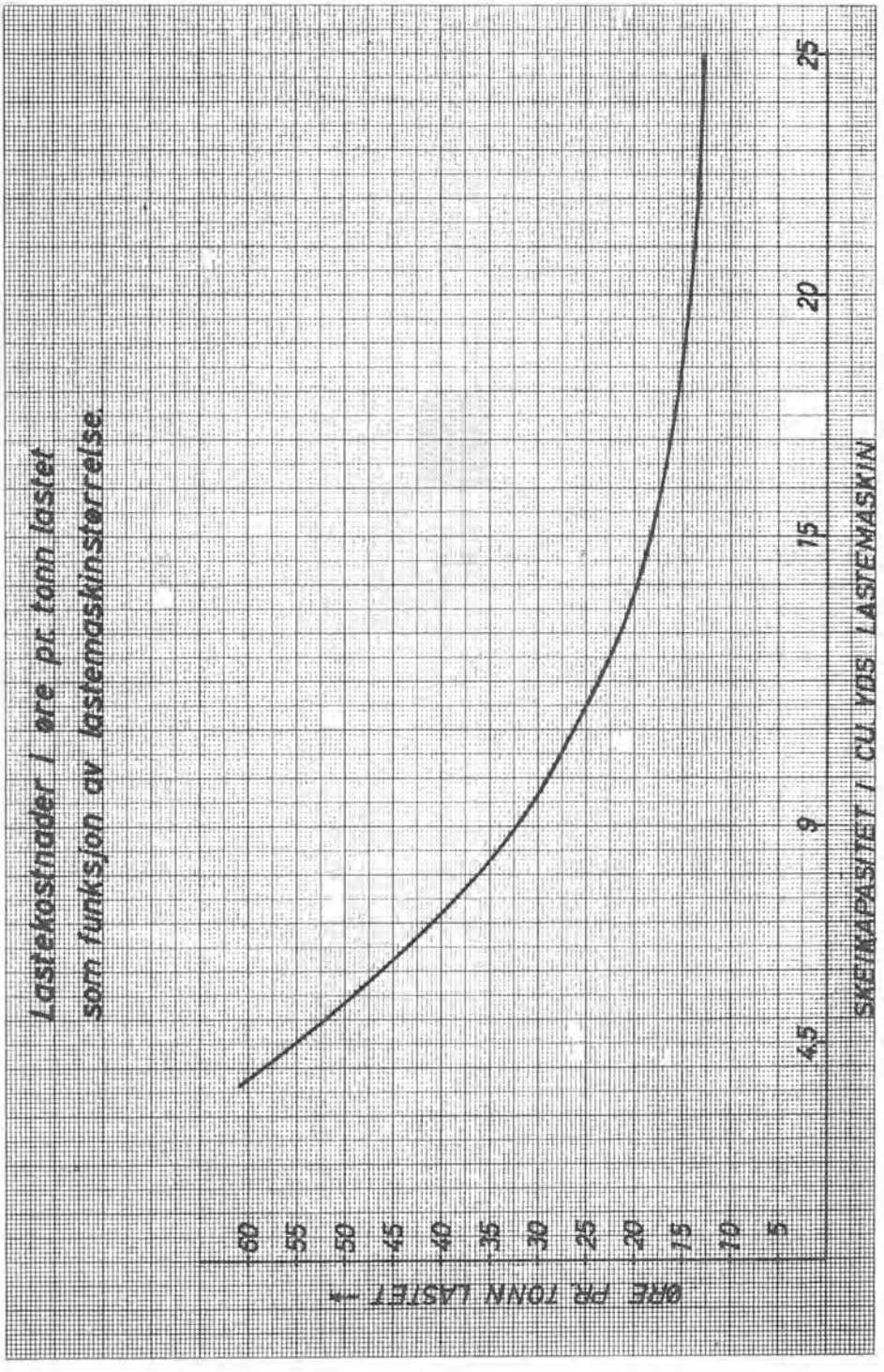

Lastekostnader i øre pr. tonn lastet
som funksjon av lastemaskinstørrelse.
ØRE PR TONN LASTET →
60
55
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
4,5
9
15
20
25
SKUFFEKAPASITET I CU. YDS. LASTEMASKIN

Fig. 11.2-3.

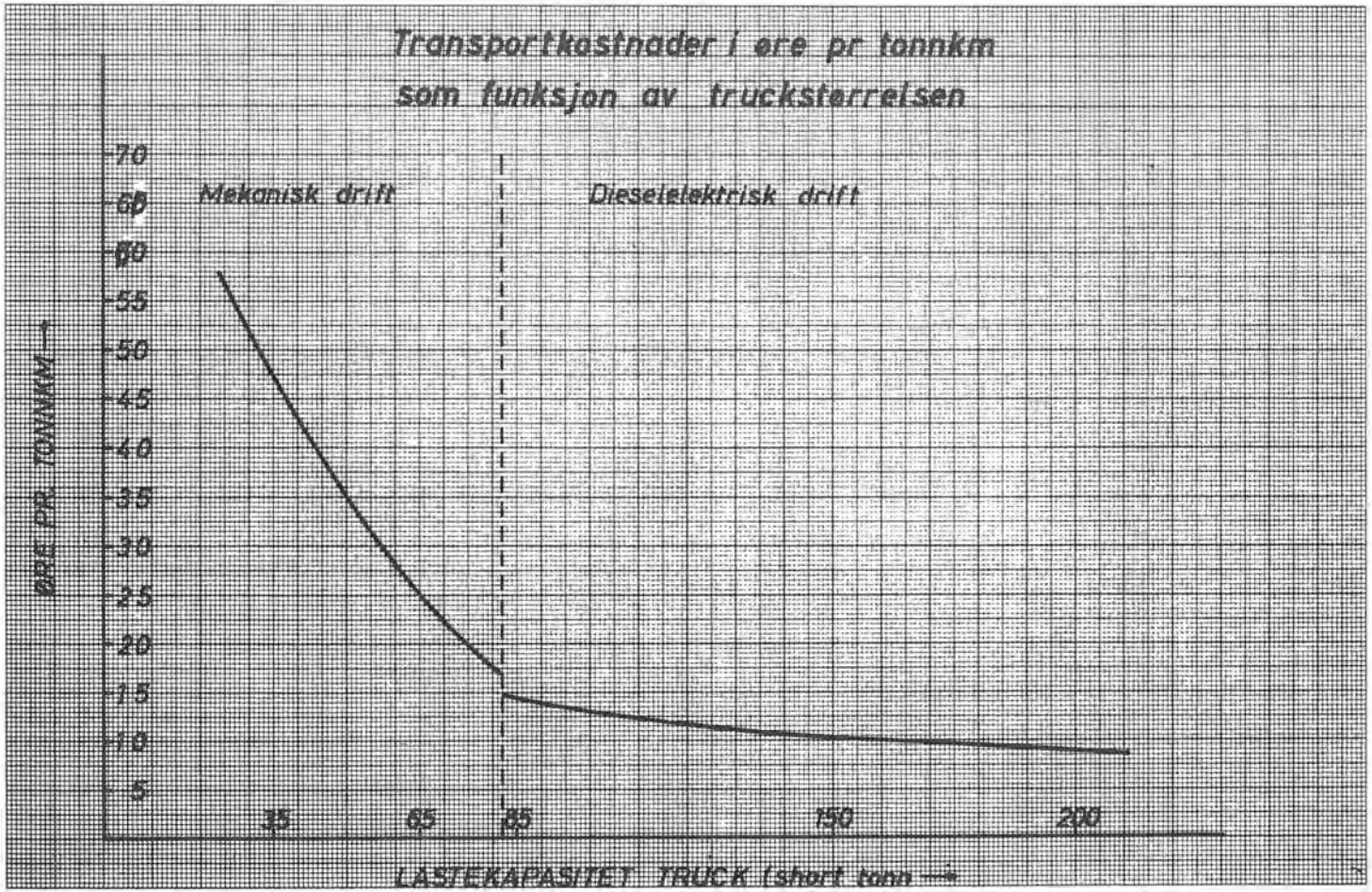

Transportkostnader i øre pr tonnkm
som funksjon av truckstørrelsen
Mekanisk drift
Dieselelektrisk drift
ØRE PR. TONNKM →
70
65
60
55
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
35
65
85
150
200
LASTEKAPASITET TRUCK (short tonn →

Fig. 11.2-4.

Av hjelpeutstyr kan nevnes:

2 stk. Cat. 16 veihøvler. Såvidt tunge høvler er nødvendig for å greie snørydding og ripping av is om vinteren. Dozerutstyret består av 2 stk. Cat. 824 hjuldozere, og en Cat. D 7 beltedozer. En Cat. D 9 settes nå i drift.

Ser en årene 1967–1974 under ett, har en ved suksessiv overgang til større utstyr greid å holde kostnadene for boring, lasting og transport på samme nivå.

3. SPRENGNING

Når det gjelder sprengning, har kostnadsutviklingen de senere år stort sett fulgt den alminnelige inflasjon. Bruk av ANFO har vært begrenset mulig p.g.a. mye vann og at hullene står lenge ladet. Dette medførte ofte stående hull.

Al-slurry har sikkerhetsmessig stort sett vært tilfredsstillende, men sprengningsresultatet har vært høyst variert, men generelt dårlig fragmentering.

Først i år har en fått en slurry, og tennmidler, som gir sikker sprenging med jevnt bra salver. En modifisert "gleshølssprengning" med hullavstand ca. 4 x forsetningen gir best fragmentering.

Sprengstoff-forbruket varierer fra ca. 0,8 kg/m^3 i dolomitt til over 1,6 kg/m^3 i glimmerskifer, gj.sn. ca. 1,35 kg/m^3. Det høye forbruket skyldes delvis at en har tungskutt fjell og delvis at en del flytende slurry lekker ut i åpne slepper og stikk. En har ikke funnet en praktisk og entydig målemetode for salvekvalitet, men visuelt bedømt skal det liten forverring til før lasteeffekten synker med 20–30%, og driftsklarheten på laste- og transportutstyr reduseres betydelig.

4. BEMANNING

Driften foregår 3 skift pr. døgn, 5 døgn pr. uke. Om vinteren kjøres i tillegg lørdag formiddag. 3-skiftsdrift er nødvendig for å mestre vinterproblemene. Driftsavd. har ca. 130 timelønnede, og vedlikeholdsavd. inkl. elektro og lager ca. 85.

Bortsett fra vikling av elektromotorer og en del større maskinverksted-arbeider, som utføres ved Jernverket på Mo, utfører vedlikeholdsavd. alt vedlikehold, inkl. overhaling av dieselmotorer. Inkl. vakter, rengjøringsfolk og funksjonærer er ansatt ca. 270 ved gruben. I tillegg kommer ca. 120 ved Oppredningsanlegget i Gullsmedvik.

DAGBRUDDSDRIFT VED ANLEGG OG VED GRUVER – 3. SPRENGSTOFF OG TENNMIDLER

Rock production in open pits and quarries – 3
Explosives and ignition means.

Sivilingeniør F. Knutson, Dyno Industrier A/S

SAMMENDRAG

Valg av sprengstoff, blanding og lading ved Rana Gruber (7 7/8 og 9 7/8" hull, veletablerte paller) og ved dam Svartevatn (3 1/2 og 5" hull – varierende pallhøyder og adkomstmuligheter) blir beskrevet.

SUMMARY

The paper describes how explosives were chosen at Rana Open Pit Mine and at the quarry for the Svartevatn Rock Fill Dam. The former drills 7 7/8" and 9 7/8" holes in 15 m high benches, the latter 3 1/2" and 5" holes in benches of varying heights. The mixing of slurry and the loading process is also described.

Vi har nå hørt beskrivelsen av to vidt forskjellige typer dagbruddsdrift – henholdsvis i Rana Gruber og ved Svartevann.
Dyno er seriøst involvert på begge steder m.h.t. leveranser av såvel sprengstoff som tennmidler. Den store forskjell vi nå har registrert både i driftsmåte og opplegg forøvrig, gjenspeiler seg ikke bare i vidt forskjellige sprengstofftyper, men også i måten å servere disse på.

RANA GRUBER

I Rana Gruber engasjerte Dyno seg allerede i 1968 med lokal produksjon og mekanisert lading av ikke-NG-holdige sprengstoffer. Opplegget er basert på det amerikanske "Ireco-systemet".

Systemet krever en kort presentasjon:

Fig. 11.3-1 viser slurrystasjon.

Systemet har som sagt vært i drift i Rana Gruber i over 5 år, og krever et større råvarelager, produksjonshall for mettet AN-oppløsning, samt oppfylling av ladetruck, velferdsrom, kontorer etc. for mannskapet. Ladetrucken, som har en kapasitet på ca. 12 tonn, er en kombinert produksjons- og ladeenhet, fig. 11.3-2. Trucken lader med en hastighet av 150 kg/min., og stasjonen som er betjent av 4 mann, har en kapasitet i størrelsesorden 50 tonn/døgn.

De investeringer som et slikt engasjement forutsetter, er av en slik størrelsesorden at det bare blir operasjoner av en viss størrelse både m.h.t. borhullsdimensjoner og med hensyn til

Fig. 11.3-1.

Fig. 11.3-2.

det lokale forbruk som kan komme i betraktning. Rana Gruber opererer p.t. med 7 7/8" og 10" borhull. I øyeblikket har bare Titania A/S, A/S Sydvaranger og Rana Gruber borhullsdimensjoner, normal palldrift og et forbruk som berettiger til bruk av systemet og opprettelse av vidtgående kontrakter med grubene.

I Rana Gruber har det i løpet av denne 5-års periode vært et stadig økende forbruk av Slurrit, og dette vil i 1974 ligge på nærmere 4.000 årstonn. Dette skyldes selvsagt først og fremst produksjonsøkning i gruben, men også en stadig utvikling mot bedre resepter fra Dynos side. Som eksempel kan nevnes at i øyeblikket kjøres resept nr. 3 i Rana, en resept som er vesensforskjellig fra de foregående. Dette siste produkt gir oss følgende fordeler:

1. Muligheten for fremstilling av et mer kvalitetsstabilt produkt.
2. Sikkerhetsmessig og helsemessig en landevinning ved at man fjerner støvubehag.

Man kan ikke snakke om sprengstoffleveranser og sprengstofforbruk i Rana Gruber uten å komme inn på bruk av ANFO. ANFO er markedets desidert billigste sprengstoff. Det er også meget godt, og skulle forsåvidt være umulig å konkurrere med. Man må derfor med rette stille spørsmålet hvorfor Rana Gruber idag så ettertrykkelig har forlatt ANFO at de har godtatt at Dyno ikke lenger holder ANFO-truck (Type Amering MacKissic) i stasjonen, Fig. 11.3-3. Årsakene kan være som følger:

1. Driftsformen i gruben er slik at salver kan bli stående ferdigladet opptil 4–5 uker før de blir skutt. Selv om hullene er tørre og skulle ligge vel til rette for ANFO, vil en så lang henstand være for risikabelt, ikke minst nedbørsforholdene på Storforshei tatt i betraktning.
2. Ved bruk av ANFO har man innstilt seg på å bruke noe mindre bormønster fordi ladetettheten med ANFO er noe mindre enn for Slurrit. Altfor ofte opplever man

Fig. 11.3-3.

imidlertid at der er våte hull i en slik anlagt såkalt tørr salve. Disse må lades med Slurrit, og dermed blir det dårlig økonomi i og med at man får for meget sprengstoff til mønsteret.

I forbindelse med Rana Gruber må det også nevnes leveranser av "bagged" slurry i dimensjonene 140 mm x 900 mm. Store og kostbare avdekningsarbeider er igangsatt i Ørtfjell, et arbeid som krever store mengder "bagged" slurry til lavest mulig pris. Dyno og Rana Gruber har foreløpig kommet frem til en lettvekter av en TNT-slurry med egenvekt ca. 1.20 mot normalt ca. 1.45. Man reduserer derved sprengstofforbruket og prisen pr. utsprengt tonn tilsvarende. Man skylder her å gjøre oppmerksom på at avdekningsmassene ikke skal gjennom knuser, men kjøres rett på tipp, et forhold som er av avgjørende betydning for sprengstofforbruk.

SVARTEVANNSDAMMEN

Svartevannsjobben innebærer for Dyno en helt annen kategori problemer. Dette skyldes da i første rekke valg av borhullsdimensjonene 3 1/2" og 5" med hovedtyngden på 3 1/2". Terrengforholdene gjorde normal palldrift vanskelig. "Ireco-systemet" kunne ikke brukes.

Man har videre ganske spesielle forhold ved storanlegg av denne art som temporært krever store sprengstoffleveranser. Man har kommet frem til at pumping av repumpbar fabrikkprodusert Trialit-slurry her teknisk sett er en relativt gunstig løsning. Selv om det kan synes som om at andre løsninger med de brukte borhullsdiametre er billigere for kunden (f.eks. bruk av Dynamit/Anolit/ANFO), vil leveringsteknikken, altså mengde og effektivitet være av avgjørende betydning.

Sesongen 1973 var muligens et nødvendig onde for såvel A/F Selmer/Høyer som Dyno Industrier. Begge parter stilte opp med forutsetninger som raskt viste seg ikke holdt. Man fikk heldigvis en vinter å ta seg igjen på, og jeg skal få presentere Dynos opplegg for pumping og skruing av sprengstoffer – Svartevann 1974:

1. Slurrystasjon Svartevann, Fig. 11.3-4.
   a. Rubbhall for oppbevaring av bulkpakket fabrikkprodusert slurry i pallkasser.
   b. Silo for fylling av trucker.
2. 7–8 tonns pumpebil for slurry, fig. 11.3-5. Utstyrt med hydraulisk drevet Monopumpe og slangeopptrekk. Pumpekapasitet: ca. 100 kg/min. avhengig av slangelengden.
3. Unimogsett:
   Nytt av året er 1 stk. Unimog utstyrt med to 5 tonns tippetanker, fig. 11.2-6. Tippetankene fylles i stasjonen, og kjøres ut på salven. Tanken vippes opp hydraulisk og er klar for pumping av slurry. Pumpen kan enten drives hydraulisk med Unimogen eller med pressluft fra nærmeste kompressor.
   Kapasitet: Ca. 100 kg/min. alt avhengig av slangelengder.
4. Tømming av kasser i silo, fig. 11.3-7. Sprengsoffet produsert og levert fra Gullaug Fabrikker.
5. Fylling av Pumpebil: Fylling skjer fra 10 tonns silo, raskt og effektivt, fig. 11.3-8.
6. Pumping i 3 1/2" borhull, fig. 11.3-9: Hullet er på forhånd blåst tomt for vann, dette for å slippe manuelt opptrekk av lange ladeslanger.

Fig. 11.3-4.

Fig. 11.3-5.

Fig. 11.3-6

Fig. 11.3-7.

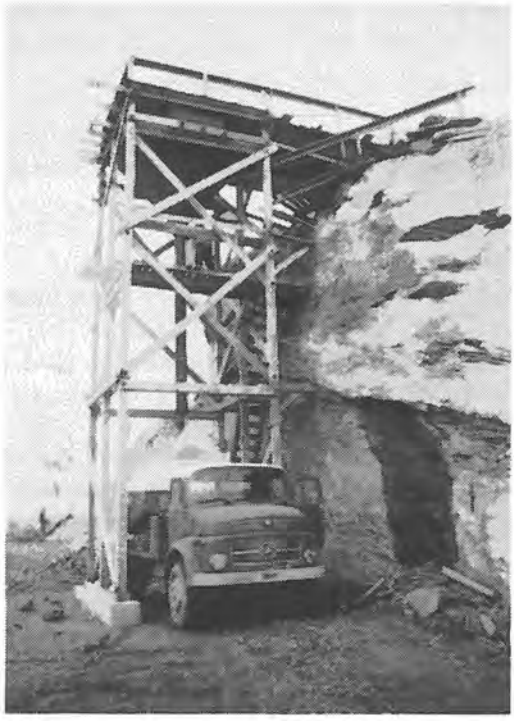


Fig. 11.3-8.

Fig. 11.3-9.

7. ANFO-truck på Svartevann: Har vært lite i bruk da forholdene ikke har ligget godt tilrette for bruk av ANFO-truck, og kunden har foretrukket fabrikkprodusert Anolit.
8. Typisk slurrypumping Svartevann 1974, Fig. 11.3-10

Når jeg sier typisk Svartevann, har dette sammenheng med at 60–70% av en totalleveranse på ca. 600 tonn i 1974 er pumpet opp i gjennomsnitt 20–30 meters høyde og gjennom mer enn 100 m lange slanger.

Dermed skulle vi være over i noe av hovedtemaet:

Likheter – forskjeller i de to driftsmåter, se tabell Fig. 11.3-11.

Når forskjellene er såvidt store, skyldes det i første rekke valget av borhullsdiameter. Ved valg av diameter i området 7 7/8"–10" gjelder ikke lenger den klassiske sprengningsteknikk. Det er en av grunnene til Rana Grubers store sprengstofforbruk. En annen grunn til det høye forbruk er at ca. 25% av de utsprengte masser skal gjennom knuser, hvilket ikke er tilfelle på Svartevann.

Videre er betingelsene for bruk av "Ireco-systemet" borhullsdiameter $\geq$ 5" og normal palldrift fremkommelig med bil og dessuten et visst antall årstonn over en årrekke.

Ved valg av 3 1/2" borhull må det et annet og dyrere sprengstoff inn i bildet.

Fig. 11.3-10.

	RANA GRUBER	SVARTEVANN
Borhullsdiam.	7 7/8"–10"	3 1/2"–5" (Med hovedtyngden på 3 1/2")
Sprengstofftype	Slurrit – Sp.v. 1,20	Trialit – sp.v. 1,45 (Slurrit er ikke repumpbar)
Kvantum	4.000 årstonn	Begrenset kvantum (Totalt: 2.000 tonn. Sesongpreget)
Fleksibilitet	Store variasjoner i leveringstakten – Store mengder – krever lokalprod.	Sesongbetonte leveranser – ikke lokalproduksjon. Kan produseres ved Gullaug. Transportstrengen ikke avskrekkende.
Palldrift	Normal pallhøyde – 15 m. Pumpes med 30 m slange.	Vanskelige terrengforhold. Dyno pumper 30 m vertikalt og 100 m horisontalt.
Kontraktsforhold	Langtidskontrakt Kvantumsbetinget	Tilbud på alt fra Dynamit til ANFO. Overhode ikke kvantumsbetinget.
Forbruk av pumpet spr. st.	1,35 kg/m^3	0,9 kg/m^3

Fig. 11.3-11.

DAGBRUDDSDRIFT VED ANLEGG OG VED GRUVER – 4. BYGGINGEN VED ULLA-FØRRE ANLEGGENE

Rock production in open pits and quarries – 4.
The construction of dams at the future Ulla-Førre hydroelektric power project.

Sivilingeniør Hallvard Holen, Statskraftverkene

SAMMENDRAG

Det er i en kortfattet form redegjort for dambyggingen ved Ulla-Førre-anleggene med en oversikt over damtyper, masser og transportvolum. Det er gitt en begrunnelse hvorfor trucktransport og ikke transportbånd er valgt, og det er gitt en begrunnelse for valg av 50 tonns trucker som dimensjonerende for vegbyggingen. Steinbruddsdriften er kort omtalt.

SUMMARY

In a concise form it is told about the building of dams at the Ulla – Førre Hydro-electic power project with a general view of types of dams, earth masses and transporting volume. An argument for choosing transport by trucks and not by conveyor belts is given. A reasoning is done for choosing 50 tons trucks as the dimensional element in the road building. The quarry operations are briefly mentioned.

1. INNLEDNING

Det skal i meget korte trekk redegjøres for dam-programmet ved Ulla-Førre anleggene. Like nord for Svartevassdammen, bare 20 km i luftline, skal det anlegges et større magasin for Ulla-Førre-anleggene som har fått navnet Blåsjø. Dette omfatter en rekke vann som dels har avløp vestover mot Boknafjorden og dels østover mot Otra. Ferdig vil Blåsjø bli nr. 8 blant Norges innsjøer og vil bli liggende med høyeste vannstand på kt 1055.

For å anlegge dette etter norske forhold store magasinet må det bygges 4 større og en rekke mindre dammer. De mindre dammene og forøvrig resten av utbyggingen skal ikke omtales her, men det kan nevnes at Ulla-Førre er større enn Sira-Kvina som anleggsoppgave, betydelig større i installasjon og noe mindre i nettoproduksjon. Dette kommer av at Ulla-Førre er et topplastverk med betydelig pumpekapasitet og flerårsmagasin.

Oversikt dammer.

Damtype for alle dammene er ikke definitivt fastlagt, men sannsynligvis blir det 3 fyllingsdammer og 1 hvelvdam. Karakteristisk for Blåsjøområdet er stor årsnedbør, kort sommer og mangel på løsmasser. Dette er vel og bra når dammene er ferdige – ikke fullt så bra sett fra et anleggsmessig synspunkt. Vi må derfor langt avgårde for å finne grus og morene.

Nedenstående tabell viser dammasser i mill m^3 og avstand massetak – dam i km. For Storevatn er medtatt både vanlig morenedam og steinfyllingsdam med frontal betongtetning. Det går nå i retning av betongtetning, men en av ulempene med denne typen er at hele steinfyllingen må være ferdig før magasineringen kan starte. Det utgjør ganske store penger.

For sammenlikningens skyld er også Svartevassdammen medtatt.

	Morene		Grus		Stein	Betong	Tot.
	avst.	masse	avst.	masse	masse	masse	masser
Storevatn (morene)	37	0,8	26	1,1	7,0		8,9
Storevatn (betongpl.)					(8,1)	0,08	(8,1)
Oddatjern	18	0,4	7	0,6	3,8		4,8
Førreskard	22	0,1	11	0,1	1,0		1,2
Førrejuv hvelv-pl.						0,09	
Sum		1,3		1,8	11,8 (12,9)	0,17	14,9 (14,1)
Svartevatn	14	0,4	2	0,4	4,0		4,8

2. TRANSPORTMETODE

Vi står overfor en masseforflytnings-oppgave av ganske stort omfang, spesielt når vi tar hensyn til at morenetransporten ikke kan påregnes i mer en 60 effektive døgn pr. år.

Topografien er som en kan vente på Vestlandet – ikke altfor gunstig for vegbygging. Det er derfor grunn til å spørre om en bør velge ukonvensjonelle løsninger.

Etter at alternativer som taubane, jernbane, kombinert lekter og landtransport hurtig ble forkastet, kunne det ikke utelukkes at båndtransport hadde noe for seg. En tysk produsent med erfaring fra liknende arbeider ble kontaktet, og det ble utarbeidet et forprosjekt. Et transportbånd ville medføre en meget stor investering, og i dette vanskelige terrenget ville de bygningsmessige arbeider bli store. Et transportbånd tillater bare mindre retningsforandringer i vertikalplanet og ingen i horisontalplanet.

Konklusjonen ble derfor at investeringen ville bli for stor for det aktuelle transportoppdrag, eller med andre ord – hadde massene vært mangedoblet (3 ganger ??) kunne metoden vært konkurransedyktig.

Båndtransport hadde dessuten ført til en rekke praktiske problemer bl. annet fordi det skulle transporteres minst 2 massearter som skulle leveres på 3 dammer samtidig.

3. TRUCKSTØRRELSE

Vi står derfor tilbake med trucktransport, og spørsmålet om valg og dimensjonering av utstyret. Det er alltid ønskelig å foreta utprøving av utstyret på forhånd, og i så måte er Svartevatn et utmerket forsøksobjekt. Svartevatndammen er forøvrig utrolig lik Oddatjerndammen, mens en del forhold er ugunstigere ved Oddatjern – lenger massetransport, vanskeligere topografi for steinbrudd og vegbygging og større høyde over havet. Ikke desto mindre er det all grunn til å forsøke å nyttiggjøre seg erfaringene fra Svartevatn.

Det spørsmålet som vi har arbeidet mest med er truckstørrelsen, da vi har måtte ta en avgjørelse av hensyn til vegbyggingen som allerede er startet opp.

Det skal ikke gås i detalj med hensyn til damfyllingen som sannsynligvis vil bli i perioden 1979–81 for Oddatjern og Førrevatn, og i 1982–85 for Storevassdammen.

Fyllingsprogrammet forutsetter følgende midlere døgnproduksjon i hovedsesongen.

	Oddatj./Førre	Storevatn (morenealt)
Stein	15000 m^3/døgn	21000 m^3/døgn
Morene	3000 m^3/døgn	3300 m^3/døgn
Grus	3500 m^3/døgn	3500 m^3/døgn

For å oppnå dette fyllingsprogrammet vil omtrentlig truckpark bli følgende.

	50 tonnere	75 tonnere
Oddatjern/Førrevatn	50	35
Storevatn (morene)	75	55
Storevatn (betongpl.)	30	22

Det synes besnærende å velge store enheter ikke minst med tanke på arbeidskraftsituasjonen. Kostnaden med vegbygging øker imidlertid kraftig i dette vanskelige terrenget, og vi er blitt stående ved 50 t trucker som dimensjonerende for vegbyggingen, dvs. 8 m kjørebane.

For steinbruddsdriften er det i alle fall for Storevatn riktig med større enheter. Fordelen med samme størrelsen av hele truckparken er imidlertid innlysende. Et annet forhold som har hatt betydning i dette tilfelle er muligheten for utnyttelse av 50 tonnere i tunneldriften.

4. STEINBRUDDSDRIFTEN

Steinbruddsdriften er det hittil arbeidet lite med, da selve driften jo først starter i 78–79.

Det er imidlertid foretatt studiebesøk til såvel Svartevatn som til et par større dagbrudd, og det er ikke vanskelig å oppdage vesentlige forskjeller i opplegget. De store gravemaskiner som gruvene bruker er neppe aktuelle i det foreliggende tilfelle, mens derimot rotasjonsboring kan bli aktuelt i alle fall for Storevatn. Da dette ligger noen år inn i fremtiden, kan det skje mye som kan avgjøre utstyrvalget.

Spesielt interressant skal det bli å følge med i utviklingen av de hydrauliske boremaskiner, og selv om de vel har mest for seg ved tunneldrift, kan en ikke se bort fra at disse vil komme til å bli et aktuelt alternativ.

DAGBRUDDSDRIFT VED ANLEGG OG VED GRUVER – 5. DISKUSJON

Diskusjonen ble ledet av siviling. Egil Vedner som ba Havdal som bergingeniør kommentere driften ved Svartevatn.

PER HAVDAL – TANKER OM SVARTEVANNS-PROSJEKTET

"Splinten i din brors øye ser du, men ikke bjelken i ditt eget".

Hovedsaklig ut fra erfaring fra "permanente" dagbrudd, men også som momenter til den påfølgende diskusjon er det særlig 3 forhold ved Svartevannsprosjektet jeg har lyst til å gå litt inn på.

1) *Boring.* Ut fra maskinkapasiteter og kostnader ville jeg utført mest mulig av primærboringen som rotasjonsboring.

2) *Salvekvalitet.*
Et noe høyere sprengstoff-forbruk ville trolig gitt bedre fragmentering og framkast. Forhåpentligvis ville dette medføre høyere lastekapasitet og mindre brekkasje på laste- og transportutstyr.

3) *Køproblemer.*
Med såvidt høy steinproduksjon innenfor et lite dagbrudd og et konsentrert fyllingsområde med stive regler for plassering av massene er det betydleig fare for køproblemer. Færre og større enheter og en noe endret layout av bruddet kunne motvirke dette.

Layout.

For å kunne tilpasses mine tanker måtte såvel bruddets layout, som anleggets fremdriftsplan endres noe. For bruk av rotasjonsbormaskiner tenker jeg meg i prinsipp et dagbrudd med 2 produksjonsnivå som skissert på fig. 11.5-1.

At en slik løsning ikke er umulig fremgår av foto tatt i sept. 1974. Øverste hovednivå ca. ▽ 840 synes å gi noenlunde balanse i vertikal-løft av massene.

Et mer langstrakt brudd enn det eksisterende, ville lettet driftsforholdene.

Den første driftssesongen ville jeg satset på å utvikle så langt som mulig den hylle som det øverste produksjonsnivået skal bores fra. Dette kunne gjøres med crawler-boring eller en kombinasjon av crawler- og rotasjonsboring.

I tillegg ville jeg satset på å bygge ferdig flest mulig av forbindelsesveiene mellom steinbruddet og damfyllingen i forskjellige nivå.

Først utpå sommeren 1975 ville jeg begynt å åpne den øvre del av bruddet som blir nødvendig når dammen er delvis fylt.

Jeg antar at en på dette viset ville fått mindre damfylling utført i 1973, enn det som virkelig ble nådd. Dette måtte tas igjen i 1974–75, og som dimensjoneringsgrunnlag for utstyrspark, har jeg tenkt meg 2 M m^3 støttefylling i 1974, eller ca. 2,5 M m^3 damfylling.

Boring, sprenging.

Det ville trolig være nødvendig med 3 stk. 8" rotasjonsbormaskiner eller 2 stk. 10" maskiner. Maskinene kan kjøres med 1 mann pr. maskin pluss 1 felles hjelper.

Basert på 8'' maskiner, og avskriving over maskinenes levetid, synes en reduksjon av borekostnadene på ca. 40 % innen rekkevidde.

En vesentlig del av gevinsten ville jeg brukt til økning i sprengstoff-forbruket. Oppmot 1 kg/m^3 høres rimelig.

Som sprengstoff kunne jeg tenke meg Slurit 10.

God fragmentering og fremkast er særlig viktig når det skal lastes med frontlastere, og en kan forvente økt lasteeffekt og bedre driftsklarhet på laste- og transportutstyr.

Transport.

Det benyttes 20 stk. 50 t trucker. Samme transportkapasitet kan teoretisk oppnås med 12 stk. 85 t. trucker, forutsatt at lastetider, kjørehastigheter og tipptider er de samme.

Noe større transportbehov gir 13 trucker.

Dette burde gi vesentlig mindre trafikkproblemer.

Transportkostnadene bør ligge ca. 30 % lavere med 85 t truck enn med 50 t truck.

Imidlertid er en 85 t truck 90 – 100 cm bredere enn en 50 t. truck så for å kunne møtes like fritt med begge trucktyper måtte vegbredden økes med 2,2 – 2,5 m.

Under visse forhold kan dette bli en betydelig ekstrakostnad.

Fra rent teknisk synspkt. ville jeg foretrekke en dieselelektrick truck, men p.g.a. ca. 0,5 M.kr. høyere investering pr. truck, noe spesiell kjøreteknikk, og spesiell krav til vedlikeholdspersonell er jeg i tvil om dieselelektrisk truck er riktig ved anlegg av denne type.

Størrelsen 85 t er her valgt spesielt for å gi valgmulighet mellom mekanisk og dieselelektrisk truck, og fordi det finnes et rimelig utvalg i lastemaskiner for denne truckstørrelse.

Lasting.

Lasting med tunge beltegående wiremaskiner synes lite realistisk for slike anlegg. Siden jeg ikke har særlig kjennskap til hydrauliske lastemaskiner, ville jeg basere lastingen på frontlastere.

De 10 cuyds frontlasterne som brukes ved Svartevann laster en 85 t truck, men de er i minste laget. Lastearmene rir på kassekanten. En får skjeve lass, og lastetiden blir for lang slik at truckenes transportkapasitet blir for dårlig utnyttet ved såvidt kort vei som det er mellom brudd og dam. Det finnes imidlertid frontlastere i Norge som for slikt arbeid ville gå med 12 og 13,5 cuyds skei. Forutsatt noenlunde sammenlignbar maskinkvalitet ville jeg foretrekke den største maskinen.

Basert på amerikanske data bør en kunne forvente at lastekostnadene reduseres ca. omvendt proposjonalt med skeistørreslen. 4 maskiner synes å skulle gi rimelig lastekapasitet.

Flyttbarhet av utstyr.

Alt maskineri kan enkelt demonteres til enheter på max. ca. 45 t Flytting av bormaskiner og lastere forutsetter bruk av trailer. Trucken kan kjøre selv, uten kasse, forutsatt veibredde over 5 m og dispensasjon for ca. 23 t akseltrykk mot ca. 19 t for 50 t truck med kasse.

Gevinstmuligheter.

Hva som kan spares på boring- og sprenging, avhenger bl.a. av fjellets borbarhet og sprengstoffprisen. En reduksjon på 25–30 % i laste- og transport-kostnadene synes realistisk.

P.g.a. færre driftsenheter synes bemanningen ved anlegget å kunne reduseres med omkring 40 mann, ikke uvesentlig i tider med stramt arbeidsmarked.

ASLAK RAVLO – TILSVAR TIL HAVDAL

Jeg er prinsipielt sett ikke så uenig med Havdal. Men forholdene er forskjellige – det er noe annet som foregår ved Svartevann enn ved Rana Gruber.

Når maskinvalget ved Svartevatn vurderes, må en ikke glemme at vi har tatt ut nesten like mye stein som vinterdrift med det samme utstyret ved andre anlegg. Og det fjellet kunne vi ikke ha tatt ut med annet utstyr.

Kostnadene ved steinproduksjonen ved Svartevatn er akseptable og det er det avgjørende mål for virksomheten.

Rotasjonsboring er vurdert. Det er min mening at det ville ha budt på store problemer p.g.a. terrenget. Vi ville endt opp med den samme maskinparken av borvogner vi nå har i tillegg. Steinprøver er sendt i øst og vest uten at vi har fått klare svar på borbarhet og kronelivslengde.

Bruddet vårt skulle vi gjerne hatt mye lengre. Det har vært vår målsetting. Når det har vært vanskelig å etablere ønsket geometri på bruddet, så har det sammenheng med at produksjonen i bruddet måtte starte før vegbygging og åpningsarbeidene var fullført.

Dersom vi skulle ha startet pånytt, tror jeg nok at vi ville ha forsert vegbygging og åpningsarbeider mer enn vi har gjort.

Når det gjelder laste- og transportutstyr, så kunne det kanskje vært gunstig å gå opp et hakk med størrelsen for å få færre enheter når vi ser steinbruddsdriften isolert.

Bruk av store wirestyrte gravemaskiner var uaktuelt på grunn av vinterdriften ved andre anlegg. Vi kom ikke til å rekke stort annet enn å montere og demontere maskinene.

Komprimeringen av steinmassene med store valser har gitt en tung damfylling og har sånn sett vært en suksess. Tidligere har en fast m^3 fjell gitt oss fra 1,4–1,5 dam-m^3. Ved Svartevann registrerer vi helt nede i 1,25.*)

*) Red. anm. Rapport fra NGI viser et porevolum på 27–28% i middel. Dette gir en utvidelse på ca. 1,4 fra fast fjell til damfylling.

FINN KNUTSON

Jeg vil snakke litt om borenøyaktighet. For 3 1/2" hull er den meget dårlig ved Svartevann. Det gir ofte dårlig sprengningsresultat med såleproblemer.

Ved bruk av rotasjonsmaskin er borenøyaktigheten mye større og en oppnår derfor jevnere sprengningsresultat.

Hvorfor bores det så unøyaktig ved Svartevann?

ASLAK RAVLO

Vel, du har vel sett at det er ulendt der. Det er den ene side av saken. Den andre er at arbeidsmarkedet er stramt og vi har problem med å skaffe borere som er nøyaktige nok, samtidig som det skal bores flest mulig hull.

FINN KNUTSON

Det har vært spurt om sammenhengen mellom fragmentering og borhullsdiameter. Det er mitt syn at denne kan beherskes ved å justere ladning og tennplan uansett borhullsdiameter.

BERG-/BYGNINGSINGENIØRER

Bruk av bergingeniører ved anlegg og bygningsingeniører ved gruver ble berørt i diskusjonen. Den konklusjon vil redaktøren trekke at det er behov for en mer enhetlig

utdannelse av berg- og bygningsingeniører i sprengningsteknikk og masseflytting. Det er en utfordring til NTH.

EGIL VEDNER

Som leder av panelet avrundet Egil Vedner diskusjonen som det her bare er gitt et meget kort resymé av.

Hensikten har vært å belyse likheter og forskjeller ved midlertidig og permanent dagbruddsdrift basert på forholdene ved Svartevannsdammen og ved Rana Gruber.

Det har ikke vært meningen å finne ut hva som er galt eller riktig verken ved Rana eller Svartevann, men å gi impulser for kommende, store arbeider.

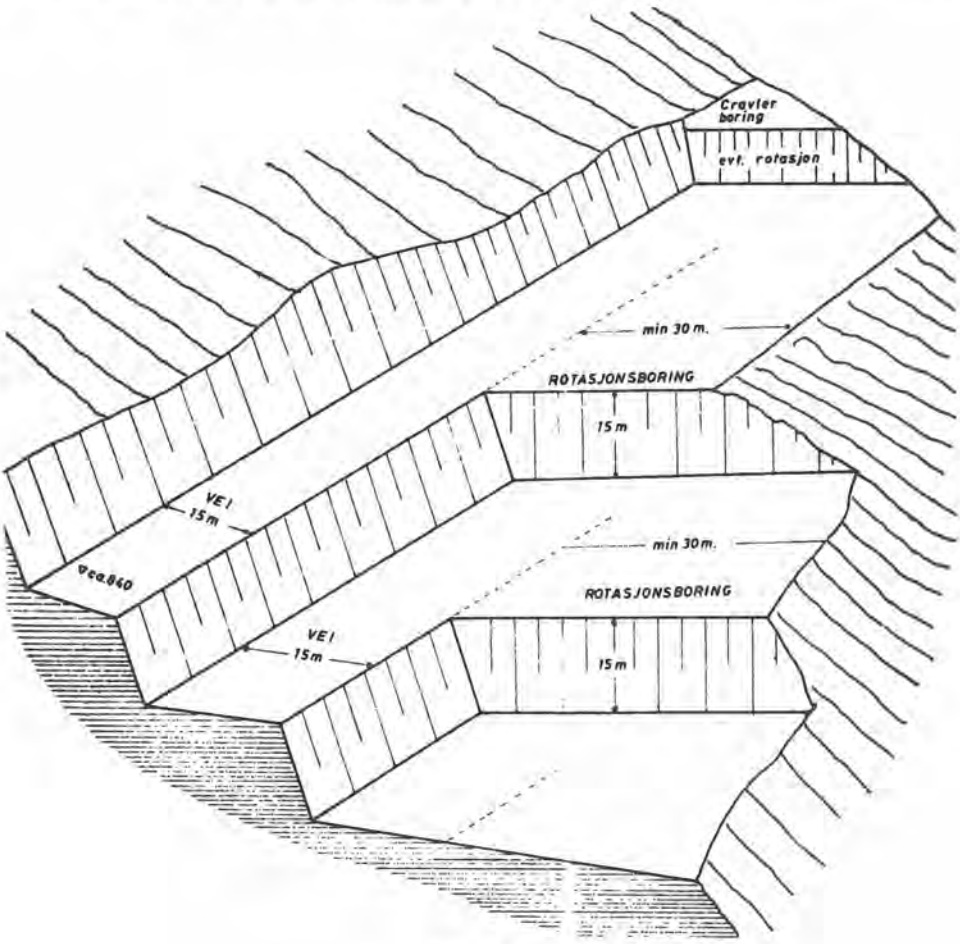


Fig. 11.5-1.

BYGGEKOSTNADER FOR FJELLANLEGG OG BYGG I DAGEN

Correlation between construction costs for structures in underground openings and on the surface.

Avdelingsingeniør Kjartan Holt, Direktoratet for sivilt beredskap, Oslo.

SAMMENDRAG

For å belyse byggekostnadene for fjellanlegg og bygg i dagen, har man sammenliknet kostnadene for et teleanlegg i fjell og et bygg med tilsvarende funksjon i dagen. Videre er sammenliknet et offentlig tilfluktsrom i fjell, fredsutnyttet som svømmehall, og et miljøbygg med svømmehall i dagen, kombinert med offentlig tilfluktsrom. Sammenlikningen viser at med høye tomtepriser, kan fjellanlegg bli rimeligere enn bygg i dagen. Årlige kostnader til varme- og ventilasjon er beregnet å bli ca. 45% lavere for svømmehall i fjell enn for tilsvarende bygg i dagen.

SUMMARY

The paper describes the differences in costs for commensurable types of structures built underground in rock and on the surface. The author concludes that where land prices are high, structures may be built cheaper underground than on the surface. Annual costs of ventilation and heating of a swimming pool in rock are shown to be 45% less that a conventional swimming pool.

1. HVORFOR BYGGE I FJELL?

De siste årene er det bygd en rekke fjellanlegg for formål som tidligere tradisjonelt ble utført som bygg i dagen. En rekke forhold har påvirket denne utvikling – bl.a. miljøvernhensyn, utnyttelse av sprengmassene, mangel på tomteområder, høye tomtepriser og kompliserte tomteforhold. I fjellanlegg er det dessuten jevn temperatur hele året. Det er derfor enklere ved luftkondisjoneringsanlegg å etablere stabile klimatiske forhold i slike anlegg enn for bygg i dagen. Fjelloverdekning gir også beskyttelse mot luftforurensning og det er enklere å oppnå et støvfritt miljø. Fjelloverdekning gir dessuten meget god beskyttelse mot våpenvirkninger, og med rimelige tilleggskostnader kan det oppnås balansert beskyttelse mot alle typer våpen.

2. BYGGEKOSTNADER

For å vurdere byggekostnader for fjellanlegg og bygg i dagen har jeg sammenliknet kostnadene for to teleanlegg, nemlig: Televerkets fjellanlegg Gjøvik, og et bygg i dagen

oppført i tilknytning til et eldre Telebygg i Tønsberg. Anleggene har samme funksjon, men Gjøvikanlegget er om lag dobbelt så stort som Tønsberganlegget.

Videre er sammenliknet kostnadene for offentlig tilfluktsrom i fjell Gjøvik, fredsutnyttet som svømmehall, og miljøbygg med svømmehall Vadsø, kombinert med offentlig tilfluktsrom.

3. TELEANLEGG I FJELL GJØVIK

Anlegget ligger i sentrum av Gjøvik, og de viktigste momenter for at anlegget ble plassert i fjell var:

Tomtemangel i sentrum
Kravet om stabil temperatur, fuktighet og luftrenhet for det teletekniske utstyr
Best mulig beskyttelse av det teletekniske utstyr mot våpenvirkninger i krig

Anleggets samlede gulvareal er 2582 m^2 fordelt på teleteknisk funksjon, hjelpeteknisk funksjon med ventilasjonsanlegg m.v. administrasjon, inngang, korridorer, trapperom og nødutgang, figur 12-1.

Netto volum er 10342 m^3
Det er utsprengt i alt 12900 m^3 fast fjell som i sin helhet er nyttet til anlegg av småbåthavn i Mjøsa. Anlegget er sikret dels med kontaktstøpte konstruksjoner i inngangstunnel, dels med bolter og sprøytebetong.

Anlegget består av:

1. Utvendig bygg.
2. Inngangstunnel, lengde 34 m
3. Hjelpeteknisk avdeling med ventilasjonsanlegg og nødstrømsaggregat
4. Lager med batteri- og likeretterrom samt verksted (over 3 etasjer)
5. Hovedblokk (12,20 x 52,7 m) med transmisjonssal, samt kontorer og oppholdsrom i 1. etasje, diverse kontorer i en mellometasje og fjernsentral i 2. etasje
6. Kabelkulvert og koplingsrom i en underetasje
7. Nødutgangsstoll.

Vertikaltransport over alle 4 etasjer skjer med hydraulisk vareheis.

Takhøydene i teleteknisk rom er store og varierer fra 3.6 m til 5.2 m av hensyn til det teletekniske utstyr samt de store mengder kabler som er ført fram til dette.

Tilknyttet effekt er 320 kW. Dieselaggregat for reservestrøm er på 25 kVA. Det er lagt stor vekt på god belysning. Alle teletekniske og tekniske rom har lysstyrke på ca. 800 lux. I de andre rom varierer lysstyrken fra 200 til 300 lux.

Av hensyn til det elektroniske utstyret er det stilt meget strenge krav til temperatur, fuktighet og luftrenhet. Ventilasjonsanlegget er beregnet både for vanlig fredsdrift og for krigsventilasjon med blant annet nødvendige gassfiltere.

Anlegget er i prinsippet delt i tre enheter, – en kjøleenhet med hovedluftmengde på 50.000 m^3 luft pr. time i et hovedventilasjonsrom, og to biventilasjonsrom for differensiert ventilasjon av de forskjellige deler av anlegget. Likeledes har nødstrømsaggregatet på 250 kVA delvis eget ventilasjonssystem.

Sprengnings- og sikringsarbeidene er utført i tiden 20/1-72–8/10-72.

Bygningsmessige arbeider, VVS og elektro er utført i tiden 15/9-72–24/10-74.

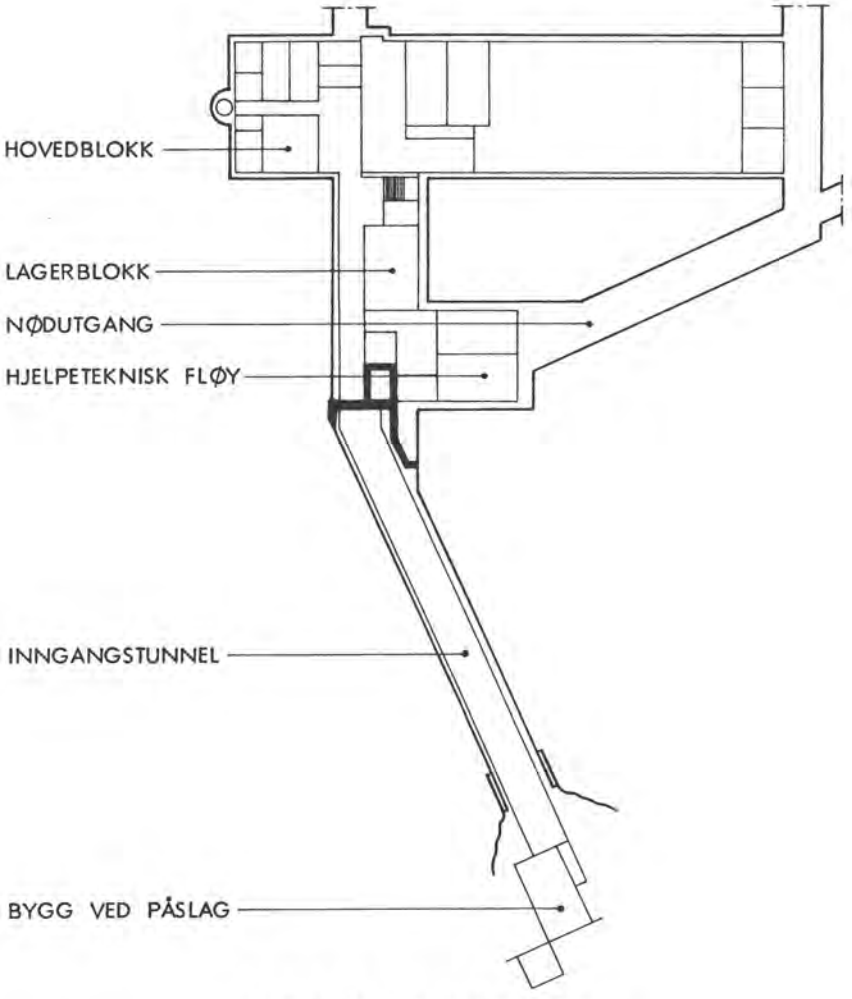


Fig. 12-1 Gjøvik. Fjellanlegg.

Kostnader, 1000 kr.

1. Byggetrinn
   Sprengnings- og sikringsarbeider 1.790
   (inkl. transport til molo)
   (Kr. 139,– pr. m^3 utsprengt og sikret volum)

2. Byggetrinn
   Bygningsmessige arbeider 3.472
   VVS tekniske arbeider 926
   Sanitæranlegg 109
   Elektrotekniske arbeider 1.750
   Honorarer 850

   Tot. kostnad inkl. prisstigning ekskl. merverdiavgift 8.898
   ): 3.317 kr/m^2
   860 kr/m^3

Anlegget er beregnet på å motstå en rekke ekstrembelastninger som krever helt spesielle tiltak. Disse kostnader må komme i fradrag. De er beregnet til følgende:

Bygningsmessige arbeider	588
Ventilasjon	153
Elektro	150
	891

Total kostnad	8.898
– Fortifikatoriske kostnader	891
Netto kostnad	8.006

):3.101 kr/m^2
774 kr/m^3

4. TELEBYGGET I TØNSBERG

Bygget er i 2 etasjer med kjelleretasje og utført i betong. Innredning og tekniske anlegg er av tilsvarende standard som Gjøvikanlegget, figur 12-2.

En mindre del av bygget er ominnredning av eldre garasje- og kontorbygg.

I tilstøtende fjellskjæring er det utsprengt ca. 1200 m^3 fjell i tilknytning til nybygg med gårdsplass.

Mindre sikringsarbeider er utført i fjellskjæring. Det er videre utført ekstra dekke mellom nybygg og fjellskjæring for sikring av inngang til et sivilforsvarsanlegg.

Byggets samlede gulvareal er 1.281 m^2 fordelt på teleteknisk funksjon, hjelpeteknisk funksjon, administrasjon, korridorer og trapperom.

Netto volum ca. 5.000 m^3.

Bygget er oppført i tiden 10/12-72–20/11-73.

Kostnader, 1000 kr.

Bygningsmessige arbeider	2.246
Elektro	230
Varme/Sanitær	78
Ventilasjon	213
Honorarer	275
Prisstigning (Ikke medtatt i øvrige poster)	55
Total kostnad ekskl. tomt	3.098

):2.411 kr/m^2 ekskl. moms
615 kr/m^3 ekskl. moms

Tomtekostnad utgjør til sammen kr. 1.987.000,– for et areal på 3.312 m^2):600 kr/m^2.

Dette areal er for en del nyttet som parkeringsplass. Opparbeidelse av denne er medtatt i bygningsmessige kostnader. Dette areal kan for en del nyttes ved eventuell utvidelse av nybygget.

Dersom tomteprisen for hele arealet innkalkuleres i byggekostnaden, gir dette følgende priser: –

3.970 kr/m^2 ekskl. moms
1.017 kr/m^3 ekskl. moms

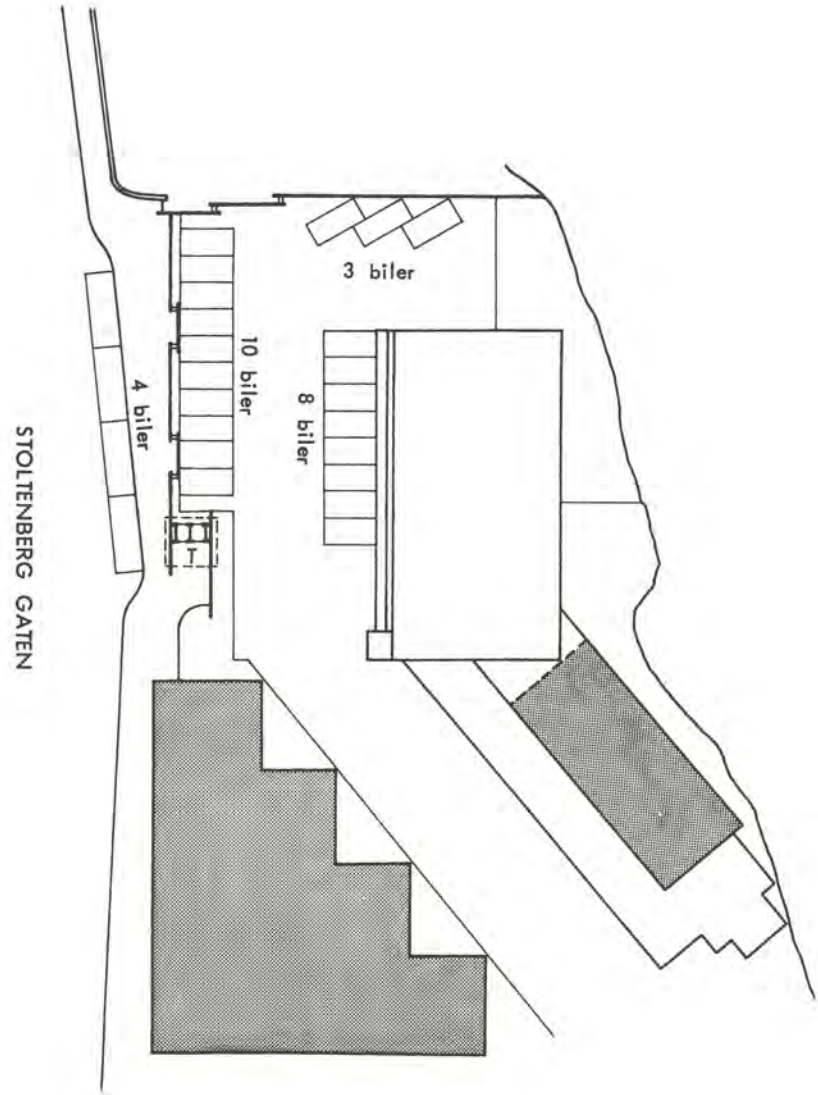
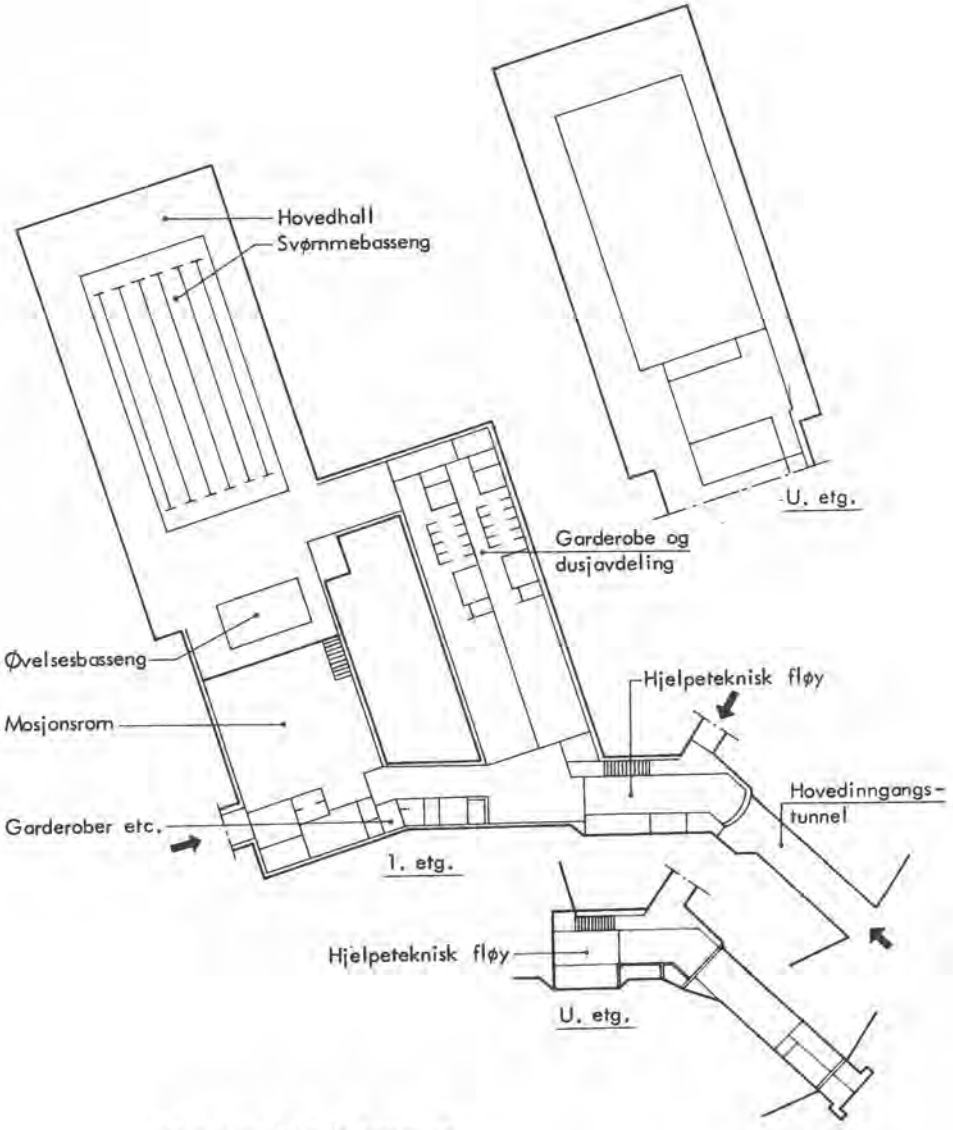


Fig. 12-2 Situasjonsplan. Telehuset—Tønsberg.

5. SVØMMEHALL I FJELL GJØVIK

Anlegget er plassert ved siden av Teleanlegget og utformet ved svømmebasseng etter internasjonale mål 12,5 x 25 m samt øvelsesbasseng 4 x 8 m. Det er garderobeplass for 120 personer, figur 12-3.



Byggherre Gjøvik kommune.
Oversikt anleggsdeler. Mål 1 : 500

Fig. 12-3 Gjøvik svømmehall i fjell.

Anlegget skal nyttes som offentlig tilfluktsrom ved beredskap og gir plass for 1.750 personer. Samlet netto areal 1.630 m^2. Netto volum 10.000 m^3. Det er utsprengt 21.500 m^3 fast fjell, som er nyttet til anlegg av småbåthavn i Mjøsa.

Anlegget er sikret med kontaktstøpte buer med prefabrikerte takelementer i betong. Tilknyttet elektrisk effekt 490 kV. Dieselaggregat for reservestrøm er på 80 kVA. Ventilasjonsanlegget er beregnet både for vanlig fredsdrift og for krigsventilasjon med filtere. Maksimum luftmengde for fredsventilasjon er 12.000 m^3/h. Byggetid 15/11-72–1/7-75.

Kostnader, 1000 kr.

Sprengningsarbeider	1.260
Sikringsarbeider	555
(Kr. 158,– pr. m^3 utsprengt og sikret volum)	3.680
Bygningsmessige arbeider	3.680
Ventilasjon	604
Sanitær	744
Elektro	1.005
Reservestrøm	192
Honorar	800
	8.800

): 5.400 kr/m^2 ekskl. moms
): 880 kr/m^3 ekskl. moms

Fortifikatoriske kostnader må også her trekkes fra. Disse utgjør	900
	7.900

): 4.233 kr/m^2 ekskl. moms
): 790 kr/m^3 ekskl. moms

6. MILJØBYGG MED SVØMMEHALL, VADSØ

Bygget oppføres i betong med en hovedetasje og kjelleretasje. Svømmehallen i hovedetasjen har svømmebasseng med internasjonale mål 12.5 x 25 m og 5 meters stupetårn. I kjelleretasjen er det garderobeplass for 110 personer i tilknytning til svømmehallen, samt tekniske rom og tilfluktsrom for 839 personer. Tilfluktsrommet er fredsutnyttet som ungdomslokale med diverse aktivitetsmuligheter.

Samlet gulvflate for begge etasjer 2.830 m^2. Byggets netto volum 13.112 m^3. Tilknyttet elektrisk effekt er 835 kW. Dieselaggregat for reservestrøm er på 75 kVA, som også dekker behovet for et nabobygg. Ventilasjonsanlegget er beregnet både for vanlig fredsventilasjon og for krigsventilasjon med filtere. Anlegget er dimensjonert for max. luftmengde på 6.300 m^3 pr. time.

Byggetid 1/2-74–1/11-75.

Kostnader, 1000 kr.

Bygningsteknisk	5.600
Overvannsledning	100
Rørteknisk	670
Ventilasjon	700
Renseanlegg	200
Elektro	200
Nødstrøm	120
Heis	170
Byggeledelse	150
Adm. kostnader inkl. planlegging	1.000
Antatt prisstigning	890
	9.800

): 3.462 kr/m²
): 748 kr/m³

– Fortifikatoriske kostnader	700
	9.100

): 3.215 kr/m²
): 694 kr/m³

7. OVERSIKT BYGGEKOSTNADER EKSKL. MOMS

	Netto m²	Netto m³	Kostnad 1000 kr.	Kr./m²	Kr./m³
Teleanlegg Gjøvik	2.582	10.342	8.006	3.101*)	774*)
			8.898	3.447	860
Teleanlegg Tønsberg	1.281	5.000	5.085	3.970**)	1.017**)
			3.098	2.411	615
Svømmehall Gjøvik	1.630	10.000	7.900	4.233*)	790*)
			8.800	5.400	880
Miljøbygg Vadsø	2.830	13.112	9.800	3.462	748
			9.100	3.215*)	694*)

*) ekskl. fortifikatoriske kostnader

**) inkl. tomtekostnad

For teleanleggene er enhetskostnadene beregnet med og uten fortifikatoriske kostnader. Arbeidene er utført i samme periode, og kostnadene er reelle.

Svømmehall Gjøvik og Miljøbygg Vadsø er under bygging. Lønns- og prisstigning frem til ferdigstillelse er antatt og innkalkulert i prisene.

For fjellanleggene er steinmassene nyttet til anlegg av småbåthavn. Denne gevinst er ikke trukket fra kostnadene. Derimot er transportkostnadene belastet de enkelte anlegg.

For Telebygget i Tønsberg er kostnadene oppgitt med og uten kostnader for tomteervervelse. For miljøbygg Vadsø disponerte kommunen nødvendig tomteområde. For Svømmehall Gjøvik disponerte kommunen nødvendig areal ved påslag. For Teleanlegget Gjøvik er et område på *1000 m²* ved påslag overtatt fra kommunen for *kr. 15.000,–*.

Det bør ikke trekkes for vidtgående konklusjoner av kostnadssammenlikningene for disse spesielle anleggene, men det viser at med høye tomtepriser, og med fjellområde til disposisjon, bør fjellanlegg kostnadsmessig vurderes. Dersom sprengmassene kan nyttes, bør også dette tas med i vurderingen.

Driftskostnadene bør også vurderes. For svømmehallen på Gjøvik er årlige kostnader til varme og ventilasjon beregnet å bli ca. 45% lavere enn for tilsvarende anlegg i dagen. Besparelsen som er beregnet til *Kr. 38.000,–*, vil med rentesats 8% tilsvare en nåverdi eller investeringsverdi på *Kr. 475.000,–*,): *Kr. 47,50* pr. m^3. For sammenlikning av prisene, dette tatt i betraktning blir m^3 pris for Svømmehall Gjøvik *Kr. 742,50.* Tilsvarende pris for Miljøbygg m/svømmehall Vadsø, *Kr. 694,–*. Differansen er *Kr. 48,50.* Dersom leverte steinmasser godskrives Gjøvikanlegget med denne pris pr. m^3 fast masse, som burde være en rimelig pris, – viser regnestykket at kostnadene for fjell – og daganlegg er like.

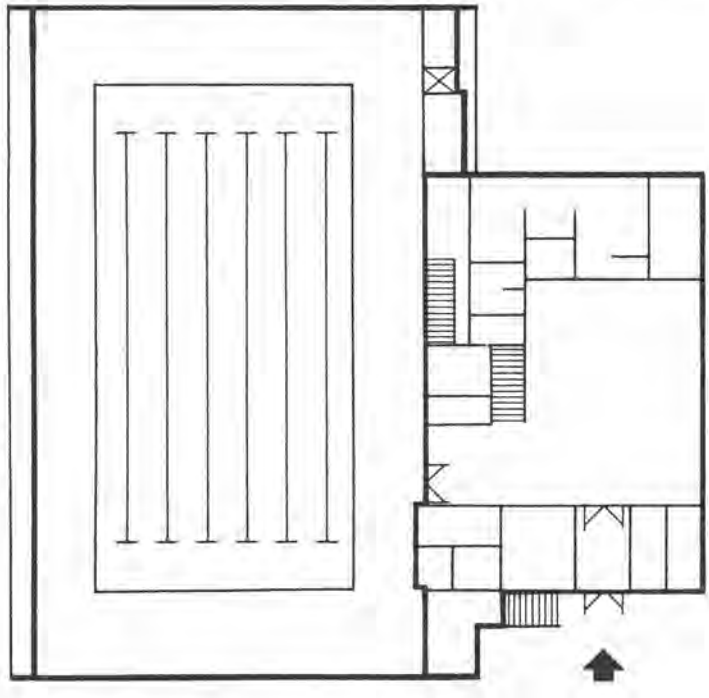


Fig. 12-4 Vadsø kommune, svømmehall, plan 1. etg.

BERGMEKANIKKDAGEN 1974

ÅPNINGSTALE

Formann i Norsk Bergmekanikkgruppe
sivilingeniør Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH.

Vel møtt til BERGMEKANIKKDAGEN 1974.

Det er den 5. i rekken av slike årlige arrangement, så vi feirer faktisk et lite jubileum i år. For styret i Norsk Bergmekanikkgruppe er det hyggelig å kunne konstatere at nok en gang har vi fått stor oppslutning om Dagen. Gjennom de tre siste år ser det ut som om deltakerantallet er i ferd med å stabilisere seg mellom 200 og 250. Og det er godt og vel dobbelt så mange møtedeltakere som foreningsmedlemmer.

Det er særlig hyggelig å se så mange nordiske kolleger her, og vi sier et spesielt velkommen til dem.

Som jeg opplyste om på det nylig avholdte årsmøte i Norsk Bergmekanikkgruppe, er to av gruppens arbeidsutvalg i ferd med å avslutte sitt arbeide. I disse dager er boken "Forslag til terminologi, definisjoner og karttegn innen bergmekanikk og ingeniørgeologi" i trykken, og vil i løpet av et par uker bli tilsendt alle medlemmer av vår moderforening Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk. Innholdet i boken vil fremgå på neste side. Det må medgis at vi er svært spent på hvilken mottakelse boken vil få. Som det fremgår av tittelen er boken ment som et forslag. Vi er derfor i høy grad avhengig av konstruktiv kritikk og kommentarer fra brukerne for at forslaget skal kunne forbedres. (Boken er til salgs gjennom Tapir Bokhandel i Trondheim for kr. 28,–.)

Også i år har vi valgt å konsentrere foredragene innen tre tema.

Det første tema er trykksjakter. Fremdeles er vannkraftanlegg sentrale arbeidsplasser for ingeniørgeologer og bergmekanikere her i landet. Særlig inspirerende oppgaver er nettopp de problemer som knytter seg til trykksjaktene. Denne gang går vi særlig løs på problemene ut fra mottoet om at vi må lære av våre feil.

Tema II gjelder store bergrom. Uten på noen som helst måte å forringe de øvrige foredragsholdere, tillater jeg meg å peke på at vi under dette tema har lyktes i å få en av Sveriges ledende eksperter på området som foredragsholder, nemlig direktør Carl-Olof Mohrfeldt i Hagconsult AB. Med direktør Mohrfeldt som foredragsholder oppfyller vi også de intensjoner jeg ga uttrykk for i fjor, nemlig at vi hvert år burde ha en utenlandsk foredragsholder.

Det siste temaet heter som i de to foregående år: "Erfaringer og praktiske ingeniørgeologiske arbeider." Altså en gjenganger, men for mange forhåpentlig en nyttig gjenganger.

På styrets vegne vil jeg så få uttrykke håpet om at alle deltakere i løpet av dagen vil finne ting av verdi i det som blir fremlagt, og samtidig oppfordre samtlige til å delta i diskusjonene – fortrinnsvis en av gangen.

Dermed erklærer jeg Bergmekanikkdagen 1974 for åpnet.

Innholdsfortegnelse for boken

"Forslag til terminologi, definisjoner og karttegn innen bergmekanikk og ingeniørgeologi."

Utgitt av Norsk Bergmekanikkgruppe, 1974.

Side

I INNLEDNING 1

II ORDLISTE MED DEFINISJONER 3

III ENGELSK–NORSK ORDLISTE 18

IV TEGN OG FARGER FOR KART OG PROFIL 23

A. Bergarter og jordarter med beskrivelse 24
B. Fjell 30
C. Løsmasser 31
D. Undersøkelser 32
E. Sikringsarbeider 33

V REFERANSER 34

APPENDIX

A. De vanligste bergartsdannede mineraler A1
B. Bergarter A2
C. Tektonikk A10
D. Fjell A16
E. Massebevegelse A21
F. Strøk og fall A23
G. Noen viktige bergmekaniske begrep og definisjoner A27
H. Sentral litteratur A32

VEDLEGG

Berggrunnskart med oversikt over den geologiske historie i Norge, M = 1:2.800.000.

REFLEKSJONER OM UTVIKLINGEN AV BERGMEKANIKK ETTER DELTAKELSE I EN INTERNASJONAL KONGRESS.

Thoughts on the development of rock mechanics after participation in an international congress.

Sivilingeniør Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH.

SAMMENDRAG

Det gis først et kort referat fra den 3dje internasjonale kongress om bergmekanikk i Denver, U.S.A., 1974. Deretter diskuteres en del av de forhold som kan påvirke utviklingen av faget bergmekanikk. Situasjonen for norsk bergmekanikk forsøkes analysert i internasjonal sammenheng for de viktigste deler av fagområdet. Ifølge forfatteren ligger kunnskapsnivået om stabilitetsproblem i underjordsanlegg høyt i Norge, mens det på andre områder fremdeles er meget å lære.

SUMMARY

The paper starts with a short report from the 3rd international congress on rock mechanics in Denver, U.S.A., 1974. The author discusses some of the factors that may influence the development of rock mechanics. The present state of rock mechanics in Norway is evaluated in an international context. According to the author the level of knowledge on stability problems in underground workings is high in Norway. In other fields there is still a lot to be learned.

INNLEDNING

I dagene 2.–7. september i år deltok forfatteren i den 3dje internasjonale kongress om bergmekanikk i Denver, Colorado, U.S.A. I forbindelse med kongressen arrangerte International Society for Rock Mechanics råds- og kommisjonsmøter hvor forfatteren i egenskap av formann i Norsk Bergmekanikkgruppe deltok som norsk delegat. Etter kongressen deltok han i én ukes faglig ekskursjon gjennom deler av statene Colorado, Utah, Arizona og Nevada, og i én uke før kongressen oppholdt han seg sammen med kolleger i San Fransisco-området i California.

Reisen ble muliggjort gjennom økonomiske bidrag fra arbeidsgiveren, Norges Tekniske Høgskole, og fra Bergmekanikkgruppens moderforening, Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

Kongressdeltakelsen og reisene ga en mengde inntrykk og impulser. Spesielt var det interessant å få et innblikk i amerikanske forhold og arbeidsmetoder innen fagområdene bergmekanikk og ingeniørgeologi. Samværet med kolleger fra mange land ga også visse inntrykk av hvor langt disse fagområder er utviklet i andre deler av verden.

Etter en kort omtale av selve kongressen, er det derfor i det etterfølgende gjort et forsøk på å diskutere de forhold som kan påvirke utviklingen av bergmekanikk i et land. Videre forsøkes situasjonen for norsk bergmekanikk analysert og vurdert i internasjonal sammenheng.

TREDJE INTERNASJONALE KONGRESS OM BERGMEKANIKK

I samarbeid med de to amerikanske organisasjonene National Academy of Sciences og National Academy of Engineering arrangerte International Society for Rock Mechanics i dagene 2.–7. september i år sin tredje internasjonale kongress i Denver, Colorado, U.S.A. Slike kongresser arrangeres hvert fjerde år og hensikten er å samle fagfolk fra hele verden til diskusjon om generelle emner innen bergmekanikken. Som kjent arrangeres årlig ett til to såkalte symposier hvor mer spesielle emner behandles, som f.eks. symposiet i Oslo i 1969 om store, permanente underjordsrom.

I tilknytning til slike store kongresser er det som regel en rekke andre arrangements, som f.eks. faglige ekskursjoner, utstillinger av utstyr og litteratur og møter i arbeidsutvalg eller kommisjoner som behandler spesielle tema innen fagfeltet. Videre avholdes råds- og styremøter. For den som er interessert og engasjert blir det i det hele tatt lett noen hektiske dager.

Et viktig moment ved slike store arrangements, av mange kanskje ansett som det viktigste, er selvsagt muligheten for å skaffe seg personlig kontakt med kolleger fra andre land og miljø. Personer som en kanskje har brevvekslet med, kanskje lest artikler av eller hørt om, eller kanskje mest interessant av alt personer som tidligere var en helt ukjent og som det viser seg er opptatt av de samme problemer som en selv.

I Denver møttes ca. 500 personer fra i alt 36 land, av disse 10 nordmenn fra Norge og 3 nordmenn fra U.S.A. Ved selve kongressen var stoffet delt inn i fem tema:

1. Bergarters og fjellmassers fysikalske egenskaper.
2. Tektonofysikk.
3. Daganlegg.
4. Underjordsanlegg.
5. Fragmenteringssystemer.

Før kongressen mottok møtedeltakerne to kjempebøker, "Volume I A og B", som for hvert av disse tema inneholdt en omfattende oversiktsartikkel skrevet av en "general reporter". Lengden av disse varierte fra 10 til 150 tospaltete sider. I tillegg til disse såkalte "state of the art"-artiklene forelå det for hvert tema fire til fem korte artikler fra en gruppe "supplementary reporters". Hensikten med alle disse artiklene var å forsøke å dekke et videst mulig spekter av problemer og erfaringer. Artikkelforfatterne var derfor valgt ut slik at de samlet hadde en variert faglig og geografisk bakgrunn. Resultatet ble da selvsagt også artikler av høyst varierende kvalitet. Samtlige av disse artiklene var forøvrig skrevet på engelsk, tysk og fransk.

"Volume II" av "Proceedings" som også er trykket i to store bind forelå ferdig umiddelbart før kongressens åpning, men en nådde ikke å sende disse ut til deltakerne. Disse bøkene inneholder artikler som etter en kvoteordning er innsendt fra de forskjellige nasjonalgrupper og senere vurdert av en redaksjonskomité. I alt inneholder bøkene 250 artikler. Fra den norske nasjonalgruppe ble innsendt 4 artikler. Disse omhandlet skjærfasthet av sprekker, BARTON (1974, a), vurderinger av skråningsstabilitet basert på en fysisk modell, BARTON (1974, b), innflytelsen av vann på en del bergartsegenskaper, BROCH (1974) og svelletester og stabilitetsproblemer for leirsoner, SELMER-OLSEN og ROKOENGEN (1974).

Av de trykte artikler ble det valgt ut 80 som igjen ble samlet i naturlige grupper på fire eller fem, og forfatterne fikk hver syv minutter til å presentere dem. Denne presentasjonen som tok ca. en halv time, ble etterfulgt av en halv times diskusjon. Dette systemet fungerte

godt, og det ble til dels interessante og livlige diskusjoner. Enda bedre kunne selvsagt diskusjonene ha blitt dersom arrangørene hadde lyktes i sine intensjoner med å få distribuert bøkene til deltakerne i god tid før selve kongressen. De tre førstnevnte norske artikler ble på denne måten presentert for diskusjon. Samtlige diskusjonsinnlegg vil foreligge skriftlig i "Volume III" fra kongressen.

Det er selvsagt vanskelig, for ikke å si umulig, å danne seg et klart samlet bilde av en kongress hvor slike enorme informasjonsmengder blir fremlagt på så kort tid. Til dels foregikk det dessuten diskusjoner til to forskjellige tema parallelt. Det som kanskje mest slår en, er å se hvor ulike langt de forskjellige nasjoner er kommet innen de ulike områder av faget. Mens en nasjon på et område kan arbeide på et meget avansert nivå, kan den samme nasjon på andre områder nærmest befinne seg på nybegynnerstadiet. Disse forhold i seg selv skulle kanskje være argumentasjon god nok for at slike olympiske løft som I.S.R.M.'s internasjonale kongresser fortsetter i fremtiden. Det trenges nesten en olympiade for å fordøye alt det stoffet som ble fremlagt.

Det kan være fristende i denne sammenheng å forsøke å se litt på hvorfor utviklingen innen bergmekanikken er så ujevn, og kanskje også forsøke å analysere vår egen stilling. Begrepet bergmekanikk gis her en vid definisjon og omfatter store deler av hva vi ofte kaller det faste fjells ingeniørgeologi.

FORHOLD SOM PÅVIRKER UTVIKLINGEN AV BERGMEKANIKK

Det første forhold en må ha klart for seg, er at bergmekanikk er et fag som både internasjonalt og nasjonalt er relativt ungt. Dette unge faget befinner seg i skjæringspunktet mellom eldre veletablerte fag av så forskjelligartet karakter som geologi, gruve- og anleggsdrift, geoteknikk (eller mer korrekt jordmekanikk), mekanikk og fysikk. For disse fagene finnes det i de fleste land velutviklete undervisningstilbud som trass i nasjonale og lokale variasjoner i hovedtrekkene er nokså like.

Annerledes er det med bergmekanikk. For dette faget er undervisningstilbudene ennå relativt få om de enn øker ganske raskt for tiden. (I.S.R.M. har for tiden en egen kommisjon i arbeide for å analysere den eksisterende undervisning i bergmekanikk og komme med forslag til fremtidige undervisningsopplegg). Undervisningstilbudene er dessuten høyst varierende både i omfang og innhold. De vil på mange måter avspeile utviklingen av faget i et land, men kan også på godt og vondt i stor grad avspeile et fåtall personers oppfatninger.

Det er nemlig et neste forhold som er viktig. Ennå er det et relativt lite antall personer som er heldagsengasjert innen faget. Enkelte sentrale eller sterke personligheter kan derfor innen et område få meget dominerende innflytelse på fagets utforming og utvikling. Det vil heldigvis i de fleste tilfeller være positivt med engasjerte ildsjeler, men en skal ikke være blind for den medaljen kan ha en bakside.

For mange nasjoner og skoler vil sentrale personers opprinnelig faglige utgangspunkt ha stor innflytelse på utviklingen. Eksempelvis syntes det for en tid siden som om rene mekanikere på mange steder fattet stor interesse for bergmekanikken. Det er ingen tvil om at disse tilførte faget viktige grunnleggende kunnskaper. Men det er heller ingen tvil om at deres inntreden i faget på mange felter førte til en uheldig teoretisering. Etter forfatterens oppfatning lider nok faget på internasjonal basis fremdeles en del av for sterk teoretisering. Det synes som om dette å måle og registrere er blitt et mål i seg selv, og ikke et middel til å utdype forståelsen av de bergmekaniske problemer.

Et tredje forhold som lokalt eller nasjonalt innvirker på fagets utvikling er de naturgitte forhold på stedet. For å illustrere med et ekstremt kontrastrikt bilde: Bergmekanikk i Norge og bergmekanikk i Danmark må på mange måter bli to forskjellige ting, etter som så vel de materialer som skal bearbeides som de topografiske forhold er så forskjellige. Mens vurderinger og målinger av spenningsforhold i høye, steile dalsider ofte er av sentral økonomisk viktighet her i landet, vil problemer som boring og stabilisering av tunneler i krittformasjoner i andre land ofte kunne være de økonomisk viktigste. Selv om det verktøy som må til for å behandle så forskjellige problem, nemlig bergmekanikken, i sitt utgangspunkt er den samme, er det innlysende at det må bli ulikheter i måten å bruke verktøyet på fra nasjon til nasjon eller sted til sted.

Et fjerde viktig forhold som påvirker utviklingen av bergmekanikken i de forskjellige land, er de forskjellige lands ulike tradisjoner og praksis innen gruve- og anleggsvirksomhet. Slike tradisjoner og praksis vil ofte være bundet opp i lovgiving og avtaler mellom partene i arbeidslivet. Slike lover og avtaler er som regel både riktige og nødvendige. Men de har dessverre også ofte den uheldige egenskap at de virker hindrende for introdusering av nye metoder basert på nye erkjennelser. For et ungt fag som bergmekanikken som på mange måter ennå stabber vaklende rundt i sine første barnesko, er det ingen tvil om at slike ting på mange måter fører til at fagets utøvere må inngå kompromisser eller foreslå løsninger som de vet ikke er de beste. I verste fall kan det føre til involvering i løsninger som er direkte gale dersom forholdene til slutt blir for uoversiktlige.

Av andre forhold som kan innvirke på utviklingen av bergmekanikken så vel som andre fag i et land, er generelt ting som nasjonens generelle utviklingsnivå, tilgangen på økonomiske ressurser og kvalifisert personale, og organisasjonsforhold m.v.

HVOR STÅR NORSK BERGMEKANIKK?

Etter dette forsøk på en summarisk diskusjon av noen av de viktigste forhold som påvirker utviklingen av faget bergmekanikk innen en nasjon eller en "skole", kommer så spørsmålene: Hvor står vi her i landet i dag? Hvorfor står vi der vi er? — og ikke minst: Hvor bør vi i fremtiden satse mer?

Sett med internasjonale øyne må det kunne slås fast at utgiftene til ingeniørgeologiske og bergmekaniske forundersøkelser for gruver og anlegg i prosent av totalkostnadene for slike prosjekt, ligger meget lavt her i landet, — kanskje rekordlavt. På mange måter gjelder det samme for annen bruk av bergmekaniske ytelser. Dette skyldes flere forhold som peker tilbake på de ting som tidligere er diskutert:

i Antall heldgasengasjerte innen fagområdet er lavt. På grunn av fagets korte levetid er det særlig lavt innen det som kunne kalles overingeniørskiktet. For tiden synes det som om faget på alle nivå er underbemannet. Oppdrag blir kanskje av den grunn ikke utført så omfattende som de burde gjøres.

ii I internasjonale sammenheng er materialspekteret her i landet relativt begrenset. Norge er en typisk "hard rock"-provins. Gjennom mange års intens anleggsdrift er det bygget opp betydelig kompetanse på alle nivå når det gjelder arbeider i slikt materiale. Selv om stabilitetsproblemene kan synes ille nok for den som står og stanger i en leirholdig knusningssone, må det innrømmes at norskt fjell i det store og hele er godt fjell for gruve- og anleggsdrift. Dette, sammen med det faktum at løsmasseoverdekningen ofte er liten eller forholdsvis enkel å tolke, fører til billige forundersøkelser.

iii Norsk anleggsdrift inneholder tradisjonelt et betydelig moment av fleksibilitet. Den forutsetter derfor ikke at alle detaljer er fastlåst før igangsetting. Forundersøkelser kan derfor i noen grad erstattes med undersøkelser som foretas under driften. Slike undersøkelser vil normalt bli betydelig billigere, men resultatene kan føre til at improvisasjonsevnen blir satt på en hard prøve.

De forhold som er nevnt ovenfor forklarer kanskje i noen grad hvorfor norske byggherrer er bortskjemt med små utlegg til forundersøkelser. Nå er det en farlig forenkling å tro at nytteverdien av forundersøkelser er direkte proporsjonal med utleggene til slike. Likevel er det grunn til å tro at med det kunnskaps- og erfaringsnivå på våre spesielle forhold en har innen ingeniørgeologien og bergmekanikken, vil det være riktig å heve andelen av forundersøkelser noe nærmere det internasjonale nivå.

De faktorer som i første rekke påvirker stabilitetsforholdene i underjordsanlegg her i landet er som kjent de svelleleireførende svakhetssonene og høye anisotrope spenninger som fører til bergslag og sprakefjell. Det er ennå mange uløste problem forbundet med disse faktorer, men såvidt forfatteren kan bedømme, ligger våre kunnskaper her på et internasjonalt høyt nivå.

Når det gjelder problemene omkring daganlegg som stabilitet av høye skjæringer og dagbruddsvegger, har vi enda meget å lære. Vi kan uten tvil dra stor nytte av hva andre har samlet av erfaringer og utviklet av analysemetoder på dette feltet. Spesielt gjelder dette det arbeidet som i flere land er nedlagt for å finne frem til hensiktsmessige modeller for vurdering og beregning av skråningsstabilitet. Dette kan være både fysiske og matematiske modeller. Enkelte problemer må vi imidlertid regne med i stort monn å måtte finne løsningen på selv. Spesielt gjelder dette innvirkningen av frost og snø.

Undersøkelser av bergartenes og fjellmassenes materialtekniske egenskaper er et sentralt felt innen bergmekanikken. Ved hjelp av relativt enkelt laboratorieutstyr har vi skaffet oss en viss oversikt over de norske forhold, BERGH-CHRISTENSEN og SELMER-OLSEN (1970), SELMER-OLSEN og BLINDHEIM (1970), BERGE, LI og MYRVANG (1971), LI og MYRVANG (1972), BROCH og LEIVESTAD (1973) og BROCH (1974 a). Her er imidlertid ennå meget ugjort, og på det internasjonale marked presenteres det stadig nytt og forbedret utstyr så vel som nye metoder. Også nye erkjennelser til hjelp i løsningen av de materialtekniske gåter dukker jevnlig opp. Så her må vi henge på etter beste evne. Feltmetoder for undersøkelser av f.eks. fjellmassers og sprekkeplans skjærfasthet, er ennå uprøvet hos oss. Det er kostbare forsøk, men ikke dyrere enn at det under spesielle betingelser kan være berettiget å utføre slike.

Vannets bevegelser i fjellmasser er et uhyre komplisert spørsmål som opptar ingeniørgeologer og bergmekanikere i mange land i dag. Vi startet opp her i landet for få år siden, og har allerede gitt vårt bidrag til forståelsen, HEIMLI (1973) og DIBIAGIO & MYRVOLL (1973). På dette området kan vi på mange måter benytte oss av andres erfaringer og resultater, men også her må vi regne med å gjøre meget selv dersom vi ønsker å få frem anvendbare resultater så fort som mulig.

Det som ofte slår en ved gjennomgåelse av undersøkelsesprogram for fjellanlegg i utlandet, er en omfattende bruk av avansert måleutstyr, – både i felten og i laboratorier. En kan av og til, og ikke sjelden med god grunn, stille seg noe tvilende til verdien av alle disse målingene. Hvorom allting er, instrumentene er på markedet. Noen er langt på vei ferdig utviklet, andre trenger videreutvikling eller tilpasning for våre forhold. Dette har vi for enkelte instrumenter gjort, f.eks. instrumenter for måling av bergtrykk, MYRVANG (1970).

KONKLUSJON

Den enkle og selvfølgelige konklusjon som fremkommer av dette forsøk på analyse av norsk bergmekanikks stilling i dag, er at på enkelte områder er vi flinke, mens vi på andre områder ennå har meget ugjort og meget å lære.

Et forhold som etter forfatterens mening er særdeles verdifullt, er det nøkterne syn vi har her i landet på bergmekanikken og dens rolle. Forskningen har inntil nå generelt sett hatt et klart praktisk siktemål. Likeledes har de utførte konsulenttjenester i det store og hele vært siktet inn på løsning av vel definerte praktiske problemer. Det må være av stor viktighet for faget og dets anseelse at vi også i fremtiden inntar denne nøkterne holdning.

REFERANSER

BARTON, N. R. (1974 a):
Estimating the shear strength of rock joints. Proc. 3rd Congress Int. Soc. Rock Mechanics, Denver, 1974, 2 pp.

BARTON, N. R. (1974 b):
Rock slope performance as revealed by a physical joint model. Proc. 3rd Congress Int. Soc. Rock Mechanics, Denver, 1974, 9 pp.

BERGE, I., LI, B. og MYRVANG, A. (1971):
Bergmekaniske data fra en del norske gruver og anlegg. Teknisk Ukeblad nr. 7, 1971.

BERGH-CHRISTENSEN, J. and SELMER-OLSEN, R. (1970):
On the resistance to blasting in tunneling.
Proc. 2nd Congress Int. Soc. Rock Mechanics, Beograd, 6 pp.

BROCH, E. og LEIVESTAD, S. I. (1973):
Fuktighetens og anisotropiens innvirkning på bergarters skjærfasthet. Geol. Inst., NTH, Ingeniørgeologi, rapp. nr. 9, 30 s.

BROCH, E. (1974 a):
Fuktighetens innvirkning på bergarters styrke. I "Bergmekanikdag 1974", BeFo, Stockholm, p. 160–168.

BROCH, E. (1974 b):
The influence of water on some rock properties.
Proc. 3rd Congress Int. Soc. Rock Mechanics, Denver, 1974, 6 pp.

DIBIAGIO, E. and MYRVOLL, F. (1973):
Insitu tests for predicting the air and water permeability of rock masses adjacent to underground openings. I "Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk 1972", Ing.forl., Oslo, p. 143–156.

HEIMLI, P. (1973):
Vann- og luftlekkasjer gjennom sprekker i bergartsstykker. I "Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk 1972", Ing.forl., Oslo, p. 137–142.

LI, B. og MYRVANG, A. (1972):
Skjærfasthet og indre friksjon av noen skandinaviske bergarter. Teknisk Ukeblad nr. 46, 1972.

MYRVANG, A. (1970):
Bergmekaniske målinger i praksis. Bygg nr. 3, 1970.

SELMER-OLSEN, R. and BLINDHEIM, O. T. (1970):
On the drillability of rock by percussive drilling.
Proc. 2nd Congress Int. Soc. Rock Mechanics, Beograd, 6 pp.

SELMER-OLSEN, R. and ROKOENGEN, K. (1974):
About swelling tests and stability of clay zones in hard rock.
Proc. 3rd Congress Int. Soc. Rock Mechanics, Denver, 1974, 8 pp.

BRUDD I UFORET TRYKKTUNNEL VED ÅSKÅRA KRAFTVERK

Failure of unlined pressure tunnel at Åskåra power plant.

Lic.techn. Jan Bergh-Christensen, A/S Geoteam.

SAMMENDRAG

Åskåra kraftverk, som ligger i Ålfoten i Nordfjord, omfatter bl.a. en uforet 9 m^2 trykktunnel med 200 m vanntrykk. Ved idriftsettelse av anlegget i mars 1970 oppsto det store lekkasjer ut i dagen. Fjellforholdene ved anlegget er registrert, og medvirkende årsaker til lekkasjeutviklingen påpekt. Meget omfattende utbedringsarbeider er utført, og anlegget har siden vært i drift uten lekkasjeproblemer.

SUMMARY

Åskora hydro power scheme in Nordfjord, Norway, includes a 9 m^2 unlined pressure tunnel with a maximum water head of 200 m. Serious leakages from this tunnel occurred when it was filled. The paper gives detailed descriptions of the rock mass conditions and discusses the factors which caused the failure. Extensive works were successfully carried out to stop the leakages.

INNLEDNING

Åskåra kraftverk ligger i Ålfoten i Nordfjord og tilhører Elektrisitetsforsyninga i Sogn og Fjordane. Første byggetrinn, som ble påbegynt i 1967, utnytter en brutto fallhøyde på 690 m mellom Store Åskårsvann og fjorden, og omfatter bl.a. en uforet 9 m^2 trykktunnel med max. vanntrykk ca. 200 m. Fra trykktunnelen føres vannet i stålforet trykksjakt ned til kraftstasjonen som ligger i fjell. Trykktunnelen ble drevet fra et tverrslag som går inn i høyde 490 m.o.h. Fig. 15-1 viser et snitt gjennom de aktuelle deler av anlegget.

Siste del av trykktunneln med tverrslag samt trykksjakten ligger i en meget bratt nordvestvendt dalside (se fig. 15-2). Like nord-øst for tverrslagsområdet er det spor etter et stort fjellskred, og under skredområdet ligger en mektig urkjegle som dekker nedre del av dalsiden.

Ytre del av trykktunnelen er strosset ut til et sandfangkammer med ca. 40 m^2 tverrsnitt. Ved den opprinnelige utførelse lå overgangen fra uforet trykktunnel til stålforet sjakt med en vertikal fjelloverdekning på ca. 200 m, og med minsteavstand ut til dalsiden på ca. 125 m,

Bergarten ved Åskåra kraftverk er devonsk sandstein.

Bergartens lagdeling viser i det aktuelle området et fall på ca. 20°–25° mot ØSØ. Et karakteristisk trekk er at fjellmassivet gjennomskjæres av en serie markerte skyvesoner nær parallelt lagdelingen. Vertikalavstanden mellom sonene er i størrelsesorden 50–150 m, og i kombinasjon med en steilstående oppsprekking gir de seg til kjenne i en karakteristisk trappetrinntopografi i området. En slik skyvesone skjærer byggetrinn 1 i området nær topp av trykksjakt og har utgående i dalsiden i ca. kote 485 ved påhugg ved tverrslaget, se fig.

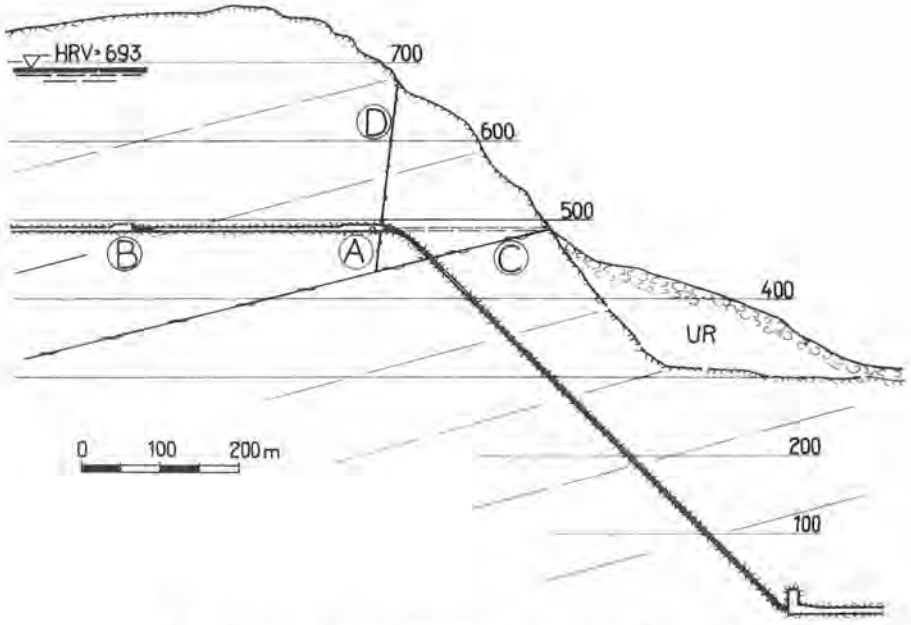


Fig. 15-1. Snitt gjennom trykktunnel og trykksjakt.
A opprinnelig konusplassering.
B konusplassering etter bruddet.
C skyvesone langs bergartens lagdeling.
D lekkasjeførende sleppe.

15-1. Sonen har et fall på ca. 25° mot ØSØ. Denne sonen har ganske spesiell interesse, idet over- og underliggende fjellparti viser ulike oppsprekkings- og sleppemønster. Underliggende fjellparti virker generelt mindre oppsprukket og sleppete enn det overliggende.

I tillegg til sonene langs lagdelingen opptrer to markerte sleppesystemer i området. Det mest dominerende har retning ØNØ–VSV, det andre retning NNV–SSØ.

Under drivingen av tverrslag og driftstunnel for byggetrinn 1, hadde man betydelige vannlekkasjer inn i anlegget. På strekningen fra ytre del av varegrindkammer inn til ca. pel 173 m regnet fra varegrind, ble det foretatt injeksjon av slepper. Injeksjonen omfattet heng og vegger, men ikke sålen.

OPPFYLLING OG LEKKASJER

Oppfyllingen av 1. byggetrinn startet fredag 13. mars 1970, og hele systemet ble fylt opp av damme dag. Vannstanden i Store Åskårsvann var på kote 682, slik at det hydrostatiske trykk i trykktunnelen ble ca. 194 m.

De siste 80 m av oppfyllingen skjedde meget hurtig – trolig i løpet av få minutter – ved at vannet steg i et lufterør av inntaksluken.

Fredag kveld ble det observert noe lekkasjer i fjellsiden vest for tverrslaget.

Om formiddagen lørdag 14. mars ble det foretatt prøvekjøring av inntaksluken ved Store Åskårsvann. Prøvekjøringen har sannsynligvis medført hurtige trykkvariasjoner i størrelsesorden 80 m vannsøyle.

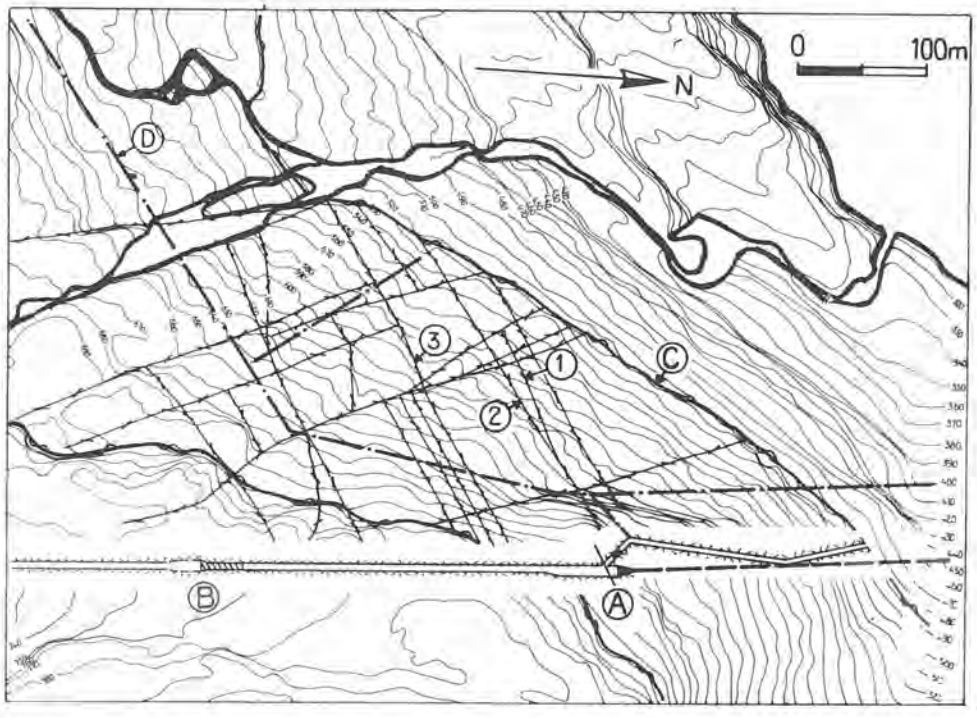


Fig. 15-2. Oversikt over dalsiden ved trykktunnel og sjakt.
A opprinnelig konusplassering.
B konusplassering etter bruddet.
C skyvesone.
D trace for byggetrinn 2.
1, 2 og 3 er lekkasjepunkter i dagen.

En gang mellom kl. 13.00 og 14.00 inntrådte så "bruddet" ved Åskåra kraftverk. Store lekkasjer oppsto i fjellsiden på samme sted som det var observert kvelden før. Klokken 14.00 lørdag ble luken stengt, og vanntrykket i trykktunnelen sank hurtig p.g.a. lekkasjen som ble anslått til å være i størrelsesorden 1 m^3/sek.

Ved inspeksjon av varegrindkammer etter nedtapping ble det påvist at en steil, ØNØ–VSV-gående sleppe like innenfor varegrind og tverrslagsport hadde åpnet seg 3–4 cm rundt hele profilet, se fig. 15-4 og 15-5. Både ved denne og ved et par nærliggende slepper var det tydelig spor etter deformasjoner. Sporene indikerte en forskyvningsretning mot NNV, med stigning på ca. 10°.

Ved inspeksjon av fjellsiden utenfor trykktunnelen er tre lokaliteter for vannutbrudd i dagen påvist, som antydet på fig. 15-2. Hovedlekkasjen har kommet fra sonen merket 1.

I kote 565–570 har denne karakter av en 30–50 cm bred oppsprukket sone.

Kraftige vannutbrudd har skjedd i kote ca. 567 og 570, hvor sonen i dag viser en åpning på 8–10 cm. På strekningen kote 580 og 590 har sonen en bredde på 10–30 cm. Også her har det foregått kraftig lekkasje fra sonen.

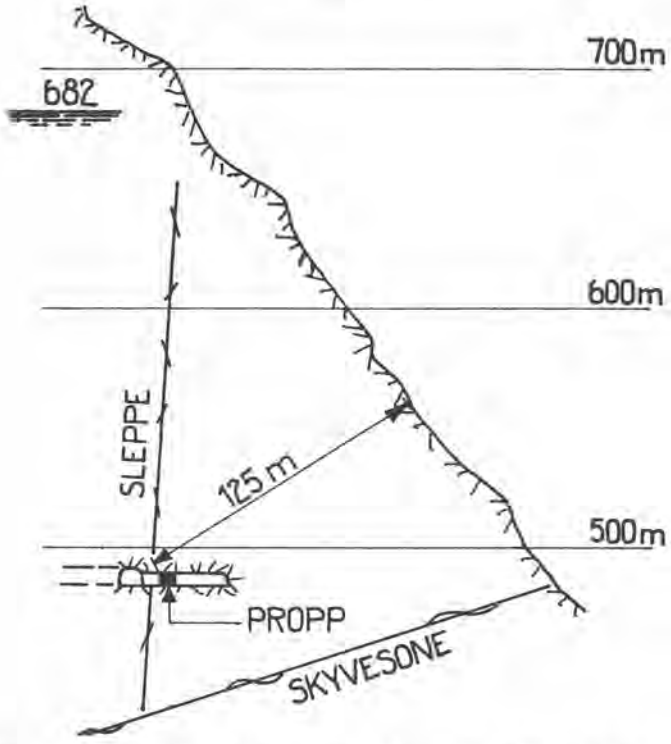


Fig. 15-3. Snitt som viser minste avstand fra varegrindkammer ut til dalsiden.

Ved sone 2 er i kote 563 en ca. 1,5 cm bred åpen sprekk hvor det har skjedd utspyling.

Fra sone 3 er det i kote 590 tydelige indikasjoner på at det her har vært lekkasje. Man har en utspylt kanal i vegetasjonsdekket, og siltavleiringer nedenfor. Vannføringen har ventelig vært moderat, da torvdekket nedenfor lekkasjen ikke er spylt bort.

Ut fra strøk- og fallmålinger ved utgående i dagen er de nevnte soners skjæring med byggetrinn 1 beregnet, og man finner at sone 1 og 2 skjærer ned mot ytre del av gammelt varegrindkammer (hvor deformasjoner er observert) mens sone 3 skal skjære driftstunnelen 70–80 m innenfor gammel varegrind.

OPPSPREKKING OG SLEPPEKARAKTER

Etter bruddet ble det foretatt en detaljert ingeniørgeologisk registrering av slepper og oppsprekking i tverrslag og trykktunnel for å få et grunnlag for vurdering av nødvendige utbedringsarbeider.

Registreringen viste at man i området langs trykktunnelen for byggetrinn 1 har et dominerende system av steilstående slepper med strøkretning ca. ØNØ–VSV, (se fig. 15-2). I området fra dagen inn til ca. pel 240 m i trykktunnelen regnet fra ytre ende av sandfangkammer har de fleste av disse sleppene karakter av 0,5–2 cm brede spalter fylt med siltmateriale. Fra et stort antall av sleppene har man hatt betydelige lekkasjer inn i tunnelen. Lekkasjene kommer gjerne fra utvaskede kanaler i sleppene, og det må i løpet av anleggsperioden ha skjedd en meget betydelig utspyling av silt fra slepper med sterk lekkasje.

Innenfor ca. pel 240 er sleppene tilhørende dette systemet jevnt over smalere, som regel bare få mm brede, og sleppematerialet er her leire.

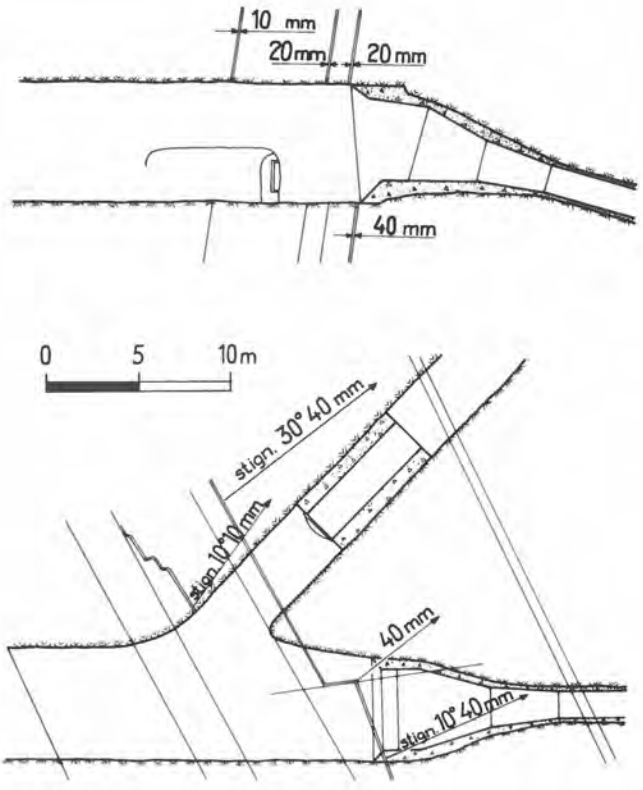


Fig. 15-4. Grunnriss og snitt av konusområdet, med angivelse av slepper som har åpnet seg.

Fig. 15-5. Sleppe som har åpnet seg i vestre vegg av varegrindkammer.

Det annet hovedsleppesystem i området utgjøres av steilstående slepper med strøkretning NNV–SSØ. I ytre del av massivet har også disse sleppene silt som sleppemateriale, mens de lenger inne er leirfylte.

ÅRSAKER TIL BRUDDET

Når det gjelder årsakene til bruddet, kan det pekes på flere forhold som har hatt betydning:

1. Åpne, permeable steilstående slepper orientert parallelt dalsiden skjærer ytre del av trykktunnel.
   Ved oppfyllingen av tunnelen har sleppene gitt direkte lekkasjeveier ut i dagen, og medført oppbygging av vanntrykk på store sleppearealer innenfor konus, samtidig som tverrslaget har gitt en effektiv drenering av sleppene utenfor konus.
2. Konusområdet ligger i ytre del av en meget bratt, noe utstikkende "nese" i dalsiden, som av sleppene er skåret opp i en serie steilstående fjellplater, med delvis utvaskede spalter mellom. Det er rimelig at et slikt system kan ha redusert deformasjonsmotstand i retning tvers på sleppene.
3. Området ved konus underskjæres av en skyvesone som har utgående i dagen like under påhugg for tverrslaget. Denne sonen har trolig virket som et underliggende tett "gulv" som har begrenset drenasjen nedover i fjellmassivet og dermed bidratt til å spre lakkasjevannet fra trykktunnelen opp og ut over store sleppearealer.
   Videre kan denne sonen – som stiger ca. 10° utover mot dagen i den antatte deformasjonsretning – ha virket som et underliggende glideplan som har muliggjort forskyvning av fjellplater over sonen.
4. I området ved konus og tverrslagspropp har man sammenlagt et tverrsnittsareal på opp mot 70 m^2 på vannsiden. Dette gir store ubalanserte belastninger på fjellet i dette kritiske området under oppfylling og drift.
5. Førstegangs oppfylling av trykktunnelen skjedde relativt raskt, og under oppfylling og prøvekjøring har det trolig forekommet gjentatte hurtige vanntrykksvariasjoner i størrelsesorden på 80 m vannsøyle.
   Dette må antas å virke ugunstig med tanke på faren for deformasjoner i fjellet.
   Sporene i sandfangkammeret viser helt entydig at det i sammenheng med "bruddet" har skjedd forskyvninger i fjellet. Hvorvidt dette har vært lokale bevegelser i et begrenset fjellvolum omkring konusområdet, eller om det har omfattet en totalforskyvning av utenforliggende fjellparti mot dalsiden, er fremdeles et ubesvart spørsmål. Det mest sannsynlige synes kanskje å være at deformasjonene i hvertfall i første fase har omfattet et begrenset fjellvolum i konusområdet, og at dette har åpnet veien for en aksellerende utspyling av sleppemateriale langs allerede etablerte lekkasjekanaler ut mot dagen.

UTBEDRINGSARBEIDER

Etter en nøye vurdering av forholdene ble det besluttet å forlenge stålrøret inn til pel 320 m, målt fra gammel varegrind.

Videre ble det forutsatt injeksjonsarbeider såvel innenfor som utenfor den nye konus.

På daværende tidspunkt var lekkasjene inn i tunnelen etter forholdene moderate. Det ble derfor ikke vurdert nødvendig med tetningsarbeider utenfor pel 290.

For kontroll av vanntrykksfordelingen i fjellet langs tunnelen før, under og etter idriftsettelse, ble det på strekningen pel 288–170 installert 5 poretrykksmålere, se fig. 15-6.

Poretrykksmålerne besto i all enkelthet av et injeksjonsrør med mansjett som ble satt inn i vannførende borhull, ekspandert og påmontert manometer.

Utover forsommeren ble det konstatert en betydelig generell økning av lekkasjene inn i trykktunnelen, og stedvis stor utspyling av silt fra sleppene.

I uken 1–7/6 1970 hadde man en meget markert økning i lekkasjene, spesielt på strekningen pel 150–290. Man hadde på det tidspunkt lite nedbør. Derimot var Store Åskårsvann fylt til overløp, slik at det begynte å gå vann i fossen vest for trykktunnelen.

Pr. 12/6 1970 ble de samlede lekkasjer på strekningen pel 40–290 anslått å være av størrelsesorden 15–20 l/sek. Største enkeltlekkasje var ved pel 230, med 5–7 l/sek.

For å begrense utspylingen av sleppesystemene og for om mulig å forhindre ekstremt høye poretrykksgradienter i området omkring og utenfor proppen når vannet skulle settes på, ble de nevnte store lekkasjer besluttet tettet.

Injeksjonsarbeidene startet opp i slutten av mai 1970, og ble avsluttet i oktober. I løpet av denne tiden ble det pumpet inn i alt 50 tonn sement i fjellet. Av dette må ca. halvparten regnes å ha medgått som spill, mens 25 tonn må forventes å ha blitt tilbake i sleppene.

På en strekning av 230 m innover fra den nye konus ble alle vannførende slepper overflateinjisert for å redusere lekkasjemuligheten fra trykktunnelen ut i fjellet mest mulig. (se fig. 15-6.)

Utenfor den nye konus ble stålrøret støpt inn i en 30 m lang propp, og det ble utført systematisk kontaktinjeksjon mellom rør-betong og betong-fjell. Ved konus ble det etablert en 15 m dyp injeksjonsskjerm rundt hele tverrsnittet.

I området utenfor det nye varegrindkammeret, pel 180–290 m ble det utført dyp-injeksjon av større lekkasjeførende enkeltslepper, samt systematisk dyp- og overflateinjek-sjon av partiet pel 270–290 hvor det var spesielt oppsprukket og småsleppete fjell. Hensikten med disse arbeider var å hindre videre utvasking av sleppemateriale, erstatte

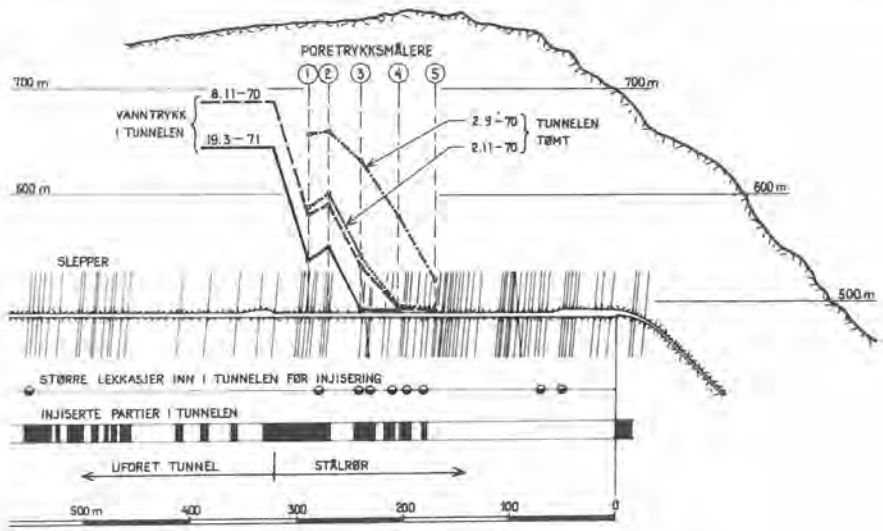


Fig. 15-6. Oversikt over slepper, lekkasjer og poretrykksforhold, samt injeksjonsarbeider i trykktunnelen.

utvasket sleppemateriale med sement for å hindre deformasjoner i sleppene, samt tette lekkasjene inn i tunnelen.

Ved å tette lekkasjene her tok man sikte på å etablere et "grunnvannsnivå" i fjellet utenfor konus som falt jevnt av utover på strekningen og dermed hindret ekstremt høye poretrykksgradienter i konusområdet ved vanntrykk i trykktunnelen.

Utbedringsarbeidene i trykktunnelen ble utført av hovedentreprenøren for anlegget, H. Eeg-Henriksen, med A/S Grunnboring som under entreprenør for injeksjonsarbeidene.

Bygningsteknisk konsulent var ing. Chr. F. Grøner, og ingeniørgeologisk konsulent A/S Geoteam. Stedlig kontroll av injeksjonsarbeidene ble utført av en kontrollør stilt til byggherrens rådighet av Norges geotekniske institutt.

SLUTTBEMERKNING

I løpet av oktober 1970 ble utbedringsarbeidene fullført. Torsdag 5. november startet oppfyllingen av trykktunnelen, og mandag 9. november var man oppe i fullt trykk, ca. 200 m vannsøyle. Det ble ikke registrert noen tendens til nye eller økende lekkasjer inn i tunnelen utenfor konus, og som det fremgår av fig. 15-6 viste poretrykksfordelingen i området utenfor konus ingen tegn til endring på grunn av oppfyllingen.

Heller ikke siden har det oppstått lekkasjeproblemer av noen art, så de utførte utbedringsarbeidene må sies å være effektive. I hvilken grad de eventuelt er overdimensjonerte, er det ingen gitt å svare på. I den situasjon man sto oppe i etter bruddet, og med de fjellforhold man sto overfor med sterkt lekkasjeførende og åpne sleppesystemer, var det ikke aktuelt å ta unødige sjanser på risikobetonte løsninger. Ved siden av sikkerheten for byggetrinn 1, måtte man ved fastleggelse av utbedringsarbeidene også ta hensyn til at det senere skulle bygges et byggetrinn 2 utenfor og parallelt med byggetrinn 1, som antydet på fig. 15-2.

Det kan i parentes bemerkes at byggetrinn 2, som har et maksimalt vanntrykk i den uforede trykktunnelen på ca. 55 m, for lengst er bygget og satt i drift uten lekkasjeproblemer.

REFERANSER:

A/S GEOTEAM (1970)
Rapport nr. 2012.11 Åskåra kraftanlegg. Utbyggingstrinn 2, datert 18/9 1970.

A/S GEOTEAM
Arkivmateriale vedrørende oppdrag nr. 2012 Åskåra kraftanlegg.

NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT (1971)
Rapport 70605: Åskåra kraftanlegg. Kontroll av injiseringsarbeider, datert 10/3 1971.

NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT (1972)
Intern rapport 54402. Oversikt over norske uforete tunneler og sjakter, datert 21/9 1972.

MÅLING AV BELASTNING PÅ BETONG OG FJELL I UTFOREDE TRYKKSJAKTER

Measurement of stresses on concrete and rock in lined pressure shafts.

Sivilingeniør Ragnar Schach, Kontor for Fjellsprengningsteknikk.

SAMMENDRAG

For å undersøke fordelingen av spenninger i fjell, betong og stålutforing i en trykksjakt, er det utført målinger med Gløtzl hydrauliske trykkceller. Ved Borgund kraftverk hvor største vanntrykk i sjakten er 835 m, viser resultatene at 42% av spenningene overføres til fjellet og 6% til betongen. De resterende 52% må tas opp av stålforingen. I dette tilfellet ble strekkspenningene i stålforingen bare 42% av stålets flytespenning. Dette indikerer at mer omfattende informasjon om disse forhold kan føre til bruk av tynnere stålutforinger.

SUMMARY

To investigate the distributions of stresses in rock, concrete and steel lining in a pressure shaft, measurements have been carried out using Gløtzl hydraulic pressure cells. At Borgund hydroelectric power plant where the maximum head of water in the shaft is 835 m, the results show that 42% of the stresses are transferred to the rock, and 6% to the concrete. The remaining 52% has to be taken by the steel lining. In this case the tensile stresses in the steel lining only amounts to 42% of the yield point of the steel. This indicates that more comprehensive information on these matters may lead to the use of thinner steel linings.

INNLEDNING

Siden Kontor for Fjellsprengningsteknikk tok Gløtzl's hydrauliske trykkceller i bruk i 1968 (fig. 16-1), har vi foretatt endel bergtrykksmålinger. Cellene kan bare benyttes i sammenheng med kontaktstøp eller sprøytebetong.

Vi har bygget inn disse trykkcellene bl.a. ved Lieråsen tunnel, ved T-banen i Oslo, i Oddahallen, Abelhaugen Stasjon og i trykksjakten til Aurland I. På sistnevnte sted ble de bygget inn på grunn av de store sprakefjellstendenser man hadde, for å se når fjellet stabiliserte seg. Cellene ble her plassert mellom fjellet og betongutforingen. Det viste seg da at man savnet verdier for trykkoverføringen fra røret til betongen. Dette er nødvendig for å kunne få et fullstendig billede av trykkfordelingen og hvor meget røret tok opp av kreftene.

MÅLINGER VED BORGUND KRAFTVERK

Ved Borgund Kraftanlegg i Lærdal fikk vi anledning til i trykksjakten å plassere 6 celler mellom fjellet og betongutforingen og 6 celler utenpå røret limt fast med araldit. (fig. 16-2) Dette ble gjort i slutten av august 1973. Beliggenheten av målesnittet ligger 30 meter høyere

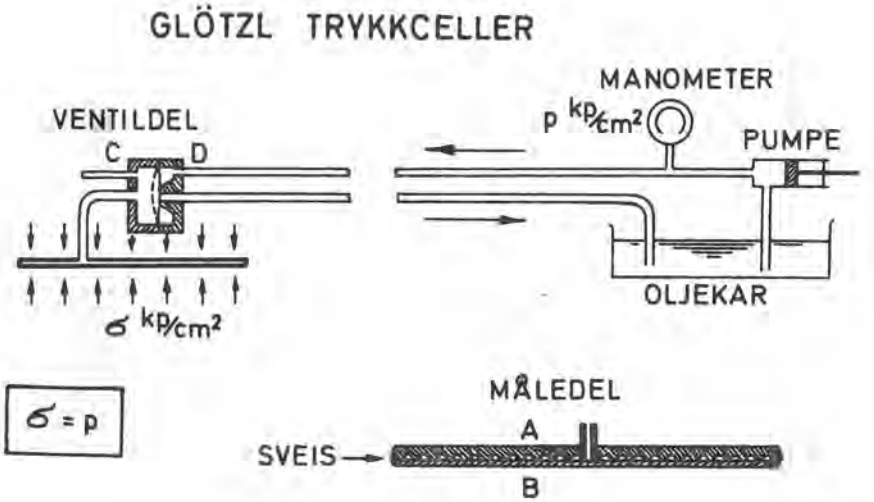


Fig. 16-1

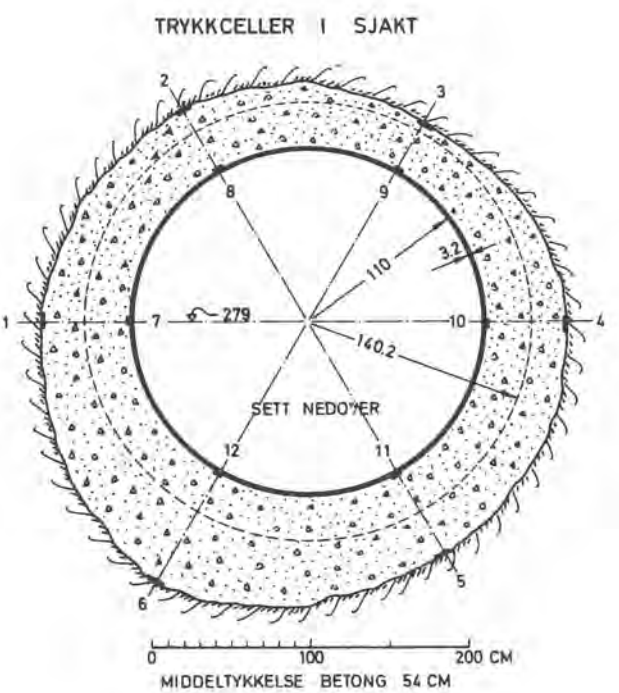


Fig. 16-2

enn nedre benn (fig. 16-3). En avlesning ble foretatt en måned etter innstøpningen. Denne viste et ujevnt billede av trykkfordelingen. I år ble sjakten fyllt med vann den 16. september, altså ett år senere enn monteringen. Vi foretok da en avlesning like før vannet ble satt på, for

å få en 0-avlesning og samtidig få en verdi for hvilke trykk cellene hadde fått siden betongutstøpningen var foretatt. Det viste seg da at trykket (fig. 16-4) ved fjellet og rundt røret hadde stabilisert seg og var meget jevnt fordelt. På fjellet var dog de to lavest liggende celler høyere belastet (1,5 Kp/cm^2) enn de øvrige, noe som sannsynligvis skyldes vekten av betongutforingen.

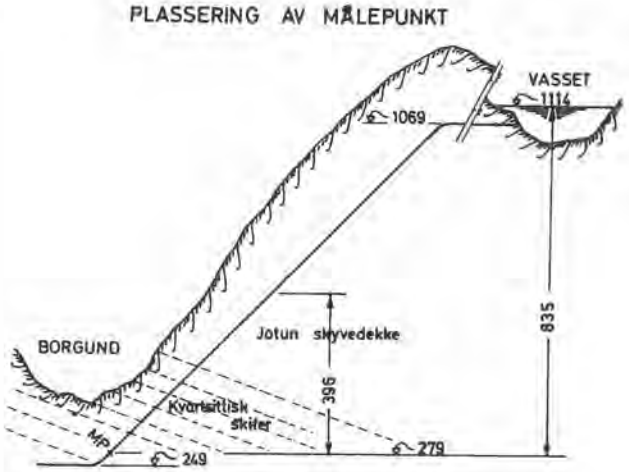
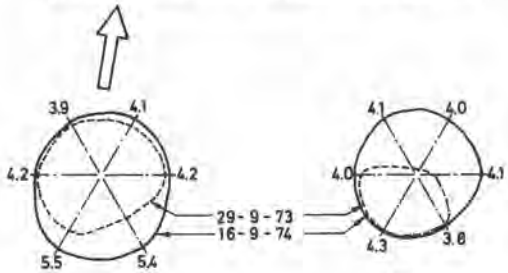


Fig. 16-3

CELLER MOT FJELLET						
NR.	1	2	3	4	5	6
AVLESNING 16-9-74	8.2	8.2	8.0	7.8	10.2	9.6
0-AVLESN. 27-8-73	4.0	4.3	3.9	3.6	4.8	4.1
TRYKKÖKNING	4.2	3.9	4.1	4.2	5.4	5.5
MIDDELTRYKK	$\sigma_{FJELL} = 4.55$ kp/cm^2					



CELLER PÅ RÖRET						
NR.	7	8	9	10	11	12
AVLESNING 16-9-74	9.0	9.0	9.1	9.1	8.9	9.3
0-AVLESN. 27-8-73	5.0	4.9	5.1	5.0	5.1	5.0
TRYKKÖKNING	4.0	4.1	4.0	4.1	3.8	4.3
MIDDELTRYKK	$\sigma_{RÖR} = 4.05$ kp/cm^2					

Fig. 16-4

Under oppfyllingen hadde det vært ønskelig å få avlest trykkene for hver 100 meter vannhøyde for å få kontinuerlige verdier, men dette fikk vi dessverre ikke anledning til. Betongutforingen sprekker jo opp radielt og endel blir knust etter et bestemt trykk slik at ved senere oppfylling vil man ikke få de samme verdier som ved første gangs oppfylling.

Vi fikk en avlesning ved ca. halvt og en ved fullt vanntrykk, så en nøyaktig bestemmelse på når betongens strekkfasthet (ca. 40–45 Kp/cm^2) ble overskredet, har vi ikke.

TRYKKÖKNING VED 396 M VANNTRYKK AVL. I

CELLER MOT FJELLET						
NR.	1	2	3	4	5	6
AVLESNING 16-9-74	12.0	12.5	12.0	12.0*	19.0	15.5
0-AVLESN. 16-9-74	8.2	8.2	8.0	7.8	10.2	9.6
TRYKKÖKNING	3.8	4.3	4.0	4.2	8.8	5.9
MIDDELTRYKK	$\sigma_{FJELL} = 5.8$ kp/cm^2					

* app.

CELLER PÅ RÖRET						
NR.	7	8	9	10	11	12
AVLESNING 16-9-74	79.0	29.0	28.0	73.0	12.0	15.0
0-AVLESN. 16-9-74	9.0	9.0	9.1	9.1	8.9	9.3
TRYKKÖKNING	70.0	20.0	18.9	63.9	3.1	5.7
MIDDELTRYKK	$\sigma_{RÖR} = 30.27$ kp/cm^2					

FORDELING AV TRYKKET

INNVENDIG VANNTRYKK	39.6 kp/cm^2	100.0 %
TRYKK PÅ BETONGEN	30.3 —"—	76.5 "
RÖRET TAR OPP	9.3 kp/cm^2	23.5 %
TRYKK PÅ BETONGEN	30.3 kp/cm^2	76.5 %
TRYKK PÅ FJELLET	5.8 —"—	14.7 "
BETONGEN TAR OPP	24.5 kp/cm^2	61.8 %

INNVENDIG TRYKK PÅ 1 CM RÖRLENGDE :

$P = 39.6 \text{ kp/cm}^2 \cdot \pi \cdot 220 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm} = 27.400 \text{ tonn}$

Fig. 16-5

Det vi fikk regnet ut var hvilke belastninger røret, betongutforingen og fjellet tok opp ved de to avlesninger. På fig. 16-5 og 16-7 er vist trykkfordelingen ved fjellet og røret i de to belastningstilfeller. På fig. 16.6 og 16.8 er vist trykkfordelingskurvene. De små stiplede cirkler viser middelverdiene og de grove stiplede kurver viser antatt forløp etter langtidsbelastning. Vi fikk et usymetrisk billede av trykkfordelingen som sannsynligvis skyldes friksjonskrefter som ikke er avspent. Vi går ut ifra at kurvene vil jevne seg ut når belastningen har stått på en tid, på samme måte som utjevningen skjedde etter innstøpningen.

Det interessante ved trykkbelastningene rundt røret (fig. 16-8) er i store trykkpåkjenninger som røret gir betongutforingen i horisontalplanet. Forklaringen er sannsynligvis denne. Under innstøpningen av røret blir dette klemt sammen i sidene av betongen. Folkene som utførte sveisearbeidet hevdet at ingen av rørene var helt sirkulære, de måtte bruke en stjernejekk for å få endene på rørene til å passe sammen. Horisontalt kunne differansen gå opp til 2–3 cm og dette vil si at krumningsradien på sidene var større enn oppe og nede på røret.

Ved større krumningsradius minsker den belastning røret kan ta opp og trykket øker derfor på betongutforingen som kurvene viser.

De lavere belastninger under røret skyldes antagelig betongens kontraksjon etter avbindingen og rørets sammentrekning etter avkjølingen.

En sammenstilling av belastningsfordelingen (fig. 16-9) viser det antatte sprang når betongen mister sin strekkfasthet og rør og fjell overtar. Lastfordelingen er opptegnet i tonn på en cm's rørlengde og samtidig vist i % på stigende vanntrykk. Over siste kurver er opptegnet kurven for strekkspenningen i røret og denne viser en midlere strekkspenning på 1520 kp/cm^2 ($\frac{43,6 \cdot 111,6}{3.2}$). Benyttes maksimalverdiene i horisontalplanet får man 2320 ($\frac{66,55 \cdot 111,6}{3.2}$) og 2973 ($\frac{85.25 \cdot 111.6}{3.2}$) kp/cm^2 ved 1/2 og 1/1 oppfylling. Røret er fra THÜSSEN STAHL UNION AG (FG 36 T) med flytegrense på 3600 kp/cm^2 og bruddgrense 6000 til 6400 kp/cm^2. Bruddforlengelsen er 22%.

TRYKK PÅ FJELLET VED 396 OG 835 M VANNTRYKK

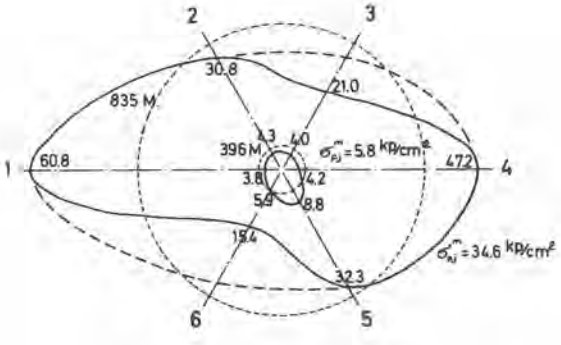


Fig. 16-6

TRYKKÖKNING VED 835 M VANNTRYKK AVL. II

CELLER MOT FJELLET						
NR.	1	2	3	4	5	6
AVLESNING 16-9-74	69.0	39.0	29.0	55.0*	42.5	25.0
0-AVLESN. 16-9-74	8.2	8.2	8.0	7.8	10.2	9.6
TRYKKÖKNING	60.8	30.8	21.0	47.2	32.3	15.4
MIDDELTRYKK	$\sigma_{FJELL} = 34.58$ kp/cm²					

*app.

CELLER PÅ RÖRET						
NR.	7	8	9	10	11	12
AVLESNING 16-9-74	98.0	29.0	39.0	90.6*	19.0	18.0
0-AVLESN. 16-9-74	9.0	9.0	9.1	9.1	8.9	9.3
TRYKKÖKNING	89.0	20.0	29.9	81.5	10.1	8.7
MIDDELTRYKK	$\sigma_{RÖR} = 39.87$ kp/cm²					

*app. da kobling rök på 76 kp/cm²

FORDELING AV TRYKKET

INNVENDIG VANNTRYKK	83.5 kp/cm²	100.0 %
TRYKK PÅ BETONGEN	39.9 —"—	47.9 "
RÖRET TAR OPP	43.6 kp/cm²	52.1 %
TRYKK PÅ BETONGEN	39.9 kp/cm²	47.9 %
TRYKK PÅ FJELLET	34.6 —"—	41.5 "
BETONGEN TAR OPP	5.3 kp/cm²	6.4 %

INNVENDIG TRYKK PÅ 1 CM RÖRLENGDE :

$P = 83.5 \text{ kp/cm}^2 \cdot \pi \cdot 220 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm} = 57.700 \text{ tonn}$

Fig. 16-7

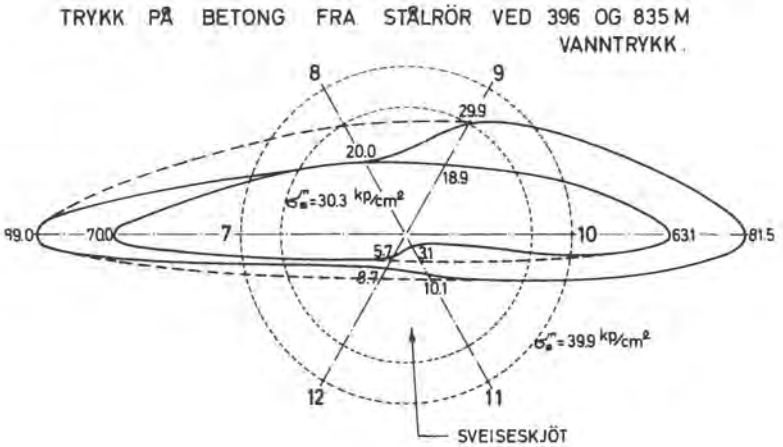


Fig. 16-8

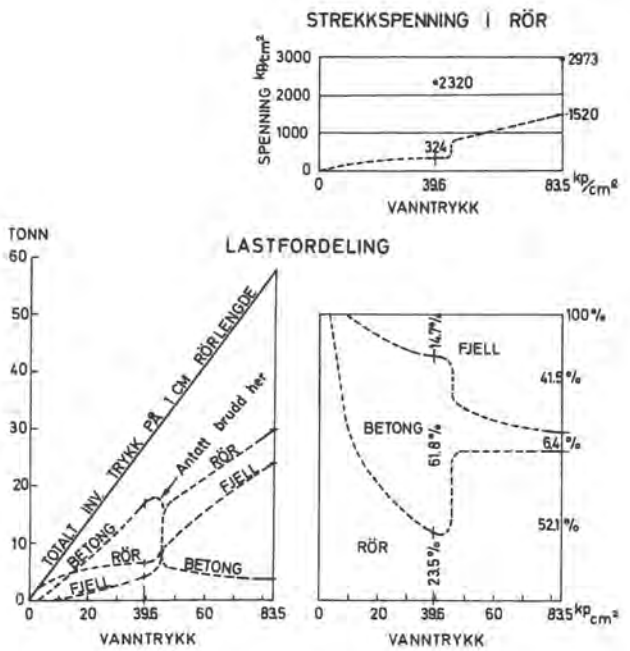


Fig. 16-9

På fig. 16-10 er inntegnet radial- og tangensialspenningene i betongen ved 1/2 og 1/1 oppfylling. En ser her at ved 1/2 oppfylling er tangensialspenningene inne ved røret 60 kp/cm^2 som er betydelig over strekkfastheten på betongen. Setter man σ_φ max. = 40 kp/cm^2, ser man at oppsprekningen av betongen teoretisk er 37 cm dyp. Ved full belastning vil både radial- og tangensialspenningene være negative, altså begge viser trykkspenninger, i lengderetningen vil også være en trykkspenning. Vi har altså fått en tilnærmet hydrostatisk tilstand med stor indre friksjon da betongutforingen etter målingene viser seg å kunne ta opp 6,3% av total-lasten.

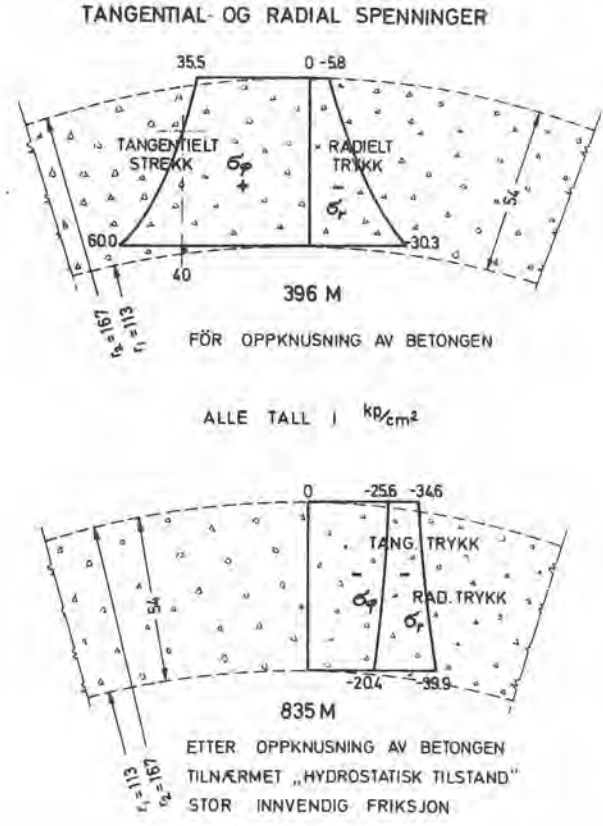


Fig. 16-10

BEREGNINGSMODELL

Tangensial- og radialspenningene er utregnet etter TIMOSHENKO og GOODIER's formler for trykkveggede rør med innvendig og utvendig trykk i henhold til elastisitets-teorien (1951).

Innvendig trykk p_i ved r_1 og utvendig trykk p_y ved r_2.

Radialspenningen:

$$\sigma_r = \frac{r_1^2 \cdot p_i - r_2^2 \cdot p_y}{r_2^2 - r_1^2} + \frac{1}{r_x^2} \cdot \frac{r_1^2 \cdot r_2^2 \cdot (p_y - p_i)}{r_2^2 - r_1^2}$$

Tangentialspenningen:

$$\sigma_\phi = \frac{r_1^2 \cdot p_i - r_2^2 \cdot p_y}{r_2^2 - r_1^2} - \frac{1}{r_x^2} \cdot \frac{r_1^2 \cdot r_2^2 \cdot (p_y - p_i)}{r_2^2 - r_1^2}$$

Ved 1/2 oppfylling, $p_i = 30.27$ kp/cm^2, $p_y = 5.8$ kp/cm^2

	r_x	σ_r	σ_ϕ
r_1 =	113	− 30.27	60.00
	120	− 25.16	54.89
	130	− 19.24	48.97
	140	− 14.54	44.27
	150	− 10.75	40.48
	160	− 7.65	37.38
r_2 =	167	− 5.80	35.50

Ved max. oppfylling, $p_i = 39.87$ kp/cm^2, $p_y = 34.58$ kp/cm^2

	r_x	σ_r	σ_ϕ
r_1 =	113	− 39.87	− 20.40
	120	− 38.76	− 21.46
	130	− 37.48	− 22.74
	140	− 36.47	− 23.76
	150	− 35.65	− 24.58
	160	− 34.98	− 25.25
r_2 =	167	− 34.58	− 25.60

Ser man på de informasjoner røret får under fullt vanntrykk blir

$$\Sigma = \frac{\sigma}{E} = \frac{1520}{2.1 \cdot 10^6} = 7.238 \cdot 10^{-4}$$

$$\Sigma = \frac{\Delta L}{L}$$

$$L = 7.238 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot \pi \cdot 111.6 \quad = 5.0751 \cdot 10^{-1}$$
$$= \underline{0.50 \quad \text{cm}}$$

Dette er forlengelsen av rørets omkrets.
Radialforlengelsen blir derfor:

Forlenget omkrets $2 \cdot \pi \cdot 111.6 + 0.500 = 701.70$ cm.

Forlenget radius $\frac{701 \cdot 70}{2 \cdot \pi}$ $= 111.68$ cm

Opprinnelig radius $= \underline{111.60 \text{ cm}}$

$\Delta r' = 0.08$ cm

Tar man med korrektur for tverrutvidelse blir den midlere rør-radius øket med

$$\Delta r = \frac{0.08}{1.33} = 0.060 \text{ cm}$$

Dette medfører at vi i rørets lengderetning vil få et betydelig strekk.

For en tilnærmet kontroll av spenningen i stålrøret kan man gå ut fra midlere trykkspenning på fjellet på 34.6 kp/cm^2. Vi får da trykket mellom rør og betong på:

$$\sigma = \frac{167 \cdot 34.6}{1.33} = 43.45 \text{ kp/cm}^2$$

Stålrøret + betongen tar da $83.5 - 43.45 = 40.05$ kp/cm^2. Regner vi at betongen tar 6.4% av total-lasten får vi at røret tar:

$$40.05 - \frac{83.5 \cdot 6.4}{100} = 40.05 - 5.35 = 34.70 \text{ kp/cm}^2$$

Strekkspenningen i røret blir derfor:

$$\sigma_{st} = \frac{34.70 \cdot 110}{3.2} \cdot 1.33 = 1586.4 \text{ kp/cm}^2$$

Dette er tilnærmet den rørspenning vi tidligere har fått på 1520 kp/cm^2 og som er 42.2% av stålets flytegrense.

I trykksjakten i Aurland I fikk vi en rørspenning ved maks. oppfylling på 1552 kp/cm^2 som er 43.1% av stålets flytegrense.

KONKLUSJONER

Det man kan lese ut av våre målinger er at betongutforingen ved fullt vanntrykk blir betydelig oppsprukket og vil stå under trykk både tangentielt og radielt.

Stålrøret vil i vårt tilfelle få en strekkspenning som, ved fullt vanntrykk og ved benyttelse av midlere spenningsverdier vil ligge på 41.5% av flytegrensen ved opptagelse av 52.1% av belastningen. Hvis røret hadde vært frittliggende hadde utnyttelsesgraden blitt 79.7%.

Går man ut fra dimensjoneringsbetingelsene at man skal legge et frittliggende rør til grunn og at denne spenningen skal være mindre enn flytegrensen, må man iallefall kunne spare 20% av dimensjonen på røret.

Et annet kriterium er at røret ikke skal kunne bule inn ved et vanntrykk lik overdekningen. Tenker vi oss en sleppe nesten parallell sjakten opp til toppen av fjellet, vil man teoretisk i vårt målesnitt få en trykkhøyde på 86 kp/cm^2. Trykkspenningen i røret uten vann vil da bli ca. 2960 kp/cm^2, betydelig under trykkstyrkegrensen, men røret vil ikke ha mulighet for å kunne bevege seg nevneverdig da det er omsluttet av betong.

Vi må medgi at vi har bygget på et meget beskjedent måleprogram. I nær fremtid har Kontor for Fjellsprengningsteknikk fått mulighet til å legge opp et nytt måleprogram, hvor også deformasjonene skal måles, i en sjakt med stor trykkhøyde. Her vil vi få anledning til under oppfylling å foreta flere avlesninger slik at våre kurver for lastfordelingen kan bli mere kontinuerlige.

En reduksjon av dimensjonene med 20% ville i vårt tilfelle i Lærdal ha betydd ca. 3 mill. kroner i besparelse (rørtonnasje 2000 tonn med dagens pris ca. 15 mill. kroner). Samtidig ville reduksjon av dimensjonene gitt en betydelig tidsbesparing i sveisearbeidene.

Vi tror at ved å myke opp de temmelig strenge dimensjoneringsregler, eventuelt verifisert ved flere forsøk, kan man spare landet for mange penger.

Tilslutt vil jeg takke for den hjelpsomhet og velvilje som er utvist fra entreprenørene Astrup & Aubert og Thor Furuholmen under gjennomføringen av de målinger som er foretatt.

STORE BERGROM – TEKNISKE OG ØKONOMISKE ASPEKTER

Large underground openings – technical and economical aspects.

Sivilingeniør Johnny Lunde, Norges Geotekniske Institutt.

SAMMENDRAG

Eksisterende naturlige og utsprengte bergrom indikerer at meget store rom kan lages og brukes trygt i fjell. Foreløpig har en ikke tilgjengelig noen anerkjent metode for beregning og utforming av slike byggverk. Retningslinjer for dette kan best oppnås fra data omkring eksisterende rom.

En analyse av ca. 200 eksisterende bergrom har gitt nyttige empiriske korrelasjoner mellom fjellkvalitet, spennvidde og sikringstiltak. Sikringstiltakene avhenger i første rekke av fjellkvaliteten og øker nødvendigvis ikke med bergrommets dimensjoner. Et fullt sikret bergrom med stor spennvidde kan bli billigere pr. volumenhet enn et med liten spennvidde selv uten sikring.

SUMMARY

Existing natural and man-made caverns indicate that very large openings in rock may be safely built and utilized. So far no generally approved method is available for the design of underground structures in rock. Design guidance can best be obtained from data on existing caverns.

An analysis of some 200 case records has revealed useful empirical correlations between rockmass quality, span, and support pressures. Support pressures are dependent mainly on the rockmass quality and do not necessarily increase with dimensions. A large diameter cavern fully supported can be cheaper per unit volume than a smaller one would be even without support.

INNLEDNING

Forlegning av konvensjonelle kjernekraftverk av økonomisk størrelse, 1000 MW, i fjell krever bergrom av hittil uprøvde dimensjoner, turbinhaller på 40–50 m spennvidde og reaktordom på 60 m.

Liknende dimensjoner kan være ønskelig overalt hvor volumet kan utnyttes, i f.eks. idretts- og produksjonshaller eller bulklager.

Kan så store bergrom bygges og brukes trygt? Hva vil de koste?

EKSISTERENDE BERGROM VISER AT MEGET STORE TVERRSNITT ER MULIGE

Eksempler på tverrsnitt av uforbygde bergrom er av oljetank, Mongstad, med B x H = 22 x 30 m (560 m^2) og Tyrtyri kalkgruve i Finland hvor det største enkeltrommet er ca. (100 x 100 x 100)m^3 = 1 mill. m^3, MATIKAINEN (1974). Disse rom står uforbygget.

Bulklager og gruver tåler en noe større risiko for steinfall enn rom til stadig opphold for mennesker og maskiner.

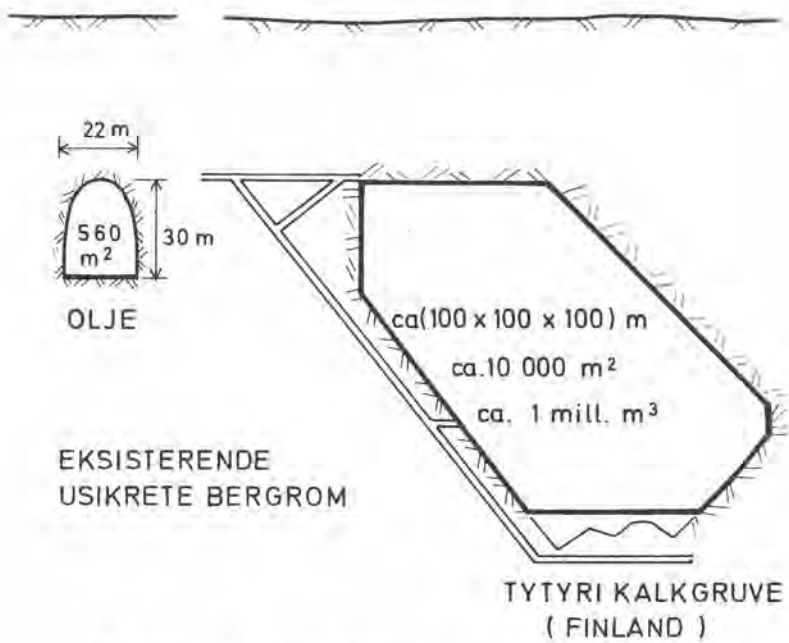


Fig. 17-1 Eksempler på store tverrsnitt uten forbygning.

Eksempler på sikrede bergrom med relativt store tverrsnitt er tørrdokk med B x H = 22 x 57 m og pumpekraftstasjon Waldeck II, Vest-Tyskland med B x H = 33,5 x 46 m ABRAHAM (1974). Disse bergrom er sikret med bolter, berganker og sprøytebetong. Forbygningstrykket er mindre enn 1 kg/cm^2 noe som kan oppnås med f.eks. 1 bolt av 10 tonns kapasitet pr. m^2.

Tyrtyri-gruven og Waldeck II er kanskje de største kunstige bergrom av sitt slag i verden. De blir imidlertid små mot den største naturlige hule man kjenner til. "The Big Room", "Storsalen", i Carlsbadhulene, Ny Meksiko måler (ifølge Colliers Encyclopedia) B x H x L: 656 x 328 x 4240 feet eller 200 x 100 x 1300 meter. Volumet kan altså dreie seg om 10–20 mill. i kubikkmeter.

Selv om oppløsning og utvasking ved vann må sies å være en særdeles skånsom og langsom utgravingsprosess, er det bemerkelsesverdig og tankevekkende at bergmassen, massiv kalkstein, er selvbærende over så enorme spenn.

Tyrtyri-gruven og "Storsalen" viser at også kommersielle bergrom må kunne bygges større enn hittil.

Mulig spennvidde vil avhenge av bergmassens friksjonsegenskaper, og også i høy grad av de opprinnelige spenningsforhold.

Tyrtyri-gruva er et godt eksempel på det: Før driftsomlegging var spennvidder og pillarer av størrelsesorden 15 m. Kartlegging av spenningsforhold viste høye horisontale spenninger i forhold til vertikalspenning. Gransking av pillarer viste at de tildels hang i taket. De hengende pillarer var unyttige og et risikomoment. Sikkerheten ble faktisk øket ved å fjerne dem tross øket romstørrelse, MATIKAINEN (1974).

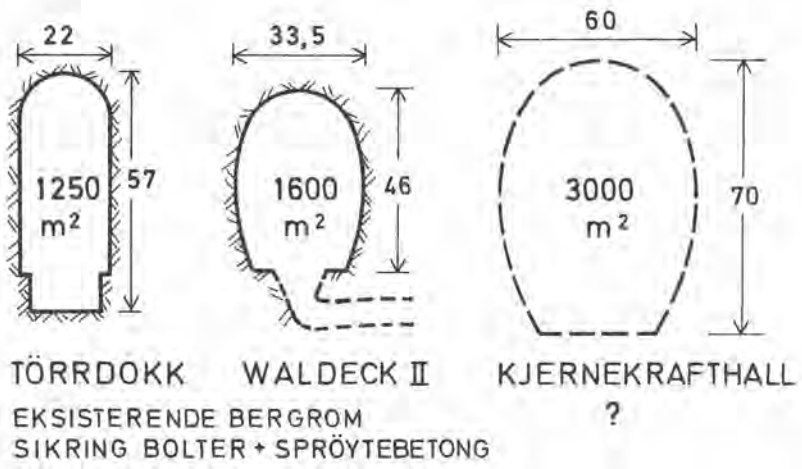


Fig. 17-2 Eksempler på store tverrsnitt som er helt eller delvis sikret med bolter (berganker) og sprøytebetong.

Tyrtyri-gruven tåler store spenn, takket være uvanlig høye horisontalspenninger, som forspenner dekklaget, kombinert med en utpreget kohesiv bergmasse.

Et bergrom i fullkomment intakt fjell vil teoretisk være stabilt såfremt de induserte spenninger ikke overskrider bergartens bruddfasthet.

De induserte spenninger avhenger av tverrsnittsform, men ikke av størrelsen. Ved isotropé spenningsforhold ville sfæriske bergrom i intakt fjell kunne være så store som helst såfremt det var et rimelig forhold mellom fjellets bruddfasthet og initialspenning på stedet, f.eks. $\sigma_b/\sigma_i > 3$.

Fjell er imidlertid alltid mer eller mindre gjennomsatt av sprekker. Sett i tilstrekkelig stor sammenheng er bergmassen et friksjonsmateriale. Den kan ikke ta strekk, men har relativt høy skjærfasthet selv ved lave normaltrykk. Den oppviser altså en "kohesjon" som beror på den meget tette lagringsstrukturen. Sålenge lagringsstrukturen ikke får anledning til å løse seg opp vil bergmassen bevare sin bæreevne. Der sikringsmetoden bevarer lagringstrukturen, vil selve belastningene bli små.

For å vurdere mulige belastninger er det nyttig å se på vekselvirkningen mellom de spenningsomlagringer og deformasjoner som hulrommet fører med seg.

Ved lave tangentialspenninger i forhold til bergmassens frie bruddfasthet, vil deformasjonen være av elastisk karakter og opphøre momentant. Bergmassen er stabil.

Hvis den induserte tangentialspenning er tilstrekkelig høy i forhold til bergmassens frie bruddfasthet, vil en sone rundt hulrommet anta plastisk karakter med flytning inn mot hulrommet. Derved forskyver spenningstoppen seg utover og den plastiske sone øker. Sonen vokser inntil et punkt hvor radialspenningen er tilstrekkelig stor til at "flytningen" opphører.

Forbygningstrykkets størrelse vil avhenge av deformasjonens størrelse. En meget stiv forbygning vil dra på seg unødig stor belastning.

En for sent anbragt forbygning kan få økende belastning med økende deformasjoner. Fleksible forbygninger som bygges inn på et tidlig stadium vil få små belastninger i berg med relativ høy friksjon.

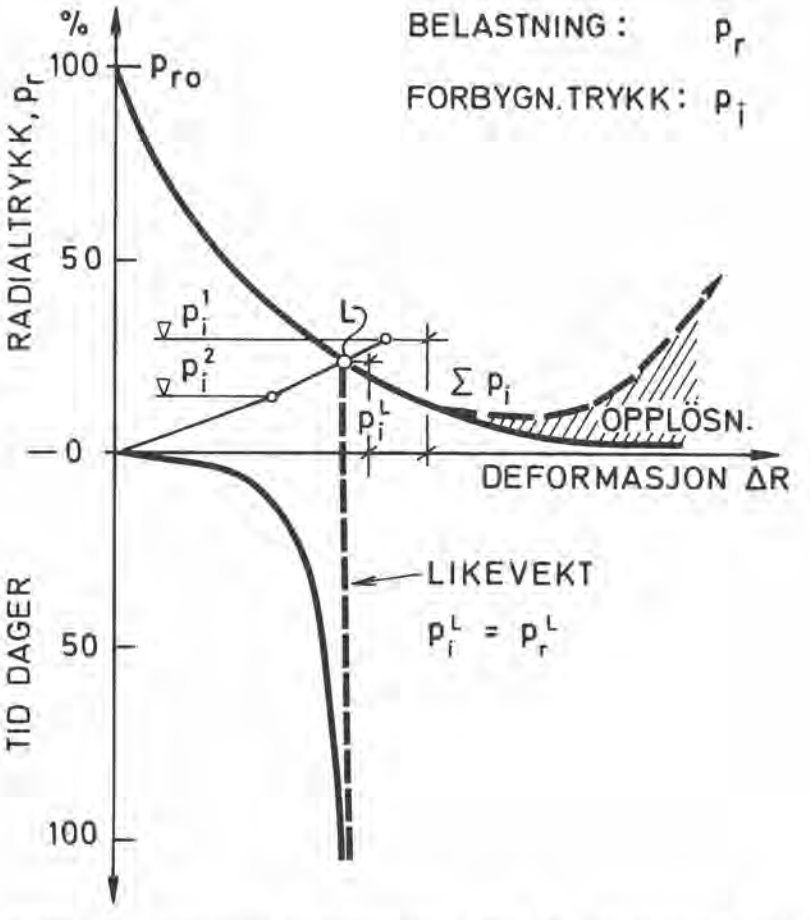


Fig. 17-3 Skjematisk fremstilling av sammenheng mellom deformasjon, radial-trykk, forbygningsmotstand og tid ved stabilisering av bergrom (etter Lombardi et al).

BERGROM KAN IKKE BEREGNES OG DIMENSJONERES PÅ VANLIG BYGNINGSTATISK MÅTE.

I bygningstatiken opereres med kjente belastninger, deformasjonsegenskaper og styrke-parametre mot bestemte kriterier og normerte krav og sikkerhetsfaktorer.

Ved statiske beregninger av bergrom er bare noen få randbetingelser kjent: Spenningene på den frie overflaten må være null (σ_r, $\tau_r = 0$), (inntil en forbygning kommer på) og langt borte fra bergrommet må spenningene være uendret selv om de i de fleste tilfeller vil være ukjent.

Spenningene, deformasjonsmoduli og bergmassens styrkeparametre er ukjente. Riktignok kan disse størrelser måles, men de endrer seg fra sted til sted og også med selve byggeprosessen og tiden, og er derfor ikke lette å få tak i.

Felles for alle beregningsmetoder for bergrom er at man i sterk grad er henvist til antakelser og idealiserte regnemodeller som er sterkt forenklet i forhold til virkeligheten.

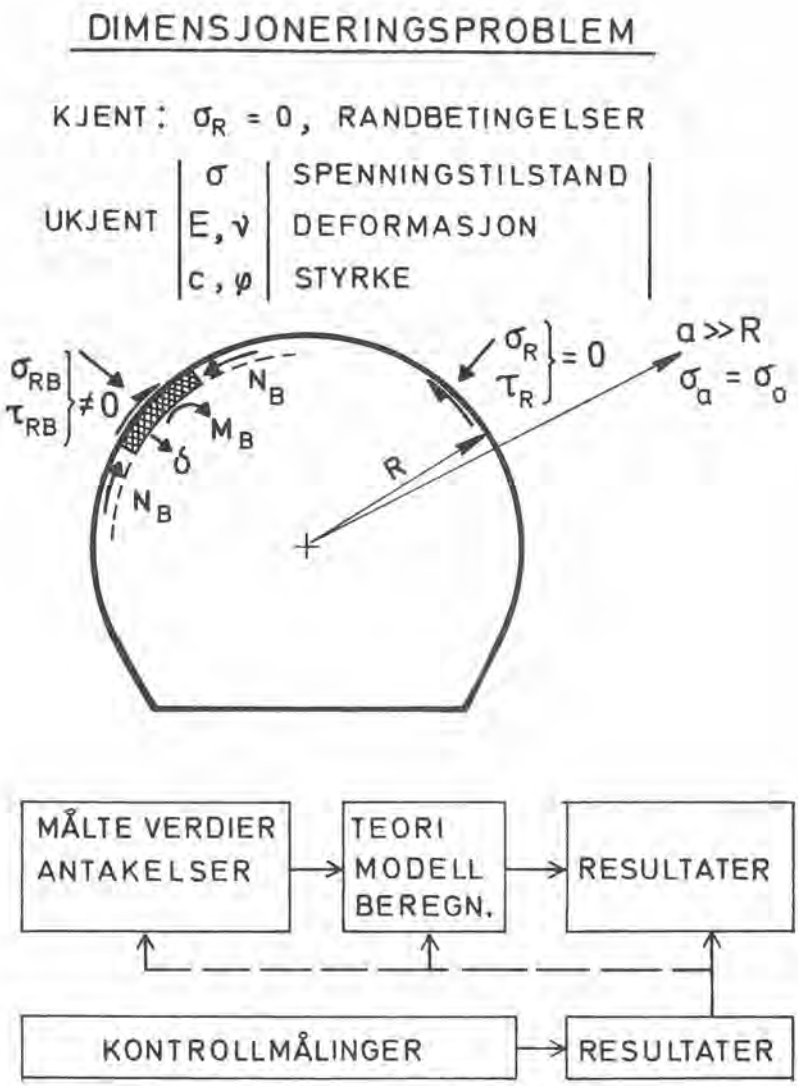


Fig. 17-4 Skjematisk fremstilling av dimensjoneringsproblemet ved sikring av bergrom (etter Kovari (1972).

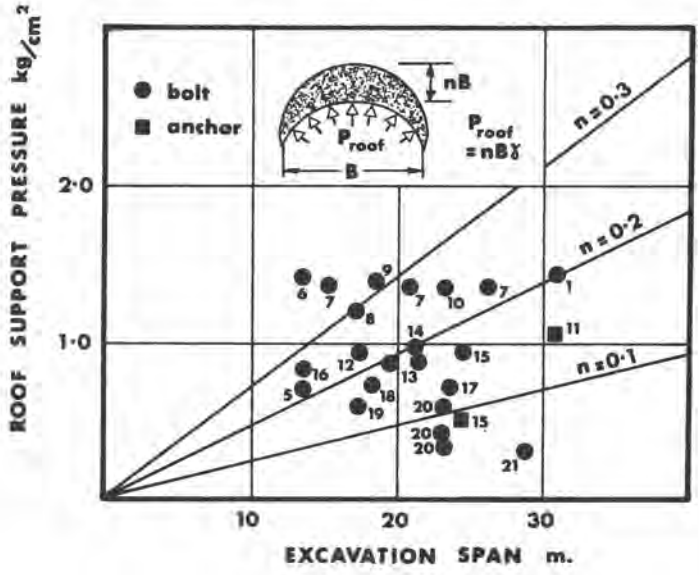
Elementmetoden gir imidlertid mulighet for tallmessig behandling av mange variable og store sett av forutsetninger. Den kan forholdsvis raskt gi overblikk over hvilken innflytelse forandringer i de ulike parametre vil ha. Beregninger kan dermed gi et rimelig grunnlag for tekniske, sikkerhetsmessige og økonomiske vurderinger.

Det finnes imidlertid ingen godkjent metode for utforming og dimensjonering av bergrom og sikringskonstruksjoner i fjell.

Eksakte kriterier kan ikke stilles opp på forhånd, og sikkerhetsfaktorer kan ikke foreskrives eller påvises ved beregninger som ved andre bygningskonstruksjoner. Sikkerheten må istedet overvåkes ved målinger av belastninger og deformasjoner under og etter byggeprosessen.

DET SIKRESTE PROSJEKTERINGSGRUNNLAG LIGGER I ERFARINGER FRA UTFØRTE BERGROM.

Ved Norges Geotekniske Institutt har en systematisk analysert data fra over 200 utførte anlegg rundt om i verden, BARTON et al. (1974). På rent empirisk grunnlag har en funnet frem til en nummerisk klassifikasjon av stabilitetsmessig fjellkvalitet og sammenhengen mellom fjellkvalitet, sikringsbehov og spennvidde.



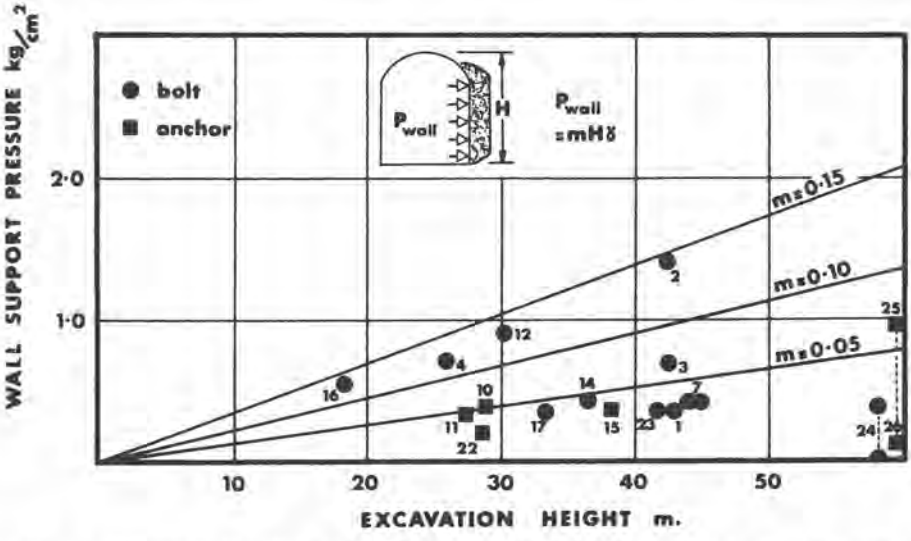


Fig. 17-5 Forbygningstrykk plottet mot spennvidde og høyde for utførte bergrom. Forbygningstrykket er den "belastning" som er lagt til grunn for dimensjonering av forbygningen (etter Barton et al. (1974).

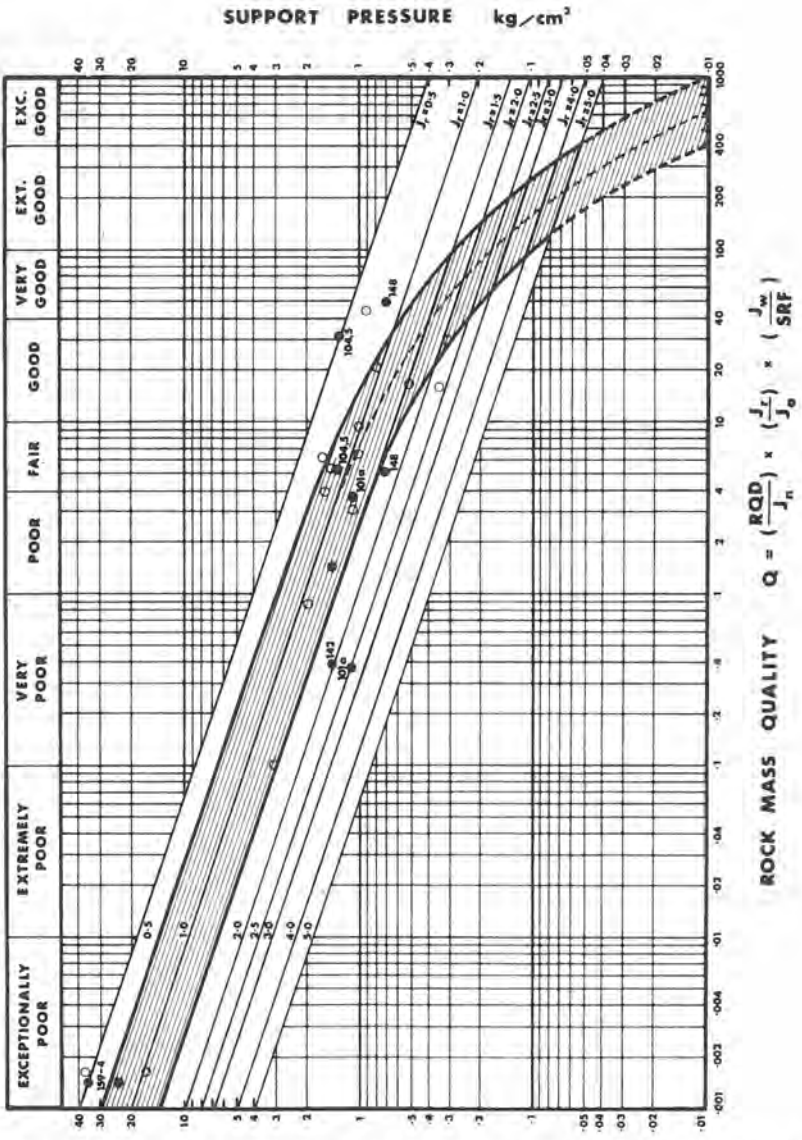


Fig. 17-6 Empirisk beregnet forbygningstrykk i funksjon av bergmassens kvalitetsindeks Q. Q varierer mellom 0.001 og 1000 avhengig av de seks angitte parametre:

RQD = Rock Quality Designation (Deere 1963) = Oppsprekningsgrad.
J_n = Joint set number = Antall sprekkesystemer.
J_r = Joint roughness number = Sprekkeruhetstall.
J_a = Joint alteration number = Sprekkeforvitringstall.
J_w = Joint water reduction factor = Sprekkevannstrykkfaktor.
SRF = Stress reduction factor = Spenningsnivåtall.
De angitte punkter refererer seg til dimensjoneringstrykk ved utførte anlegg (etter Barton et al. (1974).

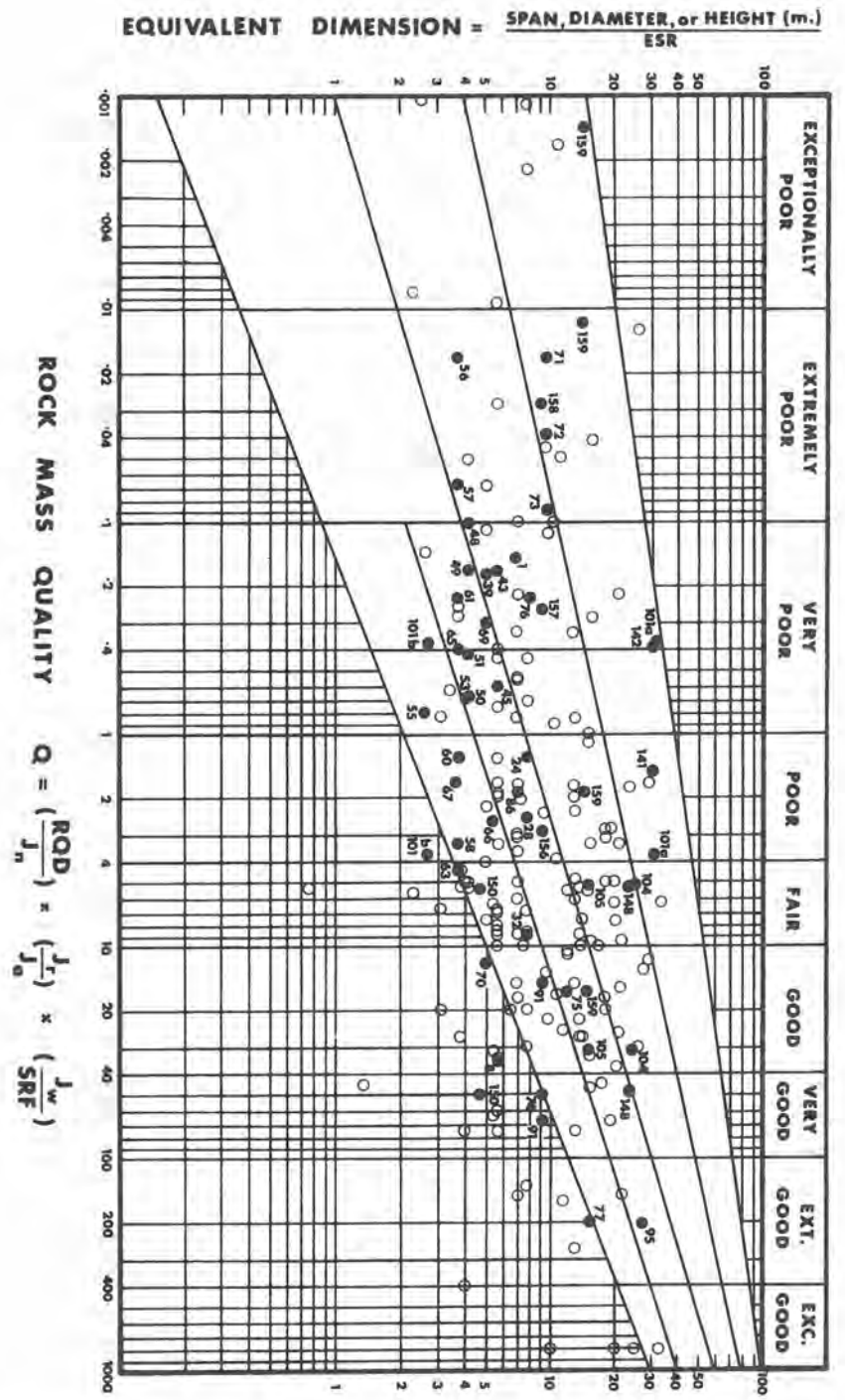


Fig. 17-7 Forbygningskategori (38 skjeve ruter) for mer enn 200 utførte anlegg plottet mot kvalitetsindeks Q og spennvidde B (etter Barton et al. (1974).

Det analyserte erfaringsmateriale viser:

1) Ingen tendens til økende forbygningstrykk med økende spennvidde.
2) Spenn over 30 m er bygget i "meget dårlig fjell" Q = 0,4.
3) Forbygningstrykk avhenger bare av fjellkvalitet og særlig av sprekkeruhet.

Klassifikasjonssystemet gjør det mulig utfra geologiske overflateobservasjoner å få et godt mål på fjellkvalitet og forbygningsbehov. Ved bolting og sprøytebetongsikring kan forbygningstyrken under arbeidets gang tilpasses forholdene på stedet. Kostbare forundersøkelser kan dermed reduseres. De bør dog være så omfattende at større leirslepper eller knusningsoner med rimelig sikkerhet kan unngås. Erfaringene viser at det da går bra å sikre selv store bergrom med relativt beskjedne midler selv i fjell som klassifiseres som dårlig.

BYGGEKOSTNAD PR. VOLUMENHET AVTAR MED ØKENDE TVERRSNITT-STØRRELSE.

Sikringsarealet pr. kubikkmeter bergrom er omvendt proporsjonalt med diameteren. Da forbygningstrykket, eller sikringens styrke er uavhengig av diameteren, vil kvadratmeter-prisen for sikring bare øke med boltenes lengde og altså øke forholdsvis svakt med diameteren. Sikringskostnad pr. volumenhet er derfor også nær omvendt proporsjonal med diameteren.

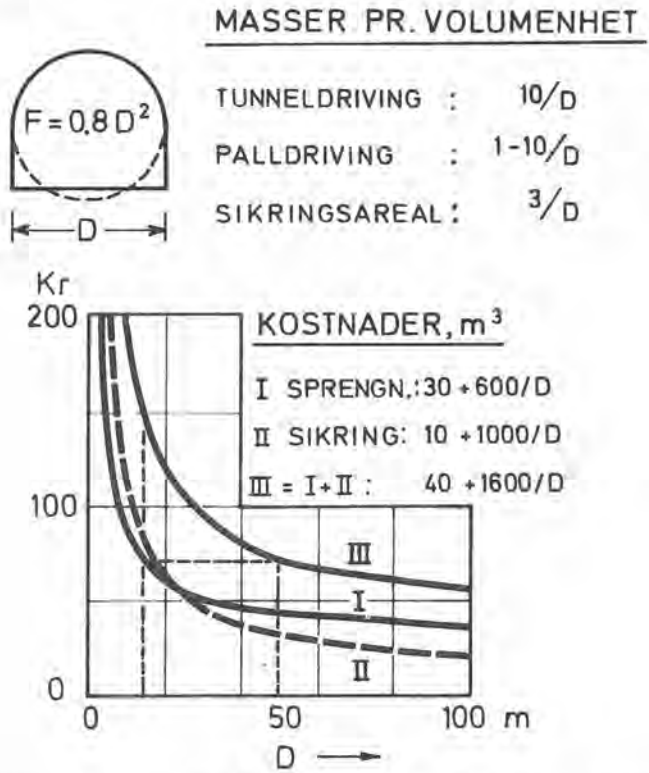


Fig. 17-8 Anleggskostnader pr. kubikkmeter bergrom i funksjon av diameter. (De angitte forhold gjelder ved relativt lange bergrom, endeflatene er ikke medtatt.)

Ved økende tverrsnittstørrelse kan en økende del av sprengningsarbeidet foregå ved palling som koster en brøkdel av regulær tunnelsprengning. Den gjennomsnittlige sprengningskostnad vil derfor avta med økende diameter.

Et fullt sikret bergrom med stort tverrsnitt kan derfor falle billigere pr. volumenhet enn et mindre rom gjør selv uten sikring.

Siden sikring ofte blir anlagt i alle fall, nettopp for "sikkerhets skyld", skulle problemstillingen kanhende oftere være hvilken spennvidde som kan utnyttes i hvert tilfelle, og ikke hvilken spennvidde som teoretisk kan klare seg uten sikring.

Eventuelle besparelser ligger jo ikke i bergrommet alene, men også i meget betydelig grad på adkomster, sambandstunneler, ventilasjonsjakter og liknende, samt i rent byggetekniske forenklinger. Bygg inne i sikrede bergrom vil være beskyttet mot ytre klimatiske påkjenninger. De vil kunne være billigere i anlegg og drift enn konvensjonelle anlegg.

LITTERATUR

ABRAHAM, K. H. (1974):
Vergleich von Statik, Spannungsoptik und Messungen beim Bau der Kaverne Waldeck II. Rock Mechanics, Suppl. 3, p. 143–166.

BARTON, N. R., LIEN, R. and LUNDE (1974):
Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnelsupport. Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4 (in print).

BECKER, H. (1972):
Bergdruck und seine Beherrshung in der Praxis. Berichte Int. Symp. für Untertagbau. Luzern, p. 31–54.

KOVARI, K. (1972):
Methoden der Dimensionierung von Untertagbauten. Berichte Int. Symp. für Untertagbau, Luzern, p. 198–222.

LOMBARDI, G. (1972):
Einige Bermerkungen bezüglich des Gebirgdrucks auf den Ausbau. Berichte Int. Symp. für Untertagbau, Luzern, p. 7–13.

MATIKAINEN, R. (1974):
Bergmekaniska mätningar i Finland. I "Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk 1973", Tapir, Trondheim. 15 s.

PACHER, F. (1972):
Erfahrungen mit Gebirgsdruckmessungen bei Österreichischen Verkehrstunnelbauten. Berichte Int. Symp. für Untertagbau, Luzern, p. 381–391.

LAGRING AV OLJA OCH GAS I OINKLÄDDA BERGRUM

Storing of oil and gas in unlined underground openings

Direktør Carl-Olof Mohrfeldt, Hagconsult AB, Stockholm.

SAMMENDRAG

Etter en kort oversikt over eksisterende oljelagre i fjell skisseres prinsippene for lagring av olje i råsprengte fjellrom. Fordelene ved slik lagring fremheves. Fjellmassers særegenheter som bygningsmateriale omtales og det gis en beskrivelse av målene for og utførelsen av ingeniørgeologisk forprosjektering ("geoprosjektering"). Kostnader og levetid for underjordslager kommenteres. I egne kapitler diskuteres de spesielle problemer som lagring av gass og LNG i fjellrom reiser. Artikkelen avsluttes med en oversikt over pågående forskning i Sverige.

SUMMARY

After a short survey of existing oil storing rooms in rock in Scandinavia, the principles and advantages of such storing are outlined. The particular problems of rock masses as a construction material are described. Means and ways of engineering geological investigations and design are discussed. Costs and life time of underground storing rooms are briefly mentioned. The author discusses the particular problems storing of gas and LNG in underground openings in rock raise. Finally the paper gives a short survey of the research currently carried out in Sweden.

INTRODUKTION

Det är endast några månader sedan vår jord gastkramades av en energikris, vars efterdyningar vi ännu känner. Krisen hade emellertid det goda med sig, att den stämde oss till eftertanke och aktiverade många grupper att fundera över hur man skall lösa energiförsörjningen på lång sikt och hushålla med råvarorna. I denna kedja av problemställningar är oljedistribution och beredskapslagring av petroleumprodukter en viktig länk.

Utvecklingen inom oljehanteringen går överallt i världen mot ett ökat behov av större lagringsanläggningar (distributionsterminaler och beredskapslager). Berganläggningar för flytande petroleumprodukter finns i Sverige i bruk sedan mer än 25 år och fungerar oklanderligt. Det finns i Skandinavien i dag mer än 200 begrumsanläggningar för lagring av flytande petroleumprodukter (lätt och tung eldningsolja, motorbrännolja, bensin och lättbensin, råolja). Under senare år har lagringsanläggningar för brännolja med kapacitet upp till 1 miljon m^3 utförts.

Beträffande principen för berglagrens funktion samt den tekniska utvecklingens historik hänvisas till tidigare föreläsningar (Morfeldt, Pennsylvania och Stuttgart, 1972).

Övergång till supertankers samt ett ökat raffinaderibyggande har medfört att stora berglager för råolja under senare år blivit aktuella. 1965 beslutade Shell att i Sverige bygga sin första underjordiska anläggning för lagring av råolja på västkusten vid Koppartrans' raffinaderi i Göteborg. Då byggdes världens största underjordiska rådoljalager i tre bergrum på tillsammans 180.000 m^3. Dessa togs i bruk i början av 1967. Uppmuntrade av framgången började Shell 1966 att bygga ett andra underjordslager för råolja nära Sola i Norge med två bergrum á 50.000 m^3 och två á 60.000 m^3, 16 m breda och 24 m höga. Anläggningen var färdig i september 1967. I april 1969 var ytterligare råoljerum, 3 x 100.000 m^3, färdiga vid Koppartrans i Göteborg. Samtidigt byggde Nynäs-Petroleum vid Östersjön första etappen i ett stort bergrumsprogram. Efter rekognoscering och undersökningar längs den svenska västkusten beslöt Oljekonsumenterna att förlägga ett raffinaderi vid Brofjorden invid Lysekil. Fig. 18-1.

I granitberget har nyligen färdigställts dels ett råolje-lager på 800.000 m^3 (4 x 200.000 m^3, bredd 18 m, höjd 30 m) samt ett lager för raffinaderiprodukter (bl.a. dieselolja och eldningsoljor) på 350.000 m^3. Flera råolje-lager är nu under byggnad i såväl Finland som Norge och projekteras på flera håll i världen i olika typer av berg, i graniter, gnesjer såväl som i skiffrar, kalkstenar och sandstenar.

PRINCIPER FÖR LAGRING I OINKLÄDDA BERGRUM

Även om många bergarter i sig är praktiskt taget täta för såväl vätskor som gaser, är själva bergmassan alltid otät p.g.a. att den är trasig, dvs. den genomsättes av sprickor samt sprick- och krosszoner. Många av dessa är tektoniskt betingade och är djupgående, andra är s.k. ytsprickor med snabbt avtagande frekvens mot djupet 30–50 m. En förutsättning för att man i en bergmassa skall kunna lagra vätskor och gaser, är att sprickorna i berget alltid är fyllda med "tätande" vatten. Bergrummen skall därför läggas med god marginal under den

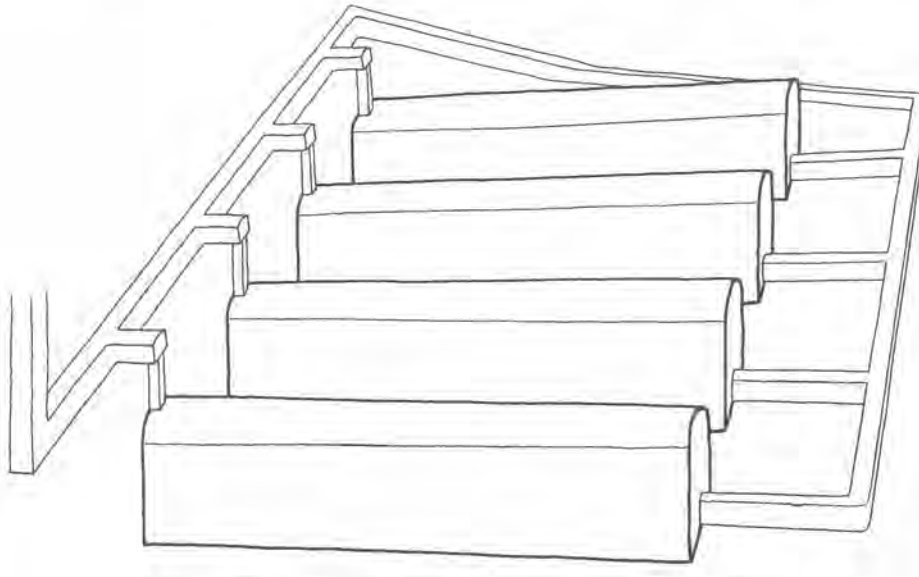


Fig. 18-1 a Principskiss av bergrumsanläggning för lagring av olja.

Fig. 18-1 b Bergrum för lagring av 100.000 m^3 olja. (Skånska Cement AB)

regionala grundvattenytan samt intill ett stort vattenmagasin (havet), så att en säker, för tillfälliga inngrepp okänslig grundvattennivå kan påräknas.

Ytterligare några krav måste ställas för att inte petroleumprodukter i vätske- eller gasfas skall emigrera ut i den omgivande berggrunden och det är att den lagrade produkten är lättare än vatten, samt att den icke blandas eller löses däri.

Grundvattentrycket runt bergrummet (porvattentrycket i de fina sprickorna) måste vara större än hydrostatiska oljetrycket eller gastrycket i bergrummet. Vatten rör sig därför ständigt in mot rummet men olja eller gas kan inte läcka ut och förorena grundvattnet. Det kan för en lekman te sig en smula svårförståeligt, att man kan lagra olja i grundvatten, när man vet, vilken skada en läckande oljecistern ovan jord kan åstadkomma genom att olja sprides och förorenar grundvattnet vida omkring.

I intet fall har man i Sverige haft oljeläckage från berganläggningar. Kontroll sker i grundvattenobservationsrör runt desamma. Fig. 18-2.

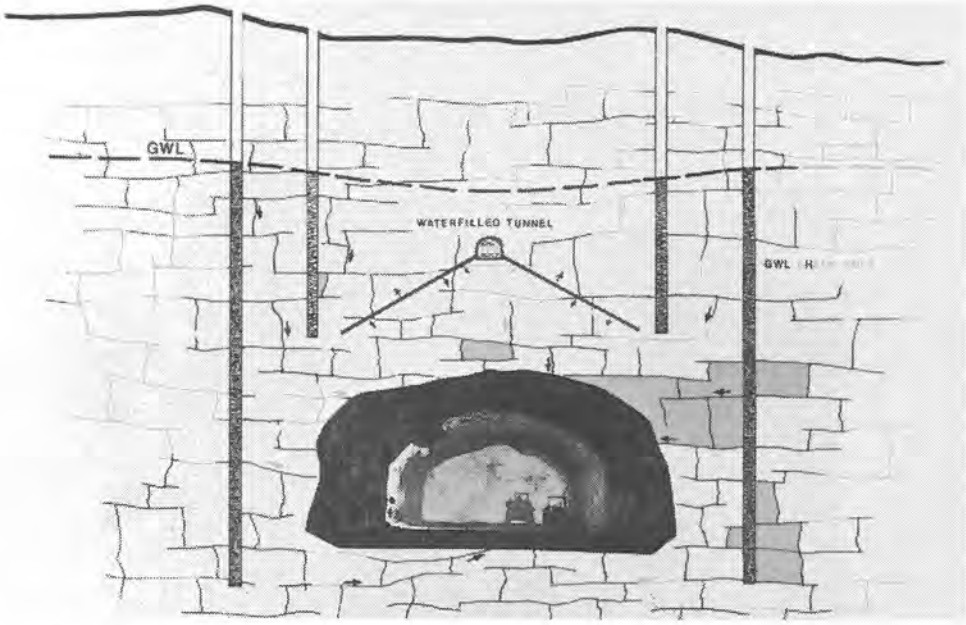


Fig. 18-2 Princip för oljelager i berg under grundvattenytan (system Sentab).

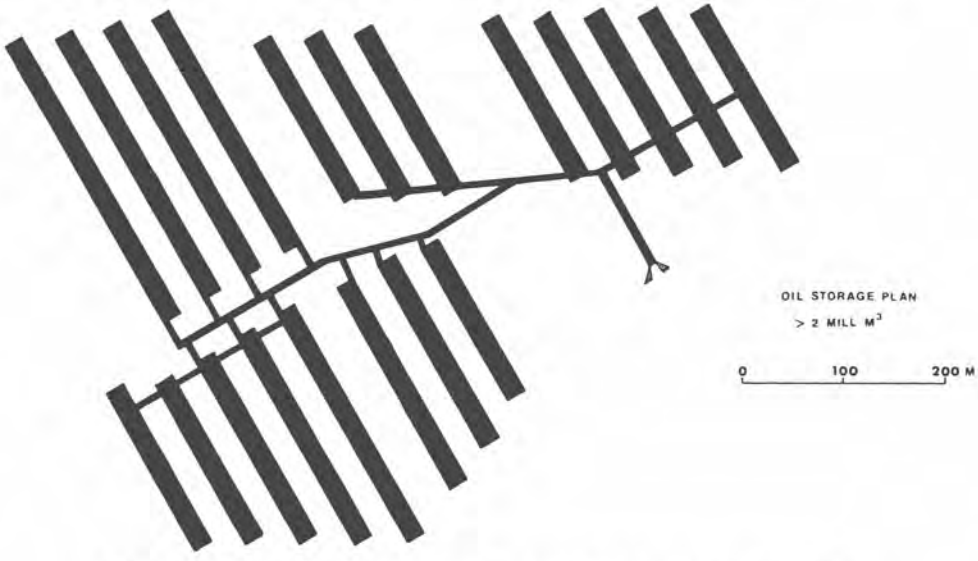


Fig. 18-3 Exempel på successivt utbyggd oljelagringsanläggning.

Utformningen av berganläggningarna sker numera i princip med långsträckta bergrum. Dessa kan grupperas och dimensioneras på olika sätt beroende på de geologiska förutsättningarna, behov av att lagra flera olika produkter etc. jmf. Fig. 18-3.

Beroende på bl.a. terrängförhållandena har två principlösningar kommit till användning, nämligen med eller utan övre ortsystem, Fig. 18-4 och 18-5. Djupt liggande centralt pumprum är ibland att föredra. Fig. 18-6.

Erfarenheterna av de långtidsprov av oljelager i berg, som man nu har, har varit så goda, att svenska försvars- och naturvårdsmyndigheter ur säkerhets- och miljösynpunkt förordar underjordslagring.

VARFÖR UNDERJORDSLAGER?

- Terminaler för supertankers behöver djupt vatten, detta finner man vid klippkuster, vilka inte är lämpade för tankanläggningar ovan jord.
- Brist på landområden invid tätbebyggelse, med ökande markpriser. Fig. 18-7.
- Protester från miljöaktivister har poängterat riskerna för vattenförorening, explosioner samt vikten av att man inte förstör landskapsbilden med förfulande ovanjordsanläggningar.
- Ekonomiska fördelar:
  Kraftigt reducerade försäkringspremier
  Minskad uppvärmningskostnad
  Billigare underhåll och skötsel
  Sprängmassor kan användas för hamnbyggnad eller "reclaimed area" vid grunda vatten.

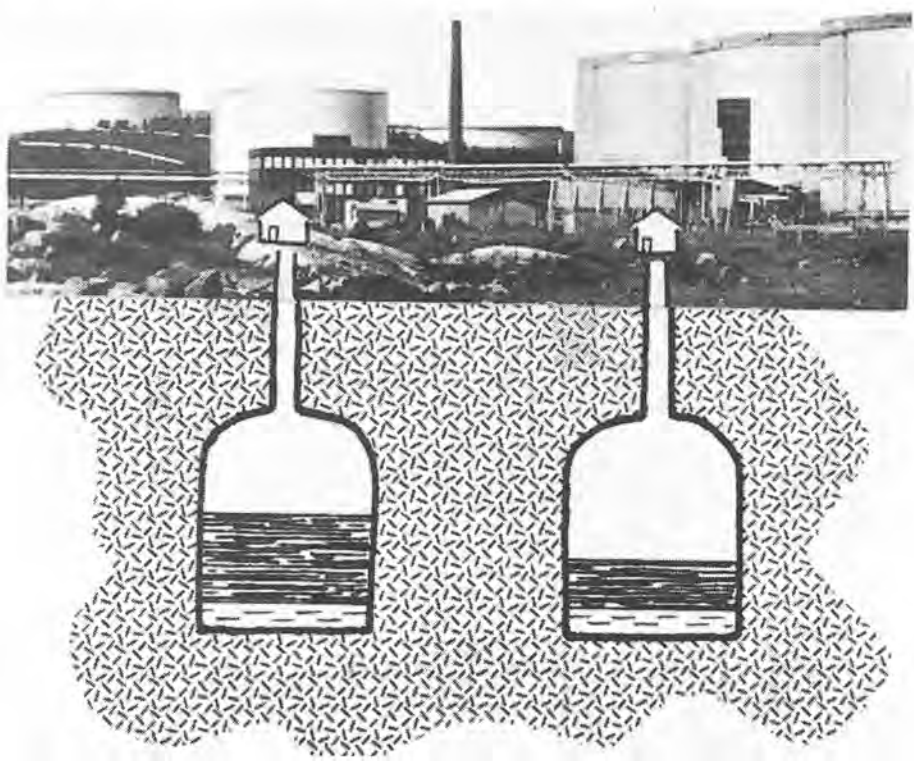


Fig. 18-4 Bergrum för oljelagring med separata schakt för pumpar och ledningar, Göteborg (Sentab).

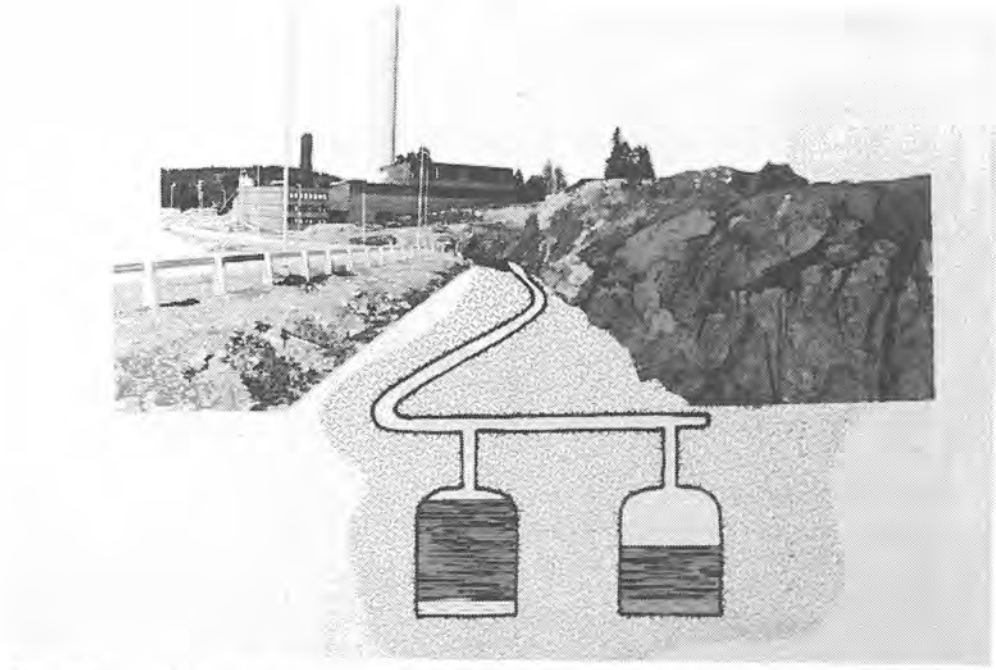


Fig. 18-5 Oljelagringsanläggning med gallerier för värmekraftverk, Stockholm (Sentab).

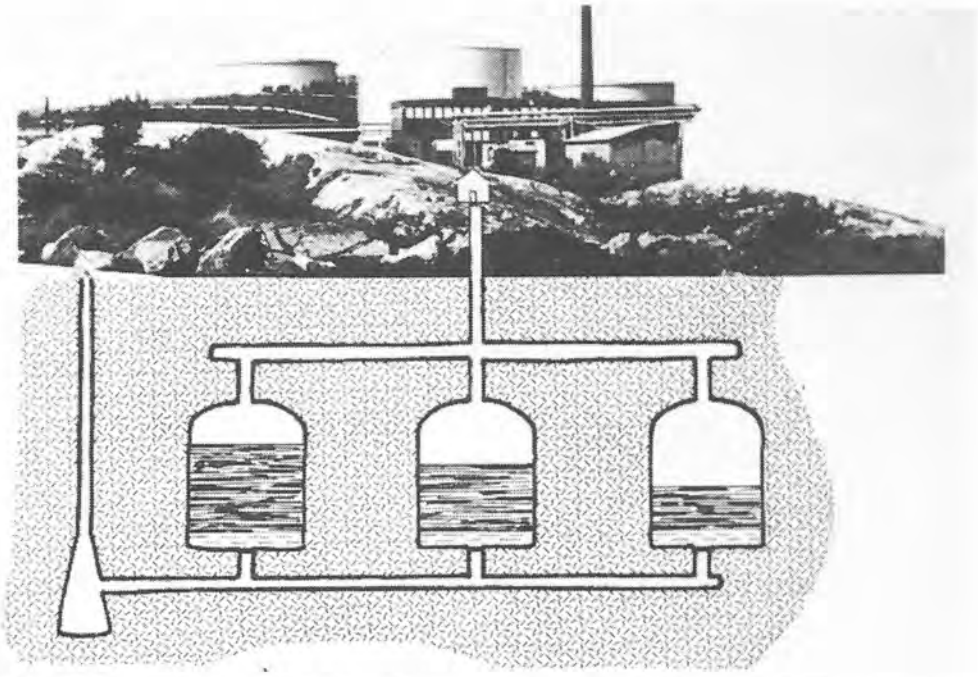


Fig. 18-6 Oljelager med djupt beläget pumprum, Brofjorden (Skånska Cement AB).

Fig. 18-7 Oljelager under befintlig bebyggelse, (Sentab) Stockholm.

BYGGNADSMATERIALET BERG

Byggnadsmaterialet berg kan vara av mycket olika beskaffenhet. Så länge man har möjlighet att välja bra bergarter, t.ex. granitiska, är de bergtekniska egenskaperna inte särskilt komplicerade, om man kan undvika bergpartier med hög sprickfrekvens. Fig. 18-8. Tvingas men däremot att välja sedimentära bergarter med utpräglad skiktning eller metamorfa bergarter med utpräglad förskiffring, då inträder egenskaper hos materialet som i hög grad måste beaktas vid prosjekteringen av anläggningarna. Fig. 18-9. Diskontinuiteterna i berggrunden kan vara av olika slag: från främmande stabila bergartsgångar till bergartsgångar av instabil typ med svällande sprängande egenskaper, ävensom kross-, sprick- och vittringszoner, vilka ofta ger berget en karaktär mer av jord än berg. Det finns vissa bergarter som har innbyggda klov- och sprickanvisningar. Detta gäller framför allt de rena graniterna som vid sprängning lätt spaltas upp i parallellepipediska block av olika storlek. De så kallade horisontella bottnarna kan uppträda med olika intervaller. Dessa kan ibland vara centimetertunna, ibland meterbreda. Dessa inre, osynliga strukturer har vid bergarbeten stor betydelse.

Vattenföringen i berget sker som tidigare nämnts genom sprick- och krosszoner. Bilden av vattenföringen kan emellertid vara helt olika i olika bergrum. Så finns t.ex. i graniterna ett kommunicerande spricksystem som innebär att sprickvattnet i sprickorna har ett hydrauliskt samband. I gnesjer t.ex. däremot uppträder sprickor eller skaror av sprickor enskilt utan någon som helst förbindelse med varandra. Kross- och sprickzoner liksom bergartskontakter kan vara mycket starkt vattenförande och innebärande hinder och risk för översvämning vid själva bergarbetena. Vattenförande krosszoner i svenskt urberg har vid flera tillfällen medfört

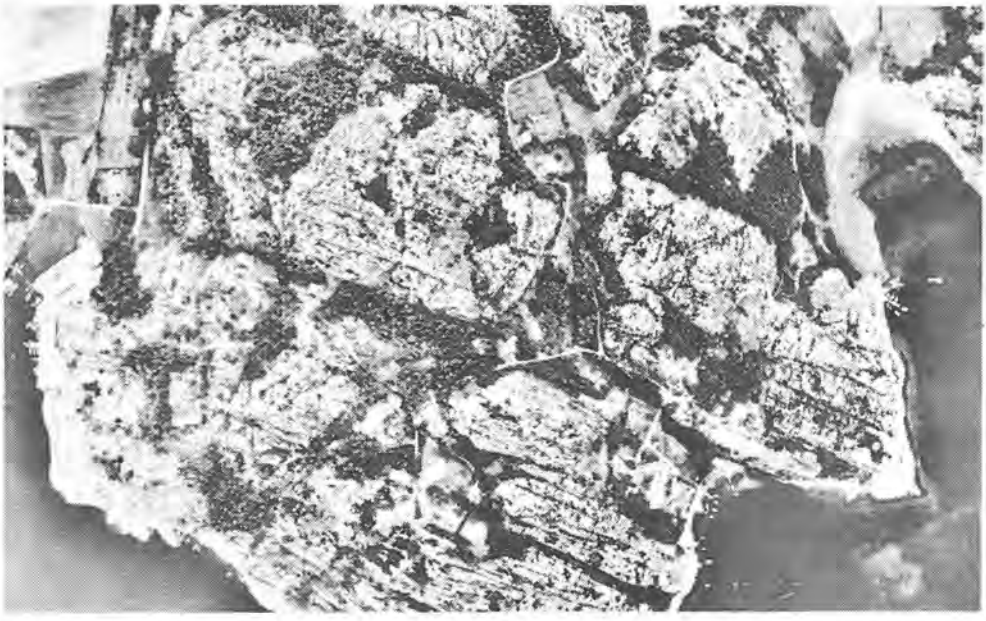


Fig. 18-8 Granitisk berggrund under högsta kustlinjen med regelbundet sprickmönster.

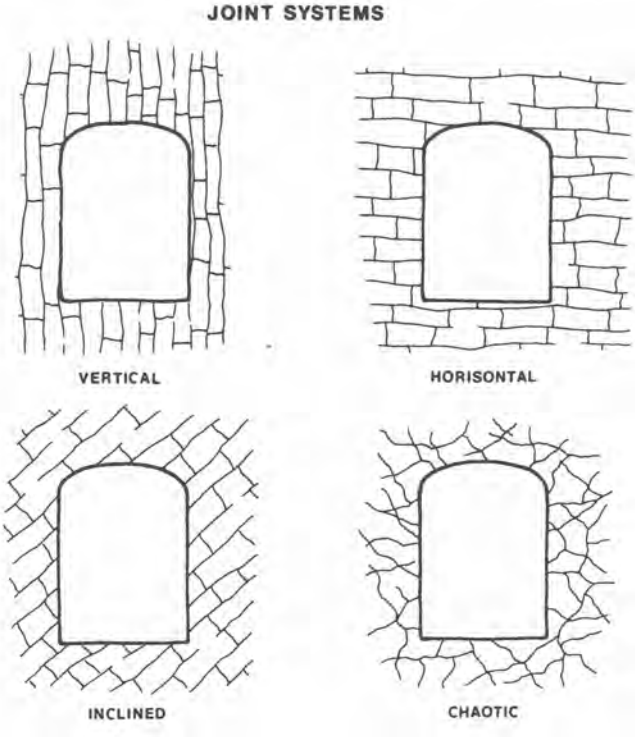


Fig. 18-9

katastrofartade vattengenombrott, 10.000 l/min. I allmänhet läcker en vattenförande sprick- eller krosszon i svenskt urberg mellan 10–100 l/min. Risk för dränkning av anläggningen under bergarbetet undvikes genom sonderingsborrning och förinjektering med cement, vilket innebär att man genom borrade hål fyller de vattenförande zonerna med cement innan utsprängningen sker, dvs. man måste undvika att spränga på sig vattnet.

En allmänt förekommande porositet i dåligt konsoliderade sedimentbergarter eller i skiktytorna i sedimentpackarna eller tätt uppträdande kross- och sprickzoner kan ge berganläggningen en allmän vatteninläckning som är mycket stor och det kan bli nödvändigt att mer eller mindre kontinuerligt försöka täta berget för att undvika så stora vatteninläckningar, att de innebär orimliga länshållningskostnader. Vissa bergmassor är av denna anledning icke lämpade för oljelagring.

För att en oljelagringsanläggning i berg skall kunna fungera på ett tillförlitligt sätt och utföras till ett rimligt pris måste man ha tillgång till ett acceptabelt berg. Det kan ges många exempel på hur man genom ett penndrag kan spara miljoner genom att placera bergrummen på bästa sätt i det lämpligaste bergpartiet, eller genom att överge ett tilltänkt projekt. Som underlag för denna bedömning krävs en Geoprojektering.

GEOPROJEKTERING

De geologiska yt- och djupundersökningarna skall sträva efter att skaffa fram informationer så att man kan ge svar på följande frågeställningar:

Bergrummens utforming och placering

1. Bergrummens placering inom området
2. Bergrummens riktning
3. Bergrummens bredd
4. Bergrummens höjd
5. Pelarbredden mellan bergrummen
6. Bergrummens djupläga
7. Bergtakens form

Förstärkningsbehov

1. Den viktigaste förstärkningsåtgärden är försiktig sprängning.
2. Inget berg är så bra att det inte går att förstöra vid sprängning.
3. Bergbultning för att spenna samman instabila bergpartier och för att låsa enskilda block.
4. Betongsprutning för att fixera sprickigt och svagt berg såväl under drivningsskedet för att skydda personalen, som i ett senare skede för permanent förstärkning = bärande betongkonstruktioner.

Tätningsbehov

Man har i Sverige på flera ställen byggt bergrum at under havet utan att besvärande vatteninläckning inträffat.

1. Risk för vattengenombrott (översvämning) i samband med utsprängningen och av förinjektering.
2. Bedömning av lackningsmängder och tätningsbehov efter utsprängningen.
3. Vid grundvattenundersökningen skall grundvattenbalansen klargöras så att man kan bedöma behovet av eventuella åtgärder i form av konstgjord infiltration.

GEOPROJEKTERINGENS UTFÖRANDE

A. **Rekognoscering** av ett antal ur distributions- och hamnsynpunkt välbelägna områden. Områdena klassificeras vad avser berggrundsförhållandena och övriga geologiska förhållande, med hänsyn till föreliggande bergprojekt i en rekognosceringsrapport. På basis av denna bör ett första urval kunna göras.

B. **Inledande geoundersøkningar** av = analys av föreslaget område enligt A, omfattende:

1) Analys av berg i dagen (tektoniska studier för bedömning av bergtryck etc.)
2) Eventuella provgrävningar
3) Orienterande borrning, speciellt i jordtäckt terräng
4) Den regionala grundvattensituationen analyseras.

Fig. 18-10 TV-kamera för undersökning av borrhål.

Bästa bergparti kan på basis av detta i stora drag anvisas och de allmänna geologiska förutsättningarna preliminärt bedömas för att läggas till grund för en ansökan hos myndigheter. Redan på detta stadium kan en mycket grov kostnadsuppskattning göras.

C. Om myndigheter och markägare ställer sig positiva utförs en **geologisk detaljundersökning** omfattande undersökningar på djupet för att tjäna som projekteringsunderlag. Den vanligaste undersökningsmetoden när det gäller berg är diamantborrning med kärnprovtagning. Denna ger bra besked om bergarter och strukturer men metoden tappar den för berglager viktigaste informationen, nämligen sprickornas bredd = vidd in situ, samt deras fyllnadsgrad. Med TV-granskning av borrhålsväggarna kan man emellertid mäta sprickvidder och studera läkningsgraden. På basis av dessa analyser kan i kombination med vattenförlustmätning tämligen säkra uttalanden göras om vattenläckning samt tätningsbehov och tätningsmöjligheter. Fig. 18-10.
En geologisk rymdmodell upprättas efter hand som borrningarna fortgår för att dessa skall kunna snabbt placeras på bästa sätt med hänsyn till de frågeställningar på vilka man önskar svar. En bergbyggnadsgeologisk karta upprättas, där bergpartierna på ett enkelt sätt klassificeras avseende de bergtekniska egenskaperna med hänsyn till ifrågavarande projekt. Fig. 18-11, 18-12.
Vid denna utredning skall också klara besked om bergets hållfasthetsegenskaper anges på ett sådant sätt i en generalrapport som kan utgöra grund för upphandling och byggnad. En s.k. geologisk prognoskarta upprättas för utsprängningen av rummen, dvs. gjorda ytobservationerna projekteras ned till rumsnivå.

Fig. 18-11 Geologisk stereomodell.

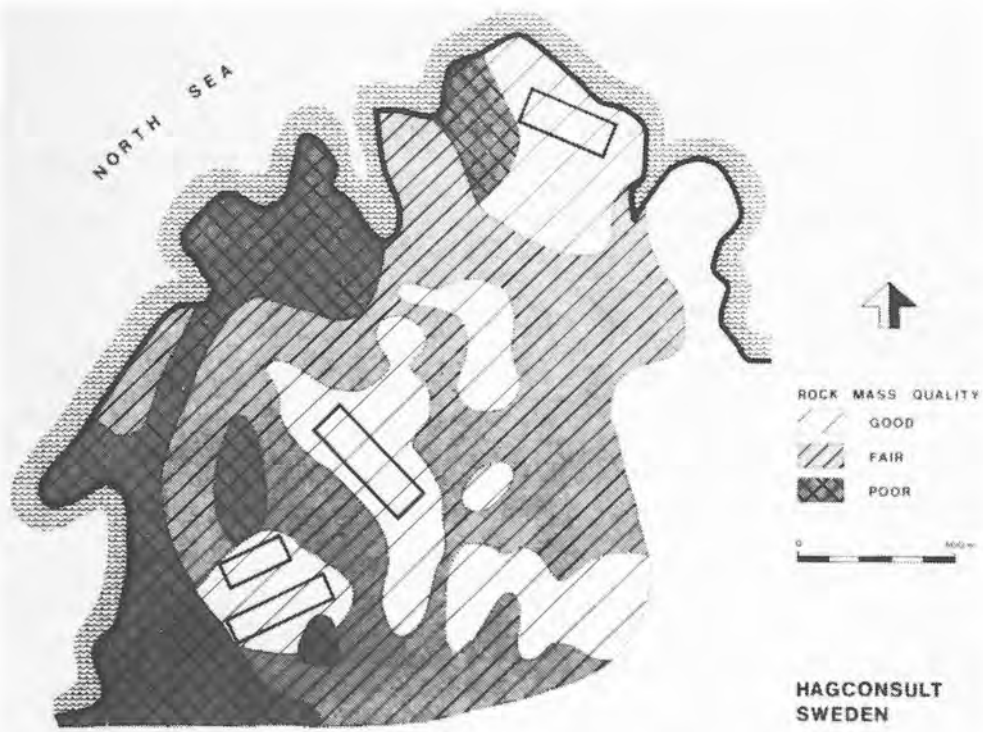


Fig. 18-12 Geologisk och bergmekanisk karta med förslag till bergrumsorientering.

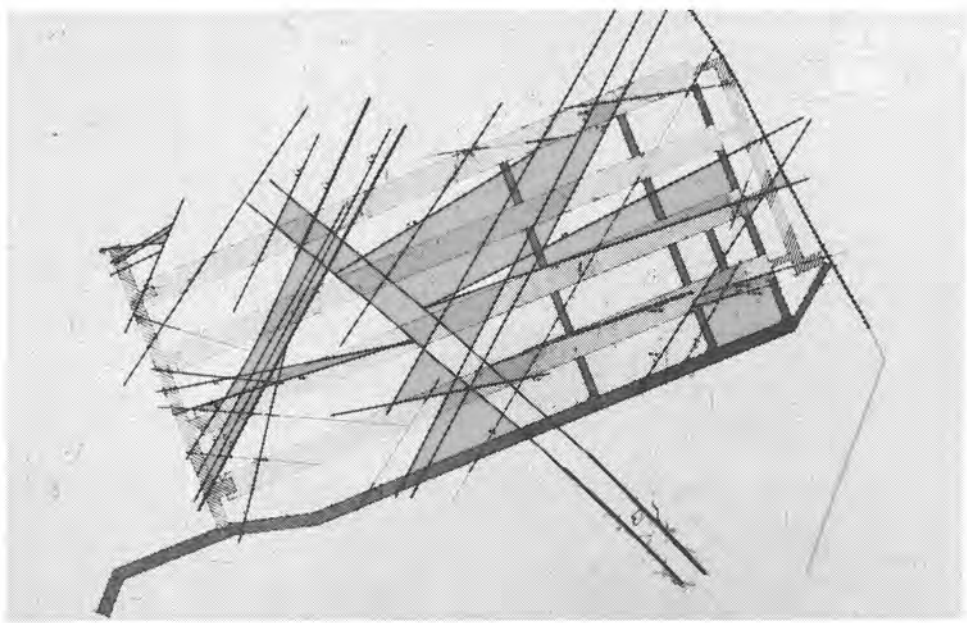


Fig. 18-13 Sprickkarta utförd i samband med sprängningen av nedfartstunnel.

D. **Geologisk uppföljning**

Vid utsprängningen av tillfartstunnlar til anläggningen får man tillfälle att studera bergarter och diskontinuiteter mera ingående samt registrera bergets vattenföring. Oförutsedda förhållanden kan ge anledning att ompröva bergrumsriktningen samt modifiera dimensionerna. Med hjälp av prognoskartan, Fig. 18-13, skall geologen vid behov mana till försiktighet, föreslå sonderingsborrning och förinjektering. Tillfälliga och permanenta förstärkningsåtgärder, bultning, sprutbetong, injektering skall successivt anges.

Produktvandring mellan närliggande rum har vid flera tillfällen konstaterats. Detta är i och för inte så märkligt när man betänker att bergpelaren inte är mer än 25 m samt att det ena rummet kan vara fyllt med olja 30 á 35 m när det andra är tomt. Man måste därför ställa stora krav på utredning och kontroll av bergpelares täthet så att dessa ev. kan åtgärdad med cementinjektering innan rummen tages i bruk. Härför skall bergväggarna sprick- och strukturkarteras. Fig. 18-14. Dessa sprickkartor är även av stort värde vid framtida utbyggnad av anläggningen.

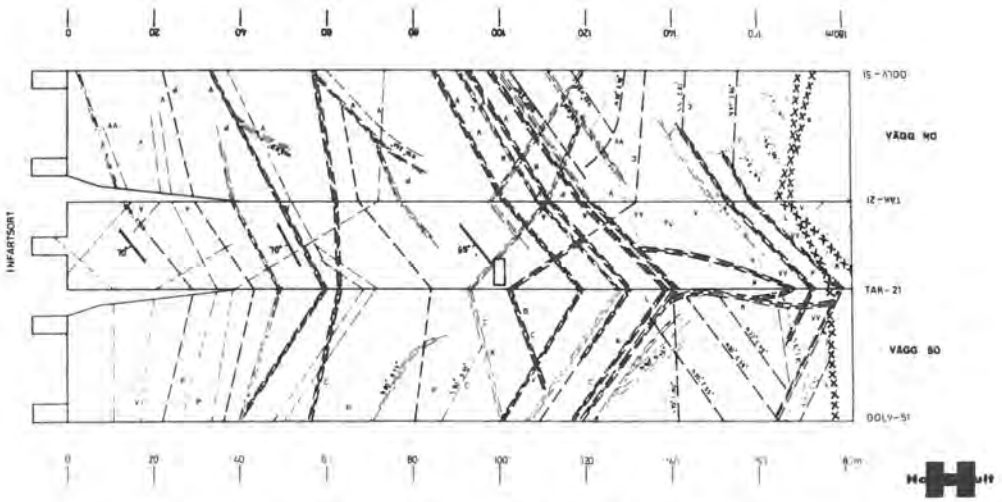


Fig. 18-14 Geokarterat bergrum för oljelager efter utsprängningen.

KOSTNADER FÖR UNDERJORDSLAGER

Bergmassans beskaffenhet och vattenföring är av avgörande betydelse för kostnaderna. Om utsprängningskostnaderna för ett berglager $> 200.000\ m^3$ i en god granitisk berggrund där förstärknings- och tätningskostnaderna är $< 10\%$ av utsprängningskostnaderna, sättes = A, kan kostnaderna i andra bergarter, t.ex. i lösa sandstenar, kalkstenar och skiffrar, bli 2 A eller 3 A.

Diskontinuiteten i berggrunden, bergartsväxling, sprick- och krosszoner, vittringszoner, instabila, svällande mineral liksom vatteninläckning kan fördyra bergarbeten i motsvarande grad. Exempel finns t.o.m. på hur man i Sveriges prekambriska berggrund i två närbelägna anläggningar, avstånd 0,5 km, hade den normala kostnaden A i den ena och 2 A i den andra p.g.a. basiska bergartsgångar och sprickigt berg och vatten. Exemplet vill visa hur man lätt kan spara miljoner genom att placera anläggningen i bästa bergparti.

Kostnaden för ovanjordstankar ligger i dag under gynnsamma grundläggningsförhållanden > A men kan uppgå till 2 A.

TAKRAS I SAMBAND MED UPPVÄRMNING AV BERGRUM

Trots att man varit mycket försiktig vid uppvärmningen av bergrummen har bergras huvudsakligen från hjässan i bergrummen inträffat. I några fall har anläggningarna slagits ut, dvs. installationerna har trots skyddade lägen skadats. Omfattande utredningar har visat att rasen inträffat i de partier där man haft en mycket hård och tät granit. De tilläggskrafter som uppkommit i samband med bergmassans utvidgning har medfört så stora påkänningar att hållfastheten överskridits. Fig. 18-15a. Det omvända fallet inträffar när bergmassan kyles ned, pga. att gamla sprickor öppnas och nya bildas går valvverkan förlorad och ras kan inträffa. Fig. 18-15b. Dessa förhållanden har givit anledning till extra förstärkningar av taken i områden över rörinstallationer och pumpar.

Fig. 18-15 a Stennedfall på grund av uppvärmning.

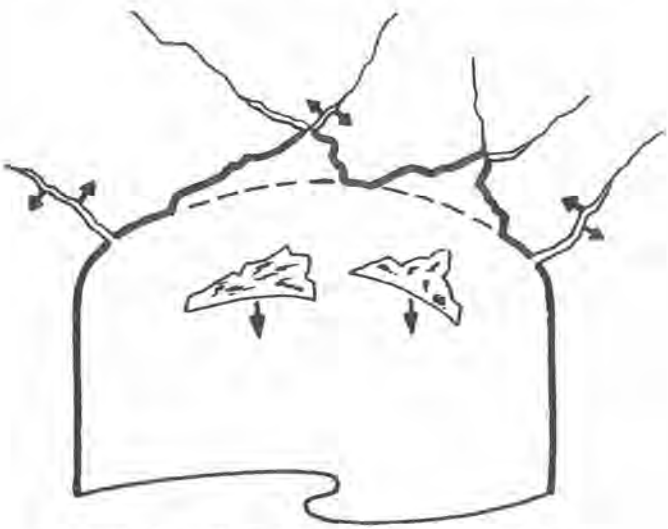


Fig. 18-15 b Stennedfall på grund av avkylning.

LIVSLÄNGD

En tankanläggning beräknas ha tjänat ut efter 30 år trots rostskyddsmålning och annan underhållning. Bergrummen är även jämfört med Egyptens pyramider ett beständigt byggnadsverk. Pyramiderna kan rivas och bortföras, vilket faktiskt skett med en del av det bästa stenmaterialet, men frågan är: hur river man ett bergrum?

GASLAGER Inklusive gas från råolje-lager

När det gäller lagring av stora kvantiteter gas > 50.000 m^3 är det uppenbart att lagring i högtrycksbehållare är mycket dyrbart och tar upp stora markområden. Ur säkerhetssynspunkt är de i viss mån även ett orosmoment. Om gas levereras nedkyld är otvivelaktigt det billigaste sättet att använda isolerade tankar ovan jord eller kylda bergrum.

Bergrum kan användas som gaslager, varvid man lagrar på sådant djup att grundvattentrycket motsvarar minst ångtrycket vid lagringstemperaturen. Man kan minska djupläget genom att förvara produkten vid lägre temperatur.
Följande principer tillämpas sålunda:

a) Lagring i bergrum med grundvattentätning, lagringstemperatur = medeltemperatur i berget.

b) Nedfrysta bergrum, $\div 20^\circ - \div 196^\circ$C. Nedfrusen zon tätas vid behov sedan den krympt färdigt med injekteringsmaterial som stelnar i de "överkylda" vidgade bergsprickorna. Djupa lägen minskar tätningsbehovet.

Gaslager enligt a) har utförts på ca. 100 m djup med gott resultat på flera ställen i Sverige. Volymen har i samtliga fall varit blygsaman, 20.000–30.000 m^3. Fig. 18-16.

Problemet är att man under utsprängningsskedet kan risikera att återlåta berggrunden på det sprickvatten som är ett absolut krav för att anläggningen skall vara tät. Det är nämligen svårt för att inte säga omöjligt att genom konstgjord infiltration på ett betryggande sätt "ladda om" de fina sprickorna ved vatten, som det en gång tog naturen årtusenden att fylla. Sprickornas oregelbundna förlopp = varierande bredd, partiella utfyllnad med sekundära mineral etc. bäddar för luftlåsningsfenomen etc. För att undvika luftfyllning av sprickor och porer bibehåller man vattnet i berget under utsprängningsarbetet enl. professor Ingvar Janelids metod, vilken i princip går ut på att via en "paraply" av borrade hål ovan bergrummen åstadkomma en tryckstegring som är större än det urpsrungliga grundvattentrycket. Fig. 18-2. OBS! De borrade infiltrationshålen från orten ovanför bergrummet utföres före utsprängningen och står under högt vattentryck i all framtid. Härmed kan det kriterium oppfyllas, vilket är nödvändigt för att ett gaslager i berg skall förbli tätt, mämligen att en tryckgradient skapas som är $> 1{,}0$. Det stora gaslager för propan på 120.000 m^3, som nyligen färdigställts i Lavera i södra Frankrike i sedimentär kalksten på ca. 100 m djup, har byggts enligt ovan nämnda metod och fungerar utan anmärkning. (Entreprenör Skånska Cementgjuteriet.)

LAGRING AV LNG I BERGRUM

Distribution av naturgas i form av LNG får en allt större tillämpning och kräver allt större lagringsläggningar. Vid lagring av LNG i bergrum måste det omgivande berget klara av ett långvarigt tillstånd med mycket låg temperatur eventuellt i kombination med ett högt tryck. De dominerande problemen vid magasinering av gas i berg är förknippade med

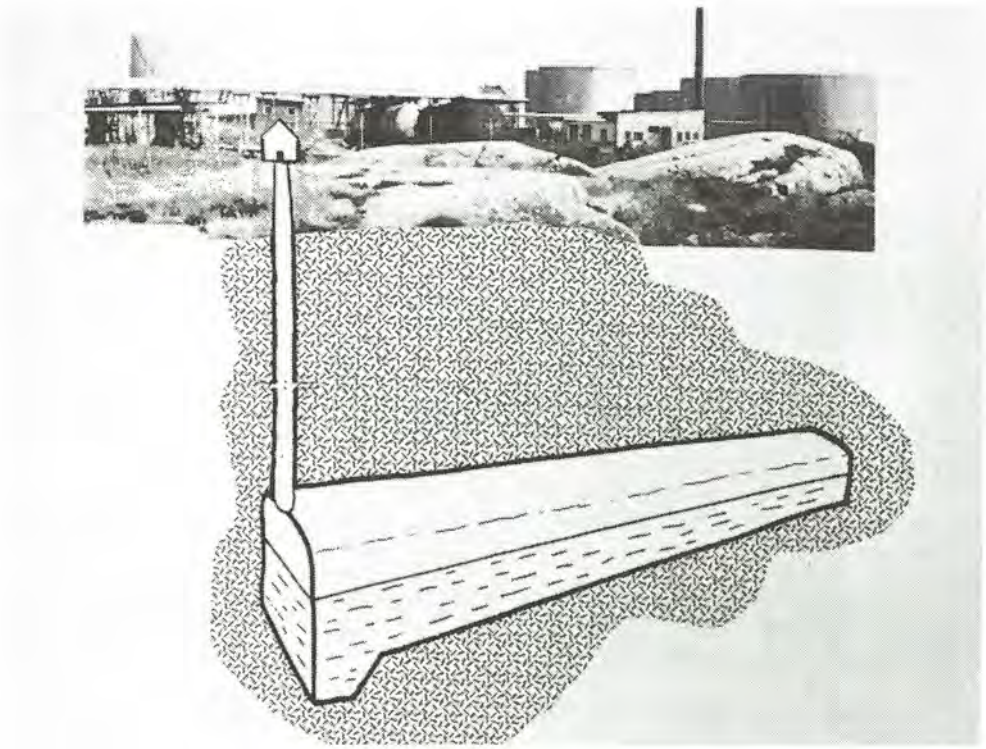


Fig. 18-16 Bergrum för LPG, Koppartrans, Göteborg.

bergmassans genomsläpplighet vid aktuella lagringstryck och temperaturer. Det närmast bergrummet omgivande berget kommer att ha samma temperatur som den i rummet lagrade gasen. Praktisk innebär detta temperaturer ned till ÷160°C (LNG). Detta förhållande inverkar menligt på bergmassans genomsläpplighet eftersom berg på samma sätt som andra ämnen krymper vid avkylning. Krympningen kommer troligen huvudsakligen att resultera i en vidgning av redan befintliga sprickor enligt våra tidigare erfarenheter från lagring av kalla media i bergrum. Dessa sprickor, som ursprungligen är fyllda med bergvatten, kommer vid temperaturer under 0°C att innehålla is. Den fortsatta krympningen av bergmassan vid lägre temperaturer innebär en ökning av sprickvidden, så att gasen får möjlighet att tränga fram förbi ispropparna och försvinna från bergrummet.

Vid lagring av LNG kommer krympningens förlopp att accelereras på grund av att LNG tränger fram i dessa krympsprickor, omvandlas till gas vid kontakt med varmare berg, varvid värme upptages. Berget kyls ned ytterligare och krymper varvid sprickan vidgas och fortsätter in i berget osv. Den ovan nämnda ångbildningen befaras kunna medföra ytterligare ett problem, nämligen att den uppkomna gasen strömmar tilbaka till bergrummet där det uppstår ett övertryck om inte gasen kan ledas bort. Denna tryckökning kan enligt ovan komma att leda till ett accelererande läckage, vilket i praktiken kan sätta en övre gräns för fyllnadsgraden av LNG.

Vid lagring av gas eller vätska under 0°C kan inte den hydrauliska tätningsfunktionen hos det omgivande grundvattnet påräknas närmast bergrummet eftersom vattnet fryser till is.

Så länge bergmassan inte krymper fungerar isen som ett effektivt tätningsmedel mot läckage. Skall gaslager för de temperaturer som är aktuella för LNG (÷90° á ÷160°C) kunna utföras utan läckage- och avkokningsproblem måste speciella åtgärder vidtagas. Vid dessa låga temperaturer kan den omgivande bergmassan lokalt runt bergrummet injekteras med ett medel som är i vätskefas till strax över de aktuella temperaturerna. Denna injekteringsvätska, som skall tillföras i sprickorna, kommer i princip att fylla samma funktion som grundvattnet vid lagring av gas eller vätska vid 0°-temperatur och däröver. När nya sprickor uppstår eller befintliga sprickor vidgas kommer injekteringsvätskan att tillföras från injekteringshålen och motverka den från bergrummet tillströmmande LNG till dess att kontakt nås med LNG då injekteringsvätskan fryser och sedan kommer att utgöra en effektiv tätning vid den aktuella låga temperaturen.

PÅGÅENDE FORSKNING I SVERIGE

Ett antal oinklädda ytligt belägna schaktgropar med isolerade betongtak har byggts för LNG-lagring i världen. De samlade erfarenheterna från dessa ytligt belägna lager har blivit mycket nedslående på grund av alltför hög avkokningshastighet av LNG i lagringsrummen. De primära orsakerna till de mindre lyckade resultaten vid dessa projekt torde vara valet av geologiska formationer i kombination med den valda ytliga förläggningen av dessa lagringsutrymmen med de extra stabilitets- och tätningsproblem detta medför.

Med finansiering av Styrelsen för Teknisk Utveckling driver Hagconsult tillsammans med professor Ingvar Janelid, Kungl. Tekniska Högskolan, ett forskningsprojekt som syftar till att klarlägga vissa grundläggande fakta rörande bergmassans uppträdande vid stark nedkylning samt till att utprova metoder för att förhindra läckage i starkt nedkylda bergmassor. För att kunna beräkna temperaturutflödet i de kraftigt nedkylda bergmassorna så representativt som möjligt har projektgruppen tillgång till de avancerade datorprogram som för denna tillämpning finns hos professor Paul A. Witherspoon vid University of California i Berkeley, U.S.A.

Forskningarna har hittintills visat, att val av bergart är väsenligt samt att djupa lägen, 500–1000 m, är fördelaktigt, då berget här är mera homogent och man kan förvänta att rådande bergtryck hinner kompensera krympningen om nedkylningen sker långsamt. Lämpliga injekteringsmedel har testats.

Utredningar beträffande berggrundens täthet på djupet pågår i Sverige även i annat sammanhang, nämligen för de hydrauliska tryckluftsmagasin för gasturbinkraftverk, vilka planeras i anslutning till kärnkraftverk för att tillvarata spetskraften. Detta är en svensk idé som utarbetats av Stal-Laval och som innebär att man utför stora bergrum, > 1 miljon m^3 på djup av 500–1000 m. Fig. 18-17.

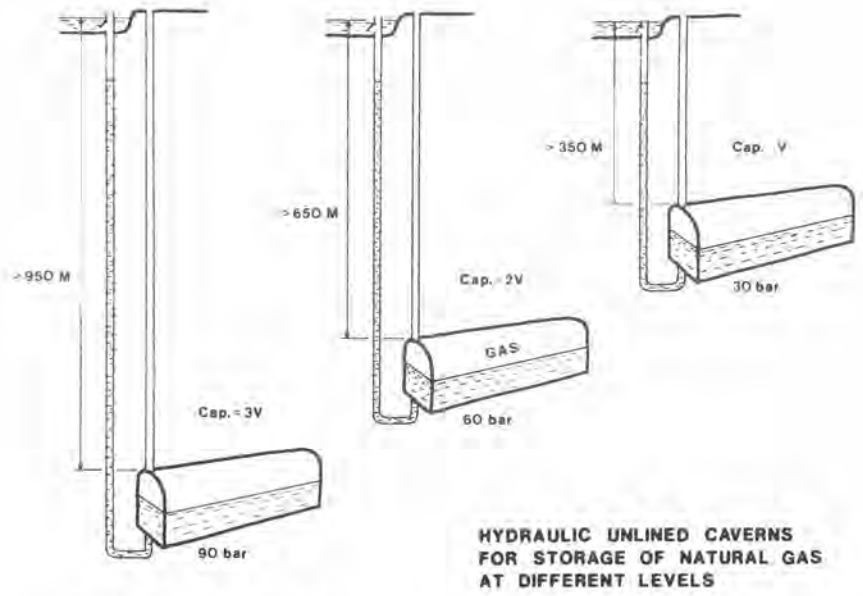


Fig. 18-17 Oinklädda hydrauliska bergrum för lagring av naturgas.

SLUTORD

Otvivelaktigt kommer behovet av stora lagringsanläggningar i berg för petroleumprodukter (vätskor och gaser), tryckluft och hetvatten att öka. Underjordslagring innebär många fördelar. Våra kunskaper om bergmassan och dess beteende vid sprängning av stora bergrum ökar ständigt bl.a. tack vare stora forskningsinsatser. Geoprojektering är nödvändigt för att man rätt, från fall till fall, skall kunna anpassa anläggningarna till rådande berg- och grundvattenförhållanden samt utföra dem så att de får en säker funktion även på lång sikt.

STORE BRYTNINGSROM VED SKOROVAS GRUBER

Large excavation rooms at the Skorovas Mines

ved

Bergingeniør Arve Haugen
Elkem-Spigerverket A/S
Skorovas Gruber

og

Lic.techn. Arne Myrvang
Institutt for gruvedrift
NTH

SAMMENDRAG

Artikkelen gir en kort beskrivelse av geologi og brytningsopplegg ved Skorovas Gruber. Hoveddelen omhandler de bergmekaniske undersøkelser som er gjort før, under og etter fjerning av malmpilarer i gruben. På grunnlag av undersøkelsene, er en fjerning av pilarene funnet forsvarlig ut fra stabilitetsmessige hensyn. Dette har til nå resultert i brytningsrom med bredde 80–100 m, høyde opptil 45 m og lengde 66 m, eller ca. 200.000 m^3. På lengere sikt planlegges ytterligere brytning hvilket gir rom med bredde 80–100 m, høyde opptil 50 m og lengde 200 m, eller ca. 1 mill. m^3.

SUMMARY

The papir gives first a short review of the geology and mining method at the Skorovas Mine, Central Norway. The main subject is, however, a brief description of the rock mechanics investigations performed in connection with the removal of ore pillars in the mine. As a result of these investigations a large pillar has been removed, resulting in stable open chambers with a width of 80–100 meters, height up to 45 meters and length 66 meters, or approximately 200.000 m^3. Planned future removal of other pillars will result in open chambers with a width of 80–100 meters, heigth up to 50 meters and length 200 m, or approximately 1 mill. m^3.

1. INNLEDNING

Skorovas Gruber ligger i Nord-Trøndelag, ca. 60 km nord for Grong, i Namsskogan kommune. Bedriften eies av Elkem-Spigerverket A/S og driver på en kopper- og sinkholdig svovelkismalm. Malmreserven ble i sin tid kalkulert til 7,3 mill. tonn. Man produserer ca. 150.000 tonn finkis pr. år. Gruben kom igang i 1952.

2. GEOLOGI

Malmen ligger som en rekke større og mindre linser langs en nesten horisontal nord-sydgående akse, fig. 19-1. Generelt kan forekomsten betraktes som to større malmkropper, hovedmalmen og østmalmen. Denne artikkelen tar bare for seg forholdene i hovedmalmen. Bergartene som omgir den og som finnes innesluttet i malmen, har en meget

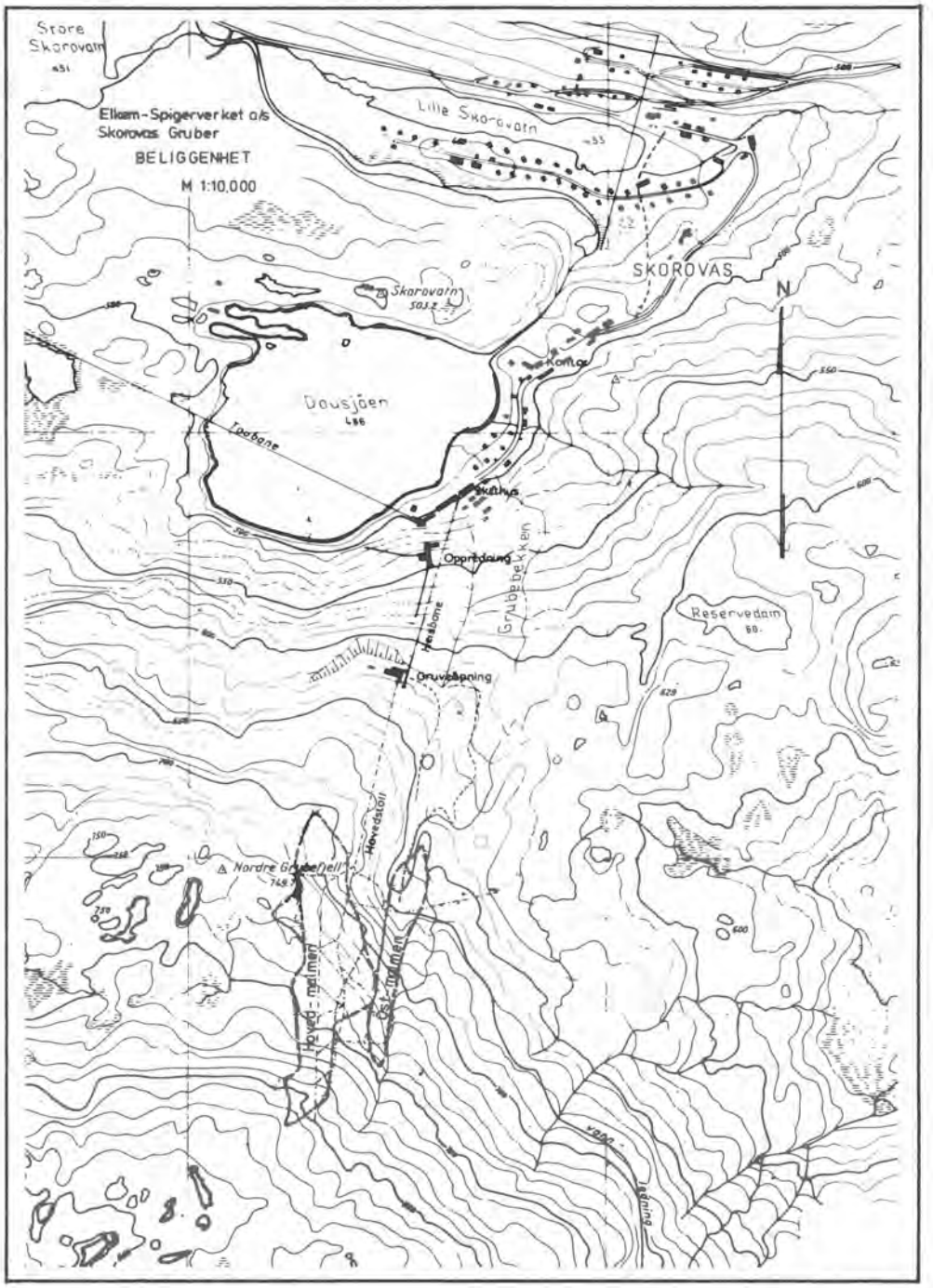


Fig. 19-1 Malmens beliggenhet.

varierende karakter. Fellestrekket er at alle varianter av bergartene tilhører en vulkansk serie hvor grønnstener er de mest fremherskende, om ikke enerådende.

Grønnstenene er ofte ganske massive og homogene uten markerte strukturtrekk. Men det kan også opptre, hva man vil kalle skifrige grønnstener og overganger fra disse igjen til klorittiske skifre alt etter hvor høyt klorittinnholdet i bergarten er. Tendensen er at man finner de mer kloritt-rike variantene i de nordligste og nordøstligste deler av forekomsten.

Sydover i forekomsten blir grønnstenene massive og de opptrer også i veksling med andesitt som er en meget tett og hard, mer kvartsrik vulkansk bergarttype. Andesitten får delvis sin hardhet ved at den blir armert og "sydd" sammen av lange feltspat-lameller. Innimellom disse enhetene finnes en del pyroklastiske sedimenter med tuffhorisonter, samt en sjelden gang kvartsrike bergarter. Skifrige grønnstener kan også opptre i de sydlige deler av gruben.

Kisen består vesentlig av svovelkis. Den er oftest meget massiv og har skarpe grenser til sideberget, spesielt er hengkontakten skarp.

Strøket er omtrent N-S med fra flatt til 40^{g} østlig fall, men i den nordlige del av forekomsten dreier det NV-lig med svakt vestlig fall.

Oppknusing er lite utbredt, men man finner et par markerte sprekkeretninger, den ene i NNØ-lig retning, fall 90^{g} Ø, den andre i retning Ø-V med vertikalt fall. Disse er bare markert i kisen og forsvinner nesten i sideberget. Dette er en av grunnene til at man i Skorovas har en meget stabil heng og nedfall er ytterst sjeldent, både i magasiner og orter. Små, tynne stikk finnes gjerne i sideberget, men disse er beskjedne. Forkastninger opptrer, med forflytninger i størrelsesorden cm. Største observerte bevegelse er 2 m vertikalt langs en retning N-S med steilt fall mot Ø.

3. BRYTNINGSOPPLEGG

Forekomsten er åpnet ved at man har gått inn under de flattliggende malmlinsene med en hovedstoll, fig. 19-1. De brytningsmetodene, fig. 19-2 som er blitt benyttet i grubedriften er magasinbrytning i den første tiden, senere langhull-skivebrytning. Dette har forutsatt gjensetting av pilarer vinkelrett på en nord-sydgående malmakse, fig. 19-3. Avstanden mellom pilarene ble valgt ut fra brytningstekniske forhold og uten annet kjennskap til bergtrykk enn det som kunne observeres med det blotte øye.

Rommene eller magasinene mellom pilarene er i et vertikalt plan øst-vest, tilnærmet rektangulære til elliptiske i formen, med den lengste aksen noenlunde horisontalt i den nordlige del av forekomsten.

Mot syd tipper denne aksen mot øst og vil i de sydligste rom falle mot øst med 30–32^{g}.

Hverken pilarene eller rommene mellom dem har faste dimensjoner. De har variert som nevnt etter malmens form og brytningsforhold, fig. 19-2. I gjennomsnitt har pilarene en bredde på ca. 9 m og en høyde som varierer mellom 20 til 45 m. De åpne rom har en lengde på ca. 20–25 m, bredde er fra 80 til 130 m og høyden selvfølgelig den samme som pilarene.

Som resultat av langhulls-skivebrytningen står det i dag igjen 16 pilarer i gruben. Det må også nevnes at ved siden av langhulls-skivene, der malmmektighetene har vært mindre, er det drevet en tillempet form for rom- og pilarbrytning, fig. 19-3.

Noe mindre enn 30% av råmalmtonnasjen gjenstår i pilarer og man er nå driftsteknisk kommet dit hen at man må begynne å røve disse.

Selv om grubeledelsen visste at det var gode hengforhold i gruben, ante man lite om hva som kunne skje idet røvingen av pilarene begynte. Dette ville nemlig etterhvert skape ganske

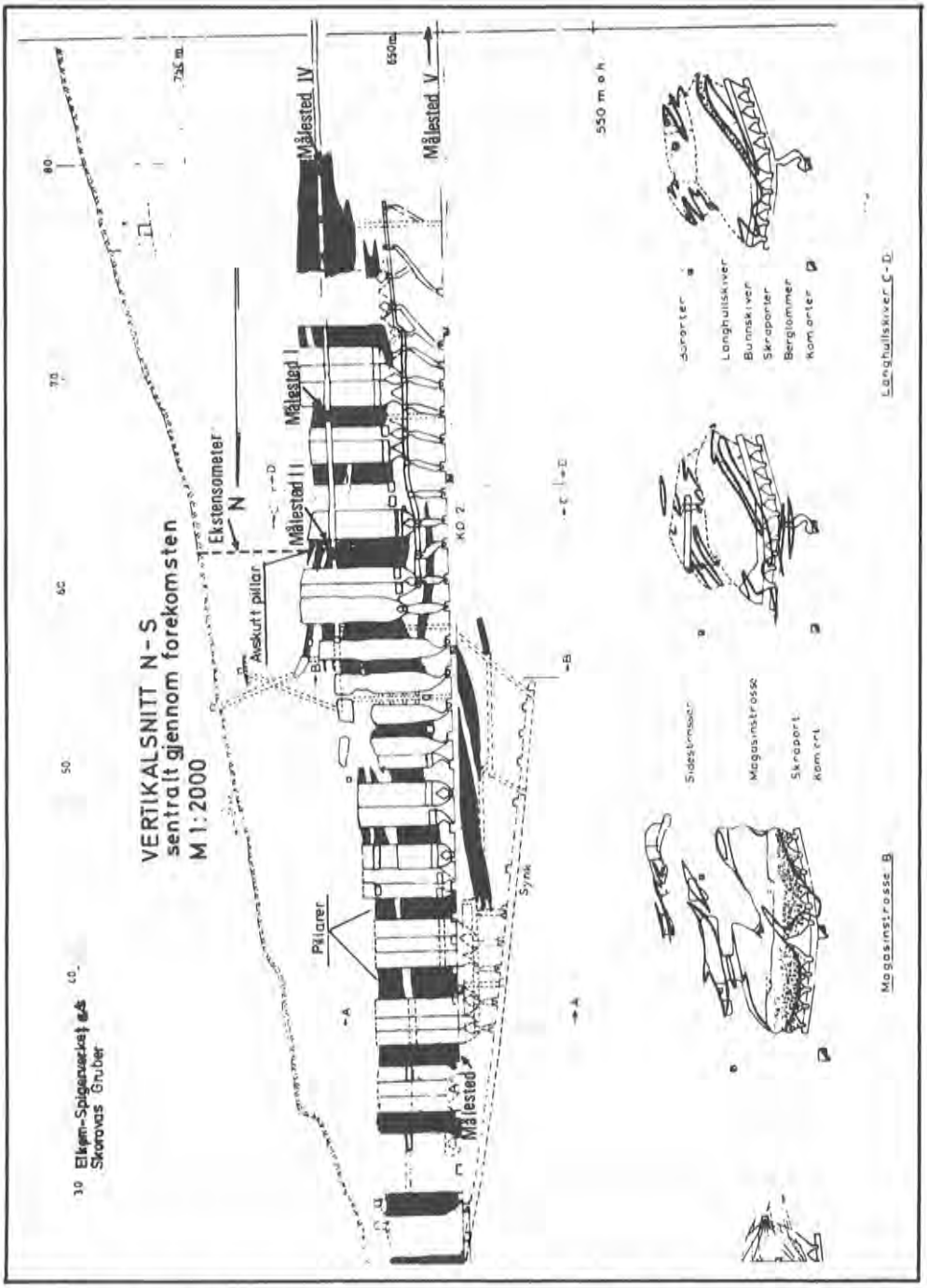


Fig. 19-2 Et vertikalt snitt N-S gjennom Hovedmalmen. De forskjellige pillarene er skravert. Målestedene er inntegnet.

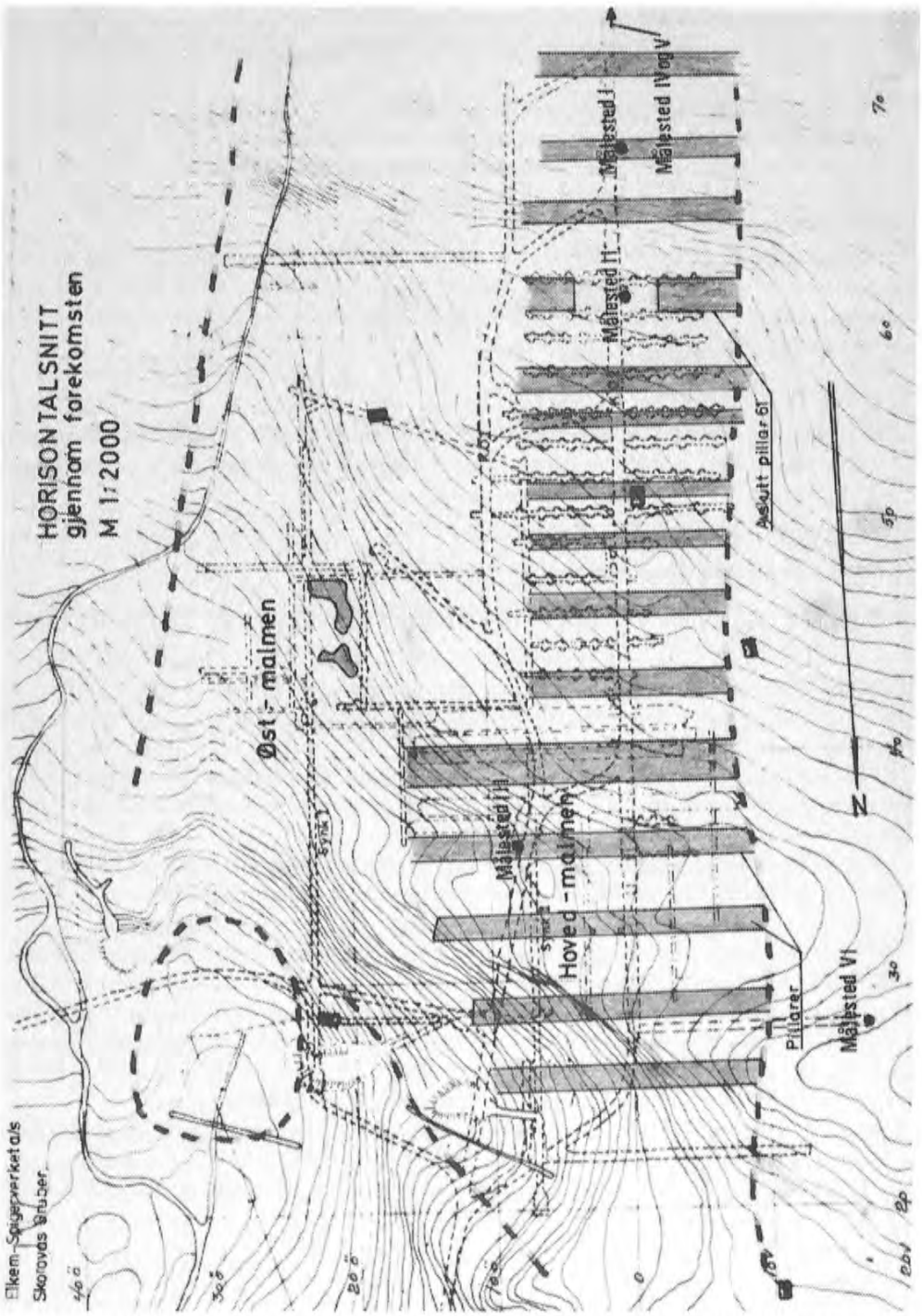


Fig. 19-3 Horisontalsnitt som viser hovedmalmens pilarer. Den avskutte pilar 61 er vist. Gruvens hovedtransportsystem på kote 630 m.o.h. er også lagt inn.

store rom i gruben. Bergoverdekningen er forholdsvis liten, ca. 100 m i de sydlige partier og bare 30–40 m i de nordlige. Ledelsen ønsket derfor å skaffe seg rede på

a) om det kunne være fare for ras opp til dagen
b) om alle pilarer kunne røves, eller om dette måtte skje delvis
c) om røvingen av pilarer eventuelt måtte foregå i en bestemt rekkefølge

4. BERGMEKANIKK

For å klarlegge de bergmekaniske forhold av betydning i denne sammenheng, var det nødvendig med et ganske omfattende måleprogram. Dette ble i store trekk utført av Bergmekanikklaboratoriet, Institutt for gruvedrift, i samarbeid med bedriftens geologer. Det program som er utført kan deles inn i 5 deler:

1) Måling av belastning på pilarer.
2) Måling av den "opprinnelige" spenningstilstand dvs. målinger av den tredimensjonale spenningstilstand i punkter som ligger utenfor influenssonen fra eksisterende brytningsrom.
3) Fotoelastiske modellforsøk i laboratoriet.
4) Måling av setninger i hengberget etter at en pilar er fjernet.
5) Måling av mekaniske egenskaper på tilgjengelig kjernemateriale. Av spesiell interesse er her hengbergets styrke.

Måleprogrammet startet i desember 1970 og siste operasjon (installasjon av borhullsekstensometer fra fjellet ned i brytningsområdet) ble foretatt i september 1973. Regelmessige avlesninger av dette foregår fremdeles.

For måling av belastning på pilarene ble det valgt ut 3 karakteristiske pilarer. Disse er vist på lengdesnittet fig. 19-2. Det ble målt med såkalt doorstoppers [1] fra bororter i selve pilarene. Målingene ble foretatt omtrent midt i pilarene.

For de to innerste pilarenes vedkommende ble det funnet at pilarene ikke hadde noen belastning overhode. Den ytterste pilaren viste imidlertid en belastning som svarer til hva en kan vente ut fra overdekning etc. Det ble antatt at dette fenomenet måtte skyldes tilstedeværelsen av horisontale spenninger som virket stabiliserende på hengberget gjennom en forspenningseffekt. Derved vil taket eller hengen virke som et selvbærende hvelv. Fra naturens side har hengen dessuten en buet, hvelvaktig form som det vil fremgå av tverrsnittene gjennom malmen, fig. 19-2. Dette vil naturlig nok ytterligere øke hengens stabilitet. Driftserfaring vil nå ha vist at man har hatt meget få blokkfall av betydning fra hengen i de eksisterende brytningsrom, hvilket indikerer stabile hengforhold.

For å få kontroll på ovennevnte hypotese er det foretatt tredimensjonale spenningsmålinger på 3 lokaliteter i gruben [1]. Disse punktene er vist på horisontalsnittet, fig. 19-3. Mellom målested 5 og 6 er det en horisontalavstand på ca. 600 m. Tabell 1 viser de viktigste data fra målingene:

Tabell 1: Hovedspenninger, samt målt og beregnet vertikalspenning.

Målested	Overdekn. ca. m	σ_1 kp/cm^2	σ_2 kp/cm^2	σ_3 kp/cm^2	$\sigma_{vert.}$ målt kp/cm^2	$\sigma_{vert.}$ beregn. kp/cm^2
4	115	120	69	30	90	31
5	170	54	36	23	40	46
6	50	21	15	–6	12	13

I de aller fleste tilfeller vil den vertikale spenningskomponent stemme overens med vekten av overliggende masse. Det vil fremgå at dette er tilfelle også her på målested 5 og 6. Derimot avviker verdiene på målested 4. Dette antas å ha sammenheng med følgende:

a) Målestedet ligger for nær store brytningsrom. Derved vil en få en spenningskonsentrasjon pga. av tilstedeværelsen av dette.
b) Målestedet ligger i et fast, lite oppsprukket bergparti, omgitt av tildels løse, oppsprukkete partier. Derved vil det være muligheter for at det faste parti virker som en stiv inneslutning i et omgivende bløtere materiale. Derved oppstår også spenningskonsentrasjoner.

På alle målesteder får en spenningsverdier som indikerer andre påvirkninger enn rent gravimetrisk påkjenning. Dette gir spenningskomponenter som kan tenkes å stabilisere hengen. Denne effekt må imidlertid antas å avta etterhvert som en nærmer seg dagen, idet spenningene på målested 6 (som ligger temmelig nær dagen) er meget lave.

Dette forklarer antakelig at pilaren lengst ut var belastet "normalt", idet både tverrsnittet er mere ugunstig og forspenningen liten.

Hovedspenningsretningene for de tre målestedene er inntegnet i et stereonett, fig. 19-4. Det vil fremgå at største hovedspenning på alle målesteder har omtrent samme retning. De øvrige hovedspenninger viser noe større spredning, men har definitivt samme tendens. Avvikene i retning har antakelig sammenheng med topografien, idet det viser seg at på hvert enkelt målested gjelder:

1) σ_1 faller omtrent i samme retning som fjellsiden (men står steilere).
2) σ_2 er omtrent horisontal og ligger parallell fjellsiden.
3) σ_3 peker ut mot fjellsiden.

På grunnlag av de opplysninger som forelå etter bergtrykksmålingene ble det besluttet å foreta fotoelastiske modellforsøk for å få et bedre inntrykk av spenningsforholdene rundt brytningsrommene. Spesielt var en interessert i å se om det kunne genereres strekkspenninger i hengen. Det ble valgt ut to karakteristiske tverrsnitt som ble analysert. Fig. 19-5 viser et typisk isokromatbilde.

Modellene viste at strekkspenninger kunne oppstå i enkelte punkter hvis hele tverrsnittet ble uttatt (tilsvarende åpningen på figuren). Imidlertid vil dette endres hvis de østligste deler (lengst til venstre i fig.) settes igjen. Da fås trykkspenninger i alle punkter.

De bergmekaniske undersøkelser så langt viste altså at det ville være mulig å røve store deler av pilarene innenfor pr. 55, se fig. 19-2 uten at hengen gikk i ras. Det ble derfor

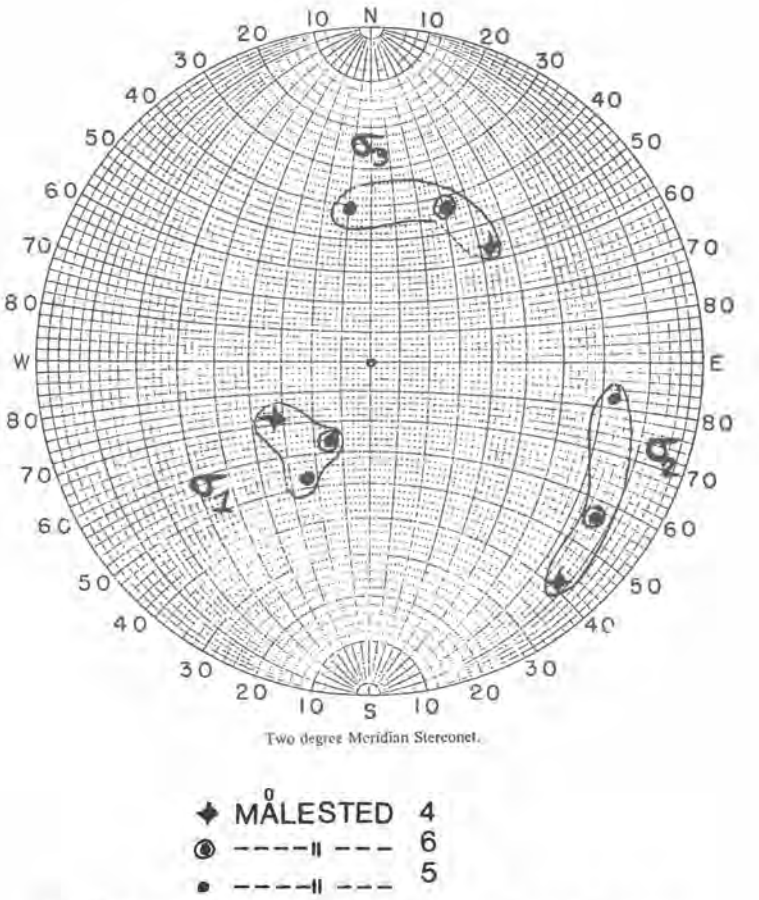


Fig. 19-4 Hovedspenningsretningene inntegnet i stereonett.

besluttet å fjerne pilaren som tilsvarer Målested 2 fig. 19-2. For å føre kontroll med hva som ville skje i hengen ble det besluttet å installere et såkalt borhullsekstensometer i et vertikalt diamantborhull boret fra fjellet over pilaren (se tverrsnitt fig. 19-2) ned til pilaren. Ekstensometret består av ankre som forankres på forskjellige dyp i borhullet. Fra hvert anker går en rustfri streng til overflaten. Strengen festes her til et fjærbelastet oppheng. Opp- eller nedadgående bevegelser av ankeret i forhold til dagen kan registreres ved å måle med måleur eller skyvlær [1]. Borhullets lengde var ca. 51 m.

Parallelt med de øvrige undersøkelser er det foretatt laboratorieundersøkelser for å fastlegge bl.a. trykk- og strekkfasthet av bergartene. Trykkfastheten for kis ligger i området 1500–1900 kp/cm^2 mens grønnstenen ligger i området 850–1000 kp/cm^2. Strekkfastheten ligger for kisen i området 50–100 kp/cm^2 (altså forholdsvis lav) og for grønnsten i området 140–240 kp/cm^2 (forholdsvis høyt). Spredningen i prøveresultatene er for alle prøver forholdsvis lav. Dette indikerer gjerne en bergart som er forholdsvis homogen med lite oppsprekking.

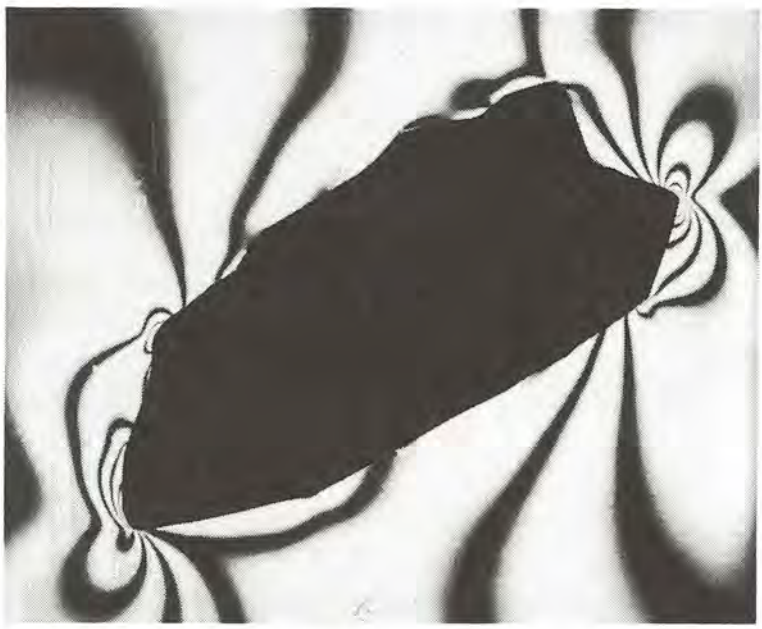


Fig. 19-5 Isokromatbilde.

Fra hengberget er det tidligere tatt en rekke kjerneprøver i mange profiler langs malmsonen. Disse er også testet på strekkfasthet. De viser verdier i størrelsesorden 50–90 kp/cm^2, altså forholdsvis lave verdier, men også her fås en uvanlig lav spredning i prøveresultatene. Forøvrig synes strekkfastheten å avta noe etterhvert som en går sydover.

5. OPPFØLGING AV UNDERSØKELSESPROGRAM

Etter at de forholdsvis omfattende bergmekaniske undersøkelser var ferdige og borhullsekstensometret montert, ble første del av pilaren sprengt i november måned 1973. Ekstensometret ga ingen utslag av betydning. Dog syntes de fire nederste ankere å ha beveget seg litt oppover (!). Resten av pilaren ble sprengt i april måned 1974. Den samme tendens synes å ha gjort seg gjeldende på de nederste ankere, dvs. en oppadgående bevegelse på ca. 2–3 mm maksimalt. De fire nederste ankere ligger fra ca. 0 til 10 m over hengkontakten. Den oppadgående bevegelsen kan synes merkelig. Det er to sannsynlige årsaker til dette:

1) Sjokket fra sprengningen (store salver) kan påvirke ankrene.
2) Fjerning av pilaren kan betraktes som en avlastning av hengen, hvilket vil resultere i en liten hevning.

Bevegelsene er i alle tilfeller meget små. En må også huske at målenøyaktigheten av metoden neppe er større enn ± 1–2 mm.

En har i dag fått et rom med meget betydelige dimensjoner: Høyde ca. 40 m, bredde ca. 80 m, lengde 66 m eller ca. 200.000 m^3.

Ekstensometret har inntil dags dato ikke gitt utslag av betydning. Visuell kontroll fra tilstøtende bororter viser ingen tegn til utrasning av betydning fra hengen.

Bedriften planlegger på lengere sikt røving av ytterligere pilarer syd for den pilar som ble sprengt. Dette vil i så fall resultere i et rom med høyde 35–40 m, bredde 80–100 m og lengde 200 m.

REFERANSER

[1] **MYRVANG, A. (1974).**
Prinsippene for en del bergmekaniske målinger i "Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk 1973" Tapir, Trondheim, 13 s.

INGENIØRGEOLOGISKE ERFARINGER FRA PROSJEKTERING OG BYGGING AV HALLER I FJELL

Geological engineering experience in the planning and construction of large underground caverns.

Siv.ing. Per Bollingmo, NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A.S.

SAMMENDRAG

Erfaringer fra prosjektering og bygging av fire anlegg med haller i fjell er presentert. Alle anleggene er utført i tidsrommet 1972–74.
De ingeniørgeologiske forundersøkelsene er omtalt, og forøvrig er fremlagt erfaringer vedrørende sprengnings- og sikringsarbeidene.
Kostnadene for de forskjellige anleggene er angitt, og disse viser at prisen for ferdig utsprengt og sikret fjellrom varierer mellom kr. 57,– og kr. 123,– pr. m^3.

SUMMARY

Experience gained in the planning and construction of four large underground openings, all built in the years 1972–74, is presented.
Geological engineering pre-investigations, blasting and supporting works are mentioned.
Total costs of each project are presented, and these show that the price per m^3 of blasted and supported cavern varies from N.kr. 57,– to 123,–.

INNLEDNING

I de senere år har NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S deltatt i byggingen av flere haller i fjell.

Vår befatning med prosjektene har vesentlig foregått i fasene forundersøkelser, sprengning og sikring, og det er erfaringer fra disse arbeidene som skal presenteres. Med andre ord er det arbeidene med å etablere et ferdig utsprengt og sikret fjellrom, før arbeidene med innredning til et eller annet bruksformål, som her er omhandlet.

Det er også innhentet opplysninger om anleggskostnadene, slik at prisen pr. m^3 utsprengt og sikret fjell er utregnet.

PRESENTASJON AV ANLEGGENE

Det er fire anlegg som danner grunnlaget for det foreliggende materialet:

1. Svømmehall i Gjøvik.
2. Fryselager i Jordalen, Bergen
3. Tilfluktsrom/parkering, Veritas-Høvik
4. Riksarkivet, Kringsjå, Oslo.

Svømmehall i Gjøvik.

Anlegget består av svømmehall med basseng 25 x 12,5 m, og plass for tilskuere. Se fig. 20-1. Hallens lengde er 40 m, bredde 20 m, og høyden fra bassengkanten til toppen av taket er 9 m. I tillegg er det en hall for trimrom etc., og en for garderobe- og dusjavdeling.

Sprengningsarbeidene ble utført i tidsrommet 1/11.72–1/10.73, men arbeidet pågikk ikke kontinuerlig da samme mannskap delvis ble benyttet på et naboanlegg. Totalt er det utsprengt ca. 11500 m^3. I tillegg inngår ca. 2200 m^3 fra et gammelt anlegg.

Bergarten er en grunnfjellsgneis.

Innredningsarbeidene pågår, og hallen beregnes ferdig til høsten -75. Byggherre er Gjøvik kommune. Bygningsteknisk konsulent er Fortifikasjon A/S. Entreprenør er Dipl.ing. Kaare Backer A/S & Co.

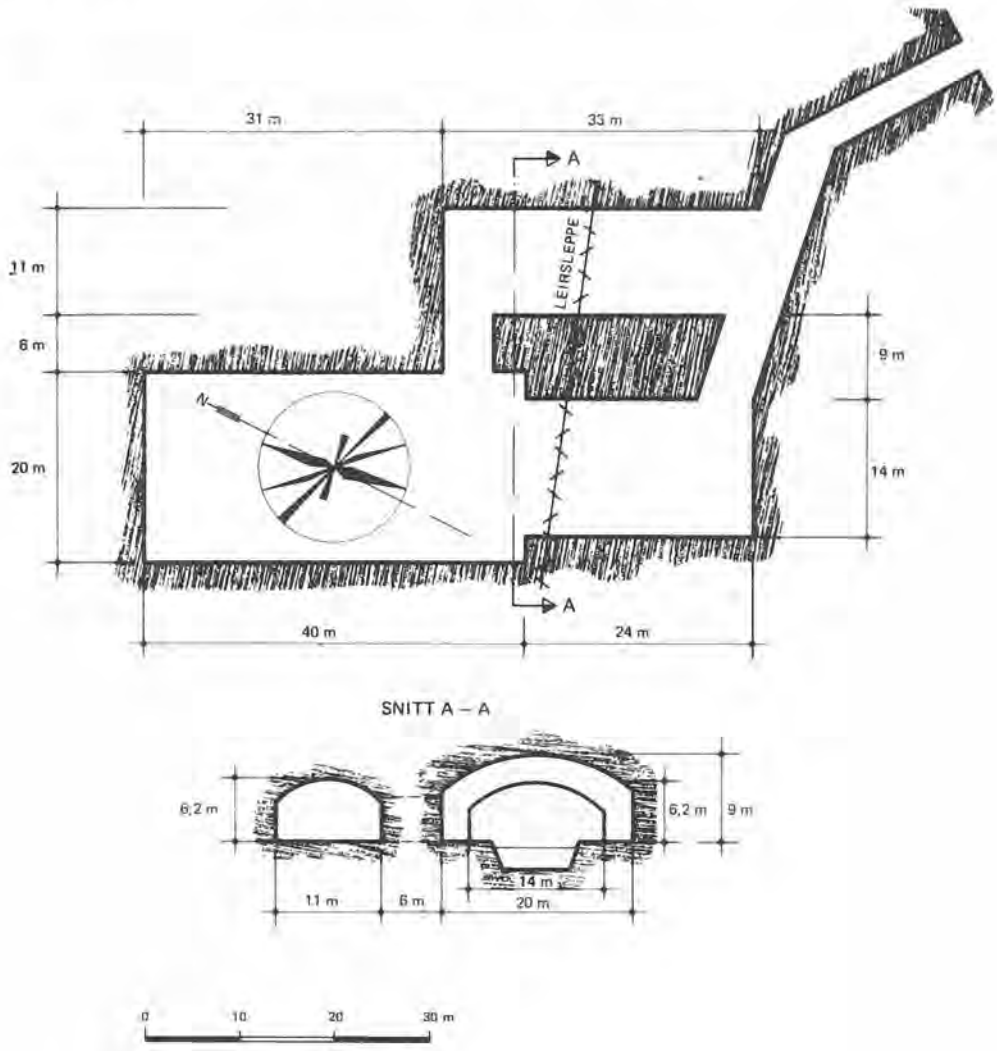


Fig. 20-1 Svømmehall, Gjøvik.

Fryselager i Jordalen, Bergen.

Dette anlegget består i all enkelthet av en 12 m lang adkomsttunnel inn til en hall med bredde 20 m, lengde 57 m og total høyde 10,8 m. Se fig. 20-2. Totalt er det utsprengt ca. 11100 m^3. Bergarten er en grunnfjellsgneis.

Hallen skal nedkjøles til minus 30°C og benyttes som råsprengt rom med reoler for lagring av kjøtt. Innredningsarbeidene er ferdige, og nedfrysingen pågår i disse dager (÷18°C den 7/11.74). Arbeidene med sprengning og sikring pågikk i tidsrommet 29/10.73–24/2.74.

Byggherre er G. C. Rieber & Co. A/S.

Bygningsteknisk konsulent er Siv.ing. Johannes og Jakob Blytt.

Entreprenør er Lau Eide A/S.

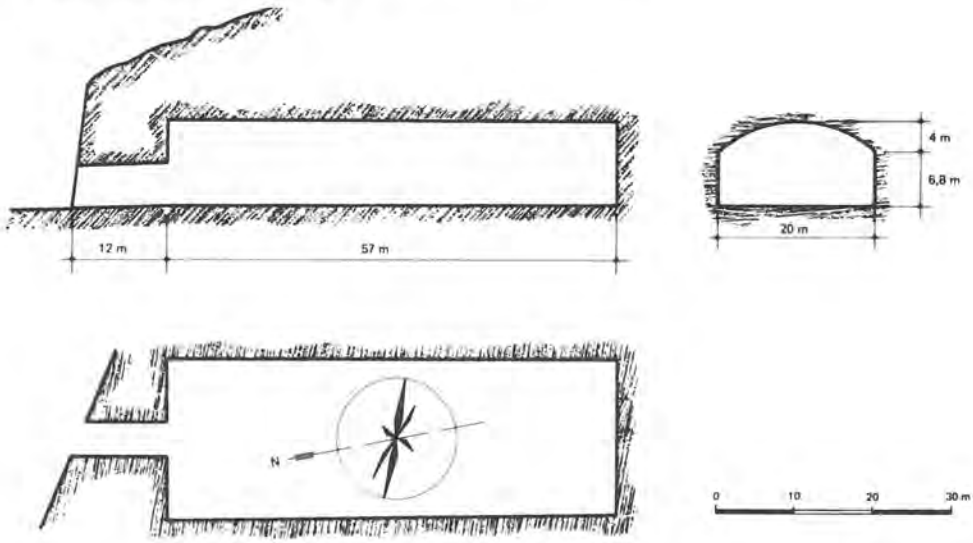


Fig. 20-2 Fryselager i jordalen, Bergen.

Tilfluktsrom/parkering Veritas–Høvik.

Dette er et fjellrom som skal benyttes til parkering i fred, og tilfluktsrom i krig. Se fig. 20-3. Det består av en hall med lengde 24,5 m, bredde 17,3 m og total høyde 9 m. Totalt er det utsprengt ca. 4300 m^3. Bergarten er en kalk-leirskifer, delvis med knollestruktur. Sprengning og sikring pågikk fra 10/1–1/5.74. Innredningsarbeidene har bestått i støping av gulv, og deling av rommet i to etasjer med et spennbetongdekke.

Byggherre er Det Norske Veritas.

Bygningsteknisk konsulent er Multiconsult A/S, og entreprenør A/S Veidekke.

Riksarkivet, Kringsjå.

Den delen av Riksarkivets anlegg som her skal omhandles består av to haller som hver har en bredde på 16 m, total høyde på 15 m og lengder på henholdsvis 70 m og 90 m. Se fig. 20-4. Med adkomsttunnel, heisesjakt etc. er det utsprengt ca. 48.000 m^3. Bergarten er en hornfels. Sprengning og sikring ble utført i tiden 1/8.72–15/7.73.

Hallene skal benyttes som arkiveringsplass i tilknytning til kontorer etc. som bygges i dagen over anlegget.

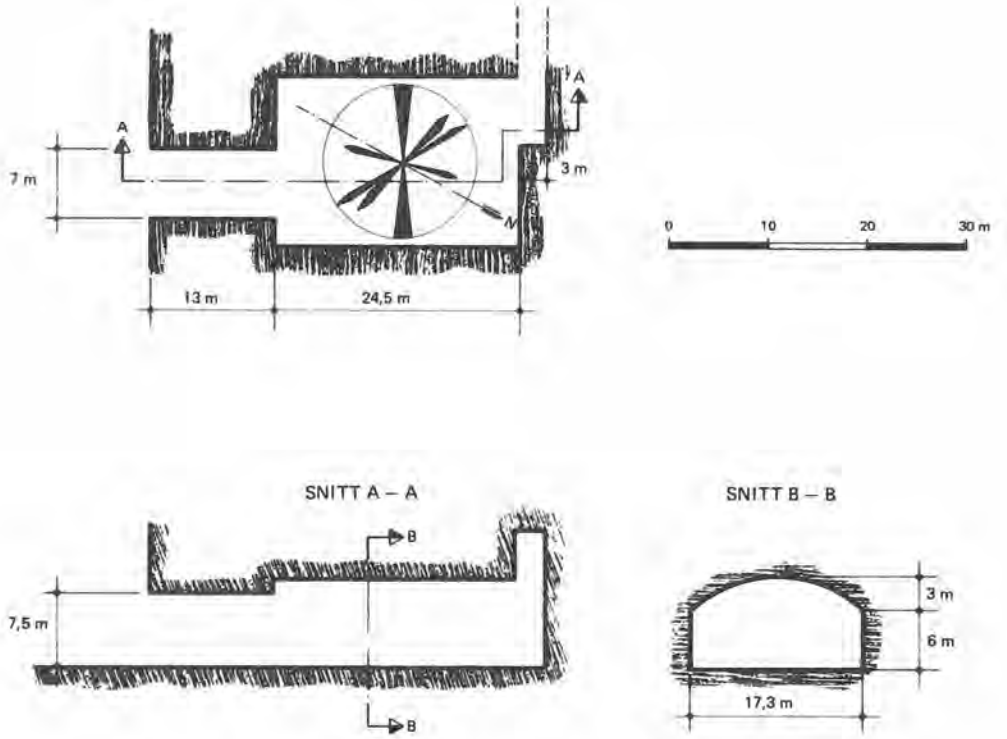


Fig. 20-3 Tilfluktsrom/parkering Veritas–Høvik.

Byggherre er Statens Bygge- og Eiendomsdirektorat, bygningsteknisk konsulent Ing. Chr. F. Grøner A/S, og entreprenør Ing. F. Slemer A/S.

FORUNDERSØKELSER

Feltundersøkelser

Feltundersøkelsene har for alle anleggene bestått i flyfotostudier og befaringer i marken med kartlegging av bergartsvariasjoner, sprekker og svakhetssoner.

For Riksarkivet er det i tillegg utført to kjerneboringer for å kartlegge karakter og forløp av en knusningssone. Ved svømmehallen på Gjøvik og tilfluktsrommet på Veritas-Høvik var det eksisterende fjellrom som ga gode observasjonsmuligheter.

Laboratorieundersøkelser

Laboratorieundersøkelsene har bestått i måling av sprøhets- og flisighetstall for en grov klassifisering av bergartens mekaniske egenskaper. Dette er i neste omgang sammenholdt med mineralsammensetning og struktur for en vurdering av borbarhet, sprengbarhet og steinmaterialenes anvendbarhet til byggetekniske formål.

For Riksarkivet ble det i tillegg utført målinger av slitasjeverdi, Sievers J-verdi, strekkfasthet og lydhastighet for bedre definisjon av borbarhet og sprengbarhet.

Hvis det er funnet svelleleire, er det i ødometer målt svelletrykk for å få et inntrykk av leirens aktivitet.

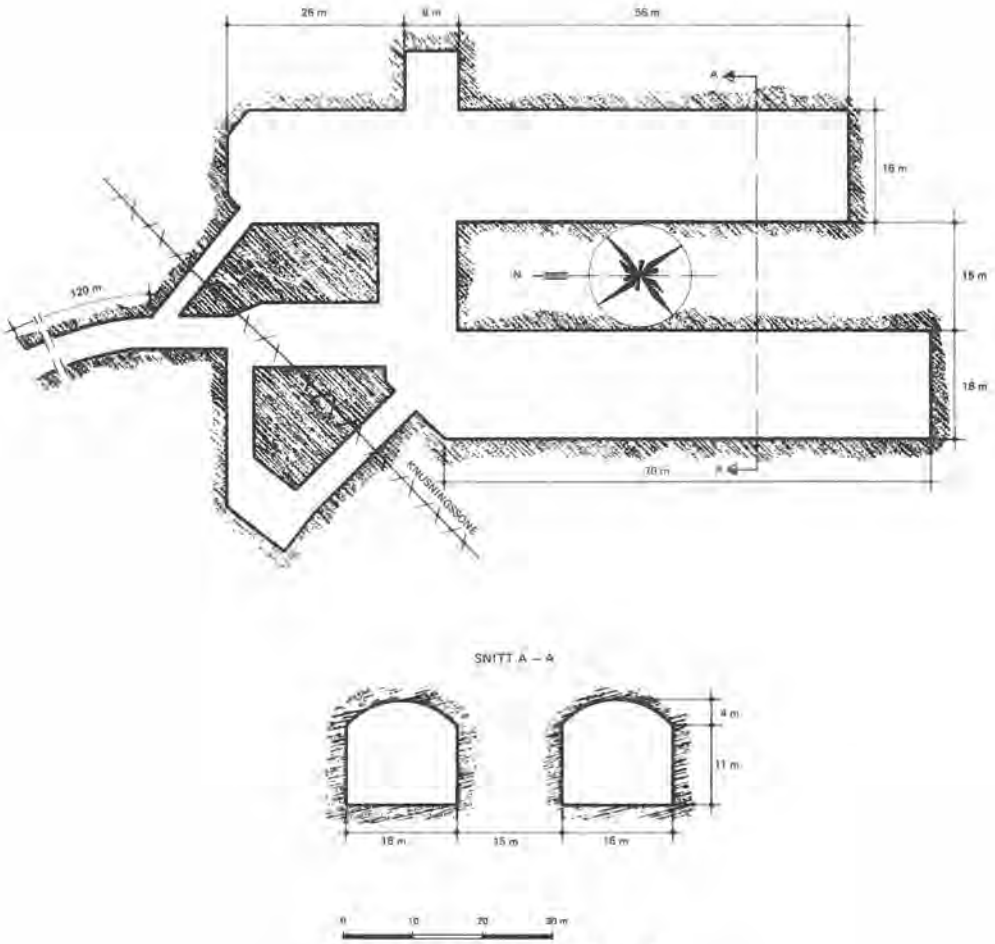


Fig. 20-4 Riksarkivet, Kringsjå.

PLASSERING OG ORIENTERING AV ANLEGGENE

Plasseringen og orienteringen av anleggene er forsøkt foretatt etter vanlige ingeniørgeologiske kriterier. Først og fremst søkes unngått større svakhetssoner som kan tenkes å gi stabilitetsvansker. Dernest er anleggene orientert slik at de krysser fremherskende sprekkesystemer mest mulig på tvers.

Imidlertid har i flere tilfeller plassering og orientering av anleggene delvis vært bundet av praktiske hensyn, men stort sett har det også lyktes å få gunstig orientering og plassering ut fra ingeniørgeologiske ønskemål.

På figurene 20-1/4 er det inntegnet sprekkeroser, og dessuten svakhetssoner som anleggene er kommet i berøring med.

DRIFTSOPPLEGG

Driftsopplegget for sprengningen har i hovedtrekkene bestått i følgende faser: Se fig. 20-5.

- Sprengning av adkomsttunnel inn til hovedhallen, og så stigning med et profil omtrent tilsvarende adkomsttunnelen opp til et nivå 2–3 m under vederlaget.
- Fra dette nivået sprenges så en pilottunnel slik at det står igjen ca. 1–3 m ut til teoretisk profil.
- Deretter strosses profilet ut til ferdig tak og vegger, og hengen sikres.
- Til slutt palles det ned til gulvnivå.

Denne metoden med å sprenge ferdig profil i hengen med en lett stross gir liten påkjenning på fjellet, og derved reduserte sikringsarbeider. Imidlertid er metoden betinget av at den midlertidige hengen man får ved pilottunnelen er såpass god at den ikke krever fysisk sikring i form av bolter e.l., og heller ikke uforholdsmessig mye rensk.

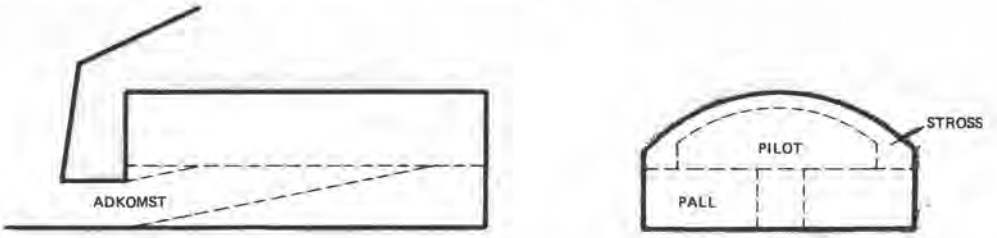


Fig. 20-5 Driftsopplegg for sprengning.

SPRENGNINGSTEKNISKE ERFARINGER

Borenøyaktighet

For å få jevne fjellflater og reduserte sikringsarbeider er det spesifisert slettsprengning med hullavstand 40–60 cm, og borenøyaktighet i kransen med maksimalt avvik på 4–6%.

Det har vist seg vanskelig å oppnå de spesifiserte krav til borenøyaktighet, vesentlig på grunn av slurvete innstilling av maskinene, men også vanskeligheter med å bedømme borets helning på øyemål. I den senere tid har vi derfor begynt å benytte inklinometer montert på bommen, og med avlesning nede på maskinen. Om dette vil gi det ønskede resultat er noe tidlig å si.

Sprengstoff.

I kranshullene er det benyttet rørladninger. Delvis er disse initiert med 1/2–1 dynamittgubbe som bunnladning, og delvis med detonerende lunte tapet til rørene. Med detonerende lunte er det klart bedre resultater enn med dynamitt. Detonerende lunte sikrer detonasjen av alle rørene, mens man med dynamitt har fått tildels mye udetonerte rør, og derved ujevn bryting. Dessuten fører dynamitten til større oppknusing omkring hullbunnen enn detonerende lunte som skåner fjellet mer.

Blant stuffolkene har det vært en del motstand mot bruken av detonerende lunte da dette medfører en ekstra ting å holde rede på. Etter en tid har imidlertid arbeidsoperasjonene gått glatt, og de fleste er blitt "frelst" og blitt svært fornøyd med resultatene.

SIKRINGSERFARINGER

For alle anleggene har siktepunktet vært å oppnå en midlertidig sikkerhet vesentlig med bolter. Sprøytebetong og utstøpninger er kun tenkt benyttet på begrensede partier der det ville være nødvendig for sikkerheten i anleggsperioden.

Bolting.

Boltene har naturlig nok vesentlig vært benyttet i taket, og i følgende tabell er angitt hvor tett de er satt.

Anlegg	Antall m^2 pr. bolt
Svømmehall, Gjøvik	3
Fryselager, Jordalen	5
Tilfluktsrom, Veritas	1
Riksarkivet, Kringsjå	2

I dette inngår også bolter til festing av armeringsnett for armert sprøytebetong.

I kombinasjon med bolter og bånd er det med hell benyttet gjerdenetting til sikring av oppsprukket fjell. Dette er ofte et godt alternativ til sprøytebetong.

Sprøytebetong.

Tilfluktsrom, Veritas: For dette anlegget er det forutsatt at den permanente sikring skulle bestå av armert sprøytebetong. Her ble hele taket sprøytet, delvis som arbeidssikring av en oppsprukket diabasgang, men hovedsakelig etter fullført sprengning.

Svømmehall, Gjøvik: Her ble det bare benyttet armert sprøytebetong over et ca. 30 m^2 stort parti i forbindelse med en leirsleppe.

Fryselager i Jordalen: Her ble det ikke benyttet sprøytebetong.

Riksarkivet, Kringsjå: Ved dette anlegget var fjellet mer oppsprukket enn antatt på forhånd, og i taket ble det nødvendig med systematisk bolting og uarmert sprøytebetong som arbeidssikring. I tillegg ble det sprøytet noe også på veggene. Opprinnelig var det her forutsatt en permanent sikring med et ca. 30 cm tykt frittstående betonghvelv, men den relativt solide arbeidssikringen gjorde dette overflødig.

Utstøpning.

I alle anleggene måtte det benyttes kontaktstøp for sikring av påhugget for adkomsttunnelene.

Forøvrig ble det ikke behov for utstøpning i Fryselager i Jordalen, og i Tilfluktsrom, Veritas.

Svømmehallen på Gjøvik måtte sikres med kontaktstøp i forbindelsestunnelen mellom svømmehallen og garderobeavdelingen. Dessuten måtte den leirsleppen som er vist på figur 20-1 sikres med en kontaktstøp i overgangen mellom svømmehallen og trimavdelingen.

Hallene i Riksarkivet er relativt høye, og de mange utstikkende hjørnene var meget utsatt da fjellet var relativt sterkt oppsprukket. Nesten alle utstikkende hjørner måtte sikres med kontaktstøp. Se figur 20-6.

Fig. 20-6 Riksarkivet, Kringsjå. Kontaktstøpte hjørner.

Sikring mot vann.

Svømmehall, Gjøvik: Den permanente sikringen består her av betonglameller lagt opp på kontaktstøpte ribber. Se figur 20-7. Dette danner et hvelv som er tekket. Hvelvet er laget for å kunne beherske innemiljøet med hensyn til fuktighet, temperatur og ventilasjon.

Fryselager i Jordalen: Før nedfrysingen var det enkelte vannlekkasjer i form av drypp. Under nedfrysingen ble disse lekkasjene konsentrert til færre steder, men lekkasjene på hvert sted ble større. Det ble følgelig en del arbeid med hogging og fjerning av is, men ved ca. minus 13°C stoppet alle lekkasjer og hallen er nå tørr. Enkelte av lekkasjene ble stoppet ved å bore hull, og derved konsentrere vannet. Deretter ble luftstrømmen fra kjøleaggregatene rettet direkte mot borhullene som så frøs tette.

Tilfluktsrom Veritas: Som nevnt består den permanente sikringen av armert sprøytebetong. Sprøytebetongen er drenert med plastrør bak steinull.

Opprinnelig var det antatt at sprøytebetongen ikke ville bli tett, og at vannlekkasjer skulle fanges opp med lette himlinger. Imidlertid ble det lekkasjer i form av drypp bare på noen få steder, og himlingen ble besluttet sløyfet. Dryppstedene ble forsøkt tettet med et epoxyprodukt, men dette var ikke vellykket. I disse dager pågår forsøk på tetting med andre produkter. Foruten dryppene er det store flater med fuktgjennomslag uten drypp.

Riksarkivet, Kringsjå: Vannet blir her tatt vare på ved at det inne i hallene bygges et hus hvor taket tekkes. Dette huset bygges for å kunne få den ønskede kontroll med ventilasjon, fuktighet og temperatur.

Fig. 20-7 Svømmehall, Gjøvik. Kontaktstøpte ribber for opplegg av hvelv.

KOSTNADER

I den følgende tabell er det laget en oppstilling over kostnadene for de forskjellige anleggene.

Det som er medtatt omfatter anleggskostnader som er nødvendig for å etablere et ferdig utsprengt og sikret fjellrom, før innredningsmessige arbeider for et eller annet bruksformål starter. Grunnerstatninger, konsulenthonorarer og utgifter til byggeledelse er ikke medtatt. Heller ikke verdien av steinmassene er fratrukket kostnadene. Sprengningsprisene er eksklusive transport.

Tallene kan vanskelig bli helt nøyaktige og sammenlignbare, da f.eks. generalomkostninger for sprengningsentreprisen av et anlegg ofte må deles på byggetekniske eller innredningsmessige arbeider.

Likeledes vil det bli lagt noe forskjellig vekt på den midlertidige sikring alt etter hva hallen skal brukes til, og hvilke permanente sikringsarbeider som skal utføres. I noen tilfeller fungerer også den midlertidige sikring som permanent sikring.

Et annet moment er at ikke alle anleggene har måttet ta like store hensyn til omgivelsene når det gjelder rystelser og sprengningstider.

Kostnadene pr. m^3 utsprengt og sikret rom omfatter ikke bare hallene, men også adkomsttunneler etc.

	Svømmehall Gjøvik	Fryselager Jordal	Tilfluktsrom Veritas	Riksarkivet Kringsjå
Generalomkostninger	60.000	200.000	30.000	209.000
Sprengning	857.000	304.000	189.000	2.589.000
Sikring	226.000	150.000	290.000	1.680.000
Prisstigning	60.000	26.000	20.000	80.000
Totalt ekskl. mva.	1.203.000	680.000	529.000	4.558.000
Kostnad kr/m^3	105,–	61,–	123,–	95,–

De relativt høye kostnadene for Tilfluktsrom Veritas skyldes delvis at det ved dette anlegget er utført en armert sprøytebetong som har fungert delvis som midlertidig sikring, men også utgjør en fullgod permanent sikring.

TUNNELDRIFT I OSLOFELTETS ERUPTIVER – INGENIØRGEOLOGISKE OG BERGMEKANISKE ERFARINGER

Tunnelling in the Oslo-area – engineering geological and rock mechanics experiences.

Bergingeniør Anders M. Heltzen, Kontor for fjellsprengningsteknikk, Oslo.

SAMMENDRAG

Observasjoner viser at sprengbarhet, borbarhet og borsynk kan karakteriseres som middels til god for de typiske eruptive bergarter i Oslofeltet. Som et unntak anføres at enkelte finkornete felsittporfyrer er tungsprengte. Disse viser samtidig høy trykk- og strekkstyrke.

Det synes å være overensstemmelse mellom største hovedspenningsretning og orienteringen av det dominerende sprekkesystemet i området. Til dette systemet hører også karakteristiske, smale diabasganger.

Omfanget av sikringsarbeider i tunneler drevet i drammensgranitt, rombeporfyr, kvartsporfyr og basalt belyses.

SUMMARY

Registrations show a blastibility, a drillability and a penetration rate between medium and good in the typical volcanic rocks in the Oslo-region. The only exception observed is a poor blastibility in a fine-grained felsite-porphyry with a high compressive and tensile strength.

Examples given from several tunnels seem to prove a connection between the main fracture system, including narrow diabasic dykes, and the major stress component in the rock measured in drillholes from the tunnel.

The amount of work needed to increase the stability of the rock around the tunnel profile is indicated for some typical small-profile tunnels.

GEOLOGI

I takt med utnyttelsen av undergrunnen begynner vi etter hvert å få bedre kjennskap til de problemene som anleggsdrift i Oslofeltets eruptiver fører med seg.

De geologiske kartene viser tilstedeværelsen av en rekke eruptiver tildels med høyst ulike mineralsammensetning.

Innen hovedgruppene basalt, rombeporfyr, syenitt og granitt forekommer en rekke varianter med utspring i ulike lavastrømmer eller erupsjoner.

Eruptivene har såvel et indre sprekkemønster, dannet under kontraksjon ved overgang fra flytende til fast tilstand, som regionale systemer, ofte karakterisert ved markerte forkastningssoner. Et forsøk på å anskueliggjøre forkastningsforholdene i et lokalt område med en rekke rombeporfyrdekker er vist i figur 21-1, etter R. SCHACH (1974). For planleggerne er kjennskap til forkastningstektonikken av stor betydning.

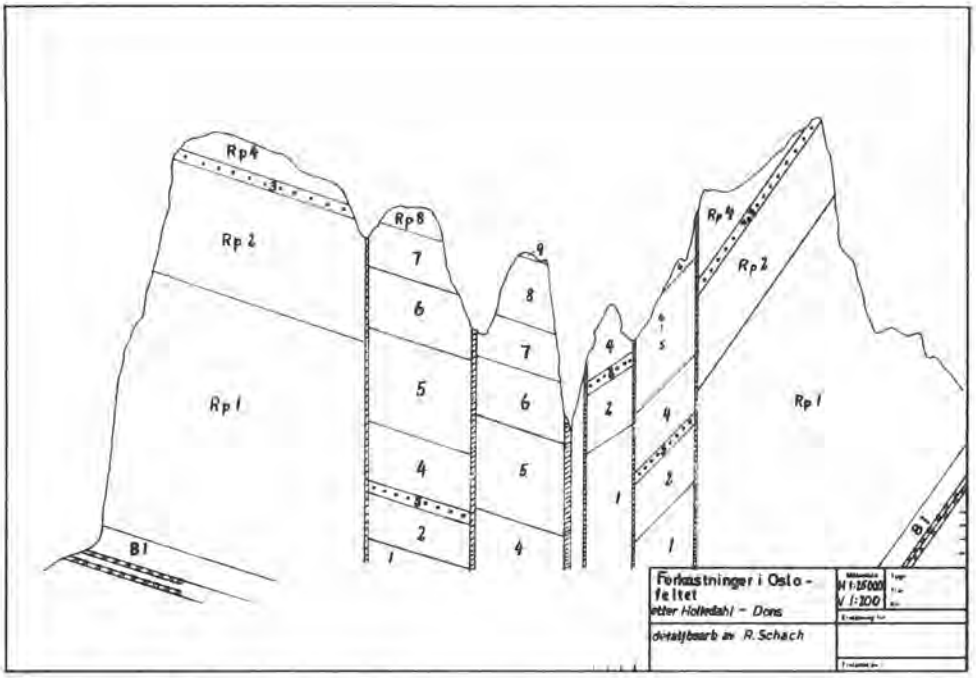


Fig. 21-1 Eksempel på forkastninger i Oslofeltets eruptiver (etter R. Schach).

Vesentlig etter hovedsprekker opptrer seneruptive diabasganger, sjelden over 4 m, gjennomgående under 1 m mektige. Disse unndrar seg kartverket på grunn av den beskjedne mektighet.

INGENIØRGEOLOGI

Det faller naturlig å bruke den petrografiske klassifiseringen også for den ingeniørgeologiske betraktningen. Det er brukt en inndeling i 7 hovedgrupper: Basalt, rombeporfyr, syenitt, nordmarkitt, drammensgranitt, kvartsporfyr og felsittporfyr.

Følgende oversikt viser noen ferdige anlegg eller anlegg under utførelse i eruptivene:

I basalt:	Deler av Kolsås vannmagasin, Franzefoss Bruks. knuseanlegg på Steinshøgda.
I rombeporfyr:	Deler av Kolsås vannmagasin, del av tunnel Egga–Glitrevann, del av tunnel mot Klopptjern, del av Spiralen, tilfluktsrom Bragernesåsen, tunnel Tommineborgveien–Strøtvedt, Drammen.
I syenitt:	Det meste av tunnel Trehørningen–Heggelivann, Farristunnelen, tunnel til Flittig kraftverk, fjellanlegg Jotun Fabrikker, Moveien sivilforsanlegg, Sandefjord.
I nordmarkitt:	Oset renseanlegg, tunnel Grorud–Romsås, Linderud vannmagasin.
I drammensgranitt:	Lieråsen tunnel, sivilforsvarsanlegg i Drammen og Heggedal, Fosskollen tunnel, seksjoner av Glitrevannstunnelen, diverse tunneler i Kobbervikdalen, Drammen.

I kvartsporfyr: Del av tunnel Egga–Glitrevann, del av tunnel mot Klopptjern.

I felsittporfyr: Vannmagasin Aurevann, ytre del av tunnel Trehørningen–Heggelivann.

Dessverre er det bare i de færreste tilfellene det har vært anledning til en systematisk oppfølging av disse anleggene, men omfanget av erfaringer og nedtegnede observasjoner er alt såpass stort at det gir grunnlag for en grov klassifisering av de fleste ingeniørgeologiske data, slik som vist i den følgende tabell.

TRYKK OG STREKKFASTHET UTFØRT PÅ BORKJERNER, H/d = 2,5
I TABELLEN ER RESULTATENE OMREGNET TIL TERNINGSFASTHET

Bergart	Spr.-bar.-het	Leve-tid bor.	Bor-synk.	Trykk-fasth. Kp/cm^2	Strekk-fasth. Kp/cm^2	Sprekke-frekv.	Vann-gj.g
Basalt	M	G	M	2300	225	H-M	V-V
Rp.	M-G	G	G	1100	180	M	V
Kv. p.	G	M	G			H	V
Syenit	G	G	G	1100	100	M	V
Nordm.	G	M-G	G	1500	75	M	V
Dr. gr.	G	G	G			M	V-VVV
Felsp.	G-M-D	M	G-M	4500	300	H-M	V-V

G – God
H – Høy
M – Middels
D – Dårlig

Sprengbarheten, angitt som inndriftsprosent, defineres som god når den er større enn 92%, som middels mellom 85% og 92% og som dårlig når den er mindre enn 85%.

Borslitasjen, kalt levetid av bor, refererer seg til 45 mm borskjærdiameter og angis som god for levetid over 250 m, som middels for området 150–250 m og som dårlig når levetiden er kortere enn 150 m.

Nettoborsynk med referanse til luftdrevne hammerbormaskiner med 4 1/2" stempeldiameter, betegnes som god, middels og dårlig henholdsvis for over 90 cm, mellom 70 cm og 90 cm og under 70 cm pr. min.

Som middels sprekkefrekvens regnes oppsprekning som gir fragmenter fra 10 dm^3–100 dm^3, mens fragmenter under 10 dm^3 har sitt utspring i en høy sprekkefrekvens. Grunnen til denne inndelingen er at man i eruptivbergartene i grove trekk har et kubisk oppsprekningsmønster.

v står for svakt vanndrypp, vv for sterkere drypp og sildring og vvv for vanninnstrømning.

Det skal her nevnes at i to seksjoner av Glitrevanntunnelen, ca 2,5 km lange, som går gjennom drammensgranitt og kvartsporfyr, har man målt en samlet vanninntrengning på 700–800 l. pr. min.

Ingen av de opplistete bergartsgrupper byr generelt på spesielle sprengtekniske problemer. I enkelte soner med utviklete slaktfallende slepper, slik de især kan forekomme i drammensgranitt, har man imidlertid hatt problemer med fastboring og borkrangel.

SVELLELEIRE

Fra Lieråsen tunnel har det i tidligere foredrag vært omtalt stabilitetsmessige problemer som man møtte under fremdriften, HÅLAND (1970). Granitten gjennomsettes av steile, i hovedsaken parallelle, ca. N–S-strykende diabasganger. I grensesjiktet granitt – diabas traff man i mange tilfeller på leirsoner. Leirmineraler kunne man også ha i selve granittmassivet uavhengig av diabasgangene. Sonevis støtte man på en såkalt dypforvitret granitt. Her var omvandlingen av de enkelte feltspatindividene innledet. Ved kontakten med fuktigheten i luften svellet sekundærmineralene og brøt feltspatkornene istykker. Slik dypforvitret bergart har man også funnet andre steder i drammensgranitt og i nordmarkitt. Ukonsolidert eller dypforvitret basalt (basaltslam) har man påtruffet i tunnelen mot Klopptjern.

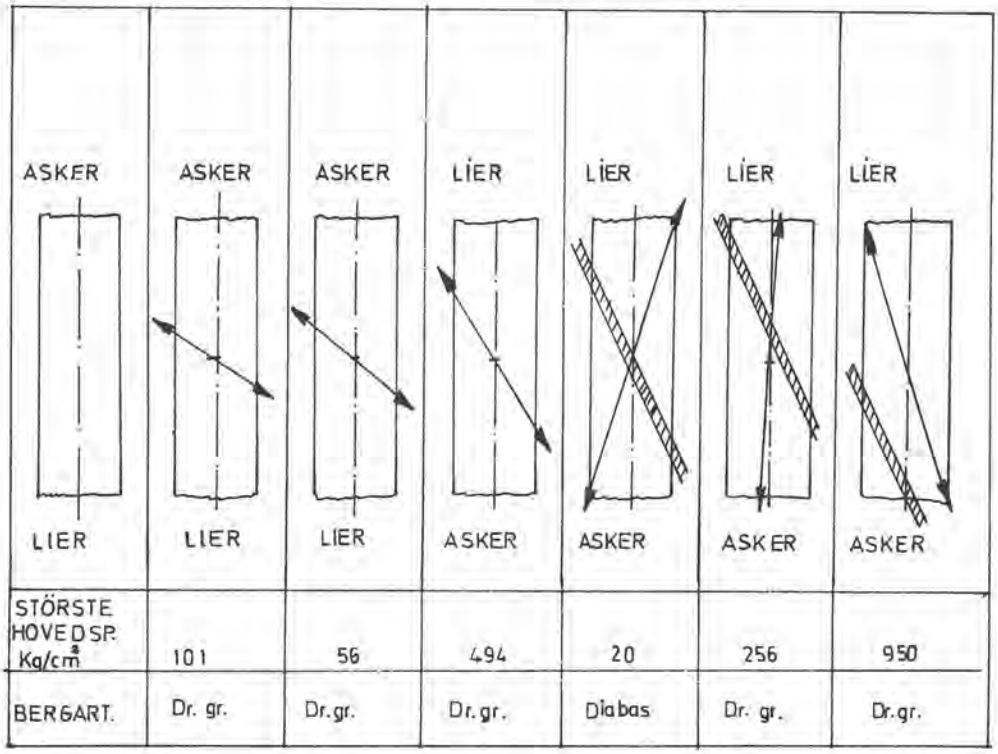
Bortsett fra de kvartsrikeste varianter av felsittporfyren er samtlige bergarter dominert av feltspat. I knusningssoner, i mineralavsetninger etter slepper og stikk og i mer eller mindre dekomponerte soner i bergarten kan man vente et betydelig innhold av svellende materiale. I det følgende er listet opp en tabell over en del analyseresultater:

Bergart	Maks. svelle-trykk (kg/cm^2)	% svelle-materiale
Drammensgranitt	1,1	20
Drammensgranitt	1,2	20
Drammensgranitt	5,0	90
Drammensgranitt	5,3	65
Rombeporfyr	4,4	–
Larvikitt	1,9	–
Kjelsåsitt	–	20
Kjelsåsitt	–	50

SPRAKEFJELL

Sprakefjell kjenner man fra tunneler i drammensgranitt, syenitt (kjelsåsitt) og felsittporfyr. I disse bergartene er ikke spraket betinget av statisk trykk fra det overliggende fjell. Fenomenet er observert ved overdekninger ned til ca. 50 m. Vi har for oss en frossen spenningstilstand, residualspenninger, som har vært bundet til bergarten siden størknings-prosessen.

Spenningsmålinger ble utført i Lieråsen tunnel av Kontor for fjellsprengningsteknikk ved bergingeniør S. Moxon. Det synes på grunnlag av målingene som om største hovedspenningsretning faller noenlunde sammen med den mest dominerende sprekkeretning i området. Noen av måleresultatene er vist i figur 21-2. Observasjoner i og like ved en kryssende diabasgang er spesielt interessante. Som man ser, har man en NØ-lig orientering av største hovedspenning inne i gangen. Umiddelbart foran er orienteringen ca. N–S, mens det like bak gangen igjen ble funnet en ca. NV-lig orientering, parallelt diabasen og i overensstemmelse med de andre observasjoenne fra denne tunnelen.



STÖRSTE HOVEDSP. Kg/cm²	101	56	494	20	256	950
BERGART.	Dr. gr.	Dr.gr.	Dr.gr.	Diabas	Dr. gr.	Dr.gr.

Fig. 21-2 Målinger av hovedspenninger i Lieråsen tunnel (Kontor for fjellsprengningsteknikk).

Sprakefjellet bød på store problemer under tunneldriften. Man opplevet å få oppsprekning og også stukning av støpt hvelv. Selv om man til vanlig klarte å holde spraket stangen med sprøytebetong, hendte det at flak spraket løs fra sprøytebetongsjiktet.

I drammensgranitt har man også registrert sprak i ca. 7 m^2 tunneltverrsnitt. Ca. 1150 m og 1230 m inne i Glitrevannstunnelens påhugg i Bragernesåsen fikk man sprak. I terrenget over sees en mindre ca. N-60°–Ø-strykende forsenkning. I den ca. N-30°–V-orienterte tunnelen sees knusningssoner og intrusive diabas- og kvartsporfyrganger med strøk mellom Ø–V og N-50°–Ø. Forholdene skulle her tilsi at største hovedspenning også blir liggende i denne sektor, idet man da får en forholdsvis stomp vinkel med tunneltraseen.

Sprak i en 16 m^2 tunnel i drammensgranitt i Kobbervikdalen med traséretning ca. N-75°–V skulle tyde på en ugunstig retning i forhold til største hovedspenning, slik at denne da er rettet ca. NØ–SV. Knusningssone har man i dette området med strøk ca. N-20°–Ø. Flere diabasganger i området har også liknende strøkretning, som følgelig også burde falle sammen med den største hovedspenningens retning.

I syenittbergarten kjelsåsitt fikk man sprak i den ca. 6 m^2 store tunnelen mellom Trehørningen og Heggelivann. Tunnelen løper i retning N-35°–Ø. Diabasganger og et dominerende sleppesystem skjærer tunnelen etter ca. N-50°–V og danner følgelig en stomp vinkel med tunneltraseen. Største hovedspenning står også her sannsynligvis parallelt med hovedoppsprekningen.

SIKRINGSARBEIDER

Man foretrekker å sikre knusningssoner og dekomponerte bergarter med full utstøpning. Dreier det seg om steile, kryssende soner med høyt leirinnhold og med mektigheter under ca. 50 cm, kan det i mange tilfeller være tilstrekkelig å sikre sidefjellet med bolter og forsegle selve sonen med armert sprøytebetong.

Som tidligere nevnt kan sprøytebetong brukes mot sprakefjell. I mindre profiler hvor man har lettere adgang til å renske tak og vegger, kommer man langt med god rensk og bolting og da helst i kombinasjon med fjellbånd og netting. Et eksempel fra Heggelitunnelen viser at rensketiden i sprakefjellsområder kan gi betydelige utslag. I denne tunnelen brukte man opp til 2,1 timeverk pr. løpemeter tunnel til rensk i sprakefjellsområdet, mens det normalt for tunnelen ble operert med en rensketid på ca. 0,7 timeverk pr. løpemeter. Renskeomfanget kan holdes nede ved en rask boltesikring.

Omfanget av sikringsarbeider i eruptivene avhenger her som andre steder, foruten av de rene bergartsparametrene, av krav til og utførelsen av sprengningsarbeidene, av profilets størrelse og form og av hvilke funksjoner den ferdige tunnelen skal ha. I et anlegg i drammensgranitt ble det i et 50 m^2's profil lagt meget sterk vekt på konturspregningen. Resultatet var at bare ubetydelige sikringsarbeider var nødvendige å utføre. Bilde fra tunnelen er vist i figur 21-3. Liknende forhold vil man kunne få frem i de øvrige eruptivene om man ikke beveger seg i områder med liten overdekning eller svekkete bergartsforhold.

Det kan være av interesse å ta med det sikringsvolumet som hittil er utført eller foreskrevet for deler av Glitrevannstunnelen, slik det går frem av følgende tabell.

DATA FRA TUNNEL LANDFALLTJERN-GLITRE

Bergart	Bolt/tm	% av tunnel-lengde		Merk.
		Spr. bet.	Utstøpt	
Dr. gr.	0,25	4	4,5	1950m 0,22 bolt pr.lm. skyldes sprak. 2,3% utstøpt p.g.a. vanninnbr.
Rp. Kv. p.	0,07	2,7	5,5	2450 m 2,8% utstøpt p.g.a. vanninnbr.
Kam-sil	00,3	8,5	10,5	950 m

Tunnelen er sikret ut fra den forutsetning at bare et lite og begrenset nedfall kan tillates.

Tunnelprofilet vist i figur 21-4 har vært brukt i store deler av denne tunnelen. Det har vist seg meget gunstig, spesielt overfor boltesikring.

Til sammenlikning ble det i tunnelen Trehørningen–Heggelivann brukt 0,13 bolt og ca. 1 m fjellbånd pr. løpemeter tunnel. Her er det forøvrig også sprøytet for ca. kr. 20,– og støpt for ca. kr. 10,– pr. løpemeter (1968).

At man kan komme bort i forhold med omfattende sikringsarbeider, er Klopptjerntunnelen et godt eksempel på.

Fig. 21-3 Tunnel i drammensgranitt – vellykket konturssprengning.

Et geologisk profil etter HALSEN (1974) er vist i figur 21-5. Man ser her en slaktfallende eruptivdekkestruktur med tre forkastninger. I overgangen mellom kvartsporfyr (Qp) og basalt (B3) traff man på ukonsolidert basaltslam som måtte støpes ut i ca. 100 m's lengde. Ellers var utstøping ikke nødvendig i tunnelen forøvrig, men det ble sikret med sprøytebetong over 14% av tunnellengden og satt 0,006 bolt pr. løpemeter hvor man hadde basalt. I kvartsporfyren var 4% sprøytebetong tilstrekkelig og igjen 0,006 bolt pr. løpemeter.

Til sist skal det nevnes et skoleeksempel på hvordan sprengningsplanen man velger, influerer på sikringskostnadene.

Fosskollen tunnel (ca. 500 m) nær Drammen ble sprengt i to faser. Den første tunnelen ble sprengt som full face, men den siste ble drevet som pilot-etterstross-tunnel. Vegdirektoratets folk har regnet ut at dersom det første løpet var blitt sprengt etter samme fremgangsmåte som det annet, ville sikringskostnadene blitt redusert med ca. 1,5 mill. kroner (1971).

Ved omtale og delvis i tabells form har det her vært forsøkt å trekke frem noen ingeniørgeologiske og bergmekaniske erfaringsdata som forhåpentlig vil være av verdi for kommende underjordsanlegg i Oslofeltets eruptivbergarter.

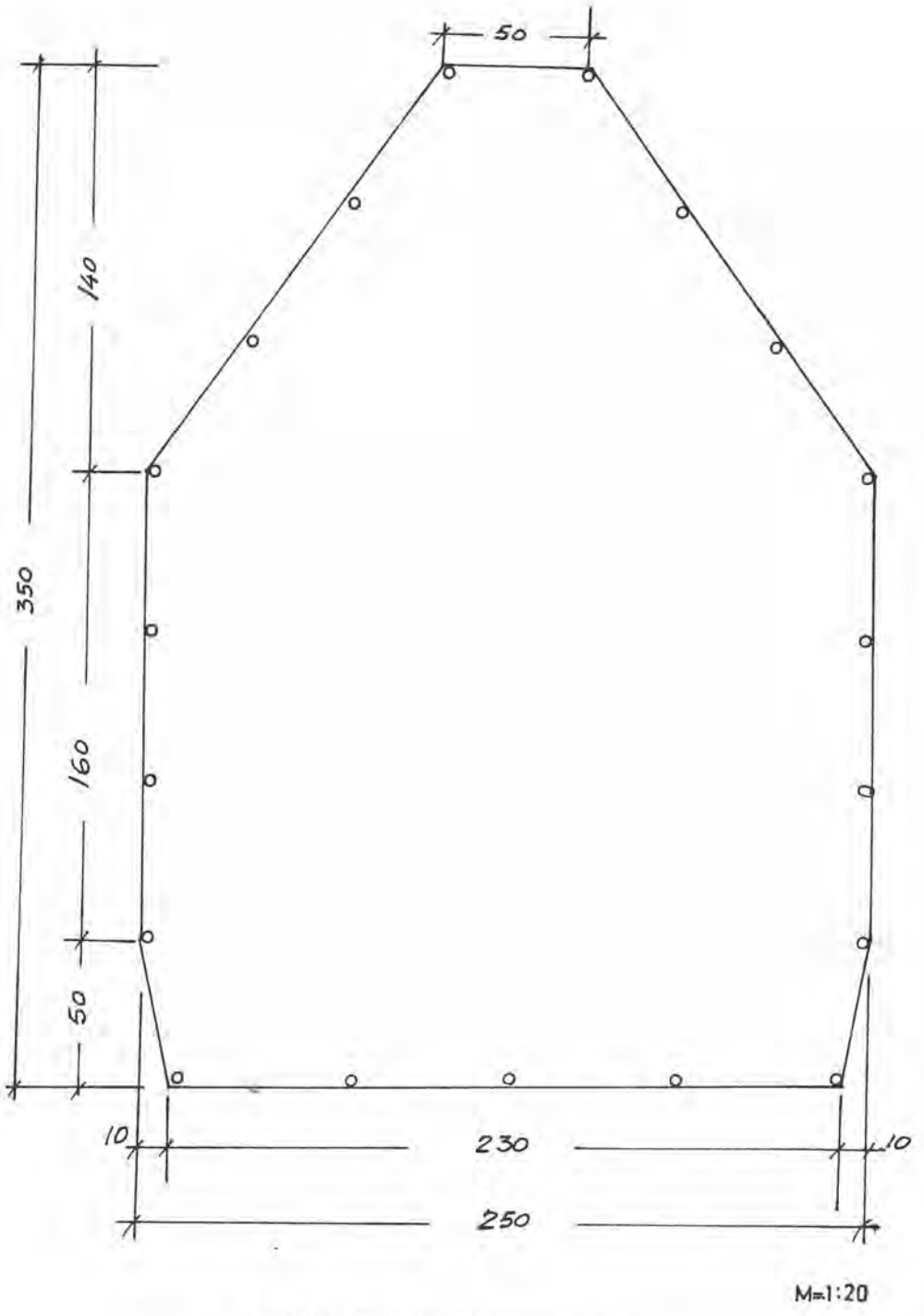


Fig. 21-4 Profil fra Glitrevannstunnelen.

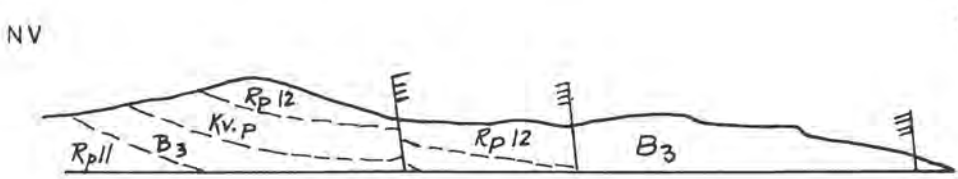


Fig. 21-5 Geologisk profil gjennom Klopptjerntunnelen (etter HALSEN (1974).

LITTERATUR:

1) HALSEN, O. (1974).
Geologisk snitt i tunnelen Klopptjern–Svarttjern. Oppdrag fra Drammen kommune.

2) HÅLAND, G. (1970).
Erfaringer fra sikringsarbeider i Lieråsen tunnel. "Fjellsprengningsteknikk 1970", 10 s.

3) SCHACH, R. og HELTZEN, A. M. (1974).
Prosjekt - Tunneltrasé Holsfjorden–Oset i Maridalen. Rapp. fra Kontor for Fjellspr.tekn.

RASET VED RØDSAND GRUBER, 2. FEBRUAR 1974

Break down of a stope at the Rødsand Mine, February 2nd 1974.

Dr.rer.nat. Hans-Peter Geis, Elkem-Spigerverket A/S, Oslo.

SAMMENDRAG

Ut fra en SØ–NV-gående svakhetssone skjedde det over lengre tid utrasinger fra taket i magasin 1, Z–SØ-malm. Dette raset nådde dagoverflaten den 2/2 1974 antageligvis på grunn av at det oppsto gjennombrudd til det tomme nabomagasin 0. Like etter raset ble måling av bevegelser på hengsiden igangsatt. Det åpne rommet ble fylt igjen. Det ble boret en rekke diamantborhull og langhull inn i området mellom raset og sjøen. Det er et lite overheng som kontrolleres ved hjelp av peilestenger fra dagen. 18 meter fra raskanten er forankringspunktet for et borhullsekstensometer.

SUMMARY

Starting from a zone of weakness, going SE–NW, there was rockfall from the roof of the abandoned stope 1 of the Z–SE ore body. This contiuned untill there was a break down to the surface on February 2nd 1974 only 100 ft. from the sea. I followed a probable break through to the neighbouring stope 0. Immediately after the break down, measuring of the movements started at the hanging wall side. The crater at the surface was filled up. A number of diamond- and long holes were drilled into the area between the crater and the sea. There was found a small cavity which was not filled up and this is under observation by controll rods from the surface. About 50 ft. from the cavity there is the anchoring of a borehole extensometer.

RAS Z–SØ

Lørdag den 2/2-74 ca. kl. 11.30 nådde et ras opptil dagoverflaten 35 m fra strandlinjen. Dette raset hadde utviklet seg i den østlige delen av Z–SØ, magasin 1. etasje – 100. (For en nærmere beskrivelse av malmen ved Rødsand Gruber se GEIS (1965)). Det innraste hullet hadde et omtrent rektangulært grunnriss på 17 x 30 m. En del av rasmassen forsvant i det nordøstlige hjørne og rasmassens overflate stabiliserte seg til slutt i løpet av 3/2 ca. 20 m under dagoverflaten. Tilsammen oppsto det altså et hulrom på ca. 10.000 m^3.

Det faktum at rasmassen forsvant i NØ-retning tyder på at det var oppstått en forbindelse mellom magasin 1 – som i stor grad allerede var fylt med rasmasse – og magasin 0 som var tomt.

Beregninger tyder på at området i forbindelse med raset ble godt oppfylt og at det er liten sannsynlighet for at det finnes åpne rom.

TIDLIGERE TILTAK

Over lengre tid hadde det skjedd utrasing fra en SØ–NV-gående svakhetssone i taket av magasin 1, som antagelig fulgte en pegmatittgang.

Toppen av den utraste massen som lå i mag. 1, hadde i sept. 1973 kommet litt over nivå –100. Taket over sto ca. 10–20 m høyere. Det ble satt igang boring av langhull fra dagen for å bestemme hvor høyt opp raset var kommet og for gjenfylling, men før det kom så langt, gikk raset.

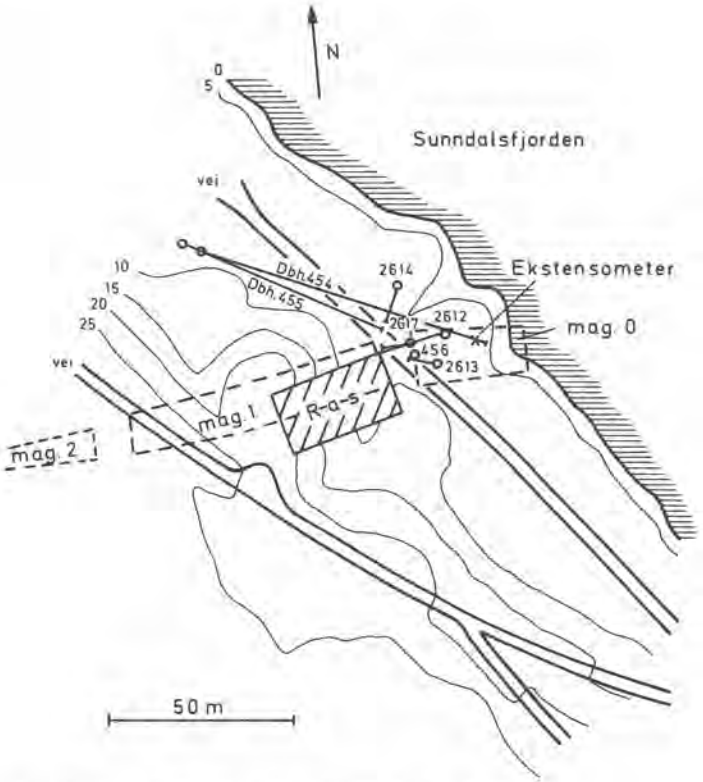


Fig. 22-1: Rødsand Gruber, Rasområdet Z–SØ.
Hullene 454–456 er diamantborhull.
Hullene 2612–2617 er langhull.
Den stiplede linjen viser magasintoppene på nivå –100.

TILTAK ETTER RASET

Da raset hadde stabilisert seg begynte gjenfyllingen mandag 4/2 om morgenen. Det ble først fylt med havesingel (9–19 mm) og pukk (9–45 mm). Denne massen rant godt unna, spesielt forsvant en god del av den i rasets nord-østlige hjørne, delvis også litt mot NV, slik at man kunne vente en god oppfylling av alle hulrom.

Etter at massen var begynt å legge seg opp i bunnen av selve rassonen, gikk man over til fylling med lokale løsmasser, delvis av bunnmorenetype, delvis av naturvasket type. Fyllingen ble avsluttet onsdag 13/2 da hullet var fullstendig oppfylt.

Under fyllingen ønsket vi å ha rasområdet under kontroll. På nordsiden av rashullet ble det derfor slått ned 25 bolter (gamle bor) i løsmassen og én i fast fjell og avstanden fra bolt til bolt ble målt med et bærbart stangekstensometer (avlesningsnøyaktighet 0,001"). Målingen begynte den 6/2 med 3 målinger pr. dag, den 8/2 gikk vi over til én måling pr. dag, f.o.m. 10. ble bare en del av boltene målt og den 26/2 ble målingene avsluttet. Da det var temperaturvariasjoner omkring 0° kunne man vente bevegelser p.g.a. tele og man fikk da også en god del variasjoner. På noen steder var det imidlertid en klar tendens. Mellom punkt 4 og 5 (5 er den eneste som står på fast fjell) var det fra 6–14/2 en minskning på 17,5 mm og så fra 15–26/2 en økning på 10 mm. Forøvrig var de tydeligsre utslag på følgende steder:

2– 3: økning på 7,5 mm (6–9/2)
10–11: minskning på 10 mm (6–9/2)
14–15: økning på 15,0 mm
22–54: minskning på 15,0 mm (6–9/2)
23–25: minskning på 10 mm (6–9/2)

Det er vanskelig å si om dette representerer bevegelser i fjell.
Fra to oppstillinger ble en rekke punkter siktet inn med teodolitt. Dette skjedde i tidsrommet 5/2–5/3-74 og det ble ikke konstatert registrerbare forandringer. Her bør man være oppmerksom på at registreringsnøyaktigheten ikke var bedre enn ca. 5 mm.

BORINGER

Fjellets beskaffenhet mellom østre raskant og sjøen er avgjørende for hvor sikker man er mot inntrengen av sjøvann. Det at fyllmassen forsvant i det nord-østre hjørnet av rashullet, tyder bl.a. på at det her kunne være et overheng. Vi startet derfor allerede den 9/2 boring av 2 hull med en Diamec 250 diamantbormaskin.

Bh 2610 boret med 38° fall, 10,50 m i løsmasse
Bh 2611 boret med 50° fall, 12,00 m i løsmasse
uten å klare å komme i fast fjell.

Maskinen ble derfor flyttet til nærmeste blotning for å bore dbh. 454 (46 mm) med fall 26° som skulle passere det nord-østre hjørnet av raset i en avstand av 10 m. Hullet ble boret 89,30 m uten å komme ut av fast fjell. I dette hullet ble den 16/2-74 installert et borhullsekstensometer som ble festet i dagen og i 85 m dyp. Det er gitt en forspenning på 7 mm. Instrumentet hadde den 20/2-74 stabilisert seg og har siden vist en lengdeøkning i rykk og napp som innen utgangen av oktober utgjorde totalt ca. 1 mm.

Deretter ble dbh. 455 boret med 26° fall som passerte det nord-østre rashjørnet i en avstand av 5 m. Det kom etter 63,10 m inn i et hulrom og etter ytterligere 1,60 m i fyllmasse. Med kjernerøret kom det opp litt av den pukken som var blitt fylt i rashullet.

Ytterligere 7 hull ble med en Lindø-maskin boret gjennom overdekningen. Den borer først med en 89 mm borkrone, hvorpå det bores etter med et 105 mm rør med hardmetallskjær. Unntatt bh. 2615 som ikke nådde ned, ble alle hull boret et stykke i fast fjell, hvorpå et 3" foringsrør ble støpt fast. De følgende hull ble fortsatt som 2 1/2" hull med vanlig langhullsbormaskin og gikk inn i rassonen i følgende dyp:

Bh. 2612 – Gj.boret på 58 m

Bh. 2616 – Hullet foreløpig oppgitt. Det er boret ned til ca. 19 m, men *to* stenger sitter fast.

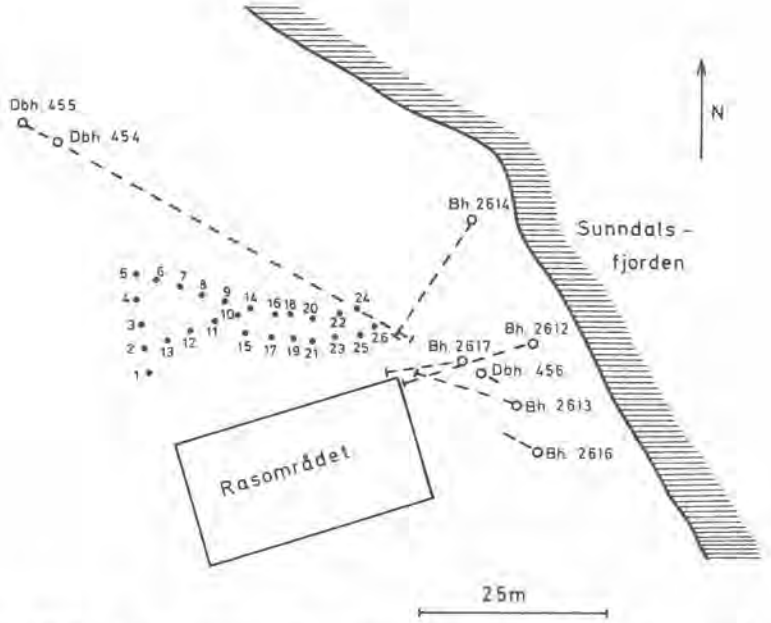


Fig. 22-2: Ekstensometermålepunkter på N-siden av rasområdet samt borhull.

Bh. 2617 – Gj.boret på 24,2 m.
I hull 2617 ble det funnet 2 m hulrom, alle de andre gikk umiddelbart inn i rasmassene. Bh. 456 skal bores videre som diamantborhull for å undersøke raskanten på større dyp (ca. 90 m under overflaten).

Hullene står åpne for peiling og er også blitt brukt for etterfylling med sand.

FYLLING MAGASIN 2

Da det ble konstatert en del sprekkedannelse i festet mellom mag. 1 og 2 mellom etasjene – 100 og – 150, ble det besluttet å fylle magasin 2 fra dets østende for å støtte dette festet. Til dette formål ble det med en Dresser 500 Strataborer stigortbormaskin boret et 9" pilothull fra dagen gjennom hvilket fylling har pågått.

STØPING AV PROPPER

Det finnes ett tverrslag på etasje –100 og to på etasje –150 som fører inn i det området som har forbindelse med rasområdet. I disse er det nå støpt propper, som på –100 har en lengde på 3,80 m og på –150 m på 5,0 m. Støpingen av proppene ble avsluttet den 1/4-74. Mens disse sikringsarbeider pågikk, ble det brukt et varslingssystem av røde lyspærer langs med transportveiene i gruben. Disse skulle slukkes ved hjelp av en kvikksølvbryter i tilfelle større mengder vann kom inn.

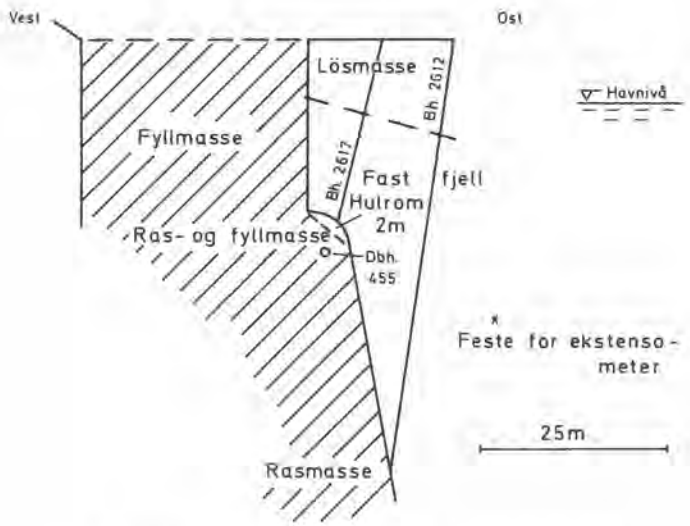


Fig. 22-3: Lengdesnitt gjennom N-kanten av raset.

SENERE BEVEGELSER

Til tross for at det er kommet en del vann inn i fyllmassen, har setningene vært minimale, totalt i størrelsesorden 1–2 m.

Peilingen i borhullene har vist at det har skjedd en viss avskalling fra veggene.

LITTERATUR

GEIS, H.-P. (1965): Eisen-Titanlagerstätten bei Rausand, Westnorwegen NGU Nr. 234, side 15–52.

INGENIØRGEOLOGISKE UNDERSØKELSER VED ØLJUSJØEN PUMPEKRAFTVERK

Engineering Geological Investigations at Øljusjøen Hydro Power Scheme.

Sivilingeniør Johan C. Sandberg, A/S GEOTEAM.

SAMMENDRAG

Under prosjekteringen av Lærdalsanleggene ble det klarlagt at det øverste av de to kraftstasjonene, Øljusjøen pumpekraftstasjon, ville ligge i grenseområdet mellom kambro-silur- og skyvedekkebergarter. Av frykt for at stasjonshallen og nedre del av den råsprengte vannvei kunne få problemer med skyvesoner, ble det boret et diamantkjerneborhull. Dette viste seg å gi meget gode informasjoner om fjellforholdene, og investeringen (ca. 50.000 kr.) har utvilsomt vært meget lønnsom.

SUMMARY

During the feasability studies for the Lærdal hydro power scheme in Sogn, Norway, it was discovered that the underground power house for Øljusjøen combined pumping and power station would be situated close to a thrust zone between underlaying paleozonic rocks and overlaying precambrian rocks. Detailed geological mapping based on rock cores from diamond drilled boreholes was carried out, and the power house successfully replaced. The author concludes that the investment in expensive boreholes was profitable.

INNLEDNING

Øljusjøen pumpekraftstasjon er den øverste av de to kraftstasjoner som inngår i Lærdalsutbyggingen. Fig. 23-1 viser en prinsippskisse av utbyggingen som utnytter den tredjedel av elvens nedslagsfelt som ligger sør og øst for Lærdalsføret, de øvrige ca. 2/3 er spart av hensyn til laksefisket. Hovedvannveien består av en kombinert overførings/takrennetunnel i ca. 1.100 m's høyde. Fra dette nivå utnyttes fallet ned til ca. k 240 i Borgund kraftstasjon som ligger ca. 150 m under dalbunnen like ovenfor stavkirken.

I hovedvannveiens nivå (k 1.100) finnes små magasinmuligheter, det er derfor bygget et pumpekraftverk som sommerstid skal løfte vannet opp i Øljusjøen som med regulering mellom k 1.333 og k 1.307 er det dominerende magasin i nedslagsfeltet (161 mill. m^3). Dette pumpekraftverket ligger øst i utbyggingsområdet, se fig. 23-2.

Utbyggingen har vært forestått av A/S Hafslund på vegne av Østfold fylke, og fullføres i disse dager etter ca. 3 års byggetid.

For Øljusjøen pumpekraftverk forelå det på anbudsstadiet følgende to alternative utforminger av tilløpssystemet:

I: Horisontal tilløpstunnel og råsprengt sjakt 1:1.
II: Råsprengt trykktunnel med jevnt fall 1:14, lengde ca. 2,8 km.

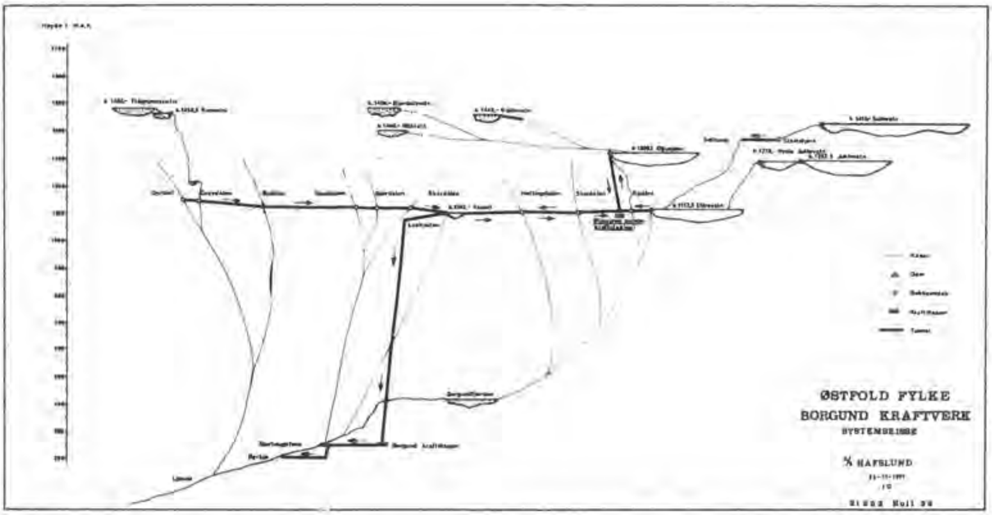


Fig. 23-1. Prinsippskisse av Lærdalsutbyggingen.

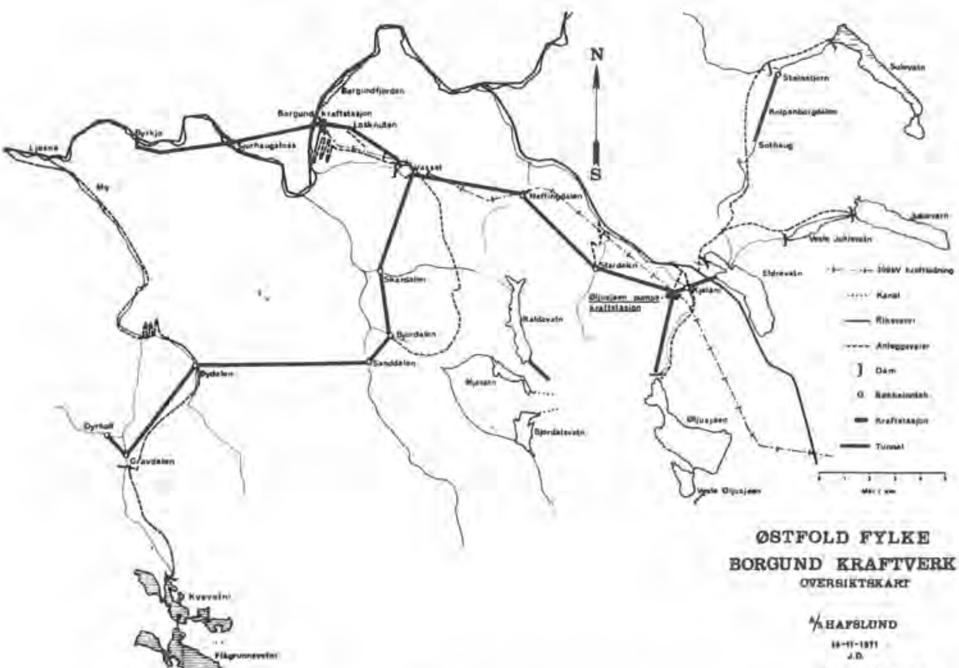


Fig. 23-2. Oversikt over Lærdalsutbygningen.

Fig. 23-3 viser en oversikt over tunnelsystemet slik det ble bygget etter alt. II, horisontalprojeksjonen av alt. I er ikke nevneverdig forskjellig. Begge alternativer innebar en rørtunnel foran stasjonen, overdekningsforholdet (korteste vannvei til dagen/trykkhøyde) ved konus er ca. 0,75 ved max. statisk trykkhøyde på 230 m.

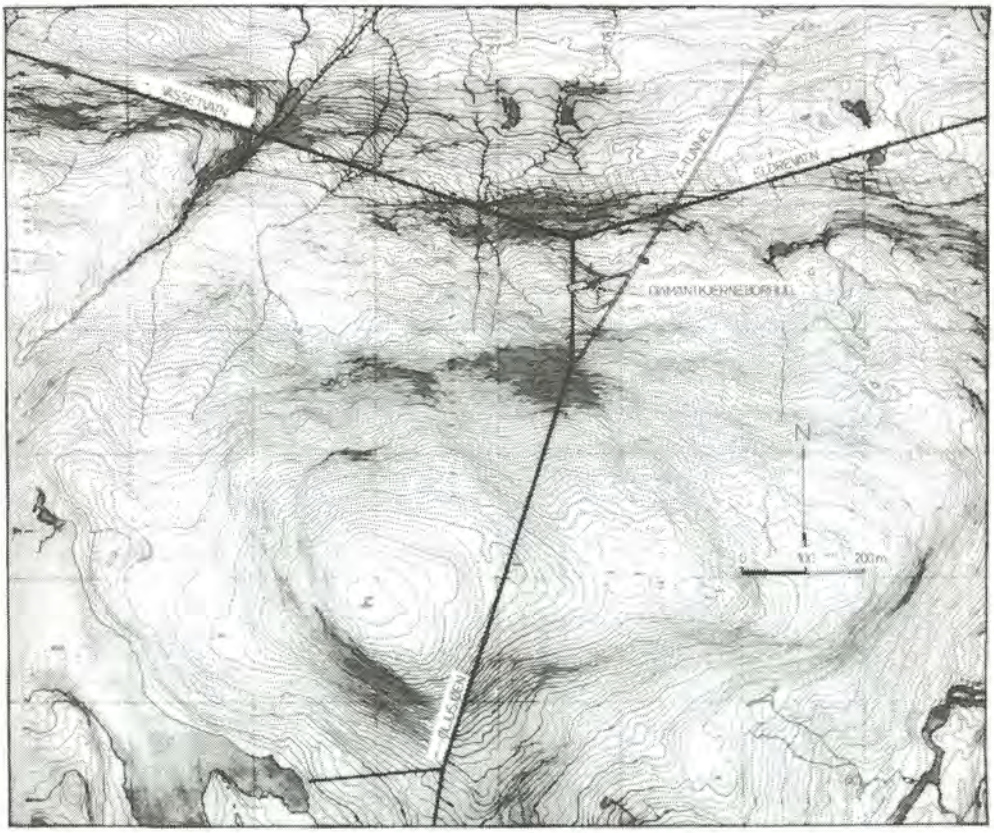


Fig. 23-3. Oversikt over tunnelsystemet ved Øljusjøen pumpekraftverk.
Tegnforklaring:

- Bergartsgrense
- Skyvedekkenes bergarter
- Kambrosilur-bergarter (kvartsskifer)
- Svakhetssone

MARKUNDERSØKELSER

De første markundersøkelser tok sikte på å klarlegge den generelle geologi i området. Hovedtrekkene var kjent fra før med den tradisjonelle 3-delte geologi som man finner på store deler av Vestlandet: Grunnfjellet nederst, dernest kambro-silurbergarter og øverst skyvedekket (jotundekket). Kambro-siluren består i Lærdalsområdet av en kvartsskifer i motsetning til den småkrusede fyllitten som ellers er kjent fra omliggende områder (Aurland, Fortun, Valdres). Denne bergarten er på mange måter lik skyvedekkenes undre lagrekker, og

grensen mellom kambro-siluren og skyvedekket er meget diffus i motsetning til eksempelvis i Aurland.

Markbefaringen gjorde det klart at Øljusjøen pumpekraftverk ville ligge nettopp i dette diffuse grenseområdet. Dette går tydelig frem av fig. 23-4, hvor man ser at det nord for stasjonsområdet er en skifer med strøkretning omtrent Ø–V, mens man syd for (og dermed over) stasjonen finner skyvedekkene med en mer rotete struktur. Skiferen har et sydlig fall og stikker således inn under skyvedekkene. Bergartsgrensen er på ingen måte så skarp som dette bildet skulle tyde på.

Sprekke- og strukturobservasjoner pekte ut to alternative orienteringer av stasjonshallens lengdeakse, og sammen med hensiktsmessige plasseringer av utendørsanleggene kunne man så sette opp en overslagsmessig utforming av tunnelsystemene. Stasjonen ble etter dette plassert nede i kambro-siluren.

Markbefaringen etterlot seg imidlertid dette meget vesentlige spørsmål: Er det skyvesoner i dette grenseområdet?

Fig. 23-4. Flyfoto av området ved Øljusjøen pumpekraftverk.

Dette er et ikke ukjent fenomen fra liknende grenseområder, bl.a. er en tydelig skyvesone markert i en fjellvegg like vest for Tuv øverst i Hemsedal. På fig. 23-4 kan det sees visse indikasjoner på skyvesoner, og med kraftstasjon og en rekke tunneler samt råsprengte vannveier var det åpenbart at forløpet av evt. skyvesoner var meget viktig å få klarlagt. Det ble derfor bestemt å søke et svar på dette med

DIAMANTKJERNEBORING

Planen var å bore 1 á 2 hull, og boringen ble utført umiddelbart før anleggsdriften skulle starte. Boringen begynte med et 173 m langt hull like nord for den prosjekterte stasjonshall, se fig. 23-5. Med denne plassering av hullet skulle man komme ned i kambrosiluren og derved få et bra bilde av fjellforholdene i grenseområdet.

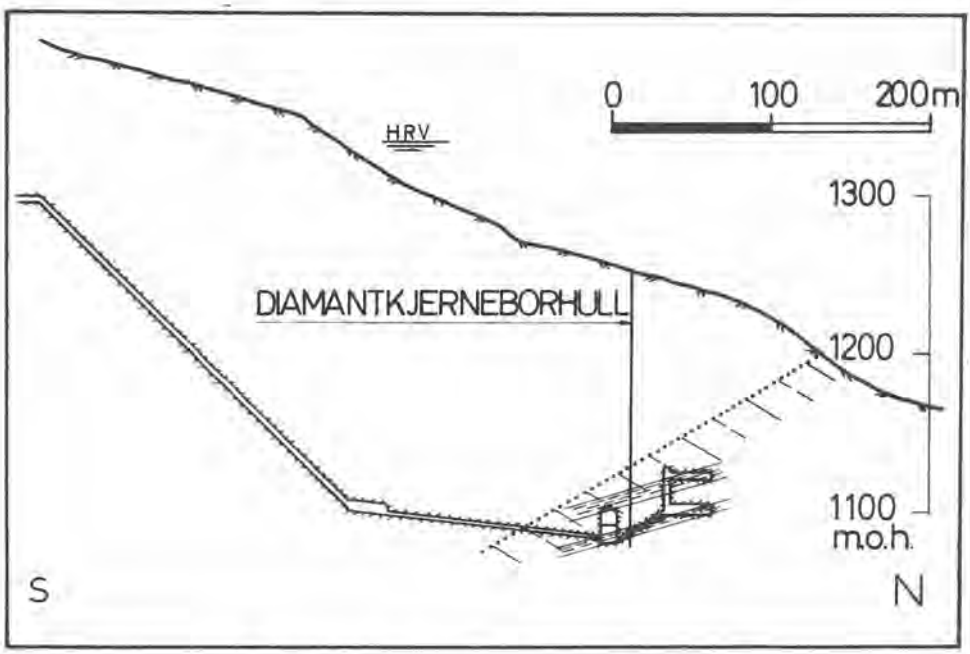


Fig. 23-5. Profil med opprinnelig hallplassering.

Dette første borhullet fortalte kort og godt: Massivt skyvedekke ned til en meget diffus overgangssone mot kambro-siluren uten tegn til skyvesoner, følgelig var man tilfreds med dette ene hullet. Imidlertid fant man nede i kambro-siluren en noe forskifret og oppsprukket lagpakke mellom k 1.106 og k 1.117, dvs. omtrent i stasjonsnivå, se fig. 23-6. Her fikk man ialt 3 kjernetap, riktignok noe usikre p.g.a. feil i kjernerøret, men kjernene tydet på at man her hadde en noe tektonisert fyllittisk bergart med bl.a. en del glidespeil. Fig. 23-7 viser et borprofil av de nederste ca. 40 m, hvor sprekketallet er logget for hvert opptak. Det fremgår tydelig at man her hadde meget små opptakslengder. Videre er det av betydning å merke seg kjernetapet på k 1.095, dette skulle senere vise seg å tjene om et slags "ledefossil".

For å få et bilde av fjellets tetthet, ble de nederste 100 m av hullet vannpresset. Resultatet var at skyvedekkene gjennomgående viste Lugeon-verdier på 5–6, mens kambro-siluren bare lå på ca. 0,1–0,2, til tross for en høyere oppsprekningsgrad.

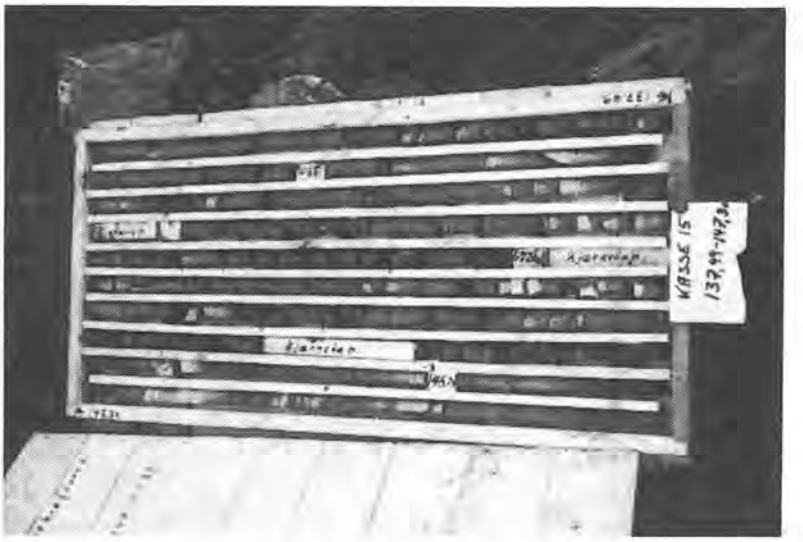


Fig. 23-6. Kjernekasse fra forskifret sone.

Disse opplysningene reduserte usikkerhetsmomentene vesentlig. På fig. 23-5 er skifersonens forløp inntegnet i forhold til opprinnelig stasjonsplassering. Her er også inntegnet en dypereliggende fyllittsone, som dog ikke hadde vist seg problematisk i borhullet. Det fremgår av denne figur at man var nødt til å flytte stasjonen for ikke å få skifersonen i stasjonshengen. Man valgte da å trekke den noe ut, og ved oppstartingen av sprengningsarbeidene var planene omtrent som vist på fig. 23-3. Konusen ble løftet litt, slik at det ble trykkrøret med sitt reduserte tverrsnitt som skulle passere skifersonen. Transporttunnelen til trykktunnelen måtte nødvendigvis også krysse sonen, men denne ble også lagt på stigning for snarest mulig å komme ut i bedre fjell igjen. Muligheten for mindre justeringer ble fortsatt holdt åpen.

OPPFØLGNING AV ADKOMSTTUNNELEN

Opplegget for sprengningsarbeidene var å drive adkomsttunnelen videre inn til grindkammeret før den endelige fastleggelse av kraftstasjonen ble bestemt. På denne måten søkte man å få verifisert informasjonene fra borhullet.

Adkomsttunnelen ligger med et fall på 1:9 (ca. 6°), mens bergartene faller 15° samme vei. Under sprengningen ville man således arbeide seg oppover gjennom lagrekkene mot de lag som var gjennomboret med diamantkjerneborhullet.

Den første "landkjenning" med borprofilet fikk man på pel 430 (litt forbi A-tunnelen inn til stasjonen). På fig. 23-8 vises at man her fikk inn en mindre sleppe etter lagdelingsplanet som ved konstruksjon skulle vise seg å korrespondere meget godt med det kjernetapet man hadde registrert i borhullet på k 1.095. Til å begynne med var man litt reservert med å legge for stor vekt på denne observasjon, men da man etter ytterligere ca. 40 m's drift fikk mer oppsprukket og dårlig fjell i hengen, fikk man ytterligere indikasjoner på en meget god korrespondanse med borhullet, idet det stemte utmerket at man nå skulle komme inn i den forskifrede sonen. Man klarte såvidt å passere den med bolting og nett, men

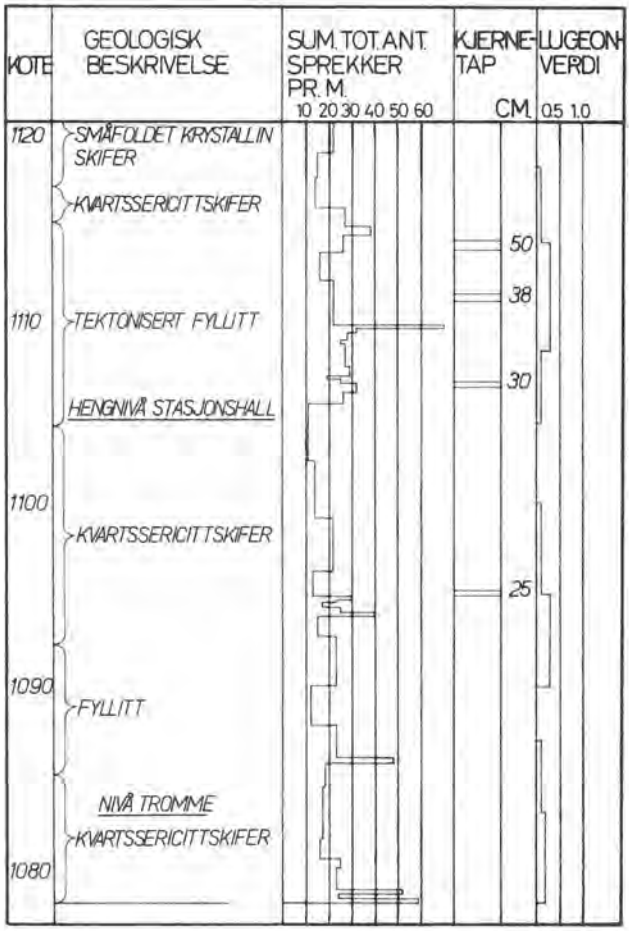


Fig. 23-7. Borprofil av hullets nedre del.

man kom ut av den helt etter oppskriften, slik at det kan sies at da man var fremme ved grindkammeret, hadde man gjennomdrevet fjell som forutsett etter kjerneboringen, dog med den unntakelse at man ikke hadde sett noe til bergartsgrensen. (Denne var imidlertid kun tillagt akademisk interesse, og selv etter at tunnelen nå er ferdigsprengt, må man et par hundre meter opp i trykktunnelen før man definitivt kan si å være kommet over i skyvedekket).

Bergartsstrukturen hadde imidlertid dreid seg ca. 10° i forhold til det antatte, strøket var nå N80°V. Dette var noe ugunstig, idet den indre del av stasjonshengen nå ble liggende 2–3 m nærmere skifersonen enn antatt. Før drivingen mot stasjonen tok til, benyttet man seg derfor av det innlagte slingringsmonn og trakk stasjonen 3 m utover (dvs. mot nord). Selv om dette ikke ga den samme klaringen som det først var regnet med, ble den antatt for tilstrekkelig. Man kunne så gå til utsprengningen av stasjonen med forventede fjellforhold noe gunstigere enn det skulle fremgå av fig. 23-8.

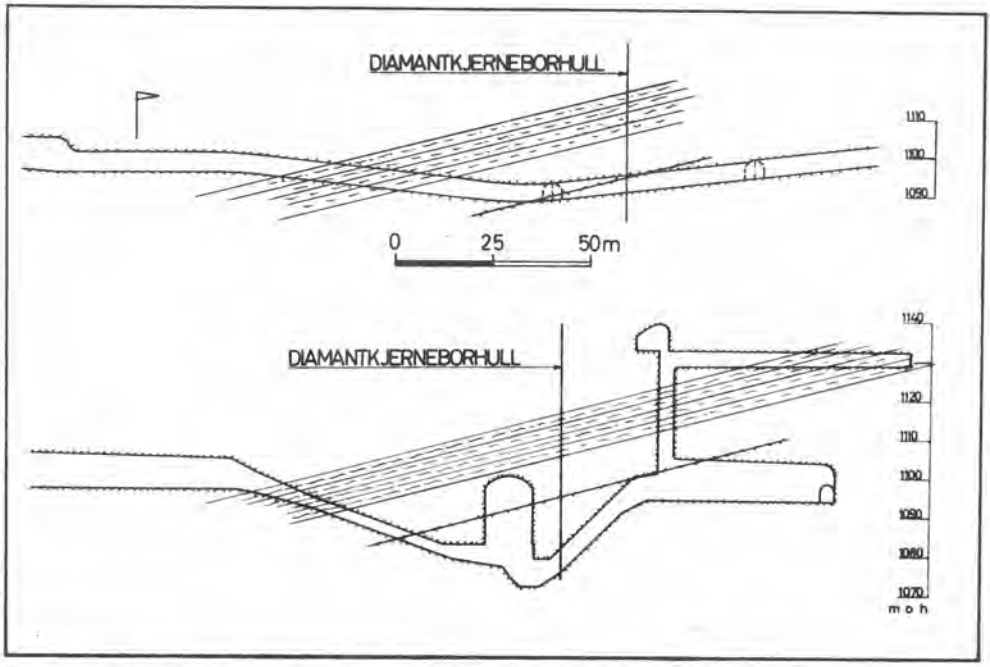


Fig. 23-8. Profil av adkomsttunnel og kraftstasjon før siste justering.

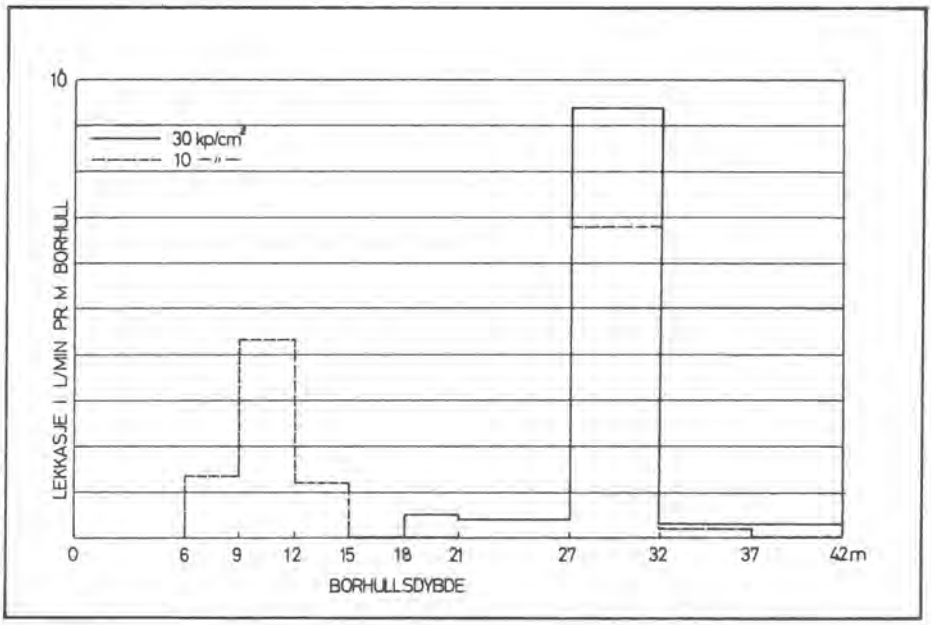


Fig. 23-9. Resultat av vannpressingsforsøk i grindkammer.

PLASSERING AV KONUS

Som den siste undersøkelse ble det før drivingen av grindkammeret foretatt en vanntapsmåling i et 42 m langt hull som ble boret litt under kammerets senterlinje frem mot den prosjekterte konus. Dette hullet ble vannpresset både med 10 og 30 kp/cm^2's trykk for å få et bilde av fjellets permeabilitet. Fig. 23-9 viser at man her fikk langt høyere Lugeon-verdier enn registrert i kjerneborhullet; på et parti 10–15 m foran opprinnelig konusplassering ble det målt hele 7 Lugeon.

Av frykt for at man her skulle få korrespondanse med skifersonen, som her løp under sålen og som under driften hadde vist seg meget permeabel og vannførende, ble det besluttet å trekke konus frem foran dette permeable partiet. Den samme undersøkelse tilsa også en omhyggelig, systematisk injeksjon av hele grindkammeret samt nedre del av trykktunnelen.

RESULTAT AV UNDERSØKELSEN

Som resultat av undersøkelsene må det fremheves at man i stasjonshallen fikk meget gode fjellforhold, og kontakthvelvet ble etablert på rekordtid. Diamantkjerneboringen, som representerte en investering på ca. 50.000 kr., viste seg å gi et godt grunnlag for på forhånd å plassere tunneler og kraftstasjon på en meget hensiktsmessig måte i et fjellparti hvor man ellers sto i fare for å få store stabilitetsvansker med økonomiske konsekvenser på det mangedobbelte av boringens kostnad.

Etter at vannet ble satt på, fikk man fra partiet bak proppen mot trykktunnelen en samlet lekkasje på 10–11 l/sek. Etter injeksjon fra luftsiden er denne lekkasjen omtrent halvert, hvilket innebærer at den er bragt ned på et akseptabelt nivå.

Som den viktigste konklusjon, må det fremheves at undersøkelsene ved Øljusjøen pumpekraftverk er et godt eksempel på at diamantkjerneboring under gitte homogene fjellforhold er en meget velegnet undersøkelsesmetodikk.